



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

99
29

“DEFINICION DEL TIPO DE CORTINA PARA EL PROYECTO TEMASCALTEPEC”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL PRESENTA ROSALBA HUERTA CRUZ



CIUDAD UNIVERSITARIA,

AGOSTO DE 1998

264078

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1:045/98

Señorita
ROSALBA HUERTA CRUZ
Presentes

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. REGINALDO JOSE HERNANDEZ ROMERO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"DEFINICION DEL TIPO DE CORTINA PARA EL PROYECTO TEMASCALTEPEC"

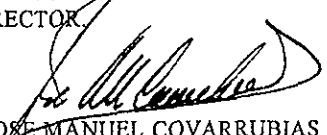
INTRODUCCION

- I. GENERALIDADES DEL PROYECTO**
- II. ESTUDIOS DE CAMPO Y LABORATORIO**
- III. VALORACION DEL TIPO DE CORTINA**
- IV. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CORTINA**
- V. CONCLUSIONES**

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 19 de marzo de 1998.
EL DIRECTOR


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMCS/GMP*lmf

Todo el conocimiento está aquí y a mi alcance. Estoy en busca de él, está a mi disposición si tengo el suficiente interés de encontrarlo

Lilia Reyes Spíndola

DEDICADO A:

A Dios por haberme dado la oportunidad de vivir y poder compartir mi vida con los seres a quien más quiero, admiro y respeto: mis padres.

A mi padre porque me ha enseñado a crecer como persona y me ha demostrado en cada momento su apoyo, y sobre todo gracias por creer en mí.

A mi madre por ser una persona muy admirable y respetable, gracias por preocuparse y estar pendiente de lo que me sucede, por apoyarme en todo momento y sobre todo me da gusto poder demostrarle que cuando me propongo una meta, la consigo.

A mis hermanos por ser parte de mi esencia, nacimos de la misma energía y tenemos la misma sangre; crecimos compartiendo juegos, pleitos, reconciliaciones, ilusiones y mucho cariño.

A mis sobrinos por ser personas que están luchando contra todos los obstáculos para poder ser alguien en la vida. Espero sirva de ejemplo para despertar en ellos sus inquietudes y habilidades.

A los profesores de la Facultad de Ingeniería por inculcarnos el amor a la profesión, a tener sentido de seguridad y responsabilidad con nosotros mismos para poder responder a los demás.

A mis amigas y amigos por brindarme su amistad sincera, por haber estado conmigo cuando los necesité, por sus deseos de poder seguir adelante y lograr sus metas.

AGRADECIMIENTOS:

A la Universidad Nacional Autónoma de México y en especial a la Facultad de Ingeniería por haberme dado la oportunidad de poder haber logrado terminar una carrera.

A la Comisión Federal de Electricidad por haberme brindado la oportunidad de empezar a tener contacto con el ejercicio profesional y en especial al Ingeniero Enrique Domínguez por su apoyo incondicional para poder desarrollar actividades que pudieran llevar a cabo el Proyecto Temascaltepec.

A mi director de tesis, el Ingeniero Reinaldo Hernández por brindarme su tiempo y apoyo en la realización del presente trabajo de tesis.

Al Departamento de Cálculo y en especial al Ingeniero Luis Hernández Moreno y al Ingeniero Francisco Barrera García por darme la oportunidad de empezar a desarrollarme en la docencia.

Al Ingeniero Héctor García Gutiérrez por interesarse en el tema de mi tesis, gracias por su apoyo y comprensión.

A los sinodales por brindarme un poco de su tiempo y atención para el presente trabajo.

DEFINICIÓN
DEL TIPO DE
CORTINA
PARA EL
PROYECTO
TEMASCALTEPEC

INDICE

	Página
INTRODUCCIÓN	1
1 GENERALIDADES DEL PROYECTO	8
1.1 Descripción General del Proyecto	8
1.2 Geología	9
1.3 Climatología	10
1.4 Operación de la Presa El Tule	11
1.5 Filosofía de Control	12
1.6 Instrumentación y Sistemas de Control	13
1.7 Impacto Ambiental	13
1.8 Azolves	14
2 ESTUDIOS DE CAMPO Y LABORATORIO	15
2.1 Estudios preliminares	15
2.2 Sismicidad	15
2.3 Geología de la Boquilla	17
2.4 Trabajos de Campo y Laboratorio	18
2.5 Resultados de los Trabajos de Campo y Laboratorio	19
2.6 Descripción del Subsuelo en el Cauce (SM-3)	19
2.7 Información Topográfica	22
2.8 Hidrometría y Climatología	23
2.9 Bancos de Materiales	29
2.9.1 Núcleo	31
2.9.2 Filtros	31
2.9.3 Enrocamiento	32
2.10 Trabajos de Campo y Laboratorio de los diferentes Bancos	32
2.11 Estratigrafía del Subsuelo de los Bancos	33
3 VALORACIÓN DEL TIPO DE CORTINA	35
3.1 Definición de Términos	35
3.2 Clasificación de las Cortinas	36
3.3 Análisis del Tipo de Cortina	39

3.4 Alternativa de Cortina de Materiales Graduados (Corona a la Elevación 1532 msnm)	43
3.5 Alternativa de Cortina de Concreto Compactado con Rodillo (Corona a la Elevación 1532 msnm)	46
3.6 Comparación de Alternativas y determinación del Arreglo de Obras	47
3.7 Obras de Contención	49
3.8 Esquema de Obras Seleccionado (Corona a la Elevación 1552 msnm)	50

4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CORTINA 56

4.1 Composición del CCR	56
4.2 Materiales Cementantes	57
4.3 Agregados	57
4.4 Planta de Concreto	60
4.5 Límites de Variabilidad de la Mezcla de CCR	62
4.6 Transportación	62
4.7 Colocación y Extendido	64
4.8 Compactación	66
4.9 Juntas	68
4.10 Varillas de Acero para Refuerzo incluyendo Anclas	71
4.11 Estructuras Alojadas en el Cuerpo de la Cortina	71
4.12 Curado y Protección	72
4.13 Estructuras de Concreto Convencional	72
4.14 Preparación de la Cimentación	74
4.15 Limpieza del Talud Aguas Abajo	76
4.16 Calidad	76

5 CONCLUSIONES 79

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 83

ANEXO DE FIGURAS 84

INTRODUCCIÓN

Desde sus orígenes, la vida de los pueblos ha dependido de la posibilidad de obtener el agua para utilizarla en sus quehaceres domésticos, en sus labores productivas, en sus procedimientos curativos y hasta en sus ritos religiosos. A diferencia de otras grandes civilizaciones, cuyo nacimiento se asocia a las márgenes de un gran río, la de los aztecas se situó en un complejo lacustre, dentro de un valle cerrado, y este hecho marcó el inicio de una incesante lucha por el agua, tanto para hacerse del líquido que apagara la sed del hombre, como para controlar los efectos destructivos de grandes torrentes que confluían ahí, donde la población se había asentado

El agua, asociada al relato mítico del nacimiento mismo de la Gran Tenochtitlán constituyó desde entonces un enorme reto al ingenio y tenacidad del hombre del Valle. Los vestigios de las culturas indígenas sorprenden por la concepción y funcionalidad de sus obras hidráulicas

El agua que la lluvia depositaba en la cuenca se equilibraba en cantidad con la que se perdía por evaporación en la gran superficie líquida, la que consumían las plantas y los árboles, la que transpiraba la vegetación, la que se evaporaba de la superficie del suelo y la que se infiltraba en el subsuelo.

En 1418 se construyó un gran acueducto de 12 kilómetros de longitud para llevar las aguas de Chapultepec al Templo Mayor. El trazo de este acueducto, denotaba conocimiento y perspicacia, pues en lugar de seguir una línea recta, recorría un tramo junto al borde de la laguna y se desviaba después para entrar a México.

Al disminuir el nivel de las aguas de Chapultepec, se concibió un proyecto que contemplaba una obra de captación que consistía en un gran muro o presa donde convergían los diversos manantiales y una obra de conducción, que recorría la calzada que unía, a Xochimilco y Coyoacán con Tenochtitlán.

En la obra de conducción se utilizaron estacas y morillos para dar firmeza al terreno, se rellenaron con tierra los puntos bajos y se conformó con piedra pesada la base del acueducto. Sobre la base se levantó un muro en cuya parte superior se construyó un caño, que distribuía el agua a cinco fuentes o surtidores en la ciudad.

Los españoles combinaron sus técnicas con los métodos indígenas en la construcción de obras para aprovechar las aguas de los manantiales, así como de las corrientes permanentes y de los flujos torrenciales.

Con el paso del tiempo, las soluciones a los problemas de la Ciudad de México rebasaron las fronteras de su entorno físico. Por un lado, fue necesario construir cuatro salidas artificiales para desalojar del Valle las aguas de lluvia; entre las que se encuentran el Tajo de Nochistongo y el Drenaje Profundo.

Por otro lado, la demanda de agua de la Ciudad se vió incrementada notablemente a partir de la postguerra, lo cual hizo insuficientes las fuentes locales; fue entonces necesario recurrir a fuentes externas al Valle de México. Primero se transportó agua desde el Valle de Alto Lerma y, a partir de la década de los ochenta, desde el Sistema Cutzamala, obra cuya complejidad técnica y dimensiones la sitúan a la cabeza de esfuerzos similares que se han realizado en otras partes del mundo.

Además de las fronteras físicas, los problemas de la Ciudad rebasaron las fronteras geopolíticas, al extenderse la mancha urbana más allá del Distrito Federal, hasta nuestros días, en que el área metropolitana incluye 27 municipios conurbados del Estado de México.

Por ello, al esfuerzo desplegado por los gobiernos de las dos entidades federativas, se sumó el del Gobierno Federal, con objeto de enfrentar conjuntamente los problemas técnicos, financieros, sociales y políticos asociados a la ejecución y operación de las obras de transferencia de agua, de una cuenca a otra y de una entidad federativa a otras. En este marco de coordinación y cooperación, las obras del Sistema Cutzamala se iniciaron en 1976 y en 1982 la Ciudad de México empezó a recibir los primeros 4000 l/s.

Desde entonces, el Sistema Cutzamala ha permitido enfrentar adecuadamente los incrementos anuales en la demanda de agua, resultado de una población que crece todavía en forma importante. Hoy día, con una capacidad instalada de 19000 l/s y un proyecto (**Temascaltepec**) para suministrar 5000 l/s adicionales, con esto el Sistema Cutzamala garantizará el abasto del líquido en lo que resta del siglo, además permitirá la reducción de la sobreexplotación a que está sujeto el acuífero del Valle de México y con ello, atemperar los problemas de hundimiento de los suelos y la alteración de la calidad del agua subterránea, que hoy presenta signos preocupantes.

La magnitud del esfuerzo que ha significado para la sociedad la construcción del Sistema Cutzamala, nos lleva a transitar paralelamente en el camino del uso eficiente del agua. Debemos pensar en ello cada vez que disfrutamos del agua en nuestros hogares; cada vez que alimentamos con ella al campo o a la industria; cada vez que disponemos de las aguas residuales y las arrojamos en un río o en un lago; cada vez que observamos a algunos de los millones de compatriotas que todavía no tienen acceso al agua.

ORÍGENES DE LA CUENCA DEL VALLE DE MÉXICO

La Cuenca del Valle de México, ubicada en el borde sur de la Mesa Central, entre las latitudes 19°03'53" y 20°11'09" y las longitudes 98°11'53 y 99°30'24" al oeste del meridiano de Greenwich, tiene una extensión de 9600 km². De estos el 53.3% son terrenos planos con pendientes suaves situados a una elevación media de 2240 msnm (metros sobre el nivel del mar) y el resto, que corresponde al 46.7%, son terrenos cerriles y montañosos con pendientes fuertes, correspondiendo la altitud de 5452 msnm al Volcán Popocatepetl

La cuenca limita al oriente con las sierras de Tepozán, Calpulalpan y Río Frío; al sureste con la Sierra Nevada; al sur con la sierra Chichinautzin; al suroeste con la sierra de las Cruces; al poniente con las sierras de Monte Alto y Monte Bajo; al noroeste con la sierra de Tepetzotlán y al norte con las sierras de Tezontlalpan y Pachuca.

Desde el punto de vista geohidrológico, la Cuenca del Valle de México es una gran cuenca subterránea cuyas paredes y fondo impermeables están formadas por rocas volcánicas andesitas y dacitas del Terciario.

Esta olla está rellena de sedimentos fluviales, lacustres y volcánicos que se produjeron en el Cuaternario Reciente al cerrarse la cuenca por el sur, y contiene rocas y clásticos de andesitas basálticas. Las andesitas basálticas son formaciones permeables y de alta porosidad, por lo que geohidrológicamente es probable que la cuenca no sea cerrada hacia el sur y que el Valle de México esté conectado con el de Cuernavaca.

Originalmente, la Cuenca de México era abierta, pues el agua de lluvia escurría hacia el sur por dos ríos; uno al Oriente, al pie del lado occidental de la Sierra Fria y el otro al Poniente, por la parte oriental de la Serranía de las Cruces. Ambos vertían sus aguas en el río Amacuzac, afluente del río Balsas, que las conducía al Océano Pacífico.

Los estudios geológicos y de vulcanología permiten deducir que en la época del Cuaternario Inferior, hace aproximadamente un millón de años, la Fractura Clarión tuvo manifestaciones volcánicas que dieron lugar a la formación de la serranía del Ajusco, lo que motivó que la cuenca se cerrara.

CLIMAS E HIDROLOGÍA EN EL VALLE DE MÉXICO

El clima del Valle de México se clasifica como subtropical, templado, semiseco y sin estación invernal definida, con una temperatura media anual de 15° a 16°C. Las lluvias ocurren de mayo a octubre, mientras la época de secas se mantiene el resto del año, así la precipitación pluvial y la temperatura pueden arrojar los mismos valores en las faldas de la serranía o en las áreas planas de la Cuenca.

La precipitación pluvial en la Cuenca es diferente en cada una de las zonas hidrológicas; las que tienen más de 750 mm anuales de precipitación se ubican al SO y SE de la región, mientras en las zonas N y NE sólo se producen lluvias escasas.

El alto valor de la evaporación y la transpiración de las plantas hace que el 77% del agua de lluvia se elimine, lo que representa un volumen medio anual del orden de 5700 millones de m³.

La distribución de las lluvias en el Valle es desfavorable para su aprovechamiento y control, pues el total de la precipitación anual se puede concentrar en un reducido número de tormentas. Así en una sola tormenta se puede precipitar entre el 7% y el 10% de la lluvia

media anual, pero de este volumen más del 50% se precipita en tan solo 30 minutos, lo que provoca grandes crecientes

Los ríos y arroyos del Valle de México poseen características comunes como cursos cortos, pendientes pronunciadas, caudales intermitentes, permeabilidad del suelo y, en temporada de lluvia, crecientes rápidas con arrastres de lodo. Esto causa a la parte poblada del Valle trastornos como inundaciones, azolves en las presas, canales y drenajes y la imposibilidad de aprovechar las aguas superficiales para el consumo humano.

El Valle se divide en 11 zonas que agrupan conjuntos de ríos con características hidrológicas semejantes y que desembocan en los lagos de Texcoco, Xochimilco o la laguna de Zumpango.

HISTORIA DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA

En la época independiente, las fuentes principales de abastecimiento de agua potable para la ciudad de México se reducían a los manantiales de Chapultepec, Santa Fe, el acueducto de Guadalupe y pozos artesianos.

La demanda de agua sobrepasaba la oferta de los manantiales y se inició la extracción de agua del subsuelo con la construcción de 20 pozos que resultaron brotantes.

Se habían abierto en la Ciudad y en el Valle de México 144 pozos, de los cuales 24 estaban destinados para riego y los 120 restantes para casas particulares. Dada la facilidad para adquirir el recurso con este método y la calidad del agua obtenida, al cabo de 40 años existían en el Valle de México cerca de 1,100 pozos

La cantidad total producida por las aguas brotantes de entonces era de 2101 m³, de los cuales 1234 m³ correspondían a los acueductos y 867 m³ a los pozos artesianos para el respectivo consumo de la población y los usos industriales.

A fines del siglo pasado, ante los crecientes problemas para el abastecimiento de agua potable a la Ciudad de México, se consideró por primera vez la necesidad de realizar una planeación que evaluara el aprovechamiento de las aguas superficiales y las aguas subterráneas. El poco conocimiento que se tenía del subsuelo del Valle de México fue quizás la razón por la que los programas de abastecimiento se basaron en aspectos económicos y se decidió continuar con la estrategia de perforación de pozos de modo preferencial a la construcción de acueductos para captar el agua de fuentes superficiales relativamente lejanas.

Ya en el presente siglo, con la intención de modificar la política hidráulica antes mencionada, se construyó un acueducto que utilizaba los manantiales de Xochimilco para suministrar 2.1 m³/s a través de un conducto de 26 kilómetros de longitud que debía llevar el agua hasta la Planta de La Condesa

El caudal proveniente de los manantiales fue insuficiente y se recurrió a la perforación de pozos profundos para incrementar el gasto. Esta solución dio como resultado que en poco tiempo tanto los manantiales de Xochimilco como los de Chapultepec se fueran agotando, provocando una clara sustitución del agua superficial por el agua subterránea y el inicio de nuevas obras de abastecimiento como las de Chiconautla y el Peñón del Marqués.

Las zonas de recarga disminuyeron considerablemente debido a la alteración de la cubierta vegetal y sólo una mínima parte de las lluvias pudieron regularse mediante presas; asimismo, los acuíferos se explotaron más allá de la recarga natural

A pesar de estos problemas, se continuó con la misma estrategia para abastecer de agua al Valle de México. Después se inició con la construcción del acueducto Lerma. El sistema consistía esencialmente en la captación de los manantiales de la laguna del Lerma y en su conducción por gravedad a la Cuenca del Valle de México, para aprovechar la circunstancia de que el Valle de Toluca, donde se encuentra la laguna, es 273 m más alto que el de México. El sistema empezó a funcionar en 1951 y consta de 234 pozos.

Con esta obra comenzó la transferencia de agua entre cuencas, que tuvo originalmente una aportación de 2.5 m³/s hasta alcanzar, a mediados de los años sesenta, 14 m³/s.

SISTEMA CUTZAMALA

Se realizaron estudios donde se determinó que las cuencas más viables para abastecer al Área Metropolitana de la Ciudad de México desde el punto de vista de su factibilidad hidrológica, técnica, política, social, económica y financiera eran las correspondientes a las cuencas altas de los ríos Cutzamala, Tecolutla y Amacuzac

Se calculó también el costo medio por metro cúbico en cada proyecto y se determinó que el más viable era el de la Cuenca Alta del Río Cutzamala, pues brindaba la posibilidad de aprovechar la infraestructura existente del Sistema Hidroeléctrico Miguel Alemán y permitía satisfacer, en menor plazo, la demanda de agua potable en la Zona Metropolitana de la Ciudad de México (ZMCM).

CONCEPCIÓN DEL SISTEMA CUTZAMALA

El proyecto para el aprovechamiento de la cuenca alta del río Cutzamala contempló una parte importante de los recursos hidráulicos superficiales utilizados en la generación de energía eléctrica a elevaciones superiores a los 1400 msnm mediante captaciones en las presas de almacenamiento Villa Victoria y Valle de Bravo, así como en el Vaso regulador de Colorines, alimentado por un sistema de presas interconectadas que comprende a Tuxpan, El Bosque e Ixtapan del Oro

Para transportar los caudales de los sitios mencionados al Valle de México, fue necesario cruzar el Valle de Toluca -la zona más alta de la cuenca del río Lerma- y atravesar la sierra de las Cruces por un túnel.

Los estudios hidrológicos realizados por la CAVM indicaron que de la presa Villa Victoria se podía aprovechar para agua potable un gasto medio de $4 \text{ m}^3/\text{s}$, de Valle de Bravo $6 \text{ m}^3/\text{s}$ y de Colorines $8 \text{ m}^3/\text{s}$. Para la utilización de las aguas del río San José Malacatepec antes de su escurrimiento a la presa Colorines, se planeó la construcción de la presa Chilesdo, con vista a captar un gasto medio de $1 \text{ m}^3/\text{s}$.

Además de las fuentes anteriores, se contempló la posibilidad de aprovechar los escurrimientos del río Temascaltepec mediante la construcción de una presa derivadora a una elevación superior a los 1600 msnm, en un sitio donde el río tiene un caudal medio anual del orden de los $5 \text{ m}^3/\text{s}$

FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA

A partir de las fuentes de aprovechamiento de agua conformadas por las presas Villa Victoria, Valle de Bravo, Chilesdo, Colorines y Temascaltepec (**en proyecto**), se desarrolló la infraestructura requerida para captar, elevar, potabilizar y conducir $24 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta la ZMCM.

Las obras del sistema se iniciaron en 1976 con la construcción del Túnel Analco-San José, para continuar tres años después con las correspondientes a la captación de Villa Victoria, que entró en funcionamiento en 1982, con un gasto medio de $4 \text{ m}^3/\text{s}$. En 1985 se concluyen y entran en operación las obras para aprovechar $6 \text{ m}^3/\text{s}$ de la Presa Valle de Bravo, cuya conducción requirió la puesta en marcha del túnel Analco-San José.

Hacia 1993 inicia la operación de captación en la presa Chilesdo para obtener un gasto medio de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ y en 1994 se dispone de la infraestructura para el aprovechamiento de $8 \text{ m}^3/\text{s}$ en promedio de la presa Colorines, con lo cual cubrirán los incrementos en la demanda de agua potable originados por el crecimiento poblacional hasta el año de 1997.

Por otra parte, con la ejecución del proyecto para el aprovechamiento de $5 \text{ m}^3/\text{s}$ del río Temascaltepec, se dispondrá de los volúmenes requeridos hasta principios del próximo siglo.

En la figura 1 se muestra un plano general del Sistema Cutzamala.

BENEFICIO A LA ZONA METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

El Sistema Cutzamala ha cumplido desde su inicio con la ardua tarea de abastecer de agua a la Zona Metropolitana de la Ciudad de México, satisfaciendo los incrementos en la demanda de una población que sobrepasa los 16 millones de habitantes con una tasa de crecimiento

anual estimada en 2.5%, coadyuvando con ello a la reducción de la explotación de los acuíferos y permitiendo la cancelación de pozos.

Prueba fehaciente de los servicios prestados por el sistema a la Zona Metropolitana de la Ciudad de México fue la rápida respuesta a los problemas de suministro originados con los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985, cuando el acueducto entregó a la ciudad 2.0 m³/s adicionales al volumen normalmente aportado.

Actualmente, el Sistema ordena el aprovechamiento del recurso en función de la disponibilidad y no de la demanda, ayudando a incrementar la oferta de agua potable para uso urbano y participando en la distribución y calidad del agua.

De esta manera, el Sistema Cutzamala contribuye a la promoción de una nueva cultura del agua que intenta crear una actitud más consciente entre los habitantes de los pueblos y ciudades del país, con el propósito de eliminar el derroche del líquido y lograr una utilización racional y eficiente del mismo.

1 GENERALIDADES DEL PROYECTO

Como parte de los trabajos de ampliación del Sistema Cutzamala, la Comisión Nacional del Agua (CNA) tiene contemplado la construcción de una presa de almacenamiento de agua en el río Temascaltepec, en la zona conocida como el Tule. El agua aquí almacenada se conduciría al vaso de la presa Valle de Bravo mediante bombeo y a través de una conducción en túnel con sección herradura que tendría una longitud del orden de 20 km.

En principio, la CNA ha considerado dos opciones para la altura de la corona, de 85 m (cota 1605 UTM¹) y 60 m (cota 1580 UTM); debido principalmente a las condiciones geológicas de la boquilla, las cuales se describen mas adelante. Cabe señalar que el cauce se encuentra a la elevación 1520 UTM.

1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

La zona de proyecto se encuentra en la región centro occidente de la República Mexicana, en la parte suroeste del Estado de México abarcando principalmente los municipios de Temascaltepec y Valle de Bravo, se ubica entre los paralelos 19° 00' y 19° 15' de latitud Norte y los meridianos 100° 00' y 100° 11' de longitud Oeste.

El sitio en estudio para la presa "El Tule" está 500 m aguas abajo del sitio del mismo nombre y la margen izquierda es accesible por una terracería que inicia a 17 km del poblado de Temascaltepec, en la carretera que une a esta población con Tejuzilco. El croquis de localización del Proyecto Temascaltepec, se muestra en la figura 1.1

A continuación se describen las particularidades del proyecto de acuerdo a los esquemas y arreglos de las obras preparadas por la CNA.

Captación

La captación de las aguas del río Temascaltepec se realiza a través de las obras de la presa ubicada en el sitio denominado El Tule. Su arreglo general contempla las siguientes estructuras:

- Cortina.- De 60 m de altura máxima (con corona a la elevación 1552.00 msnm y un bordo libre de 2 m) y 185 m de longitud de corona, existiendo posibilidades de construirla a base de materiales graduados, con concreto compactado con rodillo vibratorio (CCR) o con concreto convencional

Los niveles característicos en la cortina son los que se muestran en la tabla 1.1

(¹ A las cotas referidas al Sistema UTM debe sumársele 48.607 m para que correspondan al Sistema Hidroeléctrico Miguel Alemán)

Niveles Característicos			
	Elevación (msnm)	Área (ha)	Capacidad (10 ⁶ m ³)
NAME	1550.00	72.00	9.280
NAMO	1549.00	69.00	8.640
NAMINO	1548.52	67.40	8.330
VOLUMEN ÚTIL			0.310

Tabla 1.1

NAME: Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias

NAMO: Nivel de Aguas Máximas Ordinarias

NAMINO: Nivel de Aguas Mínimas Ordinarias

- Obra de Desvío.- Formada por un canal de 10 m de ancho de plantilla por 6.5 m de profundidad alojado en la margen izquierda y diseñado para desalojar un gasto máximo de 400 m³/s

El desvío del río se efectuará mediante ataguías de materiales graduados.

- Obra de Excedencias.- Se localiza sobre la cortina hacia el centro del cauce. Se trata de un vertedor controlado por dos compuertas radiales de 8.50 x 9.85 m. Diseñado para descargar un gasto máximo de 1000 m³/s.
- Caudal firme al río.- Consiste en un conducto de 2 m de diámetro alojado en el cuerpo de la cortina hacia la margen derecha con umbral a la elevación 1526 msnm, diseñado para desfogar un caudal medio de 20 m³/s.
- Obra de Toma.- Ubicada en margen derecha, con umbral a la elevación 1544.50 msnm y volumen hasta el mismo de 5.82 x 10⁶ m³, protegida con rejillas metálicas y diseñada para un gasto máximo de 8 m³/s.

1.2 GEOLOGÍA

La CNA ha llevado a cabo estudios de geología y geotécnia en los sitios previstos para las principales estructuras del proyecto. Sin embargo se tiene en proceso la elaboración de estudios adicionales.

Se cuenta con el informe geológico y cuatro anexos para el sitio el Tule, proporcionados por la CNA, así como un informe geológico para el sitio en estudio (500 m aguas abajo del sitio el Tule) y un informe de bancos de materiales proporcionados por el departamento de Geología.

1.3 CLIMATOLOGÍA

Las estaciones climatológicas que aportan datos para el proyecto son trece, operadas por la Comisión Federal de Electricidad, de las cuales diez pertenecen al Estado de México, dos a Michoacán y una denominada Presa Tuxpan de la que no se conocen sus coordenadas y al estado que pertenece.

Escurremientos

A continuación se describen algunas características de las estaciones hidrométricas:

PASO DEL COBRE.- Se localiza sobre el río Temascaltepec, aguas abajo del sitio del proyecto, cuenta con mediciones de gastos diarios en m^3/s y volúmenes mensuales en miles de m^3 para el período de 1951 de enero a mayo y en 1967 de noviembre a diciembre. Esta estación fue operada por la Comisión Federal de Electricidad. Se solicitaron registros de sólidos en suspensión, de los cuales se reportó no tener mediciones en esta estación.

RÍO VERDE.- Se localiza sobre el río Verde, aguas arriba del sitio del proyecto, tiene mediciones de gastos diarios en m^3/s y volúmenes mensuales en miles de m^3 para el período de 1941 a 1959, faltando en el año de 1941 de enero a julio y en 1959 de mayo a diciembre; esta estación fue operada por la Comisión Federal de Electricidad.

PASO DEL RAYÁN.- Se localiza sobre el río Temascaltepec, aguas abajo del sitio del proyecto, tiene mediciones de gastos diarios en m^3/s y volúmenes mensuales en miles de m^3 para el período 1951 a 1967, faltando para el año de 1951 de enero a agosto y en 1967 el mes de diciembre; esta estación fue operada por la Comisión Federal de Electricidad.

LA COMUNIDAD.- Se localiza sobre el río Verde, aguas arriba del sitio del proyecto, tiene mediciones de gastos diarios en m^3/s y volúmenes mensuales en miles de m^3 para el período de 1959 a 1977, sus registros están completos; fue operada por el Departamento del Distrito Federal.

REAL DE ARRIBA.- Se localiza sobre el río del Vado, aguas arriba del sitio del proyecto, tiene mediciones de gastos diarios en m^3/s y volúmenes mensuales en miles de m^3 para el período de 1958 a 1969, faltando en el año de 1958 de enero a marzo y los primeros siete días de abril; fue operada por el Departamento del Distrito Federal.

TEMASCALTEPEC.- Se localiza sobre el río del mismo nombre, aguas arriba del sitio del proyecto, tiene mediciones de gastos diarios en m^3/s y volúmenes mensuales en miles de m^3 para el período histórico de 1973 a 1982, faltando para el año de 1973 de enero a febrero y todo el año de 1978; fue operada por la Comisión Nacional del Agua.

También se recopilaron de esta estación los gastos diarios del período ampliado por la GRAVM de la CNA de 1951 a 1985 excepto los meses de enero a mayo de 1951, así como noviembre y diciembre de 1967 y de enero a febrero de 1973, además los años completos de 1968 a 1972 y 1978.

1.4 OPERACIÓN DE LA PRESA EL TULE

La operación del sistema se iniciará con el almacenamiento de agua en la presa "El Tule" aguas abajo, esta obra debe cumplir con el propósito de almacenar un volumen reducido entre el NAMINO y el NAMO equivalente a 4 horas de bombeo.

Su función principal será derivar el volumen aprovechable diario en solo 20 horas para evitar el consumo de energía en las horas pico del Sistema Eléctrico y obtener un ahorro en los costos de operación

La construcción de la presa provocará entre otras acciones, la acumulación de azolves e impedirá el paso del agua en época de estiaje hacia aguas abajo, obstruirá el paso de avenidas, etc

- Estructura desarenadora.- Debe evacuar el azolve acumulado en la zona de obra de toma aún en el caso extremo de que el embalse se haya llenado hasta el piso de esta estructura. Para tal efecto contará con compuerta(s) radial(es) que operaran manualmente en función de la cantidad de azolve y de acuerdo a la política de operación determinada por el diseñador.
- Caudal firme al río - Debe permitir principalmente devolver al río un caudal firme de al menos $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ y eventualmente de $2 \text{ m}^3/\text{s}$, debe contar con las válvulas o dispositivos de control de gasto y de seccionamiento para mantenimiento. Adicionalmente debe permitir el vaciado del volumen del embalse comprendido entre la cresta del vertedor y el nivel que corresponde al azolvamiento de dos años, en un tiempo máximo de siete días, para tal efecto debe instalarse el dispositivo de cierre y la conducción correspondiente.
- Vertedor.- Debe permitir el paso de la avenida de diseño, por lo que deberá equiparse con compuerta(s) radial(es).

El agua almacenada en la presa se conduce a la obra de toma lateral equipada con compuertas y rejillas cuya operación debe ser automatizada considerando las variables involucradas, tales como, el nivel en el embalse, la velocidad de ascenso del agua en el mismo, el número de bombas en operación, entre otros. Esta operación obliga a la instalación de medidores del nivel en el embalse y la implementación de un sistema de control de compuertas.

De la obra de toma el agua es conducida hasta el tanque de succión a través de una tubería que operará como canal, deben preverse válvulas para vaciado de los sifones.

El tanque de succión proporcionará la carga de sumergencia necesaria para que las bombas no caviten, siendo muy importante la instalación de medidores de nivel para impedir la operación de las bombas en caso de presentarse niveles de agua inferiores a los requeridos por las bombas. También debe coordinarse el nivel de agua en este tanque con la operación de las compuertas de obra de toma para evitar derrames y el volumen del tanque excesivo.

Sin embargo debe preverse una estructura vertedora en el tanque con las obras de encausamiento al río.

1.5 FILOSOFÍA DE CONTROL

El control para la operación de la planta de bombeo debe permitir una operación segura y confiable tanto en el modo manual como en el automático, teniendo como principal objetivo la protección del equipo, la seguridad de la planta, la transmisión de datos que se consideren necesarios y el uso óptimo del agua.

El Control debe ser de una tecnología estándar de fabricación de uso internacional aplicable a dimensiones de gabinetes, bastidores y tarjetas; niveles de señal y protocolos de comunicación, estándares y procedimientos de prueba de fábrica y en sitio.

Asimismo, debe permitir la intercambiabilidad de elementos y la interconexión con equipos fabricados por otros. Debe ser del tipo de Control Distribuido Programable, interconectado con fibra óptica, arquitectura dividida, con señales desacopladas, sistemas de protección y control redundantes, con sistema autodiagnóstico de fallas y cuando menos con dos modos de control: local y remoto desde su propio cuarto de control.

Cuarto de Control

En este cuarto se instalará la estación de control desde donde se controlará los grupos moto - bomba y subestación eléctrica, constará de tablero mímico, pupitres, pantallas, teclados e impresoras y deberá contener lo siguiente:

- Comandos e instrumentos supervisores para el control de la planta de bombeo
- Diagrama mímico del proceso de bombeo y sistemas auxiliares si existen.
- Diagrama mímico de la interconexión con la subestación.
- Comandos para la operación del proceso.
- Indicadores de operación del proceso (gasto, presión, temperatura, etc.).
- Indicadores de operación de los motores (velocidad, voltaje, corriente, potencia, etc.).
- Alarmas.
- Indicación de disparos.

Los pupitres de control, deben contar con iluminación interna para la ventana de alarmas, módulo de comando y estación selectora.

El sistema supervisorio central debe tener monitores que desplieguen entre otra la siguiente información:

- ◆ Alarmas
- ◆ Gráficas de tendencia
- ◆ Reportes de operación y fallas
- ◆ Diagrama de flujo dinámicos

1.6 INSTRUMENTACIÓN Y SISTEMAS DE CONTROL

Con el fin de proteger a las unidades moto - bombas, es necesario instalar instrumentos de medición y protección que las mantengan operando con seguridad dentro de rangos preestablecidos, para lo cual se debe implementar lo siguiente:

Medición

Debe contener los elementos primarios de medición (sensores) analógicos y digitales, sus transmisores y demás accesorios que se requieran.

Control lógico y de protección

Debe contener el control de los equipos de bombeo en sus diferentes modalidades, lógicas de protección a nivel de accionamiento por equipo, módulos y relevadores de interfaz para los accionamientos de motores, válvulas e interruptores.

1.7 IMPACTO AMBIENTAL

La CNA elaboró la Manifestación de Impacto Ambiental (MIA) y un estudio de riesgo para el Proyecto con la información existente. Estos documentos fueron presentados al INE-SEMARNAP para obtener la autorización en materia de impacto ambiental para construir el sistema.

El estudio de análisis definitivo de riesgo del Proyecto, debe realizarlo el licitante ganador, después de la firma del Contrato de Fideicomiso.

El INE-SEMARNAP, en el dictamen a la MIA (Manifestación de Impacto Ambiental) y al estudio de riesgo, establecerá los términos y condicionantes bajo los cuales deberá realizarse el Proyecto. Por lo tanto, la Sociedad debe contemplar en el diseño, construcción y puesta en servicio del mismo, los términos y condicionantes que determine el INE-SEMARNAP. La Comisión Nacional del Agua proporcionará la información sobre la resolución correspondiente, una vez determinada por el INE (Instituto Nacional de Ecología)

La sociedad debe presentar a la CNA un estudio de riesgo basado en la información de la ingeniería de detalle del Proyecto, 12 meses después de la firma del Contrato de Fideicomiso.

1.8 AZOLVES

Únicamente existe información de la estación hidrométrica Paso del Cobre, la cual cuenta con las siguientes mediciones de tres años no completos, los cuales se muestran en la tabla 1.2

VOLUMENES REGISTRADOS (dam ³)									
MES	1955			1956			1957		
	ESCURRIDO	ACARRÉADO	RELACIÓN	ESCURRIDO	ACARRÉADO	RELACIÓN	ESCURRIDO	ACARRÉADO	RELACIÓN
JUN				33175	24.88	0.0750%	16226	3.57	0.0220%
JUL	40100	98.79	0.2463%				21968	90.50	0.4120%
AGO	51287	17.41	0.0339%						
SEP	92694	36.69	0.0396%	45026	29.78	0.0661%			
OCT	55394	7.34	0.0133%	30871	2.52	0.0082%			
NOV	28003	0.20	0.0007%						
DIC									
SUMA	267478	160.42	0.0600%	109072	57.18	0.0524%	38194	94.08	0.2463%
% PROMEDIO		0.0668%		0.0498%		0.2170%			

Tabla 1.2

2 ESTUDIOS DE CAMPO Y LABORATORIO

La Comisión Nacional del Agua (CNA) tiene contemplado la construcción de una presa de almacenamiento de agua en el río Temascaltepec. El agua aquí almacenada se conduciría al vaso de la presa Valle de Bravo mediante bombeo y a través de una conducción en túnel

En principio la CNA ha considerado como primera opción una altura de la corona de 85 m. Sin embargo tomando en cuenta las condiciones geológicas de la boquilla que se describen más adelante se ha contemplado también la posibilidad de manejar una altura de corona de 60 m

2.1 ESTUDIOS PRELIMINARES

La zona en cuestión se ha estudiado desde 1940, primero por Comisión Federal de Electricidad (CFE) dentro de los estudios para el Sistema Hidroeléctrico Miguel Alemán, y posteriormente por la CNA, como parte de los estudios para el Sistema Cutzamala

En 1987 la compañía Tecnosuelo, S.A estudió la permeabilidad y la estabilidad de las laderas del sitio El Tule para CNA. El estudio definió como inestable una ladera de margen izquierda aguas abajo de la actual boquilla. También estudió de manera general cuatro bancos de materiales para su utilización en una posible cortina de materiales graduados.

En 1990, la compañía AKA, S.A. de C.V. estudió la zona de la boquilla para CNA y eligió un eje aguas abajo del actual para una boquilla de granito (granodiorita).

En mayo de 1995 la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (GEIC) de la CFE, por solicitud de la CNA, comenzó los Estudios Geológicos de Factibilidad del Proyecto Temascaltepec y en abril de 1996 la Gerencia de Ingeniería Experimental y Control, a solicitud de la CNA, inició el estudio de bancos de materiales.

Los trabajos de exploración comenzaron el 13 de junio de 1996, con la ejecución del sondeo SM-3, ubicado en la margen derecha sobre el eje seleccionado para la cortina. Sin embargo, el día 28 del mismo mes fueron suspendidos por gente del poblado de San Pedro Tenayac, cuando el sondeo estaba a 18.3 m de profundidad y el 31 de julio de 1996, se informó que los trabajos se suspendían oficialmente por tiempo indefinido.

2.2 SISMICIDAD

La zona en estudio está comprendida en la parte central del Eje Volcánico Transmexicano y está rodeada por zonas sismogénicas importantes; a 270 km hacia el sur se encuentra la zona de subducción de las placas Rivera y Cocos, bajo la placa de Norteamérica, rasgo que se denomina Trinchera Mesoamericana, que rige la sismicidad del sur de México y que

genera los temblores más violentos y destructores. Por otro lado, a 100 km hacia el noroeste se localiza la zona sismogénica denominada del Alto Río Balsas, cercana a Cd. Altamirano en el Estado de Guerrero y en donde se generan temblores de hasta 6.5°, con profundidades intermedias entre 38 y 50 km, que presentan un mecanismo de falla normal.

El departamento de Estudios Sismogénicos de la GEIC instrumentó a principios de 1995 el sitio Temascaltepec con dos equipos, un equipo analógico de registro en papel ahumado MEQ-800 con sensor vertical L4C, y un acelerómetro digital K2 con sensor de tres componentes y con canales longitudinal, vertical y transversal.

El rasgo estructural más importante desde el punto de vista sismogénico es el Graben de Acambay, localizado a 90 km al norte y cuya falla generó un temblor de 7 grados en 1912 (fig. 2.1) Esta falla producirá la aceleración teórica máxima en el sitio (148 gales).

Con base en lo anterior, se considera un valor regional de 0.15g para la aceleración del terreno. Este valor variaría en función de las condiciones geológicas de cada una de las obras. Cabe señalar que los análisis realizados para llegar a este valor fueron hechos con muy pocos datos de la sismicidad regional, por lo que sus resultados deben ser tomados con reservas.

Utilizando diferentes relaciones de atenuación publicadas en la literatura, se calculó la aceleración teórica máxima que generaría el temblor máximo reportado o teórico en cada una de las cuatro zonas sismogénicas descritas anteriormente, valores que se resumen en la tabla 2.1.

ZONA	MAGNITUD RICHTER	DISTANCIA Km	ACEL. TEÓRICA MAX. GALES
Venta de Bravo	5.3	80	20.0
Acambay	7.0	90	148.0
Alto Río Balsas	6.5*	100	80.0
Brecha Acapulco	8.2*	230	121.0

Tabla 2.1
* Teórica

Por otro lado, el Manual de Diseño de Obras Civiles (Diseño por Sismo) de la CFE ubica al sitio en estudio en la zona B, de sismicidad media, con aceleraciones del terreno y coeficiente sísmico, para estructuras tipo A, de 0.06g y 0.21g, respectivamente, para roca sana.

Lo anterior hace evidente la necesidad de profundizar en el análisis de riesgo sísmico del sitio, recopilando una mayor cantidad de datos que permitan afirmar el modelo de mecanismo focal y de atenuación.

2.3 GEOLOGÍA DE LA BOQUILLA

Las pruebas de permeabilidad se realizaron usando equipos mecánicos y neumáticos; en la boquilla se efectuaron en forma descendente y los tramos probados fueron de 3 m, llevando la presión hasta los 10 kg/cm². Sin embargo, algunas veces no se logró alcanzar estas condiciones

En la zona en estudio las alturas máximas se encuentran en la Sierra Temascaltepec (al noroeste de la población del mismo nombre) en los cerros Juan Luis, Gordo, Sacamecate, El Capulín y San Agustín, con elevaciones entre 2670 y 2710 msnm. Dichas elevaciones descienden abruptamente hacia la porción occidental, entre Santo Tomás de los Plátanos y Zacazonapan, hasta los 950 msnm y coinciden con el desagüe de las cuencas hidrológicas de la región (figura 2.2).

Las rocas que afloran en el sitio de la boquilla son: metamórficas (esquistos y gneiss); ígneas intrusivas (granodioritas); lahares; volcánicas (basaltos), depósitos de talud; suelos residuales, y aluviones en el cauce (fig. 2.3)

La boquilla presenta forma de U muy abierta, con un ancho al nivel del cauce (cota 1520 UTM) de 100 m y del orden de 700 m a la cota 1600 UTM (fig. 2.4)

En la margen derecha afloran esquistos foliados, la zona decomprimida superficial tiene espesores de 15 a 30 m, con velocidades de onda de 1200 a 1300 m/s. La roca en esta zona posee una permeabilidad entre 11 y 25 UL. Su foliación y fracturamiento producen bloques lajeados que pueden causar problemas de estabilidad al realizar las excavaciones en esta margen. Subyaciendo a esta zona decomprimida aparece la roca de mejor calidad, con velocidades de onda de 2700 m/s y tramos poco permeables (6 a 8 UL) a permeables (12 a 25 UL).

En la margen izquierda el metamórfico antes mencionado se encuentra cubierto por un lahar con espesores que van de 10 m cerca del cauce, a 55 m en el barreno T-7 (fig. 2.5). El lahar es en general permeable (11 UL) y posee velocidades de onda de 800 a 1000 m/s.

La superficie de contacto lahar-esquisto en margen izquierda posee pendientes de entre 10 y 20 que, aparentemente, no implican un riesgo de deslizamiento. Sin embargo, habría que revisar las condiciones de estabilidad del lahar si se tuvieran que hacer excavaciones en él, tanto en condición seca como saturada.

A la elevación 1670 msnm afloran basaltos que cubren a los lahares.

En el cauce bajo un espesor de aluvión del orden de los 7 m aparece, hasta profundidades de 30-35 m, una arcilla lacustre de consistencia rígida, interestratificada con delgados estratos de limos y limos arenosos.

Por otra parte, cabe hacer notar que aguas arriba de la boquilla, aproximadamente a 1 km, existe un antiguo deslizamiento que podría reactivarse al saturarse. El volumen de la masa

que se deslizaría es pequeño, por lo que aparentemente no representa un riesgo para la presa. Esta información deberá confirmarse mediante una inspección minuciosa del deslizamiento y la realización de los análisis de estabilidad correspondientes.

Boquilla El Tule

La CFE realizó en el mes de mayo de 1995, levantamientos topográficos de verificación; se ubicaron dos vértices denominados Tule-1, en margen derecha y Tule-2 en margen izquierda del río Temascaltepec, ambos vértices se posicionaron con equipo GPS, para proporcionarles sus coordenadas geográficas (latitud y longitud), tomando como referencia el elipsoide de Clark 1866 y NAD 27; se proporcionó también la elevación sobre el nivel medio del mar, tomando como referencia el banco de nivel No. 720, localizado en el poblado Los Timbres (cercano al sitio El Tule), el cual fue ubicado por el INEGI (Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática).

A partir de estos dos vértices, se realizó el trazo de 7 secciones de las cuales 4 son perpendiculares al río, llegando hasta la elevación 1650 aproximadamente y 3 paralelas al río; dichas secciones se trazaron para estudios de geofísica, geología y para la verificación de curvas de nivel, de la boquilla de aguas arriba, desplantada en esquistos, a una distancia aproximada de 500 m del sitio de presa actual.

Con la obtención de datos de cada una de las secciones, se pudo hacer una comparación entre los datos de campo (reales) y los plasmados sobre el plano (gráficos) encontrando discrepancias que van desde 0.10 m hasta 8 m, se realizó un análisis más al respecto.

Esto quiere decir, que de origen ya existe una diferencia entre nuestros datos y los que se manejan en los planos y para manejar la igualdad habría que sumar las elevaciones de CFE 0.865 m para que exista correspondencia con los planos proporcionados por la CNA.

Al evaluar estas diferencias y al analizar los dos planos topográficos de la CNA, se consideró aceptable la topografía plasmada en éstos para cálculo de áreas, volúmenes y ubicación de obras exploratorias, para la ubicación de las obras civiles, se recomienda realizar topografía de detalle en las áreas específicas.

2.4 TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO

Trabajos de campo y laboratorio programados

Como antecedentes se había reportado que en el cauce existían arcillas y limos lacustres de color negro, de consistencia aparentemente blanda, distribuidas en capas laminares que contienen diatomeas. El espesor de este estrato fue reportado del orden de 34 m.

Con el fin de verificar las características de estas arcillas lacustres se decidió realizar los siguientes trabajos de campo:

- a) Cinco sondeos continuos en el cauce, alternando la prueba de penetración estándar (SPT) con el muestreo inalterado con tubo shelby de 10 cm de diámetro, ubicados como se muestra en la fig. 2.3.
- b) Dos líneas de geofísica ubicadas en los ejes de las ataguías de aguas arriba para las opciones de cortina consideradas.

Las muestras obtenidas de los sondeos se enviarían al laboratorio, donde se les realizarían las siguientes pruebas índices:

- c) Contenido de agua y clasificación
- d) Límites de consistencia líquido y plástico
- e) Densidad de sólidos
- f) Porcentaje de finos

En adición a muestras representativas se les realizarían las siguientes pruebas mecánicas:

- g) Corte directo en probetas de 10 cm de diámetro
- h) Compresión triaxial no consolidada no drenada (UU) y consolidada no drenada (CU) con medición de la presión de poro en probetas saturadas
- i) Consolidación unidimensional

2.5 RESULTADOS DE LOS TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO

Por la suspensión de los trabajos sólo fue posible ejecutar parcialmente el sondeo SM-3, el cual se logró llevar hasta una profundidad de 18.3 m. El perfil estratigráfico de este sondeo se muestra en la fig. 2.5.

A las muestras obtenidas en el mencionado sondeo se les realizaron las pruebas referidas en el inciso anterior. Los resultados de estas pruebas aparecen graficadas en las figuras 2.6 a 2.22 y en la tabla 2.2.

2.6 DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO EN EL CAUCE (SM-3)

El sondeo SM-3 se ubicó en la margen derecha de la boquilla, prácticamente al centro del eje de la presa. Originalmente se tenía planeado llevar el sondeo hasta una profundidad de 40 m, sin embargo, fue necesario suspenderlo a los 18.3 m de profundidad por las causas ya referidas.

El subsuelo encontrado en la profundidad muestreada está constituido como sigue:

Bajo una capa vegetal superficial de 50 cm de espesor existe un estrato de aluvión constituido por grava-arena con un espesor del orden de 3m.

Número de muestra	Profundidad (m)	Descripción	SUGS	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	A (%)	F (%)	Ss	PVh (kn/m ³)	e	Gw (%)	(e)L	Ir
M-1	0.0 a 0.45	Arcilla limosa café oscuro con arena fina y raicillas		27.5											
M-2-3	0.45 a 0.60	Idem anterior		34.5											
M-2-4	0.60 a 0.75	Idem anterior		24.7											
M-3	0.75 a 1.35	Gravas cafes empacadas en arena y limo		4.5											
M-4	1.35 a 2.10	Idem anterior		2.7											
M-5	2.10 a 3.60	Idem anterior		6.2											
M-6	3.60 a 4.20	Arcilla gris con lentes de arena fina y materia orgánica	CH	44.8	66	31	35	23	77	2.65				1.75	0.39
M-7	4.20 a 5.40	Arena media y fina con finos de limo no cohesivo		23.6											
M-8	5.40 a 5.85	Idem anterior		34.4											
M-9	5.85 a 6.30	Idem anterior		29.7											
M-10	6.30 a 6.75	Idem anterior		24.3											
M-11	6.75 a 7.20	Idem anterior		36.8											
M-12-3	7.20 a 7.80	Arcilla gris oscuro con grumos duros de limo		32.7											
M-12-4	7.80 a 8.00	Idem anterior	CH	32.4	69	28	41								
M-13-3	8.26 a 8.48	Idem anterior		33.2											
M-13-4	8.48 a 8.70	Idem anterior		31.7											
M-14-2	8.70 a 9.10	Idem anterior	CH	37.4	66	27	39	4	96	2.65	16.43	1.18		1.75	0.27
M-14-3	9.10 a 9.30	Idem anterior		37.4											
M-14-4	9.30 a 9.50	Idem anterior		33.7											
M-15	9.50 a 9.95	Idem anterior		40.7											
M-16	9.95 a 10.40	Idem anterior		40.7											
M-17	10.40 a 10.85	Idem anterior		44.9											
M-18-3	10.95 a 11.18	Idem anterior		43.5											
M-18-4	11.18 a 11.40	Idem anterior		43.3											

Tabla 2.2

SIMBOLOGÍA:

Wn: contenido natural de agua
 LL, LP e IP: límite líquido, plástico e índice de plasticidad
 A, F: % de grava y arena en peso
 Ss: densidad de sólidos
 PVh: peso volumétrico natural

e: relación de vacíos natural
 (e)L: relación de vacíos en el límite líquido
 Gw: grado de saturación
 Ir: índice de rigidez

Número de muestra	Profundidad (m)	Descripción	SUCS	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	A (%)	F (%)	Ss	PVh (kn/m ³)	e	Gw (%)	Ir
M-19-3	11.40 a 11.72	Idem anterior	CH	61.9	78	33	45	1	99	2.50	15.84	1.38		2.04
M-19-4	11.72 a 11.95	Idem anterior		48.3										
M-17	10.40 a 10.85	Idem anterior		44.9										
M-18-3	10.95 a 11.18	Idem anterior		43.5										
M-18-4	11.18 a 11.40	Idem anterior		43.3										
M-19-3	11.40 a 11.72	Idem anterior	CH	61.9	78	33	45	1	99	2.50	15.84	1.38		2.04
M-19-4	11.72 a 11.95	Idem anterior		48.3										
M-22-1	13.05 a 13.50	Idem anterior		57.1										
M-23	13.51 a 13.95	Idem anterior		47.9										
M-24-2	13.95 a 14.24	Idem anterior	CH	53.0	83	33	50		2.62					2.17
M-24-3	14.24 a 14.44	Arcilla gris oscuro con grumos del mismo material		65.2					100	2.62	15.79	1.41	94	
M-25-3	14.44 a 14.92	Idem anterior	CH	58.5	70	30	40		2.68					1.87
M-25-4	14.92 a 15.15	Idem anterior		49.9					100	2.68	15.87	1.50	91	
M-26	15.15 a 15.60	Arcilla gris oscuro		46.1							16.46			
M-27-4	15.60 a 15.95	Idem anterior	CH	67.7	89	34	55		2.68			1.93		2.38
M-28	15.95 a 16.40	Idem anterior		51.2										
M-29-2	16.40 a 16.60	Idem anterior		49.5										
M-29-3	16.60 a 16.80	Arcilla gris oscuro con grumos del mismo material	CH	50.9	87	36	51	1	99	2.57	16.01	1.60	95	2.23
M-29-4	16.80 a 17.00	Idem anterior		48.1										
M-30-2	17.00 a 17.30	Idem anterior	CH	71.8	80	35	45		2.72		14.73	1.94	95	2.18
M-30-3	17.30 a 17.50	Idem anterior		57.8										
M-30-4	17.50 a 17.70	Idem anterior		55.4										
M-31	11.18 a 11.40	Idem anterior		61.5										

Tabla 2.2

SIMBOLOGÍA:

Wn: contenido natural de agua

LL, LP e IP: límite líquido, plástico e índice de plasticidad

A, F: % de grava y arena en peso

Ss: densidad de sólidos

PVh: peso volumétrico natural

e: relación de vacíos natural

(e)L: relación de vacíos en el límite líquido

Gw: grado de saturación

Ir: índice de rigidez

Bajo el estrato anterior aparece un estrato delgado (50 cm de espesor) de arcilla lacustre de color gris oscuro, con materia orgánica. Continúa, hasta una profundidad de 7.3 m un estrato de arena media a fina de color gris oscuro, con poco limo no plástico y compacidad media a alta.

Subyaciendo este estrato, y hasta la máxima profundidad explorada (18.3 m), aparece una arcilla lacustre color gris oscuro, de alta plasticidad y consistencia rígida, con número de golpes en la prueba SPT de 38 a más de 50. Su contenido de agua varía entre 30 y 45% en sus primeros 4 m de espesor, incrementándose con la profundidad de tal manera que de 11.5 a 18.3 m de profundidad, este contenido varía entre 45 y 70%. El límite líquido varió entre 65 y 90%, el plástico entre 28 y 35%, y el índice plástico entre 40 y 55%. Su contenido de finos es cercano al 100%. Estos suelos poseen una relación de vacíos que varía entre 1, 2 y 3.

De acuerdo con lo observado en las muestras obtenidas con barril por la GEIC, se sabe que la arcilla está interestratificada con delgados estratos de limo y limo arenoso, y que posee espesores del orden de 28 m.

Las pruebas de corte directo dieron un ángulo de fricción interna del orden de 30°, mientras que las pruebas triaxiales proporcionan ángulo de fricción interna del orden de 21°, en términos de esfuerzos efectivos, y de 19°, en términos de esfuerzos totales, con cohesión baja, de 200 kg/cm² (20 Kpa) o menor.

Las pruebas de consolidación unidimensional dieron valores del módulo de deformación volumétrica, m_v , entre 0.04 a 0.01 cm²/kg (4×10^{-4} Kpa⁻¹) que son propios de suelos de compresibilidad media.

2.7 INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA

Debido a la necesidad de agua potable que requiere la Ciudad de México, la CNA en convenio con la Comisión Federal de Electricidad, llevan a cabo los estudios geológicos, con la finalidad de complementar la IV Etapa del Sistema Cutzamala de Abastecimiento de Agua Potable para la ciudad.

Los estudios a los que se hace mención consisten en elegir el sitio adecuado para proyectar una conducción que traslade el agua del Río Temascaltepec al Vaso de Almacenamiento de Valle de Bravo, así como los estudios necesarios para una presa almacenadora sobre el Río Temascaltepec aguas abajo del poblado El Tule.

Localización y acceso

La zona de estudio se localiza entre los Meridianos 100°10'00" y 100°03'00" de Longitud Oeste y entre los Paralelos 19°00'50" y 19°12'00" de Latitud Norte.

El acceso principal se puede realizar a partir de la Ciudad de México, por la carretera federal 130, que conduce a la Ciudad de Toluca-Valle de Bravo

Trabajos realizados

Apoyo Topográfico General

El control topográfico horizontal y vertical que se estableció en las zonas de estudio para el Proyecto Temascaltepec fue por medio del Sistema de Posicionamiento Global (SPG) dicho control se distribuyó convenientemente en los sitios de interés y quedaron ubicados físicamente en campo por medio de mojoneas de concreto.

Las zonas de estudio a las que se hace mención son las siguientes:

- 1 Boquilla El Tule
- 2 Conducción Campanario

Los dos sitios mencionados corresponden a una alternativa de presa y conducción diferentes a la que se contempla en el informe geológico-geotécnico, por lo que será necesario realizar los trabajos de topografía terrestre para el esquema de obras actual, con presa en el sitio El Tule (aguas abajo), conducción en canal (relleno) y túnel Campanario (alternativa III).

Equipo empleado

Para los trabajos topográficos realizados hasta la fecha en el Proyecto Cutzamala, se empleó el siguiente equipo topográfico:

- Para el establecimiento del control topográfico se utilizó equipo receptor GPS.
- Para las nivelaciones diferenciales se utilizó nivel fijo automático y estadales de charnela con niveleta
- En el trazo de las conducciones, perfiles topográficos, apoyo a geofísica y localización de barrenos, se utilizó tránsito de segundo y distanciómetro electrónico.

2.8 HIDROMETRÍA Y CLIMATOLOGÍA

Hidrometría

La región está drenada por numerosos arroyos intermitentes que en época de lluvias presentan un caudal considerable.

El principal rasgo hidrográfico lo constituye el río Temascaltepec cuyo origen se encuentra próximo a las laderas suroccidentales del Nevado de Toluca. Inicialmente su escurrimiento forma un lineamiento con dirección NE-SW, donde recibe los aportes de los arroyos Los Confites, Quelites, Potrero, Verde, Colorado y Chilero. Finalmente el río Temascaltepec,

junto al río Tilostoc que se localiza al NW del área, forman el río Cutzamala, importante afluente del río Balsas.

Gastos de ingreso a los sitios de aprovechamiento

La deducción de los ingresos históricos a los sitios de proyecto es un proceso complejo que debe tomar en cuenta la posibilidad y confiabilidad de la información disponible en distintas fuentes. En general pueden presentarse dos situaciones distintas:

- a) Cuando aún no existía el aprovechamiento, se tiene que utilizar la información de las estaciones hidrométricas, adaptando los valores medidos para tomar en cuenta las diferencias entre la ubicación de las estaciones y la del sitio de proyecto.
- b) Cuando el aprovechamiento ya está operando, además de utilizar la información hidrométrica, que en algunos casos incluye gastos de extracción desde la presa, se recurre a analizar el funcionamiento del vaso, dando como conocidos las extracciones utilizadas para aprovechar el agua, los derrames, las evaporaciones y el volumen almacenado al inicio y al final del intervalo de tiempo utilizado para el análisis. De esta forma, para dicho intervalo se tiene que.

$$VI = \Delta S + VEX + VEV$$

donde:

VI: es el volumen de ingreso

ΔS : es el incremento de almacenamiento

VEX: es el volumen de extracción

VEV: es el volumen correspondiente a la evaporación neta.

En la mayoría de los casos los términos que intervienen en el lado derecho de la ecuación anterior (particularmente el incremento de almacenamiento ΔS) pueden calcularse con mayor precisión para intervalos de tiempo grandes para los que el error en la medición de los niveles en el vaso pierde importancia

En cambio si se requiere un intervalo de tiempo corto para el cálculo, los errores en la deducción del incremento de almacenamiento tienen mucha más influencia relativa, lo que manifiesta que con frecuencia los volúmenes de ingreso deducidos con la ecuación anterior resulten negativos.

De acuerdo con estas ideas, la revisión del volumen que ha ingresado a las presas del Sistema Cutzamala en el periodo 1948 a 1986 se realizó comparando el gasto promedio calculado por la Gerencia Regional de Aguas del Valle de México para las presas Villa Victoria, Valle de Bravo y El Bosque, y por el Instituto de Ingeniería para la presa Chilesdo y la cuenca propia de Colorines, obtenidos a partir de datos hidrométricos, con los gastos medios obtenidos por la CFE a partir de los datos de Generación.

Demandas locales

Para definir los gastos que se utilizarían al simular el sistema para satisfacer demandas locales, se consideró que:

- a) Para Villa Victoria, Chilesdo, Valle de Bravo y El Bosque, existen autorizaciones para utilizar localmente $0.11 \text{ m}^3/\text{s}$, $0.79 \text{ m}^3/\text{s}$, $0.35 \text{ m}^3/\text{s}$ y $0.69 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que da un total autorizado de $1.94 \text{ m}^3/\text{s}$
- b) Para el caso de El Bosque, se estima que se utilizan para riego $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$ que se extraen del canal Bosque-Colorines y que están en proceso de autorización otros $0.4 \text{ m}^3/\text{s}$. Se acordó entonces que para las simulaciones se consideraría una extracción de $1.9 \text{ m}^3/\text{s}$ durante los meses de noviembre a mayo, inclusive.
- c) Para el caso de El Tule, se ha estimado que, desde el punto de vista ecológico y tomando en cuenta las posibilidades de usos del agua abajo del sitio El Tule, particularmente ante dicho sitio y las primeras corrientes importantes, se requiere garantizar un gasto de $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$. De cualquier forma, se convino en realizar corridas de simulación para varias condiciones en cuanto al gasto que se dejaría pasar hacia aguas abajo:
 - Dejando pasar $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ todo el año
 - Dejando pasar $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$ todo el año
 - Dejando pasar $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$ todo el año
 - Dejando pasar todo el gasto en los meses de diciembre a mayo

Las extracciones para usos locales se restaron a los ingresos de cada presa.

Como primera aproximación, las extracciones mensuales para abastecimiento de agua a la ciudad de México de las presas Villa Victoria, El Bosque y El Tule, se calcularon de acuerdo con las políticas "óptimas" de cada presa en lo individual. A dichas extracciones se les añadió el gasto que proporcionan Chilesdo y Colorines con las aportaciones de su cuenca propia y se tomó de Valle de Bravo el complemento a $24 \text{ m}^3/\text{s}$.

Si la suma de extracciones desde Villa Victoria, El Bosque, El Tule, Chilesdo y Colorines obtenidos de la política "óptima" de cada presa supera los $24 \text{ m}^3/\text{s}$, en una segunda aproximación se reducen las extracciones de Villa Victoria primero y de El Bosque o El Tule si aún fuese necesario, pero tomando en cuenta siempre que deben evitarse los derrames cuando exista volumen de almacenamiento disponible en el vaso de cualquiera de estas presas.

Finalmente, en una tercera aproximación se verifica si la extracción deducida para Valle de Bravo no implica un derrame en dicha presa, en cuyo caso se reducen nuevamente las extracciones de Villa Victoria, El Bosque y El Tule cuidando evitar derrames en las dos primeras.

De esta forma, además de proporcionar siempre $24 \text{ m}^3/\text{s}$ a la ciudad de México, se garantiza que sólo ocurran derrames cuando todas las presas del sistema estén llenas y el Tule no entregue ningún gasto. Cuando esas condiciones se presenten el derrame ocurriría de preferencia en Valle de Bravo dado que podría aprovecharse para la generación de energía eléctrica.

Por otra parte, para la simulación mensual de las presas con poca capacidad de almacenamiento, el registro de ingresos diarios se limitó a un máximo igual a la capacidad de conducción correspondiente. Así para la presa El Tule, el gasto medio total de ingreso, del orden de $7.5 \text{ m}^3/\text{s}$, se reduce a $7.3 \text{ m}^3/\text{s}$ si la capacidad de conducción es de $16 \text{ m}^3/\text{s}$, a $6.86 \text{ m}^3/\text{s}$ si es de $12 \text{ m}^3/\text{s}$, a $5.87 \text{ m}^3/\text{s}$ si es de $8 \text{ m}^3/\text{s}$ y a $5.02 \text{ m}^3/\text{s}$ si la capacidad de conducción es de $6 \text{ m}^3/\text{s}$.

Bajo esas condiciones se simuló el funcionamiento del sistema para las 14 alternativas que se indican en la tabla 2.3. En dicha tabla las corridas 28' a 31' corresponden a simulaciones en las que se supone un almacenamiento útil para El Tule de 60 millones de m^3 (en las demás corridas sólo se considera una capacidad mínima para regular los picos horarios); por otra parte las últimas dos columnas se refieren al número de meses en que el almacenamiento en Valle de Bravo resultó menor que una capacidad de referencia de aproximadamente 170 millones de m^3 (volumen útil, que corresponde a la cota 1820 msnm) y a la diferencia entre dicha capacidad de referencia y el volumen mínimo que resulta de la simulación.

El análisis de los resultados que se presentan en la tabla 2.3, permite hacer los siguientes comentarios:

- a) La construcción de una presa grande (es decir con una capacidad útil de 60 millones de m^3) implica una inversión muy importante que redundaría en beneficios menores que los que se obtienen, con inversiones de mucho menor magnitud, al aumentar la capacidad de conducción. Por ese motivo se recomienda construir una presa chica (con menos de 10 millones de m^3 de capacidad) cuyo tamaño exacto se determine con base en consideraciones de tipo económico, constructivo, geológico y de manejo de los azolves.
- b) El efecto del gasto que se deje pasar hacia aguas abajo de El Tule no es crítico en el rango de 0.5 a $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$ y sólo causaría problemas en los niveles mínimos de Valle de Bravo si dicho gasto se incrementa a $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$. Por otra parte, dejar pasar todo el gasto durante el estiaje (diciembre a mayo) no se justifica en términos de las necesidades de aprovechamiento local y significaría dejar de aprovechar un volumen anual de casi 70 millones de m^3 que equivalen a un promedio de $2.18 \text{ m}^3/\text{s}$.
- c) En cuanto a la capacidad de bombeo y conducción, se observa que para $6 \text{ m}^3/\text{s}$ se reducen mucho los gastos aprovechables de El Tule por lo que se recomienda diseñar para al menos $8 \text{ m}^3/\text{s}$ y decidir el valor final (entre ese mínimo y $12 \text{ m}^3/\text{s}$) contrastando las ventajas que desde el punto de vista hidrológico y de flexibilidad de operación se obtienen al aumentar la capacidad, con el correspondiente incremento en el costo del proyecto.

Corridas restando filtración en el bosque y evaporación en todas las presas

Número de corridas	Capacidad de bombeo, Análisis diario m ³ /s	C. abajo de El Tule m ³ /s	Ingreso Tule m ³ /s		Salida Tule m ³ /s	Derrames en miles de m ³ /mes		Derrames en m ³ /s		Y min en V de Bravo (aprox.) millones m ³	Meses con déficit en Valle de Bravo	Déficit máximo millones m ³
			Tule m ³ /s	Tule m ³ /s		Tule m ³ /mes	Valle de Bravo m ³ /mes	Tule m ³ /s	Valle de Bravo m ³ /s			
28	12	0.5	6.36	4.06	6046	4174	2.30	1.59	231.5	0	0	
29	12	1.0	5.86	3.82	5353	3835	1.46	1.46	258.1	0	0	
30	12	1.5	5.36	3.53	4794	3399	1.29	1.29	180.9	0	0	
31	12	estiaje	4.68	2.79	4944	1748	1.88	0.67	116.2	12	53.4	
28'	12	0.5	7.26	4.13	8232	4434	3.13	1.69	270.0	0	0	
29'	12	1.0	6.76	3.87	7606	4204	2.89	1.60	261.0	0	0	
30'	12	1.5	6.26	3.64	6898	3968	2.62	1.51	251.0	0	0	
31'	12	estiaje	5.58	2.94	6923	3119	2.63	1.19	219.0	0	0	
32	8	0.5	5.37	3.81	4092	3878	1.56	1.48	229.0	0	0	
33	8	1.0	4.87	3.53	3521	3520	1.34	1.34	193.7	0	0	
34	8	1.5	4.37	3.20	3062	3035	1.17	1.15	144.6	3	24.9	
35	8	estiaje	3.70	2.54	3062	1474	1.17	0.56	82.7	29	86.9	
36	6	1.5	3.52	2.81	1860	2516	0.71	0.96	104.3	8	65.6	
37	6	estiaje	2.93	2.23	1831	1225	0.70	0.47	46.8	55	122.7	

Tabla 2.3

Climatología

En forma general en el área se tiene un clima templado subhúmedo que, según la clasificación de Köppen, es C(w₂)(w)b(e)g; este clima se clasifica como el más húmedo de los templados, la temperatura media en el mes más frío es entre -3 y 18°C, mientras que en el mes más caliente, varía de 6.5 a 22°C. El régimen de lluvias es en verano, con una precipitación total anual entre 1200 y 1500 mm

Dentro del área de estudio se localizan siete estaciones climatológicas. Cabe aclarar que dichas estaciones se encuentran ubicadas en las partes topográficas bajas, a excepción de las estaciones Amanalco de Becerra y el Fresno. La información se muestra en la tabla 2.4.

ESTACIÓN	CLAVE	DEPENDENCIA	PERIODO	ELEVACIÓN msnm
Amanalco de Becerra*	15124	CNA	1962-1968	2511
Acatitlán	15174	CFE	1961-1968	1100
Temascaltepec	15080	CNA	1961-1986	1830
Real de Arriba	15178	CNA	1982-1983	1870
Presa Colorines	15012	CFE	1940-1989	1680
Santa Bárbara	15069	CFE	1958-1989	1152
Valle de Bravo	15174	CFE	1947-1989	1869
El Fresno	15368	CNA	1989-1994	2200

Tabla 2.4

* Localizada en el límite noroeste del área (fuera del mapa).

Temperatura

La distribución de las isotermas indica que la temperatura media anual varía entre 14 y 22°C. La temperatura más alta se registra en las porciones norte, sur, noroeste y suroeste, precisamente en las zonas topográficamente bajas, con rangos entre 18 y 22°C. La menor temperatura se registra en las partes central y noreste del área, la cual varía de 14 a 16°C, que corresponde a las mayores elevaciones topográficas de la zona, con cotas entre 2000 y 2500 msnm.

Precipitación

La distribución de isoyetas muestra que la precipitación media anual varía entre 1000 y 1200 mm. La precipitación es menor hacia la zona noroeste con valores de 1000 mm. Al sureste y centro del área se encuentra la máxima precipitación, que es mayor de 1200 mm.

Los valores extremos de la cantidad de lluvia media anual se registraron en la estación El Fresno con 2524.8 mm en 1992 y de 644 mm en 1949 en la estación Valle de Bravo. La precipitación pluvial se presenta de mayo a septiembre.

Descripción hidrológica

La zona de estudio se localiza en la cuenca del río Cutzamala, dentro de la Región Hidrológica No. 18, Balsas (SARH, 1980, fig. 2.23). Mediante el análisis de los escurrimientos de la carta topográfica Valle de Bravo, se estableció el parteaguas en la zona de estudio, identificando parcialmente las subcuencas de los ríos Tilostoc y Temascaltepec

La subcuenca del río Tilostoc es de naturaleza exorreica, limita al norte y al este con la cuenca Lerma-Toluca, al sur con las subcuencas de los ríos Temascaltepec, Ixtapan del Oro y Balsas San Cristobal, y al oeste con la subcuenca del río Zitácuaro. La trayectoria general del río Tilostoc es de noreste a suroeste. Se origina a 37.5 km al noreste de Zitácuaro a una elevación aproximada de 2700 msnm, en donde se le conoce como arroyo El ramal o río Grande. El río aporta sus aguas a la presa Villa Victoria y a partir de este sitio cambia su nombre por el de Malacatepec; 25 km aguas abajo se localiza la presa Tilostoc en esta zona en donde el río cambia de nombre a Tilostoc. Aguas abajo se ubica la presa Colorines posteriormente recibe por su margen derecha la aportación del río Ixtapan, y en el mismo punto el río vierte a la presa derivadora Ixtapantongo, recibe por su margen izquierda una corriente intermitente que conduce los excedentes de la presa derivadora Pinzanes y 3 km aguas abajo recibe por su margen izquierda las contribuciones del río Temascaltepec en la presa Santo Tomás, continuando su curso hasta su confluencia con el río Cutzamala (fig. 2.24).

La subcuenca del río Temascaltepec también es de naturaleza exorreica. Limita al norte y al oeste con la subcuenca del río Tilostoc, al sur con la subcuenca del río Ixtapan del oro, y al este con la cuenca del río Lerma y la cuenca del río Amacuzac. El río Temascaltepec se origina con la unión de los ríos Verde y Del Vado los cuales descienden del Nevado de Toluca desde las elevaciones de 4500 msnm, y 3500 msnm respectivamente; a 42 km aguas abajo el río recibe por su margen izquierda al arroyo Los sabinos, y aproximadamente 15 km aguas abajo vierte su caudal al río Tilostoc (fig. 2.24).

2.9 BANCOS DE MATERIALES

La Comisión Nacional del Agua tiene contemplado ejecutar un programa de construcción del proyecto Temascaltepec en dos etapas.

1. Se lleva a cabo la excavación de los portales de entrada y salida, más 250 m del túnel de conducción así como, los caminos de acceso y la realización de plataformas para la disposición del material producto de estas excavaciones.
2. Comprende los trabajos de construcción de las principales obras que conforman el proyecto Temascaltepec como son la presa, el canal de conducción y el túnel de conducción Campanario.

En la primera etapa se tiene estimado requerir del orden de los 3000 m³ de material para los agregados de concreto para los revestimientos de los portales del túnel, para lo cual se propone disponer de este material de plantas clasificadoras en explotación que se tienen identificadas sobre la carretera entre Toluca y Valle de Bravo.

Para la ejecución de las obras de la segunda etapa se tienen identificados y parcialmente estudiados en otras campañas de exploración diversos bancos de material. En el caso de una alternativa de presa de concreto-gravedad se estima requerir un volumen de 90,000 m³ de concreto.

En 1995, la CFE realizó estudios parciales de los bancos de material para la Presa El Tule (en el sitio de aguas arriba y con altura de 100 m) material impermeable, grava-arena, enrocamiento y agregados; previamente estudiados por la misma CFE en 1984 y por la Compañía Tecnosuelo en 1987

En el portal de salida se tienen identificados tres bancos de enrocamiento que se pueden aprovechar para obtener material de agregados para los concretos del revestimiento del túnel: 1. La Cualta (andesita), 2. Piedra Herrada (basalto) y 3. El Portal (metandesitas), los resultados preliminares indican que las metandesitas presentan mejores características físico-químicas, aunque los basaltos no se ensayaron.

Banco de Materiales de Construcción para la Cortina y las Ataguías

Los esquemas preliminares del proyecto de la presa indican que se requerirán del orden de 2.1×10^6 m³ de material para el núcleo impermeable, 1.2×10^6 m³ para los filtros y las transiciones y 5×10^6 m³ para los respaldos y enrocamientos.

El volumen de concretos sería del orden de 300,000 m³.

Para realizar el estudio de los bancos para núcleo impermeable se tomó como base la información del estudio realizado por la compañía Tecnosuelo en 1987.

La primera etapa de estudio consiste en la recopilación de información existente, la localización de los bancos, la excavación y muestreo de algunos pozos a cielo abierto ubicados de manera selectiva en los bancos estudiados con anterioridad.

Con base en los resultados de la etapa anterior, se concluyó que es necesario un muestreo más extenso para valorar los volúmenes de material disponibles en cada banco.

A continuación se presentan los resultados de las pruebas de campo y laboratorio, un resumen de los estudios efectuados hasta la fecha. Se incluyen también los trabajos necesarios para completar el estudio de los bancos.

2.9.1 Núcleo

Descripción y ubicación de los bancos estudiados

Banco El Tule

Se localiza aguas arriba y en la margen izquierda del río Temascaltepec, a 1.8 km del eje de la boquilla; tiene una superficie semiplana y está constituido por suelos residuales y depósitos de talud. Tiene un área de 36,542 m²

Banco Tenería

Se localiza del lado izquierdo del camino Tenería-Río Grande, en el kilómetro 6+000. Está formado por lomas de pendiente media de suelos residuales producto del intemperismo de basaltos. Tiene un área de 284,864 m². Su distancia a la boquilla es de 4.5 km por los caminos existentes.

En el mismo cadenamamiento pero a la derecha del camino se ubica una zona que presenta superficialmente condiciones similares a las del banco estudiado por lo que constituye una fuente adicional de material que puede ser tomada en cuenta.

Banco La Joya

Se localiza a la derecha del camino Tenería a Río Grande en el kilómetro 4+500. Está formado por lomas de pendiente media de suelos residuales y un valle de suelos aluviales. El nivel de aguas freáticas se encontró a 2 m de profundidad en el PA-2.

El área donde se encuentra este banco es propiedad privada, se usa para cultivo de maíz y tiene algunas construcciones de viviendas de adobe y de ladrillo.

2.9.2 Filtros

Carretera Toluca-Temascaltepec

Se trata de una arena mal graduada con gravas y limo no plástico, de origen piroclástico. El material es deleznable y poroso con un contenido de finos de 15%. El material no es estable internamente (más del 60% de su fracción más fina es susceptible de erosión).

Lo anterior aunado a su alto contenido de finos y a la deleznableidad de sus gravas lo hacen impropio para filtro.

Banco Cerro Pelón

El banco está constituido por grava arena bien graduada con pocos finos, (de origen volcánico, Tezontle). Si bien por su granulometría natural este material podría ser adecuado

para ser utilizado como filtro, presenta el problema de que sus granos son blandos, lo que implica que sufrirían una fuerte rotura por efecto de la compactación y las cargas a las que estarían expuestos. Esta condición lo descarta como material para filtro.

Banco Arroyo-Las Anonas

Este banco está compuesto por derrames basalto-andesíticos. Hasta ahora sólo se le han realizado pruebas para determinar sus características como agregados de concreto. Los resultados de esas pruebas indican, preliminarmente, que este banco podría ser utilizado para material de filtro.

Sin embargo, deberá hacerse un estudio completo del banco mediante la ejecución de barrenos y geofísica (sísmica de refracción) para definir con precisión sus características generales y su potencial explotable.

2.9.3 Enrocamiento

Se estudiaron únicamente dos muestras de roca enviadas a la GIEyC, una es una toba andesítica y, la otra es un esquisto fuertemente lajeado. Al parecer la primera muestra fue tomada de la zona de conducción del túnel Campanario cercana al cerro "Juan Luis", mientras que la segunda fue tomada en la zona de la boquilla de la presa.

Los resultados de las pruebas de rotura de granos indican que el esquisto no es adecuado para ser utilizado como enrocamiento.

La toba andesítica si es adecuada como enrocamiento, sin embargo se encuentra a más 6 km del sitio de la boquilla, lo que puede hacer impráctico su utilización desde el punto de vista económico.

Por lo anterior se decidió estudiar el banco de roca basáltico "arroyo Las Anonas", el cual presenta características favorables en cuanto a calidad de la roca y cercanía al sitio. (Ver Banco Arroyo-Las Anonas).

2.10 TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO DE LOS DIFERENTES BANCOS

Los trabajos de campo consistieron en la excavación y muestreo de ocho pozos a cielo abierto excavados en los sitios de los bancos. La profundidad máxima alcanzada fue de tres metros. De cada pozo se obtuvieron muestras por estratos e integrales representativas de todo su perfil

Las muestras se trasladaron al laboratorio de mecánica de suelos de la GIEyC (Gerencia de Ingeniería Experimental y Control), donde se sometieron a las siguientes pruebas de laboratorio:

- Clasificación y contenido natural de agua
- Límites líquido y plástico
- Densidad de sólidos por vía húmeda
- Granulometría por mallas e hidrómetro
- Compactación Proctor CFE (Energía de compactación de 70 N-cm/cm³)
- Compactación Porter Estándar SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transportes)
- Compresión Simple a probetas reproducidas al 95% de la prueba Proctor CFE
- Triaxial no consolidada - no drenada, con medición de presión de poro a probetas reproducidas al 95% Proctor CFE.
- Triaxial consolidada - drenada, con medición de presión de poro a probetas reproducidas
- Consolidación Unidimensional a pastillas reproducidas
- Permeabilidad de carga variable a pastillas reproducidas

2.11 ESTRATIGRAFÍA DEL SUBSUELO DE LOS BANCOS

Con base en los resultados de las pruebas de laboratorio se concluye que las estratigrafías de los bancos estudiados están constituidas como sigue:

Banco el Tule

Está formado por un depósito de arcillas de media y alta plasticidad (CH y CL), café y gris, con arena fina en proporciones variables entre 20 y 40% aproximadamente.

Su contenido de agua natural (W_n) generalmente aumenta con la profundidad, con valores que van desde 10 - 40%, en los suelos superficiales resecos, hasta 75% a profundidades mayores de 6 m

El contenido de agua óptimo (W_{opt}) en prueba proctor, así como el límite plástico del suelo, se incrementa proporcionalmente al W_n (y por lo general es menor que éste), por lo que también aumentan con la profundidad, con valores entre 17 y 50%.

El peso volumétrico seco máximo (G_a) en prueba proctor decrece considerablemente a medida que aumenta el W_n (y el óptimo), con valores entre 16.66 kN/m³ (1700 kg/cm²), para W_n de 17%, y 10.79 kN/m³ (1100 kg/m³), para W_n de 66 - 76%.

La prueba de permeabilidad registró un coeficiente de permeabilidad de $1,8 \times 10^{-8}$ cm/s.

Banco Tenerife

Está constituido por limos arcillosos (MH - CH) y arcillas limosas (CH - MH) de alta compresibilidad y algunas arcillas de baja compresibilidad, color café amarillento a café rojizo, con poca arena fina (menor del 7%).

El contenido natural de agua del suelo, así como su límite plástico, en general aumenta con la profundidad, si bien presenta cierta dispersión. Las muestras de suelo presentaron un contenido de agua natural igual o menor al 40%, están cercanas o ligeramente abajo de su contenido de agua óptimo. Cuando tienen un contenido mayor al 40% se separan y están por arriba del óptimo.

El peso volumétrico seco máximo (G_d) en prueba proctor decrece considerablemente a medida que aumenta el W_n (óptimo), con valores entre 1500 kg/cm^2 (14.72 kN/m^3), para W_n de 16% y W_{opt} de 25%, y 1180 kg/cm^3 (11.58 kN/m^3), para W_n de 60% y W_{opt} de 46%

Se estima un espesor aprovechable de 8 m; sin embargo con base a una revisión, se observó el contenido de agua natural del suelo por abajo de los 5 m de profundidad, en promedio está muy por arriba del óptimo lo que repercute en un bajo peso volumétrico y por tanto baja resistencia y alta compresibilidad, lo que hace poco atractivo explotar el material por debajo de esta profundidad.

Se realizó una serie de pruebas triaxiales UU a probetas reproducidas, que registraron una cohesión de 66.7 KPa y un ángulo de fricción de 5° ; en prueba CU se registró una cohesión de 19.6 KPa y un ángulo de fricción de 30° . La prueba de permeabilidad de carga variable dio un coeficiente de permeabilidad de $2.9 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$.

Banco la Joya

Está constituido por limos arcillosos de alta plasticidad (MH) color café y café rojizo. Su contenido de agua presenta fuerte erraticidad variando entre 30 y 110%, con algunos valores del orden de 150%, y ubicándose por lo general muy por arriba de los correspondientes contenidos de agua óptimos.

El peso volumétrico seco máximo (G_d) en prueba proctor decrece fuertemente a medida que aumenta el W_n (y por tanto, el óptimo), con valores entre 1400 kg/cm^2 (13.73 kN/m^3), para W_n de 30% y W_{opt} de 31%, y 730 kg/cm^2 (7.16 kN/m^3), para W_n de 149% y W_{opt} de 94%.

3 VALORACIÓN DEL TIPO DE CORTINA

Se construyen presas para crear un lago artificial o derivar el río a una cota prefijada; con objeto de almacenar o captar los escurremientos y regar tierras o generar energía, o bien, dotar de agua potable a poblaciones o centros industriales. También sirven para regularizar el flujo de una corriente que provoca inundaciones en predios o poblados. Dichas estructuras no siempre responden a solo una de las finalidades antes enumeradas, más bien se proyectan para funciones múltiples coordinando los servicios de riego, electrificación y regularización de avenidas, con miras al desarrollo integral de una región.

De lo anterior se infiere que la presa es el resultado de un estudio general, en el que intervienen las características del río, la geología de la región, la existencia de sitios apropiados para crear el embalse y cimentar la obra, de tierras de labor o necesidades de energía en la región, o bien de poblaciones que proteger o dotar de agua. En lo que se refiere a la presa propiamente dicha, los estudios generales comprenden la selección del tipo de estructura, la disposición preliminar de las partes integrantes (cortina, obra de toma, vertedor, desvío, casa de máquinas, etc.), y una estimación global de su costo.

Como en otros trabajos de ingeniería, la selección del tipo de presa y sus obras auxiliares debe hacerse con base en un criterio predominantemente económico. Por supuesto, las alternativas que se estudien tienen que ser comparables en cuanto a lograr las finalidades previstas. Esta condición no es obvia. En general, no se cuenta con la información adecuada para analizar correctamente los problemas asociados a la presa ni prever las consecuencias de su construcción.

Con el tiempo transcurrido desde que se impulsa en México el desarrollo de las obras hidráulicas, 40 años aproximadamente, se ha ido completando la información hidrológica, geológica y sísmica del país, y se ha adquirido la experiencia que los diversos aspectos del proyecto demandan para llevarlo a cabo con grandes probabilidades de éxito.

En general los factores más importantes en la elección de la morfología de la presa son, sin duda alguna, el tipo, la cantidad y condiciones naturales de los depósitos de los materiales disponibles en las cercanías de la cerrada

Un diseño económico se basa, casi siempre, en el aprovechamiento al máximo de los suelos que existen en las proximidades, o de los que se obtendrán en las excavaciones para la implantación del cuerpo de la presa, o de sus obras anexas

3.1 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS

La mayoría de los términos que se utilizarán frecuentemente aparecen ilustrados en las figuras 3.1 a 3.14 y se describen a continuación

Cortina o presa. Ambos términos se emplearán como sinónimos, para designar la estructura que tiene por objeto crear un almacenamiento de agua o derivar el río.

Boquilla o sitio. Lugar escogido para construir la cortina.

Sección de la cortina. En general, es cualquier corte transversal de la presa; pero a menos que se especifique la estación o cadenamamiento de dicho corte, es la sección de máxima altura de cortina.

Altura de la cortina. Se define como la distancia vertical máxima entre la corona y la cimentación, la cual no necesariamente coincide con la medida desde el cauce del río, por la presencia de depósitos aluviales.

Corona o cresta. Es la superficie superior de la cortina que, en ciertos casos, puede alojar una carretera o la vía de un ferrocarril; normalmente, es parte de la protección de la presa, contra oleaje y sismo, y sirve de acceso a otras estructuras.

Talud. Es cualquier plano que constituye una frontera entre los materiales de la cortina o con el medio circundante. Se medirá por la relación de longitudes entre el cateto horizontal y el vertical.

Corazón impermeable. También llamado núcleo, es el elemento de la presa que cierra el valle al paso del agua contenida en el embalse o vaso.

Respaldo permeables. Son las masas granulares que le proporcionan al corazón impermeable la estabilidad. Pueden estar formados, como en el caso de la figura 3.1, por filtros, transiciones y enrocamientos.

3.2 CLASIFICACIÓN DE LAS CORTINAS

- Presas de relleno hidráulico. Los materiales integrantes de la sección, incluyendo los finos del corazón y los granulares relativamente gruesos de los respaldos permeables, son atacados en la cantera, conducidos a la cortina y colocados en ella por medios hidráulicos. Con la creación de un estanque al centro del terraplén y canales de distribución que parten de los taludes exteriores, se logra una disposición adecuada del material explotado en cantera. Manteniendo un control estricto de las pendientes en los canales de distribución, los fragmentos más gruesos se depositan en la vecindad de los taludes exteriores, la fracción arcillosa o limosa se sedimenta en la parte central, y entre esta y la masa granular queda una zona de transición (fig. 3.2).

Presas de materiales compactados. Las características de la sección en una presa de materiales compactados dependen de la disponibilidad de suelos y roca, de las propiedades mecánicas, de la topografía del lugar y de las condiciones geológicas A

continuación se describen secciones típicas y se indican las razones principales que influyen en su selección.

- Presa homogénea. Construida casi exclusivamente con tierra compactada, tiene por lo menos una protección contra el oleaje en el talud de aguas arriba (fig. 3.3). Fue el tipo usual de estructura en el siglo pasado. Por condiciones propias de la cimentación y de los materiales disponibles se construyen cortinas importantes de este tipo en la actualidad.
- Presa homogénea con filtros. Con objeto de que el flujo de agua a través de la masa de tierra no intercepte el talud de aguas abajo, la versión moderna de la presa homogénea es la que se muestra en la fig. 3.4. Tiene en la base del terraplén un filtro formado con arena bien graduada; el espesor y la longitud de este elemento son susceptibles de diseño mediante estudios del flujo de agua en la masa de tierra.

Cuando los materiales que se usan en la cortina son sensibles al agrietamiento y la presa se cimienta sobre suelos compresibles o existen otras razones para prever la formación de grietas en el terraplén, se ha incluido en él un dren vertical o chimenea (fig. 3.5) que se conecta a un filtro horizontal, o bien a un sistema de drenes alojados en la cimentación. Se interceptan así las grietas transversales a la cortina, y el agua que pueda circular por ellas es conducida por los drenes aguas abajo, sin correr el riesgo de una peligrosa tubificación en la masa de tierra.

En época reciente se ha recurrido a la colocación de filtros en el interior de la masa próxima al paramento mojado (fig. 3.6), para reducir las fuerzas de filtración en dicho talud

- Presa de materiales graduados. Se ha dado este nombre a las presas en que los materiales se distribuyen en forma gradual, de los suelos finos en el corazón, pasando por los filtros y transiciones a los enrocamientos (fig. 3.7) Este tipo ha sido el preferido por los ingenieros mexicanos, y en general la sección es simétrica.
- Presas de enrocamiento. Las masas de roca en estas presas son voluminosas comparadas con el corazón impermeable. Este puede ocupar la parte central (fig. 3.8) o bien ser inclinado aguas abajo (fig. 3.9). Se prefiere dicha forma por su facilidad de construcción, pues disminuyen las interferencias del tránsito de equipo dentro de la cortina, y en algunos casos el programa respectivo se adapta mejor a las condiciones climáticas del lugar.

Un caso límite de este tipo es la presa de enrocamiento con pantalla impermeable, sea de concreto o de asfalto, en el paramento mojado (fig. 3.10). También se han construido estructuras con un muro de concreto o mampostería, lleno o celular, al centro (fig. 3.11).

- Presa con delantal o con pantalla. Es frecuente encontrar depósitos de aluvión permeables en el cauce del río. Cuando su espesor es menor de 20 m, se prefiere llevar el corazón impermeable hasta la roca mediante una trinchera (fig. 3.12).

Las presas con pantalla son aquellas en las que el elemento estanqueizador es una pantalla relativamente delgada o lámina no térrea. Puede ser interior vertical, inclinada o quebrada (fig. 3.13a), o exterior, constituyendo la piel del paramento de aguas arriba (fig. 3.13b). Los materiales son de una gran diversidad. En la actualidad, los más empleados son:

◆ En pantallas internas.

- Hormigón hidráulico.
- Hormigón asfáltico, árido fino o grueso, ciclópeo o no.
- Emulsión asfáltica
- Hormigones o mezclas plásticas:

Suelo-cemento, suelo-bentonita, suelo-bentonita-cemento

- Diafragmas delgados de mezclas plásticas inyectadas
- Pilotes tangentes de hormigón hidráulico rígido o plástico.
- Tablestacas.

◆ En pantallas exteriores o muy cercanas al paramento de aguas arriba:

- Hormigón hidráulico armado.
- Hormigón asfáltico mono o multicapa.
- Materiales poliméricos:

Plásticos-polivinilo, politeno, etc.

Cauchos-Butilo

Láminas prefabricadas o “in situ” de diversos productos bituminosos.

En presas zonadas o presas de pantalla, si el material rocoso más abundante en los espaldones es de piedra gruesa, suelen denominarse “presas de escollera”.

Si el terreno de cimentación es más permeable que el material del núcleo, la impermeabilización de los estratos más transmisivos se suele por algunos de los métodos señalados en la fig. 3.14. Son éstos

- Sustitución total o parcial de los estratos, mediante zanjas que se rellenan con material similar al del núcleo (fig. 3.14a).

- Prolongación del núcleo con una zona impermeabilizada mediante cortinas de inyecciones (fig. 3.14b).

- Pantallas de los mismos materiales que antes hemos indicado para núcleos internos (fig. 3.14c).

- Cubrir, mediante tapices de material poco permeable, de una cierta longitud del fondo del cauce del río, aguas arriba del núcleo, o en laderas (fig. 3.14d).

- Presa de Concreto Compactado con Rodillo (CCR)

Se diferencian de las presas de gravedad de concreto convencional principalmente en los contenidos de material cementante de las mezclas, algunas de las propiedades mecánicas a corto y a largo plazo y en los métodos tanto constructivos como de control de calidad

El CCR más que un nuevo material, es un nuevo método de construcción, y difiere del suelo-cemento el cual tiene métodos similares de colocación, principalmente porque el CCR contiene agregado de cuarso mayor de 19 mm y porque ha desarrollado propiedades similares al concreto convencional.

Se entiende por CCR a la o las mezclas de agregados gruesos y finos con una granulometría específica con materiales cementantes y agua y/o retardantes, mezclados de tal modo que permitan su transportación y entrega por medio de camiones de volteo y/o bandas transportadoras, colocación y extendido con equipo normal para movimiento de tierras y su compactación por medio de rodillos vibratorios. El material cementante deberá estar compuesto por cemento tipo Portland y adiciones como puzolana natural, ceniza volante y escoria granulada de alto horno.

3.3 ANÁLISIS DEL TIPO DE CORTINA

Considerando las características geológicas de la boquilla, bancos de materiales y en general todos aquellos aspectos que influyen en la selección de la cortina; y tomando cada uno de los tipos de cortina antes mencionados, veremos cuál es apta para utilizarla en el Proyecto Temascaltepec.

En lo que sigue se hace un análisis de los diferentes tipos de presas, con el objetivo de definir la mejor alternativa.

a) Presa de relleno hidráulico

Para poder llevar a cabo esta alternativa, tenemos que atacar los materiales para el corazón y los respaldos permeables desde la cantera, mediante un ataque hidráulico, por medio de un chiflón. La granulometría debe ser la requerida y a la vez homogénea; esto lo podemos conseguir mediante explosivos, pero vemos que los bancos de donde se puede extraer ese material, se encuentran entre 2 y 5 km (Banco el Tule y Tenería) de la boquilla y esto causaría un alto costo, porque hay que considerar pendientes suaves para poder colocar los materiales en el lugar correspondiente

No sería económico el transportar hidráulicamente el material de la cantera hasta la cortina, y los materiales se colocan en estado suelto y como consecuencia se tendría una baja resistencia al corte y la compresibilidad sería mayor, por lo que se presenta fallas en la cortina.

Por lo anterior la alternativa de una presa de relleno hidráulico para el Proyecto Temascaltepec, no es adecuada

b) Presa homogénea con filtros

Para construir este tipo de presas se necesita contar con materiales del tipo de arena bien graduada. El material que encontramos en el área donde se va a desplantar la cortina, es un aluvión constituido por grava-arena, esto quiere decir, que se tendría que llevar a la zona de obra el equipo necesario para separar la grava de la arena.

Pero se tiene una arena mal graduada con gravas y limo no plástico, este material es deleznable y poroso con finos. Este material internamente no es estable ya que más del 60% de su fracción fina es susceptible de erosión. Por lo tanto, debido a su contenido de finos y a su delezabilidad de sus gravas, lo hacen inadecuado para usarlo como material para filtros.

También se encuentra una arcilla lacustre, aunque de espesor no muy grande, la cual se tendría que remover. Después de ella se encuentra un estrato de arena media a fina y por último se tiene una arcilla de espesor considerable (28 m), que es un verdadero problema ya que el suelo es de compresibilidad media a alta.

El banco de material "Cerro Pelón" está formado por grava-arena bien graduada con pocos finos (de origen volcánico, tezontle); la granulometría de este material indica que podría ser utilizado como material para filtro, pero el problema es que sus granos son blandos y sufrirían una fuerte rotura por efecto de las cargas a las que estaría expuesto; por lo tanto se descarta como material para filtros.

Podemos concluir así, que, el construir una presa homogénea con filtros queda descartada por las razones antes mencionadas.

C) Presa de enrocamiento

Del estudio de los bancos de enrocamiento, nos encontramos que la roca es un esquisto fuertemente lajeado; al cual se le hicieron pruebas de rotura de granos, y cuyos resultados indican que no puede ser utilizado como material para enrocamiento.

También se encuentra una toba andesítica que sí puede ser utilizada como enrocamiento, pero el inconveniente es que se encuentra a más de 6 km del sitio de la boquilla.

El banco de roca basáltico "Arroyo-Las Anonas", es el que presenta la calidad de roca adecuada y además se encuentra cerca del sitio. Pero el estudio de volúmenes de excavación

que se hizo, indican que éstos son muy grandes y resultan muy poco económicos para el proyecto

d) Presa con delantal o con pantalla

En el cauce se encuentra un estrato de aluvión constituido por grava-arena con espesor de 3m, cuando el espesor es muy pequeño, lo conveniente es llevar el corazón impermeable hasta la roca mediante una trinchera, pero cuando el coeficiente de permeabilidad sea de aproximadamente 10^{-1} y 1 cm/s no es conveniente hacer esto.

Los métodos de construcción empleados para este tipo de presa son muy especializados.

e) Presa Arco-Gravedad

Considerando la geología del sitio, tenemos que la margen derecha está constituida por esquistos foliados. Debido a su foliación y fracturamiento se producen bloques lajeados y por lo tanto no podemos construir una presa arco-gravedad, ya que al funcionar los bloques lajeados como empotramientos, se desprenderían al no resistir las fuerzas de la estructura y podrían presentarse graves problemas de estabilidad de la cortina.

Por otro lado, en la margen izquierda se encuentra un lahar, el cual aparentemente implica un riesgo de deslizamiento, por lo cual se tendría que hacer su remoción total.

Por consiguiente no podemos levantar una presa arco-gravedad ya que ambos márgenes se presentan problemas de inestabilidad. Por lo tanto, queda descartada la opción de construir una presa de este tipo.

f) Presa de enrocamiento con núcleo impermeable con corona a la cota 1605 msnm

Para levantar este tipo de presas, se tienen que desplantar directamente sobre la roca basa, teniendo que remover totalmente la arcilla lacustre y del lahar de las laderas de la zona de interés.

El principal inconveniente para construir este tipo de cortina, es que se tendrían volúmenes de excavación del orden de los 5.5×10^6 m³ y volúmenes de materiales de construcción del orden de 8.1×10^6 m³. Estos volúmenes son excesivamente muy grandes y muy desfavorables económicamente para la factibilidad del proyecto.

Por lo tanto, también este tipo de presa queda descartada para el proyecto.

g) Presa de enrocamiento con núcleo impermeable con corona a la cota 1580 msnm

Para esta cortina, se pensó desplantarla sobre la roca basal, considerando remoción parcial de la arcilla lacustre y remoción total del lahar en las laderas de la zona de interés.

El nivel propuesto (1580 msnm) reduce considerablemente los volúmenes de excavación y de los materiales de construcción, sin embargo, la desventaja es que implicaría manejar una mayor capacidad de bombeo al reducir la capacidad de almacenamiento y la cota a partir de la cual se bombearía.

El hecho de manejar una capacidad mayor de bombeo, implica un mayor costo para el proyecto (principalmente en operación), por lo tanto, esta opción también queda descartada.

h) Cortina de Gravedad de Concreto Compactado con Rodillo (CCR)

Para esta opción, la corona de la cortina se planteó a la cota 1605 msnm y desplante sobre la roca basal, considerando remoción total de la arcilla lacustre y remoción total del lahar de las laderas en la zona de interés. Si vemos en las tablas siguientes (tabla 3.1 y 3.2), esta opción es la que contempla los menores volúmenes de excavación y de materiales de construcción (del orden de un 35% y un 20%, respectivamente, de los considerados para la opción de cortina de enrocamiento con núcleo impermeable con corona a la cota 1605 msnm).

Entre las presas más factibles de construir se encuentran la de enrocamiento con núcleo impermeable y la de concreto compactado con rodillo.

En las figuras 3.15 a 3.21 aparecen los esquemas en planta y perfil de las opciones indicadas (presa de enrocamiento con núcleo impermeable con corona a la cota 1605 msnm, presa de enrocamiento con núcleo impermeable con corona a la cota 1580 msnm y cortina de gravedad de concreto compactado con rodillo).

En la tabla 3.1 y 3.2 y en las figuras 3.22 a 3.25 aparecen los volúmenes de excavación y de materiales de construcción para cada caso.

Volúmenes de Excavación

Material	Cortina de Materiales Graduados				Cortina de Gravedad
	Corona a elev. 1605 msnm	Corona a elev. 1605 msnm exc. parcial de arcilla	Corona a elevación 1580 msnm	Corona a elev. 1580 msnm, exc. parcial de arcilla	Corona a elevación 1605 msnm
	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Lahar	2905000	2905000	1044000	884000	1229000
Lacustre	2003000	738000	1387000	452000	521000
Esquisto	586000	586000	242000	185000	218000
TOTAL	5494000	4229000	2673000		1968000

Tabla 3 1

Volúmenes de Colocación de Materiales

Material	Cortina de Materiales Graduados				Cortina de Gravedad
	Corona a elev. 1605 msnm	Corona a elev 1605 msnm exc. parcial de arcilla	Corona a elevación 1580 msnm	Corona a elev. 1580 msnm, exc parcial de arcilla	Corona a elevación 1605 msnm
	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Núcleo	967000	967000	492000	492000	0
Filtro	425000	425000	226000	226000	0
Transición y enrocamiento	6720000	6235000	3245000	2602000	0
CCR	0	0	0	0	1592000
TOTAL	8112000	7627000	3963000	3320000	1592000

Tabla 3 2

Las dos opciones de cortina a las que finalmente se llegó fueron: Cortina de Materiales Graduados y Cortina de Concreto Compactado con Rodillo (CCR); ahora analizaremos ambas simultáneamente y veremos cuál es la que hace factible finalmente al Proyecto Temascaltepec.

3.4 ALTERNATIVA DE CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS (CORONA A LA ELEVACIÓN 1532.00 msnm)

Para el Proyecto Temascaltepec se contempla el desarrollo de las siguientes dos alternativas de presa para las obras de captación: Materiales Graduados y Concreto Compactado con Rodillo (CCR) Esto es con el fin de analizar técnica y económicamente ambas opciones, comparar resultados y determinar el arreglo de obras más conveniente para el proyecto.

De acuerdo al tipo de cortina planteado y como primera opción se propusieron todas las obras en margen derecha, incluyendo a la obra de toma. Esto ocasionaría un congestionamiento de obras en esta margen; para evitarlo se propuso un esquema en canal a cielo abierto que funcione como desvío, vertedor y desarenador con la misma elevación en el acceso para las tres obras; es decir, la obra de desvío formará parte del vertedor y, si se requiere, también del desarenador; por lo que será necesario construir esta obra antes de iniciar los trabajos en la zona de la cortina.

Los gastos de diseño de cada obra, obtenidos en la Ingeniería Conceptual con el análisis de gastos máximos, son: desvío 400 m³/s, para un periodo de retorno de 25 años y vertedor 1000 m³/s para un periodo de retorno de 10000 años

Obras de contención

Cortina

El eje de esta obra se localiza en la zona de socavones, aproximadamente a 500 m aguas abajo del sitio El Tule. El tipo de roca que aflora en esta zona es granito, la sección que se propone para la cortina tiene taludes exteriores de 2:1, altura preliminar de 25 m, ancho de corona de 6 m, tiene unas preataguías (para la construcción del canal) que están integradas al cuerpo de la cortina y la distribución de los materiales se muestra en la sección máxima en la fig 1 y en el plano general de las obras.

El nivel de desplante se considera a la elevación 1507 msnm. La curva de nivel junto al río es la 1510 msnm y se proponen tres metros de limpia en la traza de la cortina; la elevación de la corona de la cortina es la 1532 msnm.

Preliminarmente se considera para este tipo de obra un bordo libre de 2 m.

El volumen requerido para la construcción es de 75150 m³, incluyendo la limpia en todo el desplante.

Atendiendo a los factores físicos que intervienen en la selección del tipo de cortina, como.

- Topografía de la boquilla
- Condiciones geológicas de la cimentación
- Materiales disponibles
- Localización de obras conexas
- Sismicidad

Se puede concluir a priori, que en el sitio estudiado, resulta adecuada la selección de cortinas del tipo de materiales graduados, así como de concreto del tipo gravedad.

El primer tipo de presa es adecuado para cualquiera de las alternativas propuestas. Sin embargo para definir la factibilidad de la alternativa de materiales graduados, deben llevarse a cabo pruebas de mecánica de rocas y análisis del comportamiento estructural (interacción cortina-cimentación), para establecer las condiciones necesarias de tratamiento y adecuación de las partes de interés para lograr el comportamiento deseado.

Diseño

En este apartado se expone en términos generales el criterio de diseño preliminar empleado en la cortina de materiales graduados

La ataguía de aguas arriba, así como la de aguas abajo, quedarán integradas al cuerpo de la cortina, para que colabore en la estabilidad de la misma y con el fin de disminuir en lo

posible el volumen de material colocado. El núcleo impermeable de las ataguías se propone trapecial. La altura de ambas ataguías es de 5 m sobre el lecho del río.

La reducción de las filtraciones a través del aluvión, hacia la zona de desplante del núcleo de la cortina, se propone llevar a cabo mediante la construcción de pantallas plásticas, no obstante, una vez que se determine el coeficiente de permeabilidad de estos acarrees, podrán examinarse métodos alternativos.

Los paramentos exteriores de la cortina se han proyectado con taludes 2:1, el diseño de las ataguías y la cortina se muestran en el plano No 1 y la fig 3.27

El criterio adoptado para diseñar el núcleo impermeable se basa en elegir una geometría que propicie un comportamiento satisfactorio del terraplén, bajo condiciones de operación de la presa, tomando en cuenta el comportamiento de cortinas anteriormente construidas en que se ha instalado equipos de medición

Con estos antecedentes, para esta zona de la cortina se propone un ancho de corona de 4 m y taludes de 0.7:1, lo cual permite tener un gradiente hidráulico menor a 2, siendo este valor el máximo considerado para evitar fuerzas de filtración altas que propicien el fenómeno de tubificación a través del terraplén.

El núcleo impermeable se desplanta en roca sana con el auxilio de una trinchera excavada en los depósitos de aluvión, con taludes 1.5:1; este método se emplea debido a que el espesor de aluvión no es grande.

Se han proyectado filtros en ambos lados del núcleo, ya que el material impermeable disponible de acuerdo con los resultados de laboratorio, se considera de resistencia media al fenómeno de tubificación.

Aproximadamente el 60% del volumen total de la cortina corresponde a las zonas de respaldos, se ha propuesto en el diseño, que éstas estén formadas en su mayor parte por rezaga producto de las excavaciones de las obras, ya que se tiene una menor distancia de acarreo que, en el caso de utilizar los acarrees del río, por lo tanto el costo es menor.

El volumen del material de rezaga que puede utilizarse para este propósito, está sujeto a la planeación del programa de construcción de la obra y al resultado de las pruebas de laboratorio que se han recomendado ejecutar para conocer la aptitud de este material y evaluar su probable comportamiento en la estructura.

Para el análisis de estabilidad de la sección propuesta, no se cuenta con ensayos de laboratorio de tipo triaxial, que representen las condiciones iniciales y finales de la estructura, sin embargo en forma preliminar se trazó un círculo de falla el cual comprende los materiales empleados en la cortina y con valores supuestos, se analizó su estabilidad, resultando estable, cabe aclarar que no es el más crítico ya que se seleccionó con el criterio de incluir los materiales que conforman la cortina (fig. 3.27)

3.5 ALTERNATIVA DE CORTINA DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO (CORONA A LA ELEVACIÓN 1532.00 msnm)

Obra de desvío

Con el fin de lograr una comparación equitativa entre la alternativa de cortina de materiales graduados y cortina de CCR (Concreto Compactado con Rodillo) se mantuvo el mismo arreglo, dimensiones y localización para la obra de desvío, obra de toma, estructura desarenadora y obra de excedencias de la alternativa de materiales graduados ya descrita.

Obras de contención

Boquilla

Como antecedentes del proyecto actual se estudiaron tres sitios para el emplazamiento de la presa, en todos los casos se consideró, en su momento, una estructura del orden de 100 m de altura.

Los sitios y sus características principales que se mencionan en el orden de aguas abajo hacia aguas arriba, son los siguientes:

Paso del Cobre.- El tipo de roca predominante son basaltos masivos con estructura columnar y brechoide con oquedades. Bajo el cauce existe un horizonte de arenas volcánicas El RQD está en el rango de 40 a 80% y la permeabilidad en el orden de 10 unidades Lefranc (UL).

El Tule (aguas abajo).- Con predominio de Granodiorita de buena compacidad, competente, pudiendo alcanzar hasta 20 m de espesor de roca descomprimida. Menor calidad en la margen izquierda. Su RQD es de 60 a 90% y su permeabilidad referida a unidades Lefranc es de 1

El Tule.- Esquistos y Gneiss, compactos al estar sanos y deleznable cuando están intemperizados. En el cauce existe material limo arcilloso semicompactado distribuido en capas laminares con espesor de 34 m; RQD en los rangos de 0 a 50% y de 50 a 75%, en tanto que la permeabilidad fluctúa en el rango de 11-25 UL a impermeable.

Selección del sitio

De los planteamientos de la ingeniería conceptual y de las recomendaciones de los estudios del sistema integrado se concluye la conveniencia de elegir una presa de menor altura en combinación con una capacidad de conducción del orden de 8 m³/s; desde este punto de vista, y por ser la de mejores condiciones geológicas resultó más atractiva la selección de la boquilla en granodiorita, esto es, la que corresponde al Tule (aguas abajo). Adicionalmente, este sitio ofrece una longitud menor de conducción y de pérdidas hidráulicas que la del sitio original El Tule, localizado 500 m aguas arriba.

Ubicación del eje

El eje seleccionado se ubica en la línea que une los socavones de exploración número 1 en margen izquierda y número 3 en margen derecha.

El sitio de la boquilla consiste de un pequeño estrechamiento sobre el río Temascaltepec, en donde el fondo del cauce se encuentra aproximadamente a la elevación 1507 msnm y con ancho de 20 m, tiene forma de "U" abierta con laderas cuyas pendientes oscilan entre 25 y 45° en la margen derecha y 30° en promedio en la izquierda

Mediante la instrumentación realizada en 1995 se registraron 93 eventos sísmicos, uno de ellos en un radio de 30 km y 13 dentro de los 160 km de distancia; los 79 restantes ocurrieron a distancias mayores. Como resultado del estudio se consideró un valor regional de 0.15 g para la zona.

Cortina

Con base en la ingeniería conceptual desarrollada y como parte de la ingeniería básica, se desarrolló un estudio técnico-económico comparativo entre una cortina de materiales graduados y una de CCR, ambas a la elevación de corona 1532 msnm.

La cortina de CCR tiene una altura de 28 m, medidos desde el desplante, elevación 1504 msnm. El ancho y longitud de la corona son de 6 y 98 m respectivamente. La sección transversal de la cortina se complementa con un paramento vertical aguas arriba y un talud de 0.8333 en el paramento de aguas abajo.

3.6 COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS Y DETERMINACIÓN DEL ARREGLO DE OBRAS

Con el objeto de comparar técnica y económicamente la alternativa de materiales graduados, con su correspondiente esquema de cortina con sección gravedad a base de concreto compactado con rodillo vibratorio (CCR) en igualdad de circunstancias, esto es, con las mismas elevaciones para la corona (1532 msnm) y obra de toma (1515 msnm).

Las diferencias fundamentales de esta presa con respecto a su similar de materiales graduados son el tipo de material y la geometría de la cortina, puesto que se conserva el arreglo general de las estructuras auxiliares: desvío, vertedor, desarenador y obra de toma.

El análisis de costos de ambas estructuras, visto a través de sus respectivos presupuestos favorece la selección de la cortina de CCR que resulta más barata en 1 607 874 pesos.

Técnicamente se detectó que existen algunos parámetros fundamentales que inciden también en la preferencia por la cortina de CCR, éstos son: el manejo de azolves a través de un dispositivo en el cuerpo de la cortina y al centro del cauce; la elevación de la obra de toma condicionada a su vez por el costo del bombeo, y facilidades de construcción al independizar

los diferentes frentes de trabajo; aspectos que, si bien pueden manejarse en la cortina de materiales graduados, implicarían necesariamente un mayor costo para ésta. Por todo lo anterior, se concluye que el tipo más conveniente de cortina es la de CCR.

Mejoras

En la medida en que fue progresando el conocimiento de los parámetros que rigen el arreglo integral del proyecto, hubo necesidad de hacer ajustes al arreglo de las estructuras auxiliares de la presa; así por ejemplo, de acuerdo al estudio de azolves del Instituto de Ingeniería de la UNAM y que se comenta en la parte correspondiente de la ingeniería conceptual, el arrastre de sedimentos rebasa las expectativas consideradas en el esquema básico que se ha venido analizando, lo que obliga a tener un dispositivo al nivel de cauce, al centro de éste y con la mayor amplitud posible para que a la vez que permita el paso de la avenida de diseño del vertedor con gasto de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ facilite el desalojo de sedimentos lo más eficiente posible, lo que introduce el concepto de vertedor-desarenador ubicado en el cuerpo de la cortina y prácticamente al centro de ésta

Otro punto que influyó en los cambios del esquema básico de la presa con corona a la elevación 1532 msnm fue el estudio del costo de la energía. Este parámetro está vinculado de manera directa a la elevación de la obra de toma en un extremo de la conducción y a la elevación de la plataforma de la planta de bombeo en el otro extremo. A este respecto, viendo a la presa misma, resultaba más económico subir la elevación de la obra de toma hasta un punto tal que sin cambiar las alturas del NAME (1530 msnm), fijado por el arreglo del vertedor de la presa de materiales graduados, ni tampoco de la cortina, para dar el gasto que demandaba el sistema (supuesto de $16 \text{ m}^3/\text{s}$ en esta etapa del proyecto), dicha elevación resultó la cota 1524 msnm.

Por otra parte, atendiendo a facilidades de construcción, se vio la conveniencia de ubicar el canal de desvío en la margen izquierda pues de este forma, a parte de independizar los frentes de trabajo, se aprovecharía la excavación para remover material que geológicamente es conveniente retirar de todas maneras.

Finalmente, se realizó el presupuesto correspondiente. El costo directo que resultó se compara en la tabla 3.3 con su similar de materiales graduados.

COSTO DE ALTERNATIVAS EN PESOS

ALTERNATIVA	COSTO (\$)
Cortina de Materiales Graduados	4 975 388.00
Cortina de CCR	3 367 513.00

Tabla 3.3

Como puede apreciarse la alternativa de CCR además de resultar con un menor costo, permite adecuadamente la colocación sobre el cauce del río una estructura desarenadora

para desalojar los azolves, lo cual es imprescindible dadas las condiciones geológicas, topográficas e hidrológicas que ofrece la cuenca, no así la presa de materiales graduados en la que la colocación de una estructura sobre el cauce del río, partiendo la cortina en dos partes, no es conveniente por las dificultades constructivas y económicas que esto implica. Por lo antes expuesto se eligió la alternativa de cortina de CCR.

A continuación se describen brevemente cada una de las estructuras que integran la presa elegida (Elevaciones: corona 1532 msnm; obra de toma 1524 msnm)

Obra de desvío

El tipo de desvío quedó condicionado a razones topográficas, geológicas y económicas; en tanto que su ubicación en margen izquierda obedeció a facilidades constructivas para no congestionar la otra margen. Será utilizado para conducir temporalmente los caudales del río durante la construcción de la cortina y se trata de un canal trapecial revestido con concreto, con un ancho de plantilla de 10 m y taludes laterales de 0.25:1, con umbral a la elevación 1507 msnm. La longitud del canal es de 143.50 m con una pendiente longitudinal de $S=0.01$, incluyendo un tramo cerrado que atraviesa el cuerpo de la cortina, y que está formado por dos conductos de sección rectangular de 4.00 x 6.50 m cada uno, separados por una pila vertical de 2 m de ancho.

La obra se complementa con dos ataguías de materiales graduados, colocadas cada una de ellas sobre el cauce del río, aguas arriba y aguas abajo del recinto de construcción de la cortina. La sección transversal de las ataguías es trapecial, con ancho de corona de 8 m, y con elevaciones de corona para las ataguías de aguas arriba y aguas debajo de 1514 y 1513 msnm respectivamente, con taludes exteriores en ambas, de 1.5:1, protegidas con una chapa de enrocamiento en el paramento que se encuentra en contacto con el agua del embalse.

El cierre final para el llenado del vaso, se llevará a cabo cerrando los dos conductos del desvío que se encuentran dentro del cuerpo de cortina, colando un tapón de concreto en cada uno de estos. Para poder realizar en seco estos colados, se tiene previsto bajar desde la corona y por el paramento vertical de aguas arriba de la cortina, unos obturadores que permitan la estanqueidad que se requiere en estas labores.

3.7 OBRAS DE CONTENCIÓN

Cortina

Las características de la sección se mantuvieron como se ha descrito antes, esto es, 6 m de ancho de corona y taludes vertical aguas arriba y 0.833:1 aguas abajo; siendo su diferencia más acentuada con respecto al esquema inicial de este tipo, la ubicación del vertedor al centro de la cortina para los fines que ya se han explicado.

Debido a la necesidad imperiosa de desalojar los azolves y que esto se puede lograr adecuadamente a través de una estructura desarenadora colocada sobre el cauce del río como ya se ha explicado anteriormente, la cortina de CCR de 28 m de altura deberá alojar dicha estructura.

El predimensionamiento y arreglo geométrico de la cortina, se definió en base a un análisis de estabilidad de la misma; en base a este arreglo se calcularon las cantidades de obra de cada concepto, desglosadas en la tabla 3.4.

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Desmante	m ²	1548
Limpieza del cauce	m ²	1103
Excavación a cielo abierto	m ³	8175
Concreto compactado con rodillo CCR	m ³	7180

Tabla 3.4

3.8 ESQUEMA DE OBRAS SELECCIONADO (CORONA A LA ELEVACIÓN 1552 msnm)

En el inciso anterior se han comparado técnica y económicamente los dos esquemas básicos de cortina: materiales graduados y de CCR, habiéndose determinado la conveniencia de emplear la de CCR y de ésta, la que contempla el arreglo con corona a la elevación 1532 msnm, desvío en margen izquierda, vertedor-desarenador al centro del cauce y obra de toma a la cota 1524 msnm.

No obstante lo anterior, el esquema final seleccionado en esta fase del proyecto contempla la presa con corona a la elevación 1552 msnm. El aumento en la altura fue en base a los siguientes argumentos:

Contar con un margen mayor de regulación para manejo del embalse en condiciones extraordinarias.

Cubrir los estudios de manifestación de impacto ambiental y los de afectaciones sociales bajo el esquema más desfavorable posible de inundación de tierras, en el entendido de que al pasar al proyecto ejecutivo ninguno de los dos aspectos podría agravarse, sino en todo caso, disminuir.

Los detalles de este arreglo pueden verse en la figura 3.28.

Cabe aclarar que la permanencia del arreglo propuesto depende entre otras cosas del estudio de estabilidad de la ladera izquierda, el cual conviene efectuar a la brevedad posible una vez que se disponga de la información geológica adecuada. Se sabe que en dicha ladera hay un espesor considerable de material potencialmente deslizable si se satura el pie del mismo.

Cortina

Altura

Para determinar la altura de la cortina hubo necesidad de hacer los siguientes análisis económico, de azolves, de capacidad útil y de condiciones geológicas del vaso. El análisis económico preliminar se efectuó teniendo en cuenta que dicha altura es función de los costos tanto de la propia estructura, como del bombeo; esto es, a menor altura de presa, el costo de la cortina disminuye, pero el costo del bombeo se incrementa, y a la inversa, para una mayor altura de presa, el costo de la cortina se incrementa; sin embargo, el costo del bombeo disminuye

Los conceptos principales que se consideraron en dicha evaluación fueron. el volumen de concreto y os tratamientos de la roca en la cortina, las compuertas del desarenador-vertedor y los diferenciales de costos con respecto a la alternativa alta del camino de acceso a la planta y del bombeo correspondiente.

En la tabla 3 5 se muestra el resumen del análisis preliminar de costos para tres alternativas de altura de cortina.

ALTURA	CORTINA	TRATAMIENTO	DIFERENCIAS BOMBEO	COMPUERTAS DESARENADOR VERTEDOR	CAMINO DIFERENCIAL DE LONGITUD	TOTAL
(m)	(\$)	(\$)	(\$)	(\$)	(\$)	(\$)
25 (BAJA)	10 173 276	3 051 983	28 514 630	16 000 000	4 200 000	61 939 889
40 (MEDIA)	16 568 620	4 970 586	19 835 590	16 000 000	3 200 000	60 574 796
60 (ALTA)	62 683 648	18 805 094	-	-	-	81 488 742

Tabla 3 5

NOTAS.- Los importes de cortina no incluyen las excavaciones correspondientes, el tratamiento se estimó como un 30% del costo de la cortina, el costo del bombeo se obtuvo con el costo de la diferencia de NAMINOS (Nivel de Aguas Mínimo de Operación) con respecto a la alternativa ALTA = 60 m. El costo de caminos se obtuvo con respecto a la alternativa alta, la cual no considera compuertas por ser cortina con cresta vertedora a lo largo de la corona.

Del análisis preliminar de costos planteados anteriormente, puede apreciarse que el menor costo corresponde la altura de cortina de 40 m, no obstante, existen otros parámetros igualmente importantes que hay que tomar en cuenta: la capacidad de azolve y la geología del vaso, para elegir la altura conveniente.

Azolve

De acuerdo a los antecedentes que se mencionan a este respecto en el informe de ingeniería conceptual, hay dos fuentes que se han ocupado de estos estudios el de la Compañía

Sistemas Hidráulicos y Ambientales, S.A. de C.V. (SIHASA) y el del Instituto de Ingeniería de la UNAM (I.I.).

SIHASA estima el porcentaje de sólidos en suspensión en 0.0752% y aplica el criterio de considerar un 50% más, debido a la incertidumbre por insuficiencia de datos y para tomar en cuenta el acarreo de fondo. Considerando un escurrimiento medio anual de 244.807 millones de m³, según estudio hidrológico de CNA, y una vida útil de 50 años, el volumen total de azolves resulta de 13.8 millones de m³, al cual corresponde una elevación de 1555.54 msnm

El Instituto de Ingeniería en su documento para CNA: “Descripción del Escenario Actual de la Cuenca del Río Temascaltepec” (fig. 3.28), ubica a la cuenca en un rango de erosión laminar de ligera a moderada, esto es, entre 10 a 50 toneladas/hectárea/año. Sin embargo, haciendo un promedio pesado de los valores medios de los rangos que ahí se manejan con respecto a áreas, arroja un valor de 50 toneladas/hectárea/año. Si se considera un área de 56700 ha como en el estudio, un peso específico medio de 1.7 t/m³ y una vida útil de 50 años, se obtiene un volumen aproximado de azolve de 83 millones de m³, requiriéndose un nivel en el embalse a la cota 1627 msnm.

De acuerdo a los criterios anteriores, y si se tiene en cuenta que el nivel medio del cauce es la elevación 1510 msnm, las alturas de cortina que se necesitarían para cubrir únicamente el concepto de azolve sería respectivamente de: 45 m (SIHASA) y de 117 m (I.I.)

Geología del vaso

Los estudios del sitio indican condiciones geológicas desfavorables entre las elevaciones 1550 y 1800 m en margen derecha, donde la respuesta de la velocidad compresional detecta valores del orden de 900 m/s que se relaciona con roca descomprimida con espesor máximo de 25 m, y que imponen restricciones para la altura de la presa

Capacidad útil

Para estimar la capacidad útil de la presa, se fijó como criterio, almacenar el volumen equivalente a 4 horas de paro del bombeo con el objeto de salvar las horas pico de mayor costo de energía. Este volumen será desalojado posteriormente durante las 20 horas de bombeo a fin de satisfacer la cuota promedio que demanda el sistema Temascaltepec (3.20 m³/s).

En razón de que al empezar a estudiar los esquemas, se manejó una capacidad máxima de bombeo de 16 m³/s, el volumen útil se estimó en 230,400 m³; sin embargo, por la ubicación del piso de la obra de toma, se incrementó a 310,000 m³

Si se tiene en cuenta la capacidad máxima de bombeo actual es de alrededor de 8 m³/s, el volumen útil aunque sobrepasa lo requerido (115,200 m³) favorece la seguridad de la operación al dar cierto margen para los niveles de control.

Por lo que respecta a la incidencia de este concepto en la altura de la presa, en el rango de los 40 a 50 m, no tiene relevancia alguna, puesto que se traduce en 20 o 30 cm de incremento en elevación.

En resumen, de acuerdo a los resultados de los conceptos analizados desde el punto de vista económico, la altura de presa es hacia una altura intermedia de 40 a 45 m; si se maneja azolve la tendencia es hacia una cortina alta, 45 a 117 m, la capacidad útil no tiene mayor influencia, en tanto que las condiciones geológicas favorecen la altura intermedia

Por todo lo anterior y teniendo en cuenta que las restricciones geológicas son importantes para la seguridad de la obra, se decidió elegir una cortina cuyo NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias) no sobrepasara la elevación 1550.00. Adicionalmente, si se considera un bordo libre de 2 m, se tiene una altura hidráulica de 42 m
Cabe puntualizar además, que:

1. Al seleccionar la máxima altura geológicamente admisible, las autorizaciones y negociaciones de tipo ambiental y social cubrirán las condiciones mas desfavorables e implícitamente se tendrá la mínima carga hidráulica de bombeo.
2. La capacidad de almacenamiento correspondiente a la altura de presa seleccionada no es suficiente para almacenar el volumen total de azolve esperado en la vida útil de la presa, pero permite cierta flexibilidad para su manejo al considerar dispositivos para desazolve

Arreglo general

El arreglo general de la cortina queda condicionado por la incidencia que sobre ella tienen las diferentes estructuras auxiliares que integran la presa: el desvío por margen izquierda, en su porción inferior a nivel de cauce; el vertedor en posición central y alojado encima de la cortina; el desagüe de fondo, en posición inferior y cargado hacia margen derecha; el desarenador y obra de toma también en margen derecha, pero a nivel superior.

Características geométricas

Con base en un análisis preliminar de estabilidad, se estableció la geometría de la sección máxima de la cortina, quedando conformada por taludes verticales aguas arriba y de 0.833:1 aguas abajo.

El ancho de la sección es de 6 m en la corona y de 40 817 m en la base (cimentación). El nivel más bajo del desplante se encuentra a la elevación 1503 msnm; y el de la corona a la cota 1552 msnm; la diferencia de estas elevaciones totalizan una altura estructural máxima para la cortina de 49 m.

Longitud de Corona

Al nivel de corona, elevación 1552 msnm, la longitud total es de aproximadamente 230 m incluyendo plataformas y caminos de ambas márgenes y de 190 m sin éstos.

Embalse

Curva Elevaciones-Areas-Capacidades

Para el sitio de la presa El Tule aguas abajo; la tabla 3 6 resume los resultados.

Niveles característicos

NAME.- Las restricciones geológicas impusieron la condición para fijar su valor a la elevación 1550 msnm

NAMO.- A efectos de tener un pequeño margen en el manejo de compuertas durante la avenida máxima probable, su elevación se fijó a la cota 1549 msnm.

NAMINO - Para su cálculo se consideró el volumen correspondiente al NAMO (8.64 millones de m³), al cual se restó el volumen útil (0.31 millones de m³), luego con el volumen permanente (8.33 millones de m³) se estimó la elevación correspondiente, siendo esta la cota 1548.52 msnm

En la tabla 3.7 se resumen los datos correspondientes a los niveles característicos mencionados

	NIVELES CARACTERÍSTICOS		
	ELEVACIÓN	ÁREA	CAPACIDAD
	(msnm)	(ha)	(millones de m ³)
NAME	1550.00	72.00	9.28
NAMO	1549.00	69.00	8.64
AMINO	1548.52	67.40	8.33
VOLUMEN ÚTIL			0.31

Tabla 3.7

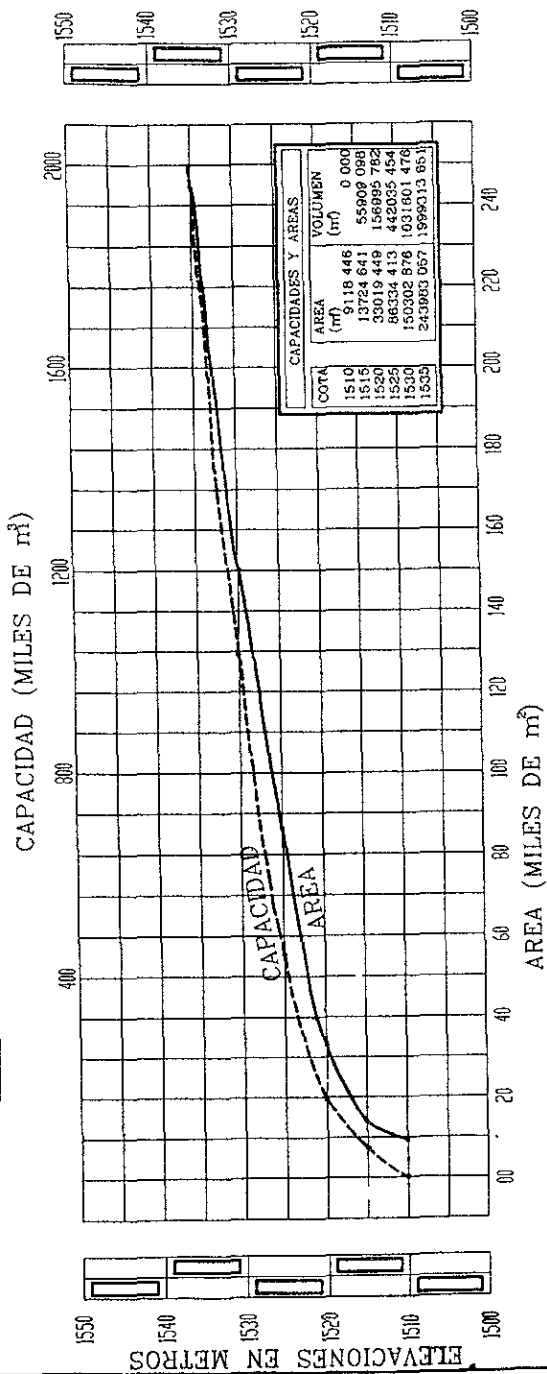
Bordo libre

Tiene por objeto evitar el desbordamiento del agua por máximo oleaje y proporciona seguridad contra otros factores: asentamientos de la cortina mayores que los previstos, la ocurrencia de una avenida mayor que la de diseño o mal funcionamiento del vertedor que pueden traer como consecuencia un aumento de carga y por tanto de niveles temporales del embalse

Realizando los cálculos correspondientes, se fijó un bordo libre de 2 m.

Se comenta, además que por tratarse de una presa "especial", cuyo arreglo se aparta un poco de lo clásico, en el caso de que el bordo libre se hubiese sobrevaluado, ello redundaría en un ligero margen para los niveles de control en su operación y, en caso contrario, su escasez tampoco implica gran riesgo por tratarse de una estructura de concreto.

GRAFICA DE ELEVACION-AREAS-CAPACIDADES



PRESA "EL TULE"
 TEMASCALTEPEC, EDO. DE MEXICO

MARZO, 1997

Tabla 3.6

4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CORTINA

4.1 COMPOSICIÓN DEL CCR

El CCR debe de estar compuesto por cemento Portland, puzolana, agregados y agua. El agua debe satisfacer los requerimientos químicos para el mezclado de acuerdo a lo establecido en la norma ASTM C 94, exceptuando el agua con altas concentraciones de sedimentos las cuales no deben ser permitidas.

Los diseños de mezclas se deben hacer utilizando materiales que sean representativos de aquellos que se van a usar en la construcción del proyecto y que serán verificados posteriormente de acuerdo a la producción de agregados que se van a utilizar en el proyecto.

El criterio que se debe seguir para el diseño de las mezclas que se van a utilizar en la construcción de la presa debe satisfacer lo siguiente.

- Tener una adecuada resistencia para soportar las combinaciones de carga utilizadas en el diseño estructural con adecuados factores de seguridad.
- Minimizar el incremento de la temperatura debido a la hidratación y el subsecuente desarrollo de esfuerzos o potencial de agrietamiento.
- Maximizar la liberación de esfuerzos a través del flujo plástico (creep) y las propiedades elásticas.
- Deben tener una trabajabilidad adecuada para la construcción.
- Deben satisfacer los requerimientos de economía.

En la tabla 4.1 se mencionan los componentes del CCR.

MEZCLA	USO PRINCIPAL	f_c (kg/cm^2)	TAMAÑO DE AGREGADO S (mm)	CEMENTO	PUZOLANA	AGUA	AGREGADOS
				(kg m ³)			
1	Masa	120	50	85	0	100	2400
2	Últimas 2 capas	190	50	120	0	100	2400
3	Sección Vertedora	250	50	170	0	100	2400

Tabla 4.1

Debe darse el proporcionamiento exacto de la mezcla incluyendo el contenido de humedad requerido para obtener la compactación óptima tanto en clima frío como en clima caliente, y la relación exacta del proporcionamiento de agregados de diferentes tamaños para obtener la granulometría correcta.

4.2 MATERIALES CEMENTANTES

Cabe aclarar que no es totalmente cierto que el diseño de mezcla final contenga puzolana. Si la puzolana llegara a ser usada, no es cierto que esta deba de ser premezclada con el cemento en la fábrica o añadida por separado en el sitio de la obra. La cantidad de cemento listada puede ser o no utilizada dependiendo si la puzolana es utilizada por separado u otros factores.

El cemento Portland y la puzolana deben ser suministrados a granel en el sitio de la obra y deben cumplir con los requerimientos de la norma ASTM C 150 tipo II, bajo en alcalinidad. La puzolana en caso de ser usada, debe cumplir con la norma ASTM C 618, clase F o equivalente. Podrá utilizarse puzolana clase C si no presenta reactividad detrimente con los agregados y si después de 7 días el calor de hidratación para una mezcla de 65% de cemento más 35% de puzolana por unidad de volumen, no excede la temperatura generada por el cemento sin su sustitución. La puzolana natural (ASTM clase N) es también aceptable si cumple con los requerimientos de la ceniza volante

Temperatura del cemento

La temperatura del cemento no debe exceder los 75°C cuando sea entregado en el sitio de la obra. La temperatura del aire, si este proceso es utilizado para transportar el cemento dentro de contenedores o silos de almacenamiento, no debe exceder los 85°C. La temperatura del aire debe ser determinada midiendo la temperatura exterior del medio de transporte con un termómetro de superficie.

Almacenamiento

Inmediatamente después de ser recibidos en la planta de concreto, el cemento y la puzolana deben ser almacenados en tanques o estructuras ventiladas con una capacidad combinada de cuando menos 80 toneladas y que los mantengan secos y protegidos del clima. Todas las instalaciones de almacenamiento deben estar sujetas a aprobación y permitir un acceso fácil para su identificación e inspección.

4.3 AGREGADOS

Los agregados que se empleen en la producción de CCR deben ser producidos de los bancos que hayan sido aprobados para esos fines, exceptuando donde los límites de granulometría especificados abajo y los porcentajes referidos a la aplicación del total del peso de los

agregados por unidad de volumen de CCR se especifiquen de otra manera, incluyendo todos los tamaños de grupo. Ellos no son aplicables para el peso de los agregados en cualquier grupo de tamaño. El rango permisible de material que pase o sea retenido para cualquier tamaño, es típicamente el requerido para los agregados de concreto convencional.

Granulometría y apilamiento

Es recomendable una sola granulometría y un apilamiento sencillo para los agregados, sin embargo, el Contratista puede apilar los agregados en dos grupos. Se podrá usar, aunque no sea requerido, un apilamiento adicional para mezclar arena y finos.

- Grupo I. El 100% pasa la malla de 76 mm y por lo menos el 98% es retenido en la malla de 20 mm
- Grupo II. El 100% pasa la malla de 20 mm.
- Grupo III (en caso de ser usado). El 100% pasa la malla de 4.75 mm.

La banda granulométrica ha sido ampliada a la máxima extensión posible, cualquier granulometría dentro de la banda y que tenga básicamente el mismo perfil indicado en la banda granulométrica puede ser aceptable, sin embargo la granulometría puede no ser permitida si está muy cerca de la máxima cantidad permitida en un tamaño de malla o cerca de la mínima cantidad permitida en la malla subsecuente o viceversa.

En la tabla 4.2 aparece el tamaño de cada malla y su porcentaje menor por peso

Mallas americanas estándar (mm)	Porcentaje menor por peso (%)
76	100
50	97-100
38	86-94
25	73-85
20	67-79
9.5	52-63
4.75	39-50
2.36	27-37
1.18	20-30
0.60	15-24
0.30	10-18
0.15	7-13
0.075	4-9

Tabla 4.2

La máxima cantidad permisible que pase la malla de 75 micrones se determinará a partir de la tabla 4.3, la cual depende de la plasticidad de todos los finos (ejemplo de lavado) que pasen la malla de 300 o 425 micrones. La experiencia ha demostrado que los resultados son similares para cada malla. El tamaño usado puede estar basado en la conveniencia de las pruebas a la discreción del ingeniero.

Límite líquido	Indice de plasticidad	% máximo menor a 200
0-25	0-5	10.0
0-25	5-10	8.0
0-25	10-15	6.0
0-25	15-20	3.5
0-25	20-25	2.5
25-30	0-5	8.0
25-30	5-10	6.5
25-30	10-15	4.5
25-30	15-20	3.0
25-30	20-25	1.5
35-45	0-5	7.0
35-45	5-10	5.0
35-45	10-15	4.0
35-45	15-20	2.5
35-45	20-25	1.5
45-55	0-5	5.0
45-55	5-10	4.0
45-55	10-15	3.0
45-55	15-20	2.0
45-55	20-25	1.0

Tabla 4.3

Los índices de plasticidad y límite líquido, no deben exceder de 25 y 55 respectivamente en todas las partículas que pasen las cribas de 300 o 425 micrones en el lavado de los agregados. Pruebas de rutina diarias pueden ser hechas para el material cribado en seco. Cuando menos una vez por semana, durante el inicio de la producción de agregados y para todo material dudoso, la granulometría debe ser determinada.

Forma de las partículas

La cantidad de partículas planas y largas de acuerdo con la norma CRD C 119 no debe exceder el 40% de cualquier grupo individual de tamaño de partícula ni de un promedio pesado del 30% del total, incluyendo todos los tamaños de la granulometría. Estas cantidades son mayores que las usadas típicamente para concreto convencional, pero se encuentran dentro de los límites aceptables para concreto compactado con rodillo.

Lavado

Los agregados utilizados en otros proyectos de CCR, han sido obtenidos de depósitos naturales, desde canteras de roca hasta una combinación de sedimentos sobrepuestos y mezclados con roca explotada. Debido a esto, en la mayoría de los casos, el lavado de los agregados no ha sido necesario y es de esperarse que un adecuado proceso en la planta de producción de agregados haga que no se requiera el lavado, sin embargo, algún riego por aspersión podría ser necesario para mantener una humedad uniforme en los agregados, reducir la segregación y provocar el enfriamiento por evaporación.

Almacenamiento

Los agregados deben ser apilados y almacenados en áreas cercanas a la presa. Para el almacenamiento en acopios contiguos, se deben emplear separadores de madera u otro material apropiado para evitar la contaminación y mezclado entre diferentes materiales.

4.4 PLANTA DE CONCRETO

La planta debe incluir todos los mezcladores necesarios, métodos de control del peso volumétrico, silos de almacenamiento, sistemas alimentadores y mecanismos de descarga.

Se debe tener montada en el sitio de la obra la planta de concreto en condiciones de operar, cuando menos 10 días antes de comenzar la producción del mezclado y colocación del CCR.

La planta debe ser del tipo Aran 400 o dos plantas Aran 280, ó de manera equivalente una planta tipo “pug mill” de mezclado continuo. La planta debe tener la capacidad de producir rutinaria y consistentemente mezclas con agregados grandes y relativamente secas, y también CCR húmedo si se llegara a utilizar en este proyecto. Asimismo, debe tener una capacidad pico mínima sustentable de por lo menos una hora con aproximadamente 700 toneladas ó 275 metros cúbicos (compactados) por hora. La planta debe tener la capacidad de conectarse desde una mezcla de diseño precalibrada a otra en un lapso no mayor de dos minutos, manteniendo las tolerancias especificadas y los requerimientos de uniformidad.

Silos

Alimentadores o compartimentos separados deben ser provistos para cada grupo de agregados. Silos independientes deben ser provistos para el almacenamiento del cemento Portland ó la puzolana si llegara a ser usada. Los silos y compartimentos deben ser de tamaño amplio y contruidos de tal modo que puedan mantener separados varios materiales bajo las condiciones de trabajo. Todos los compartimentos que contengan cemento y puzolana, deben estar separados el uno del otro por un espacio libre para la circulación de aire.

Cemento y alimentación de agregados

El material cementante y los agregados deben ser suministrados a las mezcladoras en forma uniforme, continua y simultáneamente en las cantidades requeridas para la producción de las mezclas. El control de las proporciones de los diferentes componentes de las mezclas podrá hacerse por peso o por volumen.

La alimentación de los agregados a las mezcladoras podrá efectuarse a través de una banda transportadora desde un acopio único o desde varios silos alimentadores que almacenen tamaños preestablecidos de agregados y los suministren a través de aberturas inferiores en éstos. La superficie de retorno de todas las bandas transportadoras debe mantenerse limpia. Todas las aberturas de alimentación de los materiales, desde los silos de almacenamiento, deben estar provistas de compuertas que permitan aberturas parciales para garantizar las tasas de suministro requeridas. Los silos deben mantenerse suficientemente llenos y ser de un tamaño adecuado que garantice un flujo uniforme de agregados o una tasa constante. Se debe asegurar un flujo continuo de los materiales de los grupos II y III, cuando éstos estén muy húmedos o posean un alto contenido de finos.

El material cementante debe dosificarse en forma continua, de tal manera que pueda controlarse mediante el ajuste de la velocidad de la banda o de la tasa de alimentación. El equipo de dosificación del cementante debe estar en capacidad de suministrarlo en forma constante y uniforme, aún para dosificaciones muy bajas (50 kg/m^3). Debe ser posible, el efectuar ajustes graduales a la alimentación mientras se esté en operación. En las bandas de alimentación se deben utilizar unidades sensoras de peso, con retroalimentación electrónica para corregir continuamente las aperturas en las compuertas de los silos y/o las tasas de alimentación de las bandas.

Mezcladoras para plantas de tipo continuo

Las mezcladoras no deben ser sobrecargadas por encima de la capacidad recomendada por el fabricante y deben estar en capacidad de producir una mezcla uniforme y descargarla sin segregación.

El tiempo mínimo de retención para el mezclado de los componentes del CCR en cualquier planta de producción continua debe ser de 20 segundos, a menos que se demuestre mediante pruebas que un tiempo menor de retención es satisfactorio.

Un método de ajuste del tiempo de mezclado por medio de la variación del ángulo de la cámara de mezclado debe ser provisto. Los períodos requeridos para el mezclado, se basarán en un control adecuado de la velocidad de rotación de las paletas de la mezcladora y en la correcta alimentación de los materiales a ésta.

Siempre que se proponga reducir el tiempo de mezclado, se utilizarán los criterios de la tabla siguiente como base para su aceptabilidad. Los ensayos de uniformidad se basarán en tres muestras tomadas al azar del área de colocación después de esparcir la mezcla, pero antes de su compactación. Dichas muestras se tomarán durante un turno.

4.5 LÍMITES DE VARIABILIDAD DE LA MEZCLA DE CCR

En la tabla 4.4 aparecen los límites de variabilidad del CCR.

Prueba	Diferencia máxima permitida (%)
Contenido de humedad de toda la mezcla	15
Contenido de agregado grueso (mayor de 4.75 mm)	15
Peso unitario del mortero libre de aire	2
Contenido de aire de toda la mezcla	100
Peso unitario húmedo de toda la mezcla compactada	2
Contenido de cementante de toda la mezcla	15

Tabla 4.4

Implementos para el muestreo

Se debe suministrar todos los implementos y la mano de obra requerida para la obtención de muestras representativas de los materiales en el momento que éstos entren en la mezcladora, cuando sean descargados de ésta o de las tolvas, y en el sitio de colocación después del extendido pero previamente a la compactación. Cada muestra debe tener una cantidad de material con un peso del orden de 200 kg.

4.6 TRANSPORTACIÓN

La mezcla debe ser transportada desde la planta hasta la presa tan pronto como le sea posible, utilizando para ello métodos que controlen la segregación, contaminación, secado y que sean compatibles con la producción de la planta para asegurar el transporte continuo de la mezcla.

Se deben colocar placas deflectoras especiales al final de las bandas transportadoras, bajo las tolvas y en cualquier otro sitio donde se pueda presentar segregación, para limitar caídas libres de la mezcla. Bajo ninguna circunstancia se permitirá que el equipo que se emplee para transportar, extender y compactar la mezcla, contamine el CCR. Cuando la temperatura de colocación de la mezcla este sobre los 25°C, el tiempo total desde el inicio del mezclado hasta la compactación completa, no debe exceder de 40 minutos bajo ninguna circunstancia. Este se puede extender hasta 50 minutos, si la temperatura de colocación varía entre los 18 y 25°C, y hasta 60 minutos cuando la temperatura de colocación esté por abajo de los 18°C.

Contenedores temporales de almacenamiento

En caso de requerirse, se debe disponer de tolvas de almacenamiento intermedio cuando los sistemas directos de bandas transportadoras no suministren un despacho continuo sin segregación hasta el sitio final de colocación. La capacidad de las tolvas debe ser tal que la

secuencia de mezclado no sufra interrupción o se reduzca su tasa de producción.

Las tolvas se deben construir con lados inclinados y puertas que permitan el libre flujo de la mezcla de CCR sin que ocurra segregación o formación de grumos. En caso de emplearse más de un tipo de mezcla de CCR, las tolvas se deben desocupar y quedar completamente limpias antes de comenzar a utilizar una mezcla diferente.

Bandas transportadoras

Para la construcción de la presa, se requerirá de un sistema de bandas transportadoras para el transporte y entrega del CCR. Únicamente se permitirá transportar la mezcla en camiones cuando sea destinada a áreas aisladas de la cimentación o para el bordo de prueba. Las bandas se deben operar a velocidades altas (4 m/seg.) que cumplan con los requerimientos de producción y que no ocasionen segregación. Todas las bandas se deben cubrir en toda su extensión, de manera que se prevenga el secado de la mezcla a causa del viento y del sol y del exceso de humedad por causa de las lluvias.

El equipo de bandas transportadoras debe estar diseñado para una operación continua, con bajo mantenimiento y con retorno de la superficie de las bandas completamente limpia. El sistema de bandas debe ser diseñado por personal con experiencia en sistemas de entrega de concreto masivo a altas velocidades y familiarizado con mezclas de CCR que contengan agregados de gran tamaño y un bajo contenido de cemento.

Caída de la mezcla

No se permitirá la caída incontrolada de la mezcla de CCR. Se deben tener sistemas de caída controlada que se pretenda utilizar, tales como canaletas, ductos metálicos, pantallas deflectoras, etc.

Camiones de acarreo

Únicamente se permitirá el uso de camiones de volteo para el transporte del CCR cuando se trate de áreas especialmente aisladas o para la recolección de las muestras donde se deba practicar un ensayo o prueba.

Los camiones de volteo deben estar equipados con puertas traseras especiales que les permitan descargar sin causar segregación. Durante la colocación del CCR, cualquier material que presente segregación o tenga apariencia dudosa, debe ser removido. Los camiones de volteo, se deben mantener en perfecto estado de operación, limpios y sin goteo de aceite, grasa u otro tipo de material que pueda contaminar la superficie del CCR.

Todos los vehículos que se empleen para el acarreo a zonas aisladas de la cimentación, deben ser operados de tal manera que se eviten vueltas cerradas, paradas continuas o repentinas u otro tipo de operación y procedimientos que puedan dañar la superficie del CCR previamente compactado. Se debe limpiar o mover cualquier material que se deteriore con la operación de los vehículos.

4.7 COLOCACIÓN Y EXTENDIDO

La construcción de la presa debe llevarse a cabo de una manera continua, para lo cual, se debe disponer en todo momento y en buen estado de operación, de la planta de producción y de todos los equipos necesarios para la fabricación, transporte, colocación y compactación del CCR.

Con el objeto de garantizar la continuidad durante la colocación del CCR, se debe trabajar durante 20 horas diarias cuando menos seis días a la semana en condiciones normales de trabajo.

El promedio de crecimiento de cada bloque ó área de colocación aprobada debe ser cuando menos de 0.6 m. por día pero no mayor de 2 0 m

Clima

La experiencia ha demostrado que la colocación y compactación del CCR no debe llevarse a cabo bajo lluvias de mediana y alta intensidad así como condiciones extremas de temperatura por abajo de los cero grados centígrados excepto si la superficie de colocación y la temperatura misma de la mezcla están por arriba de los 2 grados centígrados.

En el caso poco probable que la temperatura ambiente descendiera por abajo de -1°C y la superficie de cualquier CCR con menos de 7 días de edad estuviera por abajo de los 2°C , la superficie debe ser cubierta con lonas, plásticos o cualquier otra protección temporal aceptable hasta que la temperatura ambiente se incremente por arriba de 1°C .

Dependiendo del equipo, medios de protección y método de colocación; la colocación del CCR puede ser suspendida durante la temporada de lluvias, por lo cual se debe evaluar cuidadosamente estas circunstancias por medio de un análisis estadístico probabilístico de la climatología del sitio y el cual debe tomar en cuenta en su programa de construcción así como aplicar las medidas necesarias para resolver esas situaciones.

Colocación

Con el objeto de incrementar la presa al mismo nivel en cada área de colocación durante la construcción, se deben tomar las medidas necesarias para que únicamente queden expuestas las superficies de la capa en colocación, la capa anterior y eventualmente la capa siguiente. La superficie de una capa adicional podrá quedar expuesta bajo circunstancias especiales como cruces con galerías y zonas de conductos.

En la medida en que la colocación de una capa de CCR progresa, los frentes expuestos de dicha capa se deben mantener vivos colocando progresivamente material a partir de ellos. Dondequiera que se genere una junta fría en cualquier capa, ésta debe ser localizada cuando menos a 3m de otras juntas frías que se hayan formado previamente en la misma dirección. La junta fría debe ser tratada. No se permiten juntas frías a lo largo del eje de una capa en la

dirección aguas arriba-aguas abajo mayores de un tercio de la dimensión aguas arriba-aguas abajo de la presa en dicha elevación.

Depósito

La mezcla debe ser depositada en el lugar donde va a ser extendida para su compactación. Para camiones y escrepas, el depósito debe ser completado con una extendedora mientras el vehículo esta en movimiento. Cuando sea necesario apilar el CCR, éste debe ser depositado sobre la superficie de la capa de CCR fresco que este siendo colocada y no sobre la capa que este siendo cubierta. Si el CCR es entregado por medio de una banda transportadora, la descarga debe ser de tal manera que no cause segregación.

Extendido

Se debe extender y conformar una capa dentro de los primeros 10 minutos después de la colocación de la mezcla, con el espesor requerido para que una vez que sea compactada tenga un espesor de 30 cm

Cuando la mezcla de CCR sea colocada sobre una capa de concreto de liga, la capa de CCR debe ser extendida y compactada en un lapso no mayor de 100 minutos a partir de que el concreto de liga fue mezclado, ó bien dentro de los 40 minutos a partir de que el concreto de liga fue colocado para que éste no empiece a fraguar o secar por exposición.

Se debe emplear equipo de orugas para extender la mezcla de CCR, limitado en tamaño máximo a un bulldozer Carterpillar D-6 ó equivalente. La compactación debe ser iniciada por medio del bulldozer sobre la mezcla que ha sido extendida, de tal modo que antes de la compactación final por medio del rodillo vibratorio, la superficie debe estar totalmente cubierta por las huellas visibles de las orugas del bulldozer.

El equipo de extendido debe tener un sistema hidráulico capaz de inclinar o angular la cuchilla, este equipo debe contar con un control de espesor de capa mediante un sistema de rayo laser. El equipo de orugas empleado para el extendido de la mezcla debe trabajar siempre sobre material fresco sin compactar y no debe ser permitida su operación sobre capas de CCR previamente compactadas.

Se debe disponer de un cargador frontal para depositar y extender la mezcla en áreas reducidas y/o confinadas como en la cimentación y otros sitios donde se necesite.

El extendido debe hacerse de tal manera que no cause segregación, en caso de que los agregados se segreguen fuera de la capa de CCR que está siendo extendida, se debe remezclarlo dentro del CCR o removerlo. Todos los agregados gruesos que rueden fuera de la capa de CCR que este siendo extendida, podrán ser levantados y colocados por los trabajadores por medio de palas planas sobre una superficie de CCR sin compactar.

Se debe mantener todo el equipo de extendido en buen estado de operación mediante un mantenimiento adecuado y oportuno, de tal modo que no presenten goteos de aceite, grasa,

gasolina, diesel o cualquier otro tipo de contaminante sobre la superficie del CCR. Si por cualquiera de estas razones el CCR fuera contaminado, se debe limpiar o retirar de acuerdo a lo que la supervisión decida.

Bajo ninguna circunstancia, el Contratista podrá colocar mezcla fresca de CCR sobre una capa que se haya considerado dudosa y a la cual se le tenga prevista la ejecución de ensayos con la finalidad de aprobarla o rechazarla.

4.8 COMPACTACIÓN

La compactación de cada capa de CCR, debe efectuarse en un tiempo no mayor de 10 minutos después de haber sido extendida la mezcla, para lo cual se debe, con base en lo observado en el bordo de prueba, seleccionar el tamaño adecuado del tramo que se va a compactar. El número mínimo de pasadas será de 4 si se utilizara un compactador de doble tambor y de 8 en el caso de que se utilice un compactador de un solo tambor. Un viaje redondo del compactador (ida y vuelta) sobre una misma capa, equivale a dos pasadas. El número de pasadas, debe ser ajustado para obtener la densidad mínima húmeda especificada, de acuerdo con los resultados obtenidos en el bordo de prueba.

La densidad promedio de cada prueba individual debe ser determinada tomando las lecturas del fondo, la parte central y aproximadamente 7.5 cm. abajo de la superficie de la capa.

El equipo de mayor tamaño especificado que sea capaz física y prácticamente de operar en el área de compactación es el que debe ser usado para compactar.

Cuando el área de compactación sea grande y abierta, se deben usar los compactadores de mayor tamaño los cuales deben ser autopropulsados.

En áreas restringidas como cerca de la cimentación, paneles y elementos precolados, así como ductos para instrumentación, donde el equipo de compactación mayor no tenga acceso o pueda perjudicar dichas estructuras, se deben utilizar compactadores vibratorios pequeños o compactadores vibratorios manuales.

El equipo de compactación no debe ser operado en el modo vibratorio si no está en movimiento. El extremo de cualquier capa contra la cual en un término máximo de 30 minutos no se coloque concreto fresco, debe de ser picado y compactado en esa parte y no contener agregado segregado suelto.

El extendido y la compactación deben hacerse de tal modo que la superficie resultante sea plana, con un mínimo de huellas de los extremos del compactador y que por lo menos el 80% del ancho del rodillo se apoye sobre la superficie de compactación.

Equipo de compactación mayor autopropulsado

El equipo de compactación mayor autopropulsado puede ser de tambor sencillo o doble, y debe transitar sobre la superficie de compactación produciendo un impacto dinámico por medio de pesos rotatorios, ejes excéntricos o cualquier otro método equivalente.

El peso del compactador no debe ser menor a 9 ton con un tambor de 1.2 a 2.0 m de diámetro y 1.5 a 2.0 m de ancho, éste debe producir una fuerza dinámica mínima de 8.5 kg por milímetro de ancho del tambor a la frecuencia de operación que sea utilizada durante la construcción, dicha frecuencia de vibración no debe ser menor a 1500 ciclos por minuto. El compactador no debe ser operado a velocidades mayores de 2.5 km/h. La potencia del motor que debe mover la masa excéntrica no debe ser menor a 125 caballos de fuerza.

Dentro de los rangos de operación del equipo de compactación, se podrán permitir variaciones en la frecuencia y en la velocidad de operación siempre y cuando con dichas variaciones se obtengan densidades mayores a tasas mayores de producción.

Se debe mantener todo el tiempo que dure la colocación del CCR, cuando menos un compactador de las características aquí descritas en buen estado de operación con todo y su operador en el área de compactación. Además, se debe tener un equipo adicional de compactación de las características aquí descritas y en buen estado de operación de tal modo que en un lapso no mayor de 30 minutos, esté listo para operar en el área de colocación en el caso de que el equipo en operación tenga que ser relevado.

Equipo de compactación menor

Se debe contar con equipo de compactación menor como compactadores de placa, bailarinas y rodillos vibratorios Dynapac CM20, Dynapac LC70, Casel Model W100 o similares que puedan operar en áreas difíciles como a pocos centímetros del paramento vertical de los paneles, cimentación, elementos precolados y todas aquellas áreas donde el equipo de compactación mayor no pueda maniobrar.

La fuerza dinámica producida por los compactadores pequeños debe ser cuando menos de 3.5 kg/mm de ancho del tambor para el caso de equipos con doble tambor y de 5.3 kg/mm de ancho del tambor para compactadores con tambor único.

Los compactadores de placa deben ser iguales o similares a los modelos Dynapac LC70 o Wacker GVR 220Y y deben desarrollar una fuerza de por lo menos 800 kg por impacto y 1.7 kg/cm².

Cuando menos un compactador pequeño y dos compactadores de placa o bailarinas en buen estado de operación, deben ser mantenidos en las áreas que se requieran para su uso y deben estar disponibles para entrar en operación en un lapso no mayor de 30 minutos cuando sean requeridos.

Compactación en el contacto CCR-Concreto Convencional

Se debe adoptar todas las medidas necesarias para obtener un contacto íntimo entre las superficies de CCR y concreto convencional sin que se presente una unión visible. La aceptación de una unión de este tipo debe ser en base al resultado de ensayos con núcleos obtenidos de perforaciones.

Las perforaciones deben ser horizontales y deben ejecutarse desde la cara del concreto convencional penetrando 30 cm dentro del CCR.

La consolidación interna del concreto convencional, podrá suprimirse en caso de que se demuestre por medio de ensayos (incluyendo núcleos), que obtiene una adecuada consolidación del concreto con compactadores de rodillo vibratorio mediante el empleo de aditivos reductores de agua de alto rango, de lo contrario, la consolidación del concreto debe efectuarse con los compactadores de rodillo vibratorio complementándola con vibración interna.

4.9 JUNTAS

Se debe colocar la masa de CCR con la suficiente continuidad de tal forma que se endurezca y actúe como un monolito sin discontinuidades o planos de separación.

El lapso tolerable entre la colocación de capas sucesivas de CCR dependerá de la temperatura superficial de la capa compactada y de la limpieza y humedad de la superficie.

Cuando el tiempo de exposición de la superficie de una capa exceda los límites que se describen a continuación, se considerará que se ha formado una junta fría y se deben adoptar para su tratamiento los procedimientos que se describen más adelante.

Las superficies de las juntas deben mantenerse limpias, libres de toda contaminación y continuamente húmeda hasta la colocación de la siguiente capa. Las superficies de CCR que vayan a recibir concreto de liga en el paramento de aguas arriba deben estar especialmente limpias. La superficie de CCR desde la cara de aguas arriba hasta la mitad de la presa debe estar esencialmente libre de toda contaminación cuando se coloque CCR fresco sobre ella. La mitad complementaria hacia aguas abajo, también debe mantenerse limpia y húmeda, sin embargo, la presencia de pequeñas áreas aisladas con ligera contaminación, no será motivo para suspender la colocación del CCR.

En el área de colocación del CCR, deben permanecer todo el tiempo, un número adecuado de pipas o líneas de distribución de agua, con mangueras suficientes provistas de aspersores para garantizar la humedad superficial de la junta y no permitir que ésta se seque. El riego debe efectuarse de tal forma que no se creen chorros concentrados a presión que erosionen la superficie fresca del concreto, evitando también que se formen charcos sobre la superficie.

Se debe mantener por lo menos una persona disponible las 24 horas del día los 7 días de la semana, con la única responsabilidad de mantener en operación el sistema de suministro de agua y garantizar la humedad de las superficies sin crear encharcamientos. Dicha persona podrá alternar su labor de humedecimiento con la de mantenimiento y desplazamiento del sistema de suministro de agua, siempre y cuando esta última actividad no entorpezca o interfiera la realización satisfactoria de la primera.

Clasificación de juntas frías

Las juntas frías se clasificarán como tipo I y tipo II, de acuerdo al tratamiento requerido basado en el siguiente criterio.

Junta fría tipo I: este tipo de junta se origina, cuando más de 500 grados centígrados-hora han pasado antes de la colocación de la siguiente capa en un lapso de tiempo no mayor a 36 horas.

Los grados centígrados-hora, deben ser determinados por la acumulación del promedio de las temperaturas sobre la superficie del CCR, medidas en grados centígrados, durante cada hora de incremento, después de que la capa ha sido compactada

El registro del tiempo y de la temperatura, debe ser llevado por medio de aparatos de medición continua de temperatura equipados con reloj como los que se utilizan en la construcción de elementos de concreto prefabricado o similares. Cuando menos dos de estos aparatos deben estar llevando y anotando el tiempo y la temperatura durante todo el período que no se esté colocando CCR.

La junta fría tipo I, debe limpiarse antes de la colocación de la siguiente capa, manteniendo la superficie húmeda sin permitir áreas secas o encharcadas

Una vez efectuada la limpieza, una capa de concreto de liga con un espesor nominal de 25 mm debe ser extendida desde el paramento de aguas arriba hasta un mínimo de un tercio de la longitud total de la presa antes de la colocación de la siguiente capa de CCR, el concreto de liga debe extenderse de tal forma que toda el área requerida quede cubierta, el espesor de la capa de concreto de liga, determinado dividiendo el volumen utilizado entre el área cubierta, debe de ser de 20 a 30 mm como máximo.

Junta fría tipo II: este tipo de junta se genera, cuando han pasado 36 o más horas antes de la colocación de la siguiente capa.

Las juntas frías de este tipo deben ser tratadas para la colocación de la siguiente capa, retirando todos los finos endurecidos, materiales sueltos y contaminantes que estén sobre la superficie, el procedimiento de limpieza debe exponer pero no separar los agregados de la capa compactada. En este estado de madurez del CCR, el empleo de chorros de agua puede ser utilizado si por medio de aire no se obtienen resultados satisfactorios en la preparación de la superficie. Después de la preparación, la superficie debe ser tratada como una junta

tipo I, excepto que la capa de concreto de liga debe ser extendida cuando menos en un 50% de la longitud total de la presa a partir del paramento de aguas arriba.

Tratamiento de juntas en la cercanía con el paramento de aguas arriba

Todas las juntas horizontales deben llevar una capa de concreto liga a partir del paramento de aguas arriba hacia aguas abajo cuando menos de 2 m de ancho o hasta la distancia indicada en los planos. La superficie donde se colocará el concreto de liga debe estar limpia y libre de toda contaminación antes de que el concreto de liga sea colocado. La limpieza debe de hacerse por medio de aire soplado, aspirado.

Juntas verticales

Las juntas verticales son aquellas que van en la dirección aguas arriba-aguas abajo y se pueden clasificar en dos tipos.

Tipo 1: es una junta de contracción que solo transmite fricción y que no debe ser usada como junta de expansión. Esta junta debe extenderse sobre la longitud total aguas arriba-aguas abajo cuando menos 4 m sobre la cimentación y 4 m por abajo de la corona, para el resto de la presa, únicamente es necesario colocarla por lo menos en un 25% del ancho de la presa desde el paramento de aguas arriba hacia aguas abajo y viceversa en la elevación que esté siendo construida.

Tipo 2: también son juntas de contracción, con la diferencia de que pueden permitir movimientos de expansión y cortante con una mínima fricción. Estas juntas deben tener 20 mm de separación para la expansión y se debe extender completamente a través de toda la presa.

Toda junta comenzada en la presa, debe ser continuada todo el resto de la altura, utilizando una de las siguientes alternativas de construcción o una combinación de ambas.

Alternativa 1: Estas juntas se deben hacer por medio de cimbra temporal, el mismo procedimiento para colocar el CCR en los estribos de la presa debe ser utilizado para formar la junta, no habrá ninguna restricción en lo que a altura y edad se refiere para el CCR que esté colocado de un lado de la junta con respecto al que se va a colocar para formarla. Antes de colocar el CCR del otro lado de la junta, la superficie ya colocada debe limpiarse retirando todo el material suelto y/o segregado.

Alternativa 2: Este tipo de junta debe hacerse colocando una banda plástica en el caso de la junta tipo 1 ó láminas embebidas de plástico en el caso de la junta tipo 2, colocado verticalmente a través de cada capa de CCR a ambos lados de la junta, la altura de estas láminas debe ser aproximadamente 25 mm menor que el espesor de la capa.

4.10 VARILLAS DE ACERO PARA REFUERZO INCLUYENDO ANCLAS

Todo el acero de refuerzo y anclaje que se instale dentro del CCR, debe cumplir con los requerimientos establecidos, el cual debe ser el siguiente.

Colocación de varillas de acero en el CCR

Todo el acero de refuerzo incluyendo anclas, se debe colocar a una distancia libre no menor de 50 mm ni mayor de 150 mm de la superficie del CCR que se encuentre colocado abajo de él

4.11 ESTRUCTURAS ALOJADAS EN EL CUERPO DE LA CORTINA

Todas las estructuras que se encuentren alojadas en el cuerpo de la cortina deben construirse utilizando los esquemas siguientes: estructuras coladas en el sitio y contra las cuales se coloca el CCR, cimbrado rígido temporal contra el cual se coloca el CCR, y relleno granular no cementado removible.

Estructuras realizadas por medio de rellenos granulares no cementados

La sección de las estructuras debe conformarse mediante el uso de materiales granulares no cementados, los cuales se colocan en capas en forma similar y simultánea con las capas adyacentes de CCR para ser removidas posteriormente.

En la junta entre los materiales de relleno y el CCR, se deben colocar aisladores rígidos como tabloncillos, láminas, etc. con el objeto de separar los dos materiales y evitar la adherencia entre el relleno y el CCR.

La excavación de la estructura no podrá comenzarse antes de que el CCR haya alcanzado una resistencia suficiente para autosoportarse (aproximadamente 21 días).

Una vez que se cumplan los requisitos de resistencia descritos anteriormente, se debe proceder a la remoción del material de relleno y dejar la estructura en condiciones adecuadas para los trabajos que deben ejecutarse en su interior

Por ningún motivo será permitido el uso de voladuras para la remoción del material de las excavaciones, la excavación de las galerías o estructuras debe incluir la remoción de todos los aisladores y/o separadores empleados, la escarificación de materiales sueltos y salientes y la eliminación de cualquier proyección dentro de ella.

La escarificación y el corte de salientes debe efectuarse con herramientas manuales y/o instrumentos neumáticos. Esta labor solo tiene como finalidad remover el material suelto o de mala calidad y las proyecciones, las cuales presentan problemas de seguridad y no el dejar un acabado liso.

Independientemente del procedimiento usado, el piso de la excavación debe corresponder con la superficie de una capa de CCR.

4.12 CURADO Y PROTECCIÓN

La superficie superior de cualquier capa de CCR sobre la cual se va a colocar una subsecuente, debe mantenerse siempre húmeda y a una temperatura mayor de 2°C hasta que sea cubierta por la siguiente capa.

La superficie superior de la última capa de CCR que se coloque, debe curarse en la misma forma hasta que sea cubierta por concreto convencional, asfalto, etc o hasta que el CCR alcance como mínimo 60 días en caso de que no sea cubierto por nada.

La cara expuesta de cualquier otra superficie de CCR, no requerirá de curado o protección. En todos los casos no se permitirá el uso de aditivos para el curado.

Las superficies de CCR sobre las cuales se colocarán subsecuentemente capas de CCR fresco, deben protegerse de la erosión causada por el agua de las lluvias y por el tráfico de todo tipo de equipo.

4.13 ESTRUCTURAS DE CONCRETO CONVENCIONAL

El concreto convencional para el vertedor, muros de encauce, escalones y cualquier otra obra en donde se coloque concreto convencional monolíticamente con el CCR, debe cumplir con los requisitos establecidos.

El cemento utilizado debe ser de bajo calor de hidratación y debe cumplir las normas de la sección Materiales Cementantes.

Proporción de mezcla

El diseño de la mezcla se desarrollará y probará por medio de ensayos de acuerdo con la Norma ASTM C94 y debe cumplir además con las pautas generales establecidas en la siguiente tabla.

DISEÑO DE MEZCLAS

En la tabla 4.5 aparecen las características de la mezcla.

Tamaño máximo del agregado	38 mm
Cantidad total de agregados entre 1½ y 1 pulgada	25%
Contenido inicial de aire	4 - 11 %
Contenido de aire después de 30 min.	0.0 - 7.0%
Aditivo reductor de agua	De alto rango
Máxima relación agua - cemento	0.50
Máximo contenido de agua	180 kg/m ³
Mínimo contenido de cemento	250 kg/m ³
Resistencia de diseño (90 días)	250 kg/cm ²
Aditivo retardante	Opcional
Temperatura máxima en el momento de la colocación	15°C

Tabla 4.5

Los materiales que se usen en la elaboración de las mezclas de prueba deben ser representativos de aquellos que se usarán en la presa.

Todos los aditivos, con excepción del aditivo reductor de agua de alto rango (superplastificante), deben adicionarse a la mezcla en la planta de dosificación.

Procedimiento de colocación

No se permitirá el tránsito de camiones mezcladores sobre el concreto compactado. El concreto se debe transportar en baldes desde las mezcladoras hasta el sito de colocación.

Si se emplean camiones mezcladores para el suministro de concreto, el aditivo reductor de agua se debe adicionar a la mezcla en el camión inmediatamente antes de transportarse en los baldes y cuando el área este lista o esté próximo a colocarse el CCR adyacente.

El intervalo de tiempo máximo entre la aplicación del superplastificante al concreto y su colocación no debe exceder de treinta minutos.

El aditivo reductor de agua debe ser suministrado a partir de un tanque presurizado dentro del tanque mezclador del camión de suministro.

Se debe emplear una cantidad predeterminada de aditivo que sea apropiada de acuerdo con el volumen de concreto contenido en la mezcladora. Posteriormente el concreto se debe mezclar intensamente antes de ser descargado.

Ocasionalmente se podrá adicionar manualmente aditivo, previa aprobación de CNA, en caso de que sea necesario para mejorar la trabajabilidad del concreto

El concreto convencional se debe descargar directamente contra la cimbra y el CCR se debe extender y compactar inmediatamente contra la mezcla de concreto convencional.

El tiempo de colocación del CCR contra la mezcla de concreto convencional se debe planear de manera que éste compacte en la medida que se endurezca por disminución del asentamiento, pero antes de que comience el fraguado inicial. Normalmente esta actividad se debe llevar a cabo dentro de los primeros 15 a 40 minutos después de haberse adicionado el aditivo superplastificante.

En lo posible, se debe emplear equipo grande convencional, tendrá un asentamiento comprendido entre 1 y 4 cm antes de la adición del aditivo superplastificante. Con la acción del aditivo el asentamiento podrá variar entre 8 y 13 cm.

La mezcla de concreto convencional debe perder rápidamente asentamiento (pero no iniciar fraguado), de tal manera que la mezcla de CCR se pueda extender contra éste y pueda soportar el equipo de compactación.

El procedimiento de compactación del CCR debe ser tal que se fuerce la mezcla de CCR contra el paramento en concreto convencional, de manera que las dos mezclas se hidraten en una masa monolítica.

Acabado de la cara de concreto

El concreto convencional que se emplee para conformar los paramentos de la presa, se debe mantener continuamente húmedo inmediatamente después que se quiten las cimbras.

Tan pronto como sea posible después de levantar las cimbras, la superficie se debe enrasar y limpiar de manera que se remuevan todas las imperfecciones y protuberancias, y rellenar cualquier depresión o hueco con mortero seco ("dry-pack").

Una vez se complete la actividad de acabado de la superficie, el Contratista debe cubrir todas las superficies expuestas con un componente de curado de concreto previamente aprobado por CNA.

Ninguna de estas actividades tendrá pago por separado y su costo debe estar incluido en los precios del metro cúbico de CCR.

4.14 PREPARACIÓN DE LA CIMENTACIÓN

Después de terminar las excavaciones en corte abierto y antes de comenzar con la actividad de colocación del CCR sobre la cimentación y contra los estribos, se debe limpiar intensamente la superficie expuesta de la roca, rellenar depresiones y huecos con concreto, regularizar la superficie y preparar la cimentación y estribos.

Se debe colocar una capa de concreto de liga de espesor variable, en el contacto entre la roca de cimentación o concreto convencional endurecido, con el CCR.

Concreto de liga

Se debe emplear el mismo concreto de liga en el contacto entre la roca de cimentación o los estribos y el CCR, entre capas de CCR o donde se requiera. El concreto de liga debe tener un fraguado inicial mayor de 3 horas a 35°C; durante este período la mezcla se podrá humedecer superficialmente con el fin de compensar la cantidad de humedad que se pueda perder por evaporación.

El concreto de liga se debe extender de manera que toda la superficie quede cubierta y que el espesor promedio sobre las cimentaciones en roca no sea mayor de 50 mm. La mezcla de CCR se debe extender sobre la del concreto de liga y compactarse antes de que la primera alcance el tiempo de fraguado inicial y dentro de los 45 minutos siguientes, contados a partir del momento en que fue descargada.

El diseño de la mezcla estará comprendido entre los rangos generales establecidos en la tabla 4.6.

Diseño del concreto de liga.

Revenimiento	150 250 mm
Tamaño máximo	20 ó 25 mm
Máxima cantidad de agregado grueso	55 %
Contenido de aire	0 - 10%
Aditivo reductor de agua	Requerido
Contenido mínimo de cemento	300 kg/m ³
Resistencia de diseño (90 días)	150 kg/cm ²
Aditivo retardante	La cantidad que se requiera para alcanzar el tiempo necesario de fraguado retrasado

Tabla 4.6

El uso de aditivo en la mezcla para mantener su trabajabilidad debe ajustarse a las recomendaciones del fabricante.

Antes de que sea colocado en el sitio el concreto de liga, debe ser manejable, tener el mayor contenido de arena posible, con algo de agregado grueso y estar dosificada en proporciones tales que impidan su segregación.

Conformación de la cimentación, forma y relleno

La superficie de la cimentación en roca, una vez realizadas las excavaciones en corte abierto, se debe regularizar por medio de excavaciones menores de roca en los sectores que presenten protuberancias o salientes y taludes negativos, llenando con concreto dental todas las depresiones que se presenten en la cimentación donde el CCR no pueda ser compactado adecuadamente.

Dependiendo de la localización, tamaño y calidad de la roca, la actividad de regularización mediante excavación podrá requerir de cualquiera de o la combinación de los siguientes métodos: martillos mecánicos, cinceles o punteros de acero, martillos neumáticos, cargas superficiales o pequeñas voladuras empleando huecos de perforación.

En caso que se encuentren áreas considerables de roca inadecuada o que la forma de la superficie de apoyo no sea conveniente, tales excavaciones, se podrán clasificar dentro de lo respectivo a las excavaciones para la cimentación de la presa. Para la colocación del relleno con concreto dental se podrá requerir de cimbras cuyas superficies pueden ser rugosas.

No se requerirá vibrado en los concretos de liga y concreto dental que se coloquen para rellenar pequeños vacíos en la cimentación y para nivelar las superficies. El curado no será otro diferente al cubrir el material con estopa durante un día.

Limpieza final

Con anterioridad a la colocación de cualquier concreto o concreto de liga, se debe limpiar la superficie de cimentación de manera que ésta quede libre de material y bloques de roca sueltos y roca deteriorada, de barro, acumulaciones de grava, arena y cualquier otro tipo de material contaminante que influya en la calidad del contacto.

El trabajo de limpieza requerido en la obra se puede llevar a cabo con chorros de aire o agua a presión en grandes volúmenes empleando los equipos usados para la limpieza en gran escala de áreas de cimentación de presas de concreto. Se requerirá un camión aspirador, con una manguera de por lo menos 125 mm de diámetro, capaz de aspirar agua, arena y fragmentos de roca hasta de 75 mm y 1 kg de peso. Toda superficie a la cual se le va a colocar CCR o concreto de liga, debe estar húmeda. Se debe tener disponible el equipo adecuado necesario para suministrar aire, aire-agua y chorros de agua a presión para la limpieza de la cimentación.

4.15 LIMPIEZA DEL TALUD AGUAS ABAJO

Es posible que durante la construcción de la presa caiga material sobre el talud de aguas abajo de ésta, lo cual podrá resultar en una acumulación de CCR suelto en los escalones del talud y a lo largo del pie de la presa. Durante la construcción, el talud de aguas abajo debe ser rutinariamente limpiado con herramientas manuales para obtener una superficie de buena apariencia.

4.16 CALIDAD

Se debe mantener un programa de control de calidad efectivo para el CCR, en todas sus fases de producción de agregados, mezcla de CCR, transporte, colocación y compactación. Este control suministrará las bases para asegurar el cumplimiento de los requerimientos y de

estas especificaciones y se mantendrá un registro de datos, incluyendo todos los ensayos e inspecciones, sus resultados y las medidas necesarias que se deban tomar.

El programa de control debe ser establecido y desarrollado por un Ingeniero de Control de Calidad del CCR, quien revisará y aprobará todas las actividades relacionadas con la producción de materiales para el CCR, el planeamiento y programación de las actividades de construcción para la colocación, la ejecución y la evaluación de los ensayos de CCR.

Se debe designar un Ingeniero de Control de Calidad del CCR para cada turno, quien debe tener el personal necesario y suficiente en todas las áreas de trabajo, para realizar un seguimiento del progreso de las actividades, ejecutar los ensayos de campo y elaborar los informes correspondientes.

Se deben tener todos los gráficos de control actualizados al final de cada turno de colocación de CCR, mediante el uso de una computadora. El densímetro nuclear debe tener la capacidad de almacenar en su memoria los resultados de las pruebas de densidad y humedad, para ser luego transferida electrónicamente a la computadora al final de cada turno y poder tener así un promedio móvil.

El programa de control de calidad del CCR debe incluir los siguientes aspectos, sin limitarse exclusivamente a ellos:

- ◆ Control de la producción de agregados y de sus propiedades (granulometría, humedad, etc.)
- ◆ Control de los requisitos de dosificación y de las proporciones de la mezcla de CCR.
- ◆ Control del funcionamiento óptimo de la planta de mezclas del CCR.
- ◆ Aseguramiento de la disponibilidad de materiales adecuados, en los volúmenes requeridos de acuerdo con el programa de construcción contractual.
- ◆ Control de la calidad del cemento.
- ◆ Control de la entrega, colocación, extendido y compactación del CCR y del tratamiento de las juntas, de los elementos embebidos y del montaje de los paneles prefabricados.
- ◆ Control de las mezclas producidas en la planta de concreto convencional.
- ◆ Todos los demás ensayos, inspecciones y evaluación requeridos por estas especificaciones

El programa de ensayos debe ser similar pero no se limitará a lo indicado en lo siguiente:

Control de los Agregado

Se deben ejecutar ensayos para determinar la granulometría, incluyendo la determinación del porcentaje de finos, forma de las partículas, límites de consistencia, densidades específicas, pesos unitarios, desgaste y solidez.

Granulometría de los agregados

Por lo menos una vez por turno de colocación de concreto y una vez por turno de producción de agregados, se debe controlar la granulometría de cada tamaño de agregado utilizado o producido y la granulometría integral de los agregados dosificados en las proporciones requeridas, de acuerdo con la franja granulométrica especializada.

Se tomará una muestra de comprobación siempre que el ensayo con la granulometría integral indique que está fuera de las especificaciones. Si la muestra de comprobación indica el mismo resultado, se considerará el proceso fuera de control y se deben tomar las medidas para rectificar esta situación, entre las cuales se debe considerar la suspensión de la producción de los agregados, y si fuese necesario, la suspensión de la producción y colocación del CCR.

Excepto en los extremos que alteren francamente los criterios de diseño, se permitirá continuar el turno en el cual se identificó el problema en la granulometría mientras éste se esté corrigiendo. Se debe contar con todos los medios requeridos para que el problema quede corregido al final del segundo turno después de haber sido identificado el problema.

6 CONCLUSIONES

La Cortina del Proyecto Temascaltepec ubicado en el Edo. de México, será de almacenamiento, y se ubica en el sitio denominado El Tule. Los trabajos de exploración iniciaron a partir de julio de 1996.

Entre los trabajos realizados estuvo la ejecución del sondeo SM-3, ubicado en la margen derecha sobre el eje seleccionado para la cortina. Sin embargo fueron suspendidos cuando éste se encontraba a 18.3 m. El objetivo era llegar hasta 40 m de profundidad.

La zona en estudio está comprendida en la parte central del eje volcánico transmexicano, lo que indica que está rodeada de zonas sismogénicas, que origina que en esta zona se tengan coeficientes de aceleración 0.15g. Los análisis que se realizaron deben tomarse con reserva ya que los datos con que se contó fueron muy pocos.

En la zona de la boquilla aflora roca metamórfica (esquistos y gneiss); ígneas intrusivas (granodioritas), lahares; volcánicas (basaltos); depósitos de talud; suelos residuales y aluviones en el cauce y particularmente no se detectó ninguna falla que pudiera poner en peligro la obra.

En la margen derecha afloran esquistos foliados, su foliación y fracturamiento producen bloques lajeados que pueden causar problemas de estabilidad. Lo recomendado aquí es retirar todo este material hasta encontrar roca sana.

En la margen izquierda se encuentra una superficie de contacto lahar-esquisto, aparentemente implica un riesgo de deslizamiento, sin embargo, se recomienda revisar las condiciones de dicho lahar.

Se propusieron diversos tipos de cortina, entre las más usuales estuvieron las de enrocamiento con núcleo impermeable a diferentes elevaciones (1580 y 1605 UTM), todas ellas resultaron económicamente poco factibles para el proyecto. Esto debido a que los volúmenes de excavación del material (alrededor de $4.3 \times 10^6 \text{ m}^3$), así como el material para construcción (alrededor de $7.6 \times 10^6 \text{ m}^3$) son muy altos. Por otro lado los bancos de materiales de donde se puede extraer el material necesario, en primera, se encuentran a una distancia entre 2 y 5 km de la zona de obra, y en segunda, los considerados para filtros y enrocamiento, no poseen las características adecuadas (granos duros, resistencia al efecto de compactación) que requiere el proyecto si la presa fuera homogénea con filtros.

Entre todas las opciones de cortina que se manejaron, se llegó a considerar solamente dos de ellas: una de materiales graduados y otra de concreto compactado con rodillo (CCR).

Con el objeto de comparar técnica y económicamente la alternativa de materiales graduados con su correspondiente similar de concreto compactado con rodillo, se propuso el mismo arreglo general de las estructuras auxiliares, como lo son: desvío, vertedor, y obra de toma.

Se propuso un esquema en canal a cielo abierto que funcionara como desvío, vertedor y desarenador con la misma elevación en el acceso para las tres obras, es decir, la obra de desvío formando parte del vertedor; y también se requiere de un desarenador

Las diferencias fundamentales que tiene la presa de concreto compactado con rodillo con su similar de materiales graduados, son el tipo de material y la geometría de la cortina.

La construcción de la presa provocará entre otras acciones, la acumulación de azolves e impedirá el paso del agua en época de estiaje hacia aguas abajo y obstruirá el paso de avenidas.

Debido al manejo de azolves hubo la necesidad de hacer ajustes al arreglo de las estructuras auxiliares de la presa; de acuerdo al estudio de azolves elaborado por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, se tiene que los sedimentos rebasan las expectativas consideradas en el esquema básico que analizó la Comisión Federal de Electricidad. Por lo tanto obliga a tener un dispositivo a nivel del cauce, al centro de éste y con la mayor amplitud posible para que a la vez que permita el paso de la avenida de diseño del vertedor ($1000 \text{ m}^3/\text{s}$), facilite el desalojo de sedimentos lo más eficiente posible.

Técnicamente se tuvieron algunos parámetros fundamentales que incidieron en la preferencia por la cortina de concreto compactado con rodillo. Entre estos factores está el manejo de azolves, que se manejarán a través de un dispositivo en el cuerpo de la cortina; la elevación de la obra de toma condicionada a su vez por el costo de bombeo, y facilidades de construcción al independizar los frentes de trabajo.

Si los aspectos anteriores los manejáramos en la cortina de materiales graduados, implicarían un costo mayor para ésta.

Económicamente en base a un estudio realizado, la cortina de concreto compactado con rodillo resulta más barata en 1 607 874 pesos que la de materiales graduados.

Por otra parte, viendo las facilidades de construcción, se vió la conveniencia de ubicar el canal de desvío en la margen izquierda, ya que además de independizar los frentes de trabajo, se aprovecharía la excavación para remover el material que geológicamente es conveniente retirar.

Como puede verse además de ser más económica la cortina de concreto compactado con rodillo, permite colocar adecuadamente sobre el cauce del río una estructura desarenadora para desalojar los azolves, lo cual es imprescindible dadas las condiciones geológicas, topográficas e hidrológicas de la cuenca, no así en la cortina de materiales graduados en la que si colocamos una estructura desarenadora sobre el cauce del río, se tendría que partir la

cortina en dos partes, y esto no es conveniente por las dificultades constructivas y económicas que implicaría.

Hasta este esquema preliminar, las estructuras que quedan integradas a la presa son: La elevación de la obra de toma es a la cota 1524 msnm y corona a la elevación 1532 msnm así como, obra de desvío, quedando condicionada en margen izquierda debido a facilidades constructivas y no congestionar la margen derecha.

Si se tiene en cuenta que la capacidad máxima de bombeo (que es alrededor de 8 m³/s) el volumen útil aunque sobrepase lo requerido (115200 m³) favorece la seguridad de la operación al dar cierto margen para los niveles de control.

Conforme a lo anterior desde el punto de vista económico, la altura de presa es hacia una altura intermedia de 40 a 45 m; si se maneja azolve la tendencia es hacia una cortina alta, de 45 a 117 m: la capacidad útil no tiene mayor influencia, en tanto que las condiciones geológicas favorecen la altura intermedia.

Tomando en cuenta lo anterior y las restricciones geológicas para seguridad de la obra, se eligió una cortina cuyo NAME no sobrepase la elevación 1550 msnm, adicionalmente se considera un bordo libre de 2 m.

Por lo tanto la elevación a manejar será la 1552 msnm, es decir, 20 m más que el esquema anterior (1532msnm), esto para contar con un margen mayor de regulación para manejo del embalse en condiciones extraordinarias, y por otro lado, cubrir los estudios de manifestación de impacto ambiental (MIA) y los de afectaciones sociales bajo el esquema más desfavorable posible de inundación de tierras, en el entendido de que al pasar al proyecto ejecutivo, ninguno de los 2 aspectos podría agravarse, sino en todo caso disminuir.

Por lo tanto el arreglo definitivo de la cortina queda condicionado por la incidencia que sobre ella tienen las diferentes estructuras auxiliares que integran la presa: desvío por margen izquierda en su porción inferior a nivel del cauce; el vertedor en posición central y alojado encima de la cortina; el desagüe de fondo, en posición inferior y cargado hacia margen derecha; el desarenador y obra de toma también en margen derecha, pero a nivel superior

A continuación se mencionan las características de cada una de las estructuras que comprende el arreglo general:

- Obra de Excedencias.- Podrá ser utilizado como desarenador, para evitar que los azolves superen el nivel de la cresta a la elevación 1540.45 msnm (capacidad a la cresta 3.85×10^6 m³).

- Caudal firme al río.- Tendrá como propósitos: el vaciado de la presa para los niveles abajo de la cresta del vertedor, auxiliar en la remoción de azolves para niveles intermedios y proporcionar el caudal firme al río.

Esto mediante una bifurcación para alojar una válvula de chorro divergente de 1 m de diámetro, capaz de entregar un gasto de $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$, pudiendo alcanzar hasta $8 \text{ m}^3/\text{s}$ al NAMINO.

- Estructura desarenadora - Se encuentra en la margen derecha y permitirá la limpieza de sedimentos de la zona de obra de toma y de parte del vaso. Se trata de una estructura de compuertas de $4 \times 5 \text{ m}$ y un canal de descarga con sección trapecial de 4 m de plantilla, 4 m de profundidad y taludes de 0.5:1.

Por todo lo antes expuesto se eligió la alternativa de cortina de concreto compactado con rodillo (CCR).

Se comenta además que por tratarse de una presa “especial” ya que su arreglo se aparta un poco de lo clásico en el caso de que el bordo libre se sobrevaluara, ello redundaría en un ligero margen para los niveles de control en su operación y en caso contrario, su escasez tampoco implica un gran riesgo por tratarse de una estructura de concreto.

BIBLIOGRAFÍA

MARSHAL J., Raúl
Presas de Tierra y Enrocamiento
Editorial Limusa
México 1979

JIMÉNEZ Salas, José Antonio
Cimentaciones, Excavaciones y Aplicaciones de la Geotecnia
Tomo II
Editorial Rueda
Madrid 1980

Comisión Nacional del Agua
Sistema Cutzamala. Agua Potable para Millones de Mexicanos
México 1994

Water Power & Dam Construction
Roller Compacted Concrete Developments
Design Considerations for Roller Compacted
Massachusetts, USA
January 1986

REFERENCIAS

Tecnosuelo S.A.
Estudio de Mecánica de Suelos de la Arcilla Lacustre
del Cauce y Diseño Geotécnico Preliminar de la Cortina
Noviembre 1996

Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil
Estudios geológicos para la factibilidad del proyecto Temascaltepec
Abril 1996

Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil
Estudio de Materiales de Construcción (1ª. Etapa),
Para el Proyecto Temascaltepec, Presa El Tule
Agosto 1996

Tecnosuelo S.A.
Estudio de Mecánica de Suelos de la Boquilla El Tule.
Análisis de Estabilidad de la Ladera Izquierda y Bancos de Materiales
Diciembre 1987

ANEXO
DE
FIGURAS

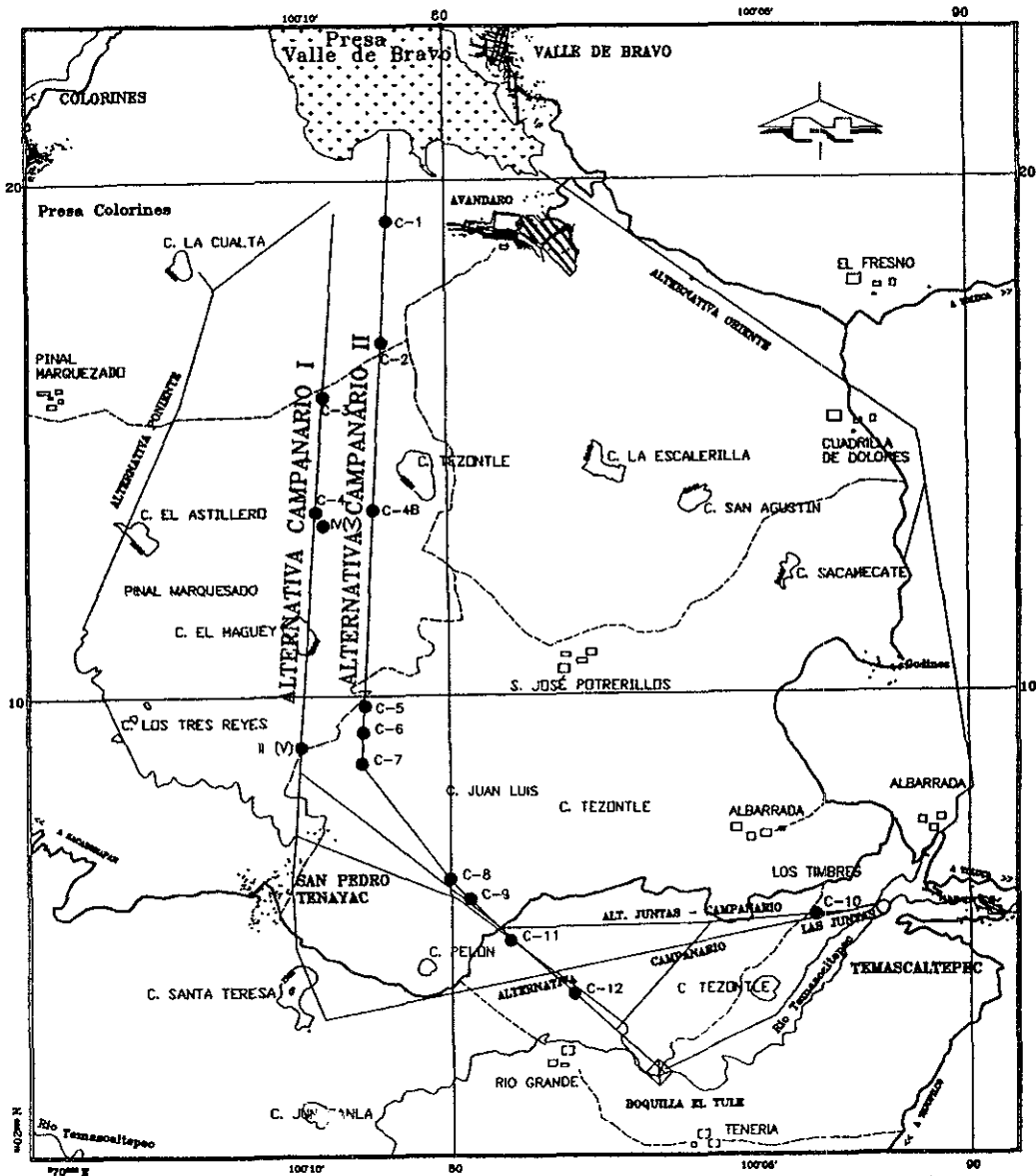


Fig 1 1 Croquis de localización del Proyecto Temascaltepec

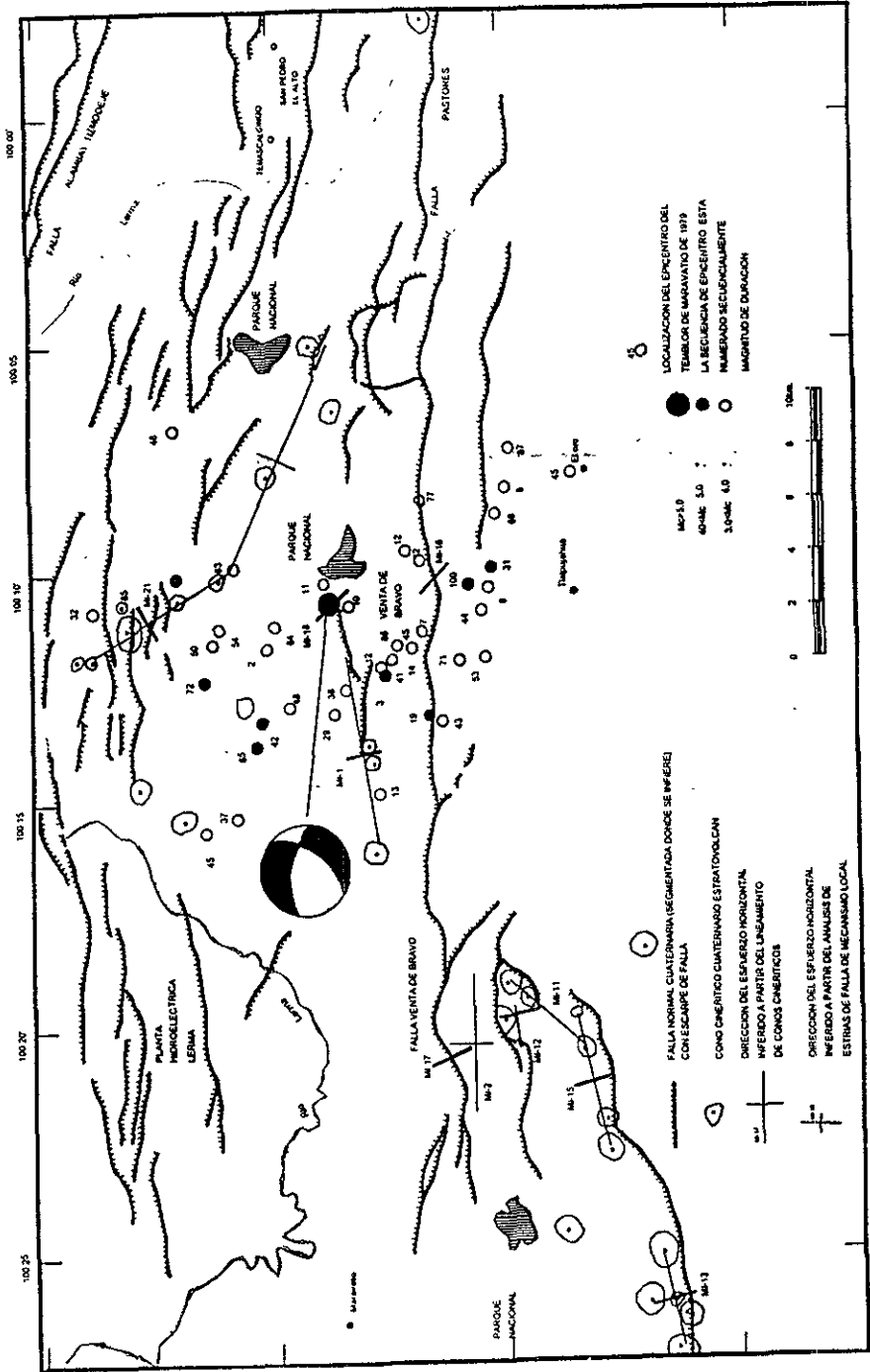


Fig. 2 | Mapa neotectónico que muestra los rasgos estructurales cercanos a la zona de estudio

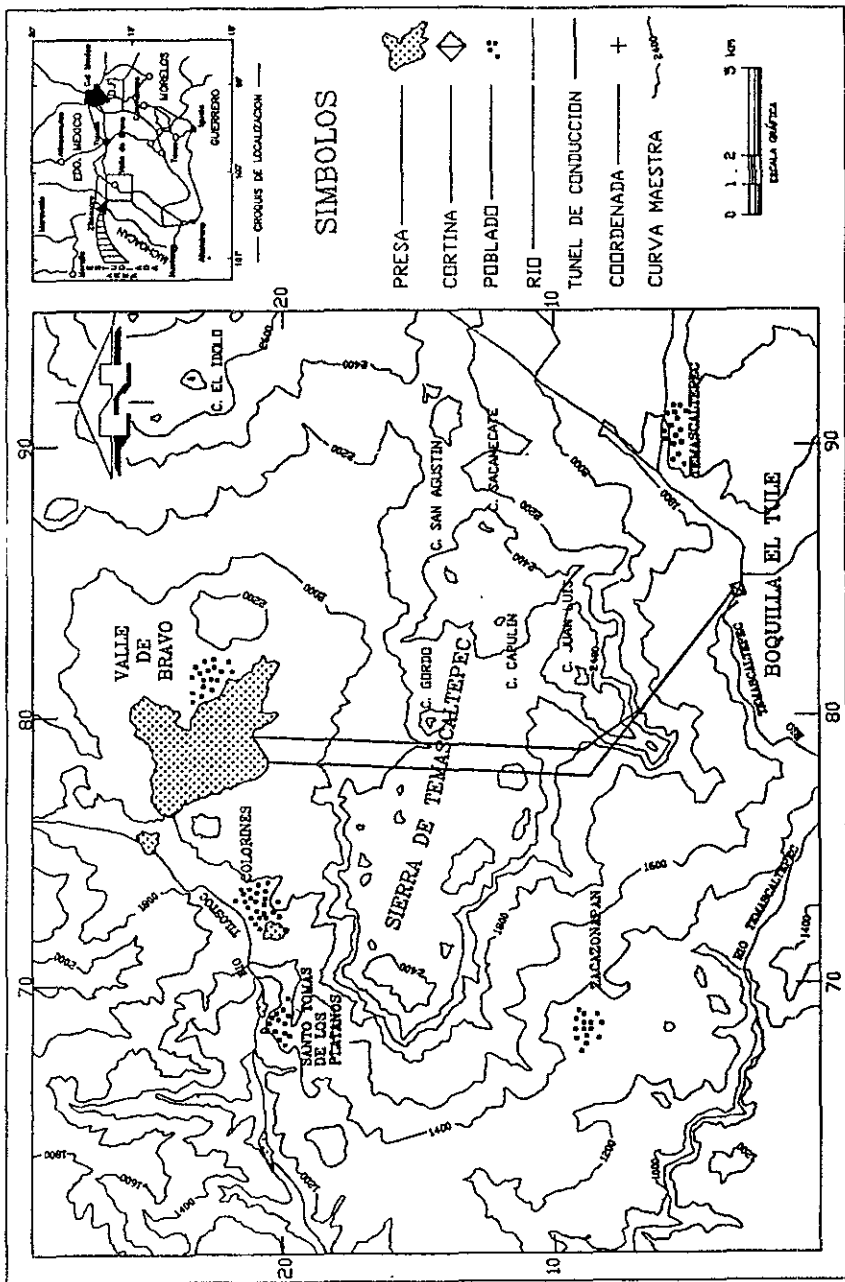


Fig 2.2 Principales rasgos fisiográficos del Proyecto Temascaltepec

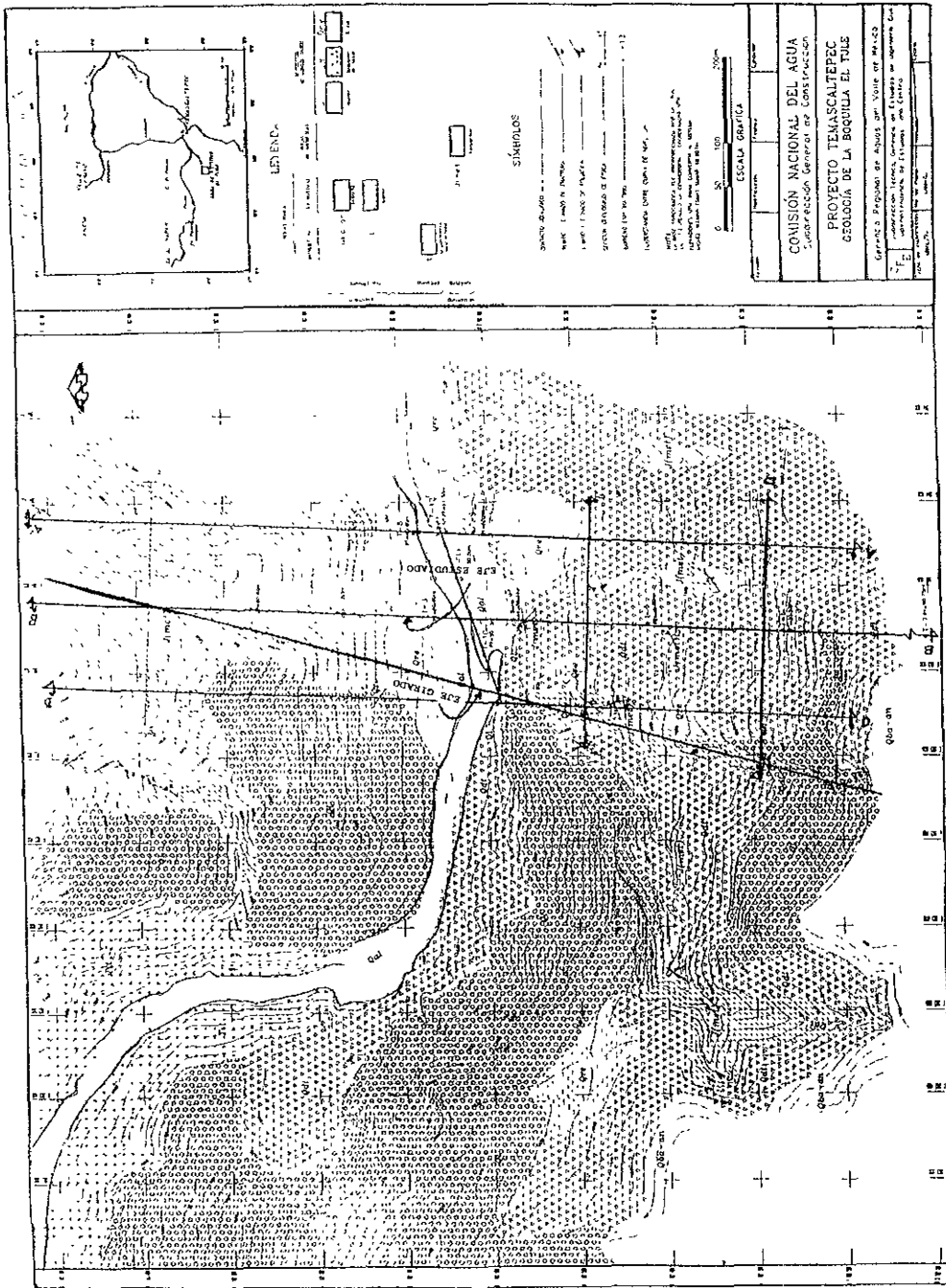
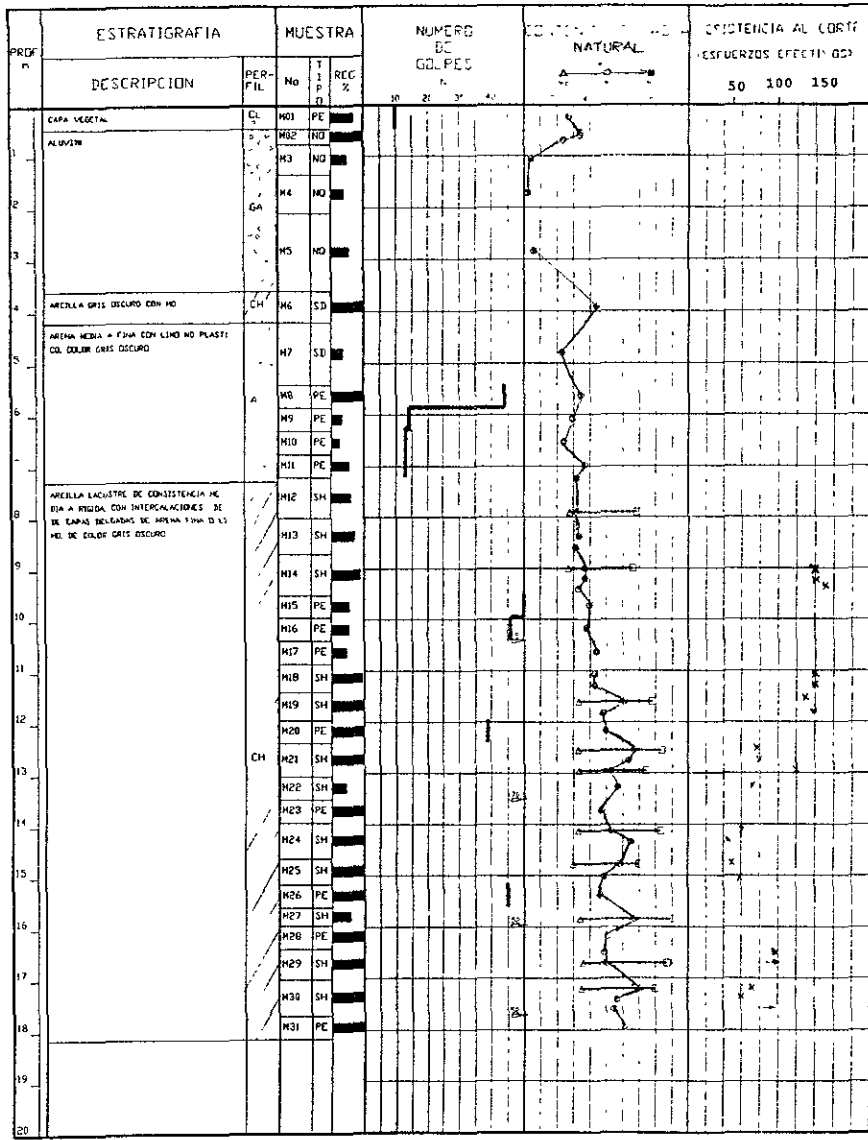


Figura 2.3 Geología de la Boquilla El Tuile



SIMBOLOGIA

- | | | | |
|--|--|---|--------------|
| | | PE PERFORANTES ESTANDAR
Y SUS PARTIDAS | D DENSID |
| | | SH SHELBY | A AVANCE |
| | | SD SHELBY DENTADO | NO BARRIL NO |

Y C VALORES DE ϕ Y LA COHESION (ESFUERZOS EFECTIVOS)
RESPECTIVAMENTE CONSIDERANDO LA ENVOLVENTE DE FALLA
COMO LA TANGENTE DE LOS CIRCULOS DE MOHR MAS REPRESENTATIVOS

OBSERVACIONES

COM. FEDERAL DE ELECTRICIDAD		
DIRECCION TECNICA		
GERENCIA DE INGENIERIA EXPERIMENTAL Y CONTROL		
PROYECTO CANTON		
FECHA	ELI	ECIA 04/76
SONDEDOR	ELIUC	

Fig 2.5 Perfil estratigráfico



Tramal Consolidada No D)reada

CU

Proyecto TEMASCALTEPEC TULE

		Def. p/cálculo, 1.00 %										
Suma	E	w _i	P. Vol	Sigma D	e _i	G _i	G _i					
No	Kg/cm ³	%	Um ³	Kg/cm ³	-	%	%					
1	0.76	168	42	4.6	1.75	0.85	1.02	1.12	103	100		
Muestra 19-4	2	1.48	267	41	42	1.76	1.58	1.01	1.04	102	100	
Prof. 11 72m	1	0.82	29	378	42	40	1.72	2.11	1.06	1.01	99	100

Observaciones:



Esfuerzo Cortante
kg/cm²,

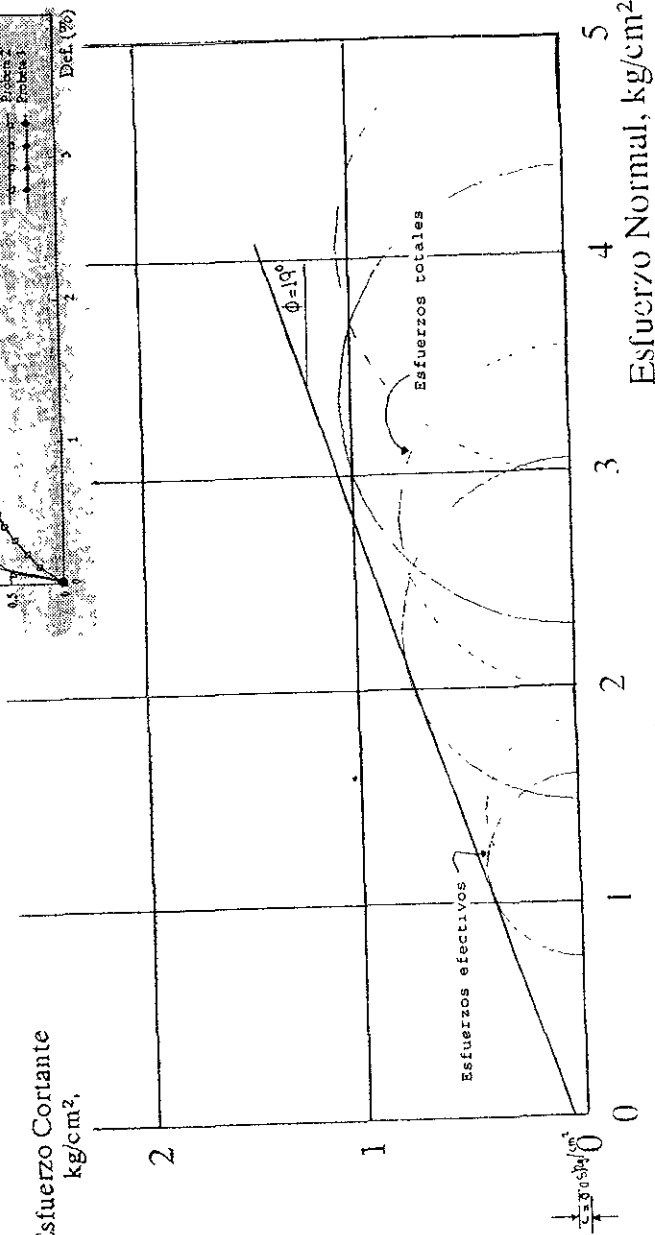


Figura 2 (6) compresión Traxial CU muestra 19-4



Triaxial Consolidada No Drenada

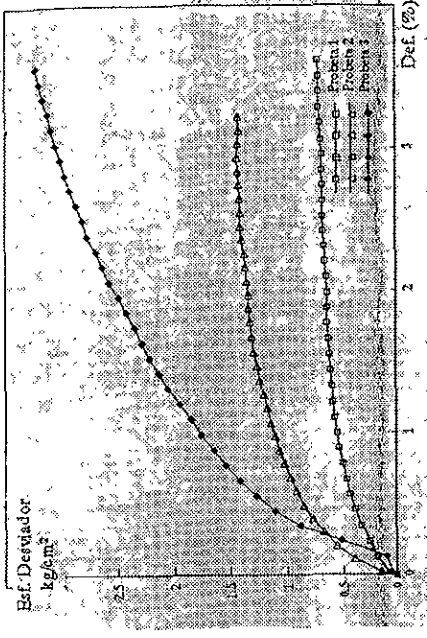
CU

Proyecto: TEMASCALTEPEC

Del espécimen: 1.20 %

Sigma 3	E	w	w _l	P	Vol	Sigma	D	e ₁	e ₁	G ₁	G ₁
No	Kg/cm ²	%	%	Um	Kg/cm ³	-	-	-	-	-	%
1	0.31	126	47	47	1.67	0.69	1.38	1.28	91	100	
2	0.68	297	47	45	1.66	1.19	1.39	1.22	91	100	
3	1.39	247	46	46	1.73	1.96	1.28	1.23	97	100	

Observaciones:



Esfuerzo Cortante
kg/cm²,

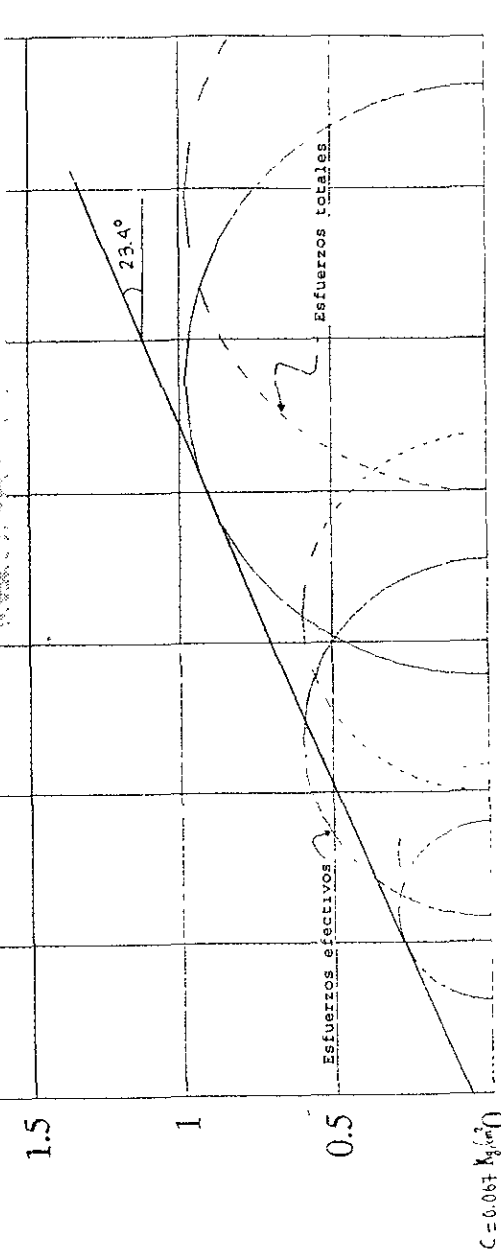


Fig. 2-7 Resultado de la prueba triaxial consolidada no drenada C.U. Muestra 25-4



Tramita Consolidada No Dretada

CU
ESTRUCOS TOAVES

Proyecto: TEMASCALTEPEC

		Def. Preficula: 2.00 %								
Probeta	E	w _f P	Vel Sigma D	E _f	G _f	G _f				
	Nok	Kg/cm ²	%	U/m ²	Kg/cm ²	%				
1	1.00	247	49	68	1.52	0.67	1.67	1.32	82	100
2	2.00	441	89	55	1.64	2.46	1.40	1.46	93	100
3	3.00	732	50	54	1.62	3.40	1.43	1.39	92	100

Sondeo: SM-3.

Muestra: 29-J

Pfal: 16 70m

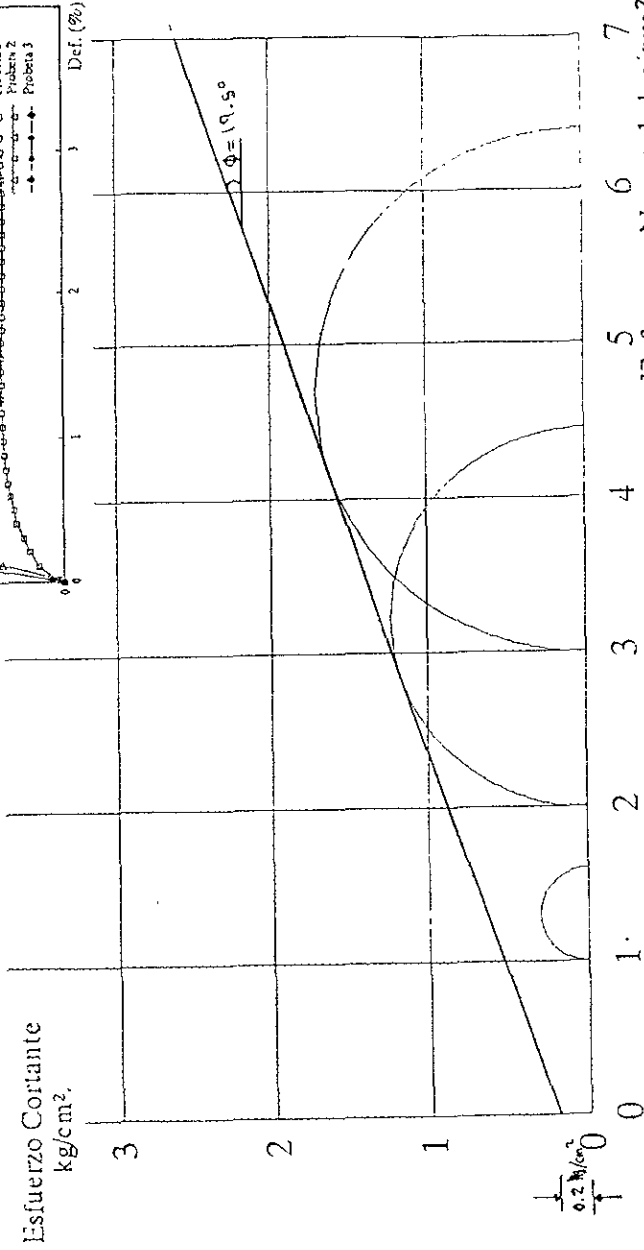
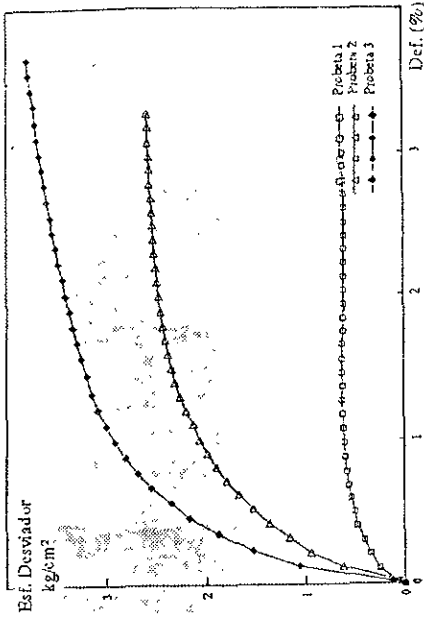


Figura 2-8 Compresión: Tramita CU, muestra 29-3

Presa El Tule
Resultados de prueba de corte directo
Esfuerzo normal vs. Esfuerzo cortante en la falla
SONDEO SM-3

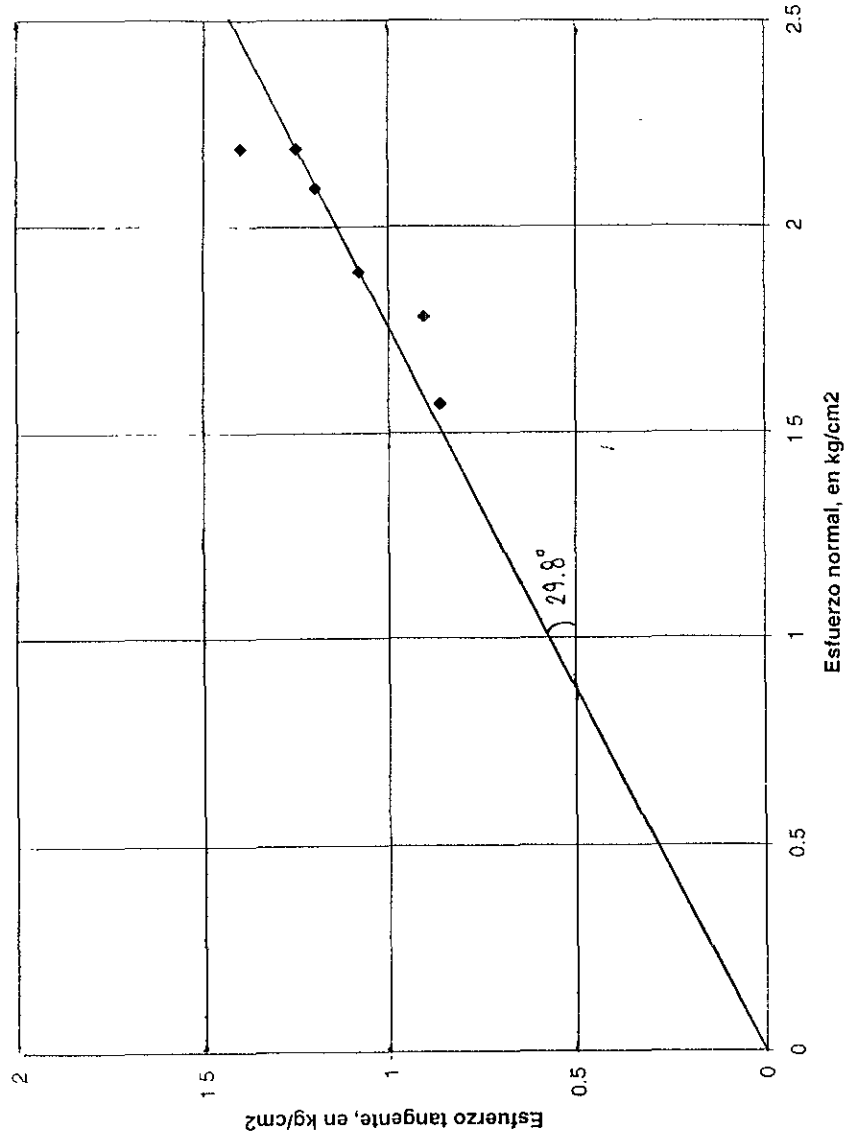


Figura 2.9 Resumen de resultados de prueba de corte directo (Esfuerzo normal vs. Esfuerzo tangencial en la falla)

Presa el Tule
Resultados de pruebas de corte directo (Sondeo SM-3)
Esfuerzo Normal vs. ángulo de fricción interna

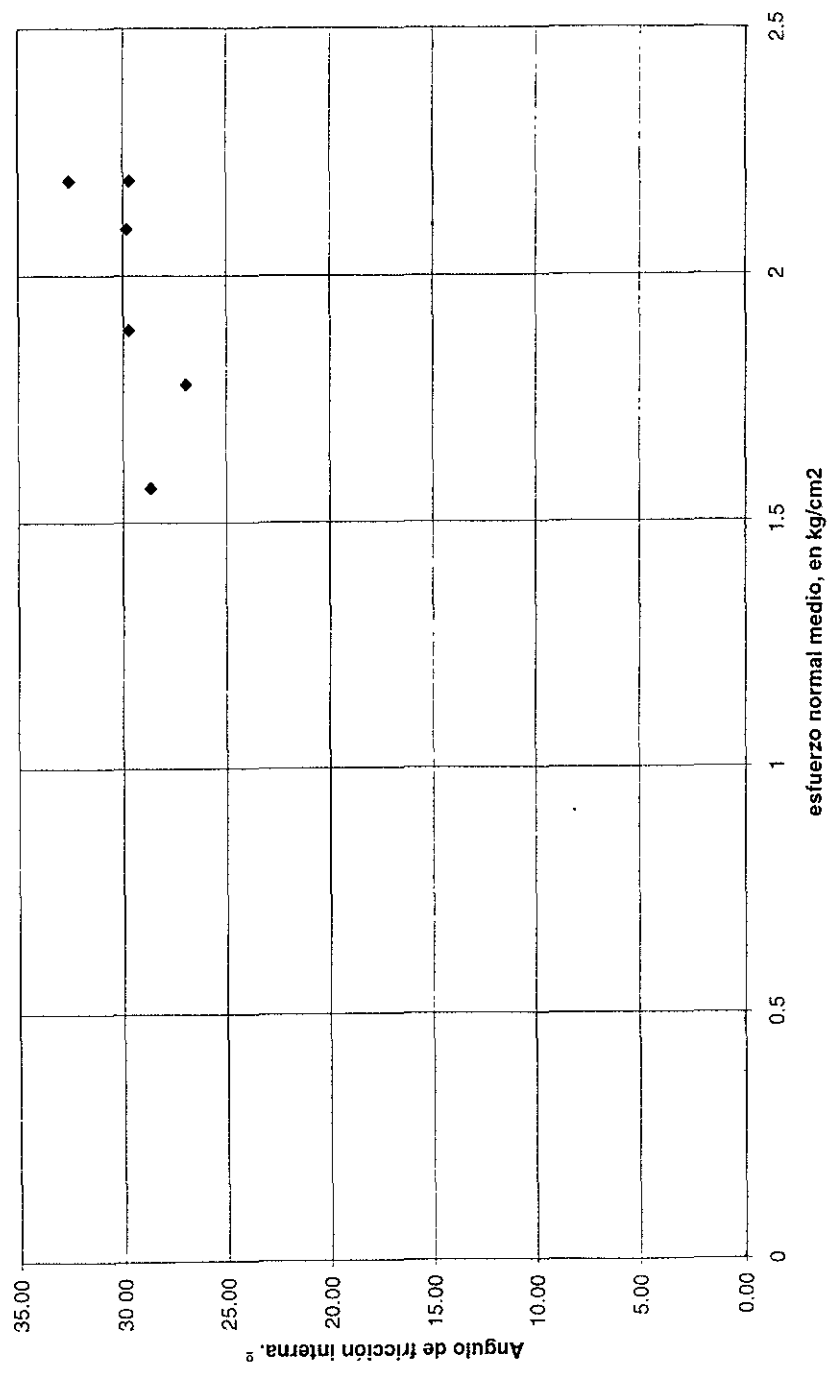
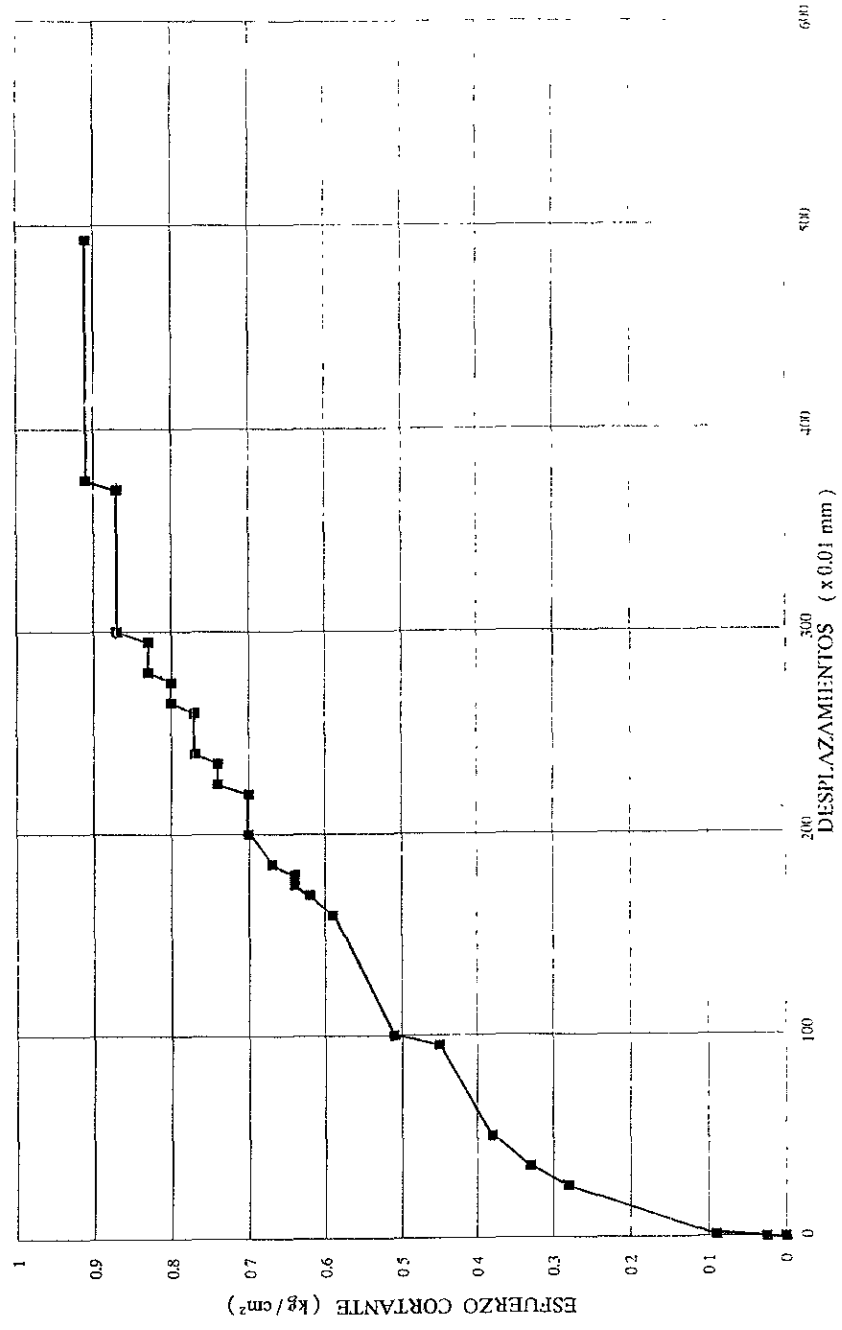


Figura 2.10 Resumen de resultados de prueba de corte directo (Esfuerzo normal en la falla vs. Ángulo de fricción interna determinado)

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA
 PROYECTO TEMASCALTEPEC - BOQUILLA "EL TULE"

Prueba de corte directo
 SONDEO: SM - 3
 No. MUESTRA: 21 - 4 (M 4)
 No. DE ENSAYE: 4

PROFUNDIDAD: 12.85 a 13.05 m
 ESFUERZO NORMAL: 1.78 kg/cm²
 CONTENIDO DE AGUA:



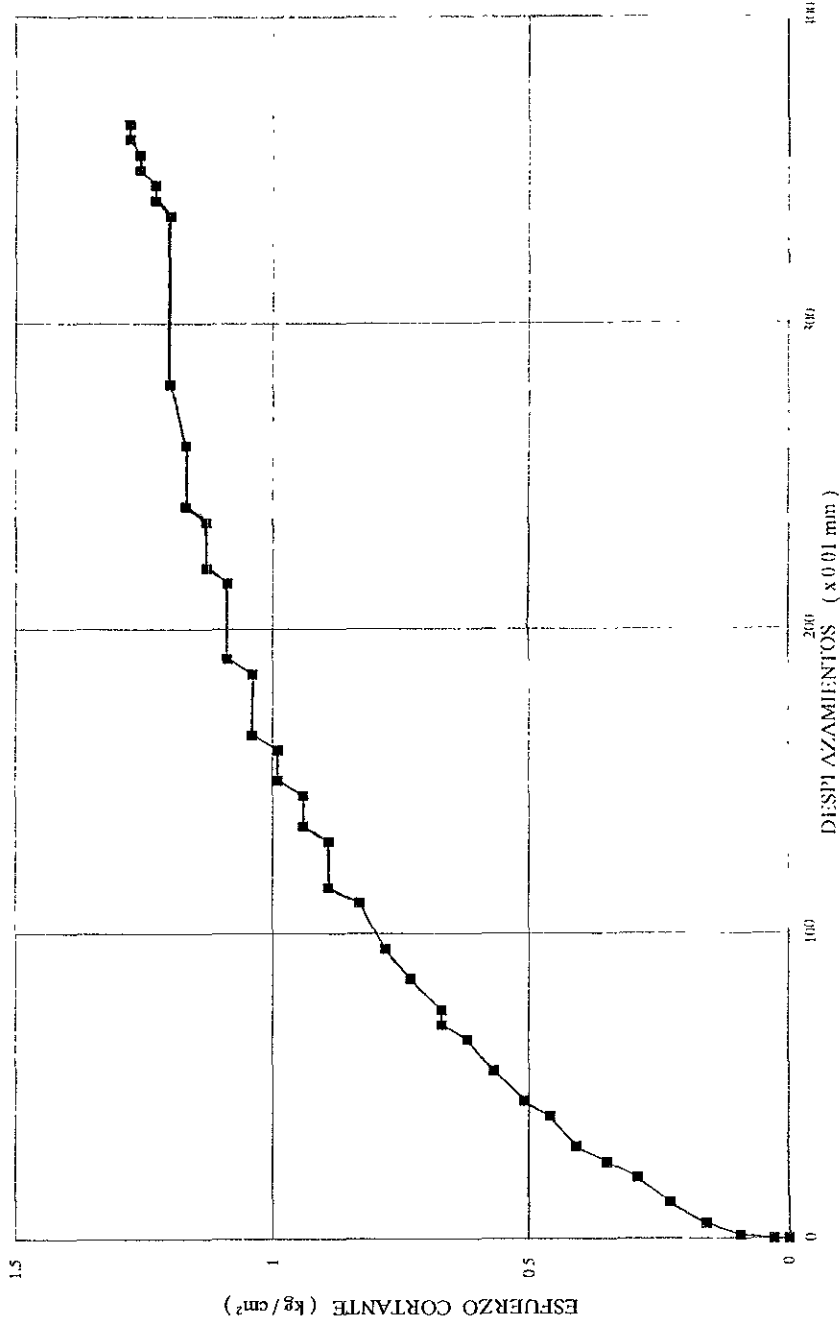
TIPO DE MATERIAL: ARCILLA
 Figura 211 Gráfica de desplazamiento vs. Esfuerzo tangencial, muestra M-21-4

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA
 PROYECTO TEMASCALTEPEC - BOQUILLA "EL TULE"

Prueba de corte directo

SONDEO: SM - 3
 No. MUESTRA: 25 - 3 (M5)
 No DE ENSAYE: 5

PROFUNDIDAD: 14.63 a 14.92 m
 ESFUERZO NORMAL: 2.19 kg/cm²
 CONTENIDO DE AGUA:



TIPO DE MATERIAL: ARCILLA

Figura 2.12 Gráfica de desplazamiento vs. Esfuerzo tangencial, muestra M-25-3 (E-5)

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

PROYECTO TEMASCALTEPEC - BOQUILLA "EL TULE"

Prueba de corte directo

SONDEO: SM - 3

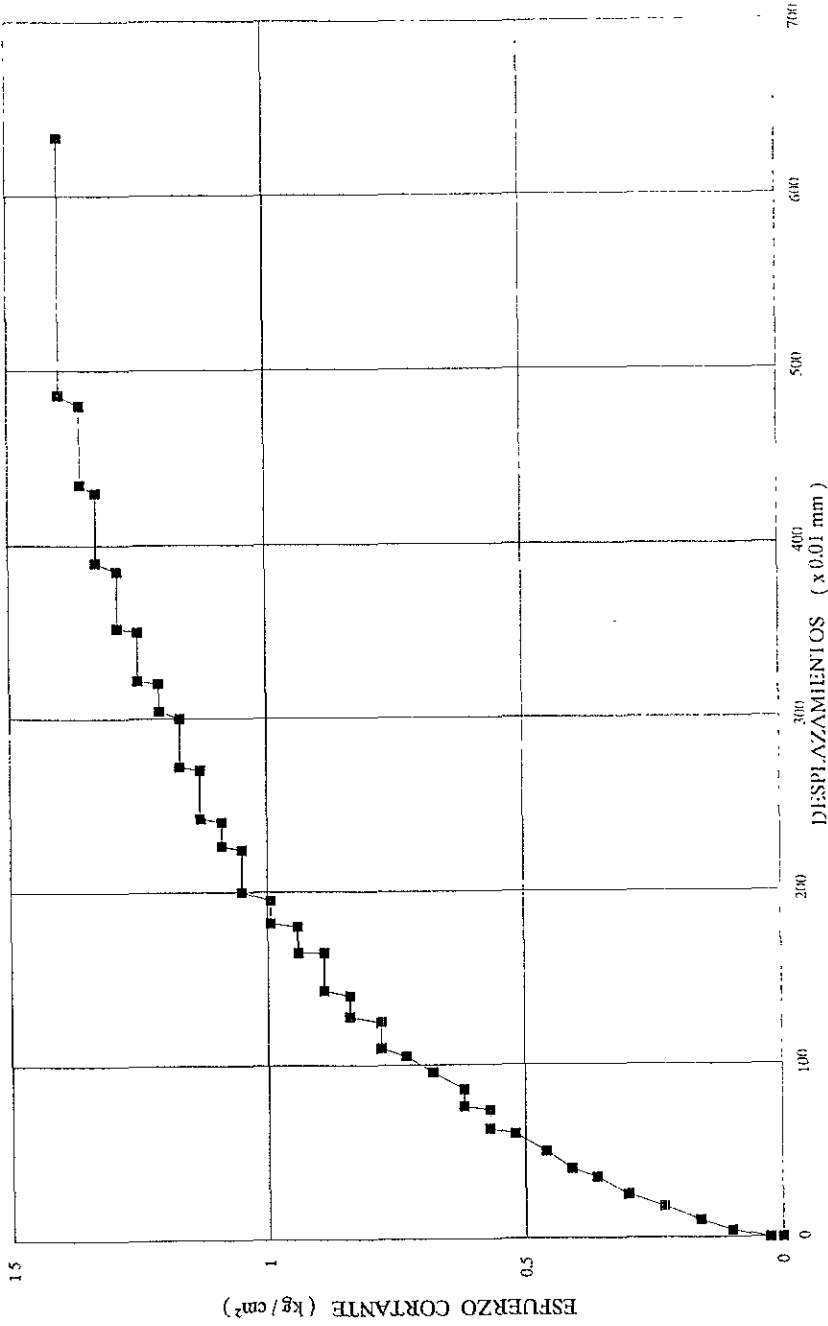
No. MUESTRA: 25-3 (M6)

No. DE ENSAYE: 6

PROFUNDIDAD: 14.68 a 14.92 m

ESFUERZO NORMAL: 2.19 kg/cm²

CONTENIDO DE AGUA:



TIPO DE MATERIAL: ARCILLA

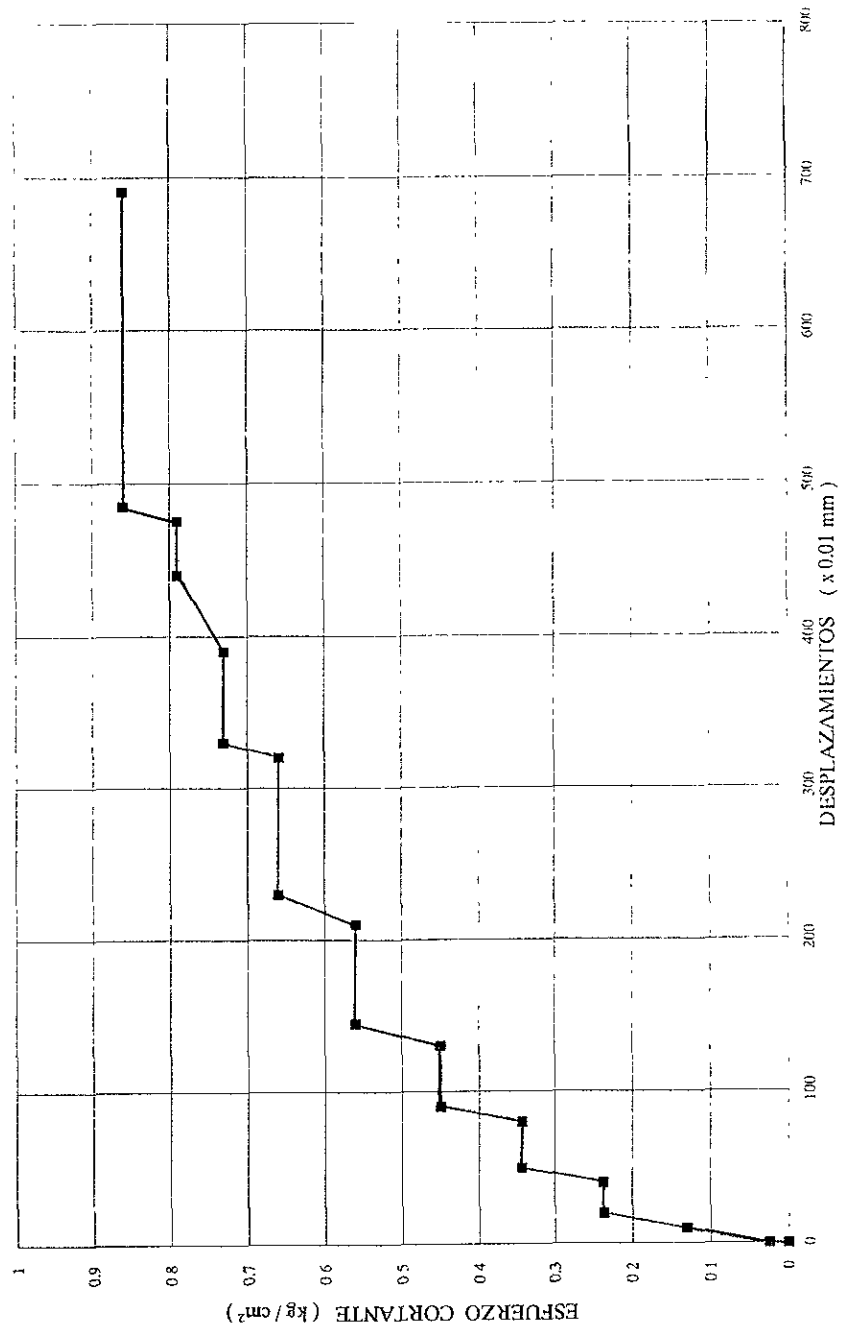
Figura 2.13 Gráfica de desplazamiento vs Esfuerzo tangencial, muestra M-25-3 (E-6)

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA
PROYECTO TEMASCALTEPEC -- BOQUILLA "EL TULE"

Prueba de corte directo

PROFUNDIDAD 15.30 a 15.50 m
 ESFUERZO NORMAL, 1.57 Kg / cm²
 CONTENIDO DE AGUA:

SONDEO S M - 8
 No. MUESTRA 30 - 3 (M 7)
 No. DE ENSAYE: 7



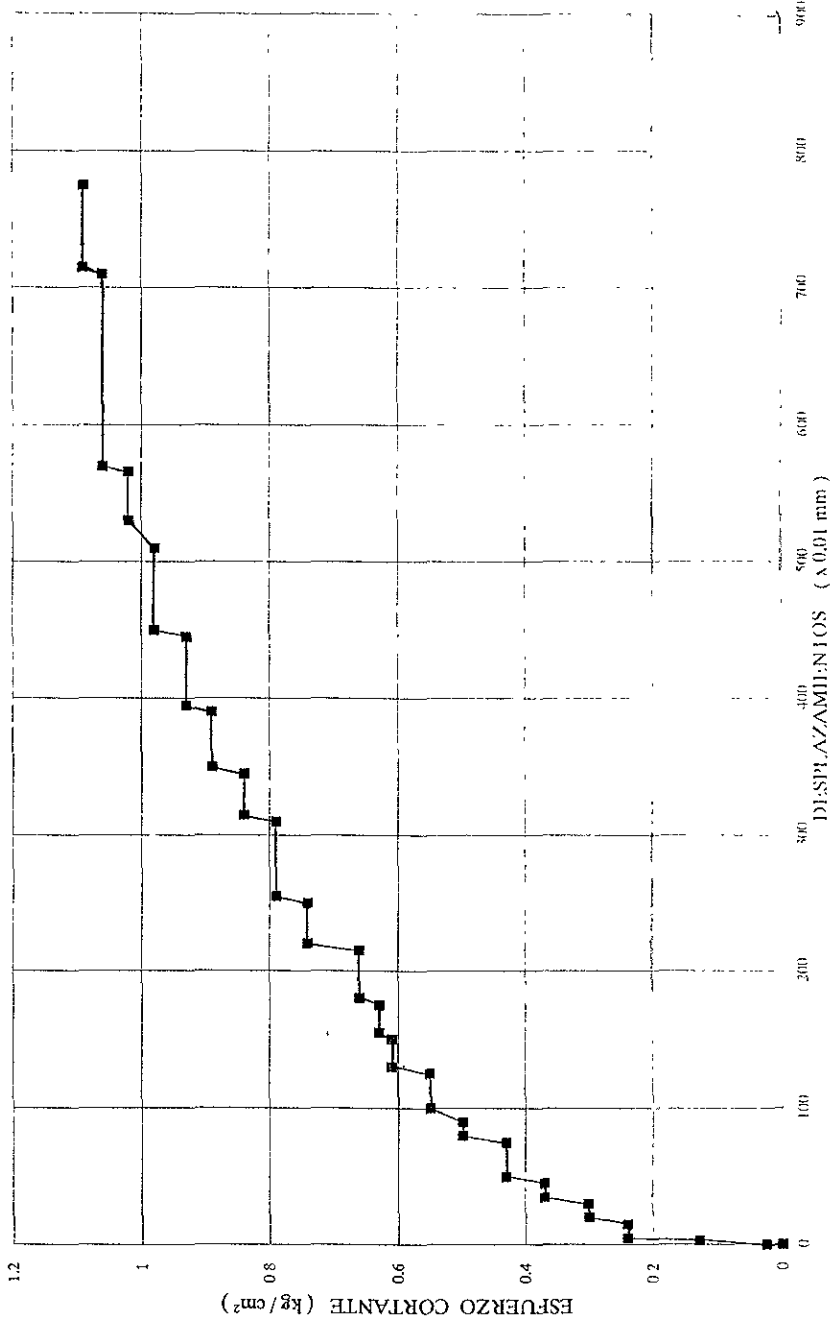
TIPO DE MATERIAL : ARCILLA

Figura 2.14 Gráfica de desplazamiento vs. Esfuerzo tangencial, muestra M-30-3 (E-7)

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA
PROYECTO TEMASCALTEPEC - BOQUILLA "EL TULE"

Prueba de corte directo

SONDEO: S M - 3 PROFUNDIDAD: 15.30 a 15.50 m
 No. MUESTRA: 30 - 3 (M 8) ESFUERZO NORMAL: 1.89 kg/cm²
 No. DE ENSAYE: 8 CONTENIDO DE AGUA:



TIPO DE MATERIAL : ARCILLA

Figura 2.15 Gráfica de desplazamiento vs. Esfuerzo tangencial, muestra M-30-3 (E-8)

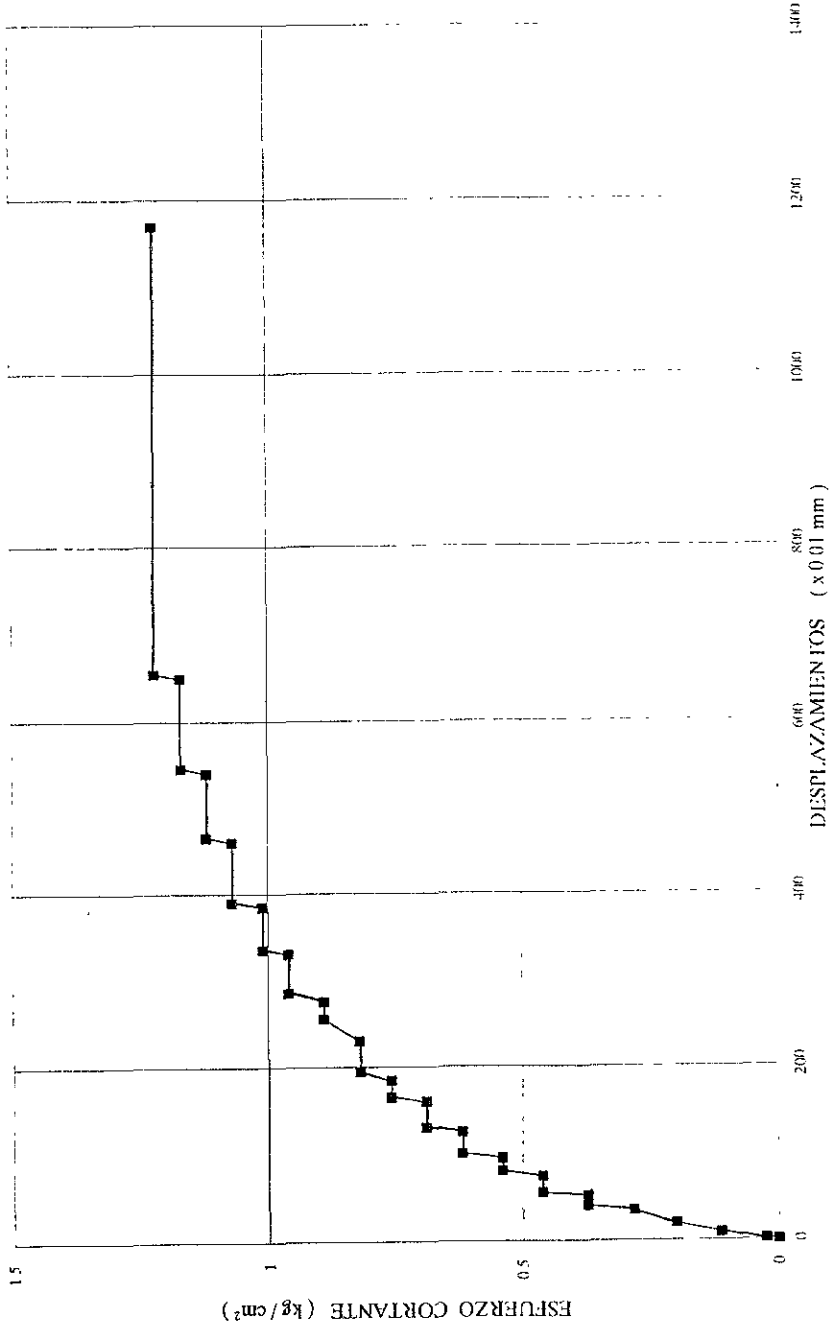
Prueba de corte directo

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

PROYECTO TEMASCALTEPEC - BOQUILLA "EL TULE"

SONDEO : S M - 3
No. MUESTRA 22 (M.9)
No. DE ENSAYE : 9

PROFUNDIDAD : 13.35 a 13.50 m
ESFUERZO NORMAL : 2.093 kg/cm²
CONTENIDO DE AGUA :



TIPO DE MATERIAL : ARCILLA

Figura 2.16 Gráfica de desplazamiento vs. Esfuerzo tangencial, muestra M-22



Proyecto: TEMASCALTEPECTULE

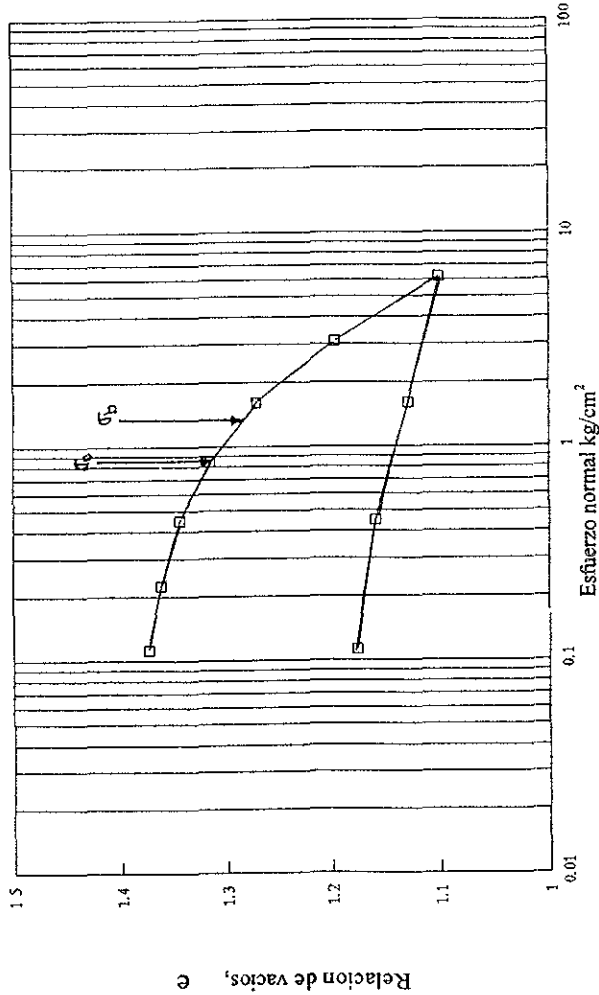
Sondeo: SM-3

Muestra: 19-3/A

Prof.: 11.49-11.72 m

Propiedades índice iniciales:

Wn (%)	(e)lo	Ss	Ym (KN/m3)	Gw (%)
49.2	1.31	2.50	15.84	94



Relación de vacío inicial: 1.40

Esfuerzo inicial: 0.11 kg/cm²
Esfuerzo efectivo: 0.872 kg/cm²

Figura 2.17 Curva de compresibilidad, muestra M-19-3



Proyecto. TEMASCAI, TEPEC, TULE

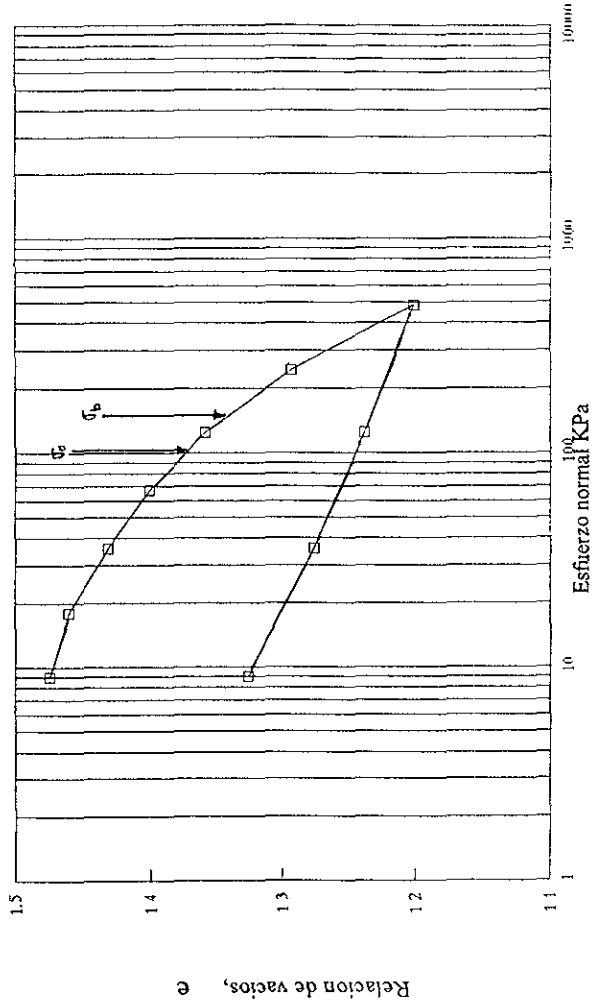
Sondeo: SM - 3

Muestra: M - 24 - 3/A

Prof.: 14.24 - 14.4 m

Propiedades índice iniciales:

W _n (%)	(e) ₀	S _s	Y _m (kN/m ³)	GW (%)
54	1.51	2.62	15.79	94

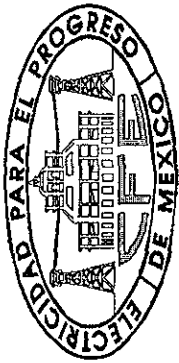


Relación de vacío inicial: 1.49

Esfuerzo inicial: 9 Kpa
Esfuerzo efectivo: 104.2 Kpa

Esfuerzo crítico 152 KPa
OCR: 1.46

Figura 2 18 Curva de compresibilidad, muestra M-24-3



Proyecto: TEMASCALTEPEC-TULE

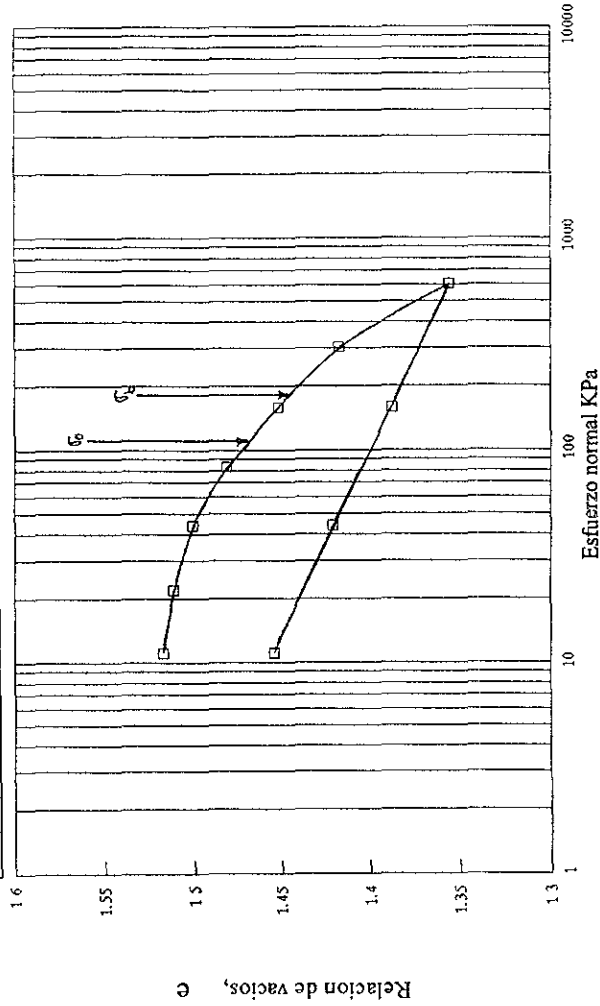
Sondeo: SM - 3

Muestra: M25 - 4/A

Prof.: 14.92 - 15.1 m

Propiedades índice iniciales:

Wn (%)	(e) ₀	S _s	Y _m (kN/m ³)	G _w (%)
51	1.50	2.68	15.87	91



Relación de vacío inicial. 1.53

Esfuerzo inicial. 1.1 Kpa

Esfuerzo efectivo: 109 Kpa

Esfuerzo crítico: 180 KPa

OCR 1.65

Figura 2.19 Curva de compresibilidad, muestra M-25-4



Proyecto: TEMASCALTEPECTULE

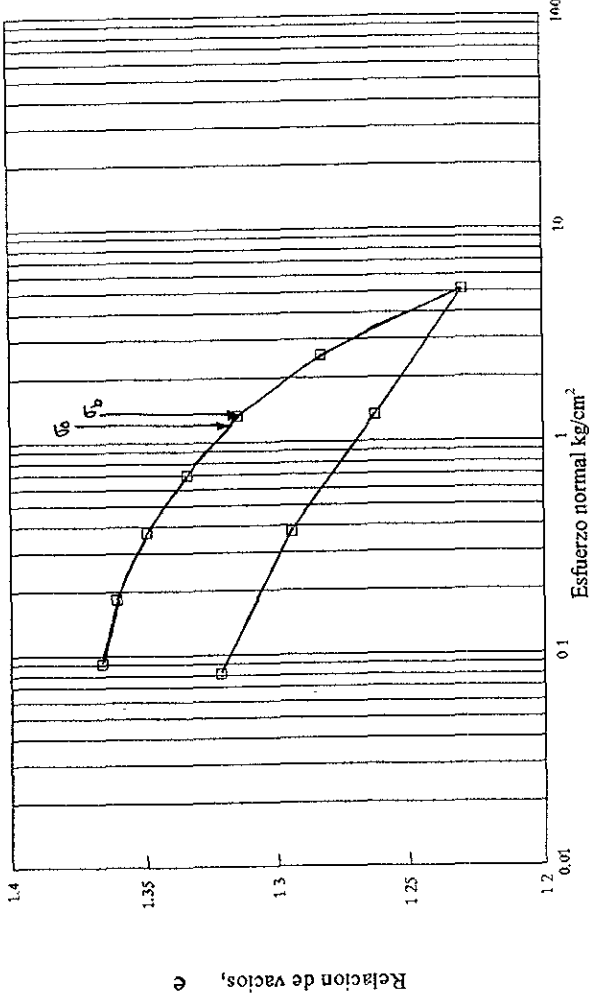
Sondeo: SM - 3

Muestra: 29 --3/A

Prof.: 16.60 - 16.8 m

Propiedades índice iniciales:

Wn (%)	(e)₀	Ss	Ym (kN/m³)	GW (%)
50.5	1.37	2.57	16.01	94.8



Relación de vacío inicial 1.37

Esfuerzo inicial: 0.09 kg/cm²

Esfuerzo efectivo: 1.230 kg/cm²

Esfuerzo crítico: 1.3 kg/cm²

OCR: 1.06

Figura 2.20 Curva de compresibilidad, muestra M-29-3



Proyecto: TEMASCALTEPEC TULE

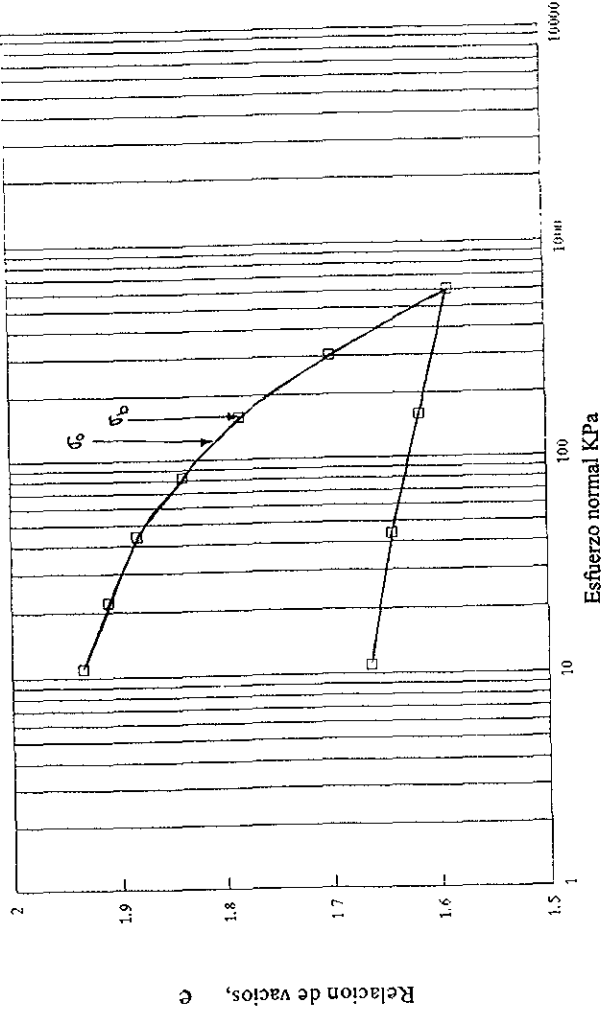
Sondeo: SM - 3

Muestra: 30-2/A

Prof.: 17.1-- 17.3 m

Propiedades índice iniciales:

Wn (%)	e ₀	Ss	Ym (kN/m ³)	GW (%)
62.4	1.94	2.72	14.73	87.4



Relación de vacío inicial: 1.94

Esfuerzo inicial: 1.1 KPa

Esfuerzo efectivo: 123.2 KPa

Esfuerzo crítico: 158 KPa kg/cm²
OCR: 1.28

Figura 2.21 Curva de compresibilidad, muestra M-30-2

Presa El Tule
Gráfica de M_v vs. esfuerzo vertical promedio
para muestras del sondeo SM-3

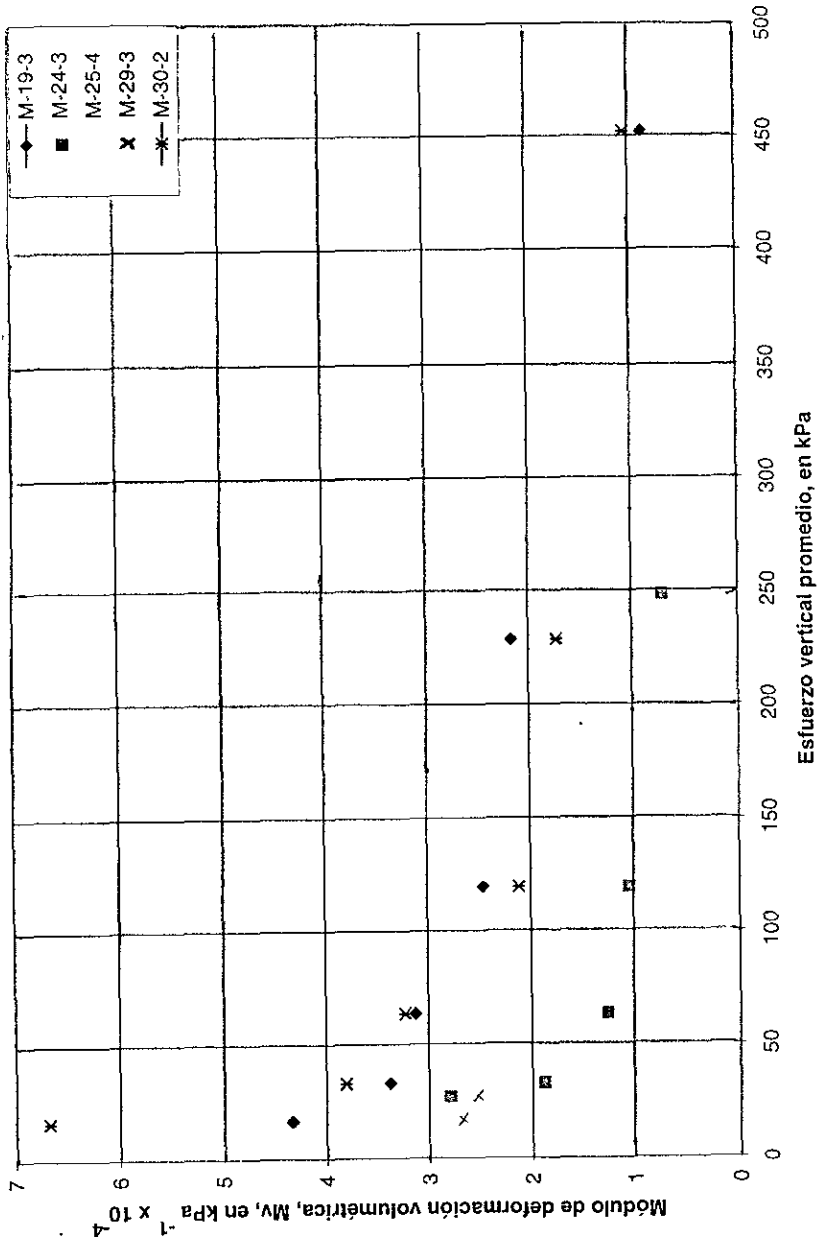


Figura 2.22 Gráfica de esfuerzo vertical promedio vs. Módulo de deformación volumétrica para muestras del sondeo SM-3 (obtenido de pruebas de consolidación unidimensional)

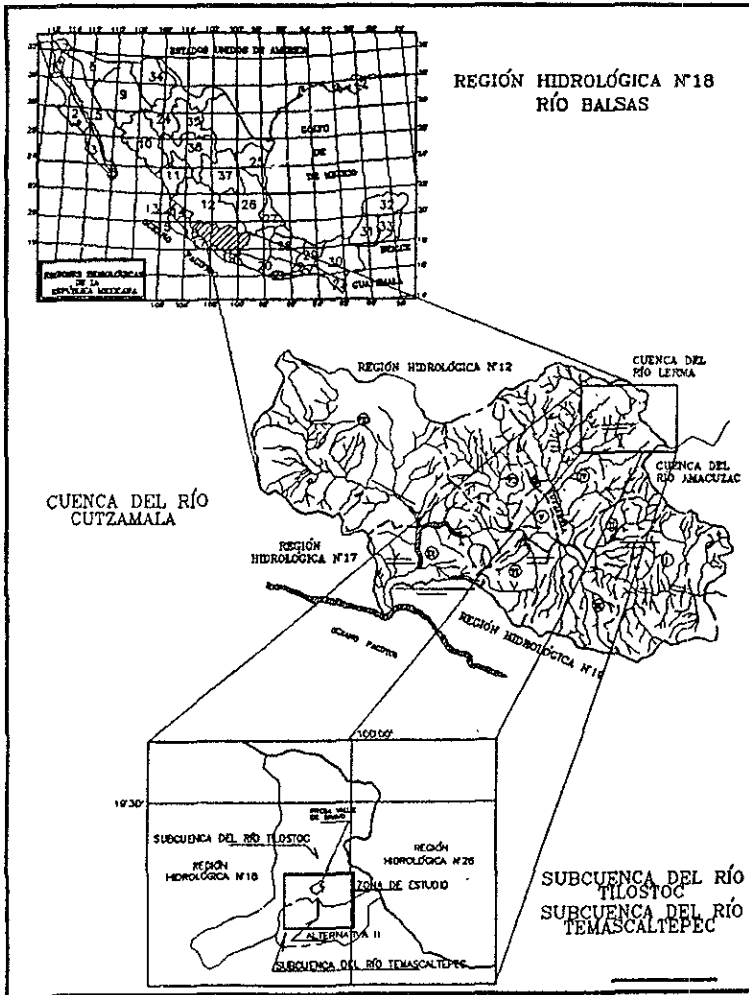


Figura 2.23 Región hidrológica (Cuenca y Subcuenca)

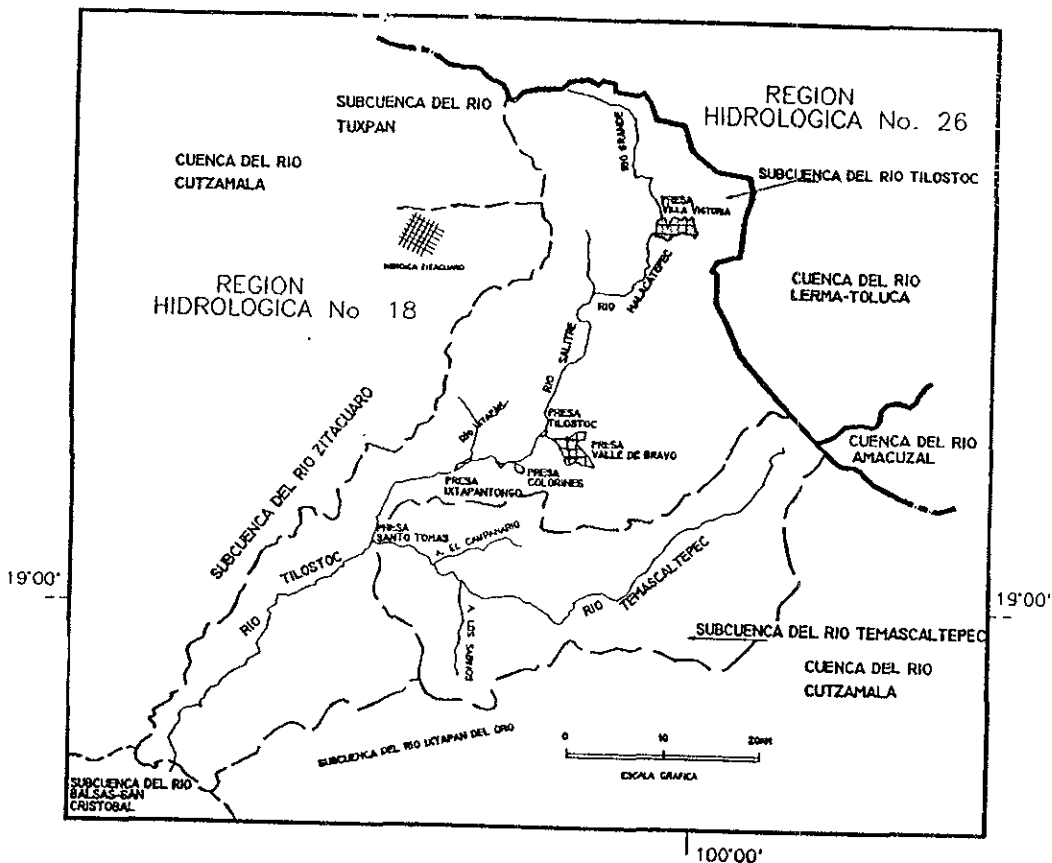
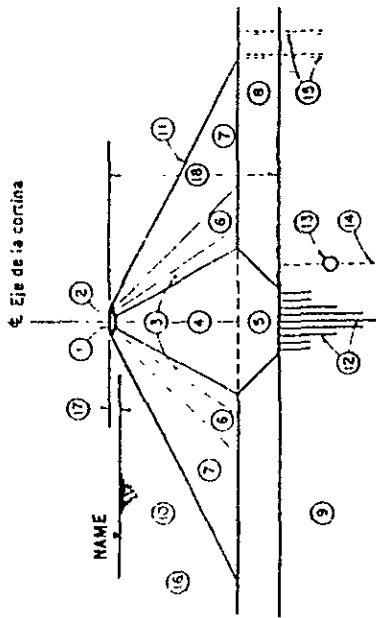


Figura 2.24 Subcuencas Tilostoc y Temascaltepec



HOMENCLATURA

- ① Cresta o corona
- ② Revestimiento de la corona
- ③ Filtros
- ④ Corazón o núcleo impermeable
- ⑤ Trinchera
- ⑥ Transiciones
- ⑦ Empalmientos
- ⑧ Depósito aluvial
- ⑨ Roca basal
- ⑩ Talud aguas arriba
- ⑪ Talud aguas abajo
- ⑫ Pantalla de inyecciones
- ⑬ Galería
- ⑭ Drenes
- ⑮ Pozos de alivio
- ⑯ Embeise o vaso
- ⑰ Bordo libre
- ⑱ Altura de la cortina

Definiciones



Presa de relleno hidráulico
Figura 3.2



Presa homogénea

Figura 3.3



Presa homogénea con filtro horizontal

Figura 3.1

Figura 3.4

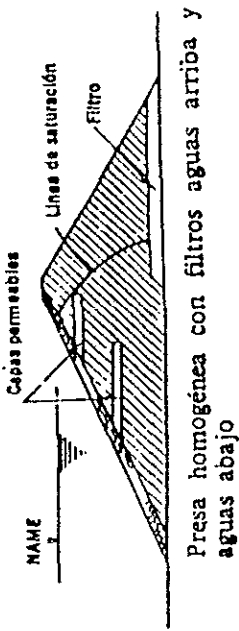


Figura 3.6

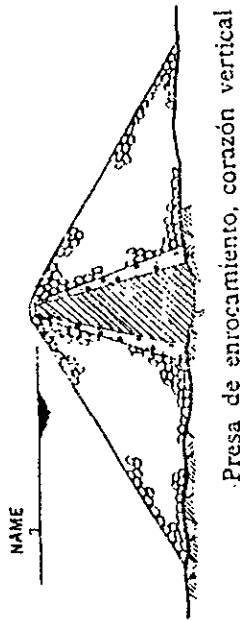


Figura 3.8

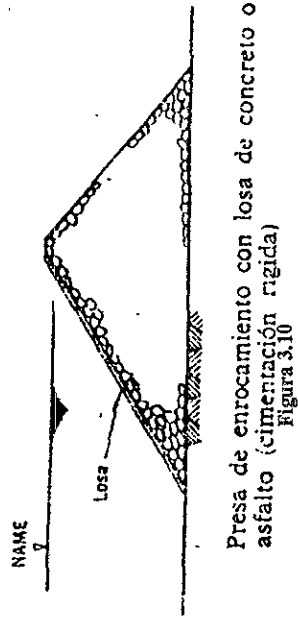


Figura 3.10

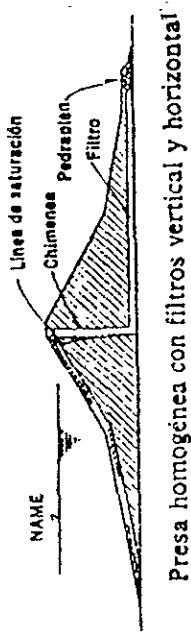


Figura 3.5

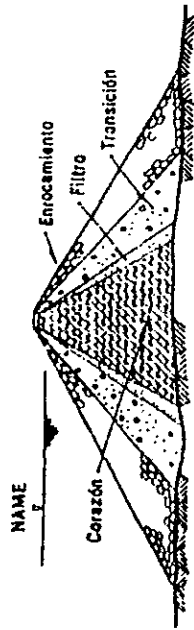


Figura 3.7

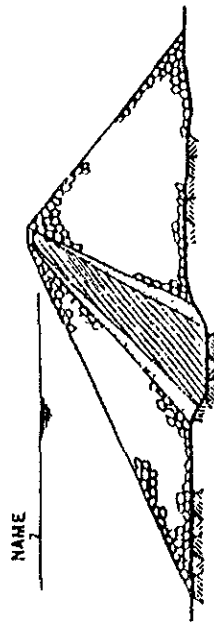
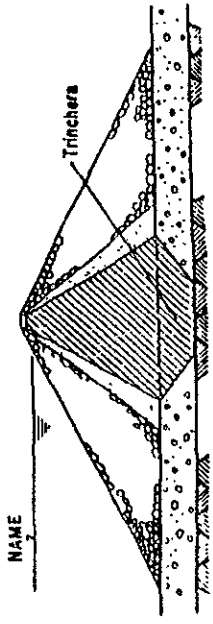
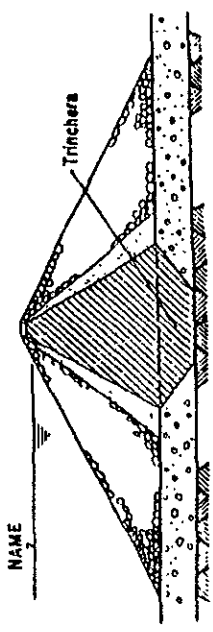


Figura 3.9



Presas de enrocamiento con muro celular (cementación rígida)

Figura 3.11



Presas de tierra y enrocamiento con trinchera ($H_c < 20$ m)

Figura 3.12

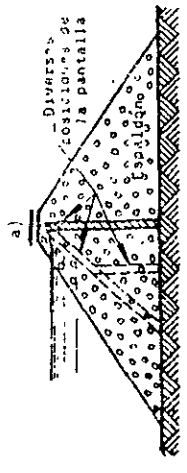
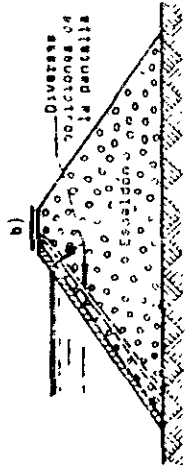


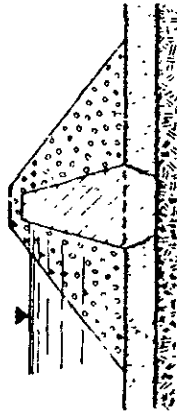
Figura 3.13.1



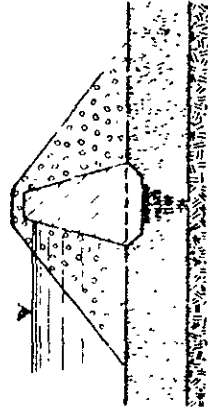
Morfología esquematizada de presas con pantalla.

Figura 3.13.2

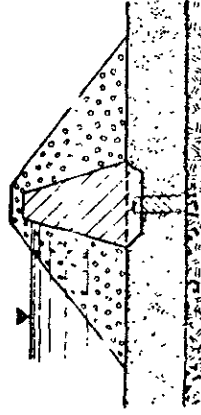
a) ZANJAS RELENAS DE MATERIAL POCO PERMEABLE



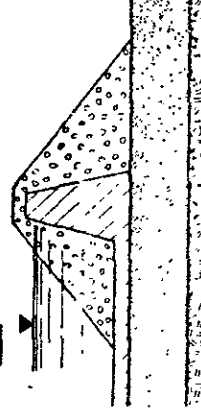
b) CORTINA DE INYECCIONES



c) PANTALLAS

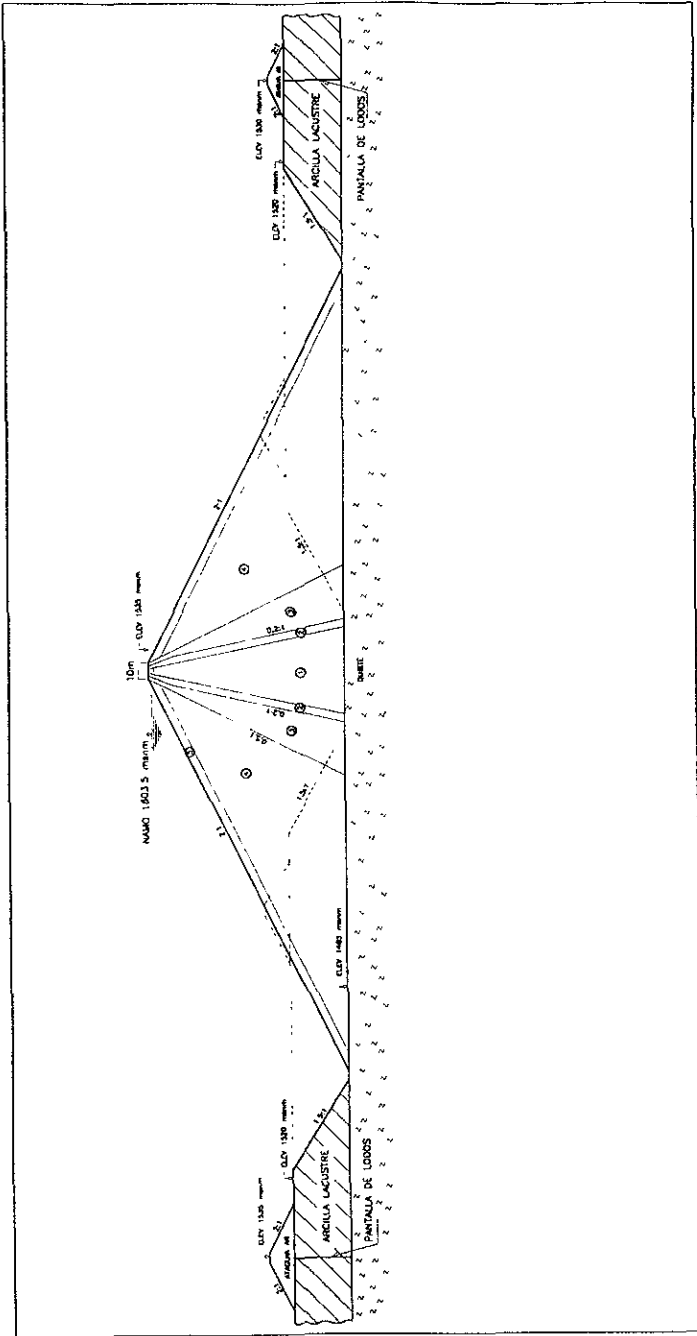


d) TAPICES



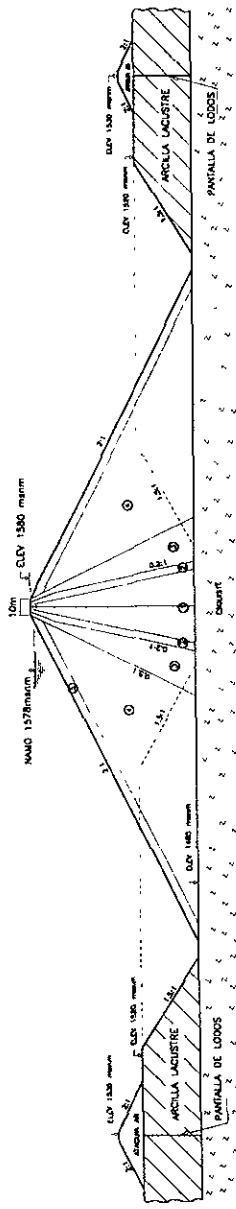
Impermeabilización de cimentaciones.

Figura 3.14



COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD SUBDIRECCION TECNICA		GERENCIA DE INGENIERIA EXPERIMENTAL Y CONTROL PRESA EL TULE, MEX. CORTINA MATERIALES GRADUADOS CORONA A ELEVACION 1605msnm		FORMA _____ JUL _____ 19____	
				OPCIÓN DE ESCAVACION PARCIAL	
				SIMBOLOS (1) NUCLEO IMPERMEABLE (2) FILTRO (3) TRANSICION (4) REZACA COMPACTADA Rp - Rp OPCION DE ESCAVACION PARCIAL	
VOLUMEN DE COLOCACION DE MATERIAL EN m³ CORONA ELEV 1605msnm DE PARED Y VOLUMEN		VOLUMEN DE ESCAVACION EN m³ OPCIÓN DE ESCAVACION PARCIAL			
MATERIAL	ELEV 1605msnm	EXC TOTAL	EXC PARCIAL		
NUCLEO	817000	2300000	2300000		
F. F. R.	437000	2000000	7180000		
IMPRESION Y DISEÑAMIENTO	6750000	2000000	386000		
DEC.	6	5980000	386000		
TOTAL	8112000	5194000	4229000		

Figura 3.15 Seccion maxima de corona de materiales graduados con elevacion de corona a la cota 1605 msnm.



COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
 SUBDIRECCION TECNICA
GERENCIA DE INGENIERIA OPERACIONAL Y CONTROL
PRESA EL TULE, MEX.
 CORTINA MATERIALES GRADUADOS
 CORONA A ELEVACION 1580mm

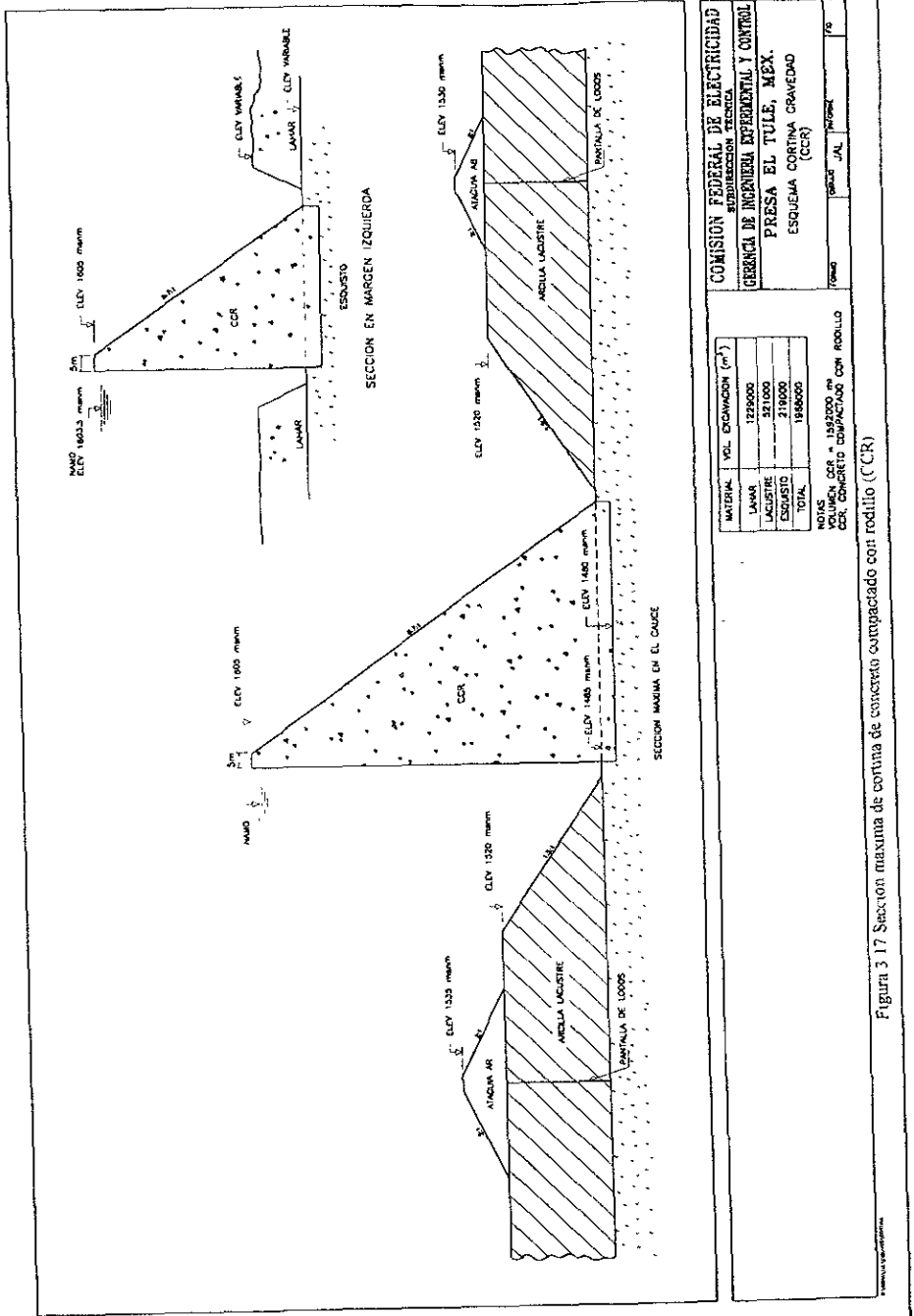
SIMBOLOGIA
 ○ NUCLEO IMPERMEABLE
 ○ FILTRO
 ○ TRANSICION
 ○ PIEDRA COMPACTADA
 Rep - Rep
 ○ ○ ○ ○ ○ OPCION DE EXCAVACION PARSON

VOLUMEN DE EXCAVACION EN m ³	
MATERIAL	157,000
NUCLEO	13,200
TRANSICION	24,000
PIEDRA	20,000
TOTAL	214,200

VOLUMEN DE COLOCACION DE MATERIAL EN m ³	
MATERIAL	157,000
NUCLEO	13,200
TRANSICION	24,000
PIEDRA	20,000
TOTAL	214,200

TAMAÑO: 1580mms
 JUL 1962

Figura 3-16 Sección máxima de cortina de materiales graduados con elevación de coronita a la cota 1580 msnnm



COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
 SUBDIRECCION TECNICA
 GERENCIA DE INGENIERIA EXPERIMENTAL Y CONTROL
 PRESA EL TULE, MEX.
 ESQUEMA CORTINA GRAVEDAD
 (CCR)

Forma: [] [] [] [] [] [] [] [] [] []
 Escala: [] [] [] [] [] [] [] [] [] []

Figura 3.17 Sección máxima de cortina de concreto compactado con rodillo (CCR)

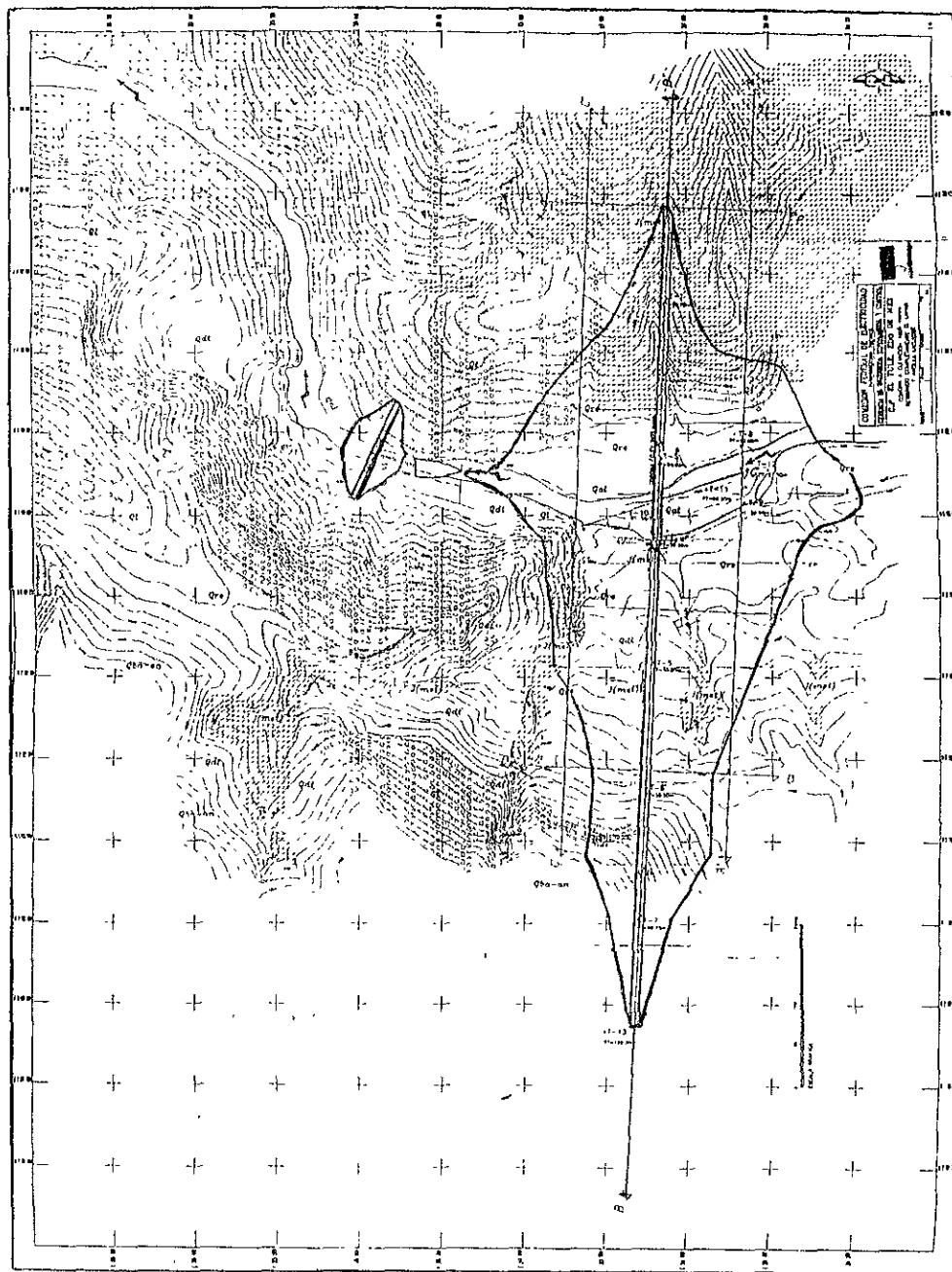


Figura 3.18 Vista en planta de la cortina de materiales graduados con elevación de corona a la cota 1605 msnm, retirando totalmente la arcilla lacustre

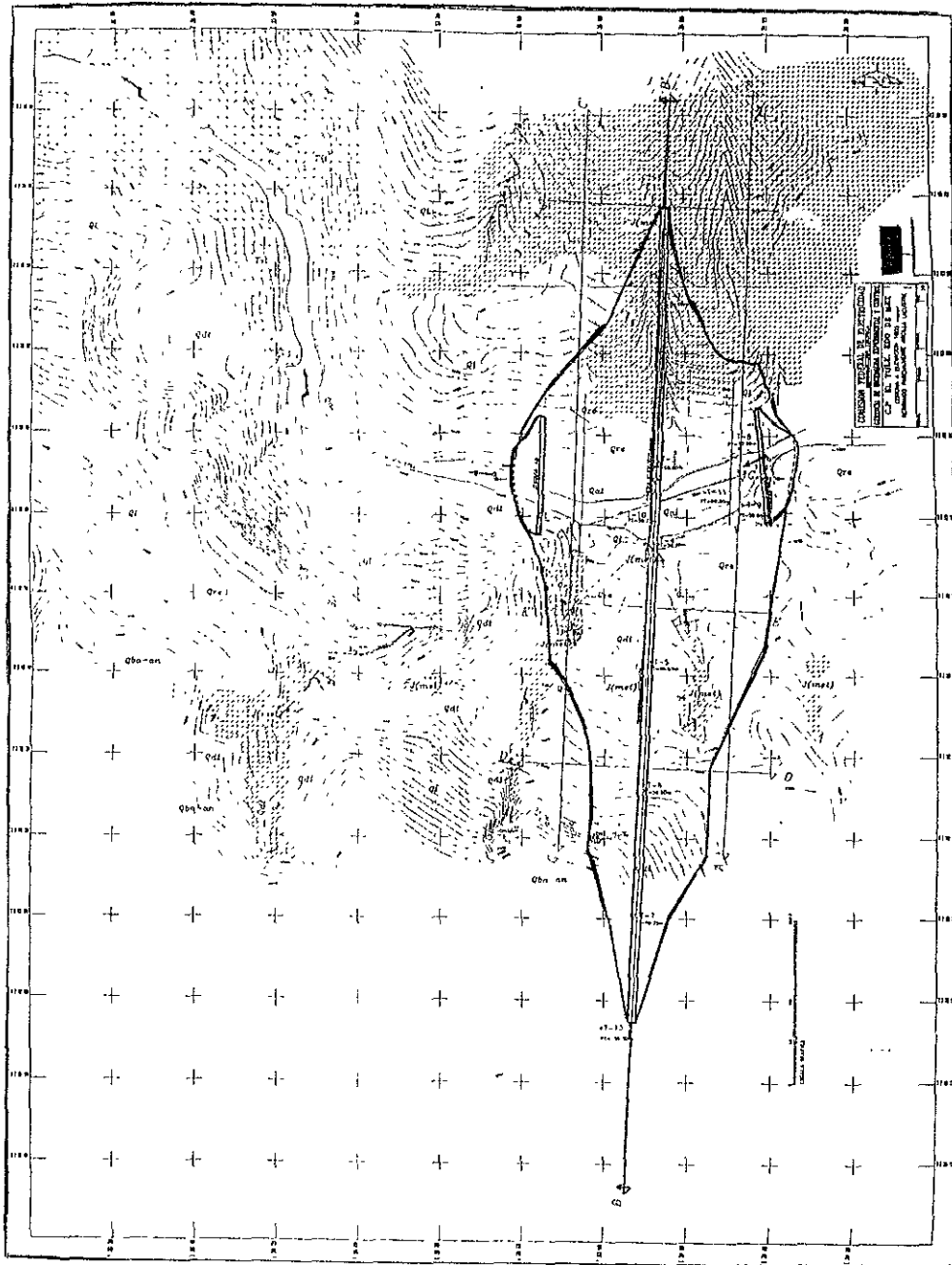


Figura 3.19 Vista en planta de la cortina de materiales graduados con elevación de corona a la cota 1605 msnm, retrando parcialmente la arcilla lacustre

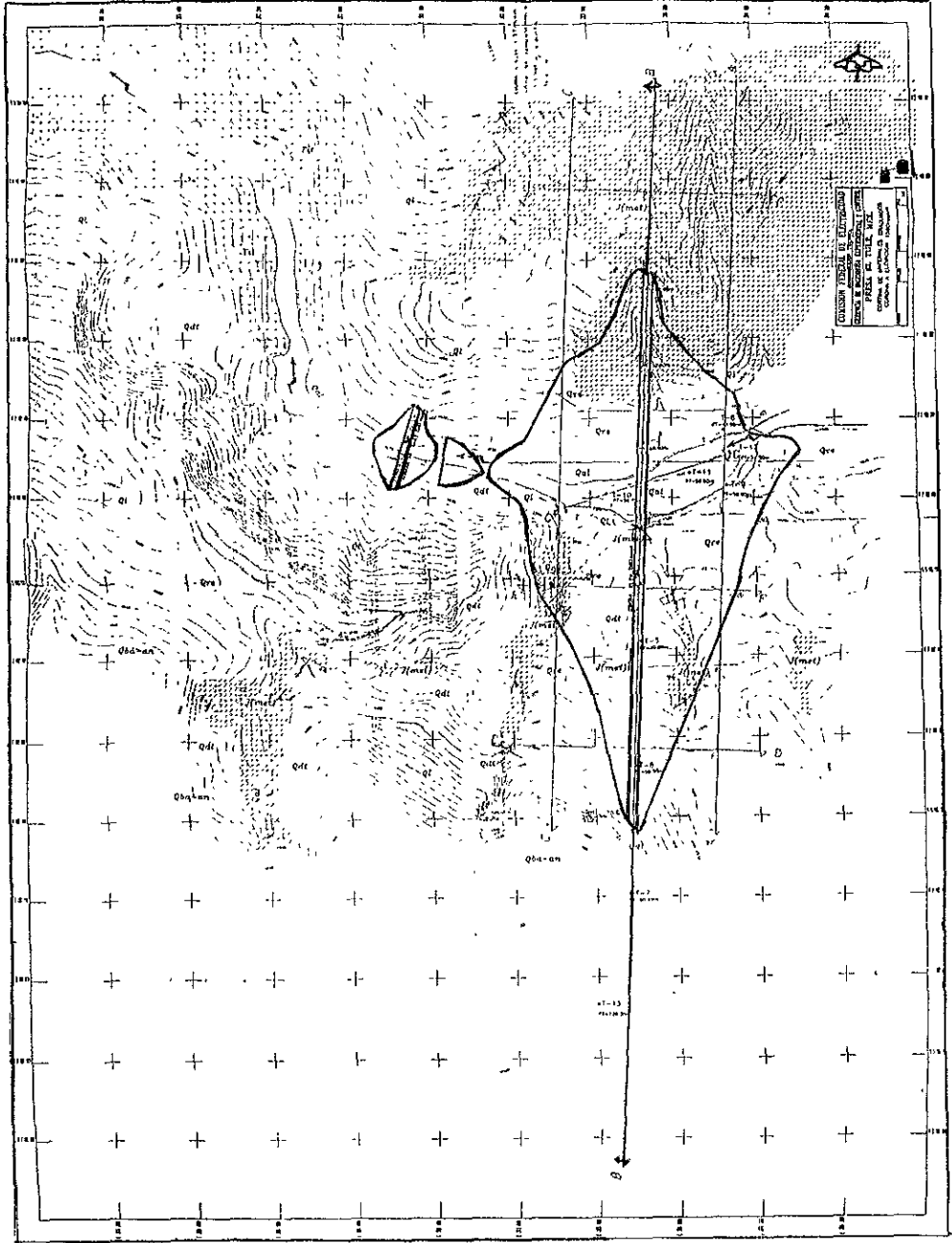


Figura 3 20 Vista en planta de la cortina de materiales graduados con elevación de corona a la cota 1580 msnm

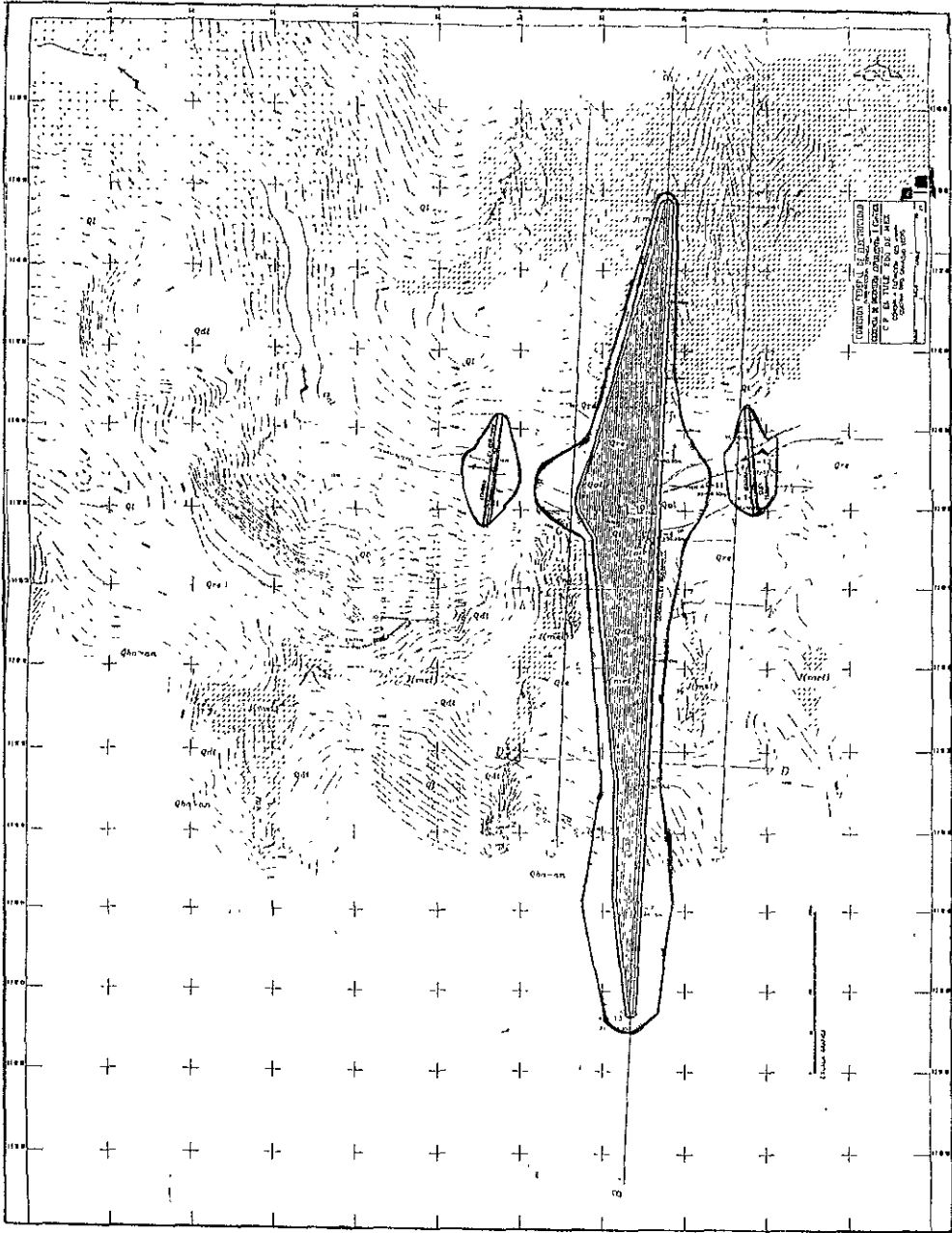
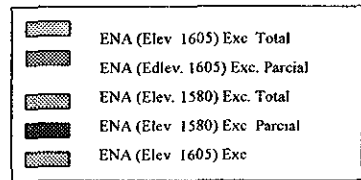


Figura 3.21 Vista en planta de la cortina de concreto compactado con rodillo (CCR)

Presa El Tule

Volúmenes de excavación por tipo de material



ENA: Cortina de enrocamiento con núcleo impermeable

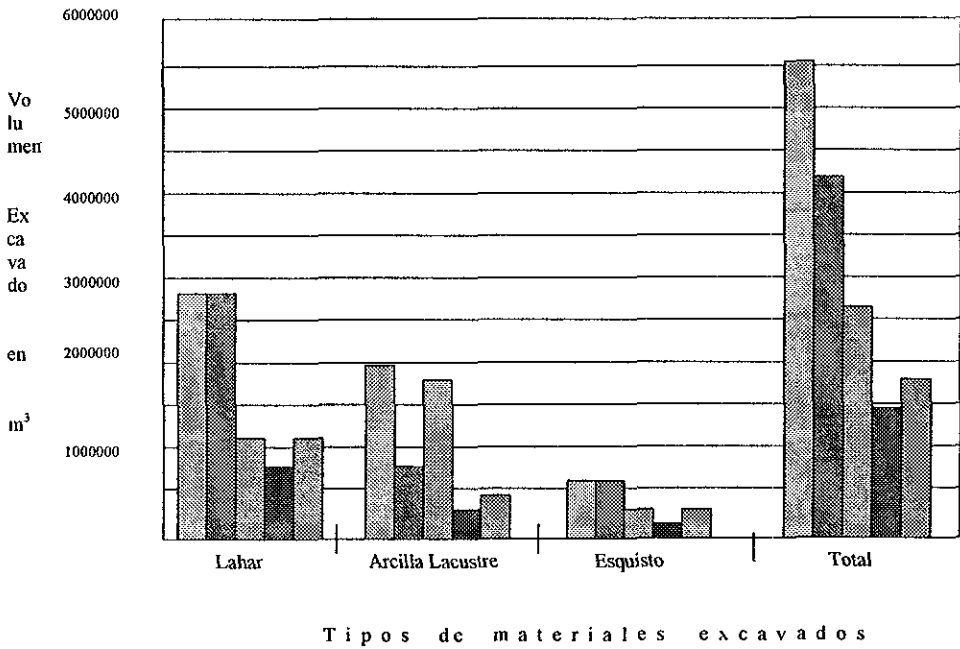


Fig 3 22 Gráfica de barras de volúmenes de excavación por tipo de material para las diversas opciones de cortina

Presa El Tule

Volumenes de materiales a excavar como porcentaje de la opción de cortina ENA a la elevación 1605 m

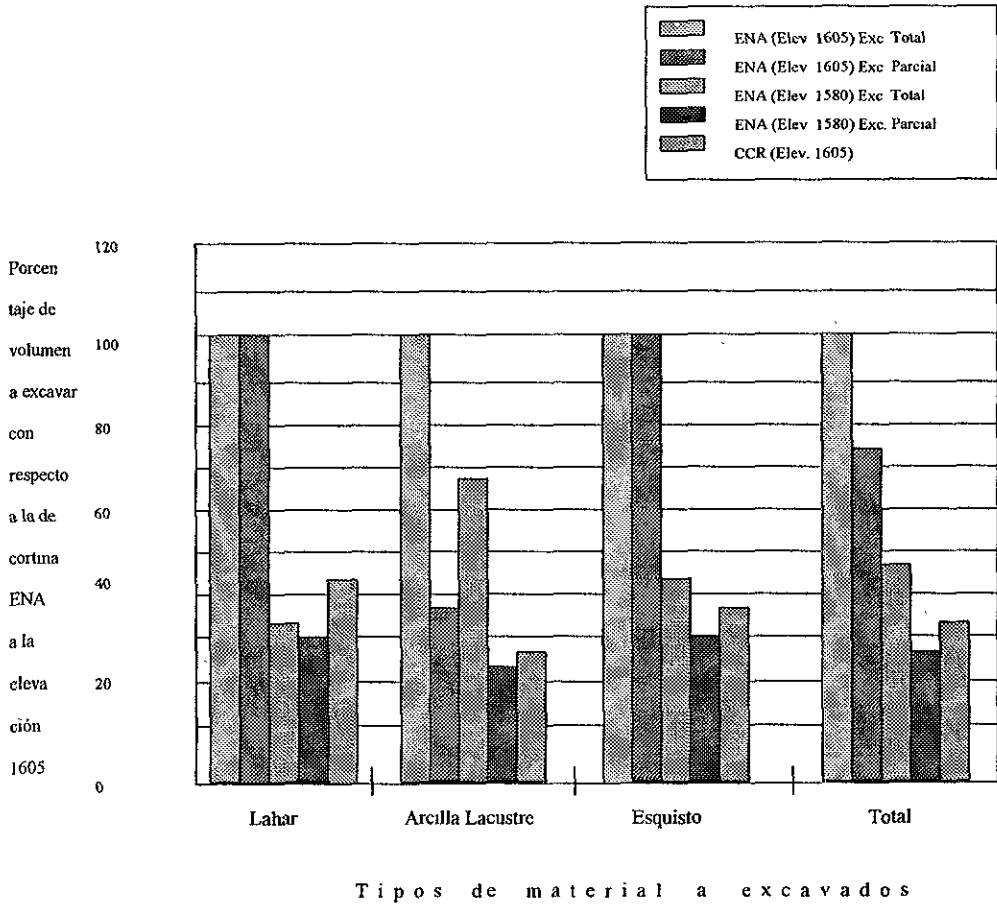


Fig 3.23 Gráfica de barras de porcentajes de volúmenes a excavar de las diversas opciones con respecto a la Cortina de enrocamiento con núcleo impermeable a la cota 1605 msnm

Presa El Tule

Volúmenes de materiales de construcción para el cuerpo de la cortina

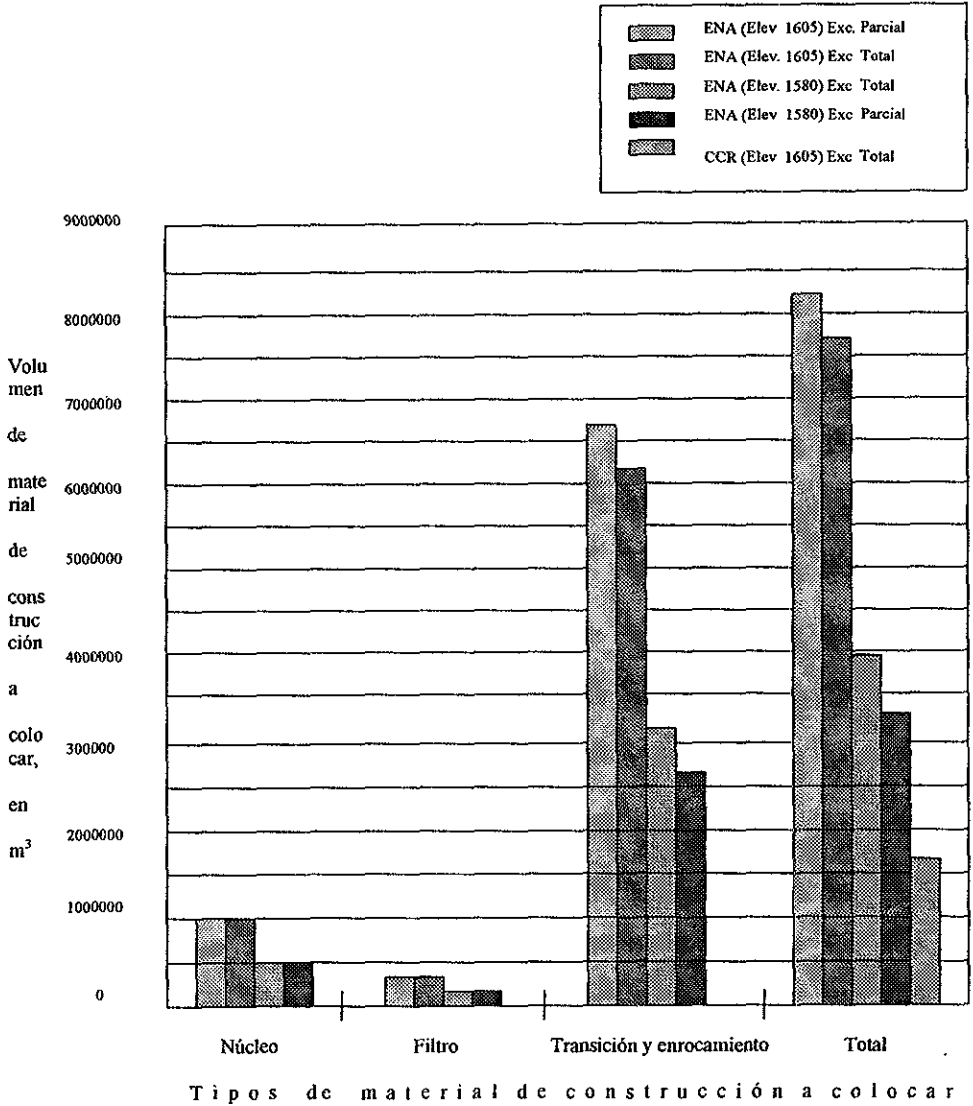


Fig. 3.24 Gráfica de barras de volúmenes de materiales de construcción para las diversas opciones de cortina

Presa El Tule

Volúmenes de material a utilizar en el cuerpo de la cortina como porcentaje del volumen de la opción ENA a la elevación 1605

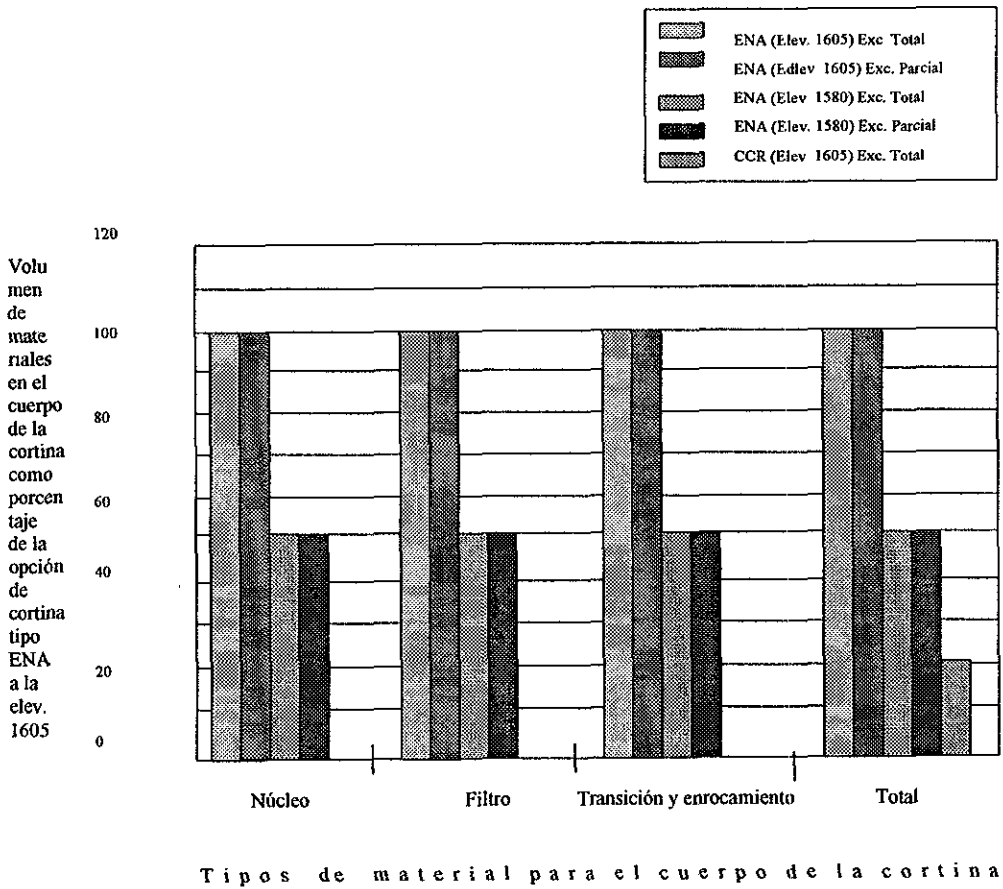


Fig. 3.25 Gráfica de barras de porcentajes de volúmenes de materiales de construcción para las diversas opciones con respecto a la cortina de enrocamiento con núcleo impermeable a la cota 1605 msnm

EJE CORTINA

6.00

4.00






1532.00

2:1

2:1

1509

1507

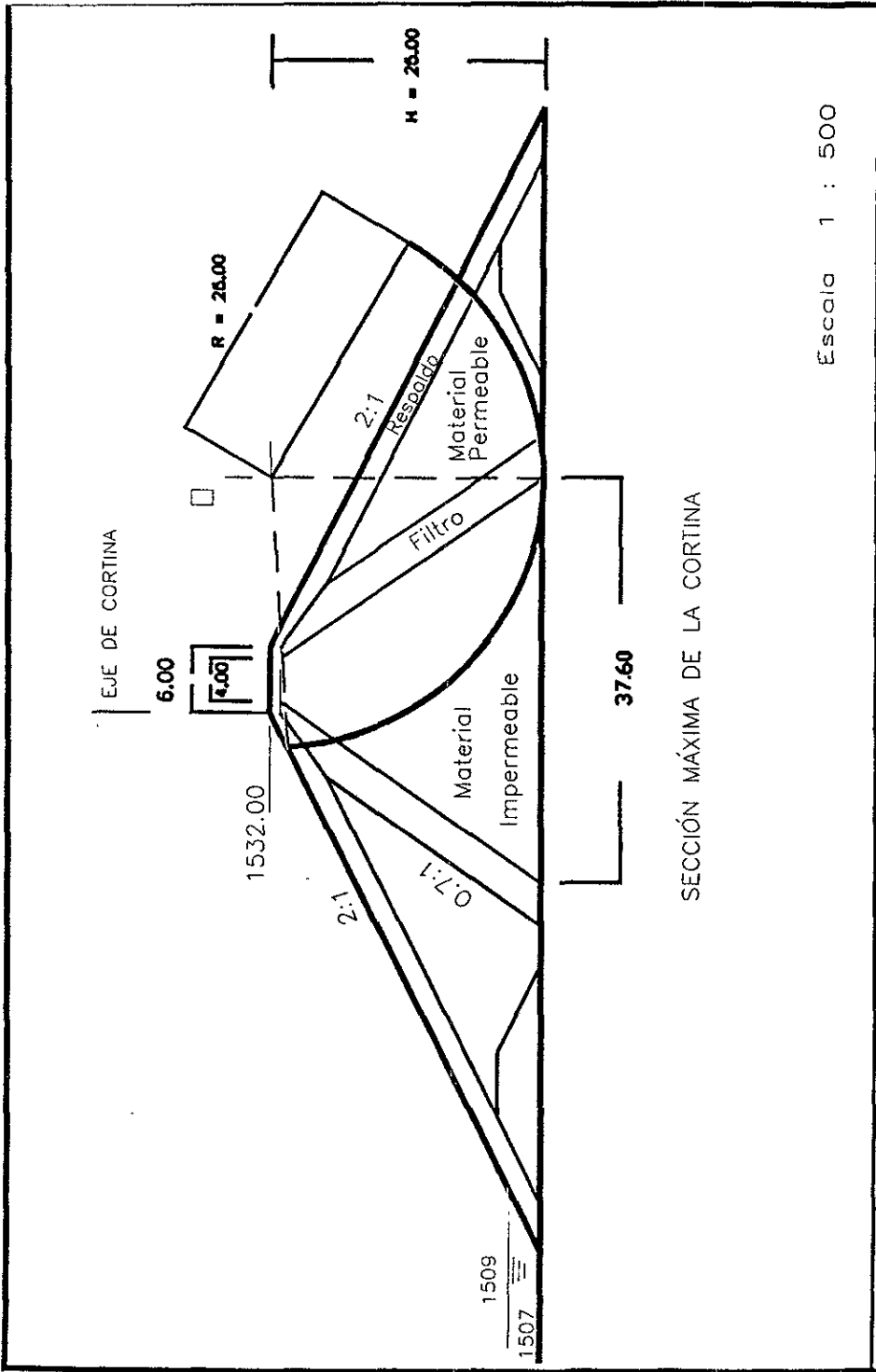
ZONA	MATERIAL	TALUD
	ARCILLA	0.7 : 1.0
	ARENA BIEN GRADUADA	0.7 : 1.0
	REZAGA Y/O GRAVA-ROCA	2.0 : 1.0
	GARVA-ARENA BIEN GRADUADA	2.0 : 1.0
	ROCA A VOLTEO	2.0 : 1.0

Escala 1 : 500

CNA

SECCIÓN MÁXIMA DE LA CORTINA
TEMASCALTEPEC, MÉX.

Figura
3.26



Escala 1 : 500

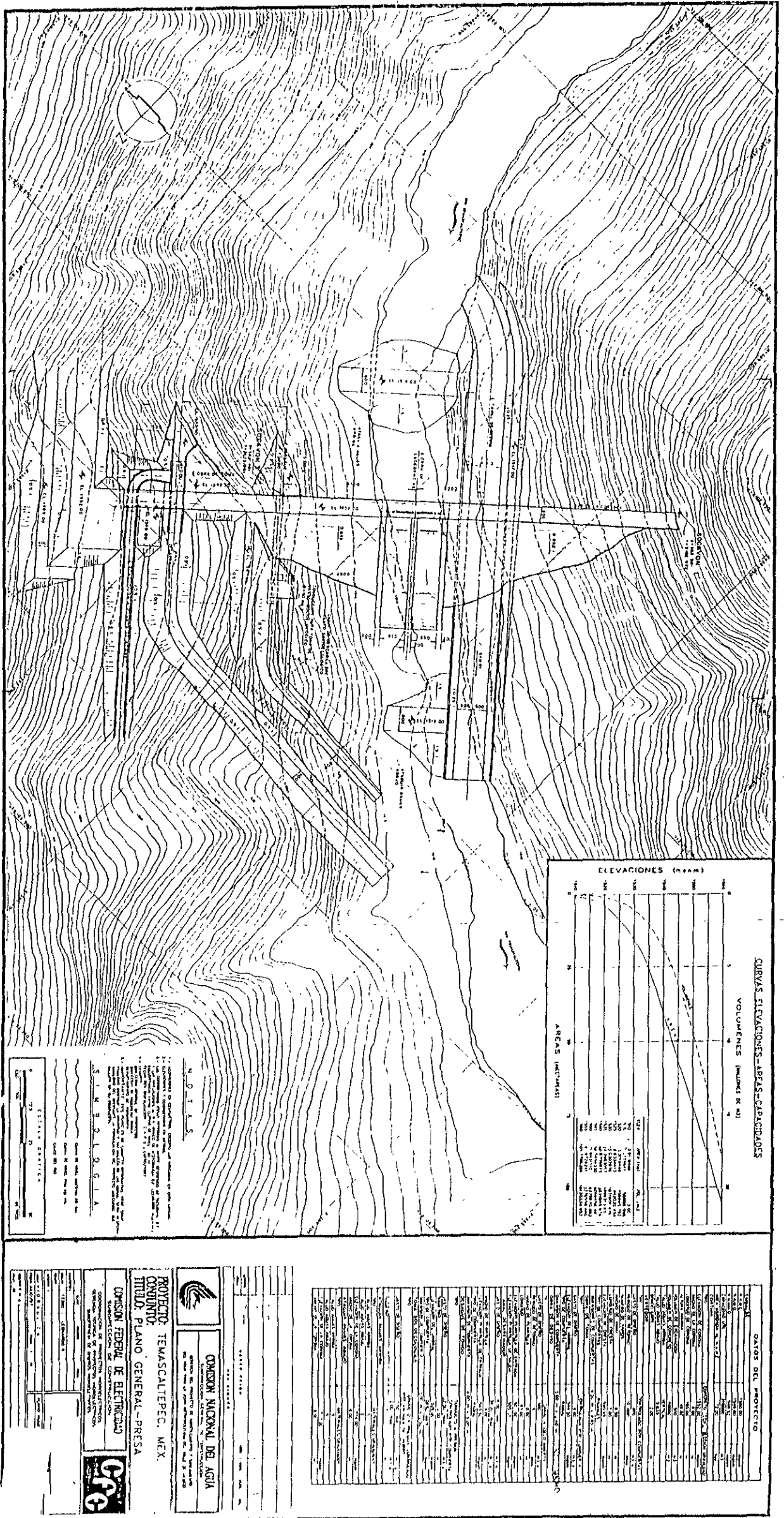
SECCIÓN MÁXIMA DE LA CORTINA

CIRCULO DE FALLA
 TEMASCALTEPEC, MÉX.

Figura
 3.27

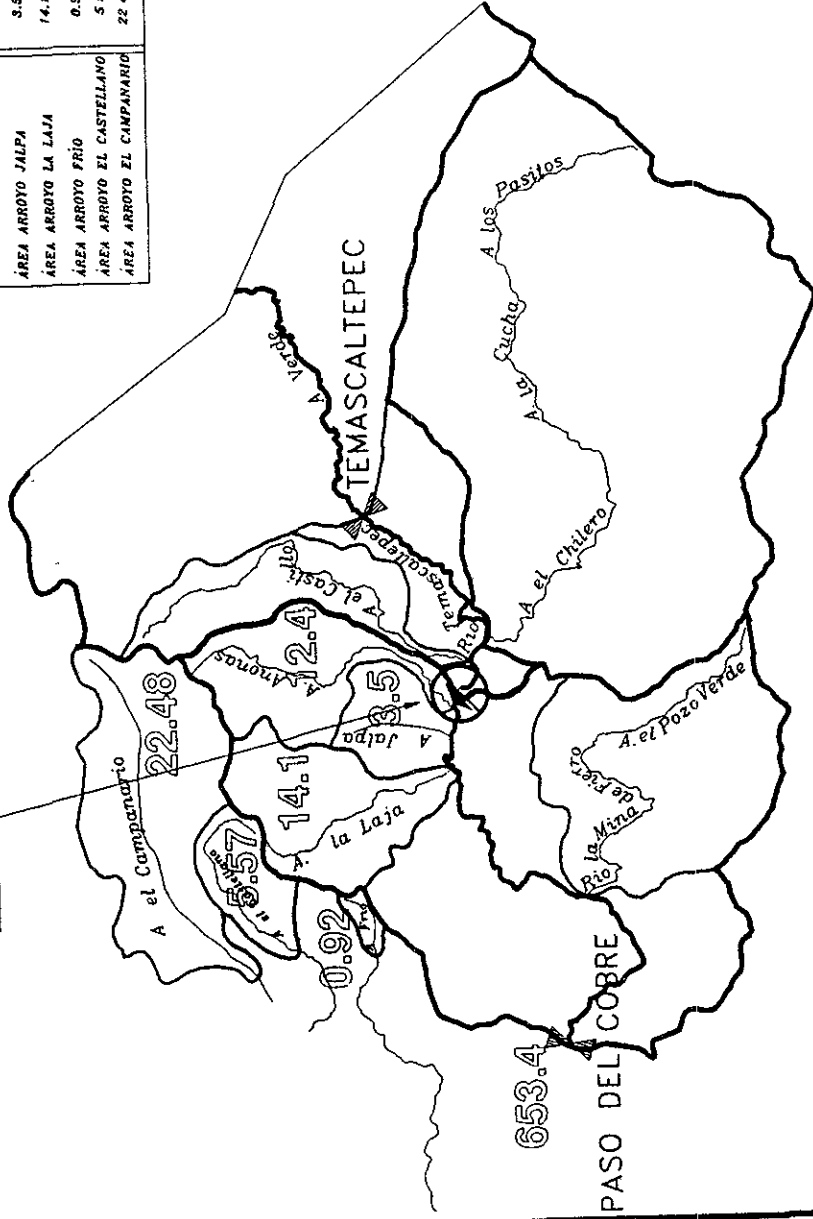
C N A

Figura 1.28 Plano General - Presa



P. TEMASCALTEPEC EJE DE CORTINA

ÁREA ARROYO ANONAS	12.40 km ²
ÁREA ARROYO JALPA	3.50 km ²
ÁREA ARROYO LA LAJA	14.10 km ²
ÁREA ARROYO FRÍO	0.92 km ²
ÁREA ARROYO EL CASTELLANO	5.57 km ²
ÁREA ARROYO EL CAMPANARIO	22.48 km ²



CNA

AREAS DE CUENCAS
TEMASCALTEPEC, MÉX.