UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

29
44

ANTEPROYECTO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS DEL PROYECTO HIDROELECTRICO "ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA" (EL CARACOL), SOBRE EL RIO BALSAS, GRO.

TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el título de
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A

MIGUEL ANGEL CORONA JAIME

AGOSTO
1984

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

PAGINA

CAPITULO PRIMERO

I.- INTRODUCCION

1.1 Presentación. 2

1.2 Generalidades del proyecto. 3

1.2.1 Objetivos. 5

1.2.2 Localización del proyecto. 6

1.2.3 Antecedentes. 11

1.2.3.1 Topográficos. 11

1.2.3.2 Hidrológicos. 11

1.2.3.3 Geológicos. 13

1.2.3.4 Exploración. 18

1.2.3.5 Alternativas. 19

1.3 Descripción del proyecto. 21

1.3.1 Obra de desvío. 24

1.3.2 Cortina. 26

1.3.3 Obra de Toma. 29

1.3.4 Obra de Excedencias. 31

1.3.5 Tubería a Presión. 35

1.3.6 Casa de Máquinas. 38

1.3.7 Plataforma de Transformadores. 40

1.3.8 Túneles de Acceso. 41

1.3.9 Obra de Desfogues. 41

PAGINA

CAPITULO SEGUNDO

II.- ESTUDIO HIDROLOGICO

DEDUCCION DE LA AVENIDA DE DISEÑO

2.1 Estudio Hidrológico. 43

2.1.1 Estimación de volúmenes escurridos. 43

2.1.2 Estimación de volúmenes de azolves. 48

2.2 Deducción de la Avenida de Diseño. 50

2.2.1 Metodología. 50

2.2.2 Tormentas de diseño. 50

2.2.3 Estación Hidrométrica Base. 53

2.2.4 Hidrograma Unitario Instantáneo en San Juan Tetelcingo. 55

2.2.5 Hidrograma Unitario Adimensional en San Juan Tetelcingo. 55

2.2.6 Hidrograma Unitario Instantáneo en El Caracol. 62

2.2.7 Precipitación Máxima Probable. 66

2.2.8 Avenida Máxima Probable. 70

2.2.9 Conclusiones. 75

CAPITULO TERCERO

III.- TIPO DE VERTEDOR ELEGIDO

TRANSITO DE LA AVENIDA POR EL VASO

3.1 Obra de Excedencias. 77

3.1.1 Objetivo. 77

3.1.2 Clasificación. 78

3.1.3 Tipo de vertedor elegido. 79

3.2 Tránsito de la avenida por el vaso. 80

3.2.1 Objetivo. 80

3.2.2 Métodos sugeridos. 81

3.2.2.1 Método Semigráfico. 82

3.2.2.2 Método Numérico. 85

3.2.3 Resultados. 88

3.2.4 Conclusiones. 94

PAGINA

CAPITULO CUARTO

IV.- ANTEPROYECTO DEL VERTEDOR

4.1 Descripción general. 96

4.2 Canal de llamada. 98

4.2.1 Objetivo. 98

4.2.2 Descripción. 99

4.2.3 Murco central. 99

4.3 Estructura de control. 102

4.3.1 Objetivo. 102

4.3.2 Descripción. 102

4.3.3 Acceso. 103

4.3.4 Cuadrante aguas arriba. 103

4.3.5 Cuadrante aguas abajo. 105

4.3.5.1 Perfil del cimacio. 105

4.3.5.1.1 Objetivo. 105

4.3.5.1.2 Descripción. 105

4.3.5.2 Trayectoria del chorro. 107

4.3.6 Pilas. 108

4.3.6.1 Objetivo. 108

4.3.6.2 Descripción. 108

4.3.7 Muro central. 110

4.3.8 Compuertas. 111

4.3.8.1 Compuertas de servicio. 111

4.3.8.1.1 Objetivo. 111

4.3.8.1.2 Descripción. 113

4.3.8.1.3 Coeficientes de descarga. 114

4.3.8.2 Compuertas de emergencia. 118

4.3.8.2.1 Objetivo. 118

4.3.8.2.2 Descripción. 119

PAGINA

4.4 Canales de descarga. 122
4.4.1 Objetivo. 122
4.4.2 Descripción. 123
4.5 Estructura Terminal. 125
4.5.1 Objetivo. 125
4.5.2 Descripción. 125
4.5.3 Trayectoria del chorro. 126
4.6 Sistema de drenaje. 129
4.6.1 Objetivo. 129
4.7 Muros laterales. 130
4.7.1 Objetivo. 130

CAPITULO QUINTO

V.- PROBLEMAS CONSTRUCTIVOS

5.1 Introducción. 133
5.2 Etapa Inicial. 137
5.3 Etapa Intermedia. 139
5.4 Etapa Definitiva. 141

CAPITULO SEXTO

VI.- CONCLUSIONES 144

RELACION DE PLANOS 146

BIBLIOGRAFIA 147

1.2 Generalidades del proyecto.

La Comisión Federal de Electricidad dentro del programa de aprovechamiento hidráulico del Río Balsas, construye actualmente el Proyecto Hidroeléctrico "Ing. Carlos Ramírez Ulloa" (El Caracol).

El proyecto fué puesto a concurso, obteniendo los derechos correspondientes, las compañías ICA, MEXICO y PROTECSA, para la construcción de la Cortina, Casa de Máquinas y Obra de Excedencias, respectivamente.

La decisión de realizar el proyecto necesitó varios años de estudios, reconociéndose finalmente 5 sitios posibles para localizar el eje definitivo de la Cortina.

Se sugirieron alternativas que incluían tanto Cortinas de concreto como de materiales graduados, así como plantas hidroeléctricas subterráneas y a cielo abierto.

Las obras del proyecto incluyen una Cortina de materiales graduados, planta hidroeléctrica subterránea con Obra de Toma en corte, Tuberías a Presión, Obra de Excedencias con cresta controlada y descarga a cielo abierto.

La desviación del río se llevó a cabo mediante 2 túneles de sección tipo portal.

Las obras se iniciaron en el año de 1978, con la construcción del desvío, sobre la margen derecha.

Después de ser acondicionados los túneles, se procedió a levantar las ataguías, etapa que se completó en 1980.

Después de la limpia del cauce se inició el desplante de la Cortina, y en 1981 se comenzaron los trabajos de la Obra de Excedencias, Casa de Máquinas y Cortina. (Ver Fig. 1.1).

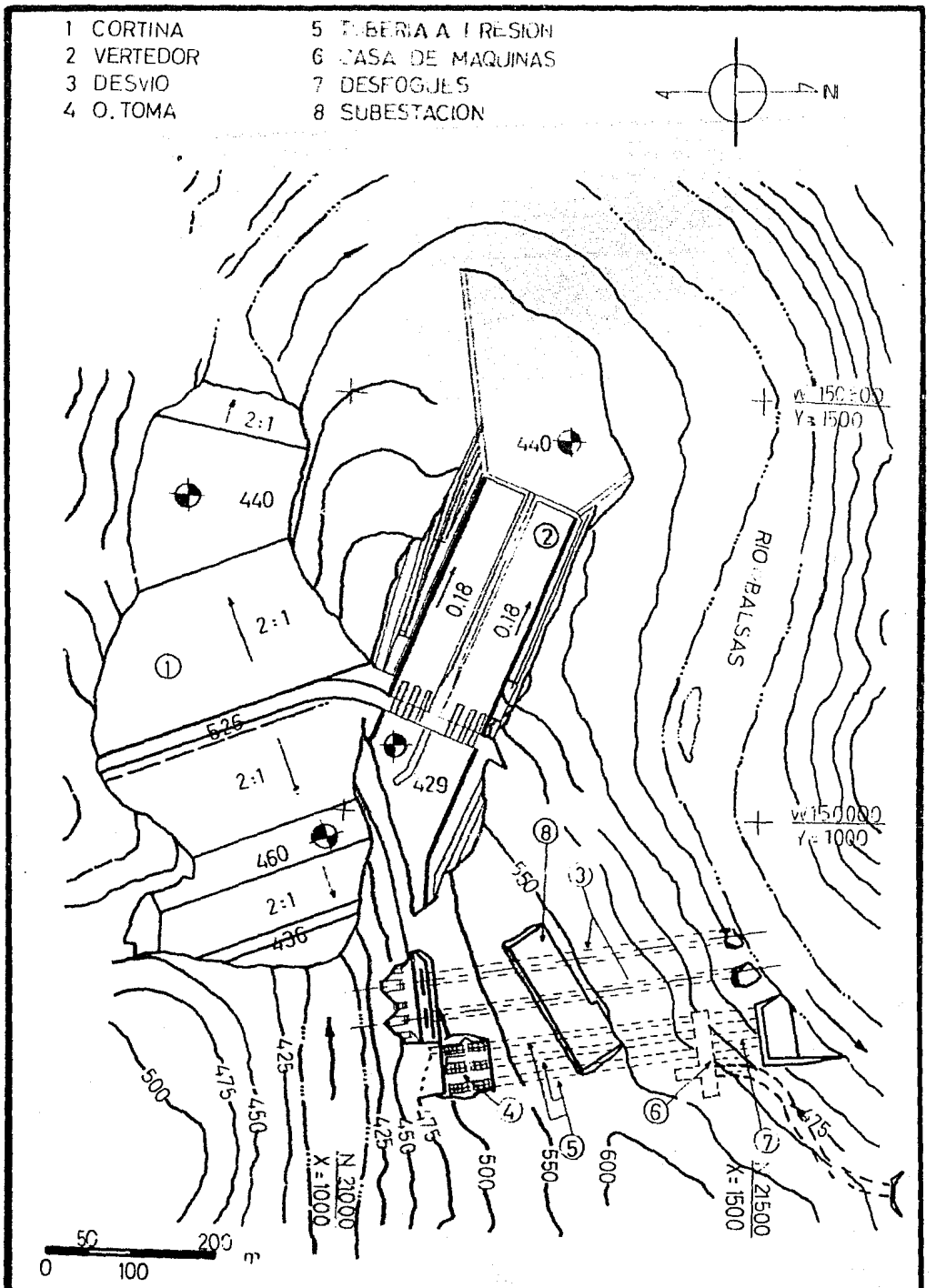


FIG. 1.1 PROYECTO HIDROELECTRICO "ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA" (EL CARACOL) - RIO BALSAS, GRO.

1.2.1 Objetivos.

La construcción de este proyecto persigue varios objetivos, de los cuales los más relevantes son:

A) Generación de energía eléctrica.

b) Control de avenidas.

c) Creación de fuentes de trabajo.

CAPITULO PRIMERO

1.- INTRODUCCION

1.1 Presentación.

Durante el desarrollo de la presente Tesis, se pretende exponer en forma sencilla la importancia del Proyecto Hidroeléctrico dentro de los aprovechamientos hidráulicos.

Se definen claramente las obras que lo constituyen, el objetivo en particular de cada una de ellas y en conjunto.

Se tratará en forma especial el funcionamiento y objetivos de la - Obra de Excedencias.

Y por último, se deducirá la importancia adquirida en el diseño preliminar, por los modelos hidráulicos.

1.2.2 Localización del proyecto.

El Proyecto Hidroeléctrico El Caracol se está construyendo sobre el Río Balsas, Gro., a 225 km al Sur de la Cd. de México y a 125 km al Suroeste de Iguala, Gro.

Formará parte del Sistema Hidroeléctrico Lázaro Cárdenas, operado por la C.F.E.

Partiendo de la desembocadura del Balsas en el Océano Pacífico y hacia aguas arriba, los proyectos son:

Proyecto Hidroeléctrico.	Condición.
La Villita	en operación
El Infiernillo	en operación
La Caimanera	en estudio
Tepoa	en estudio
El Caracol	en construcción
San Juan Tetelcingo	en estudio
Huixastla	en estudio
Ostutla	en estudio
Chiltepec	en estudio

(Ver. Fig. 1.2).

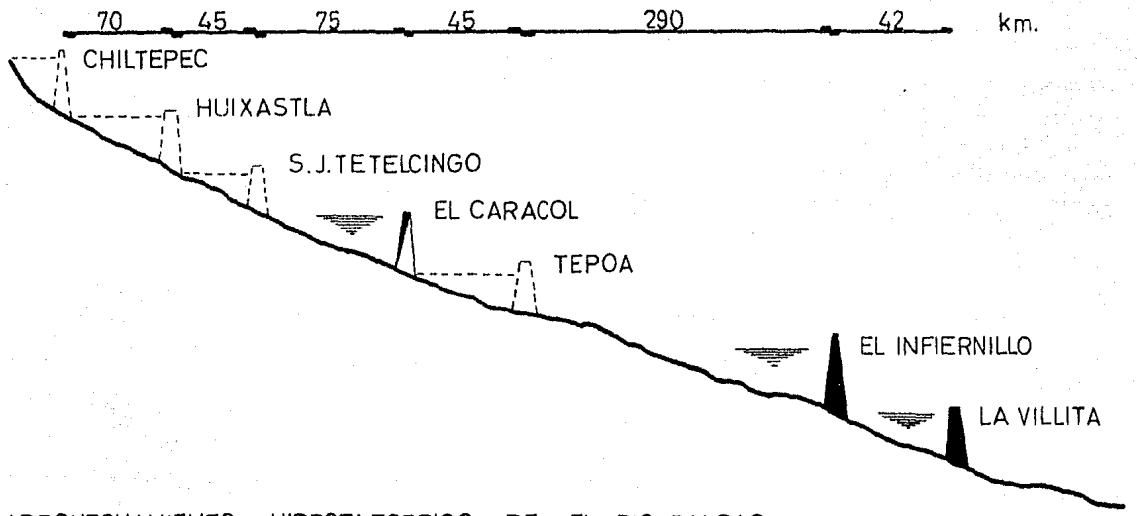
La boquilla del proyecto se localiza en un meandro del río, aproximadamente a 68 km aguas abajo del cruce con la carretera México-Acapulco (Puente Mezcala).

Las coordenadas geográficas correspondientes al sitio son 17° 57' 30" Latitud Norte y 99° 59' 08" Longitud Oeste. (Ver Fig. 1.3 y 1.4).

El acceso terrestre al proyecto, es por la ruta Iguala-Teloloapan- - Apaxtla-El Caracol (125 km).

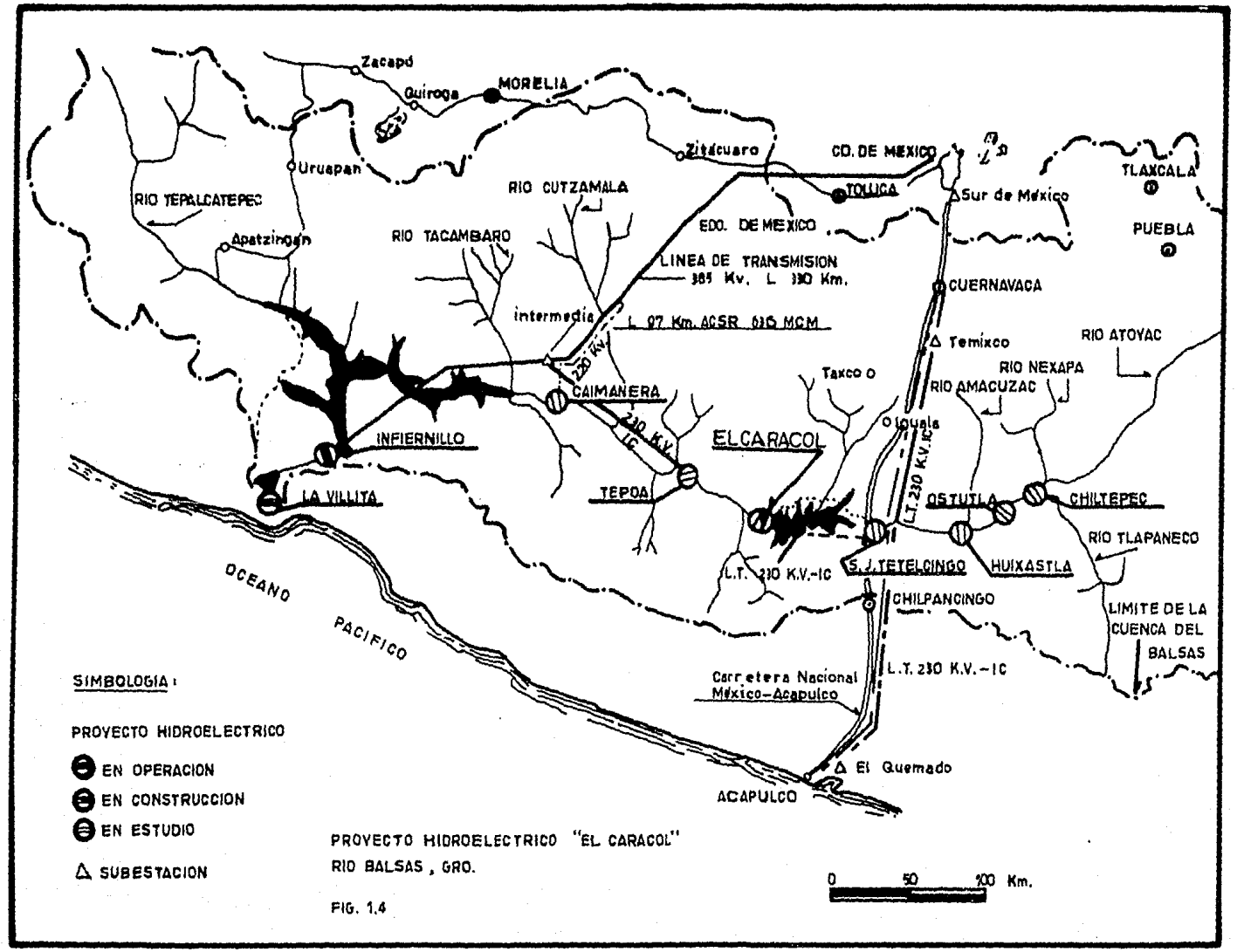
El acceso fluvial es factible mediante lanchas con motor fuera de borda y poco calado.

El acceso aéreo es posible mediante helicóptero, ruta Iguala-El Caracol, tomando aproximadamente 25 min.



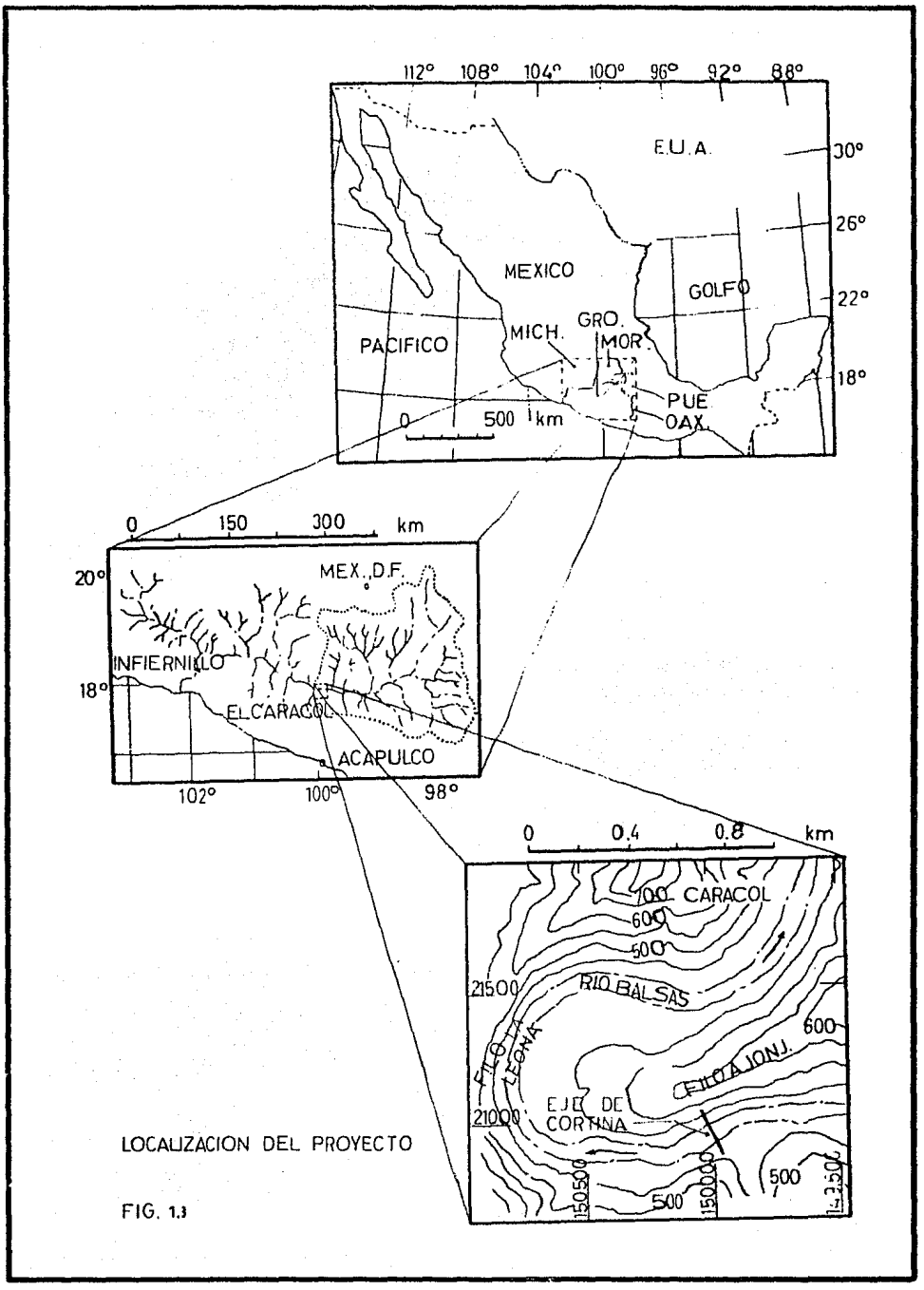
APROVECHAMIENTO HIDROELECTRICO DE EL RIO BALSAS

FIG. 1.2



PROYECTO HIDROELECTRICO "EL CARACOL"
RIO BALSAS, GRO.

FIG. 1.4



LOCALIZACION DEL PROYECTO

FIG. 1.3

1.2.3 Antecedentes.

1.2.3.1 Topográficos.

El primer levantamiento fotogramétrico utilizado por la C.F.E. para los estudios de la zona, fué hecho en 1950 a escala 1:5 000, con curvas de nivel a cada 10 m, el cual incluye la totalidad del vaso y un levantamiento topográfico local a escala 1:1 000, con curvas de nivel a cada metro.

Simultáneamente se usaron las cartas aeronáuticas (CJ-24) hechas por el Departamento de Comercio de los Estados Unidos a escala 1:1'000,000 y las del Departamento Cartográfico Militar de la Secretaría de la Defensa Nacional, en la década de los cuarentas a escala 1:100 000.

Los levantamientos subsecuentes fueron realizados por brigadas de la C.F.E. a escalas mayores.

1.2.3.2 Hidrológicos.

Los primeros estudios de exploración por parte de la C.F.E. en la cuenca del Balsas se llevaron a cabo en 1950 y en 1959 se elaboró el primer estudio hidrológico.

Se instalaron sobre el río las estaciones hidrométricas de San Juan Tetelcingo (1951), Santo Tomás (1954) y El Caracol en el año de 1975. (Ver Fig. 1.5).

Los dos primeros estudios sirvieron de base para iniciar la construcción de El Infiernillo y la Villita.

Se propuso inicialmente realizar el proyecto en Santo Tomás, en la porción media de la cuenca, pero debido a la amplitud de la boquilla y el vo-

lumen de los materiales requeridos para la construcción de la Cortina, lo cual implicaba un costo excesivo, se desechó tal opción.

En 1960 se sugirió como alternativa a El Caracol, que tenía una boquilla más angosta y cuya zona de meandros ofrecía mayor atractivo topográfico al proyecto.

Al determinar las áreas tributarias de las estaciones San Juan Tetelcingo (42 707 km^2), El Caracol (48 837 km^2) y Santo Tomás (52,020 km^2), se dedujeron los escurrimientos del período 1951-1974 para obtener una constante "k" usada en la ecuación:

$$V_c = k\,V_1 + (1 + k)\,V_2$$

En donde:

V_c = volumen escurrido en el Caracol.

V_1 = volumen escurrido en Santo Tomás.

V_2 = volumen escurrido en San Juan Tetelcingo.

A_c = área tributaria en El Caracol.

A_1 = área tributaria en Santo Tomás.

A_2 = área tributaria en San Juan Tetelcingo.

$$k = (A_c - A_2) \div (A_1 - A_2) = 0.6582$$

sustituyendo "k" en la ecuación y comparando los volúmenes registrados con los deducidos, se llega a un error del 5%, el cual es despreciable en este caso.

De esta manera se dedujeron los gastos máximos anuales en El Caracol, para la Obra de Desvío se seleccionó un gasto de 3 750 m^3/seg con un T_R = 100 años.

La Avenida Máxima Probable (A.M.P.) se determinó con la asesoría de Harold P. Grout y del personal del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.

Se tomó en cuenta la precipitación máxima probable trasponiendo un ciclón del Pacífico y otro del Golfo.

La A.M.P. resultó tener un pico de 17 760 m^3/seg y un volumen de 9 018.6 x 10^6 m^3.

1.2.3.3 Geológicos.

La cuenca del Río Balsas ha sido estudiada durante más de 35 años, los primeros informes fueron preparados de 1946 a 1965 y reanudados en 1973, actualmente la C.F.E. mantiene una Residencia de Geología en el sitio del proyecto, preparando informes geológicos y geotécnicos de relevancia para las necesidades de la construcción del proyecto.

El área que comprende el proyecto y su embalse se caracteriza por una topografía semiescarpada, que se desarrolló sobre secuencias sedimentarias de origen marino, con numerosos pliegues y fallas.

Las fallas han sido intrusionadas por rocas ígneas y en algunos casos están cubiertas por rocas volcánicas.

La orientación general de las estructuras plegadas es N-S.

Las fallas pueden ser N-S, E-W, NW-SE y SW-NE.

Los rasgos geomórficos más sobresalientes son los meandros labrados en la roca compacta (Formación Mexcala).

En la determinación del riesgo sísmico para el diseño de las obras, según los diferentes períodos de recurrencia o retorno (T_r), se emplearon datos geológicos, tectónicos y estadísticos.

La inactividad de las fallas se infirió a partir de los depósitos holocénicos y pleistocénicos que cubren, sin evidencias de movimiento, los antiguos planos de falla.

El Río Balsas, una corriente superpuesta en los meandros de El Caracol, ha cortado una secuencia rítmica de areniscas y lutitas, la cual para propósitos geotécnicos fué subdividida en dos unidades litológicas, la UA y la UB.

De estas dos unidades la UB contiene un mayor porcentaje de lutitas.

Ambas unidades están serveramente plegadas y forman parte del flanco oriental del gran sinclinorio del Caracol.

El fracturamiento que afectó la región, constituye cuatro sistemas, de acuerdo a los esfuerzos tensionales y de compresión de origen tectónico.

Las orientaciones preferenciales del fracturamiento se definieron de acuerdo a sus condiciones cuantitativas y cualitativas en: sistema gamma (E-W), sistema betta (NW-SE), sistema alfa (NE-SW) y sistema delta (N-S).

El espaciamiento de la fracturas varía de 5 a 10 m y la continuidad alcanza varias decenas de metros.

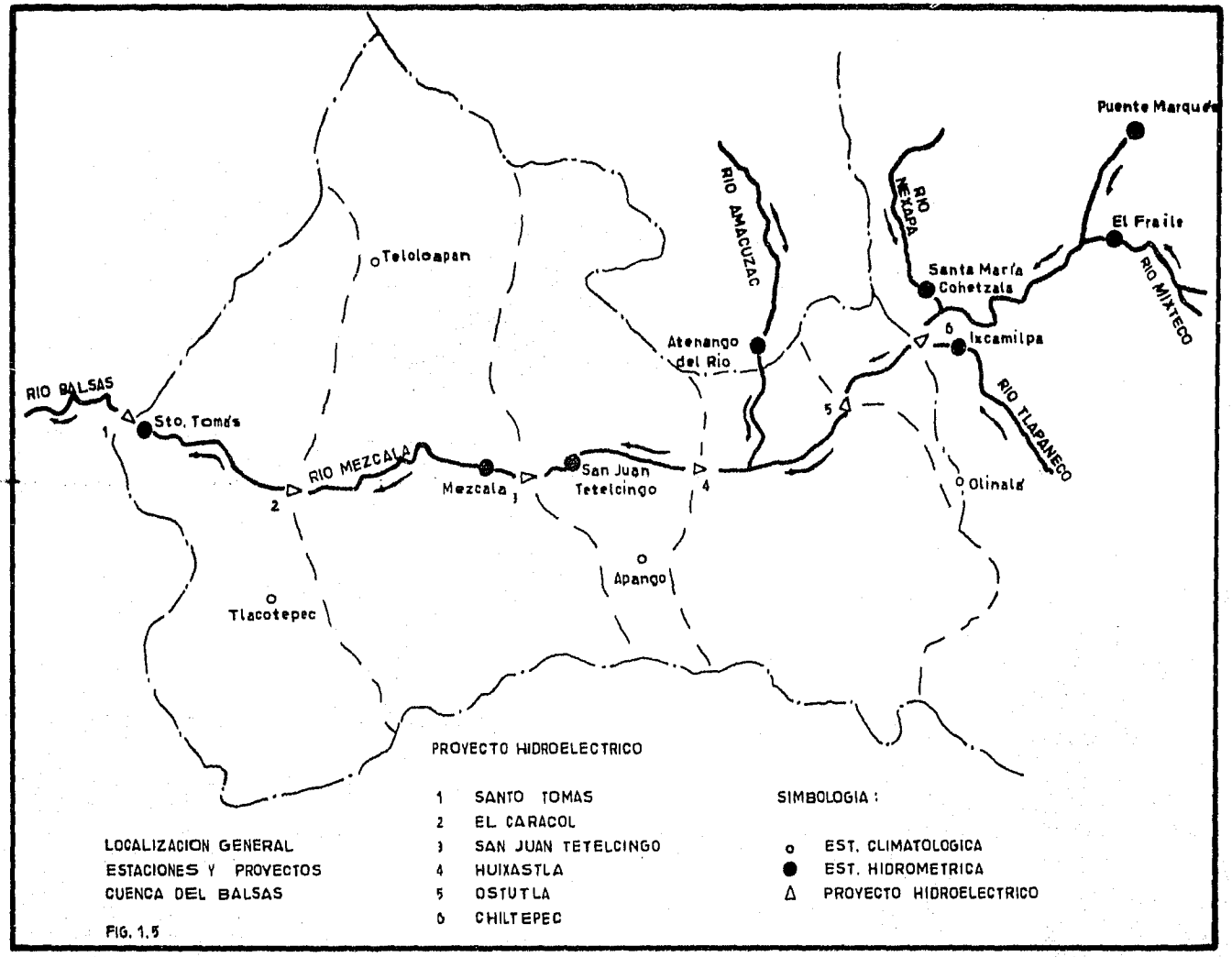

RIO BALSAS
Sto. Tomás
RIO MEZCALA
Mezcala
San Juan Tetelcingo
Atenango del Rio
RIO AMACUZAC
Tlacotepec
Apango
Olinalá
RIO TLAPANECO
Ixcamilpa
Santa María Cohetzala
RIO MEXAPA
El Fraile
Puente Marqués
RIO MIXTECO
PROYECTO HIDROELECTRICO
1 SANTO TOMAS
2 EL CARACOL
3 SAN JUAN TETELCINGO
4 HUIXASTLA
5 OSTUTLA
6 CHILTEPEC
SIMBOLOGIA :
EST. CLIMATOLOGICA
EST. HIDROMETRICA
PROYECTO HIDROELECTRICO
LOCALIZACION GENERAL
ESTACIONES Y PROYECTOS
CUENCA DEL BALSAS

FIG. 1.5

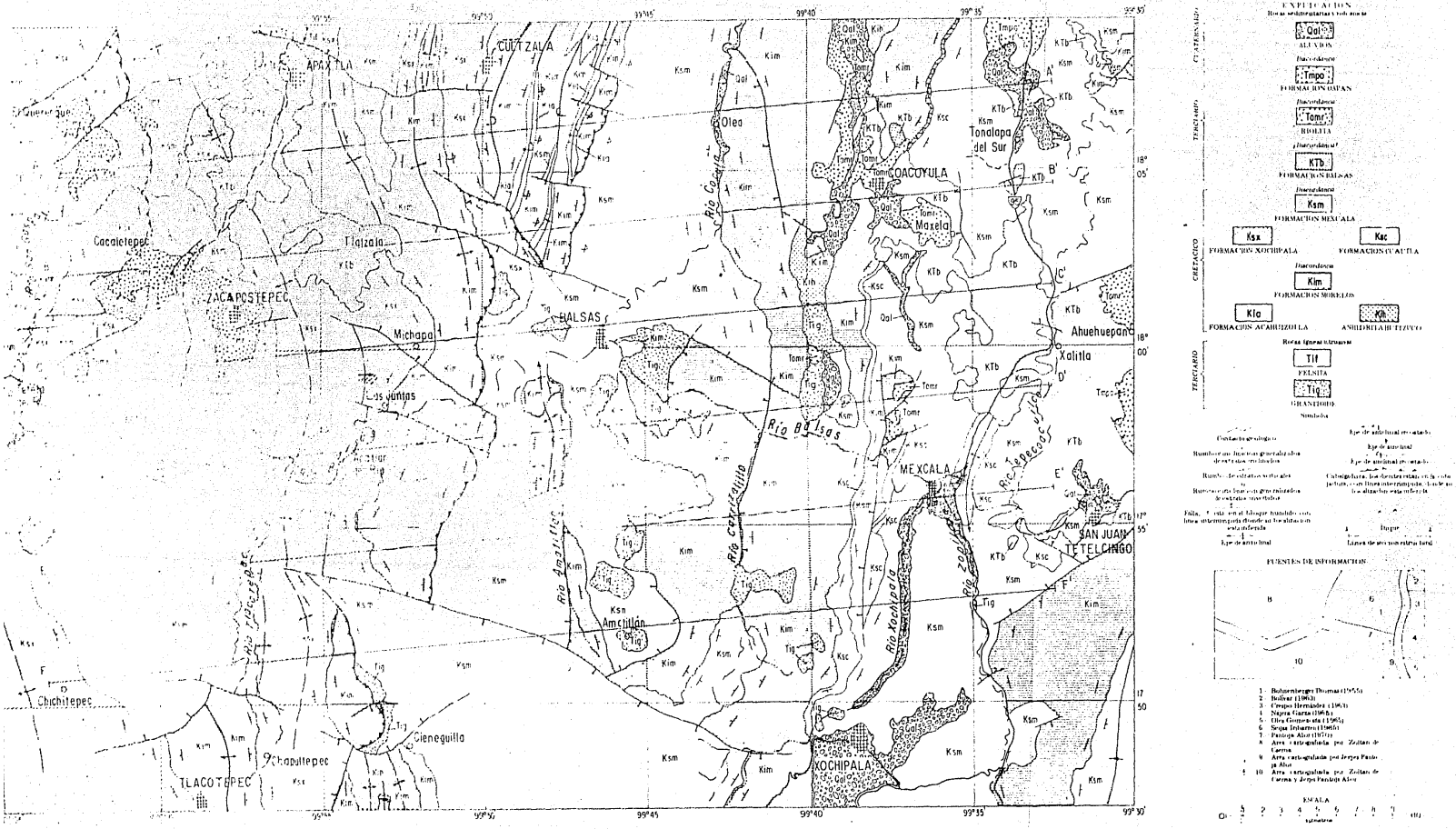
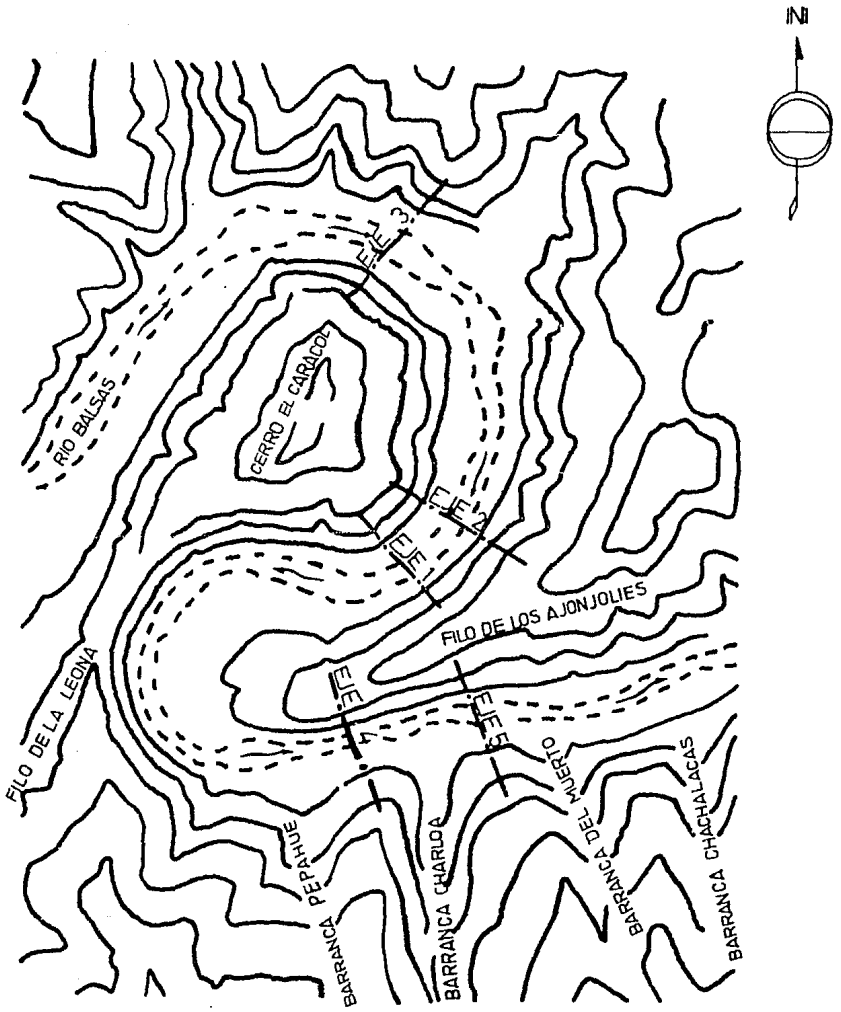


FIG. 1.6 MAPA GEOLOGICO DE RECONOCIMIENTO DE LA REGION CIRCUNDANTE AL P.H. EL CARACOL



LOCALIZACION DE LOS 5 SITIOS ESTUDIADOS

FIG. 1.7

El empleo de los métodos de refracción sísmica, potencial natural, magnométrico y geoeléctrico de resistividad, ayudaron a evaluar las propiedades índice de la roca y a delimitar los cuerpos ígneos intrusivos (diques) y otras discontinuidades.

Estos mismos métodos se utilizaron en las zonas consideradas inestables, para conocer el espesor del material deslizado y así cuantificar posteriormente sus grados de estabilidad, por haber sufrido derrumbes.

Algunos de los sondeos fueron instrumentados para conocer los niveles freáticos y las permeabilidades de la roca.

Toda la información geológico-estructural fué procesada para definir modelos sencillos que permitieron el diseño de los procedimientos de excavación, las técnicas de voladuras y los refuerzos necesarios para la roca (anclas, marcos de acero, concreto, etc.), incrementando los factores de seguridad tanto de las excavaciones temporales como definitivas. (Ver. Fig. 1.6).

1.2.3.4 Exploración.

El primer sitio en El Caracol fué parcialmente investigado en 1960 mediante 26 sondeos de exploración (2 189.50 m), dos pequeños socavones sobre la margen izquierda y un pequeño túnel (140 m), entre el cerro de El Caracol y El Filo de La Leona, pero el estudio se suspendió.

A mediados de 1973 se reanudaron los estudios geológicos.

Se eligió el sitio 2 ubicado a 230 m aguas abajo del primero y se perforaron 35 sondeos (2 654.30 m), abriendo 14 socavones (931.15 m).

El Anteproyecto consistía en ubicar las obras del desvío, vertedores y Casa de Máquinas sobre el Filo de La Leona en la margen izquierda: además,

para tener un estudio comparativo, se eligió el sitio 3 a 1.5 km aguas abajo del segundo.

En este último se abrió un socavón de 50 m en cada margen, pero se desechó por la mala calidad de la roca.

El sitio 4 se ubica 2 600 m aguas arriba del segundo, se exploró con un total de 189 sondeos (16 637.45 m), 63 socavones (2 950.30 m) y 15 cruceros (175.75 m), además se hicieron 8 sondeos a lo largo del río (111.05 m) para muestreo integral de los acarreos.

De igual forma y para tener otro estudio de comparación, se eligió el sitio 5, ubicado 500 m aguas arriba del cuarto sitio.

La mala calidad de la roca de la margen izquierda que se determinó mediante un sondeo, hizo que se desechara esa alternativa. (Ver Fig. 1.7).

1.2.3.5 Alternativas.

Los estudios anteriores se agrupan en 2 alternativas, la primera comprende los sitios 1, 2 y 3 donde los anteproyectos utilizaban la margen izquierda para ubicar las obras del Desvío, Excedencias y Casa de Máquinas.

La segunda alternativa comprende los sitios 4 y 5, donde las obras auxiliares y la Casa de Máquinas se ubicaron sobre la margen derecha.

La primera alternativa fué desechada por el panel de Consultores de la C.F.E. en septiembre de 1974, debido a los siguientes factores:

a) El Filo de la Leona presenta dimensiones menores a las de la Cortina proyectada y por ello no ofrecía estabilidad ni seguridad para el proyecto.

b) Debido a las condiciones hidráulicas, las obras civiles debían con

centrarse sobre la margen izquierda.

Las excavaciones proyectadas hubieran tendido a debilitar indiscutiblemente El Filo de La Leona.

c) Las exploraciones mostraron que la roca para la cimentación de la salida de los vertedores no era firme, ya que el terreno estaba constituído por aluviones del arroyo de Yetla.

d) La presencia de una zona inestable, producto de un antiguo deslizamiento sobre la margen izquierda, podía provocar la saturación de los materiales de su base y la consiguiente disminución de su ángulo de reposo.

El deslizamiento se hubiera convertido en una zona potencialmente inestable y peligrosa para el proyecto.

Por esta serie de factores se desplazó el eje de la Cortina al sitio 4, a 2 600 m aguas arriba del sitio 2.

En esa zona es espinazo de la margen derecha ofrecía mayor ancho y roca de mejor calidad.

Una vez seleccionado el sitio 4, se compararon dos alternativas de diseño de Cortina, una de materiales graduados y otra de arco de concreto.

Las condiciones geológico-estructurales, la composición litológica y la alta sismicidad de la región fueron los factores decisivos para la selección de la Cortina de materiales graduados.

1.3 Descripción del proyecto.

El Proyecto Hidroeléctrico "Ing. Carlos Ramírez Ulloa" (El Caracol) está planeado para una capacidad instalada de 570 MW y una generación media anual de 1320 GWH.

Quedará localizado en la subprovincia fisiográfica de la Cuenca Balsas-Mexcala (Raisz-1959) o simplemente Cuenca del Balsas (Ordoñez-1946).

Esta región tiene una superficie aproximada de 113 000 km^2 y se ubica principalmente en un terreno accidentado donde sólo el 6% de la extensión total corresponde a terreno plano (De la O Carreño-1954).

El escurrimiento superficial corresponde sólo al 19.6% de la precipitación, la infiltración al 14% y la evaporación al 66.5% (De la O Carreño-1954).

El Río Balsas tiene tres afluentes cercanos al proyecto y a su futuro embalse y son el Río Tepecoacuilco, Cocula y Oxtotitlán.

Fluyen desde el Norte y vierten sus aguas a la corriente del Balsas a la altura de los poblados de Mezcala, Estación Balsas y Tetela del Río respectivamente.

Desde el Sur, los afluentes perennes son los ríos Zopilote y Xochipala que desembocan en el Balsas cerca del poblado de Mezcala, los ríos Carrizalillo y Amatitlán que desembocan uno al Oriente y otro al Poniente de la Estación Balsas, el Río Tlacotepec que desemboca al Poniente de Acatlán del Río y finalmente el Río Huautla que desemboca cerca de Tetela del Río, aguas abajo del sitio del proyecto.

Las observaciones hidrométricas efectuadas por la C.F.E. en la estación de aforo de El Caracol indican que el Río Balsas en este sitio tiene un

gasto medio de 246 m^3/seg durante los meses de junio a septiembre de - 130.10 m^3/seg durante los meses de octubre a enero, y de 43.30 m^3/seg durante los meses de febrero a mayo.

El material que lleva en suspensión corresponde a 29'323,872 m^3 anuales (período 1960-1973 - S. Tomás).

El cauce del Balsas tiene en esta zona un ancho casi constante en época de estiaje de 80 m, bordeado en sus márgenes por playones de acarreo alternados consecutivamente.

La granulometría del acarreo es irregular, predominando básicamente - las arenas, con un bajo porcentaje de gravas gruesas y medianas, el diámetro de los elementos más gruesos es del orden de 40 cm.

DATOS HIDROLOGICOS

área de la cuencia tributaria	48 837 km^2
precipitación media anual	1 100 mm
escurrimiento medio anual (1951-1976)	5 520 x 10^6 m^3
evaporación media anual	2 600 mm
gasto medio anual	199.89 m^3/seg
avenida máxima de desvío (T_r = 100 años)	3 750 m^3/seg
avenida máxima probable	17 760 m^3/seg

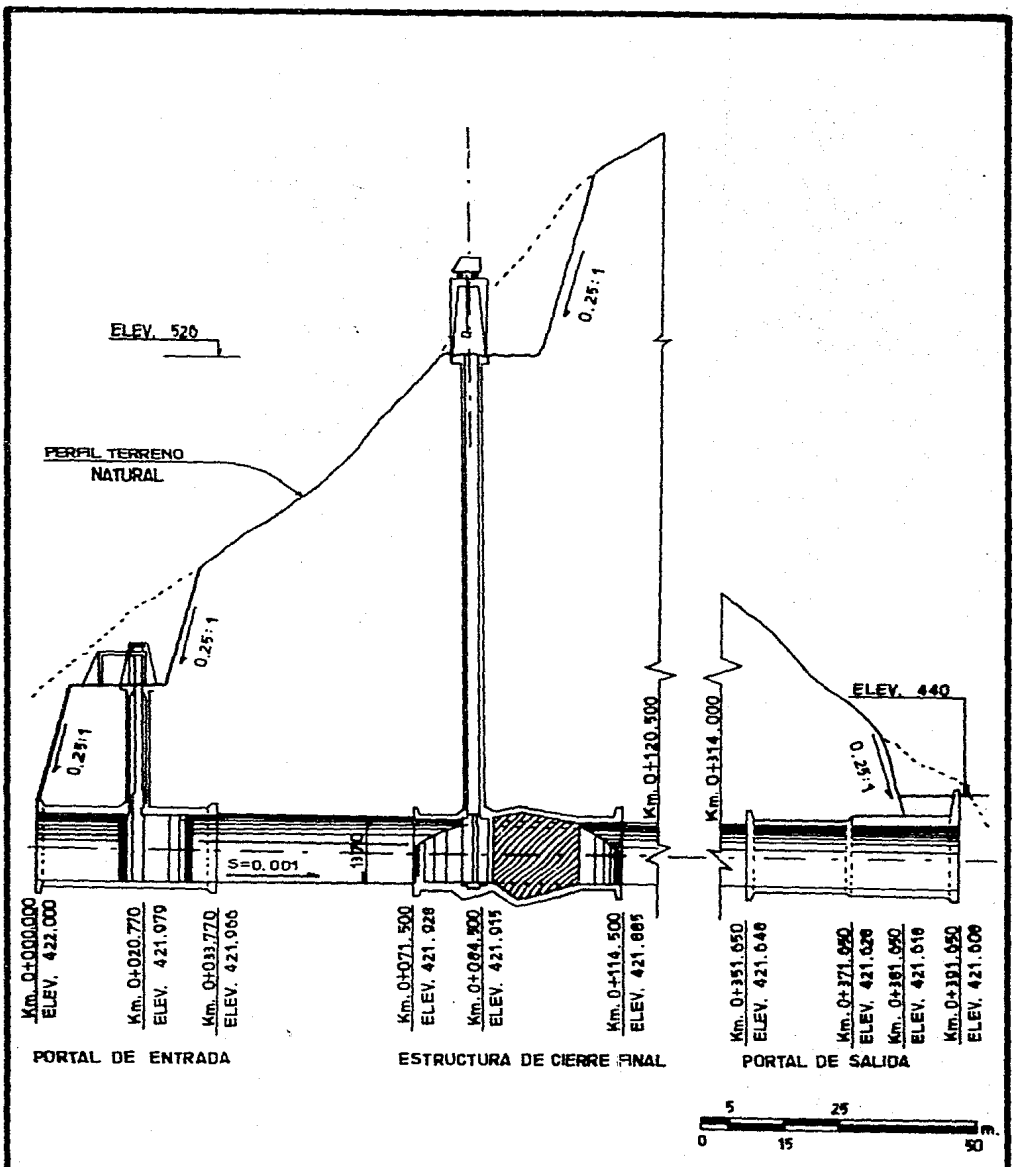
DATOS DEL EMBALSE

capacidad total al NAME	1 750 x 10^6 m^3
capacidad útil al NAMO	1 530 x 10^6 m^3
capacidad muerta al NAMín	829 x 10^6 m^3
capacidad para control de avenidas	220 x 10^6 m^3
área máxima de embalse	46.8 km^2
elevación máxima de embalse NAME	521 m
elevación máxima de operación NAMO	515 m
elevación mínima de operación NAMín	495 m

1.3.1 Obra de desvío.

La obra del desvío consiste en 2 túneles de sección tipo portal de 13 m de altura total y aproximadamente 400 m de longitud cada uno, con un desnivel de 5 m entre ambos y pendientes interiores de 0.01% y 1.3616%.

Las ataguías se proyectaron en base a los gastos máximos registrados en las estaciones hidrométricas de San Juan Tetelcingo y Santo Tomás para obstaculizar el gasto de estiaje, la de aguas arriba tiene la corona a la elevación 460 m y la de aguas abajo a la 400 m, ambas son de enrocamiento a volteo, el corazón es de arcilla impermeable y los taludes tienen pendientes de 2:1 y 1.5:1. (Ver Fig. 1.8).



OBRA DE DESVIO

CORTE LONGITUDINAL POR EL TUNEL Nº 1

FIG. 1.6

1.3.2 Cortina.

En abril de 1981 se inició la construcción de la Cortina de materiales graduados, proyectada con una altura máxima de 134 m desde el desplante y una longitud máxima de 365 m en la corona.

En la construcción del corazón impermeable se está utilizando material arcilloso CL-CH con LP de 9 a 33% y 30 a 51% respectivamente.

Los filtros de grava-arena y el material de las zonas de transición se toma en parte del producto de la rezaga de las excavaciones de la obra.

El enrocamiento se obtiene de la pedrera denominada Chachalacas, ubicada aguas arriba de la margen izquierda y de las excavaciones de la obra. (Ver. Fig. 1.9).

DATOS DE LA CORTINA

tipo: materiales graduados

eje : curvo

taludes: 2.1

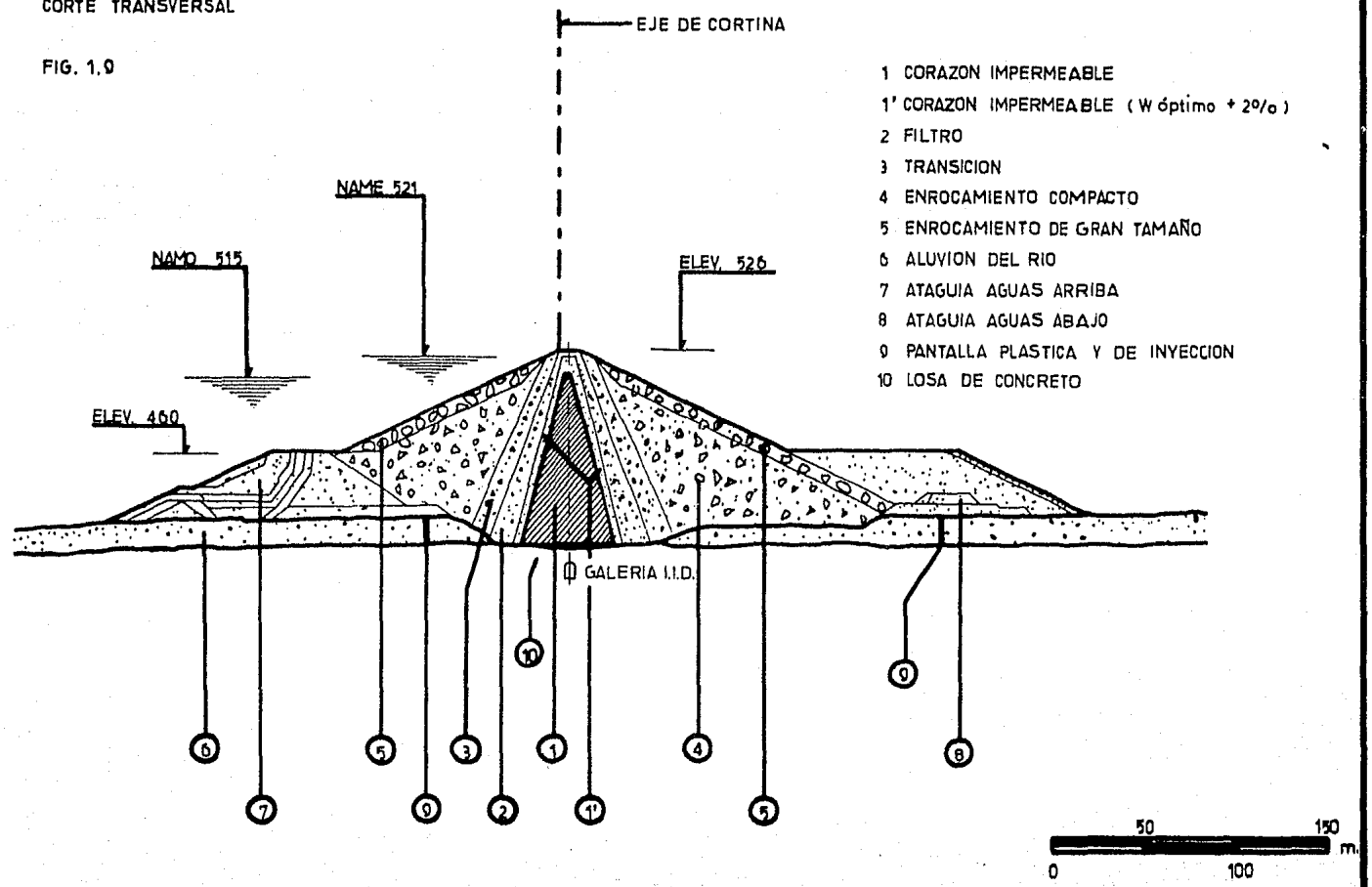
altura máxima desde el desplante	134 m
elevación de la corona	526 m
ancho de la corona	12 m
longitud máxima de la corona	365 m
bordo libre	5 m
volumen parcial de la Cortina	5'908,397 m^3
volumen del corazón impermeable	928 343 m^3
volumen de los filtros	453 607 m^3
volumen de las zonas de transición	1'162,748 m^3
volumen del enrocamiento	3'363,699 m^3

volumen de la ataguía aguas arriba	772 500 m^3
volumen de la ataguía aguas abajo	48 850 m^3
volumen total de la Cortina	6'729,747 m^3

CORTINA

CORTE TRANSVERSAL

FIG. 1.9



1.3.3 Obra de la Toma.

El acceso a la Obra de Toma, sobre la margen derecha del río, se proyectó con una plantilla a la elevación 470 m y una serie de precortes hasta de 56 m de altura.

Consta de tres tomas independientes con estructura de rejillas y lumbreras con ranuras para compuertas de emergencia y compuertas de servicio, permitiendo la entrada de un gasto máximo de 257 m^3/seg. (Ver. Fig. 1.10).

DATOS DE LA OBRA DE TOMA

tipo: rampa controlada con compuertas en lumbrera

estructura: rejillas inclinadas 60°

número de tomas: tres

gasto máximo por toma: 257 m^3/seg

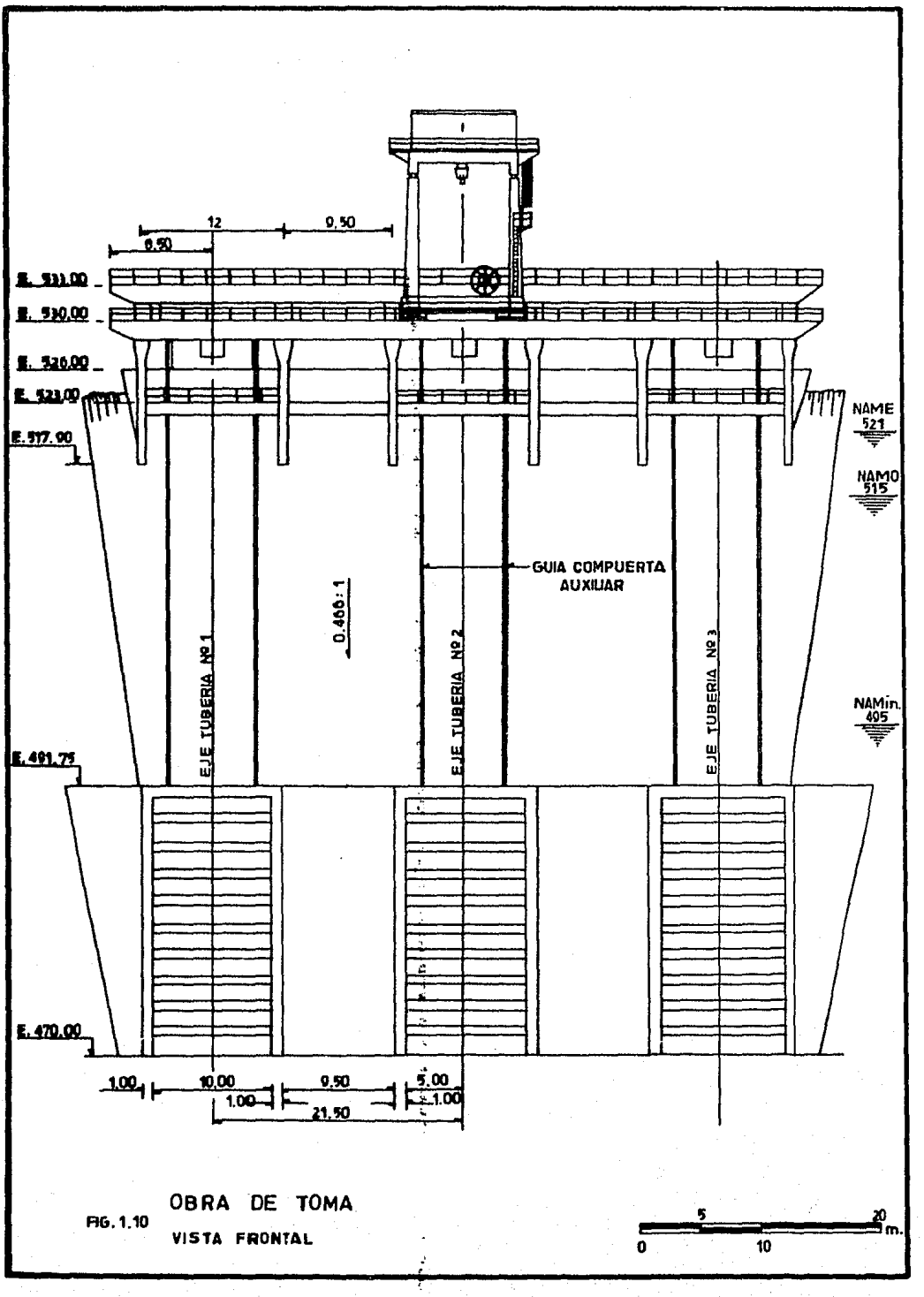


FIG. 1.10 OBRA DE TOMA

VISTA FRONTAL

1.3.4 Obra de Excedencias.

De acuerdo al anteproyecto, la Obra de Excedencias se construye en la zona denominada El Filo de los Ajonjolíes sobre la margen derecha del Río Balsas.

Es del tipo cimacio con cresta controlada mediante compuertas radiales para desalojar bajo una política de operación el gastos de diseño.

Las dimensiones de cada una de las 8 compuertas es de 9.70 x 23.00 m y el gasto correspondiente a la avenida de entrada al vaso es de 17 760 m^3/seg (pico de la Avenida Máxima Probable) con el cual se diseñó la obra.

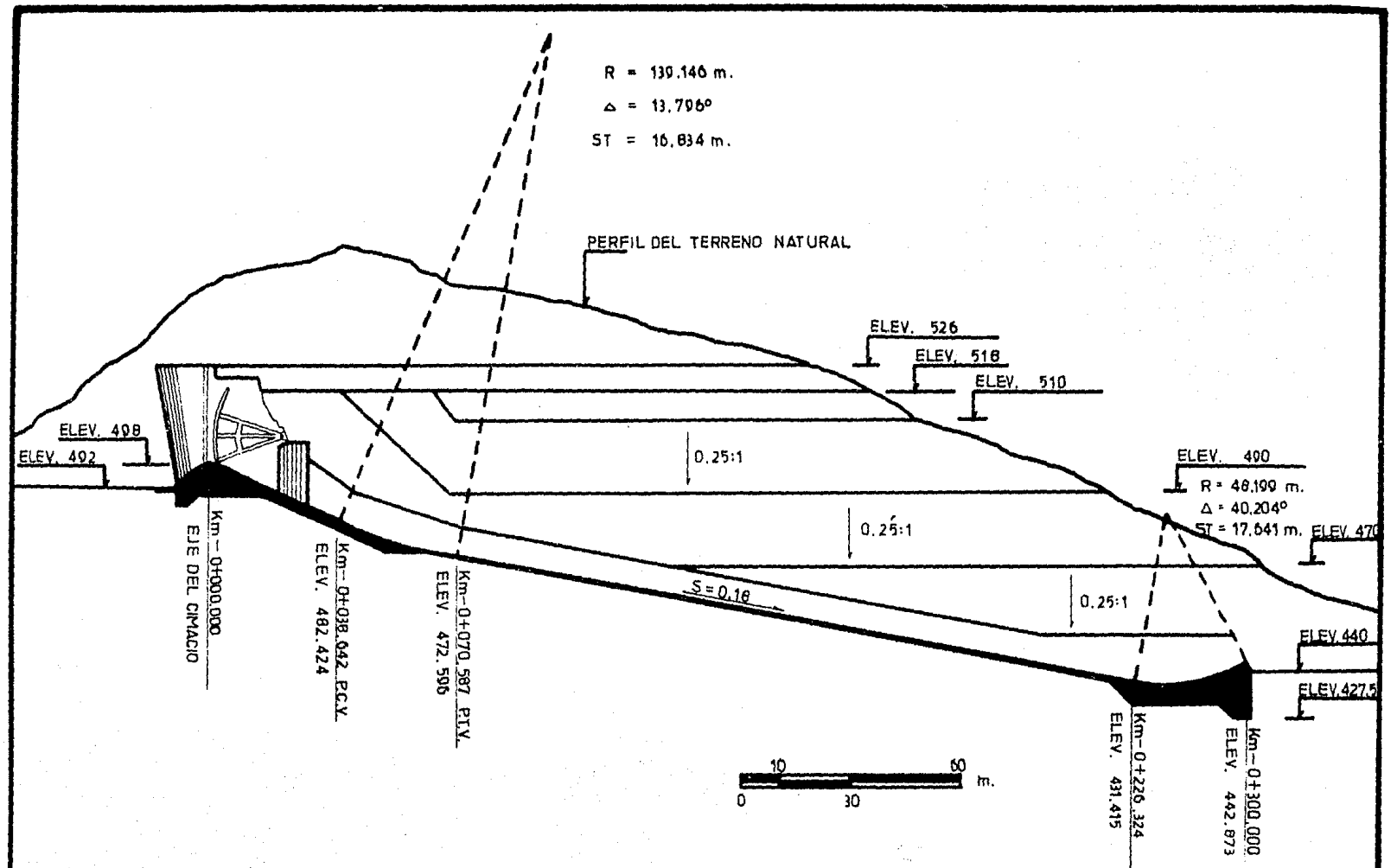
La descarga se efectuará mediante dos canales excavados a cielo abierto, de sección trapecial y revestidos de concreto.

Toda la losa del piso de los canales tiene 0.60 m de peralte y S = 0.18, se protegerá con una red de drenaje y un sistema de anclaje.

En el cuerpo del cimacio se tiene proyectada una galería de inyección, inspección y drenaje para los trabajos que se realizan durante la etapa constructiva y posteriormente en la etapa de operación y mantenimiento. (Ver. Fig. 1.11 y 1.12).

DATOS DEL VERTEDOR

elevación de la cresta del cimacio	498 m
longitud total de la cresta	77.60 m
tipo de compuertas de servicio	radiales
tipo de compuertas de emergencia	agujas
número de compuertas	8
capacidad máxima de descarga por canal	8 880 m^3/seg
ancho por cada canal de descarga	52.30 m
estructura terminal	deflector
ángulo de salida del deflector	30°
perfil del cimacio ($H_{máx} \div H_{diseño}$)	1.33



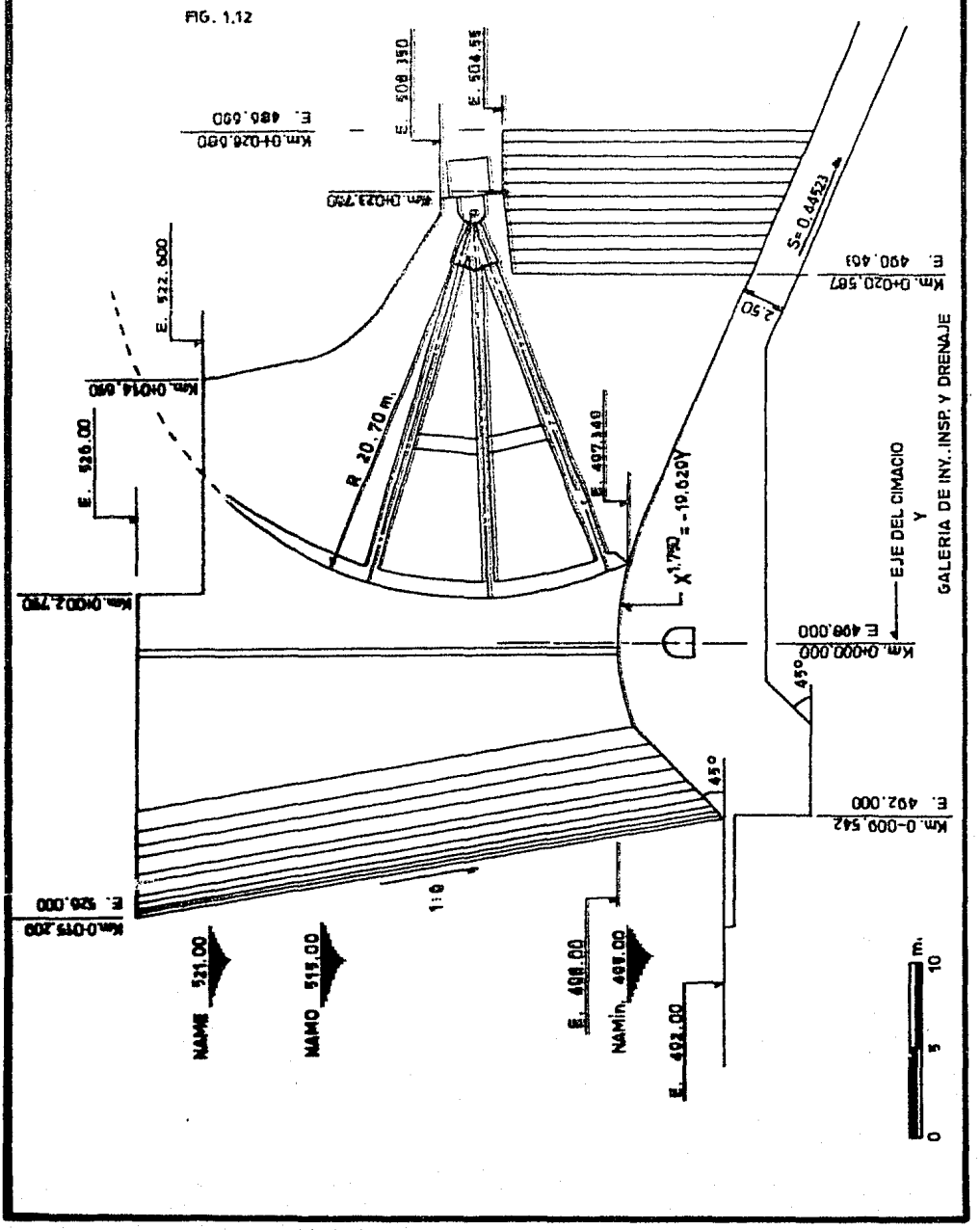
CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DEL VERTEDOR

FIG. 1.11

ESTRUCTURA DE CONTROL

CORTE TRANSVERSAL AL EJE DEL VERTEDOR

FIG. 1.12



1.3.5 Tubería a Presión.

En la Obra de Toma se localizan las compuertas de servicio e inmediatamente después las conducciones a presión.

Son túneles cuya función es llevar el agua hacia las turbinas alojadas en la Casa de Máquinas.

El proyecto consiste básicamente en un tramo semihorizontal y otro inclinado, conectados entre sí por curvas verticales.

El tramo semihorizontal es de 210 m de longitud, 8.62% de pendiente y 8.00 m de diámetro interior con revestimento de concreto.

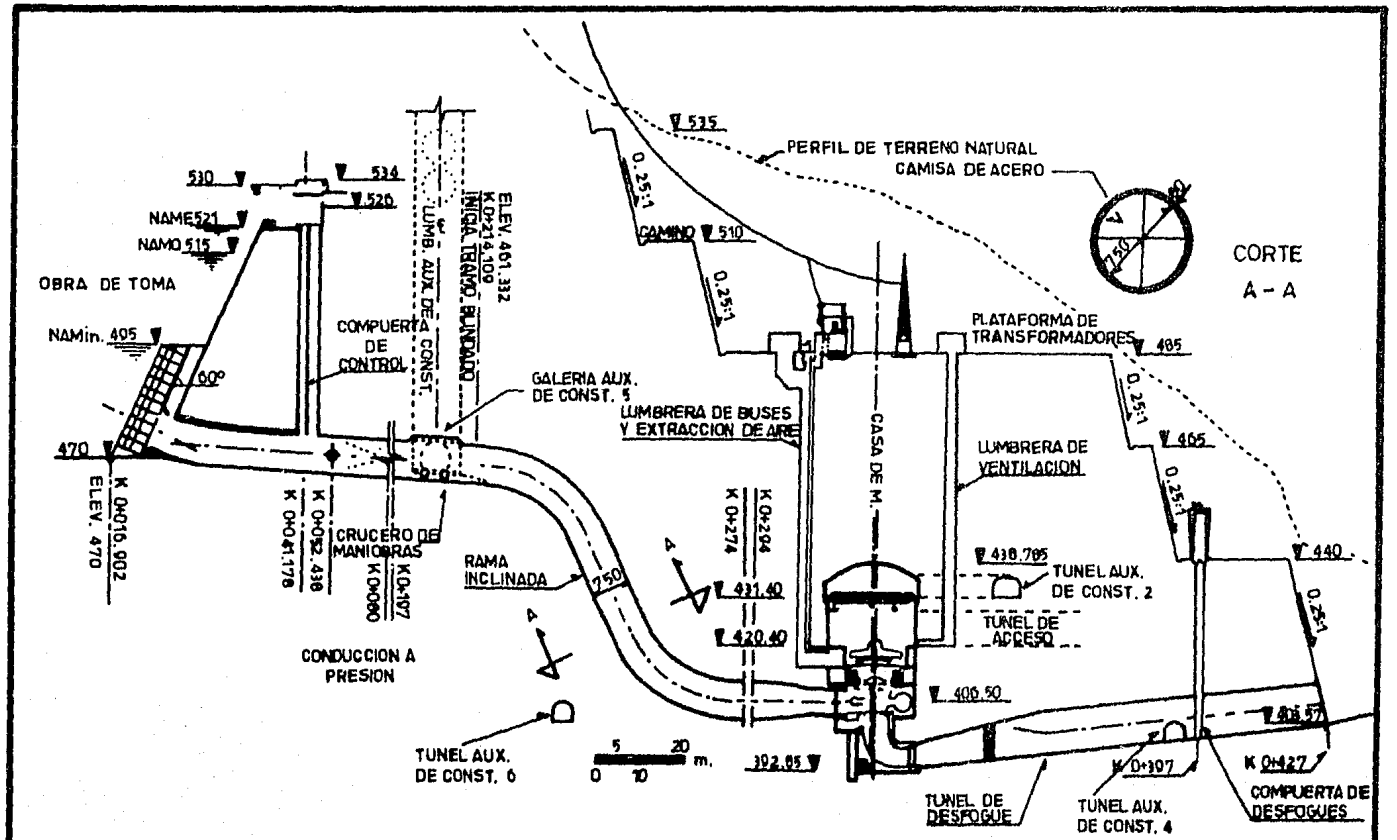
Sigue con una curva vertical de 25° y 25 m de radio que se conecta al tramo inclinado 65° y 25 m de longitud.

Otra curva vertical lleva finalmente con 25° de inclinación y 25 m de longitud, al tramo horizontal de 12 m de longitud y un diámetro que se reduce hasta alcanzar 7.50 m, para acoplarse a presión con su correspondiente turbina.

La zona revestida de concreto tiene 0.60 m de espesor en promedio y el blindaje de acero varía de 38.10 a 44.45 mm de espesor con una camisa de concreto. (Ver. Fig. 1.13).

DATOS DE LAS TUBERIAS A PRESION

número de conducciones a presión	3
gasto de diseño de turbinas	247 m^3/seg
diámetro interior de la conducción	8-7.50 m
longitud total por conducción	297 m
pérdida de carga con gasto de diseño	1.70 m
altura de diseño	91.30 m
velocidad en Ø = 8 m y gasto de diseño	4.91 m/seg
velocidad en Ø = 7.50 m y gasto de diseño	5.59 m/seg



PLANTA HIDROELECTRICA "ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA"

PERFIL POR LA UNIDAD Nº 2

FIG. 1.13

1.3.6 Casa de Máquinas.

Se proyectó una bóveda subterránea de 114 m de longitud, 20 m de ancho y 39 m de altura.

En ella se alojarán tres unidades turbogeneradoras de 190 MW cada una, alimentadas por conducciones a presión y descargando en un túnel de desfogue individual.

En el paño aguas arriba e integrada a la Casa de Máquinas, se construirá la Sala de Tableros de 25 x 15 m de base y 30 m de altura. (Ver Fig. 1.14).

DATOS DE LA CASA DE MAQUINAS

tipo	subterránea
turbinas del tipo	Francis
eje	vertical
caída neta	potencia
altura de diseño	91.30 m
gasto de diseño por unidad	247 m^3/seg
número de unidades	3
factor de planta	0.26
volumen de excavación	81 000 m^3

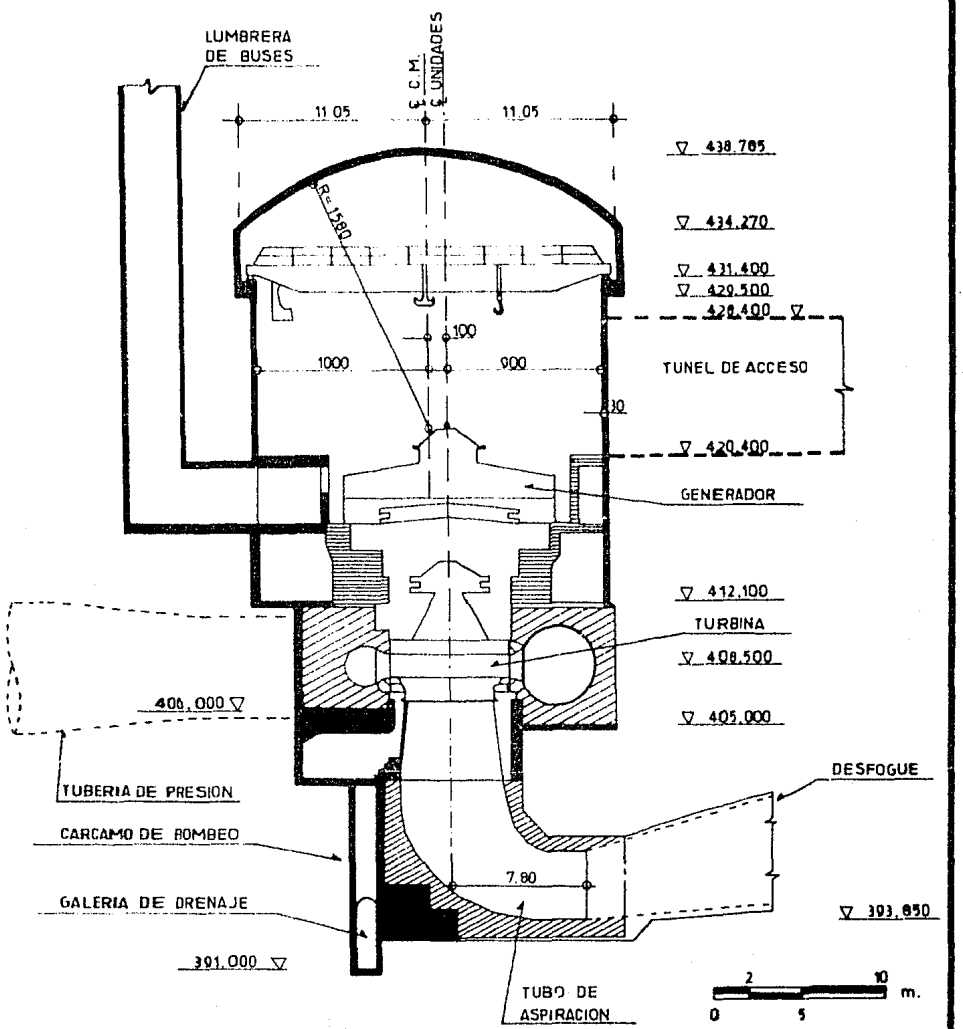


FIG. 1.14

CASA DE MAQUINAS

CORTE TRANSVERSAL

1.3.7 Plataforma de Transformadores.

Será un tajo excavado a la elevación 485 m en el flanco Norte de la - margen derecha, sobre la Casa de Máquinas, con un área de 3 300 m^2.

La excavación requiere de varios precortes para lograr una altura máxima de 80 m con pendientes de 0.25:1 y un volumen total de 160 000 m^3 de material por excavar. (Ver. Fig. 1.13).

DATOS

GENERADORES

Capacidad nominal	208 000 KVA
Frecuencia	60 cps
Factor de potencia	0.95
Tensión nominal	16 KV
Número de polos	56
Velocidad de desboque	250 rpm

TRANSFORMADORES DE POTENCIA

Tipo de unidad	monofásico
Tipo de enfriamiento	OA/FOA/FOA
Capacidad nominal (Banco Monofásico)	225 MVA
Tensión primaria	16 KV
Tensión secundaria	230 KV

1.3.8 Túneles de Acceso.

El acceso definitivo a la Casa de Máquinas y a la Sala de Tableros se hará mediante un túnel de sección tipo portal de 8 m de altura (radio = 5 m.) y una longitud total de 290 m.

Además se construirá un túnel provisional para el acceso, de 5 m. de altura, de sección tipo portal y 590 m. de longitud, parte del cual será finalmente taponado con concreto.

Este proceso no impedirá el paso a las galerías de drenaje e inyección. (Ver. Fig. 1.13 y 1.14).

1.3.9 Obra de Desfogues.

Comprende tres túneles de sección compuesta (circular-rectangular) con longitud de 62 m., 78 m. y 98 m. para las unidades generadoras 1, 2 y 3 respectivamente y una pendiente del 1%, para desalojar un gastos de 245 m^3/seg cada uno. (Ver Fig. 1.13 y 1.14).

CAPITULO SEGUNDO

II.- ESTUDIO HIDROLOGICO

DEDUCCION DE LA AVENIDA DE DISEÑO

2.1 Estudio Hidrológico.

2.1.1 Estimación de volúmenes escurridos.

La Cuenca del Río Balsas cuenta con 10 estaciones de interés para sus Proyectos Hidroeléctricos en estudio.

En cuanto a escurrimiento se refiere, los estudios anteriores se han elaborado con base en registros de las estaciones hidrométricas de Santo Tomás y San Juan Tetelcingo, del período 1951-1976.

Haciendo una revisión de la información hidrométrica disponible, se encontró que la estación Mezcala tiene un registro más amplio (1938-1979) y que el período no considerado anteriormente era 23% más seco.

Después se demostró por medio de correlación de registros mensuales de Mezcala y San Juan Tetelcingo con Santo Tomás, que Mezcala midió bien durante el período 1952-1979.

Además se analizaron diversas estaciones climatológicas e hidrométricas de la Cuenca del Balsas, en el período 1938-1951, y los resultados indicaron que fué cuando menos un 25% más seco.

En 1975 se instaló la estación hidrométrica de El Caracol, pero su período de registro es muy pequeño y sólo se utilizó de apoyo para corroborar -

la información deducida a partir de las otras estaciones.

Se utilizaron las estaciones Santo Tomás y Mezcala para calcular los escurrimientos hasta el sitio del proyecto (1938-1979).

También se cuenta con la siguiente información de áreas:

SITIO	AREA DRENADA (km^2)	AREA ENTRE SITIOS (km^2)
Estación Mezcala	42 280	
		3 317
P.H. El Caracol	45 597	
		3 183
Estación Santo Tomás	48 780	

Con base en la información disponible, se procedió conforme a la siguiente metodología:

1.- Se trasladaron los escurrimientos de ambas estaciones al sitio del proyecto, aumentando o restando la parte proporcional del área, según el caso.

$$\text{P.H. El Caracol} = \frac{45\ 597}{42\ 280} = 1.0785 \qquad \text{*Mezcala.}$$

$$\text{P.H. El Caracol} = \frac{45\ 597}{48\ 780} = 0.9347 \qquad \text{*Santo Tomás.}$$

2.- Para utilizar la información de las dos estaciones se estimó, por un lado el peso correspondiente al área de la cuenca propia drenada y por otro, los rendimientos hasta cada sitio.

	AREA (km^2)	%
Entre Mezcala y El Caracol	3 317	51
Entre El Caracol y Santo Tomás	3 183	49

Los rendimientos son:

$$\text{Hasta Mezcala} = \frac{4\ 770 \times 10^6\ m^3}{42\ 280\ km^2} = 0.1128 \times 10^6\ m^3/km^2$$

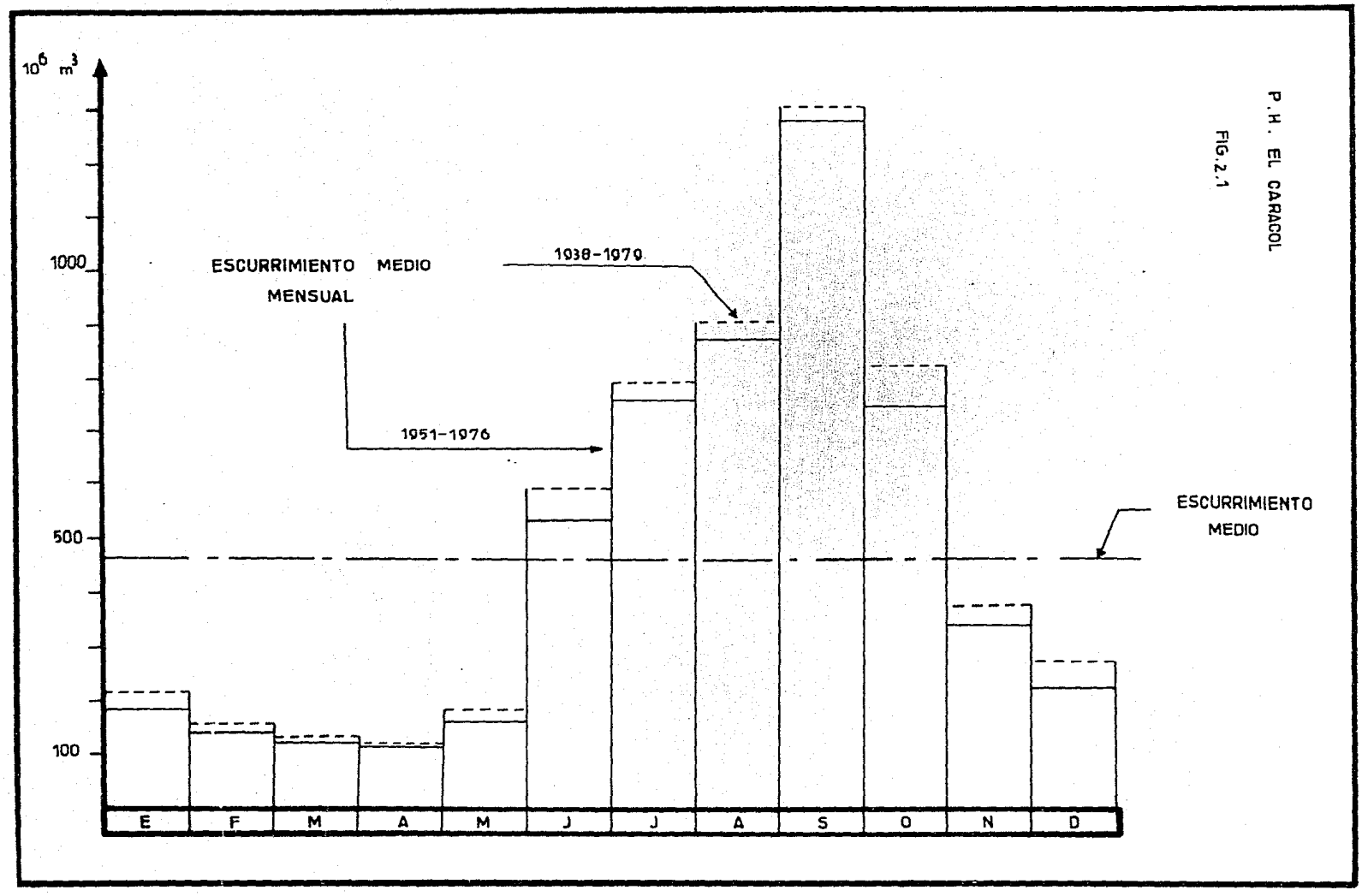
$$\text{Hasta Santo Tomás} = \frac{6\ 277 \times 10^6\ m^3}{48\ 780\ km^2} = 0.1287 \times 10^6\ m^3/km^2.$$

Con base en los resultados obtenidos y con la revisión de los escurrimientos en la estación El Caracol, se optó por darle un peso del 48% a la estación Mezcala y un 52% a Santo Tomás.

Así se tiene que:

$$\text{P.H. El Caracol} = {}^*\text{Mezcala} \times 0.48 + {}^*\text{Santo Tomás} \times 0.52$$
$$= (1.0785)\ (0.52) + (0.9347)\ (0.52) = 5\ 520 \times 10^6\ m^3.$$

Lo que representa el escurrimiento medio anual hasta el sitio del proyecto. (Ver. Fig. 2.1 y 2.2)



P.H. EL CARACOL

FIG. 2.1

ESCURRIMIENTO MEDIO

P.H. EL CARACOL

PERIODO 1938-1979

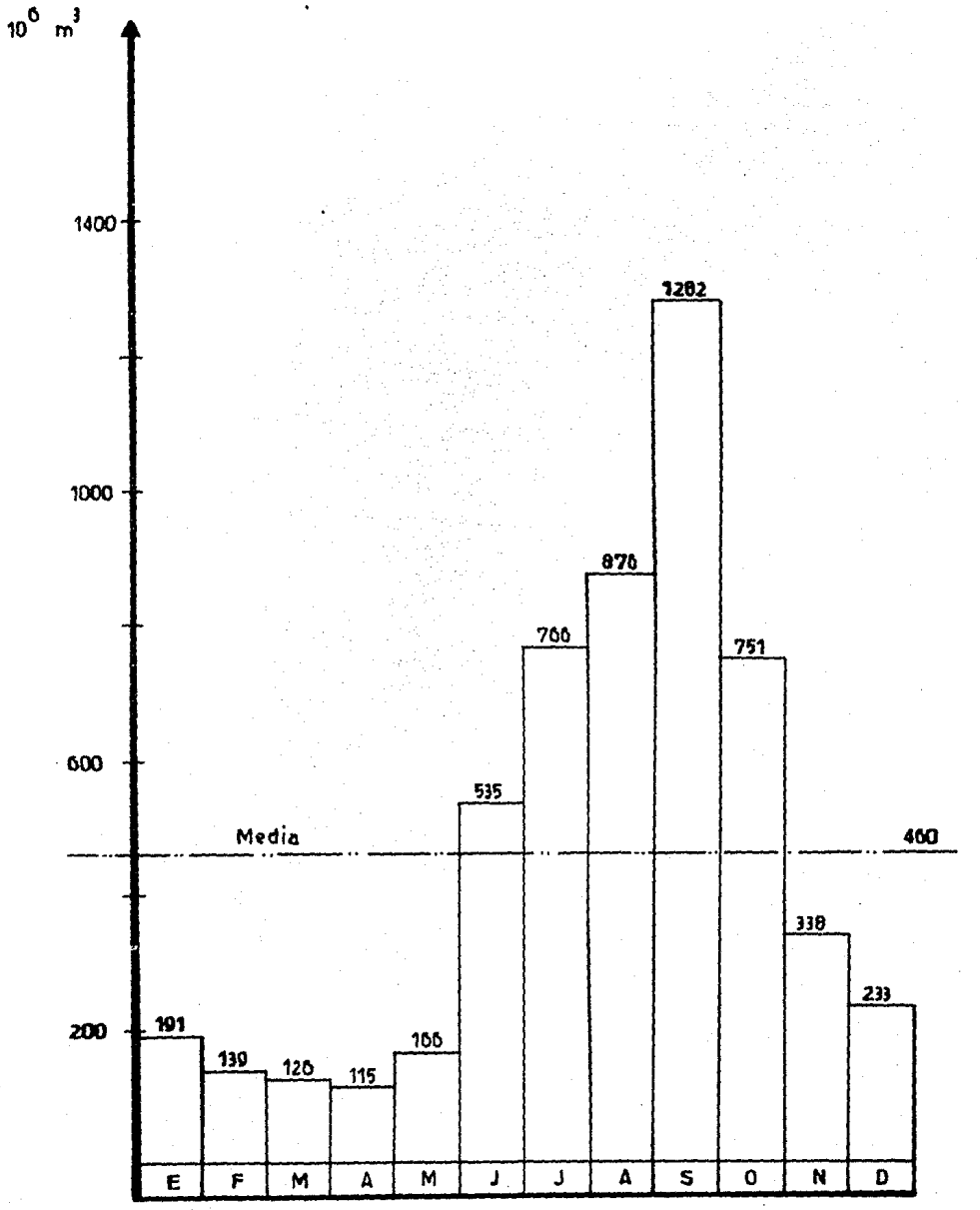


FIG. 2.2

2.1.2 Estimación de volúmenes de azolves.

En la zona en estudio existen dos estaciones que miden sólidos en suspensión: Mezcala y Santo Tomás.

A continuación se presenta el volumen de azolve obtenido para las estaciones mencionadas:

PERIODO 1938-1979

ESTACION	VOLUMEN DE AZOLVE	VOLUMEN ANUAL ESCURRIDO
Mezcala	19.233	4 770
Santo Tomás	29.163	6 277

Con la finalidad de estimar el volumen de azolve por sólidos en suspensión, para los proyectos de San Juan Tetelcingo y El Caracol, se ajustó una recta a los datos anteriores.

La ecuación de la recta es:

$$Y = 0.006589250\ X - 12.19772317$$

Donde:

Y = Volumen medio anual de azolve, en $10^6\ m^3$.

X = Volumen de escurrimiento medio anual, en $10^6\ m^3$.

Con esta expresión se interpoló y extrapoló linealmente el volumen de azolve correspondiente a los P.H. El Caracol y San Juan Tetelcingo, respectivamente.

Así, los volúmenes resultantes son:

SITIO	ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL (10^6 m^3)	VOLUMEN DE AZOLVE MEDIO ANUAL (10^6 m^3)
El Caracol	5 520	24.175
S. J. Tetelcingo	4 657	18.488

Utilizando los resultados anteriores, se puede obtener los aportes de la cuenca propia, simplemente con las diferencias entre cada proyecto.

De esta manera se obtiene un volumen de azolve medio anual de 5.687 x 10^6 m^3, para el P.H. El Caracol.

Alternativas posibles:

1.- Sin presas aguas arriba, la vida útil del P.H. El Caracol es de 12.8 años.

2.- Con presas aguas arriba, se tendría sólo el aporte de la cuenca propia, por lo tanto la vida útil aumenta a 54 años.

Considerando en ambos casos una capacidad útil hasta la Obra de Toma, de 309 x 10^6 m^3.

Por otro lado, se está elaborando un estudio de arrastre de fondo, el cual no se ha considerado en la estimación de la vida útil del proyecto.

Por lo anterior, se recomienda la construcción del Proyecto Hidroeléctrico San Juan Tetelcingo, para aumentar la vida útil del Proyecto Hidroeléctrico El Caracol.

Nota: Las estimaciones de volúmenes en suspensión fueron hechas considerando que el 100% se deposita en el vaso.

2.2 Deducción de la Avenida de Diseño.

La C.F.E. realizó una serie de estudios en base a experiencias anteriores, para deducir la Avenida Máxima Probable (A.M.P.) y diseñar la Obra de Excedencias del Proyecto Hidroeléctrico "Ing. Carlos Ramírez Ulloa" (El Caracol).

Los estudios fueron realizados por personal de la C.F.E., investigadores del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. y la asesoría de Harold P. Grout, del grupo de Consultores de la C.F.E.

El método hidrometeorológico utilizado es el de la Precipitación Máxima Probable (P.M.P.), del cual se dará una descripción general, así como la secuencia de cálculo adoptada, los resultados obtenidos y conclusiones al respecto.

2.2.1 Metodología.

El criterio utilizado consiste en trasponer al sitio de interés una serie de tormentas que permitan simular las condiciones más desfavorables que puedan ocurrir en tal sitio.

2.2.2 Tormentas de diseño.

Se hizo la selección de las ciclones Beulah-Matamoros y Manzanillo, cuya fecha de ocurrencia fue:

Beulah-Matamoros: 21 al 27 de septiembre de 1967.

Manzanillo: 24 al 27 de octubre de 1959.

Para su aplicación fué necesario hacer una estimación de los coeficientes de trasposición para cada sitio de interés. (Ver Fig. 2.3).

En el caso del ciclón Beulah se tienen 2 opciones:

a) El ciclón tal como ocurrió en Matamoros.

b) Los efectos del mismo en la vertiente Pacífico.

La primera opción se utilizó para cuencas mayores de 25 000 km^2 por ser la más desfavorable y la segunda en el caso contrario.

Por consideraciones hidrometeorológicas se propuso separar las avenidas provocadas por estos ciclones, en cuatro días entre los picos de los hietogramas correspondientes.

FACTORES DE TRASPOSICION

CUENCA DEL BALSAS

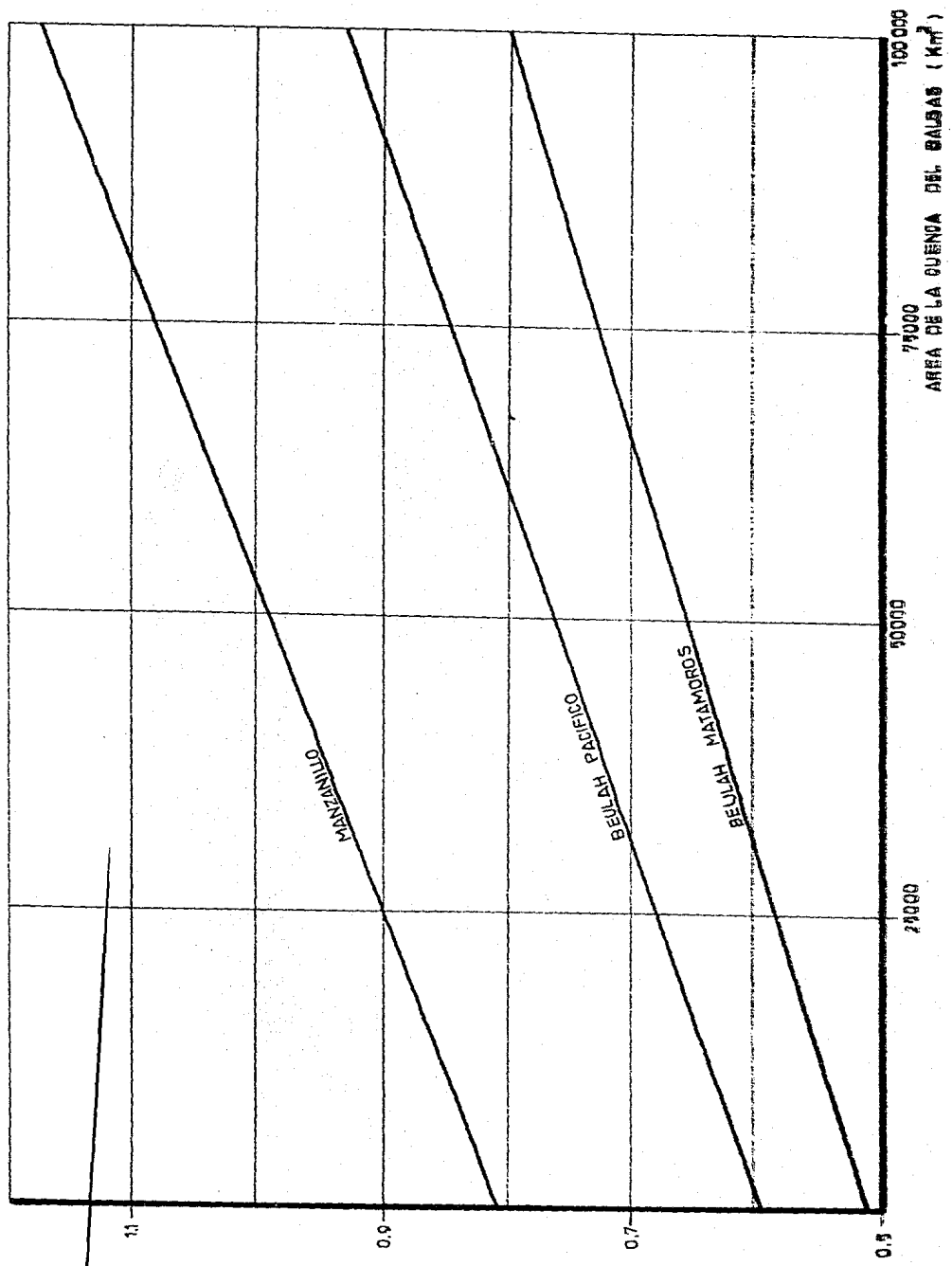


FIG. 2.3

2.2.3 Estación Hidrométrica Base.

Debido a que la estación hidrométrica El Caracol se instaló en 1975 y los registros que se tienen de ella son escasos para fines de proyecto, se eligió la estación hidrométrica San Juan Tetelcingo como base para el análisis de los gastos e hidrogramas necesarios.

La estación se localiza aproximadamente 80 km aguas arriba del sitio de proyecto y tiene un área tributaria de 42 707 km^2.

Cuenta con un hidrograma de la avenida registrada del 23 de septiembre al 1o. de octubre de 1967, cuyo gasto máximo fué de 1 823 m^3/seg y un volumen total de 711 x 10^6 m^3. (Ver Fig. 2.4).

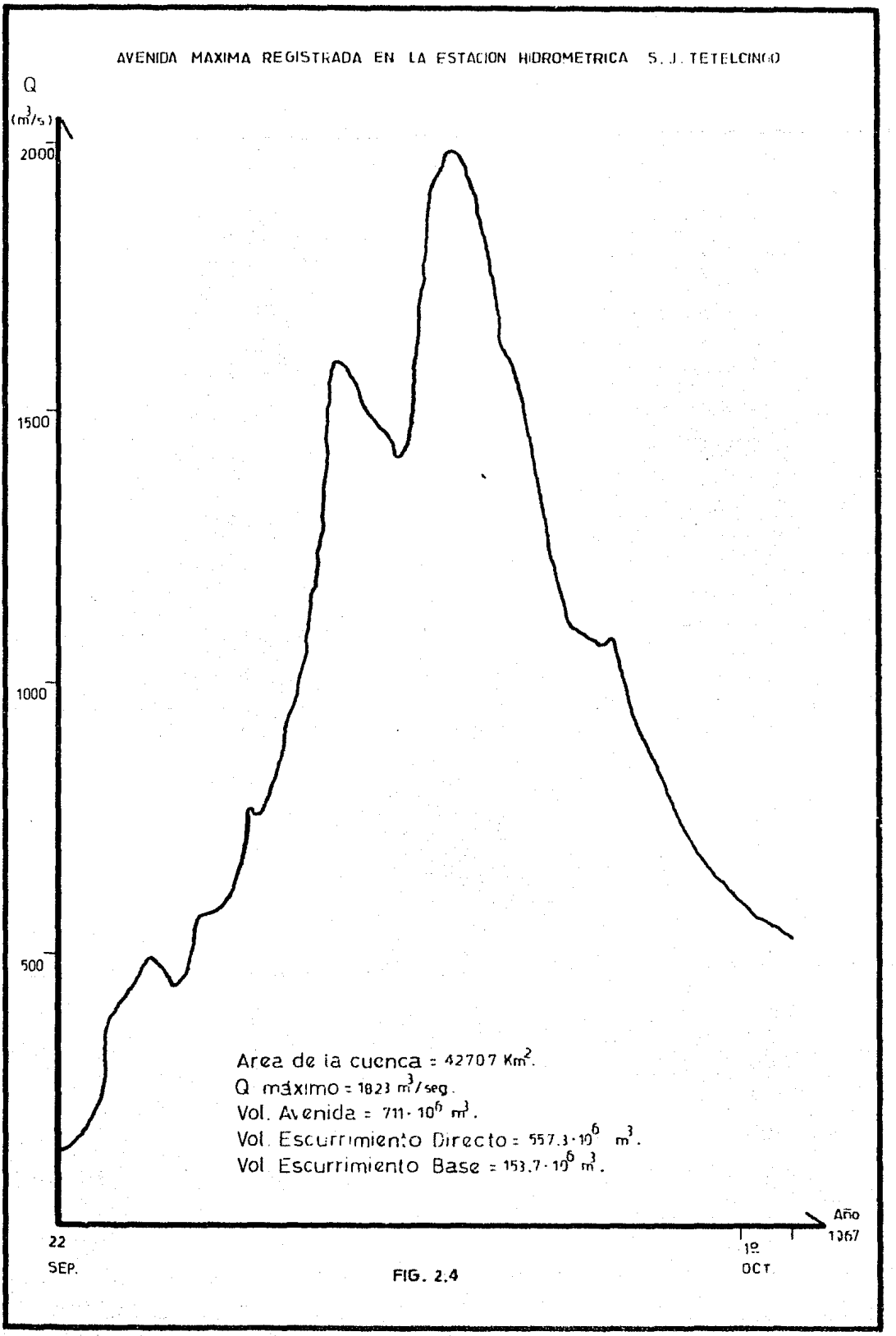

AVENIDA MAXIMA REGISTRADA EN LA ESTACION HIDROMETRICA S. J. TETELCINGO
Q
(m³/s)
2000
1500
1000
500
Area de la cuenca = 42707 Km².
Q máximo = 1823 m³/seg.
Vol. Avenida = 711 · 10⁶ m³.
Vol. Escurrimiento Directo = 557.3 · 10⁶ m³.
Vol. Escurrimiento Base = 153.7 · 10⁶ m³.
Año
1967
22
SEP.
1º
OCT.

FIG. 2.4

2.2.4 Hidrograma Unitario Instantáneo en San Juan Tetelcingo.

En base al registro de la estación hidrométrica base, y aplicando el método de Eagleson al hidrograma de precipitación efectiva y escurrimiento de la tormenta de septiembre de 1967 (Fig. 2.5), utilizando un programa de computadora del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. se obtiene el Hidrograma Unitario Instantáneo en San Juan Tetelcingo (Fig. 2.6).

Este hidrograma se tuvo que ajustar para evitar los números negativos y mantener el volumen unitario. (Fig. 2.7).

2.2.5 Hidrograma Unitario Adimensional en San Juan Tetelcingo.

Para determinar el Hidrograma Unitario Instantáneo en El Caracol, es necesario construir el Hidrograma Unitario Adimensional en San Juan Tetelcingo, y para ello se procedió de la siguiente forma.

Se determinó la pendiente media del cauce del río, considerando 3 tramos con estas características:

$L_1 = 123$ km $\quad \Delta h_1 = 200$ m $\quad S_1 = 0.00163$

$L_2 = 56$ km $\quad \Delta h_2 = 100$ m $\quad S_2 = 0.00179$

$L_3 = 145$ km $\quad \Delta h_3 = 420$ m $\quad S_3 = 0.00289$

$L_t = 324$ km

Con lo cual la pendiente media se calcula como:

$$\bar{S} = \left(\frac{L_t}{\frac{L_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{S_2}} + \frac{L_3}{\sqrt{S_3}}} \right)^2$$

$$\bar{S} = 0.00210$$

Se calculó el tiempo que transcurre entre el centro del hidrograma de precipitación efectiva y el de escurrimiento directo, resultando T = 60 hr.

Finalmente se trazó el Hidrograma Unitario Adimensional para San Juan Tetelcingo, considerando que la duración del Hidrograma Unitario Instantáneo es de 24 hr. (Ver Tabla 2.1 y Fig. 2.8)

Utilizando las recomendaciones del U.S.B.R. se ajustó el Hidrograma - Unitario Instantáneo para cada uno de los sitios de interés, de acuerdo a las características de la cuenca y a la duración requerida.

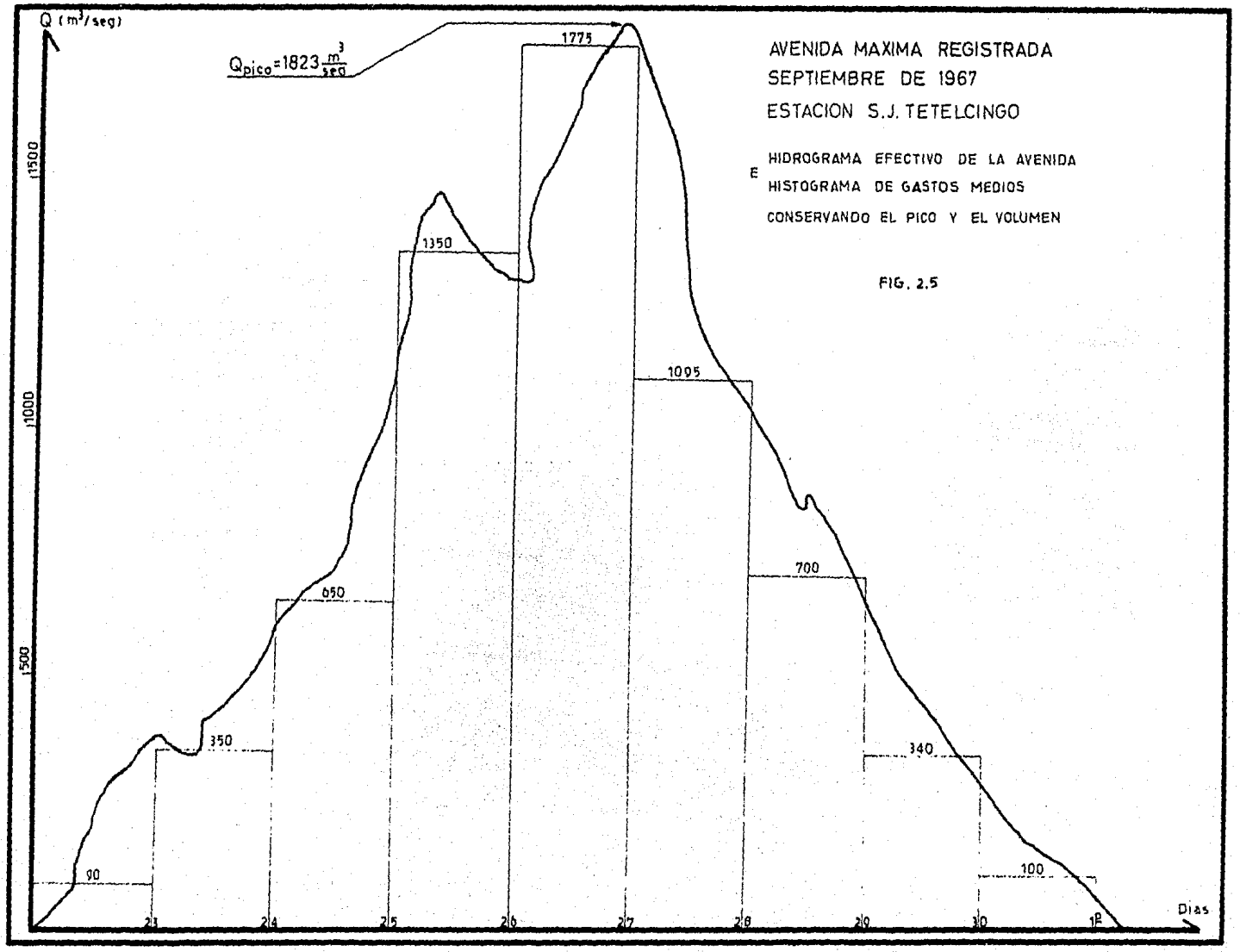

Q (m³/seg)
Qpico=1823 m³/seg
1500
1000
500
1775
1350
1005
700
650
350
340
100
90
23
24
25
26
27
28
29
30
1P
Dias
AVENIDA MAXIMA REGISTRADA
SEPTIEMBRE DE 1967
ESTACION S.J. TETELCINGO
HIDROGRAMA EFECTIVO DE LA AVENIDA
HISTOGRAMA DE GASTOS MEDIOS
CONSERVANDO EL PICO Y EL VOLUMEN

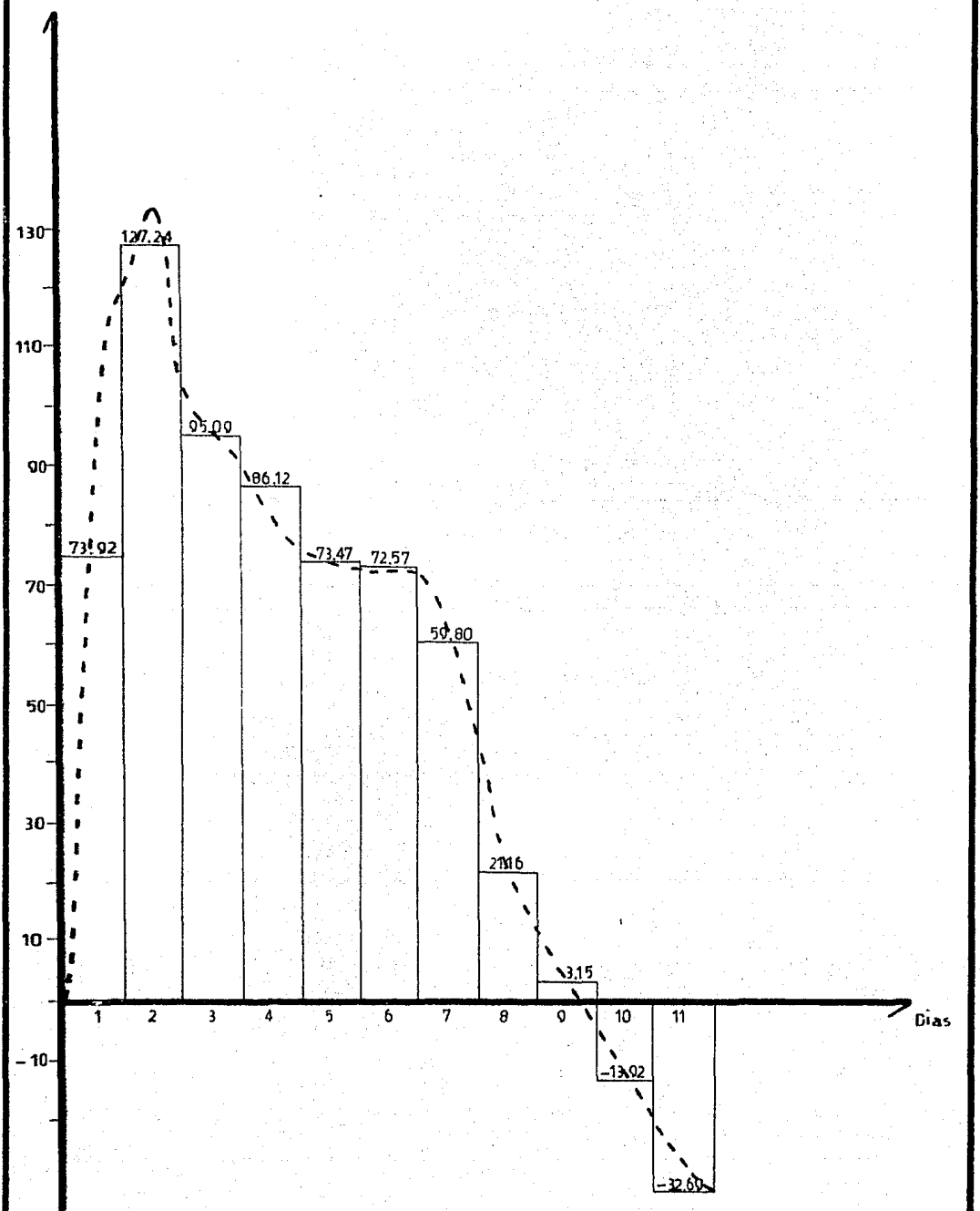
FIG. 2.5

HIDROGRAMA UNITARIO DE 24 HORAS

ESTACION S.J. TETELCINGO

(SIN AJUSTAR)

FIG. 2.6

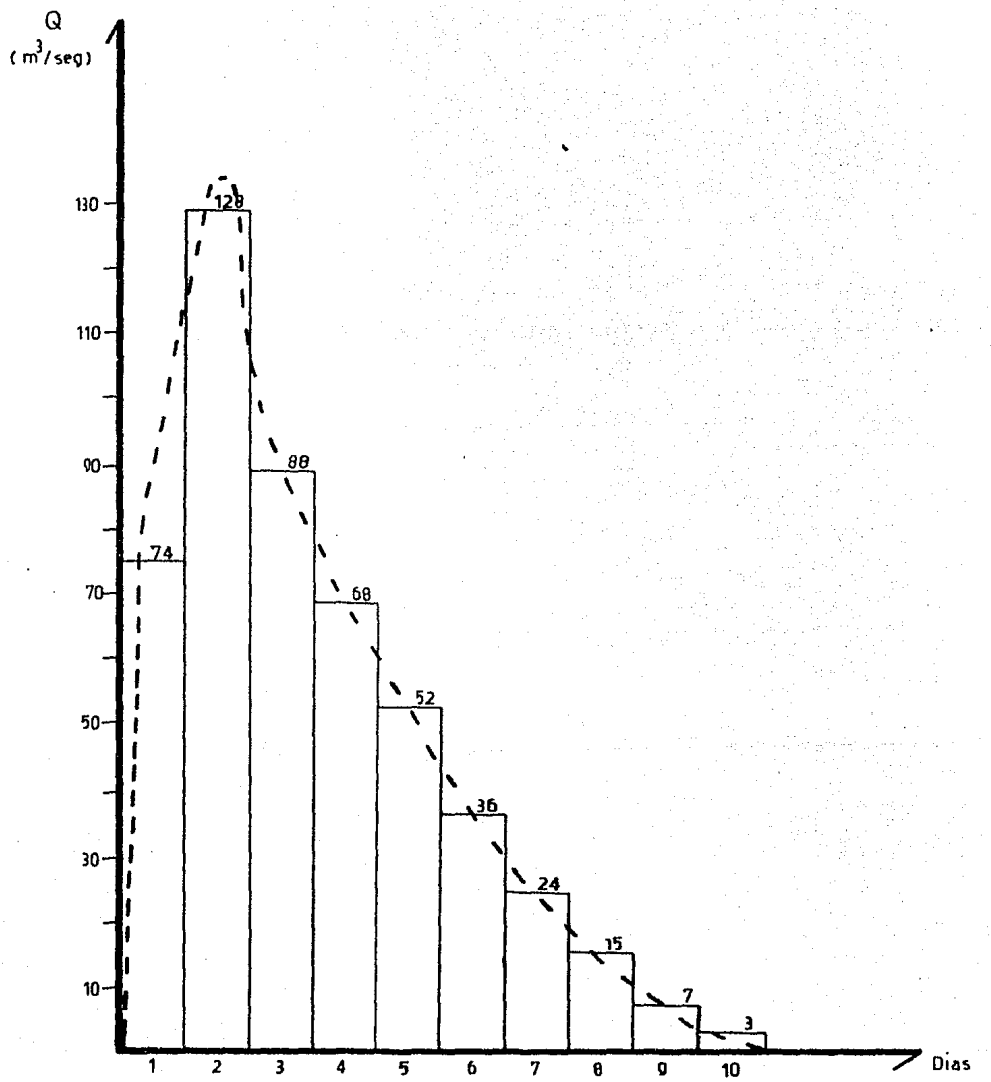


HIDROGRAMA UNITARIO DE 24 HORAS

ESTACION S.J. TETELCINGO

(AJUSTADO)

FIG. 2.7



HIDROGRAMA UNITARIO ADIMENSIONAL

SAN JUAN TETELCINGO

TABLA 2.1

DIA	Q_i	$K_1 \times Q_1$	$K_2 \times X$
0	0	0	0
1	92	0.558	33.33
2	126	0.764	66.67
3	115	0.697	100
4	88	0.534	133.33
5	65	0.395	166.67
6	36	0.218	200
7	25	0.152	233.33
8	13	0.079	266.67
9	4	0.024	300
10	0	0	333.33

Donde:

$$K_1 = \frac{T + \frac{1}{2}D}{V} = 0.00606$$

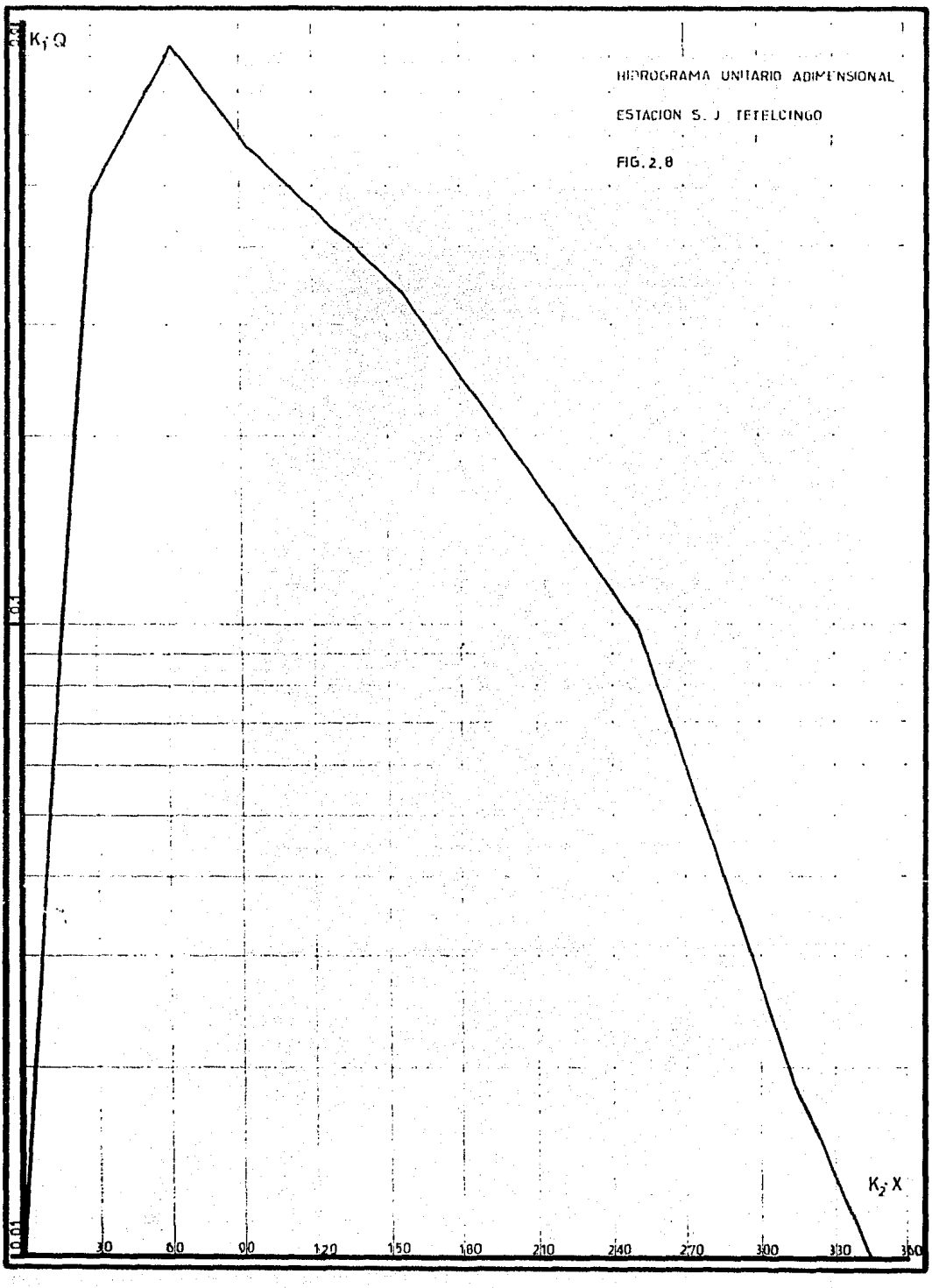
$$K_2 = \frac{D}{T + \frac{1}{2}D} \times 100 = 33.33$$

X = número de día.

T = tiempo de retraso = 60 hr = 216 000 seg.

V = volumen para 1 mm de preciptación = 42 707 x 10^6 m^3.

D = duración del H.U.I. = 24 hr = 86 400 seg.


HIDROGRAMA UNITARIO ADIMENSIONAL
ESTACION S. J. TETELCINGO
FIG. 2.8
$K_1 Q$
$K_2 X$
0.01
30
60
90
120
150
180
210
240
270
300
330
360

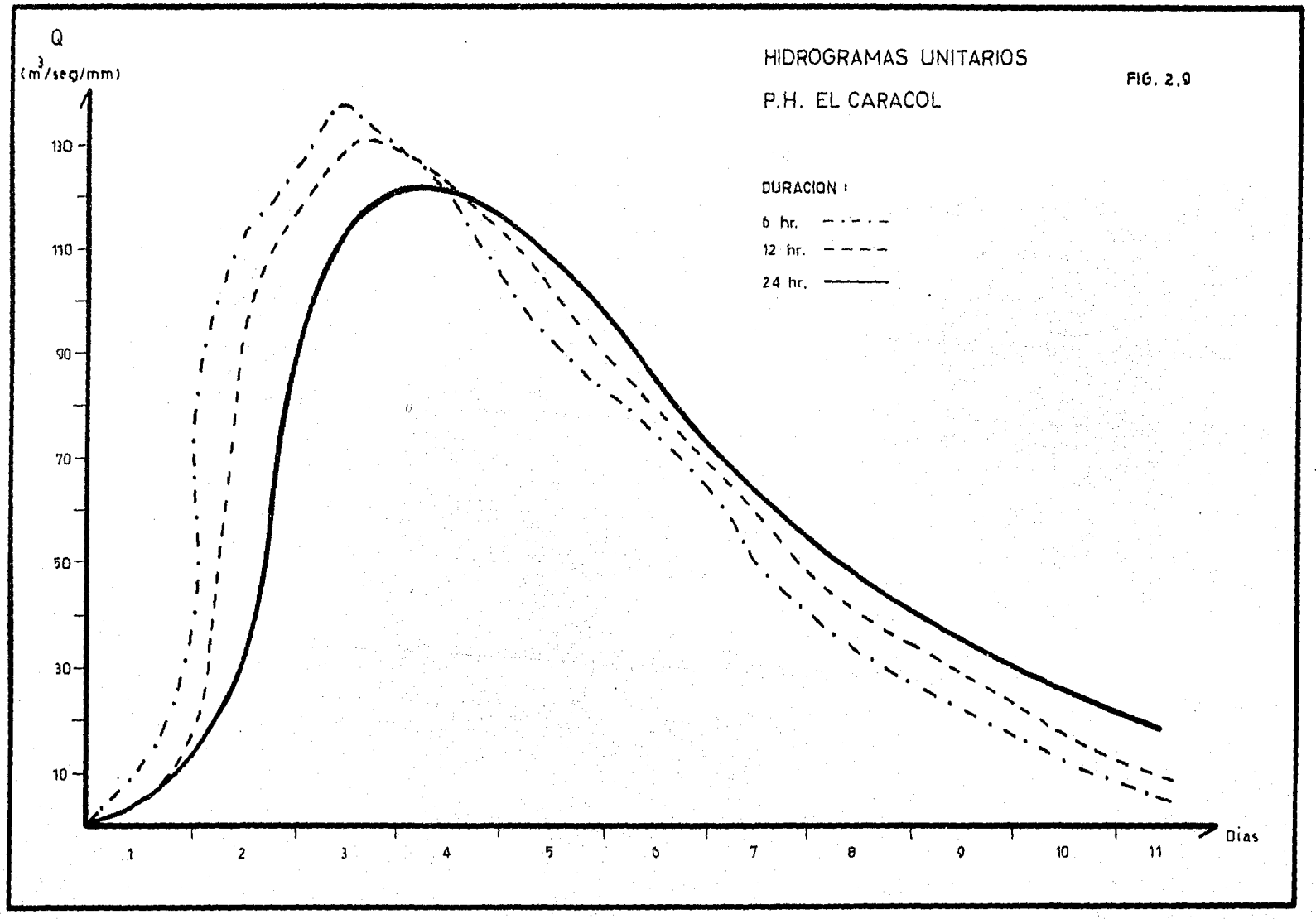
2.2.6 Hidrograma Unitario Instantáneo en El Caracol.

Como se indicó anteriormente, para determinar el Hidrograma Unitario Instantáneo en El Caracol, es necesario apoyarse en el Hidrograma Unitario - Adimensional de San Juan Tetelcingo, obteniéndose para duraciones de 6, 12 y 24 hr.

Para fines ilustrativos se presenta el cálculo del Hidrograma Unitario Instántáneo en El Caracol para 24 hr sabiendo que de igual manera se calculan los otros. (Ver Tabla 2.2 y Fig. 2.9).

Por recomendación de Harold P. Grout y del Cuerpo de Ingenieros de -- los Estados Unidos y con la aprobación del personal del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., se incrementaron las magnitudes de los gastos pico de los Hidrogramas Unitarios Instantáneos con duración de 6 y 12 hr, en un 25%, compensando así dichos hidrogramas a fin de conservar el volumen unitario. (Ver Fig. 2.10).

Este incremento es debido a que las intensidades de lluvia consideradas en el análisis pueden ser superadas, lo cual implicaría una disminución - en el tiempo de retraso y a su vez aumentaría el pico de la avenidas.


HIDROGRAMAS UNITARIOS
P.H. EL CARACOL
FIG. 2,9
Q
(m³/seg/mm)
130
110
90
70
50
30
10
DURACION :
6 hr.
12 hr.
24 hr.
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
Dias

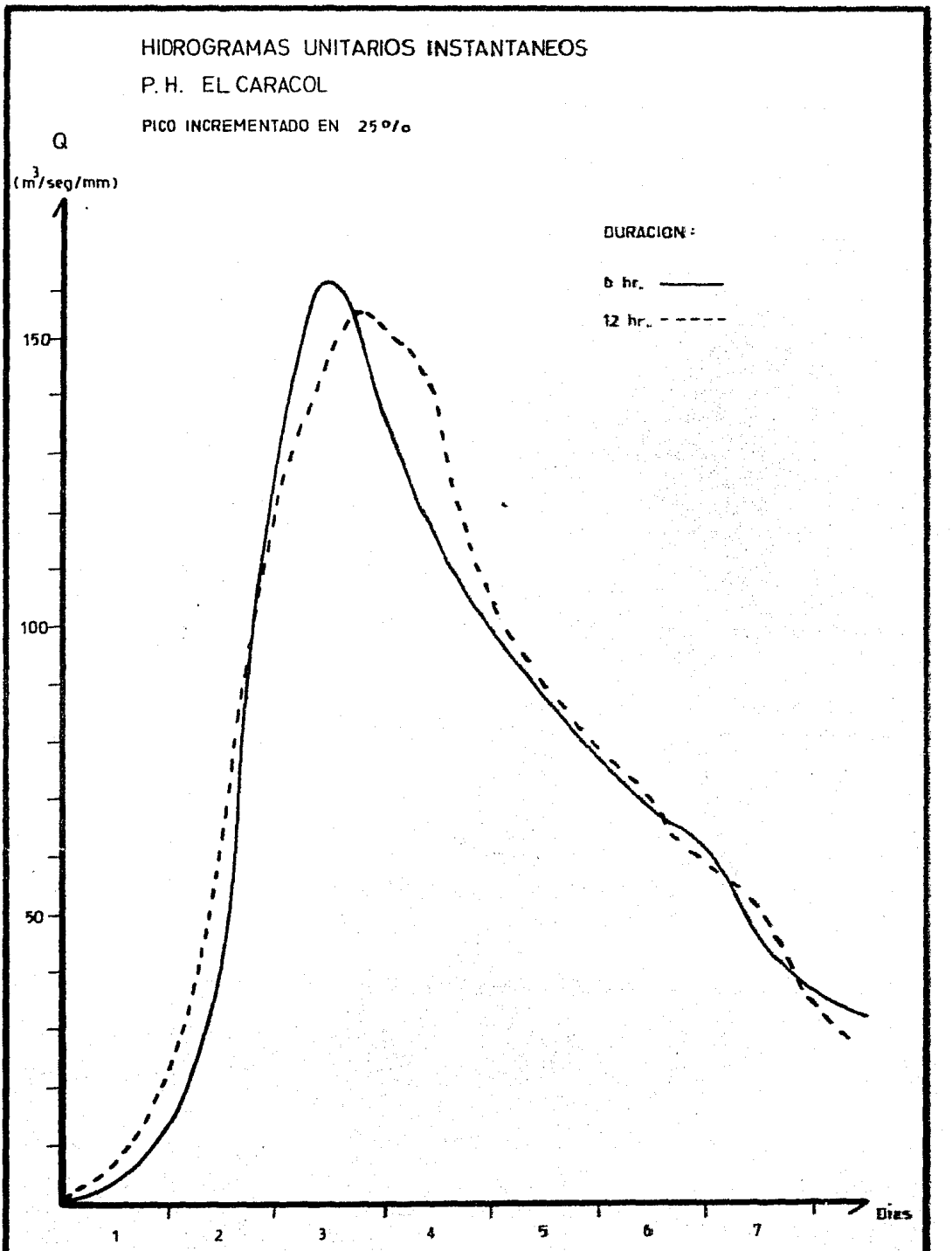

HIDROGRAMAS UNITARIOS INSTANTANEOS
P. H. EL CARACOL
PICO INCREMENTADO EN 25 %
Q
(m³/seg/mm)
DURACION :
6 hr.
12 hr.
150
100
50
1
2
3
4
5
6
7
Días

FIG. 2.10

HIDROGRAMA UNITARIO INSTANTANEO PARA 24 HR.

PROYECTO HIDROELECTRICO EL CARACOL

TABLA 2.2

DIA	X x K_2	H.U. Sintético	H.U.I. Caracol	H.U.I. Ajustado
0	0	0	0	0
1	27.6	0.043	6.70	6
2	55.2	0.060	94	88
3	82.8	0.764	119.2	111
4	110.3	0.70	109	102
5	137.9	0.56	87	81
6	165.5	0.41	64	60
7	193.1	0.32	50	47
8	220.7	0.21	33	31
9	248.3	0.15	23	21
10	275.9	0.09	14	12
11	303.4	0.034	5.3	4
12	331	0.015	2.3	2
13	358.6	0	0	0

Donde:

Pendiente media del cauce = $\bar{S}$ = 0.00206

Tiempo de retraso = T = 75 hr = 270 000 seg.

Volumen para 1 mm de lluvia = V = 48 837 x 10^6 m^3

Duración del H.U.I. = 24 hr = 86 400 seg.

$$K_1 = \frac{T + \frac{1}{2}D}{V} = 0.0064$$

$$K_2 = \frac{D}{T + \frac{1}{2}D} \times 100 = 27.58$$

2.2.7 Precipitación Máxima Probable.

Para el cálculo de la P.M.P. se seleccionaron dos ciclones, uno ocurrido en 1967 en el Golfo de México y otro en 1959 en el NE de Manzanillo.

De la precipitación del ciclón Beulah-Matamoros, se seleccionaron los 3 días de mayor intensidad, utilizando el resumen de isoyetas elaborado para la cuenca, con un área total de 48 837 km^2, los cuales fueron ajustados por punto de rocío.

Se consideró que toda la precipitación ocurre en un período de 12 hr.

La precipitación efectiva se obtiene restando a la cantidad total una cantidad de 30 mm/12 hr, que representa el índice de infiltración.

Las curvas h_p - A - d se muestran en la Fig. 2.11.

PRECIPITACION DEL CICLON BEULAH-MATAMOROS

Tiempo (hr)	Precipitación (mm)	Precipitación acumulada	Precipitación efectiva
0-12	93.4	93.4	63.4
12-24	0	0	0
24-36	67.1	160.5	37.1
36-48	0	0	0
48-60	55.3	215.8	25.3
60-72	0	0	0

Con respecto al ciclón de Manzanillo, se consideró que toda la precipitación ocurre en un período de 24 hr.

De igual forma se eleccionaron los 3 días de mayor intensidad, utilizando el resumen de isoyetas elaborado para la cuenca, ajustándolos por punto de rocío.

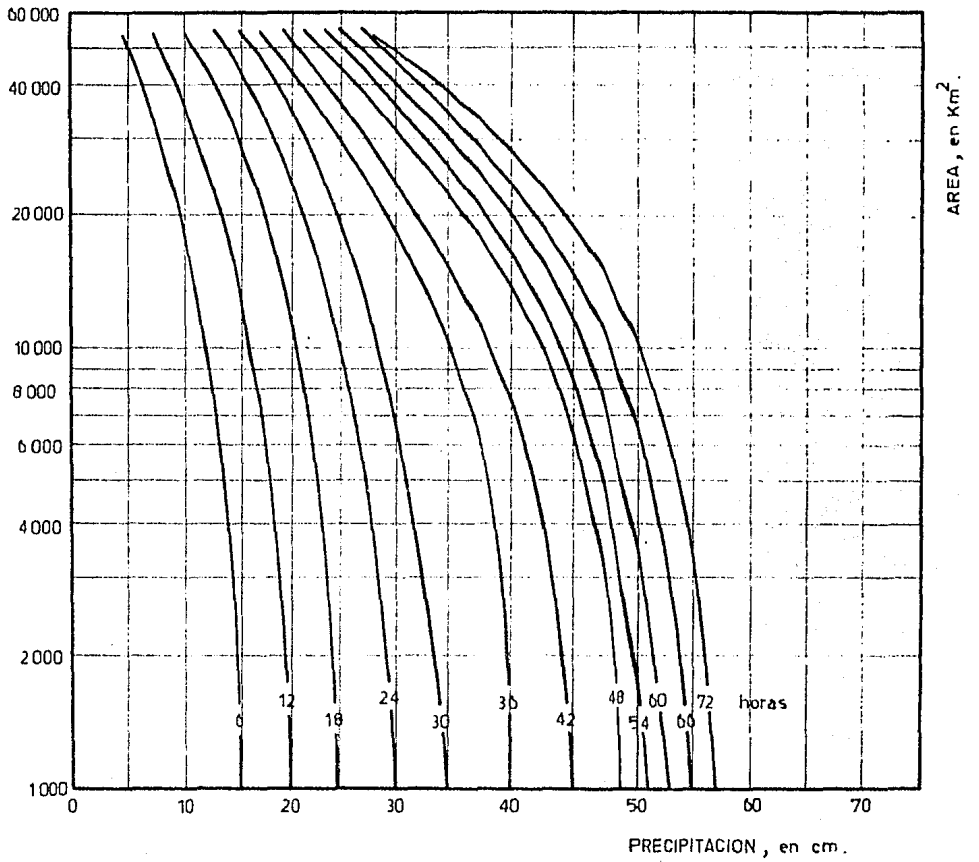
La precipitación efectiva se sigue obteniendo de restar a la cantidad total el valor de 15 mm/24 hr, el cual representa el índice de infiltración.

Las curvas h_p - A - d se muestran en la Fig. 2.12.

PRECIPITACION DEL CICLON DE MANZANILLO

Tiempo (hr)	Precipitación (mm)	Precipitación acumulada	Precipitación efectiva
0-6	41	41	26
6-12	23	64	8
12-18	14	78	0
18-24	28	106	13

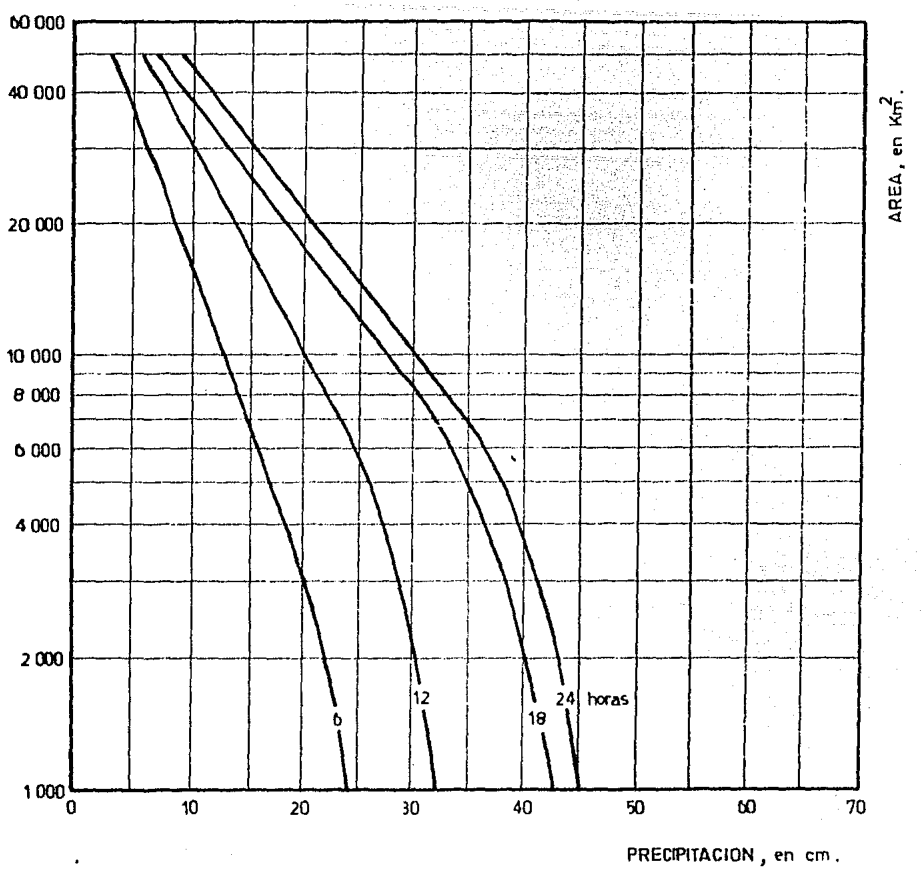
CICLON BEULAH - MATAMOROS SEP. 1967



CURVAS h_p-A-d

FIG. 2.11

CICLON DE MANZANILLO 1959



CURVAS h_p-A-d

FIG. 2.12

2.2.8 Avenida Máxima Probable.

Las precipitaciones efectivas de las tormentas seleccionadas, en su forma más desfavorable, sirvieron para afinar los Hidrogramas Unitarios Instantáneos ajustados e incrementados del Proyecto Hidroeléctrico El Caracol, con duraciones de 6 y 12 hr respectivamente, obteniéndose sus avenidas máximas probables. (Ver Fig. 2.13 y 2.14).

Para obtener la Avenida Máxima Probable en el Proyecto Hidroeléctrico El Caracol, se sumaron los hidrogramas anteriores, considerando que una tormenta se presenta 3 días antes que la otra. (Ver Tabala 2.3 y Fig. 2.15).

La condición más desfavorable resulta ser cuando el ciclón de Manzanillo se presenta antes que el Beulah-M.

El Consultor Harold P. Grout propuso que dicho hidrograma fuese incrementado con un gasto base constante de 1 500 m^3/seg, pero la C.F.E. y el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. consideraron excesivo el valor propuesto y sólo se incrementó en 400 m^3/seg, dadas las condiciones críticas existentes para la deducción de la avenida y por los gastos base observados en las avenidas máximas registradas en las estaciones hidrométricas cercanas al sitio del proyecto.

AVENIDA MAXIMA PRODUCIDA POR EL CICLON DE MANZANILLO EN EL P.H. EL CARACOL

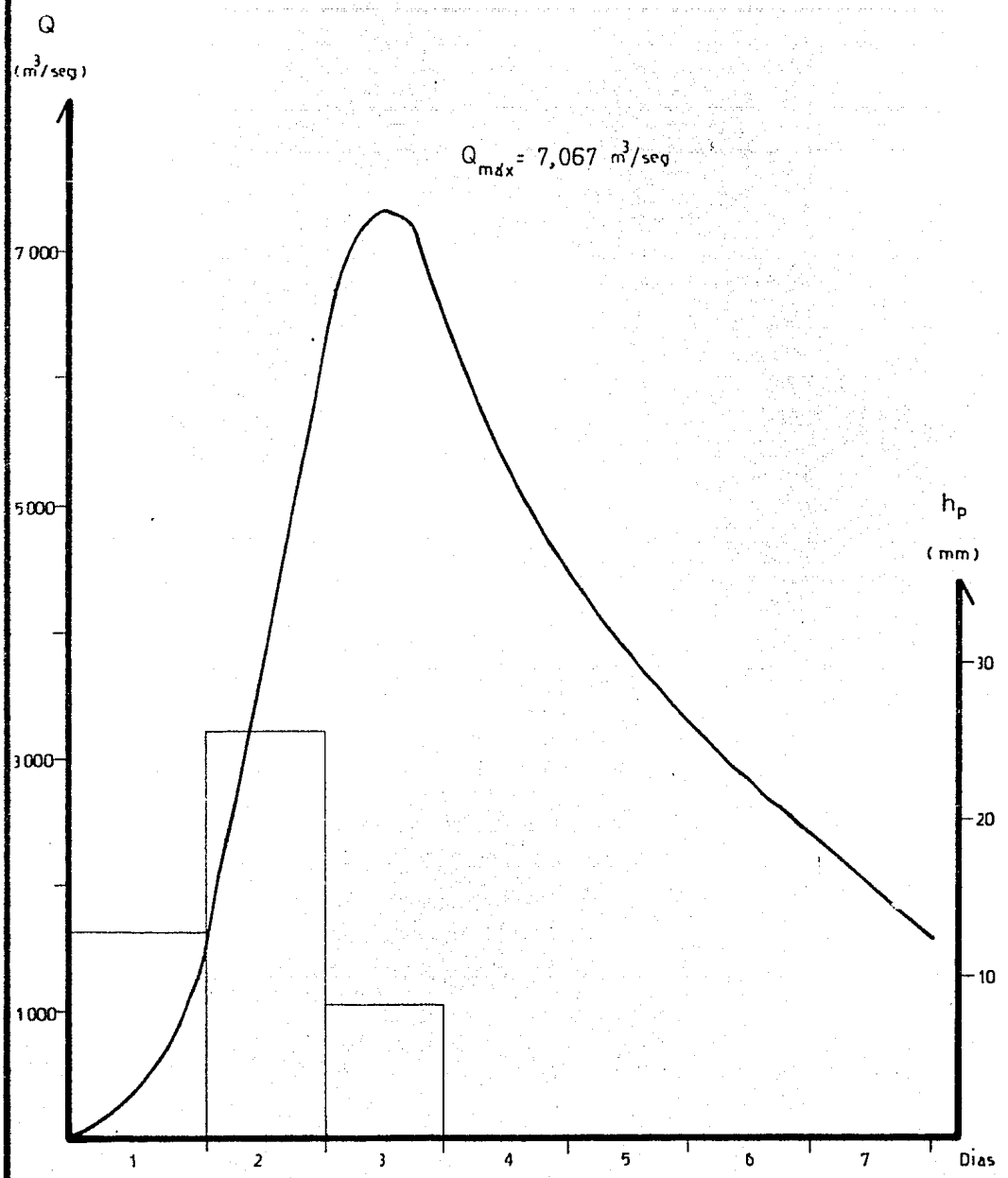


FIG. 2.13

AVENIDA MAXIMA PRODUCIDA POR EL CICLON BEULAH-MATAMOROS EN EL P.H. EL CARACOL

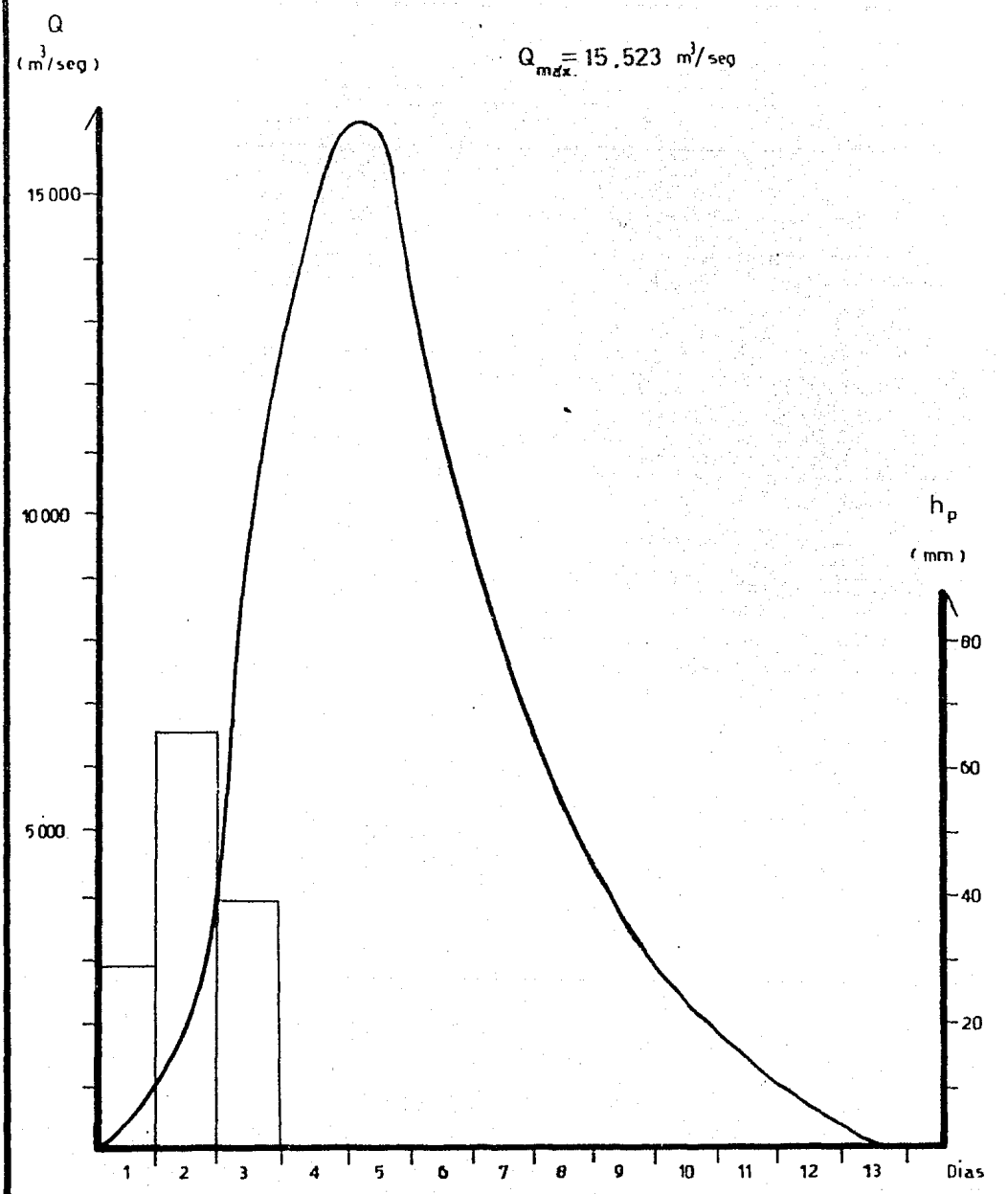


FIG. 2.14

AVENIDA MAXIMA PROBABLE

PROYECTO HIDROELECTRICO EL CARACOL

TABLA 2.3

DIA	GASTO	DIA	GASTO	DIA	GASTO
1	451	7	16 500	13	3 150
	624		17 760		2 902
	950		17 725		2 680
	1 415		17 380		2 399
2	2 376	8	16 450	14	2 120
	3 574		15 910		1 811
	4 901		14 550		1 610
	6 279		13 400		1 357
3	7 225	9	12 210	15	1 190
	7 467		11 050		1 020
	7 066		10 100		905
	6 433		9 161		762
4	5 900	10	8 445	16	650
	5 520		7 846		641
	5 400		7 220		580
	5 420		6 661		493
5	5 800	11	6 056	17	470
	6 580		5 415		463
	7 750		5 000		440
	8 550		4 619		400
6	10 500	12	4 310		
	12 880		3 900		
	14 250		3 620		
	15 400		3 418		

HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE

PROYECTO HIDROELECTRICO "ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA"

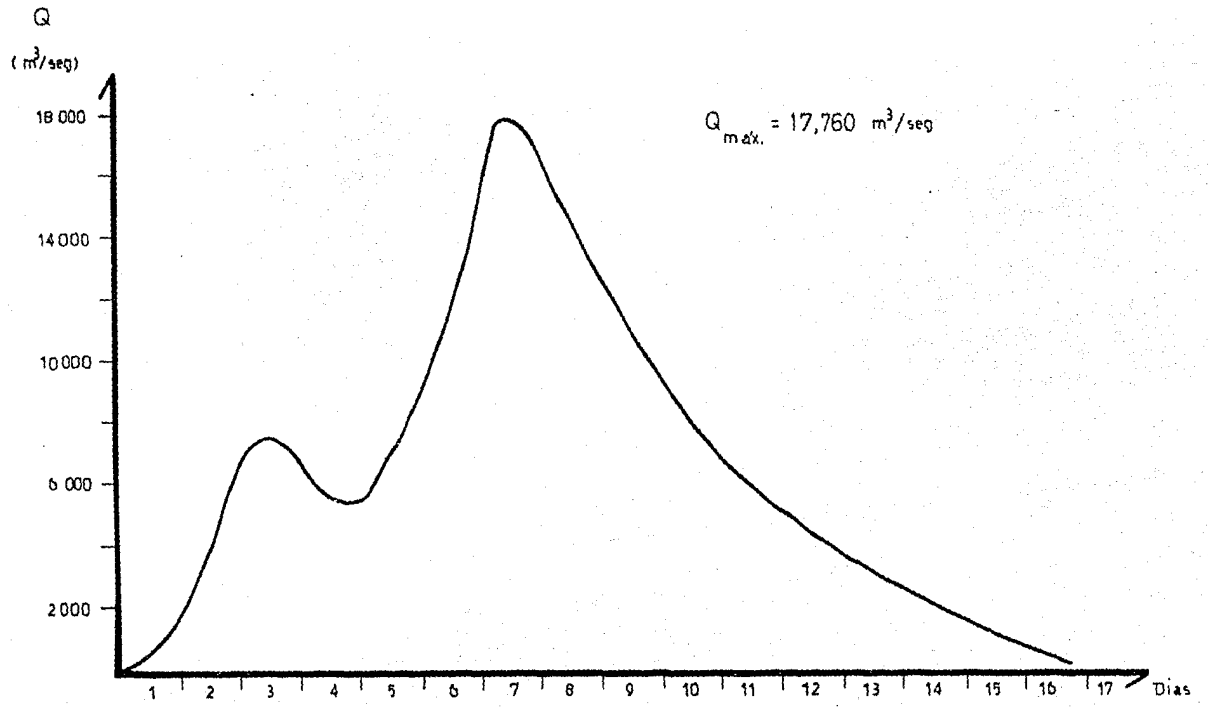


FIG. 2.15

2.2.9 Conclusiones.

Resultado del estudio desarrollado anteriormente, se observa que la Avenida Máxima Probable para la Obra de Excedencias del Proyecto Hidroeléctrico El Caracol, tiene un gasto máximo (pico) de 17 760 m^3/seg y un volumen de 9 018.6 x 10^6 m^3

Los valores anteriores fueron tomados para llevar a cabo el diseño del Anteproyecto, objeto de la presente Tesis, pero cabe aclarar que se realizan actualmente una serie de revisiones al respecto, para confirmar los resultados y en un momento dado hacer los cambios correspondientes.

Como comentario al margen, es preciso indicar que se vislumbra la posibilidad de reducir el valor del gasto máximo, motivo por el cual no se le dió el título de Proyecto Definitivo a la Tesis.

La decisión final queda en manos de la C.F.E., considerando que se debe tomar en cuenta tanto el riesgo de falla del Proyecto, como la consiguiente pérdida de vidas humanas con asentamiento aguas abajo del sitio.

CAPITULO TERCERO

III.- TIPO DE VERTEDOR ELEGIDO
TRANSITO DE LA AVENIDA POR EL VASO

3.1 Obra de Excedencias.

3.1.1 Objetivo.

El objetivo principal de la Obra de Excedencias es controlar la descarga de los volúmenes que se consideran excedentes para la capacidad útil de la presa.

Deberá tener una capacidad hidráulica suficiente y su descarga se localizará de tal manera que no dañe el talud aguas abajo de la Cortina, el desfogue de la Casa de Máquinas o cualquier otra estructura adyacente.

Se diseñará estructuralmente para soportar las condiciones de trabajo a que va a estar sujeta durante su vida útil.

La superficie de plantilla de los canales de descarga deberá ser resistente a las altas velocidades erosivas provocadas por la caída del flujo desde la cresta del cimacio hasta la estructura terminal.

3.1.2 Clasificación.

- Obras de Excedencias
  - Vertedores
    - Descarga libre
      - Cortinas vertedoras
        - Caída libre
        - Caída en rápida
    - Descarga controlada
  - Sifones
    - Con tiro vertical
    - Descarga directa en canal
    - Con canal lateral

3.1.3 Tipo de vertedor elegido.

De acuerdo a la clasificación anterior, el tipo de vertedor elegido es de cimacio con cresta controlada.

Para ello se consideraron los siguientes aspectos en forma general:

1.- Objetivos del proyecto.

Uno de los objetivos e inicialmente el más importante es la generación de energía, de tal forma que entre mayor sea la capacidad del vaso, mayor será la capacidad de generación de la planta hidroeléctrica.

El vertedor de cresta controlada permite tener un volumen adicional de almacenamiento, a la vez que se controla el volumen de descarga, lo cual constituye otro de los objetivos del proyecto.

2. Ensayes realizados en modelos hidráulicos.

La elección y capacidad, así como su orientación, se determinaron considerando aspectos hidráulicos, geotécnicos, de operación, mantenimiento y, resultados de carácter cualitativo, de los ensayes realizados en modelos hidráulicos, por un lado en la Sección de Hidráulica del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. y por otro en el Laboratorio de Modelos Hidráulicos de la C.F.E., ubicado en Tuxtla Gutiérrez, Chis.

3.2 Tránsito de la avenida por el vaso.

3.2.1 Objetivo.

El tránsito de la avenida por el vaso tiene como objetivo principal - el determinar el hidrograma de salida del vaso, conocido el hidrograma de entrada.

Se revisa si la política de operación es adecuada, observando la evolución de los niveles en el vaso, fijando uno como referencia.

Y por último, se revisa las dimensiones propuestas para el vertedor - en la etapa de anteproyecto.

3.2.2 Métodos sugeridos.

A continuación se describen dos métodos utilizados comúnmente para - transitar avenidas por vasos de almacenamiento.

El primero es semigráfico y su importancia radica básicamente en que se trata de un método didáctico, con el cual se puede entender fácilmente el objetivo que se pretende y se visualiza paso por paso la metodología.

El segundo es numérico y no difiere en mucho del primero, a excepción de no ser tan didáctico debido a la utilización de una calculadora programa - ble o una computadora para realizar los cálculos requeridos, pero sí es necesario que la persona que lo aplique tenga los conocimientos necesarios para proporcionar los datos correctos al programa e interprete los resultados y detecte posibles errores o resultados ilógicos.

El primer método es recomendable para prácticas de laboratorio y a excepción de ello, no es muy práctico.

El segundo método lo utiliza en forma general la C.F.E. para realizar los tránsitos de las avenidas por los vasos de almacenamiento que proyecta.

Para realizar el tránsito por cualquiera de los dos métodos indicados se requiere de la siguiente información.

a) Hidrograma de entrada.
b) Elevación del nivel del agua en el vaso en el instante en que se - inicia el Hidrograma de entrada.
c) El gasto de salida por el vertedor en el instante en que se inicia el Hidrograma de entrada.
d) El gasto de salida por la Obra de Toma.
e) Curva elevaciones-capacidades.
f) Curva elevaciones-descargas del vertedor.

3.2.2.1 Método Semigráfico.

El primer paso para aplicar este método es obtener una gráfica donde $\left(\frac{2V_i}{\Delta t} + S_i\right)$ y (S_i) representan las abscisas y ordenadas, respectivamente.

Procedimiento de obtención:

1.- Se determina un intervalo de tiempo Δt y se fija un valor h_i en el vaso, mayor que H.

Donde H representa la elevación de la cresta del vertedor y el punto de referencia de salida.

2.- Se determina el valor V_i correspondiente al h_i, tomado de la curva elevaciones-capacidades.

3.- Se determina el valor S_{iv} correspondiente al h_i, tomado de la curva elevaciones-descargas del vertedor.

4.- Se calcula $S_i = S_{iv} + S_{it}$, donde S_{it} es el gasto de salida por la Obra de Toma.

5.- Se calcula $\frac{2V_i}{\Delta t} + S_i$.

6.- Se repite el procedimiento, considerando el intervalo de tiempo constante y aumentando el valor de h_i el número de veces que se considere necesario para trazar la gráfica lo mejor posible.

Los valores obtenidos en los pasos 4 y 5 sirven para graficar la curva.

La ecuación de recurrencia es:

$$E_i + E_{i+1} + \left(\frac{2V_1}{\Delta t} - S_i\right) = \frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + S_{i+1}$$

Donde:

S_{i+1} y V_{i+1} se desconocen.

Los cálculos del tránsito se efectúan de la siguiente manera:

a) Para los datos iniciales (i=1) se conocen S_i y V_i.

b) Se calcula el valor $\frac{2V_i}{\Delta t} - S_i$.

c) Del Hidrograma de entrada se conocen E_i y E_{i+1} y con el resultado del inciso anterior se calcula el valor $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + S_{i+1}$, utilizando la fórmula de recurrencia.

d) Con el valor resultante del inciso anterior se entra a la gráfica construida inicialmente y se determina el valor S_{i+1}.

e) Al valor resultante del inciso (c) se le resta dos veces el valor del inciso (d), con lo cual se determina $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} - S_{i+1}$.

f) Se hace i=i+1 y se repite el cálculo desde el inciso (c), sabiendo que $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} - S_{i+1}$ corresponde al valor del inciso (b) para el nuevo valor de i.

A continuación se presenta una tabla auxiliar en el procedimiento de cálculo:

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Δt	i	E_i	E_i+E_{i+1}	$\frac{2V_i}{\Delta t}$	$2V_{i+1}+S_{i+1}$	S_{i+1}
t_1	1	E_i	$E_i + E_2$			
t_2	2	E_2	$E_2 + E_3$			
t_3	3	E_3	$E_3 + E_4$			
...	...	...	.....			
t_n	n	E_n	$E_n + E_{n+1}$			

3.2.2.2 Método Numérico.

Como se indicó anteriormente, la utilización de este método requiere el empleo de una calculadora programable o una computadora para efectuar los cálculos.

La ecuación de recurrencia indicada en el método anterior, se resuelve mediante un procedimiento aproximado por el programa principal, alimentado con los datos correspondientes introducidos en parejas ordenadas.

El procedimiento es en forma general:

1.- Se conoce V_i, E_i, E_{i+1}, S_{iv}, h_i, S_{it}, para $i=1$ como datos iniciales y se toma $S_{i+1} = S_{iv} + S_{it}$ considerando $k=0$.

2.- Se calcula V_{i+1} con la ecuación de recurrencia.

3. Con V_{i+1} se obtiene el valor de h_{i+1}, tomado de la curva elevaciones-capacidades.

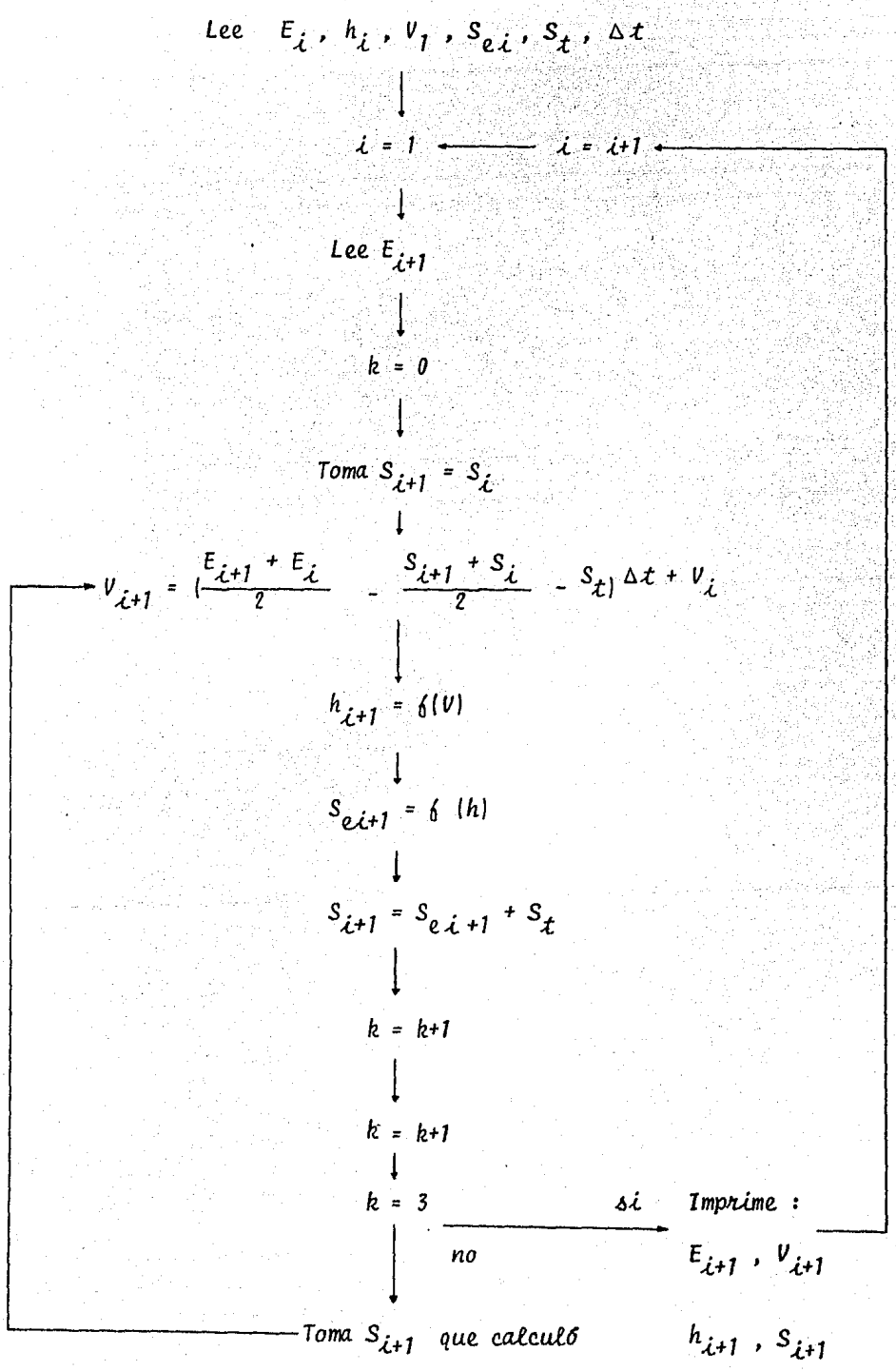
4.- Con el valor anterior h_{i+1} y de la curva elevaciones-descargas del vertedor, se obtiene S_{i+1V} y se calcula $S_{i+1} = S_{i+1v} + S_{it}$.

5. Se toma $k=k+1$ y si k es menor a 3 se regresa al paso 2, de otra forma, se continúa.

6. El valor de S_{i+1} es el valor correspondiente al gasto de salida del intervalo de tiempo considerado.

7.- Se toma $i=i+1$ y se regresa al paso 1 tantas veces como sea necesario para definir el Hidrograma de salida.

Diagrama de flujo para el Método Numérico.



Donde:

E *gasto de entrada al vaso, en* m^3/seg.

S *gasto de salida del vaso, en* m^3/seg.

S_e *gasto de salida del vertedor, en* m^3/seg.

S_t *gasto de salida por la Obra de toma, en* m^3/seg.

V *volumen de almacenamiento, en* 10^6 m^3.

Δt *intervalo de tiempo, en seg.*

$f(V)$ *curva elevaciones-capacidades.*

$f(h)$ *curva elevaciones-gastos de salida del vertedor.*

$i, i+1$ *subíndices que representan los valores de las variables al inicio y al final del intervalo de tiempo, respectivamente.*

3.2.3 Resultados.

A continuación se presenta una tabla que resume en forma parcial los resultados del tránsito efectuado por la Obra de Excedencias del Proyecto Hidroeléctrico El Caracol, utilizando el Método Semigráfico.

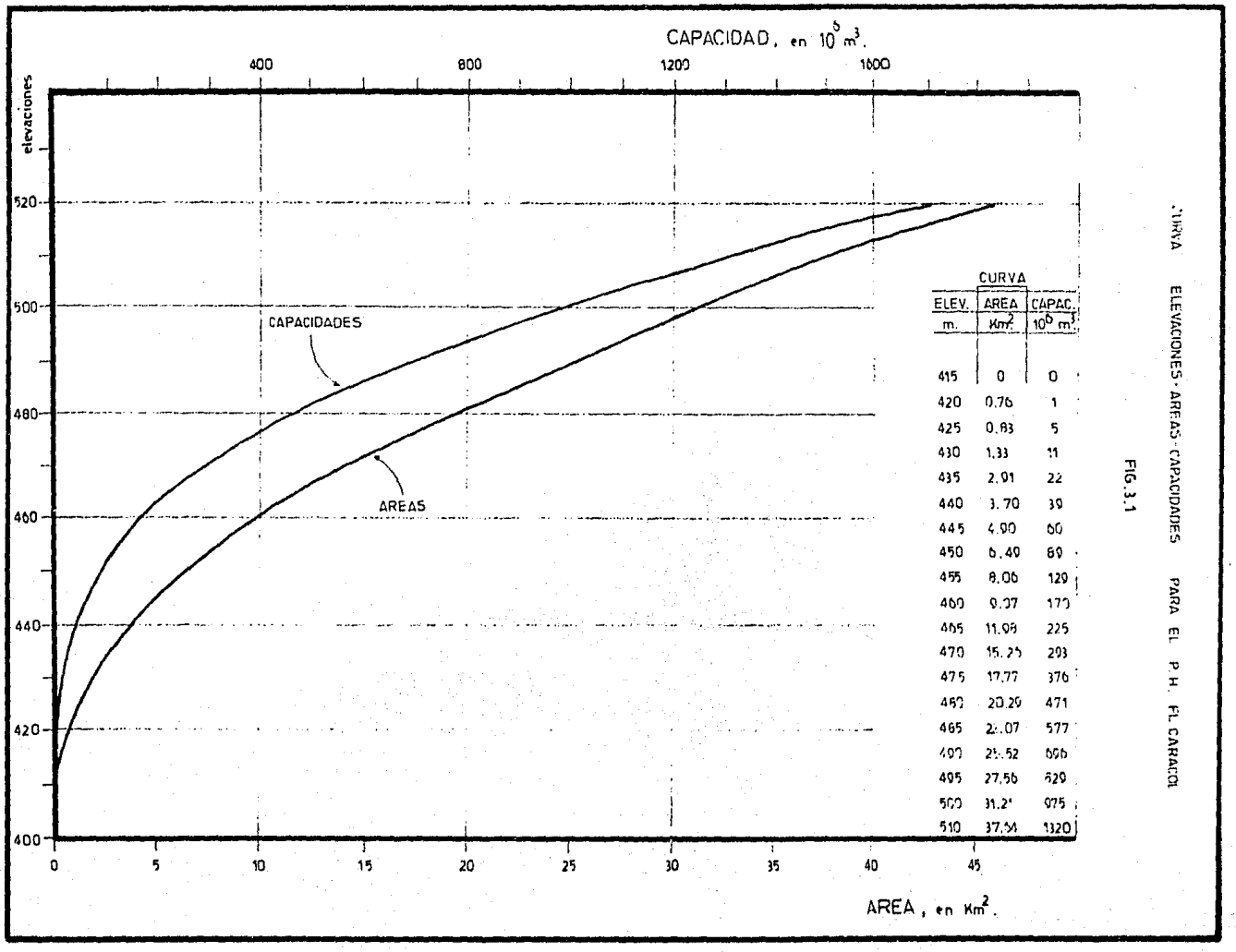
La figura 3.1 representa la curva elevaciones-áreas-capacidades del proyecto y necesaria para los cálculos.

La figura 3.2 representa los Hidrogramas de entrada y salida y la variación de las elevaciones del agua en el vaso por efecto de la avenida.

Los datos más importantes que de ella se obtienen, son:

Gasto máximo de descarga = 17 040 m^3/seg.

Elevación máxima alcanzada = 521 m.s.n.m.



CURVA		
ELEV. m.	AREA Km^2	CAPAC. 10^6 m^3
415	0	0
420	0.76	1
425	0.83	5
430	1.33	11
435	2.91	22
440	3.70	39
445	4.90	60
450	6.49	89
455	8.06	129
460	9.37	173
465	11.98	225
470	15.25	293
475	17.77	376
480	20.29	471
485	22.07	577
490	25.52	696
495	27.56	829
500	31.24	975
510	37.54	1320

CURVA ELEVACIONES - AREAS - CAPACIDADES PARA EL P.H. EL CARACOL

FIG. 3.1

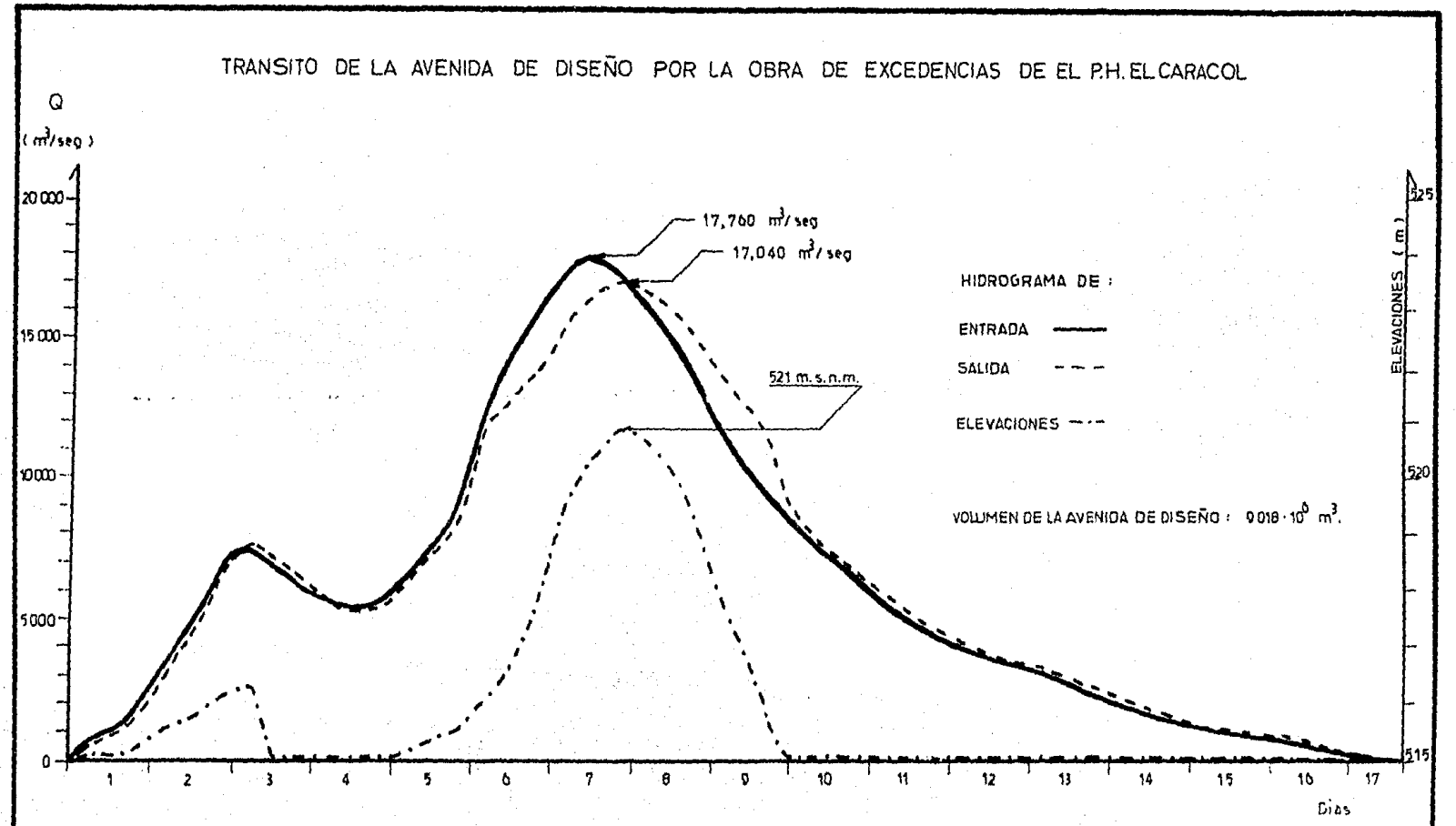

TRANSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO POR LA OBRA DE EXCEDENCIAS DE EL P.H. EL CARACOL
Q
(m³/seg)
20 000
15 000
10 000
5 000
0
17,760 m³/seg
17,040 m³/seg
521 m.s.n.m.
HIDROGRAMA DE :
ENTRADA
SALIDA
ELEVACIONES
VOLUMEN DE LA AVENIDA DE DISEÑO : 9 018 · 10⁶ m³.
ELEVACIONES (m)
525
520
515
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
Días

FIG. 3.2

TRANSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO

PROYECTO HIDROELECTRICO "ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA"

(EL CARACOL)

METODO SEMIGRAFICO

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Dia	Δt	i	E_i	E_i+E_{i+1}	$\frac{2V_i}{\Delta t} - S_i$	$\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + S_{i+1}$	S_{i+1}
1	0	1	0	451	84870.37	85321.37	0
	6	2	451	1075			
	12	3	624	1574			
	18	4	950	2365			
	24	5	1415	3791			
2	6	6	2376	5950			
	12	7	3574	8535			
	18	8	4961	11240			
	24	9	6279	13504			
3	6	10	7225	14692			
	12	11	7467	14533			
	18	12	7066	13499			
	24	13	6433	12333			
4	6	14	5900	11420			
	12	15	5520	10920			
	18	16	5400	10820			
	24	17	5420	11220			
5	6	18	5800	12380			
	12	19	6580	14330			
	18	20	7750	16300			
	24	21	8550	19050			
6	6	22	10500	23380			
	12	23	12880	27130			
	18	24	14250	29650			
	24	25	15400	31900			

7	6	26	16500	34260
	12	27	17760	35485
	18	28	17725	35105
	24	29	17380	33830
8	6	30	16450	32360
	12	31	15910	30460
	18	32	14550	27950
	24	33	13400	25610
9	6	34	12210	23260
	12	35	11050	21150
	18	36	10100	19261
	24	37	9161	17606
10	6	38	8445	16291
	12	39	7846	15066
	18	40	7220	13881
	24	41	6661	12717
11	6	42	6056	11471
	12	43	5415	10415
	18	44	5000	9619
	24	45	4619	8929
12	6	46	4310	8210
	12	47	3900	7520
	18	48	3620	7038
	24	49	3418	6568
13	6	50	3150	6052
	12	51	2902	5582
	18	52	2680	5079
	24	53	2399	4519
14	6	54	2120	3931
	12	55	1811	3421
	18	56	1610	2967
	24	57	1357	2547
15	6	58	1190	2210
	12	59	1020	1925
	18	60	905	1667
	24	61	762	1412

16	6	62	650	1291
	12	63	641	1221
	18	64	580	1073
	24	65	493	963
17	6	66	470	933
	12	67	463	903
	18	68	440	840
	24	69	400	

16	6	62	650	1291
	12	63	641	1221
	18	64	580	1073
	24	65	493	963
17	6	66	470	933
	12	67	463	903
	18	68	440	840
	24	69	400	

3.2.4 CONCLUSIONES

De acuerdo a los resultados anteriores, se puede deducir que la capacidad para la que se diseñó la Obra de Excedencias es hidráulicamente suficiente, de tal forma que cada canal podrá descargar un gasto máximo de 8 520 m^3/seg en forma independiente.

Con ello también se asegura que el nivel del agua no rebasará el NAME en ningún instante durante el tiempo que dure la avenida, manteniendo en forma permanente la seguridad del conjunto hidroeléctrico.

Por lo que respecta al almacenamiento adicional en el vaso, también se contará con ello sin tener que variar la "política de operación" de las compuertas.

CAPITULO CUARTO

IV. ANTEPROYECTO DEL VERTEDOR

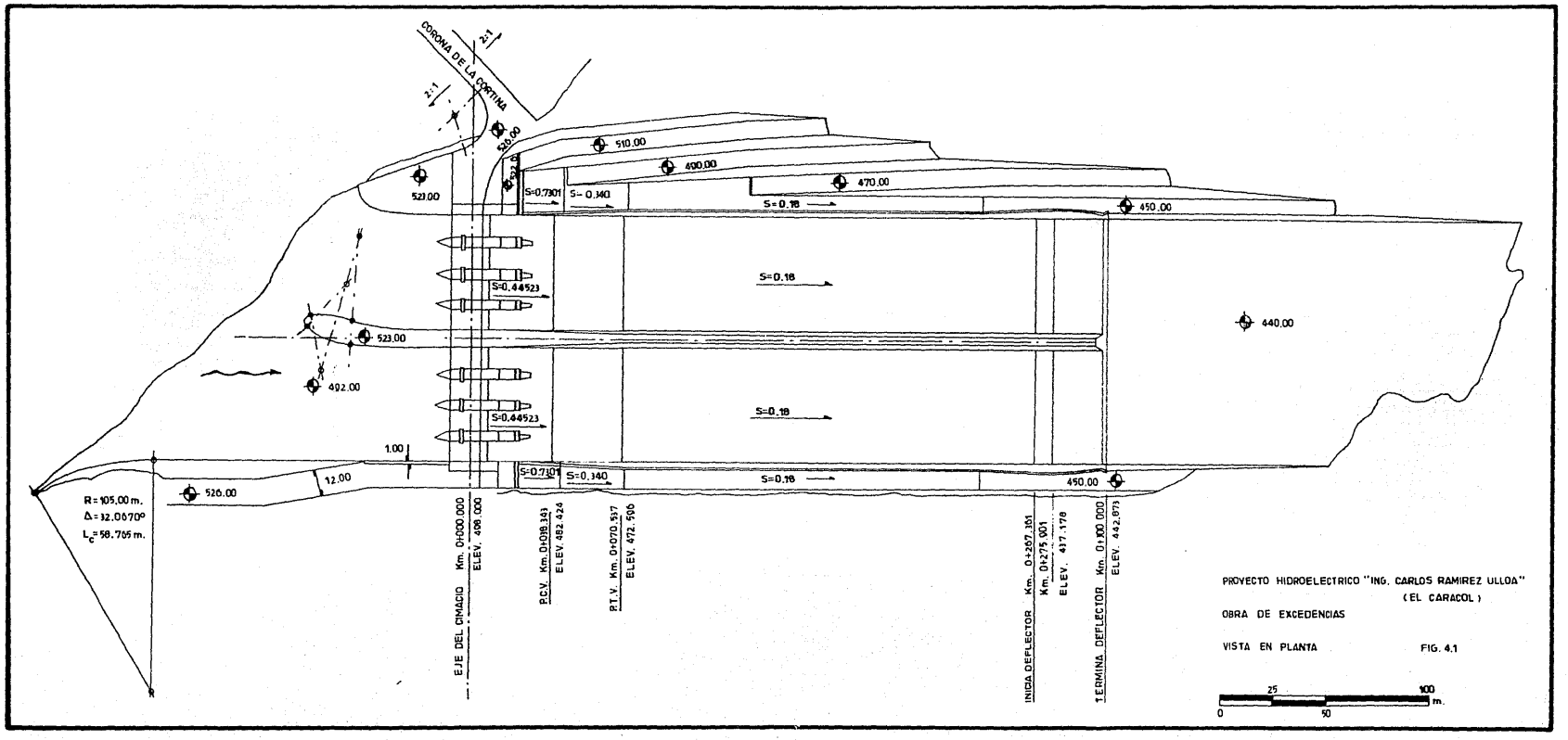
4.1 Descripción general.

La construcción del vertedor se realiza en la zona conocida como El Filo de los Ajonjolíes, sobre la margen derecha del Río Balsas.

La geometría del perfil está descrita mediante un talud inclinado y una curva vertical en el cuadrante aguas arriba, el perfil del cimacio, un talud inclinado, una curva vertical, un talud inclinado y otra curva vertical en el cuadrante aguas abajo, todos ellos ligados mediante puntos de tangencia y perfectamente definidos por trazos topográficos y ecuaciones matemáticas.

El control de la cresta se efectúa mediante la operación de 8 compuertas radiales, apoyadas en 6 pilas y un muro central de simetría, asentadas aguas abajo del eje del cimacio y formando dos canales de descarga de eje recto y sección trapecial, con un deflector como estructura terminal.

Las compuertas de emergencia son del tipo denominado "agujas" y su asiento se localiza ligeramente aguas arriba del eje del cimacio. (Ver. Fig. 4.1).


CORONA DE LA CORTINA
2:1
2:1
520.00
510.00
490.00
470.00
450.00
521.00
S=0.7301
S=0.340
S=0.18
S=0.44523
S=0.18
440.00
523.00
492.00
S=0.44523
S=0.18
1.00
12.00
S=0.7301
S=0.340
S=0.18
450.00
520.00
R=105.00 m.
Δ=32.0670°
Lc=58.705 m.
EJE DEL DIMACIO Km. 0+000.000
ELEV. 498.000
P.C.V. Km. 0+098.343
ELEV. 482.424
P.T.V. Km. 0+070.597
ELEV. 472.590
INICIA DEFLECTOR Km. 0+267.351
Km. 0+275.001
ELEV. 417.178
TERMINA DEFLECTOR Km. 0+300.000
ELEV. 442.673
PROYECTO HIDROELECTRICO "ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA"
(EL CARACOL)
OBRA DE EXCEDENCIAS
VISTA EN PLANTA
FIG. 4.1
25
100
m.
0
50

4.2 Canal de llamada.

4.2.1 Objetivo.

El objetivo principal de esta estructura es el de guiar el flujo hacia la estructura de control.

Su diseño geométrico está limitado principalmente por las condiciones topográficas del sitio.

Una aproximación de la geometría puede obtenerse a partir de la construcción de la red de flujo y en base a ella dimensionar el canal, considerando que para obtener resultados favorables, las líneas de corriente deben ser paralelas al eje del vertedor de tal manera que el flujo llegue uniforme a la estructura de control.

El auxiliarse en un modelo hidráulico para su diseño y revisión de un funcionamiento eficiente es práctica común en la actualidad y lo más recomendable.

Los ensayes en el modelo tienen como finalidad el reducir al máximo los problemas de formación de vórtices, ondas y remolinos causados por el estrangulamiento del flujo.

4.2.2 Descripción.

El canal de llamada se inicia aguas arriba del embalse, donde la cota topográfica del cañón coincide con la elevación 492 m, a la cual se encuentra desplantado en su totalidad y termina en el cadenamiento 0-015.209.

El cadenamiento se encuentra referido al eje del cimacio cuyo cadenamiento es 0+000.000 y cualquier otro cadenamiento subsecuente tendrá la misma referencia.

En las proximidades de la estructura de control, el canal de llamada se divide en dos canales de acceso debido a la ubicación de la pila guía en la zona, con un ancho de plantilla casi constante de 52.30 m. cada uno.

4.2.3 Muro central.

Elemento estructural auxiliar en la conducción del flujo hacia la estructura de control.

Diseñado geométricamente a base de curvas horizontales ligadas a líneas paralelas al eje del vertedor.

El diseño final es producto de una serie de ensayes realizados en los modelos hidráulicos.

El desplante de la estructura se localiza a la elevación 489.500 m entre los cadenamientos 0-073.140 y 0-009.542, cuya diferencia proporciona la mínima distancia longitudinal medida respecto a un eje paralelo coincidente con el eje del vertedor.

La máxima distancia medida de igual forma pero referida a la elevación 523 m es ahora la diferencia entre los cadenamientos 0-079.143 y 0-009.542.

La estructura está constituída en su totalidad por concreto de f'_c = 300 kg/cm^2 y acero de refuerzo de grado duro de f'_y = 4 000 kg/cm^2.

El muro es hueco en su interior con la finalidad de disminuir en forma considerable el volumen de concreto necesario para su construcción.

El muro perimetral tiene 1.50 m de espesor efectivo y está ligado transversalmente por 10 muros de 1.00 m de espesor que forman 11 compartimentos interconectados mediante escotillas localizadas en la parte central inferior del muro.

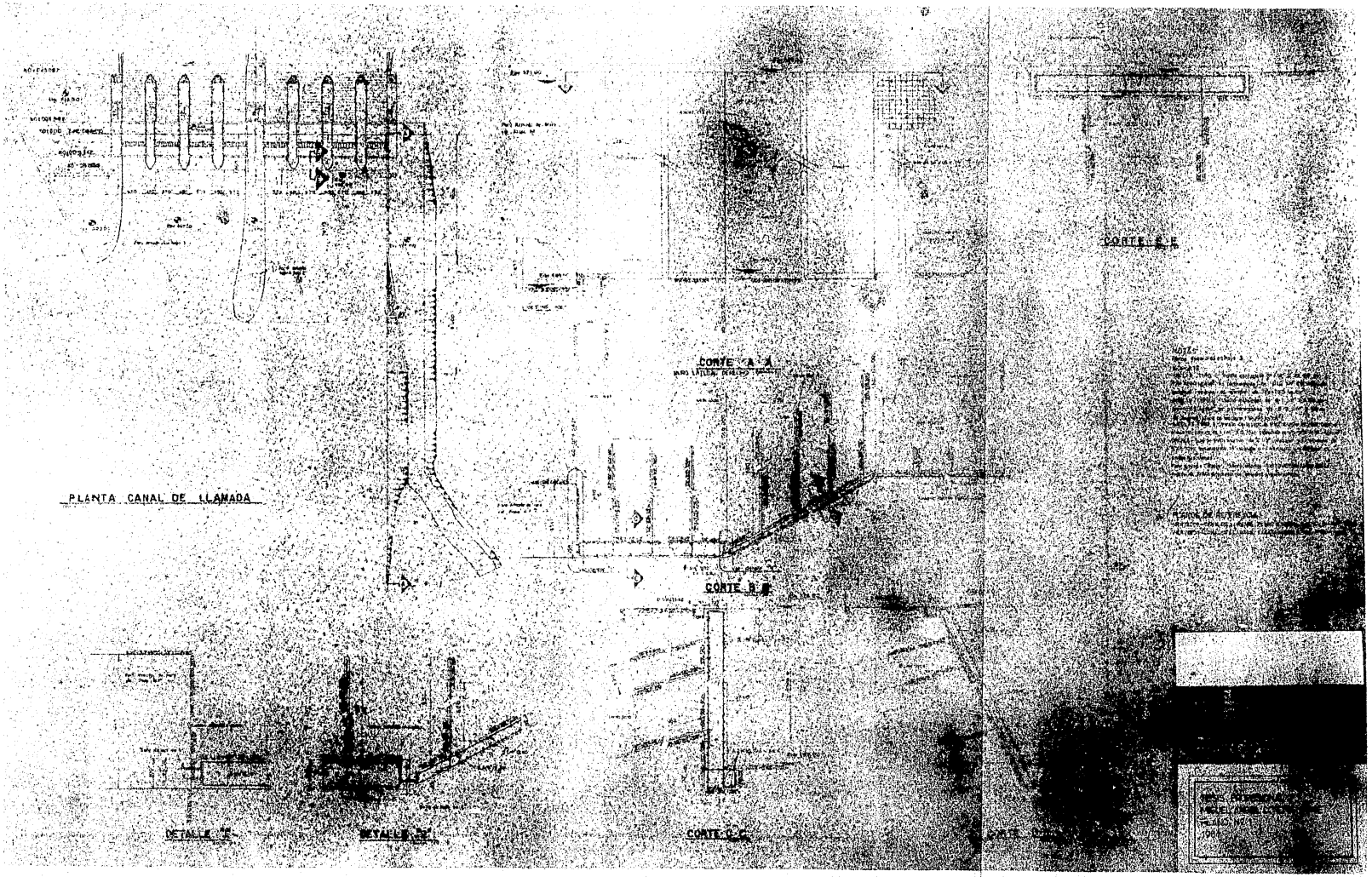
La inundación de los compartimentos se llevará a cabo mediante un total de 240 drenes de Ø = 4" @ 5.00 m, distribuidos sobre el paramento mojado del muro y su nivel oscilará de acuerdo al del embalse debido al principio de los vasos comunicantes.

El objeto de inundar los compartimentos, es el de compensar las presiones ejercidas por la masa de agua sobre la estructura y evitar la falla por esfuerzos de compresión, o sea, el posible aplastamiento de la estructura.

El acceso al interior del muro es posible, ya que se proyectaron escotillas en la losa superior a la elevación 523 m y escaleras submarinas para el descenso hasta la losa inferior a la elevación 492 m.

Todos los accesos tienen por objeto el permitir el paso hacia el interior del muro para llevar a cabo la limpieza e inspección en forma periódica con fines de mantenimiento y seguridad.

El anclaje de la estructura está hecho de acuerdo a las especificaciones del Departamento de Estudios Experimentales de la C.F.E. (ver referencias). (Ver plano No. 1).


PLANTA CANAL DE LLAMADA
CORTE A A
CORTE B B
CORTE E E
DETALLE 1
DETALLE 2
CORTE C C

4.3 Estructura de control.

4.3.1. Objetivo.

Esta estructura tiene como objetivo principal el controlar mediante la apertura de compuertas la descarga del volumen excedente para la capacidad útil de la presa.

4.3.2 Descripción.

Se encuentra delimitada entre los cadenamientos 0-015.209 y 0+028.680 de elevaciones 492 m y 486.860 m respectivamente.

Los elementos que la constituyen en forma general, son seis pilas que se asientan en el perfil del cimacio y el muro central prolongado desde el canal de llamada y que sirven de apoyo para las compuertas y las casetas de control, todos ellos distribuidos simétricamente respecto al eje del vertedor.

En esta zona también se encuentra alojada una galería de inspección, inyección y drenaje, cuyo eje es perpendicular al del vertedor, drenando hacia una galería secundaria que corre a lo largo del eje del vertedor iniciándose a partir del punto de intersección de los ejes indicados y descarga después de una curva horizontal de desvío en la margen derecha del vertedor, en las proximidades del deflector.

4.3.3 Acceso.

Para el acceso a la estructura de control, se tiene proyectada una losa de 0.60 m de peralte para cada uno de los canales, desplantada a la elevación 491.40 m y delimitada por los cadenamientos 0-015.209 y 0-009.542.

Su principal objetivo es evitar erosión, la cual se podría iniciar por la incidencia de algún vórtice o remolino al pie del talud inclinado aguas arriba del cimacio.

En el cadenamiento 0-009.542 se tiene una junta de construcción de 1" de ancho, de material celular impregnado de asfalto, para la continuidad de la estructura del cimacio.

El concreto utilizado es de f'_c = 300 kg/cm^2 y acero de refuerzo de f'_y = 4 000 kg/cm^2.

La losa se anclará a la cimentación mediante varillas de Ø = 1" a una profundidad de barreno de 4.50 m y Ø = 2" rellenos con mortero de f'_c = 180 kg/cm^2. (Ver Plano No. 2)

4.3.4 Cuadrante aguas arriba.

Formando ya parte integral del cuerpo del cimacio, se tienen dos perfiles perfectamente definidos entre los cadenamientos 0-009.542 y 0+000.000 de elevaciones 492 m y 498 m respectivamente.

El primer perfil es un talud inclinado 45° respecto a la horizontal y proporciona el talud 1:1 recomendado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos en base a una serie de experiencias obtenidas y proporciona al flujo un acceso suave a la cresta del cimacio, a la vez que disminuye el empuje hidrostático aumentando la estabilidad de la estructura.

El talud se encuentra delimitado entre los cadenamientos 0-009.542 y - 0-004.485 de elevaciones 492 m y 497.057 m respectivamente.

El segundo perfil es una curva cuyas coordenadas se obtienen a partir de la siguiente tabla, donde H_d sigue siendo la carga de diseño e igual a 23 m, y (X, Y) un punto cualquiera referido a un sistema cartesiano con el origen en la cresta del cimacio a la elevación 498 m y exactamente en el cadenamiento - 0+000.000, es decir, origen = (492 m, 0+000.000 km) = (00.00, 00.00).

X/H_d	Y/H_d
-0.000	0.0000
-0.020	0.0004
-0.040	0.0016
-0.060	0.0035
-0.080	0.0064
-0.100	0.0101
-0.110	0.0122
-0.120	0.0147
-0.130	0.0174
-0.140	0.0203
-0.145	0.0219
-0.150	0.0235
-0.155	0.0252
-0.160	0.0270
-0.165	0.0288
-0.170	0.0308
-0.175	0.0328
-0.180	0.0349
-0.185	0.0372
-0.190	0.0395
-0.195	0.0420

El concreto utilizado es de f'_c = 300 kg/cm^2 y acero de refuerzo de - grado duro de f'_y = 4 000 kg/cm^2.

4.3.5 Cuadrante aguas abajo.

4.3.5.1 Perfil del cimacio.

4.3.5.1.1 Objetivo.

El objetivo principal de diseñar una estructura de este tipo con características geométricas tan especiales es básicamente el proporcionar al flujo una superficie de conducción que se apegue lo más posible a la trayectoria de éste para no alterar en lo más mínimo sus características hidráulicas y evitar cualquier tipo de fenómeno que pudiera poner en peligro la estructura.

4.3.5.1.2 Descripción.

Se encuentra delimitado en su totalidad por los cadenamientos 0+000.000 y 0+028.680 de elevaciones 498 m y 486.860 m respectivamente.

El diseño se hizo de acuerdo a los lineamientos que aparecen en el volumen A.2.10 del Manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E. y fué adaptado a las recomendaciones establecidas para un cimacio de cresta libre, considerando una relación $H_{máx} = 1.33\ H_d$.

La curva que representa el perfil está descrita por la siguiente ecuación matemática referida al sistema cartesiano mencionado en el inciso 4.3.4:

$$X^{1.75} = - 1.869\ H_d^{0.75}\ Y$$

Donde: H_d = carga de diseño = 23 m.

(X, Y) = coordenadas, en m.

Y que corresponde a lo que se denomina cuadrante aguas abajo, quedando finalmente:

$$X^{1.75} = - 19.629\ Y$$

Para graficar la ecuación anterior y obtener el perfil del cimacio, se le dan valores a la variable "x" que representa las abscisas o cadenamientos para obtener el respectivo valor de la ordenada o elevación, utilizando una tabla auxiliar como se muestra a continuación:

X	Y
0+000.000	498
.....	...
0+008.537	495.828

Considerando que entre mayor número de puntos se obtenga, mayor será la precisión en el trazo de la curva.

Observando la tabla anterior, el último valor que puede tomar la variable "x" es el correspondiente al cadenamiento 0+008.537 de elevación 495.828 m debido a que a partir de dicho punto el perfil continúa con un talud inclinado

24° respecto a la horizontal, motivo por el cual el intervalo que toman las variables es cerrado.

4.3.5.2 Trayectoria del chorro.

Debido a que las compuertas se encuentran asentadas aguas abajo del eje de la cresta del cimacio, el orificio es inclinado, de tal forma que presenta un ángulo θ medido a partir de una línea normal al perfil del cimacio en el punto de asiento de la compuerta y respecto a una línea vertical que parte del mismo punto, de tal manera que la ecuación de la trayectoria del chorro está dada por la siguiente expresión:

$$-Y = X\,Tg\theta + \frac{X^2}{4H\cos^2\theta}$$

Donde: H = carga sobre el centro del orificio.

(X, Y) = coordenadas, en m.

$\theta = 17°$, medido en plano.

Cabe hacer notar que cuando se dan pequeñas aberturas a las compuertas, aparecen presiones negativas en la cresta del cimacio, que han sido comprobadas experimentalmente en laboratorio y para este vertedor, dada la relación $H_{máx} = 1.33H_d$, corresponde un valor máximo de $0.13H_d$.

Para evitar estas presiones negativas, se debe lograr que el perfil del cimacio aguas abajo de la compuerta coincida con el perfil de la trayectoria del chorro al salir del orificio.

El concreto utilizado es de $f'_c = 300$ kg/cm^2 y acero de refuerzo de grado duro de $f'_y = 4\ 000$ kg/cm^2.

4.3.6 Pilas.

4.3.6.1. Objetivo

Las pilas que se asientan sobre la cresta del cimacio tienen como objetivo principal reducir el lado corto de las compuertas para facilitar su operación y darles dimensiones de acuerdo a los moldes comerciales existentes, reduciendo los costos en forma considerable.

Al mismo tiempo el peso que aportan a la estructura aumenta la estabilidad del conjunto prácticamente dada por peso propio y evitan esfuerzos de tensión debido a la operación de las compuertas.

Su diseño también está basado en los resultados de los ensayes en los modelos hidráulicos.

4.3.6.2 Descripción.

Se encuentran delimitadas entre los cadenamientos 0-015.209 y 0+028.680 de elevaciones 492 m y 486.860 m respectivamente.

Para cada canal de acceso se tienen proyectadas tres pilas con las mismas características y dimensiones formando un total de ocho vanos sobre la cresta.

Las pilas tienen un ancho máximo de 4.50 m el cual proporciona un claro de 9.70 m para cada vano.

La mínima distancia longitudinal para cada pila, medida a lo largo de su eje de simetría paralelo al eje del vertedor, está dada por la diferencia entre los cadenamientos 0-009.542 y 0+028.680.

La máxima distancia longitudinal medida de igual forma, es ahora la diferencia entre los cadenamientos 0-015.209 y 0+028.680.

Tomando como referencia la elevación 526 m, la descripción de la planta de la pila es la siguiente:

La nariz aguas arriba está formada por dos arcos de circunferencia de radio R = 9.316 m tangentes a su respectivo paramento a una distancia de 5.90 m medida a partir de la nariz (punta) donde se cortan ambos arcos.

La nariz aguas abajo se forma por una reducción lineal en una distancia de 8.093 m hasta tomar un ancho de 1.50 m.

De acuerdo con lo anterior, el "tajamar" de las pilas está desplomado hacia aguas arriba, esto tiene por objeto aumentar la eficiencia hidráulica de la estructura, reduciendo al mínimo los problemas de formación de vórtices o remolinos en las proximidades del cimacio, evitando así la posibilidad de vibración de las compuertas.

Todas y cada una de las pilas tienen en ambos paramentos las ranuras guía para las compuertas tanto radiales como planas.

La máxima altura de la pila se localiza aguas arriba, medida entre las elevaciones 498 m y 526 m y la mínima aguas abajo entre las elevaciones 486.860 m y 504.550 m.

Numerando en orden progresivo y de margen izquierda a derecha (respecto al vertedor), las casetas de control se localizan sobre las pilas 1, 3, 4 y 6, operando cada una mediante servomotor a dos compuertas.

Las casetas se localizan entre los cadenamientos 0+002.750 y 0+009.250 a la elevación 522.600 m con una altura máxima de 3.40 m.

Los servomotores se localizan entre los cadenamientos 0+015.506 y 0+017.106 a la elevación 515.750 m. (Ver planos No. 2 y 3).

4.3.7 Muro central.

En esta zona de control, el muro central es la prolongación del muro que se inicia en el acceso al canal de llamada, manteniendo un ancho constante de 8.00 m desde el cadenamiento 0-027.710 y una elevación máxima de 523 m hasta el cadenamiento 0+002.750.

Entre los cadenamientos 0+002.750 y 0+010.711 mantiene una elevación constante de 522.600 m.

A partir del cadenamiento 0+010.711 desciende linealmente hasta alcanzar la elevación 515.750 m en el cadenamiento 0+015.506, la cual se mantiene constante hasta el cadenamiento 0+017.106, donde vuelve a descender en forma lineal hasta el cadenamiento 0+022.428 a la elevación 508.350 m y se mantiene constante hasta el cadenamiento 0+023.428, donde vuelve a descender linealmente hasta el cadenamiento 0+023.760 a la elevación 504.550 m y se mantiene constante hasta el cadenamiento 0+028.680.

En esta zona el muro es hueco tan solo en la parte donde lo cruza la galería principal de inyección, inspección y drenaje en el cadenamiento 0+000.000 en forma transversal y, longitudinalmente a partir de dicho cadenamiento por la galería de drenaje secundaria que corre longitudinalmente hacia aguas abajo sobre el eje del vertedor.

El concreto utilizado es de f'_c = 300 kg/cm^2 y acero de refuerzo de grado duro de f'_y = 4 000 kg/cm^2. (Ver plano No. 3).

4.3.8 Compuertas.

4.3.8.1 Compuertas de servicio.

4.3.8.1.1 Objetivo.

El objetivo que se pretende al colocar compuertas en el vertedor, es esencialmente el controlar las descargas del vertedor inducidas por avenidas frecuentes o extraordinarias para las cuales se ha diseñado.

La operación de las compuertas se lleva a cabo mediante una "política de operación", para la cual se conocen las elevaciones del NAMO y del NAME y las características del vertedor.

Los principales objetivos que debe cumplir una política de operación de compuertas son:

1.- Evitar que el nivel del agua sobrepase el NAME garantizando así la seguridad de la presa.

2.- Reducir los gastos de descarga para evitar daños aguas abajo de la presa.

3.- Permitir un almacenamiento adicional una vez que termina el periodo de avenidas.

Los puntos anteriores se contraponen entre sí de acuerdo a las siguientes consideraciones:

a) Una política de operación que minimice el gasto máximo de descarga, requiere un volumen alto de almacenamiento.

b) Por otro lado, la política que pretenda garantizar la seguridad de la presa manteniendo bajos niveles durante la avenida, inducirá grandes gastos de descarga.

De acuerdo a lo anterior, y considerando que cada presa es un caso particular único, se hará el estudio correspondiente para determinar la política de operación de acuerdo a la importancia que tengan cada uno de los objetivos en mayor o menor grado.

La mejor alternativa se puede determinar simulando el tránsito de las máximas avenidas registradas incluyendo la de diseño.

Las principales restricciones a las que estará limitado el gasto de descarga son:

I) El gasto máximo de descarga en un momento dado será menor o igual al que se descargaría con las compuertas totalmente abiertas.

II) El gasto de descarga en un instante dado será menor o igual al gasto máximo de la avenida de entrada al vaso en ese instante.

III) El nivel del agua no deberá de rebasar el nivel del labio superior de la compuerta más baja.

IV) El nivel del agua no rebasará el NAME.

V) Las limitaciones para un funcionamiento hidráulico eficiente del vertedor, por ejemplo, abrir las compuertas en forma simétrica para evitar ondas, garantizar un gastos de despegue, etc.

4.3.8.1.2 Descripción.

Cada una de las compuertas cubre un vano de 9.70 m de claro y su altura máxima alcanza la elevación 521 m.

El asiento sobre el cimacio se localiza en el cadenamiento 0+004.285 a la elevación 497.350 m.

Su radio de curvatura es R = 20.70 m, medido a partir del punto medio - de la placa y hasta el punto de apoyo o perno, localizado en el cadenamiento 0+022.926 a la elevación 506.350 m.

La placa tiene un peralte efectivo de 0.70 m y la parte que desliza por la ranura guía 0.325 m. (Ver planos No. 2 y 3).

4.3.8.1.3 Coeficientes de descarga.

Para anteproyectos de cimacios con compuertas, se utiliza como primera aproximación los coeficientes que aparacen en la figura 4.2, aplicados a la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2\,g}\ (C_d\ L_e)\ (H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$$

Donde:

C_d = coeficiente de descarga.

g = aceleración de la gravedad, en m/seg^2.

H_1 = carga al fondo del orificio, en m.

H_2 = carga al labio inferior de la compuerta, en m.

L_e = longitud de cresta efectiva, en m.

Q = gasto correspondiente, en m^3/seg.

COEFICIENTES DE DESCARGA PARA COMPUERTAS RADIALES.

(PARCIALMENTE ABIERTAS)

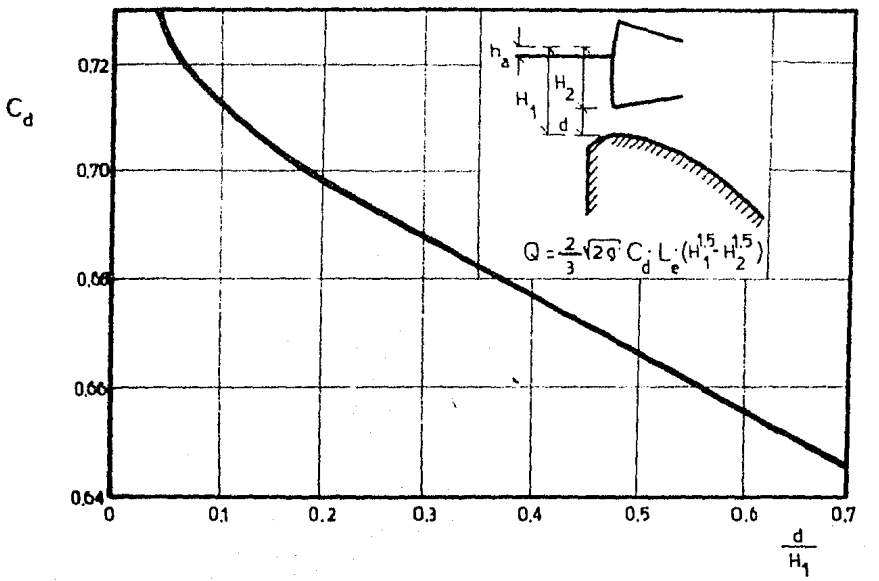


FIG. 4.2

Longitud de cresta efectiva.

La longitud neta de la cresta vertedora se ve afectada por la forma de los estribos y las pilas, que causan contracciones en el flujo, de tal forma que la longitud efectiva de cresta se calcula con la siguiente expresión que toma en cuenta esos elementos:

$$L_e = L - 2(N K_p + K_a) H.$$

Donde:

H = carga total sobre la cresta, en m.

K_a = coeficiente de contracción por estribo.

K_p = coeficiente de contracción por pilas.

N = número de pilas.

L = longitud total neta de cresta, en m.

L_e = longitud efectiva de cresta, en m.

La secuencia para iterar con la fórmula anterior es la siguiente:

1.- Se propone un valor de C_d sustituyéndolo en la fórmula y se despeja el valor de H_2.

2.- Se efectúa la diferencia de $H_1 - H_2$, que nos dá el valor de "d" correspondiente a la abertura de la compuerta.

3.- Se efectúa el cociente d/H_1 correspondiente a las abscisas en la gráfica, a partir de ese valor se traza una línea vertical hasta que corte la curva y a partir de ese punto se corre horizontalmente una línea que corte el eje de las ordenadas en donde se leerá un valor de C_d.

4.- Los pasos anteriores se repiten hasta que el valor propuesto sea aproximadamente igual al valor tomado en la lectura gráfica.

El valor que cumpla con la condición anterior será el C_d para esa abertura de compuertas y con el gasto propuesto, para las condiciones establecidas en particular.

La carga de velocidad "h_a" es despreciable debido a la velocidad tan baja con la que llega el agua al cimacio.

4.3.8.2 Compuertas de emergencia.

4.3.8.2.1 Objetivo.

El objetivo para el cual se ha diseñado este tipo de compuertas, es el de cerrar el orificio o vano en el momento en que la compuerta radial sufra alguna falla en su mecanismo o en alguna de sus componentes o en el caso de que se tenga que dar algún servicio de mantenimiento.

De acuerdo a lo anterior, se recomienda colocar cuando menos dos compuertas de servicio con sus respectivas compuertas de emergencia, para que en el supuesto caso de que una de ellas sufra avería y quede fuera de operación, se cierre el vano y se pueda seguir dando servicio con la otra.

En general, se recomienda para un vertedor de cresta controlada, colocar tres compuertas de servicio para operar en forma eficiente y segura el vertedor.

El número de compuertas, en un momento dado, está en función del gasto de diseño que se maneje en el vertedor y de la política de operación.

4.3.8.2.2 Descripción.

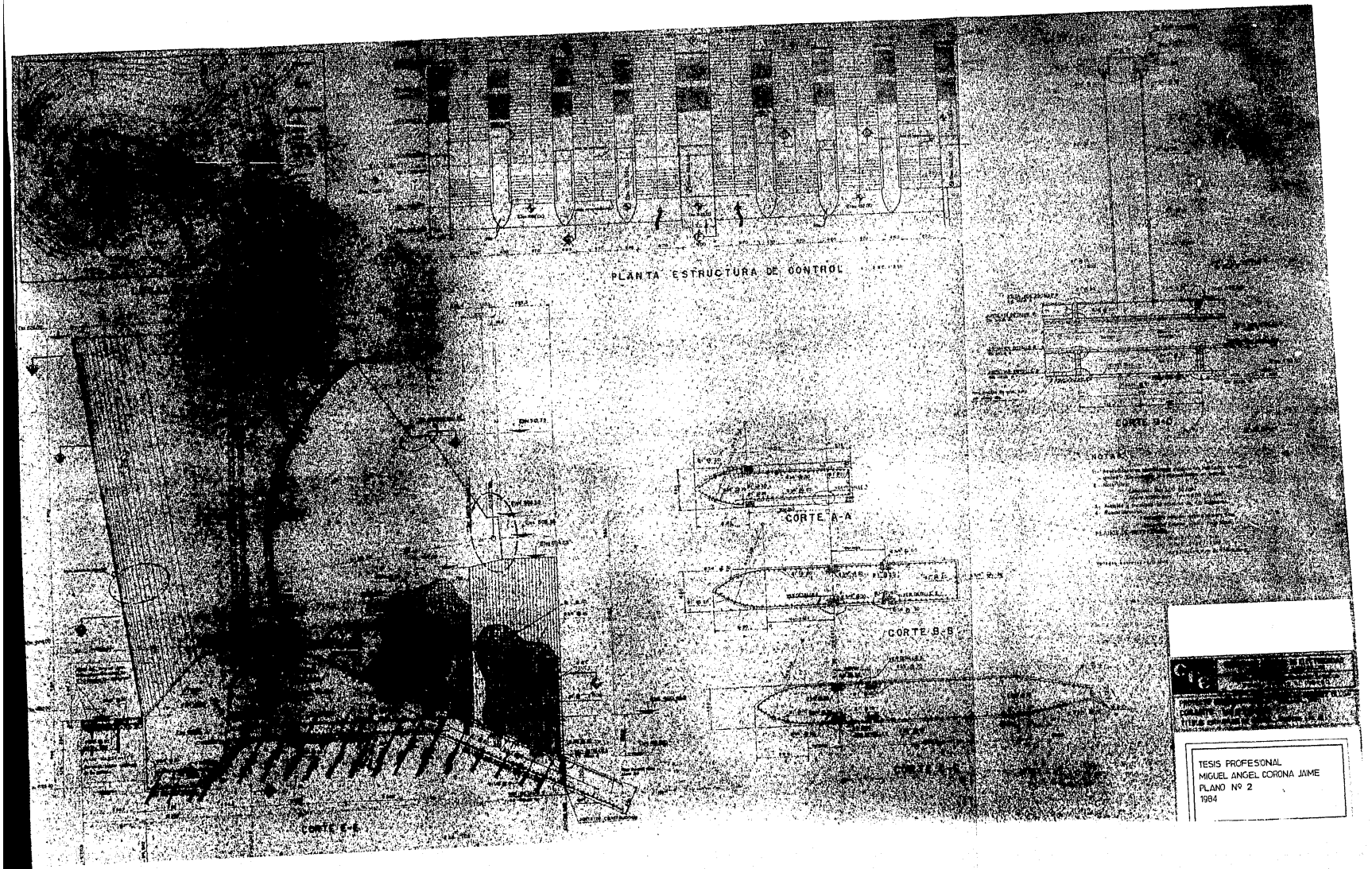
Cada una de las compuertas cubre un vano de 9.70 m de claro y su altura máxima alcanza la elevación 525.250 m.

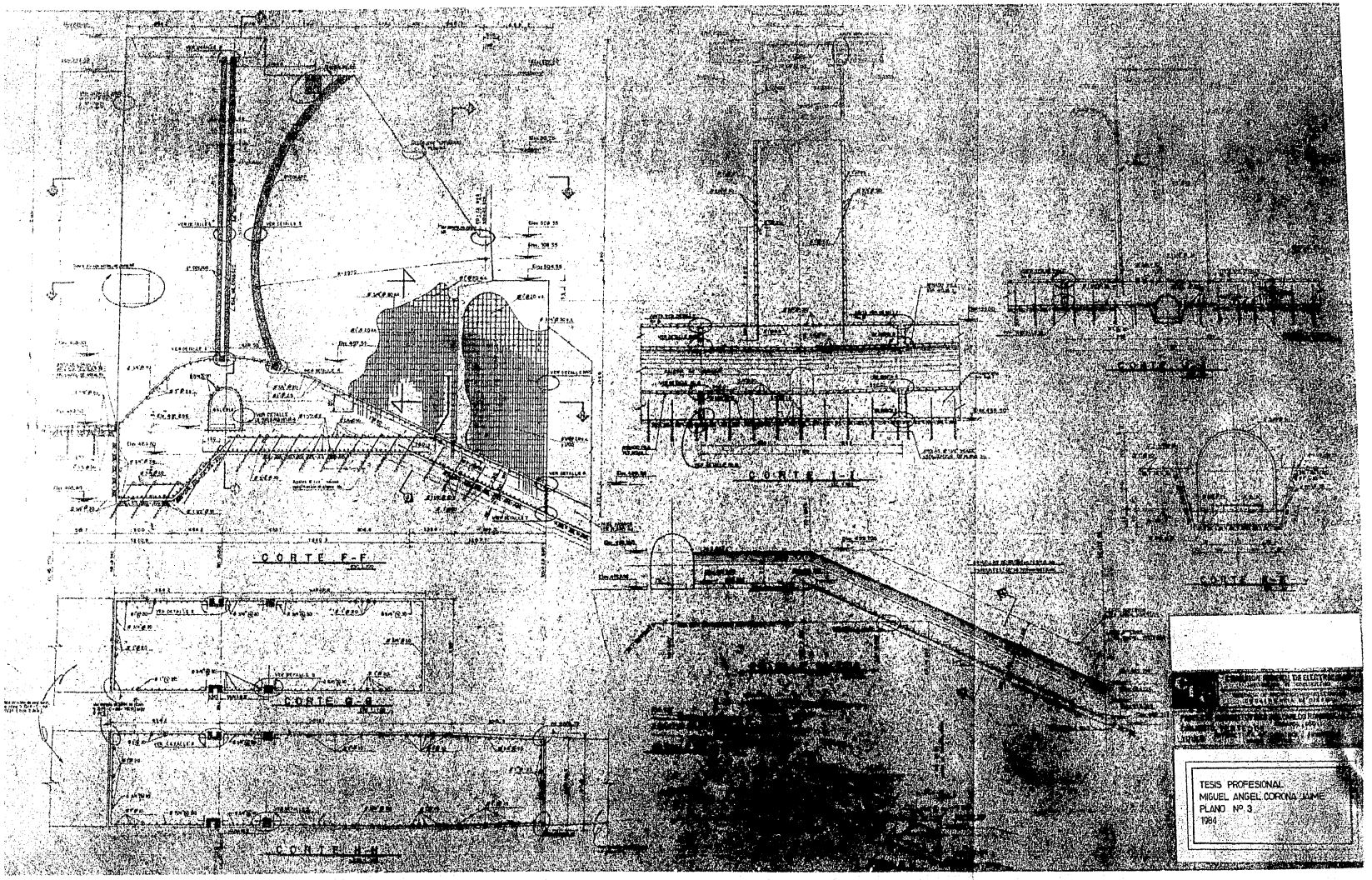
El asiento sobre el cimacio se localiza en el cadenamiento 0-000.296 a la elevación 497.996 m.

La compuerta no es más que una placa de 1.20 m de peralte efectivo y la ranura guía sobre la que desliza tiene 0.35 m de ancho y 0.37 m de profundidad.

La operación de estas compuertas se llevará a cabo mediante una grúa de pórtico deslizando a lo largo del eje del cimacio, sobre el puente de maniobras, que se encuentra apoyado en las pilas y el muro central.

El nivel de plantilla del puente de maniobras se localiza a la elevación 526 m. (Ver Planos No. 2 y 3).


PLANTA ESTRUCTURA DE CONTROL
CORTE A-A
CORTE B-B
CORTE C-C
CORTE D-D
CORTE E-E
TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ANGEL CORONA JAIME
PLANO Nº 2
1984


CORTE F-F
CORTE G-G
CORTE H-H
CORTE I-I
CORTE J-J
CORTE K-K
TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ANGEL CORONA JAIME
PLANO Nº 3
1984

4.4 Canales de descarga.

4.4.1 Objetivo.

El anteproyecto del vertedor contempla la construcción de dos canales de descarga con la misma capacidad hidráulica de conducción, uno es de servicio y otro de emergencia.

El objetivo de esta alternativa es básicamente el que un canal de servicio trabaje durante el tiempo que se presenten avenidas frecuentes con un bajo gasto de descarga y entre en operación simultánea el otro canal, cuando se tenga que desalojar el gasto que produzca la avenida con la que fué diseñado el vertedor o gastos que no puedan descargarse por medio de un solo.

La ventaja que también se obtiene con ello, es que se pueden utilizar indistintamente ambos canales, en el supuesto caso de que alguno de los dos tenga que dejar de operar a causa de alguna falla o por efectos de mantenimiento.

4.4.2 Descripción

La estructura de los canales de descarga se encuentra delimitada entre los cadenamientos 0+028.680 y 0+300.000 de elevación 486.860 m y 442.873 m respectivamente.

El perfil longitudinal entre los cadenamientos 0+028.680 y 0+038.343, está descrito por un talud con pendiente de plantilla de S = 0.44523.

Entre los cadenamientos 0+038.343 y 0+070.537 de elevación 482.424 m y 472.596 m respectivamente, el perfil está descrito por una curva vertical cuyos datos correspondientes son:

Radio de curvatura (R) = 139.146 m.

Deflexión (Δ) = 13.796°.

Subtangente (ST) = 16.8336 m.

A partir del cadenamiento 0+070.537 y hasta el cadenamiento 0+267.361 de elevación 437.178 m, el perfil está descrito por un talud con pendiente de plantilla S = 0.18.

Entre los cadenamientos 0+267.361 y 0+300.000, el perfil se describe mediante otra curva vertical cuyos datos correspondientes son:

Radio de curvatura (R) = 48.199 m.
Deflexión (Δ) = 40.205°.
Subtangente (ST) = 17.641 m.

El peralte de la losa de piso es de 0.60 m y se mantiene constante desde el cadenamiento 0+020.587 hasta la zona del deflector, donde se amplía para dar lugar al cuerpo del dentellón de anclaje aguas abajo de la estructura del vertedor.

A partir del cadenamiento 0+070.587 el colado de la losa se realizará en bandas longitudinales de 12 m y las juntas constructivas o de colado con transversales no coincidentes, se harán con una junta en forma de llave escarificada para adherencia.

La junta estructural, existente donde la losa colinda con algún muro (lateral o central) se hará con una junta en forma de llave sin escarificar rellena de material flexible y taponada con material elástico.

Cada canal es de sección trapecial, con un ancho de plantilla de 52.30 m y taludes extremos de 0.25:1, para los muros laterales de una altura máxima promedio a lo largo de los canales, de 8.00 m.

El concreto utilizado es de f'_c = 300 kg/cm^2 y acero de refuerzo de f'_y = 4 200 kg/cm^2.

El anclaje se hará de acuerdo a lo especificado por el Departamento de Estudios Experimentales de la C.F.E utilizando varillas de ϕ = 1½", inclinadas hacia aguas arriba 60° cuando la plantilla de la estructura sea paralela a la horizontal, y para taludes inclinados se colocarán perpendiculares a la plantilla. (Ver plano No. 4).

4.5 Estructura terminal.

4.5.1 Objetivo.

La estructura terminal de este anteproyecto es un deflector, que tiene como objetivo principal el disipar la energía de las descargas del vertedor.

La energía se disipa mediante el choque del chorro de agua que cae libremente después de ser lanzado, contra la superficie ya sea de agua o roca.

Se deberá prevenir que la socavación que se produzca por el impacto, no vaya a poner en peligro la estabilidad de ninguna estructura o a bloquear los desfogues que se localizan aguas abajo de la descarga, mediante las barras que se forman por el arrastre del material producto de la socavación en el cono hipotético.

Su selección depende la posición relativa de las elevaciones del final del canal de descarga y del nivel del agua del río en el punto de descarga.

El deflector debe proyectarse tomando en cuenta todo el rango de gastos de descarga, ya que para cada gasto, la zona de disipación de energía cambia.

Es necesario hacer notar que el deflector no debe ser ahogado por los tirantes del río para ningún gasto.

4.5.2 Descripción.

El deflector se encuentra delimitado entre los cadenamientos 0+267.361 y 0+300.000 de elevación 437.178 m y 442.873 m respectivamente.

El punto más bajo del deflector se localiza en el cadenamiento 0+275.901 a la elevación 436.415 m.

Forma un ángulo de salida respecto a la horizontal de 30°, con el cual se puede conocer la máxima distancia a la que será lanzado el chorro y las demás intermedias, conocidas las condiciones hidráulicas a la salida del deflector.

En esta zona la estructura forma un bloque considerable que dá lugar al dentellón aguas abajo del vertedor para proporcionar estabilidad al conjunto.

El concreto utilizado es de f'_c = 300 kg/cm^2 y acero de refuerzo de f'_c = 4 200 kg/cm^2.

4.5.3 Trayectoria del chorro.

La trayectoria que describe el chorro al ser lanzado por el deflector, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Y = X\ tg\alpha \pm \frac{X^2}{3.6\ (d + H_v)\ \cos^2\alpha}$$

Donde:

d= tirante a la salida del deflector, en m.

H_v = carga de velocidad a la salida del deflector, en m.

(X, Y) = coordenadas referidas a un sistema de ejes cartesianos, con origen en el labio de salida del deflector, en m.

Origen = (0+300.000 km, 442.873) = (00.00, 00.00).

α = ángulo del deflector con respecto a la horizontal, en grados.

α = 30°, medido en plano.

La profundidad de socavación que se produce por el impacto del chorro cayendo libremente contra la superficie, se calcula mediante la siguiente fórmula experimental de Veronese:

$$D_s = 1.90\ H_t^{0.225}\ q^{0.54}$$

Donde:

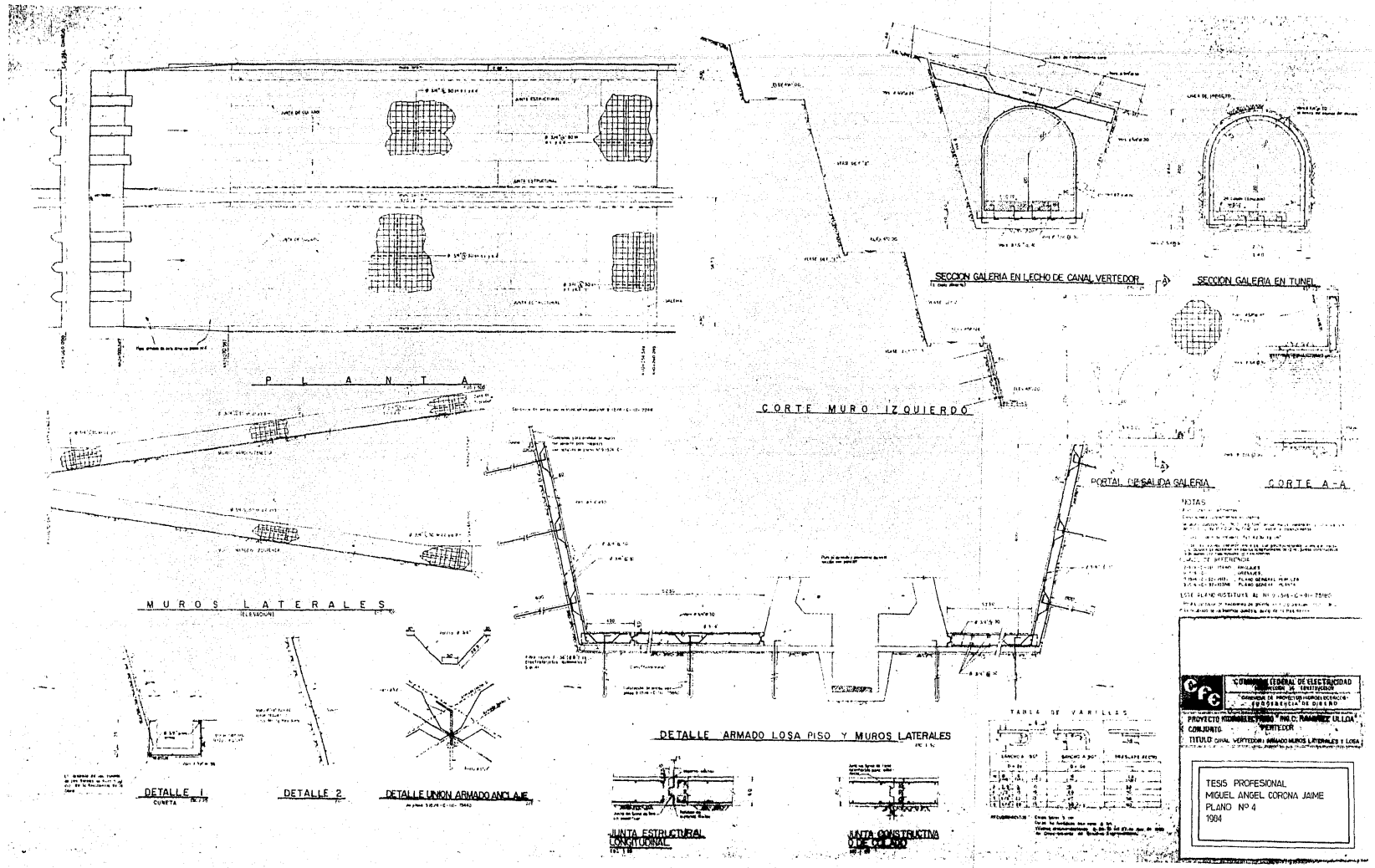
D_s = profundidad máxima del colchón formado abajo del nivel de agua del remanso, en m, igual al colchón inicial más la sovacación final.

Nota: es independiente del diámetro de las partículas.

H_t = altura de caída desde el vaso al nivel de remanso, en m.

q = gasto unitario, en $m^3/seg/m$.

El concreto utilizado es de f'_c = 300 kg/cm^2 y acero de refuerzo de grado duro de f'_y = 4 000 kg/cm^2.


P L A N T A
SECCION GALERIA EN LECHO DE CANAL VERTEDOR
SECCION GALERIA EN TUNEL
CORTE MURO IZQUIERDO
PORTAL DE SALIDA GALERIA
C O R T E A - A
M U R O S L A T E R A L E S
ELEVACIONES
DETALLE 1
CUNETA
DETALLE 2
DETALLE UNION ARMADO ANCLAJE
DETALLE ARMADO LOSA PISO Y MUROS LATERALES
JUNTA ESTRUCTURAL LONGITUDINAL
JUNTA CONSTRUCTIVA O DE COLADO
TABLA DE VARILLAS
NOTAS
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
PROYECTO
CONJUNTO
VERTEDOR
TITULO
TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ANGEL CORONA JAIME
PLANO Nº 4
1984

4.6 Sistema de drenaje.

4.6.1 Objetivo.

El sistema de drenaje proyectado para la Obra de Excedencias, tiene como principal objetivo el desalojar de la estructura todas las filtraciones que puedan poner en peligro su estabilidad.

Existen dos galerías colectoras que son la base del sistema, la principal corre a lo largo del eje del cimacio y la secundaria por el eje del vertedor, alojadas en el cuerpo del cimacio y el muro central, respectivamente.

Los drenes colocados en la parte inferior de la plantilla de los canales de descarga, se colocan para drenar hacia la galería central y evitar erosión bajo la losa, lo cual podría provocar serios problemas al momento de que se efectúen las descargas.

También se tiene proyectada la colocación de una serie de aireadores, para proteger la plantilla de los canales de descarga contra la cavitación.

Durante la etapa de construcción, la galería principal sirve como base para el proceso de inyección que dará forma a la pantalla impermeable del vertedor. (Ver planos No. 3, 4 y 5).

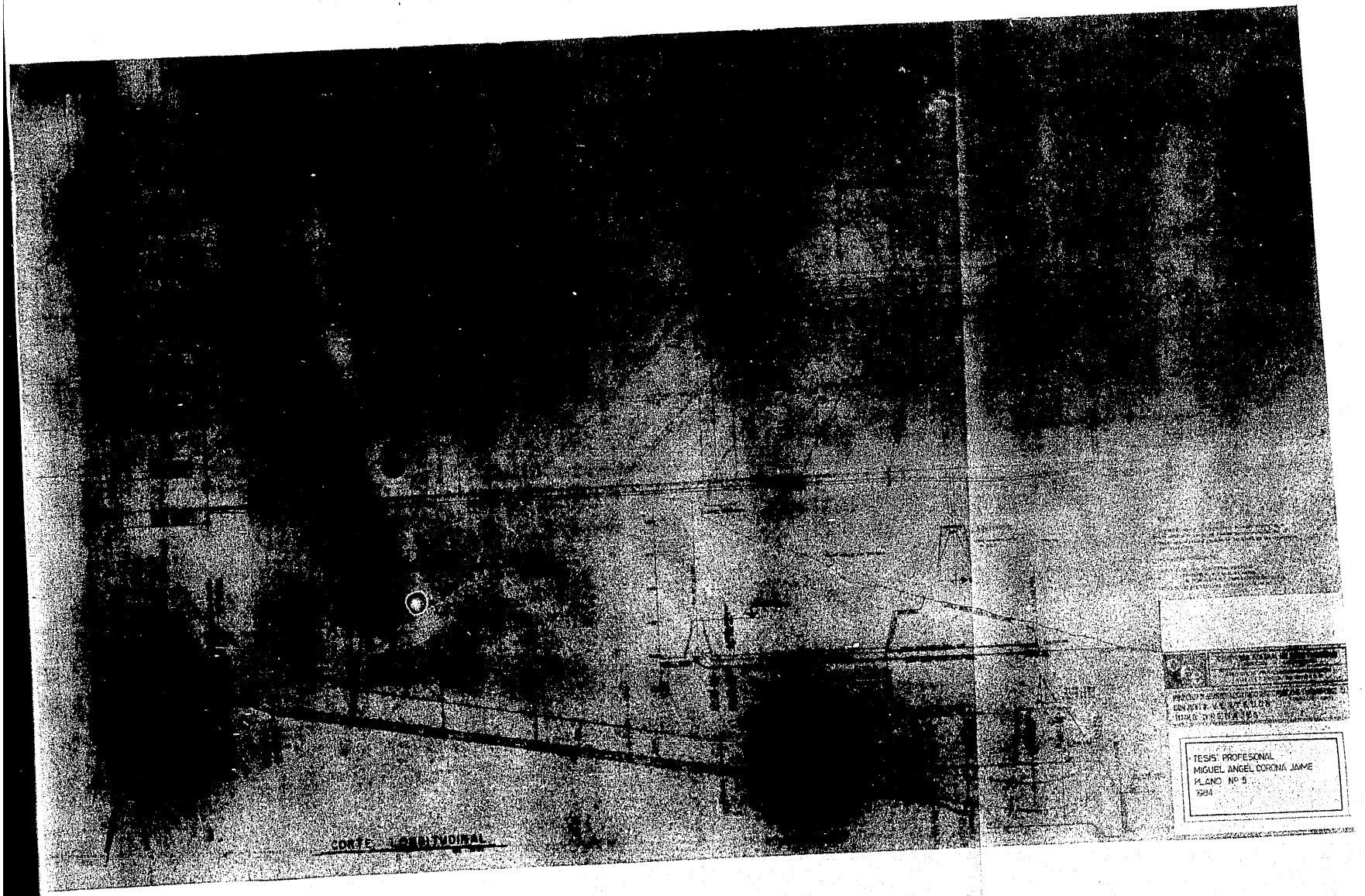
4.7 Muros laterales.

4.7.1 Objetivo.

El objetivo principal de formar muros laterales a lo largo de la Obra de Excedencias, se hace con el fin de proteger a la estructura de posibles derrumbes, así como de excesivas filtraciones que puedan poner en peligro la estructura.

En la margen izquierda del vertedor se tienen bermas que pretenden aumentar la estabilidad de la ladera y cunetas y contracunetas para drenar los escurrimientos que se presenten y que disminuyen en forma considerable la altura que se tiene proyectada para el muro lateral en esa zona.

Por lo que respecta al muro en la margen derecha, termina en la zona de control y a partir de ahí solamente se localiza el muro lateral del canal de descarga, puesto que ya no existe ninguna ladera por proteger. (Ver planos No. 1 y 4).


CORTE LONGITUDINAL
TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ANGEL CORONA JAIME
PLANO Nº 5
1984

CAPITULO QUINTO

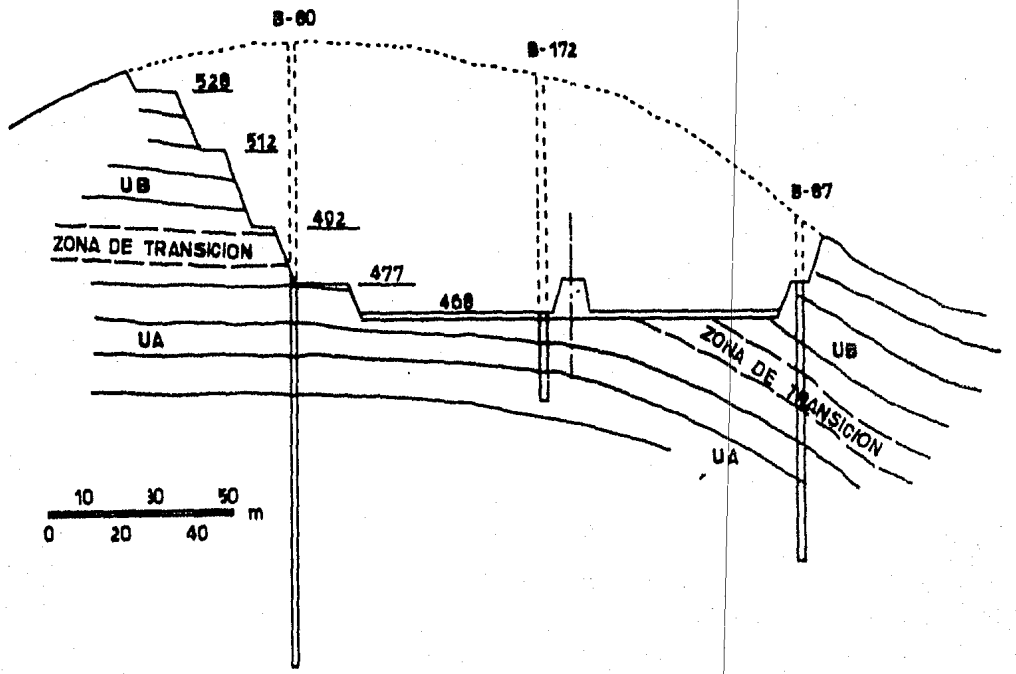
V. PROBLEMAS CONSTRUCTIVOS

5.1 Introducción.

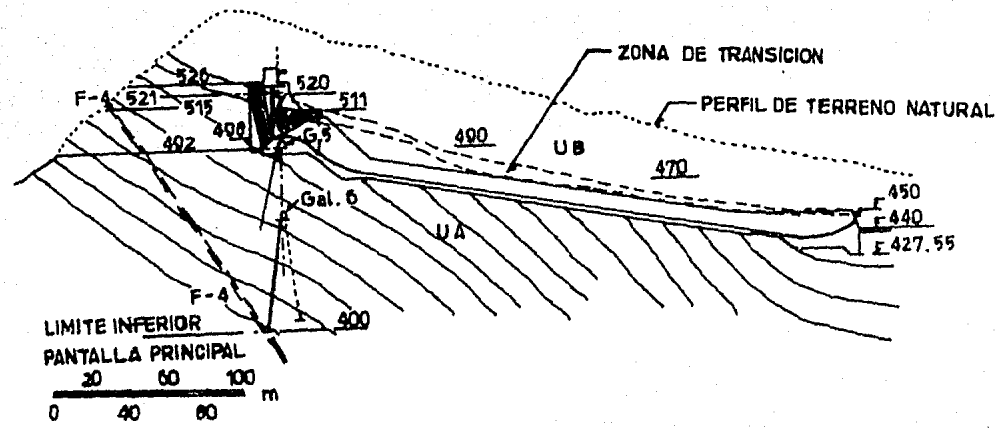
Debido a la gran importancia que dentro del Proyecto Hidroeléctrico representa la Obra de Excedencias, es necesario hacer una breve descripción de las diversas etapas constructivas que darán forma final al proyecto, así como algunos problemas que se han presentado durante su ejecución y las decisiones que se han tomado para su solución.

Como se indicó en capítulos anteriores, el vertedor se encuentra ubicado en la zona conocida como El Filo de los Ajonjolíes, sobre la margen derecha del Río Balsas, y desde el punto de vista geológico se asienta tanto en la unidad litológica UA como en la UB*.

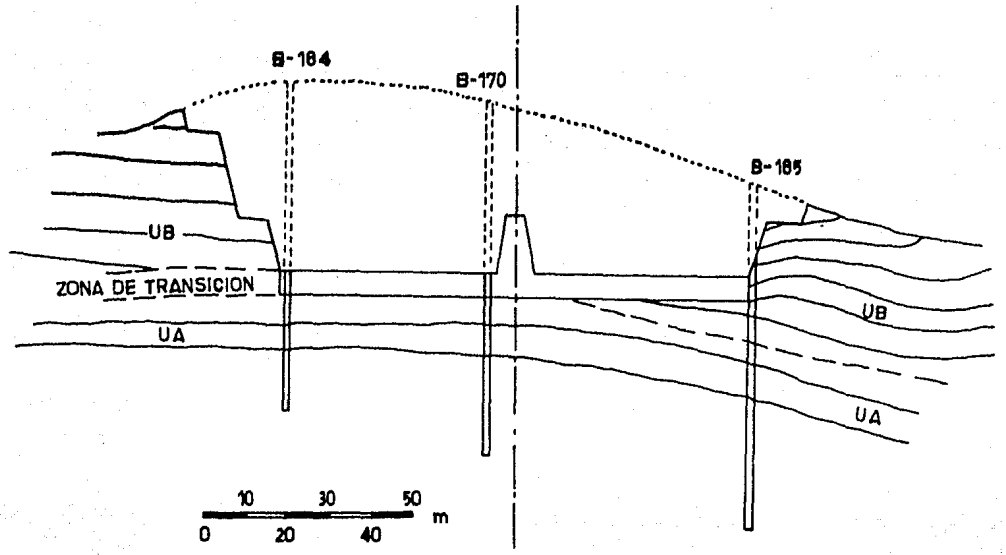
Para simplificar la explicación de los problemas, se ha considerado en forma general tres etapas constructivas, tomando en cuenta que no se sigue estrictamente un orden secuencial ni cronológico y que los problemas que se comentan son producto de las observaciones realizadas durante las visitas al proyecto.*(Ver. Fig. 5.1, 5.2 y 5.3).



OBRA DE EXCEDENCIAS DEL P.H. EL CARACOL
CANALES DE DESCARGA
SECCION TRANSVERSAL N-S
ESTRATIFICACION 42° AL N-W
Km 0+100.000
FIG. 5.2



OBRA DE EXCEDENCIAS DEL P.H. EL CARACOL
CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE
UNIDADES LITOLOGICAS
FIG. 5.1



OBRA DE EXCEDENCIAS DEL P.H. EL CARACOL
ZONA DEL DEFLECTOR
SECCION TRANSVERSAL N-S
ESTRATIFICACION INCLINADA 46° AL S-E
INCLINACIONES APARENTES EN TALUD NORTE SON 23° AL SUR
Km 0+100.000
FIG. 5.3

5.2 Etapa Inicial.

Durante esta etapa se efectuó la excavación de un volumen aproximado de 3'220,000 m^3 de material, entre las elevaciones 565 m y 425 m con una longitud aproximada de 450 m.

El movimiento de un volumen de tal magnitud representa por sí mismo una problemática, en muchos casos el producto de dicha excavación es empleado en el cuerpo de la Cortina, pero debido a su mala calidad no fué posible y solamente se depositó al pie de la misma, para evitar que interfiera en trabajos posteriores.

Como primer paso se llevó a cabo la tarea de limpiar el terreno de todo el material intemperizado y la capa vegetal, utilizando tractores para ello, el espesor promedio de la capa fué del orden de 10-12m, representando un volumen aproximado de 100 000 m^3.

El siguiente paso fué remover mediante el uso de explosivos el material restante, para dar lugar al perfil de proyecto del vertedor.

Se utilizaron principalmente dos tipos de voladuras, una a cielo abierto y otra de precorte, entre las elevaciones 565 m y 536 m la excavación se efectuó en tajo y de la 526 m a la 425 m en canal.

La voladura de precorte se efectuó en la margen izquierda del vertedor, dejando bermas para estabilizar los taludes y reducir su altura en forma considerable.

Esto a la vez permite diseñar una serie de cunetas y contracunetas que servirán posteriormente para drenar los escurrimientos y proteger de posibles derrumbes la estructura del vertedor.

A la elevación 526 m se dejaron los preparativos de lo que posteriormente será el Puente de Maniobras del vertedor, el cual tendrá comunicación directa con el camino de acceso proyectado sobre la corona de la Cortina.

Los cortes definitivos se efectuaron con voladuras de banqueo y precorte, avanzando en dirección del eje longitudinal de proyecto del vertedor y hacia el canal de llamada, atacando dos o tres bancos simultáneamente.

Los factores de carga utilizados en esta etapa son de 320 gr/m^3 para banqueo y 200 gr/m^3 para precorte, y la profundidad media de barrenación fué de 8-12 m, utilizando un consumo aproximado de 1 000 toneladas de dinamita.

La selección del equipo tanto de barrenación como de excavación, se hizo de acuerdo al tipo de material, el volumen por remover, la altura de los bancos y el tiempo programado para su ejecución, haciendo un análisis de costos y rendimientos de equipo y mano de obra para obtener condiciones óptimas que a fin de cuentas representan el abatimiento del costo total de la obra.

5.3 Etapa intermedia.

Esta etapa es posiblemente la más importante, porque en ella se efectúan los preparativos para la colocación del concreto, a la vez que se diseña en forma definitiva el sistema de anclaje de toda la estructura.

Los trabajos efectuados para el tratamiento de la roca son básicamente la impermeabilización y consolidación, hechos mediante barrenos de 3" de diámetro y una profundidad media de 10 m, en dos etapas y formando cuadriculas de 6 y 12 m de separación.

Las grietas que se presentaron durante esta etapa son producto del fracturamiento existente inducido por los movimientos sísmicos, las cuales se lavaron y rellenaron de concreto o mortero y posteriormente se les inyectó lechadas de agua-cemento.

Para el tratamiento del contacto roca-concreto se inyectará mediante barrenos de 2½" de diámetro hasta una profundidad en roca de 2m, con una presión de 3 kg/cm^2 en secciones separadas cada 3 m y tres perforaciones por sección.

El anclaje diseñado por el Departamento de Estudios Experimentales de la C.F.E. será en su totalidad perpendicular a la plantilla inferior de la estructura, considerando de antemano que funcionará en forma eficiente debido a que la estratificación tiene una inclinación casi constante al NW, la cual se mantiene tanto para el canal como para el deflector.

El problema principal en esta etapa fué el diseño del sistema de anclaje de la estructura y definir la presión de inyectado para el tratamiento de la roca.

Por lo que respecta a las laderas laterales del vertedor, también fué

necesario diseñar un sistema de anclaje para soportar los bloques y evitar deslizamientos posteriores, para lo cual se utilizó una malla electrosoldada de 20x20 cm x 1/8", anclada a la roca mediante varillas en forma de gancho de 1.20 m de longitud y ½" de diámetro, en cuadrícula de 2x2 m.

La superficie total de las paredes es de aproximadamente 34,000 m^2 y se recubrirá con gunita lanzada y se colocarán drenes de 3" de diámetro y 9 m de longitud.

5.4 Etapa Definitiva.

Esta etapa corresponde finalmente a la colocación del concreto masivo que formará la estructura del vertedor, desde el canal de llamada y hasta la zona del deflector.

El volumen aproximado de concreto que se ha considerado es de 180 000 m^3, lo cual representa otro problema constructivo, puesto que desde su elaboración, control de calidad, transporte y colocación, se deberán cumplir todas y cada una de las especificaciones de proyecto y limitarse al programa de obra determinado por la C.F.E.

Los colados en la estructura de control se efectúan en forma escalonada, para evitar grandes volúmenes y por conveniencia, así como para observar si las juntas constructivas y estructurales son de buena calidad.

La cimbra que se utiliza en el caso de las pilas es tal que permite ser removida en un tiempo relativamente corto y elevarla a otra posición para volver a colocar concreto, y para tal operación sólo es necesario emplear algunos trabajadores que realizan el trabajo fácilmente.

Los trabajos de colocación en la zona de control se están realizando relativamente rápido, pero algunas secciones han sido paradas porque aún se han estado haciendo pruebas en el modelo hidráulico para determinar la posición definitiva del asiento del apoyo de las compuertas, lo cual podría modificar la sección de las pilas aguas abajo del cimacio.

Para la zona de los canales de descarga, la forma en que se debe colocar el concreto será en bandas longitudinales no coincidentes en las juntas constructivas o estructurales transversales.

Las pilas trabajarán con losas laterales en forma de cantilíber, por condiciones de estabilidad estructural determinada en la etapa de anteproyecto, y absorber los efectos de vibración de la estructura inducidos por las descargas del vertedor.

CAPITULO SEXTO

VI. CONCLUSIONES

Como comentarios finales al presente trabajo, por una parte quiero hacer notar la importancia que dentro de la Ingeniería de Presas representa la información hidrológica en la región circundante al sitio de un Proyecto Hidroeléctrico, obtenida mediante registros históricos de Estaciones tanto climatológicas como hidrométricas, así como de el empleo de métodos confiables para la determinación de los diversos parámetros necesarios para hacer el diseño más eficiente y económico.

Por otra parte, también es importante hacer notar la valiosa aportación que representa el empleo de un modelo hidráulico en el diseño preliminar de cualquier proyecto, lo cual puede traer beneficios económicos y prevención y corrección de posibles fenómenos que sin su auxilio no sería posible detectar, sino hasta la etapa de operación, lo cual representaría un costo extra tal vez excesivo o quizá una imposible corrección y en un momento dado la falla inmediata de parte o totalidad de la estructura vertedora.

Finalmente este trabajo representa un aporte a la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. en respuesta a la ayuda que se me proporcionó durante la elaboración, y a todas las personas que de alguna manera contribuyeron.

RELACION DE PLANOS

BIBLIOGRAFIA

RESIDENCIA DEL VERTEDOR
RELACION DE PLANOS

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
SUBDIRECCION DE CONSTRUCCION

GERENCIA DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS
SUBGERENCIA DE DISEÑO

CONJUNTO: OBRA DE EXCEDENCIAS

TITULO: CANAL DE LLAMADA (ARMADOS)

1-3*	30-04-81	
2-3	08-10-81	No. 9.15/4-C-88-75131
3-3	20-10-81	

TITULO: ESTRUCTURA DE CONTROL (ARMADOS)

1-4*	27-04-82	
2-4*	14-09-82	
3-4	28-05-82	No. 9.15/4-C-119-76129
4-4	28-05-82	

TITULO: CANAL VERTEDOR (ARMADO MUROS LATERALES Y LOSA)

1-1*	18-11-82	No. 9.15/4-C-91-75160

TITULO: DRENAJES

1-2*	23-11-82	
2-2	23-11-82	No. 9.15/4-C-122-76608

*Planos incluidos en la Tesis.

BIBLIOGRAFIA

I. Boletín Climatológico
Balsas medio
No. 12 y 15
C.F.E.

II. Boletín Hidrométrico.
Balsas medio
No. 13 y 14
C.F.E.

III. Geología y Geotecnia del P.H. El Caracol, Gro.
Maycotte I. Jorge
No. 26
C.F.E.
1981

IV. Informe R-010-80
Departamento de Estudios Experimentales
C.F.E.
1980

V. "Localización y Diseño Preliminar de la Obra de Excedencias del P H. El Caracol, con la ayuda de un Modelo Hidráulico".
Camelo Verduzco Eduardo A.
Tesis Profesional.
U.N.A.M.
1978

VI. Manual de Diseño de Obras Civiles.
Hidrotecnia
A.1.5 Relación entre precipitación y escurrimiento.

A.1.7 Tormenta de Diseño.

A.1.8 Tránsito de Avenidas en Vasos.

A.1.9 Simulación del Funcionamiento de un Vaso.

A.1.10 Avenida de Diseño.

A.2.10 Obras de Excedencia.
C.F.E.
1981

VII. Obras Hidráulicas
Torres Herrera Francisco
Ed. LIMUSA
1983

VIII. P.H. El Caracol
Revisión de algunos aspectos relacionados con el Proyecto.
C.F.E.
1980.

IX. P.H. "Ing. Carlos Ramírez Ulloa".
Río Balsas, El Caracol, Gro.
Edición especial No. 8
Pozzo Mastachi Salvador, Del
Colegio de Ingenieros Civiles de México
1984

X. Residencia del Vertedor
P.H. El Caracol
Relación de Planos
1984