

203
28/11



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

" ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO HUITES "
SOBRE EL RIO FUERTE, SIN.

T E S I S

Que para obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

Presenta

GUILLERMO TENA ALAVEZ

México, D. F.

1985



Universidad Nacional
Autónoma de México

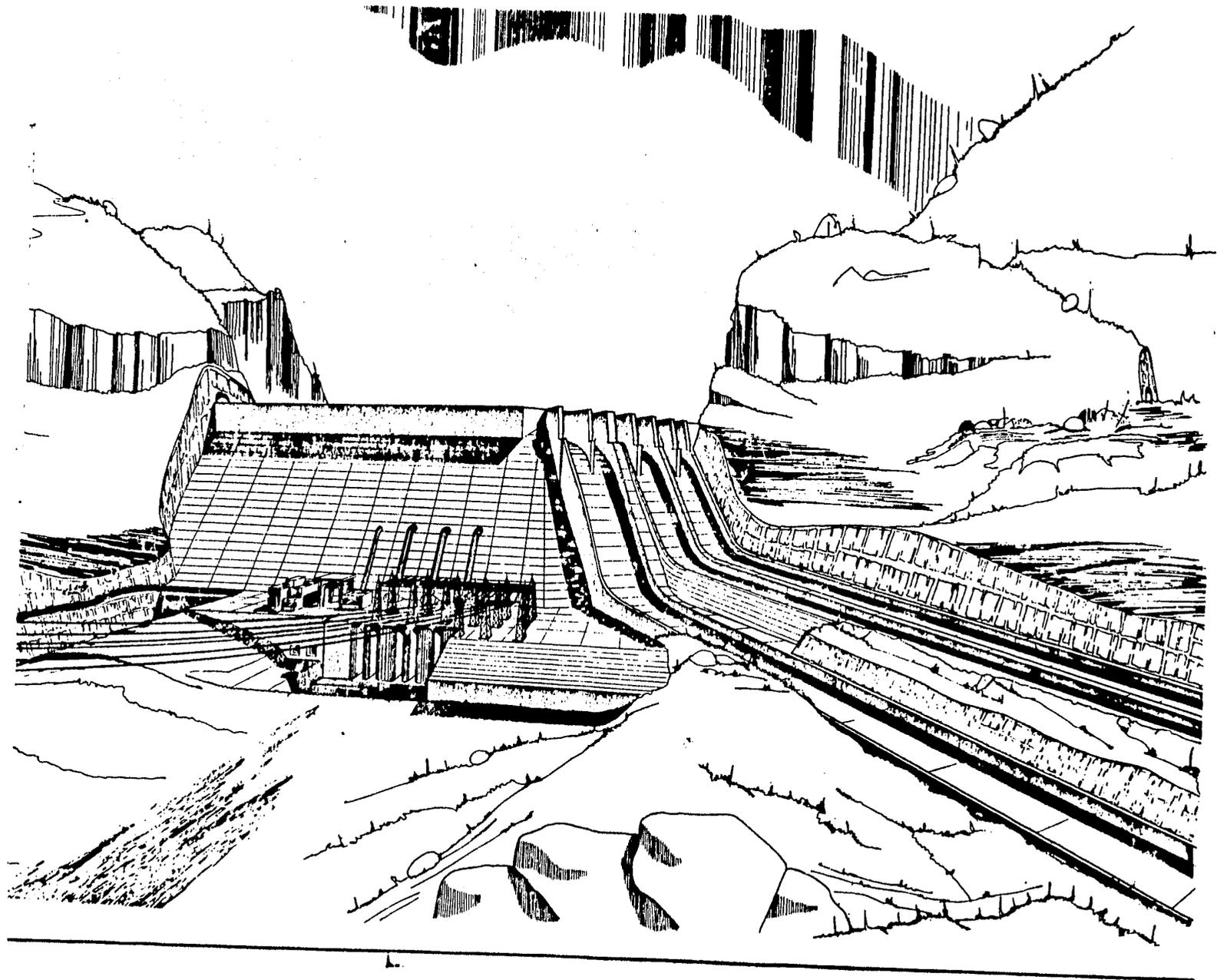


UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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





MINISTERIO NACIONAL
DE EDUCACION

Señor GUILLERMO TENA ALAVEZ,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Francisco Vázquez Limas, para que lo desarrolle como TESIS para su Examen Profesional de la carrera de INGENIERO CIVIL.

"ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO "HUITES"
SOBRE EL RIO FUERTE, SIN."

1. Introducción.
 2. Hidrología.
 3. Geología y geotecnia.
 4. Selección del tipo de cortina y del namo óptimo del embalse.
 5. Criterios de diseño de las obras.
 6. Planeación de la construcción.
 7. Presupuesto y programa de construcción.
- Conclusiones.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento con lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Coordinación de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 10 de diciembre de 1984
EL DIRECTOR,

DR. OCTAVIO A. RASCON CHAVEZ.

A mi hija:
Josefinita.

A mis papás:
Guillermo y Elena Eugenia.

A mis hermanos:

Javier
Gilberto
Elena Eugenia Guga
Eduardo
José Ricardo
Roberto

A mi Abuelita Conchita.

A mi Abuelo Alfonso

A mi Abuela Elena.

Al Ing. Francisco Vazquez Limas.

A José de Jesús González Nuñez.

A mis Amigos.

Los mexicanos hemos sentido el impulso progresista, incontenible, de un pueblo, que como el nuestro, fuera de sus virtudes congénitas, nada le ha sido concedido graciosamente. Sobre una geografía de pobreza, suelo y ambiente han sido signos adversos y parecían obstáculos infranqueables a todo intento de unidad y progreso.

Hemos advertido, también, que es inaplazable modificar las condiciones naturales de su geografía para que, dueño y señor de su propio medio, el mexicano de mañana sienta acrecentadas sus fuerzas creadoras.

El duelo del mexicano con su propio ambiente registra hoy constancias alentadoras. Su esfuerzo modifica y encauza nuestros recursos geográficos, convierte en valles fértiles los desiertos y esparce en todos los rumbos del país, más electricidad para el progreso de México.

I N D I C E

1	I N T R O D U C C I O N .	
1.1	OBJETIVO.	1
1.2	FINALIDAD DEL PROYECTO.	1
1.3	UBICACION DE LA BOQUILLA.	2
1.4	ACCESOS AL SITIO DEL PROYECTO.	3
2	H I D R O L O G I A	
2.1	CUENCA DEL RIO FUERTE.	4
2.2	ESTACIONES HIDROMETRICAS.	5
2.3	ESTUDIO DE CRECIENTES.	5
	2.3.1 Criterios generales.	5
	2.3.2 Memoria de cálculo.	11

2.4	OPERACION DEL EMBALSE.	18
2.4.1	Criterios para el funcionamiento del embalse.	18
2.4.2	Datos de arranque.	19
2.4.3	Metodología de las regulaciones para riego.	22
2.4.4	Resultados de generación.	23
2.4.5	Resultados sobre derrames.	24
2.5	AZOLVE.	24
2.6	LLENADO DEL EMBALSE.	25
2.6.1	Criterios generales.	26
2.6.2	Hipótesis de operación de Miguel Hidalgo durante el llenado de Huites.	27
2.6.3	Hipótesis de operación de Huites durante su llenado.	29
2.6.4	Estudio del cierre del desvío.	30
3	G E O L O G I A Y G E O T E C N I A	
3.1	GEOLOGIA GENERAL.	33
3.1.1	Fisiografía de la región.	33
3.1.2	Geología regional.	34
3.1.3	Litología.	35
3.1.4	Tectónica.	36
3.1.5	Geomorfología.	38
3.2	GEOLOGIA APLICADA.	41

3.2.1	Características técnicas de las rocas locales.	41
3.2.2	Características técnicas de los bancos de grava-arena.	43
3.2.3	Características técnicas de los bancos de arcilla.	44
3.3	ASPECTOS CONSTRUCTIVOS DE LA BOQUILLA.	45
3.3.1	Ubicación del eje de la obra de cierre.	45
3.3.2	Permeabilidad y sellado.	46
3.3.3	Mecánica de rocas.	49
3.3.4	Tratamiento de la roca.	50
4	SELECCION DEL TIPO DE CORTINA Y DEL NAMO OPTIMO DEL EMBALSE	
4.1	CRITERIOS PARA LA SELECCION DEL TIPO DE CORTINA.	53
4.1.1	Eliminación del tipo de cortina de arco o de arco-bóveda.	53
4.1.2	Eliminación del tipo de cortina de machones.	54
4.1.3	Eliminación del tipo de cortina de materiales graduados.	55
4.2	EVALUACION ECONOMICA PARA LA SELECCION DEL NAMO.	59

4.2.1	Criterios generales.	59
4.2.2	Presupuestos de las alternativas.	60
4.2.3	Beneficios.	62
4.2.4	Relación beneficio-costo.	62
4.3	CONSIDERACIONES TECNICAS PARA LA SELECCION DEL NAMO.	66
4.3.1	Volúmen del embalse.	66
4.3.2	Llenado del embalse.	68
4.3.3	Cantidades de obra.	68
4.3.4	Seguridad de las obras.	70
4.3.5	Evolución futura del mercado eléctrico.	70
5	C R I T E R I O S D E D I S E Ñ O D E L A S O B R A S	
5.1	CRITERIOS DE DISEÑO PARA LA CORTINA.	72
5.1.1	Fuerzas que obran sobre la cortina.	72
5.1.2	Requisitos de estabilidad.	78
5.1.3	Efectos térmicos.	83
5.1.4	Análisis estructural de la cortina.	83
5.1.5	Solución propuesta.	84
5.1.6	Memoria de cálculo.	85
5.2	OBRA DE DESVIO.	112
5.2.1	Criterios para la selección de las obras de desvío.	112
5.2.2	Manejo del río.	114

5.2.3	Solución propuesta.	115
5.2.4	Memoria de cálculo.	117
5.3	OBRA DE EXCEDENCIAS.	137
5.3.1	Criterios para la selección del tipo de vertedor.	137
5.3.2	Condiciones hidrológicas básicas.	138
5.3.3	Estudio de optimización del vertedor.	138
5.3.4	Tránsito de avenidas.	142
5.3.5	Solución propuesta.	143
5.3.6	Memoria de cálculo.	144
5.4	OBRA DE GENERACION.	158
5.4.1	Obras de toma.	158
5.4.2	Tuberías de presión.	159
5.4.3	Casa de máquinas.	160
5.4.4	Subestación.	161
5.4.5	Diseño de las turbinas.	161
5.4.6	Memoria de cálculo.	166
5.5	OBRA DE RIEGO.	175
5.5.1	Criterios de diseño.	175
5.5.2	Obra de toma.	175
5.5.3	Tubería de presión.	176
5.5.4	Válvulas.	177
5.5.5	Memoria de cálculo.	177
6	PLANEACION DE LA CONSTRUCCION	
6.1	OBJETO Y ALCANCE.	186

6.2	OBRAS PRELIMINARES.	187
6.2.1	Carreteras.	187
6.2.2	Puentes.	188
6.2.3	Túneles.	188
6.2.4	Campamentos.	188
6.3	ETAPAS CONSTRUCTIVAS.	189
6.3.1	Excavación del estribo derecho y del canal de desvfo.	189
6.3.2	Estructura de control del desvfo.	190
6.3.3	Excavaciones para el estribo izquierdo y los canales del vertedor.	190
6.3.4	Atagufas.	191
6.3.5	Excavación del cauce del río.	191
6.3.6	Colado de la parte izquierda de la cortina.	191
6.3.7	Colado de la parte central de la cortina y de la cimentación de la casa de máquinas.	192
6.3.8	Estructuras de la casa de máquinas.	193
6.3.9	Montaje de la tubería de presión y de las estructuras metálicas.	193
6.3.10	Colado de la parte superior de la cortina.	194
6.3.11	Montaje electromecánico de las unidades generadoras.	195

6.4	MAQUINARIA DE CONSTRUCCION PRINCIPAL.	195
6.4.1	Maquinaria para movimiento de tierras.	195
6.4.2	Maquinaria para concreto.	196
7	PRESUPUESTO Y PROGRAMA DE CONSTRUCCION	
7.1	PRESUPUESTO DE CONSTRUCCION.	198
7.1.1	Cantidades de obra.	198
7.1.2	Precios unitarios.	200
7.1.3	Costos directos.	202
7.1.4	Costos indirectos.	203
7.2	PROGRAMA DE CONSTRUCCION.	203
	CONCLUSIONES	211
	BIBLIOGRAFIA	218

P L A N O S A N E X O S

- 001 LOCALIZACION DEL PROYECTO.
- 002 DATOS HIDROLOGICOS Y METEOROLOGICOS.
- 003 ELABORACIONES HIDROLOGICAS.
- 004 GEOLOGIA DEL SITIO.
- 005 PLANTA GENERAL.
- 006 CORTINA-SECCIONES.
- 007 OBRAS DE DESVIO.
- 008 VERTEDOR.
- 009 OBRAS DE GENERACION Y RIEGO - hoja 1.
- 010 OBRAS DE GENERACION Y RIEGO - hoja 2.
- 011 OBRAS DE GENERACION Y RIEGO - hoja 3.
- 012 ETAPAS DE CONSTRUCCION.
- 013 CORTINA - METODOS Y DETALLES DE CONSTRUCCION.
- 014 CRONOGRAMA.

1 INTRODUCCION

1.1 OBJETIVO.

El objetivo de este trabajo es presentar la información básica y características del aprovechamiento, que pueden servir en la toma de desiciones de la probable construcción del proyecto.

1.2 FINALIDAD DEL PROYECTO.

La cuenca del río Fuerte representa uno de los escurrimientos más importantes del noroeste de México, pudiéndose aprovechar sus aguas, tanto para generación hidroeléctrica,

cuanto para fines de riego, además, la construcción de obras hidráulicas sobre el río permitirá controlar las avenidas y evitará la inundación de valiosas tierras de cultivo.

Estos objetivos ya han sido parcialmente alcanzados con la construcción de la presa Miguel Hidalgo y de las derivadoras Sufragio y Cahinahua, sobre el mismo río Fuerte, y de la presa Josefa Ortiz de Domínguez sobre uno de sus tributarios, el río Alamos, cuya confluencia se localiza aguas abajo de la presa Miguel Hidalgo.

El proyecto Huites tiene la finalidad de satisfacer la demanda de riego para nuevas tierras con área de 46,400 hectáreas, así como la de generar 888 GWh de energía hidroeléctrica por año, con factores de planta relativamente bajos para atender las necesidades de los picos de consumo.

1.3 UBICACION DE LA BOQUILLA.

El aprovechamiento de Huites está ubicado sobre el río Fuerte en la región noreste del estado de Sinaloa, en el municipio de Choix; y aguas arriba del embalse existente de la presa Miguel Hidalgo, aproximadamente a 15 Km. aguas arriba de la confluencia del río Choix con el río Fuerte. Las coordenadas geográficas de la boquilla son:

108° 21' de longitud oeste.

26° 54' de latitud norte.

1.4 ACCESOS AL SITIO DEL PROYECTO.

- A) Por carretera.- el acceso es desde Los Mochis, donde pasa la carretera federal 15 y hasta el municipio de Choix por la carretera estatal 32. Del municipio de Choix hasta la margen izquierda de la boquilla se llega por un camino de unos 20 Km. de longitud.
- B) Por ferrocarril.- el ferrocarril Chihuahua-Pacífico llega a cruzar el embalse de Huites en dos puntos: en el puente Chínipas y en el puente La Cascada; sin embargo, con el NAMO y el NAME propuestos, las aguas del embalse no llegan a afectar las vigas de estas dos obras, debiéndose tan solo estudiar la estabilidad de las pilas y estribos. La estación del ferrocarril de Agua Caliente está distante aproximadamente 4 Km. de la zona de estudio.
- C) Por aire.- los aeropuertos más importantes de la región son los de Culiacán y de Los Mochis en orden de importancia. En la zona del proyecto existen varios campos de aterrizaje, el más importante en Choix. Hay otro en Agua Caliente y otras pistas menores en los alrededores.

2 H I D R O L O G I A

2.1 CUENCA DEL RIO FUERTE.

La cuenca del río Fuerte, ubicada en la región norte de la vertiente del Océano Pacífico, se localiza entre los meridianos 106°18' y 109°27' de longitud oeste y entre los paralelos 25°48' y 28°12' de latitud norte.

La cuenca abarca una área total de 33,590 Km², dividida en cuatro entidades federativas en la siguiente forma:

Chihuahua	24,574 Km ²
Sinaloa	5,919 km ²
Sonora	2,570 Km ²
Durango	527 Km ²

El desnivel del río desde su nacimiento en el parteaguas sobre la Sierra de Durango es de 3,100 metros. Tiene un recorrido a lo largo del colector hasta su desembocadura de 540 Km. aproximadamente, con una pendiente media de 0.006. (ver plano de localización del proyecto).

El área de la cuenca hasta la boquilla de Huites es de 26,020 Km² y tiene un escurrimiento promedio anual de 3,788 millones de m³, correspondientes a un gasto medio de 120 m³/seg y un volumen de azolves estimado en 10 millones de m³/año.

2.2 ESTACIONES HIDROMETRICAS.

En la cuenca del río Fuerte se encuentran localizadas 25 estaciones hidrométricas, las cuales están ordenadas a partir del nacimiento del río hacia la desembocadura, con los datos de la Dependencia que las opera, el período de observación, las coordenadas de localización y el río sobre el cual se encuentran (ver cuadro 2.1). La estación más importante para el proyecto es la de Huites, localizada en la boquilla misma, con un período de observación de 44 años.

2.3 ESTUDIO DE CRECIENTES.

2.3.1 Criterios generales.

CUADRO 2.1

ESTACIONES HIDROMETRICAS EN LA CUENCA DEL RIO FUERTE

No.	NOMBRE	DEPENDENCIA	PERIODO	COORDENADAS	RIO
1	Siquirichic	C.F.E.	/55	107°13'-27°17'	Urique
2	Alamos	"	/55	107°44'-27°41'	Oteros o Chfnipas
3	Umira	"	NO/55	107°30'-27°22'	Urique
4	Chinatu	"	AB/53-MY/55	106°46'-26°14'	Chinatu
5	Guerachic	"	MY/66	107°15'-26°37'	Fuerte
6	Urique	S.A.R.H.	NO/67-FECHA	107°50'-27°18'	Urique
7	Batopilas	"	AG/52-FECHA *	107°44'-27°01'	Batopilas
8	El realito	C.F.E.	/54	107°32'-26°44'	Verde o San Miguel
9	La veranera	"	DI/65	107°53'-27°14'	Urique
10	Urique Pueblo	S.A.R.H.	EN/55-DI/73	107°54'-27°13'	"
11	San Ignacio I-II	"	EN/67-FECHA	107°52'-26°52'	Verde
12	San Francisco	"	NO/41-DI/70	108°07'-26°54'	Fuerte
13	Chfnipas	C.F.E.	NO/65-FECHA	108°32'-17°25'	Oteros
14	Palo Dulce	S.A.R.H.	NO/57-FECHA	108°24'-27°00'	Chfnipas
15	La Guasa	"	NO/55-FE/56	108°22'-26°59'	"
16	HUITES	"	SE/41-FECHA	108°21'-26°54'	Fuerte (boquilla)
17	Choix	"	MR/55-FECHA	108°19'-26°44'	Choix
18	Agua Caliente	"	JL/60-FECHA *	108°25'-26°48'	Fuerte
19	El Mahome	"	DI/66-FECHA	108°35'-26°30'	"
20	Las Cañas	"	JN/48-FECHA	108°35'-26°28'	"
21	Bamicori	"	EN/51-FECHA	108°30'-26°22'	Arroyo Baroten
22	Cazanate	"	SE/67-FECHA	108°45'-26°36'	Arroyo Alamos
23	Alamos	"	AG/48-AG/70	108°44'-26°23'	Oteros o Chfnipas
24	Latina	"	AG/59-FECHA	108°37'-26°12'	Sivajahui
25	San Blas	"	JL/41-FE/50	108°45'-26°06'	Fuerte

* No se calcula (solo se hace lectura de escala.

El estudio de las avenidas tiene que considerar los picos y los volúmenes. De acuerdo a los registros disponibles se tienen dos distintas épocas de avenidas:

- Epoca de Invierno.- son las avenidas que ocurren en los meses de diciembre, enero y febrero, provocadas por las lluvias invernales conocidas como "equípatas". El deshielo en la parte alta de la cuenca se suma a la precipitación teniéndose avenidas de picos y volúmenes altos.
- Epoca de Verano.- son las avenidas que ocurren en los meses de julio, agosto, septiembre y octubre, provocadas por lluvias meteorológicas o efectos de ciclón sobre la cuenca.
- Epoca de Aguas Bajas.- Los meses de marzo, abril y mayo representan el único período bien definido de aguas bajas.

Para establecer las avenidas para dimensionar el desvío y el vertedor, se ha utilizado la función de distribución de Gumbel, tanto para los picos como para los volúmenes. El método se ha desarrollado en diferentes etapas, identificando las dos poblaciones, de verano y de invierno, y utilizando todos los datos dis-

ponibles para cada población.

Los resultados de los análisis de frecuencia para los picos, sin considerar los volúmenes asociados ni la forma de las avenidas son las siguientes para el período de invierno:

Período de retorno (años)	Pico máximo instantáneo (m ³ /seg)
10	9,000
20	11,200
50	14,500
100	17,000
1,000	25,000
10,000	33,000

Los picos de verano son mucho menores, del orden de 1/4 de los de invierno.

El mismo análisis de frecuencia ha sido desarrollado para los volúmenes de invierno, considerando únicamente los volúmenes asociados directamente con las avenidas, sin gasto base y limitando la duración de las avenidas a 5 días; los resultados son los siguientes:

Perfodo de retorno (años)	Volúmen (millones de m ³)
10	1,030
20	1,280
50	1,600
100	1,850
1,000	2,650
10,000	3,440

A este punto se ha decidido determinar la avenida de diseño del vertedor sobre la base del análisis de frecuencia de volúmenes principalmente; esto se considera justificado, debido al efecto muy importante del tránsito de las avenidas, que reduce la importancia del pico máximo con relación al volúmen total que entra en el vaso.

Se ha seleccionado por tanto como volúmen de la avenida máxima probable un valor de 3,850 millones de m³ en 5 días, que corresponde a un período de retorno de 10,000 años, considerando también el intervalo de confianza de la distribución de Gumbel.

Considerando que la curva de ascenso de los hidrogramas registrados es casi vertical, y que la curva de recesión, determinada también a partir de los hidro-

gramas registrados, tienen una ecuación del tipo:
 $Q = Q_0 e^{-0.0405 \Delta t}$, se ha llegado a determinar el hidrograma de la avenida máxima probable, que tiene un pico de 30,000 m³/seg; el hidrograma completo de la avenida máxima probable es mostrado en los planos anexos.

Para las avenidas con tiempo de retorno relativamente bajo (50, 25 y 10 años), que son los que interesan para el dimensionamiento del desvío, se ha usado un criterio diferente. En este caso el valor del pico entrante es más importante que el volúmen total de la avenida, debido al reducido efecto del tránsito en el embalse. Los hidrogramas de estas avenidas han sido por lo tanto determinados en base a los valores de pico resultantes de la distribución de Gumbel y ajustando proporcionalmente los hidrogramas de algunas avenidas típicas registradas.

Para completar este estudio y establecer criterios para el programa de construcción y el manejo del río, se ha también desarrollado un análisis de frecuencia de gastos máximos mes por mes; sucesivamente, usando la curva elevaciones-gastos, se ha desarrollado el mismo tipo de análisis para los niveles máximos alcanzados por el río en la boquilla. Los resultados son

mostrados en diagramas en los planos anexos.

2.3.2 Memoria de cálculo.

La memoria de cálculo para las avenidas máximas probables para el diseño del desvío y del vertedor se muestra a partir de la siguiente hoja.

METODO ESTADISTICO DE GUMBEL

1) Las siguientes gastos máximos anuales han sido obtenidos de las registras hidrométricas del río. Se estimará la magnitud del gasto por períodos períodos de retorno y el intervalo de confianza correspondiente

i	Fecha	q_i (m ³ /seg) (2)	\hat{T}_m (3)	$\frac{T_m}{T_m-1}$ (4)	X_i (5)	$X_i q_i$ (6)	X_i^2 (7)	q_i^2 $\times 10^6$ (8)
1	12-Ene-1960	15,000	37,000	1,028	-3.59	-53,840.85	12.88	225.00
2	9-Dic-1943	14,376	18,500	1,057	-2.89	-41,583.29	8.37	206.67
3	15-Ene-1949	10,000	12,333	1,088	-2.47	-24,728.85	6.11	100.00
4	22-Feb-1973	7,960	9,250	1,121	-2.17	-17,270.17	4.71	63.36
5	12-Ene-1953	4,780	7,400	1,156	-1.93	-9,231.41	3.73	22.85
6	24-Sep-1974	3,790	6,167	1,193	-1.73	-6,574.13	3.01	14.36
7	24-Oct-1976	3,240	5,286	1,233	-1.56	-5,064.99	2.44	10.50
8	13-Ene-1950	3,229	4,625	1,276	-1.41	-4,558.36	1.99	10.43
9	5-Feb-1948	3,215	4,111	1,321	-1.28	-4,111.13	1.63	10.34
10	21-Sep-1958	3,010	3,700	1,370	-1.16	-3,478.91	1.33	9.06
11	12-Dic-1963	2,702	3,364	1,423	-1.04	-2,815.34	1.09	7.30
12	27-Feb-1944	2,580	3,083	1,480	-0.94	-2,415.88	0.88	6.66
13	19-Ago-1942	2,531	2,846	1,542	-0.84	-2,118.02	0.70	6.41
14	16-Dic-1967	2,506	2,643	1,609	-0.74	-1,862.34	0.55	6.28
15	19-Ago-1966	2,420	2,467	1,682	-0.65	-1,582.58	0.43	5.86
16	24-Nov-1972	2,225	2,312	1,762	-0.57	-1,264.62	0.32	4.95
17	26-Oct-1971	2,200	2,176	1,850	-0.49	-1,068.83	0.24	4.84
18	23-Dic-1965	1,944	2,056	1,947	-0.41	-789.32	0.16	3.78
19	3-Oct-1959	1,908	1,947	2,056	-0.33	-624.77	0.11	3.64
20	13-Ago-1970	1,620	1,850	2,176	-0.25	-407.73	0.06	2.62
21	1-Ago-1968	1,558	1,762	2,312	-0.18	-275.15	0.03	2.43
22	17-Jul-1969	1,534	1,682	2,466	-0.10	-157.20	0.01	2.35
23	30-Jul-1945	1,508	1,609	2,642	-0.03	-43.55	0.00	2.27
24	24-Ene-1961	1,499	1,542	2,845	0.04	66.79	0.00	2.25
25	14-Ago-1964	1,396	1,480	3,083	0.12	165.54	0.01	1.95
26	14-Ago-1952	1,319	1,423	3,364	0.19	254.84	0.04	1.74
27	5-Oct-1962	1,266	1,370	3,703	0.27	341.03	0.07	1.60
28	30-Ago-1946	1,165	1,321	4,115	0.35	404.11	0.12	1.36
29	1-Sep-1977	1,135	1,276	4,623	0.43	483.45	0.18	1.29
30	29-Ago-1947	1,127	1,233	5,292	0.51	575.38	0.26	1.27
31	5-Sep-1975	1,080	1,193	6,181	0.60	647.62	0.36	1.17
32	22-Jul-1953	1,025	1,156	7,410	0.69	711.92	0.48	1.05
33	19-Ago-1954	954	1,121	9,264	0.80	763.45	0.64	0.91
34	23-Ago-1956	696	1,088	12,364	0.92	641.84	0.85	0.48
35	14-Dic-1951	677	1,057	18,544	1.07	725.50	1.15	0.46
36	5-Oct-1957	593	1,028	36,714	1.28	760.11	1.64	0.35
Σ		108768			-19.49	-179,325.84	56.58	747.84

2) Cálculo de la columna 3:

$$\hat{T}_m = \frac{n+1}{i}$$

donde: \hat{T}_m = período de retorno en años, asociado al gasto q , cuyo recíproco es la probabilidad de que en un año cualquiera ocurra ese gasto o uno mayor

n = número de años de registro.

3) Cálculo de la columna 4:

$$\frac{\hat{T}_m}{\hat{T}_m - 1}$$

4) Cálculo de la columna 5:

$$X_i = \text{Ln Ln} \left(\frac{\hat{T}_m}{\hat{T}_m - 1} \right)$$

donde: Ln = logaritmo natural

5) Cálculo de \bar{q} y \bar{X} :

$$\bar{q} = \frac{\sum q_i}{n} = \frac{109,769}{36} = 3,049.11 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\bar{X} = \frac{\sum X_i}{n} = \frac{-19.49}{36} = -0.54$$

6) Cálculo de las constantes c y a (parámetros de la función de Gumbel):

$$c = \frac{\sum (X_i q_i) - n \bar{X} \bar{q}}{\sum X_i^2 - n \bar{X}^2} = \frac{-179,325.84 - 36(-0.54)(3,049.11)}{56.58 - 36(-0.54)^2} = -2,605.14$$

$$a = \bar{q} - c \bar{X} = 3,049.11 - (-2,605.14)(-0.54) = 1,642.33$$

7) Cálculo del gasto correspondiente a cualquier período de retorno:

$$q(T_m) = a + c \text{Ln Ln} \frac{T_m}{T_m - 1} \quad \text{donde: } q(T_m) = \text{gasto para un período de retorno dada}$$

$$q(10,000) = 1,642.33 + (-2,605.14) \text{Ln Ln} (10,000/9,999) = 25,636.45 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$q(50) = 1,642.33 + (-2,605.14) \text{Ln Ln} (50/49) = 11,807.43 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$q(25) = 1,642.33 + (-2,605.14) \text{Ln Ln} (25/24) = 9,974.96 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

8) Cálculo del intervalo de confianza:

La expresión anterior representa una estimación de la distribución de gastos máximos (que se supone tiene distribución Gumbel) a partir de las datos de una muestra. La función de la distribución real de la población puede ser diferente de la estimada con el procedimiento descrito. Los límites entre los que, con una probabilidad dada α , puede variar la función de distribución real se denominan intervalos de confianza y se determinan mediante los siguientes pasos:

8.1) Cálculo de la variancia del error y desviación estándar:

$$S_e^2 = \frac{(\sum X_i^2 - n\bar{X}^2)(\sum q_i^2 - n\bar{q}^2) - (\sum X_i q_i - n\bar{X}\bar{q})^2}{(n-2)(\sum X_i^2 - n\bar{X}^2)}$$

$$S_e^2 = \frac{[56.58 - 36(-0.54)^2][747.84 \times 10^6 - 36(3049.1)^2] - [-179325.84 - 36(-0.54)(3049.1)]^2}{(36-2)[56.58 - 36(-0.54)^2]}$$

$$S_e^2 = \frac{[56.58 - 10.50][747.84 \times 10^6 - 334.69 \times 10^6] - [-179325.84 - (-59274.70)]^2}{34(56.58 - 10.50)}$$

$$S_e^2 = \frac{46.08(413.15 \times 10^6) - (-120051.14)^2}{34(46.08)}$$

$$S_e^2 = \frac{1.90379 \times 10^{10} - 1.44122 \times 10^{10}}{1566.72}$$

$$S_e^2 = \frac{4.62567 \times 10^9}{1566.72}$$

$$S_e^2 = 2,952,458.50$$

$$S_e = 1,718.272$$

8.2) Cálculo de la amplitud del intervalo de confianza:

$$A_{q_i} = \pm \frac{t_{\alpha}}{2} S_e \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{(X_0 - \bar{X})^2}{\sum X_i^2 - n\bar{X}^2}}$$

donde: A_{q_i} = amplitud del intervalo de confianza.

α = probabilidad de que $q(T_m)$ se salga del intervalo de confianza

$t_{\alpha/2}$ = se obtiene de la tabla III.2 de ayudas de diseño con $\nu = n-2$ grados de libertad. (capítulo A.1.10)

$$X_0 = \ln \ln \{T_m / (T_m - 1)\}$$

T_m = período de retorno para el que se desea conocer $q(T_m)$

$\alpha = 0.05$ (se admite un 5% de error en la predicción)

$\nu = n - 2 = 36 - 2 = 34$ grados de libertad.

$t_{\alpha/2} = 2.03$ (de la tabla III.2 entrando con $\alpha/2 = 0.025$ y $\nu = 34$)

a) Para un período de retorno de 10,000 años:

$$X_0 = \frac{\ln \ln \frac{10,000}{9,999}}{9,999} = -9.2103$$

$$\Delta q_i = \pm 2.03 (1,718.272) \sqrt{\frac{1}{36} + \frac{[-9.2103 - (-0.54)]^2}{56.58 - 36(-0.54)^2}}$$

$$\Delta q_i = \pm 3,488.09 \sqrt{0.0278 + \frac{75.1741}{46.0824}}$$

$$\Delta q_i = \pm 4,492.87 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

b) Para un período de retorno de 50 años:

$$X_0 = \frac{\ln \ln \frac{50}{49}}{49} = -3.9019$$

$$\Delta q_i = \pm 2.03 (1,718.272) \sqrt{\frac{1}{36} + \frac{[-3.9019 - (-0.54)]^2}{56.58 - 36(-0.54)^2}}$$

$$\Delta q_i = \pm 3,488.09 \sqrt{0.0278 + \frac{11.3024}{46.0824}}$$

$$\Delta q_i = \pm 1,822.72 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

c) Para un período de retorno de 25 años:

$$X_0 = \frac{\ln \ln \frac{25}{24}}{24} = -3.1985$$

$$\Delta q_i = \pm 2.03 (1,718.272) \sqrt{\frac{1}{36} + \frac{[-3.1985 - (-0.54)]^2}{56.58 - 36(-0.54)^2}}$$

$$\Delta q_i = \pm 3,488.09 \sqrt{0.0278 + \frac{7.0678}{46.0824}}$$

$$\Delta q_i = \pm 1,484.69 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

9) Cálculo de los gastos de diseño para diferentes períodos de retorno:

$$q_0 = q + \Delta q$$

a) Para un período de retorno $T_m = 10,000$ años:

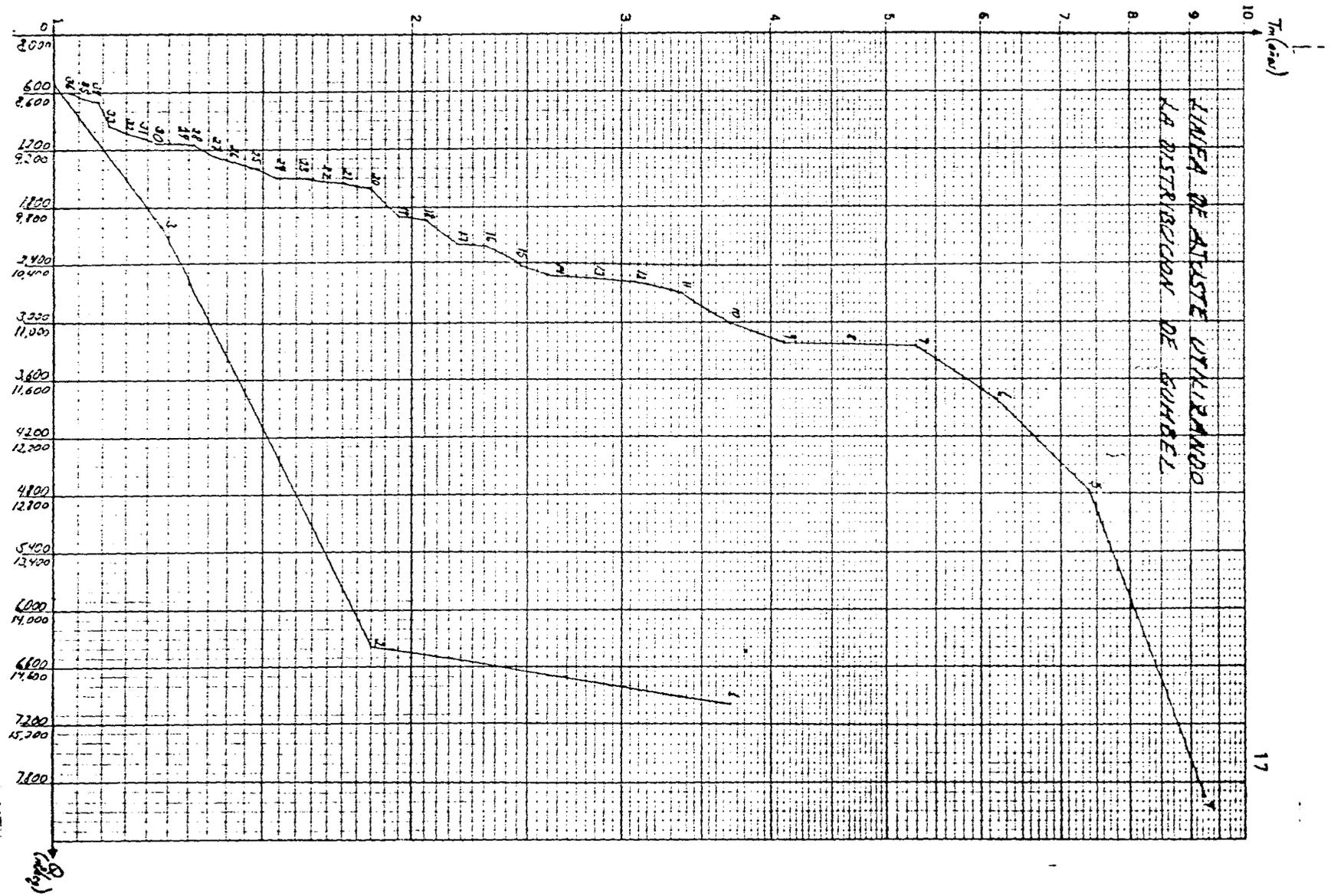
$$q_0 = 25,636.45 + 4,492.87 = 30,129.32 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

b) Para un período de retorno $T_m = 50$ años:

$$q_0 = 11,807.43 + 1,822.72 = 13,630.15 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

c) Para un período de retorno $T_m = 25$ años:

$$q_0 = 9,974.96 + 1,484.69 = 11,459.65 \text{ m}^3/\text{seg.}$$



2.4 OPERACION DEL EMBALSE.

2.4.1 Criterios para el funcionamiento del embalse.

La operación del embalse ha sido estudiada como uno de los factores principales en la selección de la altura del embalse. A continuación se resumen los criterios aplicados para la determinación del funcionamiento del embalse:

- A) El vaso debe funcionar como embalse para riego, es decir, debe suministrar toda el agua requerida por el riego, independientemente, pero asociado, a las exigencias de generación.
- B) Cuando sea necesario, el embalse puede vaciarse al mínimo permisible, independientemente del eventual nivel técnico de la operación de la planta de generación.
- C) La regulación del embalse se efectúa utilizando la serie histórica de las aportaciones desde el año de 1942, es decir, 44 años.
- D) El cálculo del funcionamiento se analiza a partir del embalse lleno, verificando que al final del pé-

ríodo de regulación se alcance otra vez el nivel inicial. La cuestión del llenado del embalse no entra en estos cálculos y se trata aparte.

- E) En los períodos de altos escurrimientos y los de baja demanda de riego, cuando el embalse tiende a derramar, se considera que las unidades de generación trabajan hasta un factor de planta de 1.0 antes de operar el vertedor. Esta generación se considera como secundaria dado que la generación firme se calcula a partir del volúmen de agua turbinada porque es requerida para riego; el volúmen excedente se prefiere turbinarlo que derramarlo por el vertedor..

2.4.2 Datos de arranque.

En función de los criterios antes mencionados, se han determinado los siguientes datos de arranque:

- A) Aportaciones.- son los volúmenes mensuales obtenidos de la serie histórica de 37 años. Dicha serie se considera representativa de las características hidrológicas de la cuenca de Huites, en relación a la duración del período registrado, a la presencia de dos períodos secos de cuatro años cada uno (23%

de la duración total), a la existencia de dos años de mínimo escurrimiento (37% del promedio), considerando también la confiabilidad de los registros. Dichos datos se consignan en el cuadro 2.2.

- B) Evaporaciones netas.- de acuerdo a los siguientes valores (en mm) obtenidos del examen de los datos meteorológicos de la cuenca:

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
56	86	140	186	217	181	14	11	42	80	87	66

- C) Volúmenes mensuales requeridos para generación.-varían conforme al NAMO estudiado. El volumen anual es seleccionado a forma de respetar los déficits máximos admitidos por la S.A.R.H.; la distribución mensual es definida de acuerdo con la demanda de generación del sistema; para el NAMO a la cota 270 seleccionada, los volúmenes mensuales son los siguientes, en millones de m³:

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
220	220	231	234	276	324	344	361	335	306	259	270

con un total anual de 3,380 millones de m³.

- D) NAMINE.- a la cota 215, que corresponde al nivel mínimo excepcional de vaciado para el riego, y ha sido establecido en relación a la cota teórica de

CUADRO 2.2

ESCURRIMIENTOS MENSUALES REGISTRADOS (MILLONES m ³)													
AÑO	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.	Annual
1942	64.8	82.1	85.8	26.4	16.4	20.5	300.6	1481.1	821.7	413.6	165.0	110.8	3588.8
1943	68.2	34.8	23.5	14.9	13.3	102.8	500.5	880.6	1066.7	761.2	83.4	1859.1	5409.0
1944	320.3	917.4	618.3	77.0	37.2	51.0	290.7	561.2	652.6	55.2	98.0	327.3	4006.2
1945	145.1	41.8	24.7	14.9	9.1	5.3	875.3	1057.3	186.7	295.5	36.9	26.3	2718.9
1946	49.5	25.2	19.0	14.3	8.9	73.0	380.3	556.3	591.9	181.9	31.2	29.1	1961.2
1947	174.1	35.1	129.0	20.6	21.6	96.4	474.3	1509.7	669.2	68.4	74.1	247.7	3070.2
1948	47.7	355.9	73.1	25.7	15.7	121.6	437.0	722.4	191.1	135.8	44.5	128.2	2298.7
1949	4733.7	354.0	87.6	49.0	26.6	56.6	1011.4	943.0	934.4	358.5	66.9	200.5	8822.2
1950	751.1	229.7	53.1	26.3	18.5	124.1	1153.4	478.6	357.3	137.7	33.9	27.9	3391.6
1951	43.3	29.3	24.1	17.5	11.5	18.7	327.7	528.3	173.2	37.5	28.3	168.1	1403.5
1952	45.7	21.7	113.6	21.2	12.2	121.2	1045.6	758.3	132.0	37.9	68.8	138.5	2516.7
1953	66.2	22.8	31.0	13.5	8.7	19.8	642.8	861.0	401.9	42.1	32.6	25.9	2168.3
1954	152.4	33.0	19.8	13.8	10.3	71.2	562.2	1239.6	517.6	372.0	42.6	29.1	3063.6
1955	1027.3	75.2	43.1	17.6	11.6	13.8	400.9	1771.7	558.5	361.9	56.7	49.0	4387.3
1956	80.4	53.1	35.4	21.2	20.4	144.5	531.3	690.5	317.6	45.7	22.3	25.5	1987.9
1957	53.8	43.6	66.4	18.1	9.4	13.1	299.0	519.8	357.6	139.8	40.4	115.1	1676.1
1958	77.5	98.4	305.8	42.0	47.3	194.0	422.7	1028.9	1602.3	607.9	141.4	103.6	4671.8
1959	47.9	207.0	47.7	27.7	16.0	34.3	571.7	1806.1	351.6	407.5	72.5	464.0	4054.0
1960	3091.6	148.5	54.3	25.0	12.5	13.0	546.6	1000.9	602.2	89.4	49.2	159.4	5792.6
1961	794.6	104.1	41.8	24.3	12.2	102.5	758.9	787.6	933.9	462.5	390.9	139.1	4552.4
1962	232.4	116.6	59.6	22.8	17.1	19.3	586.6	345.5	795.6	540.7	64.5	68.3	2869.0
1963	74.6	81.1	39.2	12.8	11.8	30.1	567.0	1465.1	772.8	187.7	61.4	1006.1	4309.7
1964	87.5	46.5	45.5	26.7	29.1	73.3	475.7	1160.0	1002.6	121.3	40.5	113.6	3222.7
1965	52.0	132.8	58.8	17.9	9.4	17.8	335.0	462.8	816.0	69.3	27.6	485.3	2484.7
1966	159.1	789.3	72.2	29.8	17.7	142.9	877.5	2922.5	922.9	141.4	55.5	36.1	5666.9
1967	34.5	27.5	23.2	17.9	12.2	130.3	1010.1	1222.8	463.0	159.9	72.0	584.6	3758.0
1968	322.0	662.7	660.0	139.1	56.0	53.1	1339.2	1470.5	810.7	134.9	169.6	129.4	5947.2
1969	92.7	237.6	59.6	25.6	18.8	17.5	978.0	389.3	289.5	103.0	45.1	187.0	2443.7
1970	108.9	47.9	105.4	31.7	17.7	11.2	422.9	1225.3	908.7	203.1	53.7	44.6	3181.1
1971	28.5	19.2	18.3	10.9	8.5	150.7	767.5	1376.2	328.8	1180.5	297.5	140.2	4326.8
1972	284.7	43.9	32.3	19.9	23.5	209.8	711.7	1024.7	1304.3	604.4	739.3	201.1	5199.5
1973	576.6	1116.4	203.6	54.7	37.4	76.2	381.5	1607.7	953.7	85.1	22.4	15.4	5130.7
1974	57.7	10.6	11.5	8.8	7.7	12.0	642.4	1102.1	1449.2	438.5	771.9	179.0	4691.4
1975	121.1	198.6	35.7	29.3	11.3	28.2	737.6	1114.8	1180.7	72.6	35.6	46.9	3612.4
1976	31.3	48.7	23.9	20.9	20.4	51.4	793.7	591.3	1028.7	628.3	245.2	114.7	3592.5
1977	101.0	94.0	40.0	37.0	15.0	94.0	850.0	1010.0	636.0	166.0	44.0	26.0	3133.0
1978	33.0	55.0	81.0	33.0	12.0	24.0	393.0	1195.0	2154.0	746.0	135.0	240.0	5091.0
med.	386.7	165.9	93.8	28.2	18.0	68.7	632.6	1038.4	736.3	286.3	120.6	218.0	3788.2
GASTOS MEDIOS MENSUALES m ³ / seq.													
	143.6	68.6	35.0	10.9	6.7	26.5	236.2	387.7	284.1	106.9	46.5	80.6	120.1

azolve en el embalse después de 50 años de operación.

E) NAMINO.- corresponde al nivel mínimo de operación para generación; dicho nivel ha sido escogido para cada NAMO estudiado, en coherencia con las características del equipo de generación para lograr una operación técnicamente correcta y aceptable. Para el NAMO a la cota 270 seleccionada, las características de las unidades de generación permiten fijar el NAMINO a la cota 215 coincidente con el NAMINE.

F) Nivel de descarga.- a la cota 152.20.

G) Potencia media de generación.- También variable conforme al NAMO estudiado; para el NAMO a la cota 270 se ha considerado una capacidad instalada de 525 MW.

2.4.3 Metodología de las regulaciones para riego.

Los datos de arranque han sido introducidos en el programa de cálculo de regulación, utilizando el programa respectivo de C.F.E. Los resultados de los cálculos han sido controlados para verificar su grado de aceptación y confiabilidad, y los cálculos iterativos, mo-

dificando algunos parámetros cuando ha sido necesario.

El criterio de aceptación de una regulación para riego esta constituido por la verificación de que los déficits de volumen de agua limiten las cosechas de un periodo de producción. Los déficits máximos admitidos son:

- 50% máximo en volumen para un año.
- 5% en volumen como promedio anual para todo el periodo considerado.

De los cálculos efectuados para el NAMO a la cota 270 se obtienen los siguientes resultados:

- Déficit máximo de volumen en un año igual a 40%.
- Déficit de volumen en todo el periodo igual a 5.7%.
- Déficit de tiempo en todo el periodo igual a 9.5%, es decir, durante 42 meses de los 444, el NAMINE ha sido alcanzado y por consecuencia, en ese mismo lapso de tiempo no ha sido satisfecha la demanda de agua para riego.

2.4.4 Resultados de generación.

Generación promedio mensual firme	62.58 GWh
Generación promedio mensual secundaria	11.42 GWh .
Generación promedio mensual	74.00 GWh

Generación promedio anual firme	751 GWh
Generación promedio anual secundaria	137 GWh
Generación promedio anual	888 GWh

Los factores de planta mensuales son los siguientes:

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
0.136	0.129	0.132	0.125	0.141	0.161	0.189	0.212	0.214	0.203	0.167	0.168

y el factor de planta promedio anual es de 0.165.

2.4.5 Resultados sobre derrames.

Los análisis efectuados muestran que los volúmenes derramados son de 2,089 millones de m³, es decir, 1.5% del volumen total aportado en todo el período. Estos volúmenes derramados ocurren cuando las aportaciones son mayores de las utilizaciones para riego y energía, aún trabajando las unidades generadoras con un factor de planta mensual igual a uno.

2.5 AZOLVE.

En la estación hidrométrica de Huites se han llevado mediciones regularmente, de acarreo de azolve en suspensión. En promedio, resultan cerca de 10 millones de m³/año, que corresponden a una erosión de 0.4 mm/año sobre el área de la cuenca.

2.6.1 Criterios generales.

- Considerando el conjunto de los dos embalses, de Huites y de Miguel Hidalgo, es necesario, durante el llenado de Huites, que Miguel Hidalgo continúe operando normalmente, garantizando las extracciones para riego actuales. Los datos de operación actuales de Miguel Hidalgo son los siguientes:

MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
E.M.R.	219.6	208.2	211.3	232.6	311.5	282.4	254.7	320.8	378.5	350.4	266.2	240.5
A.P.E.	2035	1971	1995	1879	1651	1321	1115	1565	2311	2943	2457	2215

con una extracción anual para riego de 3276.8 millones de m³.

En la tabla anterior las iniciales significan lo siguiente:

E.M.R.= extracción mensual para riego, en millones de m³.

A.P.E.= almacenamiento promedio en el embalse, en millones de m³.

- Se debe procurar llenar Huites cuanto antes, para iniciar pronto la generación y la extracción para riego en base a las nuevas demandas mensuales, apuntadas en el párrafo C) del punto 2.4.2.
- La operación del cierre del desvío debe ser programada para un período de aguas bajas.

2.6.2 Hipótesis de operación de Miguel Hidalgo durante el llenado de Huites.

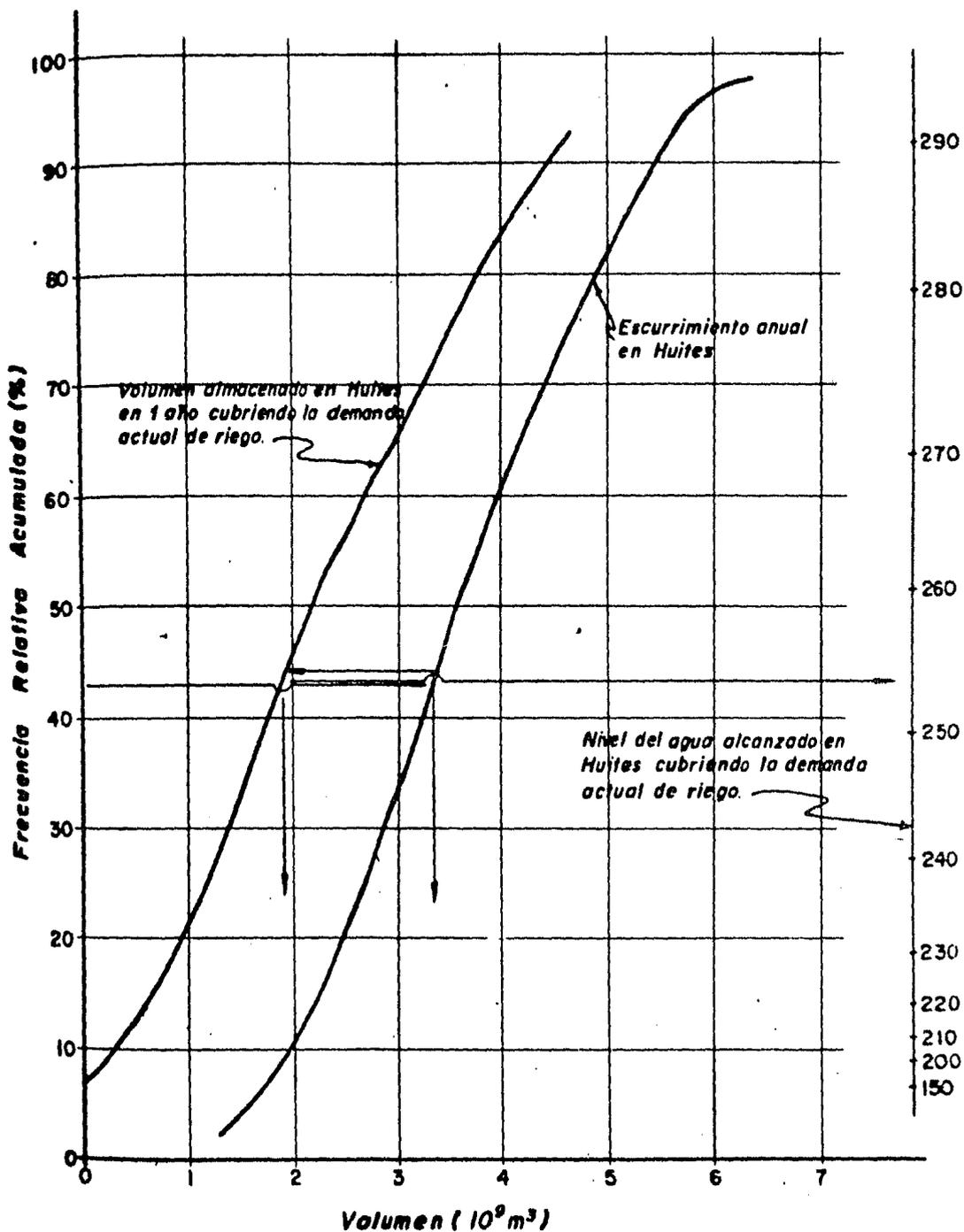
Se ha desarrollado un primer estudio basado sobre una curva de regularización de los escurrimientos anuales registrados y sobre ciertas hipótesis para determinar la probabilidad de que, al cabo de un año, el llenado del embalse de Huites alcance un determinado nivel. Dichas hipótesis se exponen a continuación:

- Cierre del desvío al final de mayo.
- Volúmen almacenado en Miguel Hidalgo al momento del cierre de 1651 millones de m^3 , incluidos 400 millones de m^3 de volúmen muerto.
- Extracción anual para riego de Miguel Hidalgo de 3276.8 millones de m^3 .
- Escurrimiento anual del río Choix, que llega al embalse Miguel Hidalgo, aguas abajo de Huites, igual al 19% del escurrimiento del río Fuerte en Huites.

Los resultados de este estudio, que ha sido uno de los factores tomados en cuenta en la selección del NAMO, se resumen en la figura 2.1. Como se ve en esta figura,

PROBABILIDAD DE LLENADO DEL EMBALSE
A 1 AÑO DEL CIERRE DEL DESVIO

FIG. 2.1



se tiene cerca del 13% de probabilidad de no alcanzar el NAMINE al cabo de un año. Hay que hacer notar que la parte baja de la curva del volúmen almacenado es teórica, ya que no toma en cuenta la posición de las obras de toma.

Obviamente, la probabilidad de que no se alcance determinado nivel, aumenta con el nivel mismo; para el nivel de diseño de las unidades generadoras, cota 252.30, es de aproximadamente 40%, y para el NAMO a la cota 270.00 se tiene aproximadamente un 65%.

2.6.3 Hipótesis de operación de Huites durante su llenado.

- Extracción de Huites nula hasta que el nivel del agua alcance la cota del NAMINE.
- Hasta que el nivel del agua en Huites alcance la cota de diseño de las turbinas, a 252.30 m.s.n.m., el embalse de Miguel Hidalgo garantiza toda extracción para riego actualmente prevista. La extracción de Huites se mantiene nula a menos que se alcance el NAMINE en Miguel Hidalgo. Esto para procurar llenar Huites lo más rápido posible, y entonces aumentar los beneficios por generación.

- A partir del momento en que se alcance la cota 252.30 el embalse de Huites pasa a operar normalmente con las nuevas extracciones para riego.

Los resultados de este estudio se muestran en gráficas en los planos anexos.

2.6.4 Estudio del cierre del desvío.

Una vez seleccionado el NAMO y definidas las características básicas del proyecto, se ha desarrollado el estudio del llenado, sobre base mensual, considerando dos posibles fechas de cierre del desvío: fin de mayo y fin de noviembre. Para este estudio se consideraron los escurrimientos medios mensuales y además los registrados en los períodos siguientes:

- Junio de 1953 en adelante (período seco).
- Diciembre de 1953 en adelante (período seco).
- Junio de 1958 en adelante (período húmedo).
- Diciembre de 1958 en adelante (período húmedo).

A) Cierre en mayo.- Si se cierra el desvío a final de mayo, se puede iniciar la extracción para riego, ya con las demandas finales, al principio de septiembre; el NAMINE y entonces la posibilidad técnica de extracción, se alcanza después de dos meses aproximadamente.

B) Cierre en noviembre.- Si por alguna razón se llega a cerrar en noviembre, aunque el NAMINE sea también alcanzado al cabo de dos meses, el embalse queda prácticamente vacío por toda la estación sucesiva de aguas bajas; la operación normal puede iniciarse solamente en el mes de agosto siguiente.

Esto confirma que la época preferencial para el cierre del desvío debe ser mayo; una anticipación hasta el noviembre anterior que resulte eventualmente posible en base al programa de construcción sería prácticamente inútil, ya que la operación efectiva del embalse se iniciaría en cualquier caso prácticamente en la misma época; al contrario, un retraso que obligue a postergar el cierre de mayo al noviembre sucesivo, implica la pérdida de un año en el inicio efectivo de la operación.

Todo esto vale evidentemente considerando los escurrimientos medios mensuales; si se consideran algunas secuencias típicas de escurrimientos mensuales registrados, las cosas pueden ser bastante diferentes. Si se considera un período de aguas altas, se llega en cualquier caso a llenar el embalse al cabo de pocos meses, sin embargo, si se cierra el embalse en noviembre, el riesgo de un llenado muy rápido es mayor; si se consi-

dera una época de relativa sequía, el embalse se queda por bastante tiempo en cotas muy bajas.

3 GEOLOGIA Y GEOTECNIA

3.1 GEOLOGIA GENERAL.

3.1.1 Fisiografía de la región.

El área pertenece a las estribaciones de la Sierra Madre Occidental. La región es semimontañosa, caracterizada por innumerables derrames lávicos de diferentes composiciones, que determinan las varias exposiciones topográficas, erosionándose los basaltos en mesas y los derrames ácidos en formas escarpadas.

Los fenómenos de erosión e intemperismo se manifiestan

en toda su plenitud en las partes más elevadas, que superan los 3,000 metros, presentándose profundos barrancos y cañadas por donde se deslizan los ríos más caudalosos de origen pluvio-nivoso.

3.1.2 Geología regional.

La porción norte de Sinaloa se caracteriza por un granito de edad terciario temprano que forma parte del intrusivo plutónico regional conocido como batolito de Sonora-Sinaloa. Esta unidad afecta a secciones sedimentarias y volcánicas de roca encajonante, algunas veces en zonas de metamorfismo de contacto, otras veces alterando hidrotermalmente y otras como simples zonas de intenso fracturamiento y fallamiento.

Las unidades más antiguas en la porción norte del estado de Sinaloa son rocas calcáreas, la mayoría de las veces recrystalizadas. La edad de esta secuencia sedimentaria es generalmente del Cretácico Inferior. La sección volcánica varía en su composición de intermedia a ácida y finalmente básica; esta representada por andesitas, dacitas, tobas, diabasas y basaltos. El rango en edad de esta sección ígnea comprende desde finales del Cretácico hasta el Plioceno.

3.1.3 Litología.

En la boquilla de Huites están presentes tres unidades litológicas principales: granito, metavolcánico (corneana) e ignimbrita.

- A) El granito.- pertenece al gran batolito Sonora-Sinaloa y presenta notables variaciones magmáticas: biotítico a ortosa rosada, granodiorítico, etc.
- B) La corneana.- es una roca metavolcánica-metasedimentaria, silicificada por metamorfismo termodinámico (intrusión) y también presenta fases diferentes: arenosa, brechoide, grauváquica, etc.
- C) La ignimbrita.- es una toba riolítica y ha sido observada en cinco miembros de características litológicas diferentes: brechoide, cristalina, vítrea, arenosa, etc. El origen de esta roca es piroclástico.

Existen además unidades secundarias representadas por rocas filonianas (diques), tanto básicas (doleritos o basaltos), como ácidas (pórfidas riolíticas).

Los materiales de acarreo son abundantes en el lecho del río y también en formaciones de terrazas. El re-

cubrimiento detrítico tiene fuertes espesores solamente donde la escasa inclinación del terreno lo permite.

3.1.4 Tectónica.

Las rocas más antiguas son las metavolcánicas, las cuales fueron intruídas y desplazadas por el plutón granítico, siendo luego todo el conjunto recubierto por los depósitos ignimbríticos.

El contacto granito-corneana puede presentarse como de pura intrusión, sin desplazamiento. La dinámica intrusiva y los sucesivos asentamientos del conjunto intrudente-intruído han desarrollado esfuerzos y tensiones que se han realizado en contactos mecánicos en los cuales se han producido mineralizaciones secundarias y al final arcilla de fricción, todo lo anterior producto de la tectónica.

Los contactos granito-ignimbrita y corneana-ignimbrita, al contrario, se presentan siempre bien cerrados y esto se debe a la peculiaridad de deposición de la ignimbrita, la cual llega a sellar y compenetrar todas las discontinuidades y todos los accidentes morfológicos de la paleo-topografía.

Los filones, tanto ácidos como básicos, los cuales representan el último episodio magmático, han intruído el macizo local aprovechando las fracturas y discontinuidades preexistentes. En esta forma, muy frecuentemente se observan filones en las vecindades de los contactos entre las diferentes unidades litológicas, tanto que la presencia de estos filones y diques se puede considerar un factor estructuralmente estabilizador.

La falla principal del sitio se halla transversal al río, indicando el contacto tectónico corneana-granito, de rumbo N-S en la margen izquierda y NNE-SSW en la margen derecha. Su buzamiento es de unos 30° al SE. Existen además varias fallas pequeñas y de carácter local, con escaso desplazamiento, que se pueden identificar principalmente en los descritos contactos granito-corneana. Los resultados de las investigaciones parecen excluir la presencia de una falla longitudinal que pudiera haber controlado el curso del río en la boquilla.

La orientación preferencial de las juntas en el granito es al NW. En la corneana las orientaciones preferenciales son al NNW, al N y al NE; cabe señalar que en esta roca muchas juntas son de orientación más bien errática. La ignimbrita presenta generalmente las jun-

tas típicas de buzamiento subvertical y orientación en el sector norte.

3.1.5 Geomorfología.

En su conjunto, el sistema lito-estructural de la boquilla de Huites, representa un remanente erosional dentro de una amplia planicie en fase de denudación, que el río Fuerte ha cortado por la mitad, dejando laderas empinadas y cantiles verticales en su rápido proceso de erosión.

El estrechamiento topográfico de la boquilla tiene pendientes relativamente suaves en la parte baja y acantilados en la parte alta. El ancho de la boquilla al nivel del río (aproximadamente a 150 m.s.n.m.), es de unos 100 metros; el río fluye relativamente encañonado en dirección suroeste por un tramo de unos 400 metros de longitud. Aguas arriba y aguas abajo de este tramo el valle del río Fuerte se ensancha substancialmente y permite la formación de amplias playas de grava y arena, con lo cual la morfología pierde por completo las características favorables para la construcción de obras de cierre.

El granito exhibe su conocida tendencia a la exfolia-

ción esferoidal y sus superficies aparecen amenudo redondeadas y alisadas. La morfología de la corneana se diferencia algo de la morfología del granito por ser una roca más frágil, más fracturada y a veces hasta cataclástica, pero con las juntas siempre bien selladas. La ignimbrita se caracteriza por erosionarse formando cantiles.

A continuación se describen las características geomorfológicas de las dos márgenes y del cauce del río en el tramo de la boquilla:

A) Estribo derecho.- El rasgo predominante se identifica por un gran domo granítico de gran tamaño de más de 200 metros de ancho y de altura. La roca es maciza, fresca desde la superficie y sin aparentes defectos estructurales. Este domo presenta sobre el río una pared vertical de unos 100 metros de altura, que termina aguas arriba con una esquina bastante bien definida. La formación granítica sigue aguas abajo por una distancia indefinida, aunque en parte recubierta por detrito y se interrumpe aguas arriba en el nombrado contacto con la corneana en los niveles inferiores y con la ignimbrita en los niveles superiores. El domo de granito se apoya sobre una ladera del mismo granito, compacta

y uniforme y de suave pendiente, tanto, que se halla recubierto por detrito.

B) Estribo izquierdo.- morfológicamente más uniforme, este estribo se presenta litológica y estructuralmente mucho más complejo.. El contacto tectónico granito-corneana que aquí tiene un rumbo aproximado N-S, se halla diagonal al río. Arriba del contacto se halla la corneana, la cual a su vez se mete por debajo del cantil ignimbrítico. Se tienen entonces en este estribo, tres rocas y dos contactos, de los cuales el más bajo y más importante, entre granito y corneana, es de carácter tectónico. La observación de este contacto indica la presencia de arcilla de fricción espesa, de algunos centímetros (máximo 10) y planos de las dos rocas en contacto uniformes y alisados.

C) Cauce del río.- En la sección considerada, el ancho del río es de unos 100 metros. Por lo que se ha podido deducir de los resultados de los barrenos efectuados en el cauce, la capa de material de acarreo tiene espesores menores hacia aguas abajo, de menos de 10 metros, y aproximadamente 15 metros de espesor en la parte de aguas arriba. Las exploraciones geofísicas han indicado espesores aún me-

nores en la gran playa de la izquierda, aguas abajo de la boquilla, de unos 5 ó 6 metros como máximo. Por debajo del material de acarreo, los barrenos han recuperado seguidamente granito, en regulares condiciones de conservación. La corneana que aflora en ambas márgenes del río, inmediatamente aguas arriba de la sección de cierre, debe de haber sido erosionada por completo hasta descubrir al subyacente granito.

3.2 GEOLOGIA APLICADA.

3.2.1 Características técnicas de las rocas locales.

Se hacen algunas someras consideraciones acerca de las características de las tres unidades litológicas principales (granito, corneana e ignimbrita) con fines constructivos:

A) El granito.- es una roca excelente desde el punto de vista mecánico cuando no esta intemperizada. La alteración por intemperismo, que afecta fácilmente esta roca de base feldespática, con tendencia a su arcillación, parece muy poco desarrollada en el sitio de Huites. Solamente por debajo de los espesos recubrimientos detríticos, por la presencia de una

mesa freática, y en los afloramientos de menor pendiente, el proceso de meteorización es más avanzado, lo que se traduce en una parcial alteración de la roca por algunos metros desde la superficie. La misma calidad y la misma cantidad de alteración en el granito, se ha obtenido en el cauce del río (barreros) por debajo del material de acarreo. Si se añade su bajo grado de fracturación, se puede concluir que el granito de Huites representa la mejor roca, tanto para la cimentación de grandes obras, como para la excavación de túneles y cavernas. El detrito producido por el granito forma gravas y arenas gruesas con escasa mica y puede muy bien ser aprovechada para agregado del concreto.

- B) La corneana.- Los procesos de silificación y afines que han afectado esta unidad de origen volcánico-sedimentario, ha transformado la misma en una roca de muy buena calidad mecánica. Debido a su origen, sin embargo, la corneana no presenta siempre características mecánicas homogéneas. Además, a pesar de ser densa y dura, no deja de ser algo frágil. A esta fragilidad se debe su alto grado de fracturación. De todas maneras, cuando está recién excavada, se trata de una roca de excelentes propiedades, apta para cualquier tarea constructiva, solamente un po-

co inferior al granito. Los procesos de meteorización no se han observado en gran escala en esta formación.

C) La ignimbrita.- El origen de esta roca es piroclástico, por lo cual sus propiedades mecánicas son siempre netamente inferiores a las propiedades de las dos rocas anteriores, empezando por su densidad. Su grado de cementación (y entonces cohesión y compacidad) varía sustancialmente de acuerdo a varios factores genéticos. Debido a lo anterior, esta roca, mientras se puede considerar excelente para excavación de túneles, no se puede considerar igualmente favorable como roca de cimentación de grandes obras. Como material fragmentado (grava) puede ser aceptada en porcentaje menor dentro de una masa formada principalmente por fragmentos de rocas más densas, pero por sí sola no se puede considerar como agregado para el concreto.

3.2.2 Características técnicas de los bancos de grava-arena.

Los grandes depósitos de material de acarreo existentes a lo largo del río, aguas arriba y aguas abajo de la boquilla de Huites, pueden ofrecer material para las ataguías y también para el agregado del concreto,

naturalmente, después de apropiadas operaciones de lavado y clasificación.

Debido a los análisis mineralógicos de este material, será oportuno observar, que el porcentaje de cantos rodados de ignimbrita no supere un máximo de 10% del total de la masa en peso. Esta condición no debe ser difícil de conseguir, pues la ignimbrita es un material más bien frágil y deleznable, que en acarreo fluvial se descompone y destruye.

3.2.3 Características técnicas de los bancos de arcilla.

Han sido detectadas y evaluadas grandes cantidades de tierra arcillosa aprovechable, en núcleos o mantos compactados, ubicados en yacimientos a distancia económica del sitio de Huites. Estos se encuentran ubicados en la porción oriental del poblado de Agua Caliente, municipio de Choix, y al suroeste del eje de la boquilla, a una distancia de 9.1 Km. en la margen izquierda, y de 6.7 Km. en la margen derecha, a los extremos más alejados de los bancos de arcilla.

Dada la naturaleza de las arcillas encontradas, se les agruparon en dos tipos principales:

A) Arcillas de baja plasticidad.- son arcillas arenosas provenientes del intemperismo en el granito, que se observan en colores café claro y ocre, con baja plasticidad.

B) Arcillas de alta plasticidad.- arcillas de color negro de alta plasticidad, producidas por el intemperismo de los basaltos, utilizable en la posible construcción de una cortina de materiales graduados, ya que se cuenta con un volúmen aproximado de este tipo de arcilla de 2.8 millones de m^3 .

3.3 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS DE LA BOQUILLA.

3.3.1 Ubicación del eje de la obra de cierre.

Topográficamente, la boquilla de Huites ofrece posibilidades para la instalación de una obra de cierre de cualquier tipo, solamente en un tramo de unos 400 metros de longitud, que tiene como límite aguas abajo el final del gran domo granítico de la margen derecha, y como límite aguas arriba la falla que representa el contacto tectónico granito-corneana descrita anteriormente.

Por lo anterior, el eje de una obra de cierre y la ma-

por extensión de su huella deberán estar comprendidos entre los dos límites anteriormente descritos. Sin embargo, esta condición óptima solo se podrá conseguir en la margen derecha, mientras en la izquierda habrá que aceptar una condición de compromiso por la falla tectónica granito-corneana, que aquí se halla diagonal al río y que afecta la cimentación de la obra. Esta discontinuidad potencialmente lubricada en presencia de agua, afecta substancialmente las características mecánicas del estribo. Por el contrario, el contacto corneana-ignimbrita, que se halla en los niveles altos del flanco, no parece presentar ninguna discontinuidad y consecuentemente ningún problema mecánico.

3.3.2 Permeabilidad y sellado.

Tanto el granito como la corneana se pueden considerar, en principio, rocas impermeables. El problema del sellado de los estribos de la cortina, se refiere entonces a las zonas de contacto, especialmente cuando dichos contactos son tectónicos. De todos modos las condiciones locales a este respecto no se salen de un cuadro totalmente convencional, el que requiere pantalla de inyección de cemento cuyas características y cantidades serán definidas por las investigaciones específicas que habrá que llevar a cabo.

El problema principal de la sección, en cuanto al sellado se refiere, se presenta en el cauce del río, no para la cortina en sí, que será cimentada sobre el granito fresco del fondo, dentro del cual, además, se llevará a cabo la pantalla de inyecciones convencionales; sino para la cimentación de las dos ataguías, necesarias para aislar la zona de cimentación de la cortina. El grado de permeabilidad del material de acarreo en el cauce del río se desconoce hasta la fecha, más posiblemente será alto como para necesitar de importantes obras de impermeabilización.

Obviamente, para llegar al cabal conocimiento de las características lito-estructurales y geotécnicas del sitio, faltan todavía la ejecución de varios trabajos, como a continuación se explica:

- En general, se sugiere que algunos barrenos sean perforados inclinados hacia el cerro con ángulos que pueden variar entre 25° y 45° . Los barrenos inclinados pueden indicar la existencia de fracturas o pequeñas fallas de buzamiento cerca de la vertical, que muy difícilmente un barreno vertical lograría detectar.
- Perforar dos barrenos inclinados de unos 35° hacia

el río, desde las orillas opuestas, sobre el eje de la sección, de longitud tal, que lleguen a cruzarse en la profundidad. Estos barrenos eliminarán toda duda acerca de la existencia de una falla o fractura longitudinal, sobre la cual se habría instalado el río en el tramo de la boquilla.

- Un barreno vertical de profundidad igual a la altura de la cortina, es decir, 155 metros, en el cauce del río, sobre el eje de cierre.
- En la margen derecha se considera importante un barreno que perfore todo el domo granítico, comenzando en su parte alta, aproximadamente a la cota 350.
- Se recomienda la instalación de una red de piezómetros; serán suficientes cuatro, dos por cada flanco de la boquilla, aprovechando los barrenos verticales en cotas diferentes (200 y 250) y profundidad suficiente para entrar en la mesa freática estable de los flancos por algunas decenas de metros. En los piezómetros así instalados se ejecutarán lecturas semanales, llevando una gráfica de la oscilación del nivel freático en función también de la meteorología local (precipitaciones).

Se recomienda elaborar todos los perfiles de los barrenos ejecutados, ilustrando los resultados obtenidos de las pruebas de agua a presión, el comportamiento del agua de circulación, el estado de conservación de la roca y demás datos. Es interesante además, conocer el grado de inyectabilidad de las rocas locales, especialmente en sus partes tectónicamente perturbadas (contactos, fallas, fracturas), por lo cual se proponen pruebas de inyección de lechada de cemento en los barrenos principales.

3.3.3 Mecánica de rocas.

Será interesante determinar los diferentes módulos de los tres tipos principales de rocas presentes en la boquilla y, especialmente en el granito, las tensiones residuales del macizo. Este último dato puede ser de valor para grandes excavaciones, donde fuertes tensiones residuales en la roca ígnea pueden provocar explosiones y peligrosos despegues de escamas rocosas.

Otro dato importante se refiere al espesor de la parte descomprimida de los flancos rocosos, lo que ayudará a determinar los espesores de excavación necesarios para el apoyo de la cortina.

Las pruebas de mecánica de rocas "in situ", para ser llevadas a cabo en cámaras excavadas dentro de los socavones de exploración, serán ubicadas en forma tal de llegar a interceptar directamente las zonas estructuralmente débiles, como fallas, contactos y fracturas.

Se considera útil la construcción de un socavón en la ladera izquierda, que acompañe el recorrido del contacto granito-corneana, a partir de la cota 180 aproximadamente, por debajo de la cimentación de la cortina. Se trata de un socavón inclinado de unos 100 metros de recorrido que, además de permitir un mejor conocimiento directo del contacto, constituye un valioso punto de partida para los trabajos de tratamiento que serán necesarios durante la construcción.

3.3.4 Tratamiento de la roca.

Toda la cortina estará cimentada sobre roca; además de la limpieza del material de acarreo en el cauce, se ha previsto un espesor promedio de excavación de 5 metros en la roca, con las regularizaciones necesarias para cimentar adecuadamente cada bloque.

El tratamiento de las cimentaciones está constituido básicamente por una pantalla de inyecciones y drena-

jes, con el trabajo de perforación llevado a cabo ya sea desde las galerías y lumbreras de la cortina misma, así como utilizando túneles en las laderas.

La pantalla de impermeabilización será ejecutada con el método "Split-spacing", por hileras cruzadas para interceptar los contactos, diques y fracturas; en principio se han previsto dos hileras de inyecciones en el granito y una hilera adicional en la ignimbrita y la corneana de la margen izquierda.

Aguas abajo de la pantalla de inyecciones, se ha previsto una pantalla de barrenos de drenaje para aliviar la subpresión en las cimentaciones.

Además de este tratamiento primario, se han previsto inyecciones de consolidación en todas las superficies de cimentación de la cortina, llevados a cabo con perforaciones desde la superficie, o bien, desde las galerías y lumbreras de la cortina, o desde los paramentos, conforme sea más conveniente.

Por fin, se ha previsto un tratamiento particular de la parte más superficial del contacto granito-corneana, en la zona de la ladera izquierda en que este accidente geológico intercepta la cimentación de la cor-

tina; este tratamiento será llevado a cabo utilizando un socavón inclinado que acompañe el contacto, unos 20 metros por debajo del plano de las cimentaciones.

4 SELECCION DEL TIPO DE CORTINA Y DEL NAMO OPTIMO DEL EMBALSE

4.1 CRITERIOS PARA LA SELECCION DEL TIPO DE CORTINA.

La selección del tipo de cortina se desarrolla en base al NAMO a la cota 286.00 la cual no es la definitiva, pero de cualquier modo la comparación económica entre los diferentes tipos de cortina se considera igualmente válida para cualquier elevación.

4.1.1 Eliminación del tipo de cortina de arco o arco-bóveda.

- En la margen izquierda de la boquilla existen ele-

mentos de fuerte heterogeneidad lito-estructural que excluyen la solución de una cortina de arco, la que requiere de notables contribuciones de la roca de los niveles altos de la boquilla.

- La exigencia básica de incorporar en las cortinas de concreto una parte substancial de las obras accesorias, es otro factor importante que lleva a excluir una presa con cortina de arco; este tipo de cortina difícilmente acepta la incorporación de obras tales como el vertedor y el desvío, de dimensiones como las necesarias en el proyecto Huites, en cuyo caso, dichas obras tendrían que ser ubicadas en subterráneo.

4.1.2 Eliminación del tipo de cortina de machones.

La comparación técnico-económica entre soluciones se realizó para cortinas de materiales graduados y de concreto, pudiendo ser la solución de concreto, de gravedad-maciza o de machones, dado que estos tipos de cortina son factibles técnicamente en la boquilla y que este tipo de estructuras en concreto permiten incluir otras obras.

El resumen de los costos de las diferentes alternati-

vas se muestra en el cuadro 4.1 de donde se concluye que la solución de gravedad maciza resulta ser la más económica.

En favor de la cortina de gravedad-maciza, sobre la cortina de machones, cabe señalar lo siguiente:

- La cortina de machones es 4.5% más cara que la de gravedad maciza. Además se favorece más la solución de una cortina de gravedad-maciza cuanto más baja la altura de la cortina (cosa que se pretende); por lo tanto, este punto es aún más valioso para alturas de cortina menores.
- Menores problemas estructurales y mayor simplicidad constructiva, que permite utilizar métodos industrializados de construcción, que a final de cuentas, se traduzcan en una reducción ulterior de costos, mientras que en la cortina de machones es necesario utilizar métodos y mano de obra con mayor especialización y experiencia, lo que se puede traducir en mayores costos. Dadas estas características, se considera como mejor alternativa la cortina de concreto de gravedad-maciza.

4.1.3 Eliminación del tipo de cortina de materiales graduados.

CUADRO 4.1

CONCEPTO	SOLUCION GRAVEDAD MACIZA			SOLUCION DE MACHONES		
	CANTIDAD (m3)	P.U.	IMPORTE (X106)	CANTIDAD (m3)	P.U.	IMPORTE (X106)
Campamentos/accesos	lote	-	1,243	lote	-	1,243
Excavación exterior						
-Lecho de río	300,000	426	128	300,000	426	128
-Roca, masiva	2'350,000	980	2,303	2'487,000	980	2,437
-Roca, Sec. Obligada	450,000	1,576	709	500,000	1,576	788
-Roca, Reg. laderas	100,000	2,386	239	100,000	2,386	239
Atagüfas	479,000	745	357	479,000	745	357
Concreto masa	2'478,000	9,372	23,224	2'150,000	11,502	24,729
Concreto estructural	388,000	17,363	6,737	400,000	17,363	6,945
Inyecciones	lote	-	357	lote	-	459
Equipo Electromecánico	lote	-	10,257	lote	-	10,257
Miscelánea	-	-	3,363	-	-	3,534
SUBTOTAL			48,917			51,116
Imprevistos						
-Obras civiles			3,530			3,733
-Equipo electromecánico			513			513
COSTO DIRECTO TOTAL			<u>52,960</u>			<u>55,362</u>

$$\text{Diferencia} = \frac{\text{MA} - \text{GR}}{\text{GR}} = \frac{55,362 - 52,960}{52,960} = 0.045 = 4.5 \%$$

- La comparación de costos entre la solución de materiales graduados y la de concreto de gravedad-maciza es suficiente para decidir, dada la diferencia de 29% en costo, en favor de la segunda. Ver cuadro 4.2.

- La diferencia en volúmenes de las atagufas, como la excavación requerida entre el esquema de materiales graduados y el de concreto de gravedad maciza; en este segundo esquema es posible garantizar la terminación de las atagufas en los tres meses de aguas bajas y además representar menos puntos críticos durante el desarrollo del programa de construcción.

- El problema del abastecimiento del cemento requiere un análisis especial dado que la cantidad global es bastante alta respecto de la producción disponible en el país; por lo tanto se requiere estudiar el programa de construcción para uniformizar en lo posible el consumo de cemento para los diferentes tipos de concretos y buscar los posibles proveedores de la zona que puedan suministrarlo, con objeto de analizar si es necesaria la ampliación de las instalaciones de los mismos y resolverlo con anterioridad.

CUADRO 4.2

C O N C E P T O	MATERIALES GRADUADOS X10 ⁶	GRAVEDAD MACIZA X10 ⁶
SUBTOTAL COSTOS DIRECTOS		
- Obras civiles	47,500	34,890
- Equipo electromecánico	10,600	10,258
IMPREVISTOS		
- Obras civiles (10%)	4,750	3,489
- Equipo electromecánico (5%)	530	513
TOTAL COSTOS DIRECTOS		
- Obras civiles	<u>52,250</u>	<u>38,379</u>
- Equipo electromecánico	<u>11,130</u>	<u>10,771</u>
T O T A L	<u>63,380</u>	<u>49,150</u>

$$\text{Diferencia} = \frac{\text{MG} - \text{GM}}{\text{GM}} = \frac{63,380 - 49,150}{49,150} = 0.289 = 28.9 \%$$

4.2 EVALUACION ECONOMICA PARA LA SELECCION DEL NAMO.

La necesidad de reexaminar el problema de la selección del NAMO ha quedado evidente una vez confirmado el esquema con cortina de concreto que permite, al contrario del esquema con cortina de materiales graduados, reducciones importantes del costo al bajar el NAMO del embalse.

A continuación se ilustran todos los estudios y consideraciones económicas, que han llevado a la selección de la cota 270.00 como Nivel de Aguas Máximas de Operación del embalse.

4.2.1 Criterios generales.

La metodología utilizada en la presente evaluación, es la comunmente aceptada en la práctica actual por las instituciones nacionales e internacionales, como medida de la rentabilidad formal del aprovechamiento.

El desarrollo socio-económico actualmente en evolución, introduce factores dinámicos de un peso tal, que afecta notablemente los conceptos metodológicos. Es evidente, que el impacto múltiple de estos factores generales no puede ser fácilmente introducido en la presente evaluación; sin embargo, es oportuno advertir que,

cuando el nivel formal de rentabilidad resultara relativamente cuestionable, la visión general de la iniciativas y las decisiones consiguientes deben considerar atentamente los factores generales de carácter socio-económico.

La evaluación económica se ha efectuado considerando al proyecto Huites como aprovechamiento múltiple. Los beneficios son, por consiguiente, generados tanto por la producción de energía eléctrica, como por el riego. Los beneficios generales adicionales como el control de las avenidas, las mejoras de los lugares alrededor del embalse, la creación de centros turísticos y de pesca, no han sido tomados en cuenta en la presente evaluación.

En la evaluación económica han sido tomados en cuenta, tanto las inversiones de capital, como los costos anuales de mantenimiento, operación y reposición.

4.2.2 Presupuestos de las alternativas.

Los presupuestos de las tres alternativas estudiadas (NAMO 283, 270 y 260), se resumen en el cuadro 4.3. Extrapolando los datos de este cuadro, se ha estimado el presupuesto de una alternativa con NAMO 250.

CUADRO 4.3
RESUMEN DE COSTOS
(millones de pesos)

CUENTA	C O N C E P T O	NAMO 283	NAMO 270	NAMO 260
00.00	<u>COSTO TOTAL DEL PROYECTO</u>	<u>60,790.92</u>	<u>54,216.00</u>	<u>50,422.11</u>
10.00	INFRAESTRUCTURA	1,242.22	1,242.22	1,242.22
20.00	OBRA DE DESVIO	4,677.63	4,438.35	4,288.22
30.00	OBRA DE CONTENCION	26,020.17	22,175.57	19,740.36
40.00	OBRA DE GENERACION	10,995.97	10,173.84	9,772.56
50.00	OBRA DE RIEGO	264.34	206.73	193.74
60.00	OBRA DE EXCEDENCIAS	6,195.39	5,772.98	5,677.73
70.00	OBRA DE TRANSMISION	1,138.38	1,138.38	1,138.38
	Imprevistos	4,493.79	4,001.93	3,688.93
80.00	INDEMNIZACIONES	1,260.00	1,050.00	945.00
	<u>COSTO DIRECTO</u>	<u>56,287.89</u>	<u>50,200.00</u>	<u>46,687.14</u>
90.00	INGENIERIA Y ADMON. (8% del costo directo)	4,503.03	4,016.00	3,734.97
	<u>COSTO INDIRECTO</u>	<u>4,503.03</u>	<u>4,016.00</u>	<u>3,734.97</u>

4.2.3 Beneficios.

El cálculo de los beneficios para las varias cotas del NAMO, ha sido desarrollada sobre la base de los estudios comparativos de operación conjunta de los dos embalses, Huites y Miguel Hidalgo, tomando en cuenta tanto la generación hidroeléctrica cuanto la extracción para riego, calculada esta última de tal forma, que en cualquier caso los déficits sean compatibles con los límites establecidos por la S.A.R.H. Los principales resultados de estos estudios se muestran en el cuadro 4.4.

A partir de estos resultados y solamente para fines de comparación referentes a la selección del NAMO, se han calculado los beneficios anuales considerando:

- Beneficio por energía generada de \$9.00/KWh.
- Beneficio por hectárea regada de \$108,000.00, según datos de la S.A.R.H.

Resultan entonces los beneficios anuales que se muestran en el cuadro 4.5.

4.2.4 Relación beneficio-costos.

CUADRO 4.4

RESULTADOS DE LOS ESTUDIOS DE OPERACION DE HUITES Y MIGUEL HIDALGO

NAMO	283	270	260	250
Demanda anual para riego en Huites	3,450	3,380	3,345	3,250
Demanda anual para riego en M. Hgo.	4,250	4,180	4,145	4,000
Hectáreas regables	50,000	46,400	44,600	37,150
Generación:				
- Anual firme (GWh/año)	808	751	680	602
- Anual secundaria (GWh/año)	116	122	124	150
- Total (GWh/año)	924	873	804	752

CUADRO 4.5

BENEFICIOS ANUALES
(en millones de pesos)

NAMO	283	270	260	250
POR GENERACION	8,316	7,857	7,236	6,768
POR RIEGO	5,400	5,011	4,817	4,012

La relación beneficio-costo ha sido calculada actualizando los costos de construcción y los beneficios anuales al año de inicio de la operación, a una tasa anual del 12%. La actualización de estos costos ha sido desarrollada distribuyendo el presupuesto de Huites a lo largo de un período total de seis años y los costos de las obras de riego y de la planta de bombeo a lo largo de un período de cuatro años.

Los resultados de los cálculos de actualización y los valores de la relación beneficio-costos se resumen en el cuadro 4.6. Los resultados de estos cálculos, que ya son suficientes para definir el rango más favorable del NAMO entre las cotas 270 y 260, son algo bajos en su valor absoluto; esto depende básicamente de los valores bastante prudenciales atribuidos a los beneficios, y de la tasa de actualización bastante alta que se ha considerado; sin embargo, vale la pena mencionar, que los valores globales de beneficio-costos son afectados particularmente por los valores relativamente bajos de la relación beneficio-costos de la pura obra de riego.

Esto se puede ver muy claramente tratando de determinar la relación beneficio-costos relativa solamente a la generación; por lo tanto, se ha cargado a la obra de riego una parte del presupuesto de Huites, en razón de

CUADRO 4.6

CALCULO DE LA RELACION BENEFICIO/COSTO GLOBAL DEL PROYECTO
(Importes en millones de pesos)

NAMO	283	270	260	250
Presupuesto total proyecto Huites	60,791	54,216	50,422	48,219
Costo actualizado proyecto Huites	80,134	71,723	66,889	63,828
Presupuesto total obras de riego	25,500	23,664	22,746	18,946
Costo actualizado obras de riego	30,591	28,262	26,958	22,631
Presupuesto planta de bombeo	2,380	2,125	1,964	1,815
Costo actualizado planta de bombeo	2,848	2,550	2,355	2,176
COSTO ACTUALIZADO TOTAL	113,573	102,535	96,202	88,635
DIFERENCIA DE COSTOS	11,038	6,333	7,567	
Beneficio anual por generación	8,316	7,857	7,236	6,768
Beneficio actualizado p/generación	69,300	65,475	60,300	56,400
Beneficio anual por riego	5,400	5,011	4,817	4,012
Beneficio actualizado por riego	45,000	41,758	40,142	33,433
BENEFICIO ACTUALIZADO TOTAL	114,300	107,233	100,442	89,833
DIFERENCIA DE BENEFICIOS	7,067	6,791	10,609	
Relación beneficio/costo	1.01	1.05	1.04	1.01
Relación de diferencias B/C	0.64	1.07	1.40	
Beneficio - costo	727	4,698	4,240	1,198

\$360,000 por hectárea regada (esto de acuerdo a datos de la S.A.R.H. que indican, para un proyecto de riego, un costo mínimo alrededor de \$900,000 por hectárea regada). En el caso de Huites, resultan \$540,000 por hectárea regada, para las obras de distribución de agua, quedando \$360,000 por hectárea regada para costear las obras de captación.

Rehaciendo el cálculo de la relación beneficio-costos en base a estos criterios, se obtienen los resultados del cuadro 4.7. Estos resultados son mucho más atractivos en términos absolutos; sin embargo, confirman el cálculo anterior en lo que ahora interesa, el rango más favorable del NAMO se sitúa entre las cotas 270 y 260; la cota 270 resulta algo más atractiva, sobre todo por el mejor valor del beneficio neto.

4.3 CONSIDERACIONES TECNICAS PARA LA SELECCION DEL NAMO.

Además del puro cálculo económico hay otra serie de factores que influyen en la selección del NAMO, en el rango relativamente estrecho de las cotas 270 y 260, que resultan óptimas del punto de vista de la relación beneficio-costos.

4.3.1 Volúmen del embalse.

CUADRO 4.7

CALCULO DE LA RELACION BENEFICIO/COSTO RELATIVA A LA GENERACION
(Importes en millones de pesos)

NAMO	283	270	260	250
Presupuesto total proyecto Huites	60,791	54,216	50,422	48,219
Parte a cargo del riego	18,000	16,704	16,056	13,374
Parte a cargo de la generación	42,791	37,512	34,366	34,845
Costo actualizado p/generación	56,405	49,623	45,590	46,121
Costo actualizado planta bombeo	2,848	2,550	2,355	2,176
COSTO ACTUALIZADO TOTAL A CARGO DE LA GENERACION	59,253	52,173	47,945	48,297
DIFERENCIA DE COSTOS	7,080	4,228	352	
BENEFICIOS ACTUALIZADOS POR GENERACION	69,300	65,475	60,300	56,400
DIFERENCIA DE BENEFICIOS	3,825	5,175	3,900	
Relación beneficio/costo	1.17	1.25	1.26	1.17
Relación de diferencias B/C	0.54	1.22	11.08	
Beneficio - costo	10.047	13,302	12,355	8,103

El volúmen útil hasta la cota 270 resulta de 2,410 millones de m^3 ; hasta la cota 260 se tiene un volúmen de 1,760 millones de m^3 , casi el 30% menor. La diferencia de 650 millones de m^3 representa una reserva muy valiosa, tanto para fines de riego, como para generación, que solo parcialmente resulta de los análisis de operación del embalse.

4.3.2 Llenado del embalse.

Es claro que, cuanto más sube el NAMO, menor es la probabilidad de llenar el embalse por completo en un tiempo determinado; sin embargo (véase la Fig. 4.1), la probabilidad de alcanzar al cabo de un año la cota 270, es solo el 12% menor, que la de alcanzar la cota 260. Si además se considera el llenado inicial terminado al alcanzarse la cota de diseño de las unidades (252.3 para el NAMO 270 y 244.0 para el NAMO 260), la diferencia se reduce a menos del 10%; se considera que diferencias de este orden de magnitud no son significativas como para influenciar la selección.

4.3.3 Cantidades de obra.

Como se puede ver en el cuadro 7.1, no hay diferencias importantes en los volúmenes de obra; la variación más

significativa es en el volúmen del concreto masa de la cortina (1,938,000 m³ para el NAMO 270 y 1,705,000 m³ para el NAMO 260). Fuera las diferencias en el costo de las obras, que ya se ha tomado en cuenta en los cálculos económicos, no hay entre una alternativa y otra, variaciones tales que impliquen mayores dificultades constructivas o diferencias en el programa de construcción.

4.3.4 Seguridad de las obras.

Bajo este aspecto las dos alternativas se consideran equivalentes; la única diferencia es la altura de la cortina, que resulta 7 metros más alta para el NAMO a la cota 270. Esta diferencia no altera prácticamente los esfuerzos máximos y las condiciones de estabilidad de la estructura.

4.3.5 Evolución futura del mercado eléctrico.

En la parte correspondiente a la evaluación económica, se han calculado los beneficios por generación en base a \$9.00/KWh; en los próximos años es de esperarse un aumento de este valor; esta probable evolución futura, que acompaña una tendencia muy clara de los años pasados, valorizando más los beneficios por generación,

tiende a mover hacia arriba la cota óptima del NAMO.

Tomando en cuenta todos los factores anteriores, se ha entonces decidido seleccionar la cota 270.00 como el NAMO más conveniente para el proyecto.

5 CRITERIOS DE DISEÑO DE LAS OBRAS

5.1 CRITERIOS DE DISEÑO PARA LA CORTINA.

5.1.1 Fuerzas que obran sobre la cortina.

Innumerables innovaciones en el proyecto y la construcción, como la refrigeración de la masa para difundir el calor de hidratación, el uso de ceniza voladora (fly ash), la construcción en bloques separados, y muchas otras, han hecho posible la construcción de presas monumentales como la Hoover y la Gran Coulee.

En esta parte se discuten las fuerzas que actúan en

las cortinas de concreto del tipo de gravedad maciza y los requisitos para su estabilidad.

A) Fuerzas sísmicas.- Los sismos comunican aceleraciones a las presas, que pueden aumentar las presiones del agua y del azolve sobre la cortina, así como los esfuerzos internos de ésta; por lo tanto, debe dejarse algún margen para las cargas producidas por los sismos.

Con objeto de determinar las fuerzas totales debidas a un sismo, es necesario determinar su intensidad o aceleración, que generalmente se expresa en relación a la aceleración de la gravedad. Las aceleraciones que razonablemente se pueden suponer en el emplazamiento de una presa se determinan tomando en consideración la geología del lugar, vecindad a fallas mayores y los registros sísmicos de que se pueda disponer. La zona del proyecto Huites es considerada asísmica, sin embargo, se ha admitido una aceleración horizontal de 0.05g y una aceleración vertical de 0.03g.

Las cargas producidas por los sismos, tanto verticales como horizontales, deben aplicarse en el sentido en que la cortina quede menos estable. Asimismo

mo, dichas cargas deben aplicarse en el centro de gravedad de la masa, sin tomar en cuenta la forma de la sección transversal.

- B) Subpresión hidráulica.- Las fuerzas de subpresión se presentan como presiones internas en los poros, grietas y hendiduras, tanto de la cortina como de su cimiento. Es evidente que estos espacios están llenos de agua, la cual ejerce presiones en todas direcciones. Esta presión puede tener un efecto importante en la estabilidad de la presa y debe incluirse en el análisis. Se supone que a las fuerzas de subpresión no las afectan las fuerzas producidas por los sismos.

La intensidad de la subpresión debajo de una cortina de concreto sobre una cimentación de roca es difícil de determinar. Generalmente se supone que las presiones intersticiales en la roca o en el concreto son efectivas sobre toda la base de la sección. Es evidente que bajo el efecto de una carga sostenida, la intensidad de la subpresión en el paramento de aguas arriba es igual a la presión total del embalse y varía en forma aproximada a la línea recta, desde este punto, a la presión del agua abajo de la cortina, o cero, en el paramento de aguas aba-

jo, si no hay agua de descarga. Esto es cierto, no solamente en el contacto entre la cortina y la cimentación, sino también dentro del cuerpo de la misma cortina.

Las subpresiones se pueden reducir construyendo drenes a través del concreto de la cortina y perforando agujeros de drenaje en la roca de la cimentación. Estos drenes se colocan generalmente cerca del paramento de aguas arriba de la cortina, aunque se debe tener cuidado para asegurarse de que no se producirán tubificaciones directas del vaso.

C) Presión del azolve.- casi todas las corrientes llevan una cantidad apreciable de limo, tanto en sus gastos normales como en las avenidas. Cuando en una corriente se construye una presa, entrarán limos y arcillas en el vaso y se depositarán en el agua tranquila aguas arriba de la cortina. Si se deja acumular contra el paramento de aguas arriba de la cortina, el limo ejercerá cargas mayores que la presión hidrostática. Una suposición relativamente común sobre la presión del limo, es considerar la carga horizontal como equivalente a la de un líquido que pese 1.4 ton/m^3 y un peso vertical de 1.9 ton/m^3 .

Existen algunas razones para despreciar la carga del azolve. Inicialmente esta carga no existe y con el tiempo puede llegar a ser un factor importante. Cuando el limo ha consolidado en cierto grado actúa menos como un líquido. Además, el limo depositado en el vaso será algo impermeable y ayudará a disminuir la subpresión debajo de la cortina. Aunque se deba considerar muy improbable y remoto, se admite que el nivel del azolve llegue a la cota 215.00.

Por medio de procedimientos experimentales y analíticos, se ha demostrado que, debido a la resistencia interna al corte del limo, la aceleración de un sismo hasta de 0.3 de la gravedad tiene una eficiencia en el limo igual a la mitad que en el agua. Como el peso unitario del agua es aproximadamente la mitad que el del limo, el aumento de presión en la cortina debido aun sismo es aproximadamente el mismo para el limo que para el agua.

- D) Presión de la estructura.- El peso de la estructura incluye el peso del concreto más el de los accesorios, como compuertas y puentes. Sin embargo, solamente consideraremos la carga muerta debida al peso del concreto para el análisis. El peso unitario del concreto se toma ordinariamente como 2.4 ton/m^3 .

El peso total actúa verticalmente en el centro de gravedad de la sección transversal. El efecto de la inercia en la cortina provocada por un sismo, debe aplicarse en el centro de gravedad de la masa, sin tomar en cuenta la forma de la sección transversal.

- E) Presión hidráulica.- La presión hidrostática que actúa sobre una cortina que no es vertedora, se ilustra en la Fig. 5.2.

La presión hidrodinámica debida a un sismo oscilatorio aparece en la memoria de cálculo. En las cortinas que tienen taludes compuestos, verticales o inclinados, el procedimiento que debe usarse esta gobernado por la relación de la altura de la porción vertical a la altura total de la cortina.

Dado que la altura de la porción vertical del paramento de aguas arriba de la cortina es igual o mayor que la mitad de la altura total de la cortina, se considerará como si fuera toda vertical.

Para sismos trepidatorios, en los paramentos inclinados de la cortina, el peso del agua arriba del talud debe modificarse con el factor de aceleración correspondiente, lo mismo que el peso del concreto.

F) Reacción del cimiento.- en condiciones de estabilidad, la resultante de las cargas verticales y horizontales sobre la cortina, estará equilibrada por una fuerza igual y opuesta que constituye la reacción de la cimentación. La reacción vertical de la cimentación, calculada sin subpresión, esta representada en la Fig. 5.7. Los esfuerzos se determinan en la memoria de cálculo anexa.

Cuando la subpresión en el paramento de aguas arriba es menor que el esfuerzo en dicho paramento, la cortina es estable contra el vuelco. Si la subpresión en el paramento de aguas arriba es mayor que el esfuerzo, la presión en la cimentación tendrá que revisarse como se ilustra en la Fig. 5.7.

5.1.2 Requisitos de estabilidad.

Las presas de concreto de gravedad deben proyectarse para que resistan, con un amplio factor de seguridad, estas tres causas de destrucción: el vuelco, el deslizamiento, y esfuerzos excesivos.

A) El vuelco.- existe una tendencia en las presas de gravedad a volcarse, girando alrededor del talón de aguas abajo en la cimentación, o alrededor de la a-

rista de aguas abajo de cada sección horizontal. Si el esfuerzo vertical en la arista de aguas arriba que se calcule en cualquier sección horizontal, sin la subpresión, excede a la subpresión en ese punto, se considera que la presa es segura contra el vuelco con un amplio factor de seguridad. Si la subpresión en el paramento de aguas arriba excede al esfuerzo vertical en cualquier sección horizontal, calculado sin subpresión, las fuerzas de subpresión a lo largo de la grieta horizontal supuesta, aumenta mucho la tendencia en la cortina a volcarse con relación al paramento de aguas abajo. En estas condiciones, sin embargo, si el esfuerzo en el paramento de aguas abajo es menor que el esfuerzo tolerado en la cimentación, se considera la cortina segura contra el vuelco.

- B) Deslizamiento.- La suma de fuerzas horizontales tiende a desalojar la cortina en dirección horizontal. Esta tendencia la contrarrestan las resistencias producidas por la fricción y por la resistencia al corte del concreto o de la cimentación.

Las características cohesivas del concreto o de la roca, que afectan mucho al esfuerzo tangencial aplicado a la superficie de deslizamiento considerada, deben determinarse por pruebas de laboratorio.

Los valores mínimos admitidos para el coeficiente de seguridad al deslizamiento son los siguientes:

- Para condiciones normales de carga, 2.00
- Para condiciones excepcionales de carga, 1.75
- Para condiciones límite de carga, 1.50

C) Esfuerzos permisibles en el concreto.- Con carácter preliminar, se admiten para el concreto masa de la cortina, las siguientes características:

- Resistencia característica a compresión, a 365 días, de 140 Kg/cm^2 .
- Módulo elástico instantáneo, de $350,000 \text{ Kg/cm}^2$.
- Módulo elástico prolongado, de $250,000 \text{ Kg/cm}^2$.
- Módulo de Poisson, de 0.2.
- Angulo de fricción en las juntas de construcción o entre el contacto concreto-roca, de 40° .
- Cohesión en las juntas de construcción o en el contacto concreto-roca, de 12 Kg/cm^2 .

Todos estos datos se consideran como suficiente-

mente representativos para los primeros análisis estructurales; sin embargo, la resistencia final del concreto deberá ser especificada en base a los resultados de análisis estructurales más profundi- zados; las demás características deberán ser con- troladas con ensayos de laboratorio.

Los esfuerzos máximos admitidos en el concreto se indican en el cuadro 5.1 y se refieren al concre- to con las caracterfsticas indicadas en el párra- fo anterior; en caso de que los esfuerzos rebasen, en partes importantes de la estructura, los valo- res indicados, será necesario mejorar las caracte- rísticas del concreto, para respetar las propor- ciones entre resistencia característica y esfuer- zos indicados en el mismo cuadro.

Se admite que los esfuerzos de compresión fueron determinados con análisis basados sobre un compor- tamiento puramente elástico, sin tener en cuenta el efecto de la plasticidad de los materiales, que redistribuye los esfuerzos bajando los valores de pico.

Los límites indicados para los esfuerzos de tensión, se refieren a concreto masa, sin refuerzos; las es-

CUADRO 5.1

Criterios de Diseño de la Cortina
Esfuerzos admisibles en el concreto

	Condiciones de carga normales	Condiciones de carga excepcionales	Condiciones de carga límite
-Compresión máxima (Kg/cm ²) (Esfuerzos principales)	55	65	75
-Resist. caract. a compresión sobre compresión máxima	2.5	2.1	1.8
-Tensión máxima (Kg/cm ²) (Esfuerzos Principales)	0	4	9
-Resist. caract. a compresión sobre tensión máxima		40	15
-Tensión máxima debido a la retracción térmica inicial del concreto (Kg/cm ²)	8		

estructuras incorporadas en la cortina, deben evidentemente ser calculadas con los métodos usuales del concreto armado.

5.1.3 Efectos térmicos.

Los esfuerzos de origen térmico se deben a tres fenómenos básicos:

- Aumento de la temperatura debido a la deshidratación del concreto y posteriormente al enfriamiento del concreto hasta alcanzar la temperatura ambiente.
- Variación estacional de temperatura, que influye en la masa de la estructura.
- Variación diaria de temperatura, que influye solamente en las superficies expuestas al aire.

Los datos básicos de temperatura del aire, necesarios para estudiar estos efectos, se muestran en los planos anexos.

5.1.4 Análisis estructural de la cortina.

La geometría teórica de la cortina, determinada por

prueba y error, ha sido analizada, cuanto a esfuerzos y condiciones de estabilidad, con los métodos tradicionales de cálculo.

En la memoria de cálculo se muestran los principales resultados obtenidos. Como se ve en los resultados, tanto los esfuerzos como los factores de seguridad al deslizamiento, son aceptables y en línea con los criterios descritos en el párrafo anterior, lo que confirma que la geometría de la cortina es adecuada.

Sin embargo, hay que mencionar la necesidad, en una etapa posterior del estudio, de llevar a cabo análisis más profundizados, precizando con más detalle las cargas aplicadas, tomando en cuenta las características mecánicas reales del concreto y de la roca de cimentación y utilizando métodos de cálculo más refinados.

5.1.5 Solución propuesta.

Con base en los criterios expuestos anteriormente, la solución que se presenta más favorable está constituida por una cortina en concreto, de gravedad maciza, con eje en tramos rectilíneos, como se indica en los planos. Del punto de vista estructural, la cortina es-

ta dividida en 18 bloques independientes, de ancho variable entre 15.0 y 25.5 metros. Las principales dimensiones geométricas son las siguientes:

- Altura máxima 155.00 m.
- Desplante 130.00 m.s.n.m.
- Elevación de la corona 285.00 m.s.n.m.
- Taludes de aguas arriba De vertical a 0.3:1.0
- Talud de aguas abajo 0.7:1.0
- Volúmen de concreto 1'938,000 m³.
- Longitud de la corona 384.00 m.

La cortina de Huites sirve para crear un embalse regulador que tiene las siguientes características:

- NAME 283.20 m.s.n.m.
- NAMO 270.00 m.s.n.m.
- NAMINO 215.00 m.s.n.m.
- Capacidad al NAMO 2,908 X 10⁶ m³.
- Capacidad al NAMINO 500 X 10⁶ m³.
- Capacidad útil para generación 2,408 X 10⁶ m³.
- Area del embalse al NAMO 70.7 Km².
- Longitud máxima del embalse 50.0 Km.

5.1.6 Memoria de cálculo.

A partir de la siguiente hoja se muestran los cálculos hechos para analizar la estabilidad de la cortina.

- 1) Fuerzas que actúan sobre la cortina.
 - 1.1) Fuerzas verticales con sentido hacia abajo.
 - a) Peso propio de la cortina ($\gamma_c = 2.4 \text{ ton/m}^3$)
 - b) Peso del agua con el nivel del embalse a la cota 270.00
 - c) Peso del agua con el nivel del embalse a la cota 283.20
 - d) Peso del azolve con el nivel de éste a la cota 215.00 ($\gamma_a = 1.9 \text{ ton/m}^3$)
 - 1.2) Fuerzas verticales con sentido hacia arriba.
 - e) Empuje sísmico vertical. ($a_v = 0.03g$)
 - f) Empuje hidrostático debido a la subpresión, con h_1 correspondiente a la cota 270.00 y h_2 correspondiente a la cota 150.00
 - g) Empuje hidrostático debido a la subpresión, con h_1 correspondiente a la cota 283.20 y h_2 correspondiente a la cota 160.00
 - 1.3) Fuerzas horizontales.
 - h) Empuje sísmico horizontal ($a_h = 0.05g$)
 - j) Empuje hidrostático con el nivel del embalse a la cota 270.00
 - k) Empuje hidrodinámico con el nivel del embalse a la cota 270.00
 - p) Empuje hidrostático con el nivel del embalse a la cota 283.20
 - m) Empuje hidrodinámico con el nivel del embalse a la cota 283.20
 - n) Empuje del azolve con el nivel de éste a la cota 215.00 ($\gamma_a = 1.4 \text{ ton/m}^3$)
- 2) Combinaciones de cargas.
 - 2.1) Condiciones de carga normales (c.c.n.)
 - 2.1.1) a únicamente (ver fig 5.1)
 - 2.1.2) a + b + d + f + j + n (ver fig 5.2)

2.2) Condiciones de carga excepcionales (c.c.e.)

2.2.1) $a + e + h + k$ (ver fig. 5.3)

2.2.2) $a + b + d + e + f + h + j + k + n$ (ver fig. 5.4)

2.2.3) $a + c + d + g + l + n$ (ver fig. 5.5)

2.3) Condiciones de carga límite (c.c.l.)

2.3.1) $a + c + d + e + g + h + l + m + n$ (ver fig. 5.6)

3) Símbolos y definiciones adicionales:

α = ángulo entre la cara del elemento y la vertical.

L = distancia horizontal de la posición de la resultante al centroide de la base de la cortina.

I = momento de inercia de la base de la sección de 1 m. de ancho con relación a su centro de gravedad.

h_1 = distancia vertical del nivel del agua en el embalse a la base de la sección.

h_2 = distancia vertical del nivel del agua en la descarga a la base de la sección.

γ_c = peso unitario del concreto.

γ_a = peso unitario del azolve.

γ_w = peso unitario del agua.

p_a = presión del azolve en la base de la sección.

p_w = presión del agua en la base de la sección.

A = área de la sección transversal.

Z = arista inferior del paramento de aguas abajo.

x = distancia horizontal del centroide de la sección al punto Z .

y = distancia vertical del centroide de la sección al punto Z .

B = base de la sección.

C = altura de la sección.

4) Cálculo del centro de gravedad de "a" y "e".

4.1) Cálculo del área de la sección de la cortina.

$$\tan \alpha_1 = 0.30/1.00 = 0.30 \quad \alpha_1 = \text{ang tan } 0.30$$

$$\alpha_1 = 16.699^\circ$$

$$\tan \alpha_3 = 0.15/1.00 = 0.15 \quad \alpha_3 = \text{ang tan } 0.15$$

$$\alpha_3 = 8.531^\circ$$

$$\tan \alpha_5 = 0.05/1.00 = 0.05 \quad \alpha_5 = \text{ang tan } 0.05$$

$$\alpha_5 = 2.862^\circ$$

$$\tan \alpha_7 = 0.70/1.00 = 0.70 \quad \alpha_7 = \text{ang tan } 0.70$$

$$\alpha_7 = 34.992^\circ$$

$$B_1 = C_1 \tan \alpha_1 = (23.20)(0.30) = 6.96 \text{ m}$$

$$B_3 = C_3 \tan \alpha_3 = (40.00)(0.15) = 6.00 \text{ m}$$

$$B_5 = C_5 \tan \alpha_5 = (40.00)(0.05) = 2.00 \text{ m}$$

$$B_7 = C_7 \tan \alpha_7 = (135.20)(0.70) = 94.64 \text{ m}$$

$$B_2 = 6.00 + 2.00 = 8.00 \text{ m}$$

$$B_4 = 2.00 \text{ m}$$

$$B_6 = 12.00 \text{ m}$$

$$A_1 = (6.96)(23.20)/2 = 80.736 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (8.00)(23.20) = 185.60 \text{ m}^2$$

$$A_3 = (6.00)(40.00)/2 = 120.00 \text{ m}^2$$

$$A_4 = (2.00)(40.00) = 80.00 \text{ m}^2$$

$$A_5 = (2.00)(40.00)/2 = 40.00 \text{ m}^2$$

$$A_6 = (12.00)(155.00) = 1,860.00 \text{ m}^2$$

$$A_7 = (94.64)(135.20)/2 = 6,397.664 \text{ m}^2$$

$$A = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 + A_6 + A_7 = 8,764 \text{ m}^2$$

4.2) Cálculo de momentos con respecto al punto Z.

$$M_1 = A_1 X_1 = (80.736)(116.96) = 9,442.883$$

$$M_2 = A_2 X_2 = (185.60)(110.64) = 20,534.784$$

$$M_3 = A_3 X_3 = (120.00)(110.64) = 13,276.800$$

$$M_4 = A_4 X_4 = (80.00)(107.64) = 8,611.200$$

$$M_5 = A_5 X_5 = (40.00)(107.31) = 4,292.400$$

$$M_6 = A_6 X_6 = (1,860.00)(100.64) = 187,190.400$$

$$M_7 = A_7 X_7 = (6,397.664)(63.09) = 403,628.620$$

$$M_{Tz} = 646,977.09$$

4.3) Cálculo de la distancia al punto Z.

$$X_e = \frac{M_{Tz}}{A_a} = \frac{646,977.09}{8,764.00} = 73.822 \text{ m. (a la izquierda del punto Z)} = X_e.$$

5) Cálculo del centro de gravedad de "F".

5.1) Cálculo del área de la sección de la subpresión.

$$(h_1 - h_2)/3 = (140.00 - 20.00)/3 = 40.00 \text{ m}$$

$$B_1 = 14.96 - 2.46 = 12.50 \text{ m}$$

$$B_2 = 106.64 + 2.46 = 109.10 \text{ m}$$

$$A_8 = (12.50)(140.00 - 20.00 - 40.00)/2 = (12.50)(80.00)/2 = 500 \text{ m}^2$$

$$A_{10} = (12.50)(20.00 + 40.00) = (12.50)(60.00) = 750 \text{ m}^2$$

$$A_9 = (109.10)(40.00)/2 = 2,182 \text{ m}^2$$

$$A_{11} = (109.10)(20.00) = 2,182 \text{ m}^2$$

$$A_T = 5,614 \text{ m}^2$$

5.2) Cálculo de momentos con respecto al punto Z.

$$M_8 = A_8 X_8 = (500)(117.43) = 58,716.67$$

$$M_9 = A_9 X_9 = (2,182)(72.73) = 158,704.13$$

$$M_{10} = A_{10} X_{10} = (750)(115.35) = 86,512.50$$

$$M_{11} = A_{11} X_{11} = (2,182)(54.55) = 119,028.10$$

$$M_{Tg} = 422,961.40$$

5.3) Cálculo de la distancia al punto Z.

$$X_T = \frac{M_{Tg}}{A_T} = \frac{422,961.40}{5,614.00} = 75.34 \text{ m.}$$

6) Cálculo del centro de gravedad de "g".

6.1) Cálculo del área de la sección de la subpresión.

$$(h_1 - h_2)/3 = (153.20 - 30.00)/3 = 41.07 \text{ m.}$$

$$A_8 = (12.50)(153.20 - 30.00 - 41.07)/2 = (12.50)(82.13)/2 = 513.31 \text{ m}^2.$$

$$A_{10} = (12.50)(30.00 + 41.07) = (12.50)(71.07) = 888.37 \text{ m}^2.$$

$$A_9 = (109.10)(41.07)/2 = 2,240.37 \text{ m}^2.$$

$$A_{11} = (109.10)(30.00) = 3,273.00 \text{ m}^2.$$

$$A_T = 6,915.05 \text{ m}^2.$$

6.2) Cálculo de momentos con respecto al punto Z.

$$M_8 = A_8 X_8 = (513.31)(117.43) = 60,277.99$$

$$M_9 = A_9 X_9 = (2,240.37)(72.73) = 162,942.11$$

$$M_{10} = A_{10} X_{10} = (888.37)(115.35) = 102,473.48$$

$$M_{11} = A_{11} X_{11} = (3,273.00)(54.55) = 178,542.15$$

$$M_{Tg} = 504,235.73$$

6.3) Cálculo de la distancia al punto z.

$$X_g = \frac{M_{Tg}}{A_g} = \frac{504.235.73}{6.915.05} = 72.919 \text{ m.}$$

7) Cálculo del centro de gravedad de "b", "c" y "d".

$$X_b = X_c = X_d = (6.96 + 6.00 + 2.00) / 2 + 12.00 + 94.64 = 114.12 \text{ m}$$

8) Cálculo del centro de gravedad de "h".

8.1) Cálculo de momentos con respecto al punto z.

$$M_1 = A_1 Y_1 = (80.736)(7.733) = 624.331$$

$$M_2 = A_2 Y_2 = (185.60)(11.60) = 2,152.960$$

$$M_3 = A_3 Y_3 = (120.00)(36.533) = 4,383.960$$

$$M_4 = A_4 Y_4 = (80.00)(43.20) = 3,456.000$$

$$M_5 = A_5 Y_5 = (40.00)(83.20) = 3,328.000$$

$$M_6 = A_6 Y_6 = (1,860.00)(77.50) = 144,150.000$$

$$M_7 = A_7 Y_7 = (6,397.664)(45.067) = 288,323.52$$

$$M_{Th} = 446.418.77$$

8.2) Cálculo de la distancia al punto z...

$$X_h = \frac{M_{Th}}{A_h} = \frac{446.418.77}{8.764.00} = 50.938 \text{ m.}$$

9) Cálculo del centro de gravedad de "j", "l" y "n".

$$X_j = 140.00 / 3 = 46.667 \text{ m.}$$

$$X_l = 153.20 / 3 = 51.067 \text{ m}$$

$$X_n = 85.00 / 3 = 28.333 \text{ m}$$

10) Cálculo de las magnitudes de las fuerzas.

10.1) Cálculo de la magnitud de "a":

$$a = \gamma_c A = (2.4)(8,764.00) = 21,033.60 \text{ ton.}$$

10.2) Cálculo de la magnitud de "b":

$$p_w = \gamma_w h_1 = (1.0)(140.00) = 140.00 \text{ ton/m}^2.$$

$$b = p_w A = (140.00)(14.96) = 2,094.40 \text{ ton.}$$

10.3) Cálculo de la magnitud de "c":

$$p_w = \gamma_w h_1 = (1.0)(153.20) = 153.20 \text{ ton/m}^2.$$

$$c = p_w A = (153.20)(14.96) = 2,291.87 \text{ ton.}$$

10.4) Cálculo de la magnitud de "d":

$$p_a = \gamma_a h_a = (1.9)(85.00) = 161.50 \text{ ton/m}^2.$$

$$d = p_a A = (161.50)(14.96) = 2,416.04 \text{ ton.}$$

10.5) Cálculo de la magnitud de "e":

$$e = 0.03 a = (0.03)(21,033.60) = 631.01 \text{ ton.}$$

10.6) Cálculo de la magnitud de "f":

$$f = \gamma_w A = (1.0)(5,614.00) = 5,614.00 \text{ ton.}$$

10.7) Cálculo de la magnitud de "g":

$$g = \gamma_w A = (1.0)(6,915.05) = 6,915.05 \text{ ton.}$$

10.8) Cálculo de la magnitud de "h":

$$h = 0.05 a = (0.05)(21,033.60) = 1,051.68 \text{ ton.}$$

10.9) Cálculo de la magnitud de "j":

$$j = \gamma_w h_1^2 / 2 = (1.0)(140.00)^2 / 2 = 9800.00 \text{ ton.}$$

10.10) Cálculo de la magnitud de "k":

$$P = c \lambda \gamma_w h_1$$

donde: c = coeficiente de presión. \rightarrow fig 165 (O.P.P.)

λ = aceleración horizontal del sismo.

$$P = (0.74)(0.05)(1.0)(140.00) = 5.18 \text{ ton/m}^2$$

$$k = 0.726 P h = (0.726)(5.18)(140.00) = 526.495 \text{ ton/m.}$$

10.11) Cálculo de la magnitud de "l":

$$l = \gamma_w h_1^2 / 2 = (1.0)(153.20)^2 / 2 = 11,735.12 \text{ ton.}$$

10.12) Cálculo de la magnitud de "m":

$$P = (0.74)(0.05)(1.0)(153.20) = 5.668 \text{ ton/m}^2$$

$$m = 0.726 P h = (0.726)(5.668)(153.20) = 630.458 \text{ ton/m}$$

10.13) Cálculo de la magnitud de "n":

$$n = \gamma_w h_1^2 / 2 = (1.4)(85.00)^2 / 2 = 5,057.50 \text{ ton.}$$

11) Cálculo de momentos con respecto al punto Z.

11.1) Cálculo del momento de "a":

$$M_a = a \times a = (21,033.60)(73.822) = 1,552,742.40 \text{ ton-m (+)}$$

11.2) Cálculo del momento de "b":

$$M_b = b \times b = (2,094.40)(114.12) = 239,012.93 \text{ ton-m (+)}$$

11.3) Cálculo del momento de "c".

$$M_c = c \times c = (2.291.87)(114.12) = 261.548.20 \text{ ton-m. (+)}$$

11.4) Cálculo del momento de "d".

$$M_d = d \times d = (2.416.04)(114.12) = 275.718.48 \text{ ton-m. (+)}$$

11.5) Cálculo del momento de "e".

$$M_e = e \times e = (631.01)(73.822) = 46.582.42 \text{ ton-m. (-)}$$

11.6) Cálculo del momento de "f".

$$M_f = f \times f = (5.614.00)(75.34) = 422.958.76 \text{ ton-m. (-)}$$

11.7) Cálculo del momento de "g".

$$M_g = g \times g = (6.915.05)(72.919) = 504.238.53 \text{ ton-m. (-)}$$

11.8) Cálculo del momento de "h".

$$M_h = h \times h = (1.051.68)(50.938) = 53.570.48 \text{ ton-m. (-)}$$

11.9) Cálculo del momento de "j".

$$M_j = j \times j = (9.800.00)(46.667) = 457.336.60 \text{ ton-m. (-)}$$

11.10) Cálculo del momento de "k".

$$M_k = 0.299 P h^2 = (0.299)(5.18)(140.00)^2 = 30.356.87 \text{ ton-m. (-)}$$

11.11) Cálculo del momento de "l".

$$M_l = l \times l = (11.735.12)(51.067) = 599.277.37 \text{ ton-m. (-)}$$

11.12) Cálculo del momento de "m".

$$M_m = 0.299 P h^2 = (0.299)(5.668)(153.20)^2 = 39.775.77 \text{ ton-m. (-)}$$

11.13) Cálculo del momento de "n":

$$M_n = nX_n = (5.057.50)(28.333) = 143.294.15 \text{ ton}\cdot\text{m} (-)$$

12) Cálculo de los factores de seguridad contra volteamiento.

$$F.S.V. = \frac{M_R}{M_A}$$

donde: F.S.V. = Factor de Seguridad contra Volteamiento.

M_R = Momento Resistente (Suma de momentos con signo positivo)

M_A = Momento Actuante (Suma de momentos con signo negativo)

12.1) 1ª Condición de Carga Normal. (Ver Fig. 5.1)

$$M_R = M_a = 1'552.742.40 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_A = 0$$

$$F.S.V. = \frac{1'552.742.40}{0} = \rightarrow \infty$$

12.2) 2ª Condición de Carga Normal (Ver Fig. 5.2)

$$M_R = M_a + M_b + M_d$$

$$M_R = 1'552.742.40 + 289.012.93 + 275.718.48$$

$$M_R = 2'067.473.81 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_A = M_f + M_j + M_n$$

$$M_A = 422.958.76 + 457.336.60 + 143.294.15$$

$$M_A = 1'023.589.51 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$F.S.V. = \frac{2'067.473.81}{1'023.589.51} = 2.020$$

12.3) 1ª Condición de Carga Excepcional. (Ver Fig. 5.3)

$$M_R = M_a = 1'552.742,40 \text{ ton-m}$$

$$M_A = M_e + M_h + M_k$$

$$M_A = 46.582,42 + 53.570,48 + 30.356,87$$

$$M_A = 130.509,77 \text{ ton-m.}$$

$$F.S.V. = \frac{1'552.742,40}{130.509,77} = 11,898$$

12.4) 2ª Condición de Carga Excepcional (Ver Fig. 5.4)

$$M_R = M_a + M_b + M_d = 2'067.473,81 \text{ ton-m}$$

$$M_A = M_e + M_f + M_h + M_j + M_k + M_n$$

$$M_A = 46.582,42 + 422.958,76 + 53.570,48 + 457.336,60 + 30.356,87 + 143.294,15$$

$$M_A = 1'154.099,28 \text{ ton-m.}$$

$$F.S.V. = \frac{2'067.473,81}{1'154.099,28} = 1,791$$

12.5) 3ª Condición de Carga Excepcional (Ver Fig. 5.5)

$$M_R = M_a + M_c + M_d$$

$$M_R = 1'552.742,40 + 261.548,20 + 275.718,48$$

$$M_R = 2'090.009,10 \text{ ton-m.}$$

$$M_A = M_g + M_l + M_n$$

$$M_A = 504.238,53 + 599.277,37 + 143.294,15$$

$$M_A = 1'246.810,10 \text{ ton-m.}$$

$$F.S.V. = \frac{2'090.009,10}{1'246.810,10} = 1,676$$

12.6) 1ª y única Condición de Carga Límite (Ver Fig 5.6)

$$M_R = M_e + M_g + M_d = 2'090,009.10 \text{ ton-m.}$$

$$M_A = M_e + M_g + M_h + M_l + M_m + M_n$$

$$M_A = 46,582.42 + 504,238.53 + 53,570.48 + 599,277.37 + 39,775.77 + 143,294.15$$

$$M_A = 1'386,738.72 \text{ ton-m.}$$

$$F.S.V. = \frac{2'090,009.10}{1'386,738.72} = 1.507$$

13) Cálculo de los factores de seguridad contra el deslizamiento.

$$F.S.D. = \frac{CA + \sum N_i \tan \Theta}{\sum T_i}$$

donde: F.S.D. = Factor de Seguridad contra el Deslizamiento

C = cohesión en el contacto concreto-roca. = 120 ton/m^2 .

A = superficie de deslizamiento considerada. = 121.60 m^2 .

N_i = fuerzas normales a la superficie de deslizamiento

Θ = ángulo de fricción entre el contacto concreto-roca. = 40°

T_i = fuerzas tangenciales aplicadas a la superficie de deslizamiento.

13.1) Cálculos preliminares.

$$CA = (120.00)(121.60) = 14,592.00 \text{ ton.}$$

$$\tan \Theta = \tan 40^\circ = 0.839$$

13.2) 1ª Condición de Carga Normal (Ver Fig. 5.1)

$$\sum N_i = Q = 21,033.60 \text{ ton}$$

$$\sum T_i = 0$$

$$F.S.D. = \frac{14,592.00 + (21,033.60)(0.839)}{0} = \frac{32,239.19}{0} = \rightarrow \infty$$

13.3) 2ª Condición de Carga Normal (Ver Fig. 5.2)

$$\Sigma N_i = a + b + d - f$$

$$\Sigma N_i = 21,033.60 + 2,094.40 + 2,416.04 - 5,614.00$$

$$\Sigma N_i = 19,930.04 \text{ ton.}$$

$$\Sigma T_i = j + n$$

$$\Sigma T_i = 9,800.00 + 5,057.50$$

$$\Sigma T_i = 14,857.50 \text{ ton}$$

$$F.S.D. = \frac{14,592.00 + (19,930.04)(0.839)}{14,857.50} = \frac{31,313.304}{14,857.50} = 2.108 > 2.00$$

13.4) 1ª Condición de Carga Excepcional (Ver Fig 5.3)

$$\Sigma N_i = a - e$$

$$\Sigma N_i = 21,033.60 - 631.01$$

$$\Sigma N_i = 20,402.59 \text{ ton.}$$

$$\Sigma T_i = h + k$$

$$\Sigma T_i = 1,051.68 + 526.49$$

$$\Sigma T_i = 1,578.17 \text{ ton}$$

$$F.S.D. = \frac{14,592.00 + (20,402.59)(0.839)}{1,578.17} = \frac{31,709.773}{1,578.17} = 20.093 > 1.75$$

13.5) 2ª Condición de Carga Excepcional (Ver Fig. 5.4)

$$\Sigma Ni = a + b + d - e - f$$

$$\Sigma Ni = 21,033.60 + 2,094.40 + 2,416.04 - 631.01 - 5,614.00$$

$$\Sigma Ni = 19,299.03 \text{ ton}$$

$$\Sigma Ti = h + j + k + n$$

$$\Sigma Ti = 1,051.68 + 9,800.00 + 526.49 + 5,057.50$$

$$\Sigma Ti = 16,435.67 \text{ ton}$$

$$F.S.D. = \frac{14,592.00 + (19,299.03)(0.839)}{16,435.67} = \frac{30,783.886}{16,435.67} = 1.873 > 1.75$$

13.6) 3ª Condición de Carga Excepcional (Ver Fig. 5.5)

$$\Sigma Ni = a + c + d - g$$

$$\Sigma Ni = 21,033.60 + 2,291.87 + 2,416.04 - 6,915.05$$

$$\Sigma Ni = 18,826.46 \text{ ton}$$

$$\Sigma Ti = l + n$$

$$\Sigma Ti = 11,735.12 + 5,057.50$$

$$\Sigma Ti = 16,792.62 \text{ ton}$$

$$F.S.D. = \frac{14,592.00 + (18,826.46)(0.839)}{16,792.62} = \frac{30,387.40}{16,792.62} = 1.810 > 1.75$$

13.7) 1ª y única Condición de Carga Límite (Ver Fig. 5.6)

$$\Sigma Ni = a + c + d - e - g$$

$$\Sigma Ni = 21,033.60 + 2,291.87 + 2,416.04 - 631.01 - 6,915.05$$

$$\Sigma Ni = 18,195.45 \text{ ton}$$

$$\sum T_i = h + \lambda + m + n$$

$$\sum T_i = 1,051.68 + 11,735.12 + 630.46 + 5,057.50$$

$$\sum T_i = 18,474.76 \text{ ton.}$$

$$F.S.D. = \frac{14,592.00 + (18,195.45)(0.839)}{18,474.76} = \frac{29,857.98}{18,474.76} = 1.616 > 1.50$$

14) Cálculo de la posición de las resultantes para las diferentes condiciones de carga

$$X_R = \frac{M_N}{\sum N_i} = \frac{M_R - M_A}{\sum N_i}$$

donde: X_R = posición de la resultante respecto al punto Z.

M_N = momento neto

M_R = momento resistente (suma de momentos con signo positivo)

M_A = momento actuante (suma de momentos con signo negativo)

$\sum N_i$ = sumatoria de las fuerzas normales a la superficie de deslizamiento.

14.1) 1ª Condición de Carga Normal (Ver Fig. 5.1)

$$M_R = M_a = 1,552,742.40 \text{ ton-m.}$$

$$M_A = 0$$

$$\sum N_i = a = 21,033.60 \text{ ton.}$$

$$X_R = \frac{1,552,742.40 - 0}{21,033.60} = 73.822 \text{ m.}$$

14.2) 2ª Condición de Carga Normal (Ver Fig. 5.2)

$$M_R = M_a + M_c + M_d = 2,067,473.81 \text{ ton-m}$$

$$M_A = M_f + M_g + M_h = 1,023,589.51 \text{ ton-m}$$

$$\sum N_i = a + b + d - f = 19,930.04 \text{ ton}$$

$$X_R = \frac{2,067,473.81 - 1,023,589.51}{19,930.04} = \frac{1,043,884.30}{19,930.04} = 52.377 \text{ m.}$$

14.3) 1ª Condición de Carga Excepcional (Ver Fig 5.3)

$$M_k = M_a = 1'552,742 \text{ 40 ton-m.}$$

$$M_A = M_e + M_h + M_k = 130,509.77 \text{ ton-m}$$

$$\Sigma N_i = a - e = 20,402.59 \text{ ton}$$

$$X_R = \frac{1'552,742 \text{ 40} - 130,509.77}{20,402.59} = \frac{1'422,232 \text{ 60}}{20,402.59} = 69.708 \text{ m.}$$

14.4) 2ª Condición de Carga Excepcional (Ver Fig 5.4)

$$M_R = M_a + M_b + M_d = 2'067,473.81 \text{ ton-m}$$

$$M_A = M_e + M_f + M_h + M_j + M_k + M_n = 1'154,099.28 \text{ ton-m.}$$

$$\Sigma N_i = a + b + d - e - f = 19,299.03 \text{ ton.}$$

$$X_R = \frac{2'067,473.81 - 1'154,099.28}{19,299.03} = \frac{913,374.53}{19,299.03} = 47.327 \text{ m.}$$

14.5) 3ª Condición de Carga Excepcional (Ver Fig 5.5)

$$M_R = M_a + M_c + M_d = 2'090,009.10 \text{ ton-m.}$$

$$M_A = M_g + M_i + M_n = 1'246,810.10 \text{ ton-m}$$

$$\Sigma N_i = a + c + d - g = 18,826.46 \text{ ton}$$

$$X_R = \frac{2'090,009.10 - 1'246,810.10}{18,826.46} = \frac{843,199.00}{18,826.46} = 44.788 \text{ m.}$$

14.6) 1ª y única Condición de Carga Límite (Ver Fig 5.6)

$$M_R = M_a + M_c + M_d = 2'090,009.10 \text{ ton-m}$$

$$M_A = M_e + M_g + M_h + M_i + M_n + M_n = 1'386,738.72 \text{ ton-m.}$$

$$\Sigma N_i = a + c + d - e - g = 18,195.45 \text{ ton}$$

$$X_R = \frac{2'090,009.10 - 1'386,738.72}{18,195.45} = \frac{703,270.38}{18,195.45} = 38.651 \text{ m}$$

15) Cálculo de las distancias horizontales de la posición de las resultantes, bajo las diferentes condiciones de carga, al centroide de la base de la cortina

$B = 121.60 \text{ m}$ → distancia de la orista de aguas arriba de la base de la cortina a la orista de aguas abajo de la base de la cortina

$B/2 = 121.60/2 = 60.80 \text{ m}$ → centroide de la base de la cortina

$$L = B/2 - X_R$$

15.1) 1ª Condición de Carga Normal.

$$L = 60.80 - 73.822 = -13.022 \text{ m.}$$

15.2) 2ª Condición de Carga Normal

$$L = 60.80 - 52.377 = 8.423 \text{ m.}$$

15.3) 1ª Condición de Carga Excepcional

$$L = 60.80 - 69.708 = -8.908 \text{ m.}$$

15.4) 2ª Condición de Carga Excepcional

$$L = 60.80 - 47.327 = 13.473 \text{ m.}$$

15.5) 3ª Condición de Carga Excepcional.

$$L = 60.80 - 44.788 = 16.012 \text{ m.}$$

15.6) 1ª y única Condición de Carga Límite

$$L = 60.80 - 38.651 = 22.149 \text{ m.}$$

6) Cálculo del momento de inercia de la base de la cortina

$$I = \frac{HB^3}{12} = \frac{(100)(12160)^3}{12} = 149,837.14 \text{ m}^4$$

$$S = \frac{I}{C} = \frac{149,837.14}{6080} = 2,464.427 \text{ m}^3$$

17) Cálculo de momentos con respecto al centroide de la base de la cortina

$$M = (\sum N_i) L$$

17.1) 1ª Condición de Carga Normal

$$M = (21,033.60)(-13.022) = -273,899.54 \text{ ton-m}$$

17.2) 2ª Condición de Carga Normal

$$M = (19,930.04)(8.423) = 167,870.73 \text{ ton-m}$$

17.3) 1ª Condición de Carga Excepcional

$$M = (20,402.59)(-8.908) = -181,746.27 \text{ ton-m}$$

17.4) 2ª Condición de Carga Excepcional

$$M = (18,299.03)(13.473) = 260,015.83 \text{ ton-m}$$

17.5) 3ª Condición de Carga Excepcional

$$M = (18,826.46)(16.012) = 301,449.28 \text{ ton-m}$$

17.6) 1ª y única Condición de Carga Límite

$$M = (18,195.45)(22.149) = 403,011.02 \text{ ton-m}$$

18) Cálculo de los esfuerzos en la base de la cortina

$$P = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{S}$$

P_A = esfuerzo en la base de la cortina en el paramento de aguas arriba.

P_B = esfuerzo en la base de la cortina en el paramento de aguas abajo

$$P_A = \frac{N}{A} - \frac{M}{S}$$

$$P_B = \frac{N}{A} + \frac{M}{S}$$

Nota: El signo de los momentos debe multiplicarse por el signo de las fórmulas aquí expuestas.

18.1) 1ª Condición de Carga Normal.

$$f_A = \frac{21023.60}{121.60} + \frac{273.889.54}{2,464.43} = 172.97 + 111.14 = 284.11 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_B = 172.97 - 111.14 = 61.83 \text{ ton/m}^2.$$

18.2) 2ª Condición de Carga Normal

$$f_A = \frac{19930.04}{121.60} - \frac{167.870.73}{2,464.43} = 163.90 - 68.12 = 95.78 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_B = 163.90 + 68.12 = 232.02 \text{ ton/m}^2.$$

18.3) 1ª Condición de Carga Excepcional.

$$f_A = \frac{20402.59}{121.60} + \frac{181.746.27}{2,464.43} = 167.78 + 73.75 = 241.53 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_B = 167.78 - 73.75 = 94.03 \text{ ton/m}^2.$$

18.4) 2ª Condición de Carga Excepcional.

$$f_A = \frac{19299.03}{121.60} - \frac{260.015.83}{2,464.43} = 158.71 - 105.51 = 53.20 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_B = 158.71 + 105.51 = 264.22 \text{ ton/m}^2.$$

18.5) 3ª Condición de Carga Excepcional

$$f_A = \frac{18,826.46}{121.60} - \frac{301,449.28}{2,464.43} = 154.82 - 122.32 = 32.50 \text{ ton/m}^2.$$

$$f_B = 154.82 + 122.32 = 277.14 \text{ ton/m}^2.$$

18.6) 1ª Condición de Carga Límite

$$f_A = \frac{18,195.45}{121.60} - \frac{403,011.02}{2,464.43} = 149.63 - 163.53 = -13.90 \text{ ton/m}^2 \text{ (tensión)}$$

$$f_B = 149.63 + 163.53 = 313.16 \text{ ton/m}^2.$$

Fig. 5.1

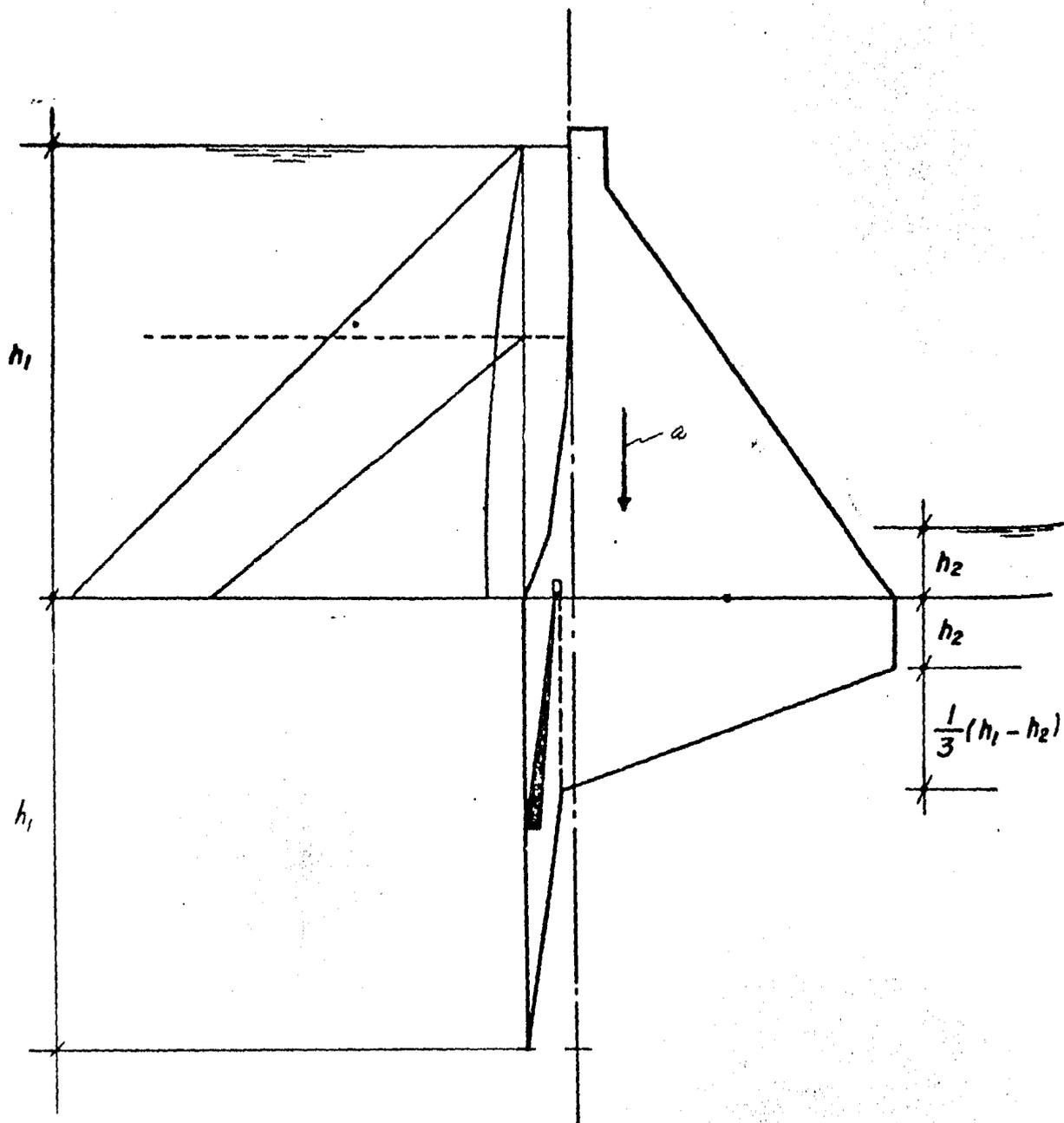


Fig. 5.2

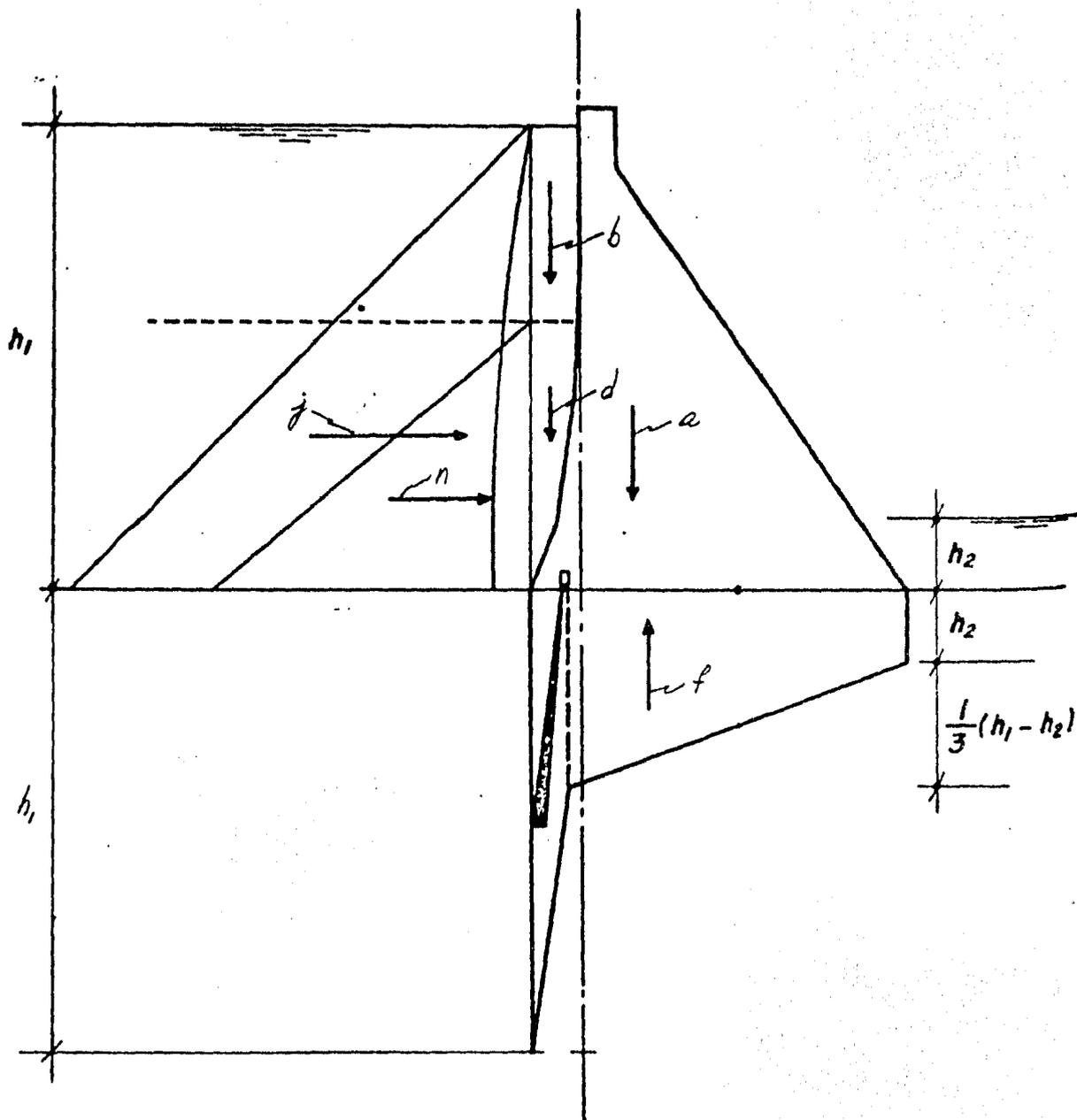


Fig. 5.3

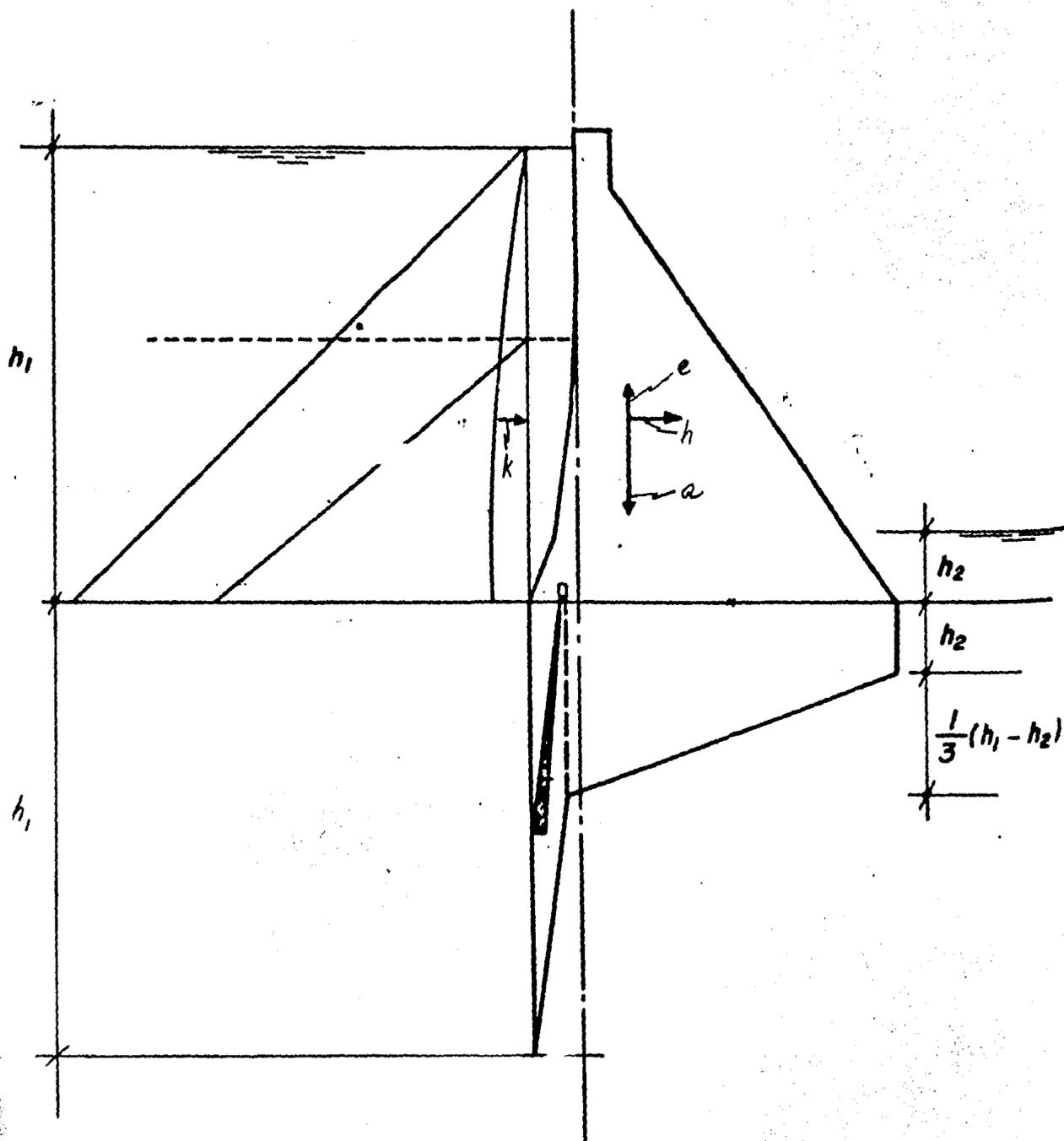


Fig. 5.4

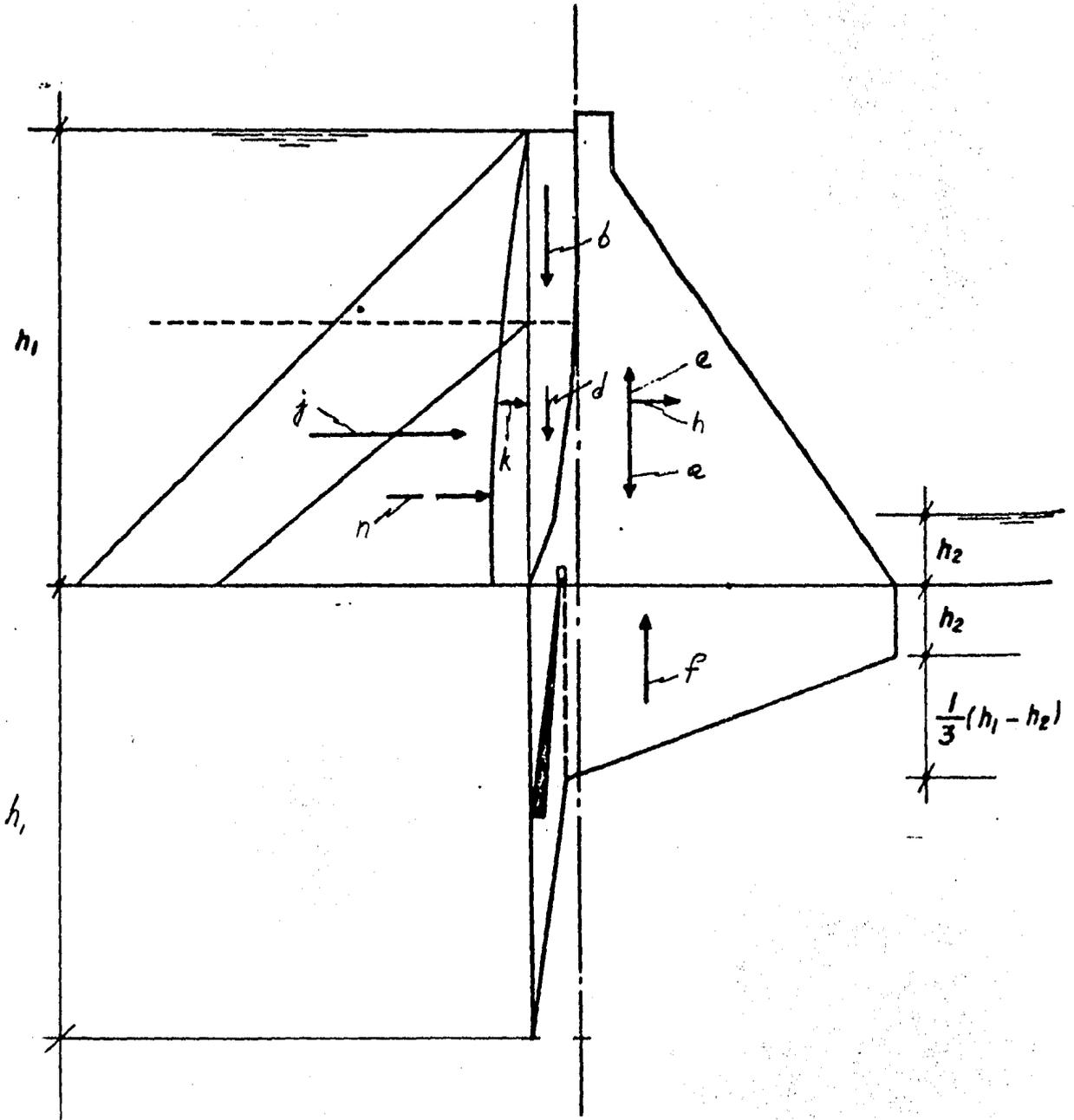


Fig. 5.5

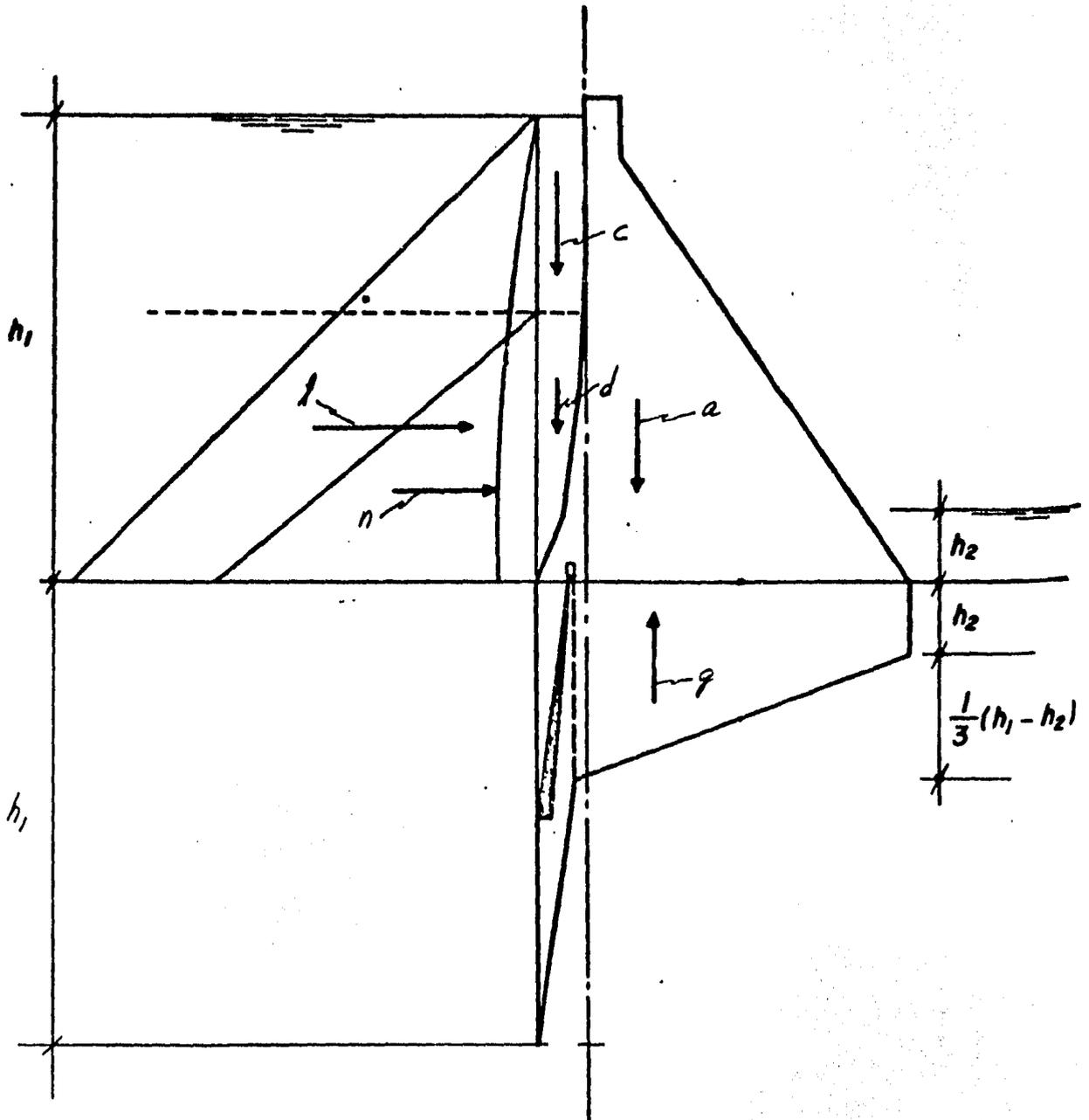


Fig. 5.6

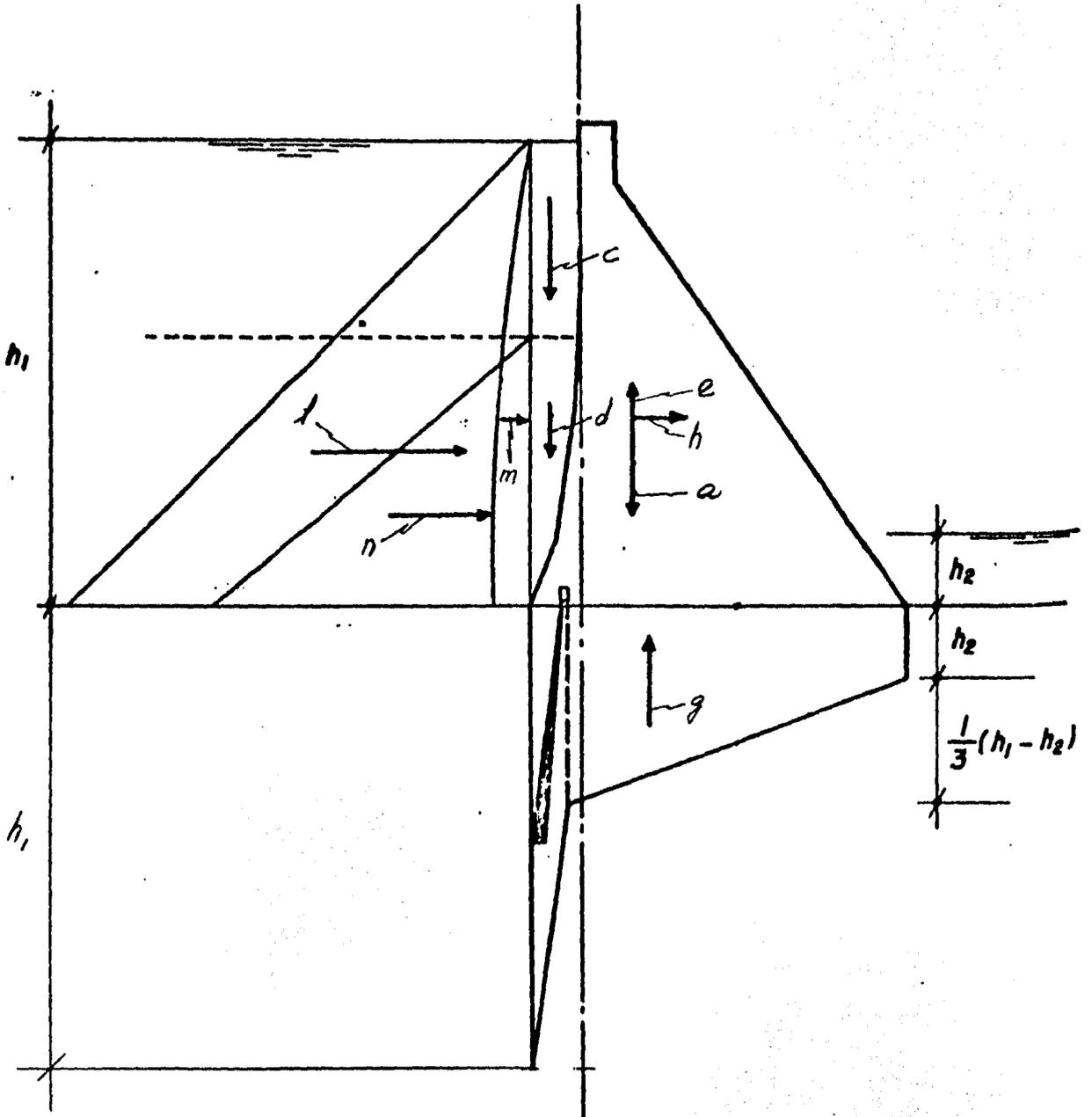
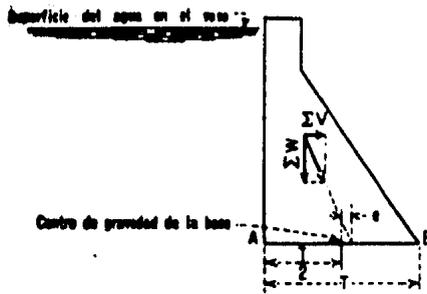
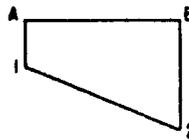


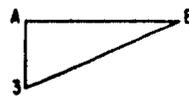
Fig. 5.7



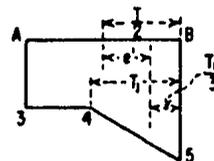
(A) SECCION TRANSVERSAL VERTICAL



(B) DIAGRAMA DE PRESIONES EN LA BASE SIN SUBPRESION



(C) DIAGRAMA DE SUBPRESIONES



(D) DIAGRAMA COMBINADO DE PRESIONES Y SUBPRESIONES EN LA BASE

5.2 OBRA DE DESVIO.

5.2.1 Criterios para la selección de las obras de desvío.

Un primer criterio utilizado en el diseño de las obras de desvío, ha sido el de prever el desvío en un canal a cielo abierto, cuya estructura de control esta incorporada en la cortina. Las razones para la selección de este arreglo son varias:

En efecto, la solución con cortina de materiales graduados obliga a preverse el desvío en subterráneo; por esto, aún llegando a un máximo razonable en el diámetro de los túneles, la atagüfa de aguas arriba queda con la corona a la cota 213.50 y un volúmen global de casi dos millones de metros cúbicos. Al contrario, la solución con cortina de gravedad maciza de concreto, con desvío en canal a cielo abierto y estructura de control incorporada en la cortina, permite limitar la altura de la atagüfa de aguas arriba a la cota 182.00; el volúmen global de las dos atagüfas se reduce a menos de 400,000 m³.

Esta diferencia de volúmenes es sumamente importante durante la fase de desvío del río. En los tres meses de aguas bajas disponibles, se puede razonablemente

garantizar la terminación de las atagufas de la solución de gravedad de concreto; al contrario, es muy difícil terminar en este período, la atagufa de gran altura necesaria para la solución de materiales graduados, que queda entonces supeditada a un grave riesgo en el sucesivo período de avenidas. No se puede excluir en caso de avenidas de cierta importancia, la destrucción casi completa de la atagufa y la consecuente pérdida de un año en el período de construcción.

Además, del punto de vista de construcción, las excavaciones y la construcción al exterior, están sujetas a menores riesgos y posibilidades de retrasos que en túnel.

Vale la pena mencionar que las obras de desvío, para una cortina en concreto, son generalmente dimensionadas para avenidas con tiempo de retorno menor que lo necesario para una cortina de materiales graduados; se admite en general cierto riesgo de transbordamiento sobre algunos bloques de la cortina en construcción, ubicados y preparados de forma a limitar al mínimo los daños consecuentes. Este mismo criterio ha sido adoptado para el desvío del proyecto Huites, para minimizar las dimensiones y el costo de la estructura de desvío.

5.2.2 Manejo del río.

- Los trabajos empiezan con la excavación del canal y la construcción de la estructura de control, mientras el río continúa fluyendo en su cauce natural. La estructura de control es construida en esta etapa hasta la cota mínima estructuralmente necesaria arriba de las aberturas del desvío.
- Se abre el canal y se construyen las ataguías; en condiciones normales el agua del río pasa ahora por las aberturas de la estructura de control; durante las avenidas, cuando la capacidad de descarga de estas aberturas ya no es suficiente, el agua puede también transbordar la estructura. De esta forma se garantiza un nivel máximo del agua relativamente bajo y se reduce al mínimo el riesgo de transbordamiento de la ataguía de aguas arriba en la etapa más crítica de los trabajos, cuando la cortina aún está baja.
- Cuando la cortina en construcción ya tenga alcanzada una cota suficiente, se aprovecha de un período de aguas bajas para reanudar la construcción de la estructura de control del desvío, llevándola rápidamente a la cota alcanzada por las demás partes de la cortina.

- Al llegar las avenidas, las aberturas del desvío ya no pueden ahora garantizar contra el transbordamiento de la atagüfa; puede entonces ocurrir la inundación del área de trabajo, en la parte de aguas arriba de la cortina; la organización de la obra debe estar preparada para esta eventualidad.

- De preferencia, el cierre final de las aberturas del desvío debe ser previsto al final de la estación de aguas bajas; se ha previsto cortar el flujo con compuertas vagón leves y después bajar las agujas de cierre, diseñadas para la carga máxima del embalse. Se pueden cerrar las aberturas en secuencia, utilizando las compuertas vagón; sin embargo, es necesario contar con las agujas de cierre para todas las aberturas, ya que no es posible dejar una o dos aberturas en operación por el tiempo necesario para construir los tapones de concreto de las aberturas. Las maniobras de este equipo para el cierre final, se hará desde una plataforma a la cota 182.00, ubicada en la extremidad aguas arriba de la estructura. Además, se ha previsto un tablón leve que puede ser colocado a la extremidad de aguas abajo de una abertura, para permitir su puesta en seco e inspección.

5.2.3 Solución propuesta..

- A) Canal.- excavado en la ladera derecha, de unos 45 metros de ancho y 700 metros de longitud, tiene el fondo a la cota 150.00 en su parte de aguas arriba y a la cota 146.00 en su parte de aguas abajo de la estructura de control; la altura de los taludes de excavación del canal llegan a un máximo de 65 metros aproximadamente. En el lado del canal adyacente al río, la topografía no es suficientemente alta, en el tramo de aguas arriba de la estructura de control, para contener las aguas durante las avenidas; es por lo tanto necesario un muro en concreto, a la misma cota de la atagüfa de aguas arriba, que evite la inundación del área de trabajo en el cauce, durante la primera etapa del desvío.
- B) Estructura de control.- incorporada en la parte baja de los bloques números 2 y 3 de la cortina, tiene 4 aberturas de 6.25 metros de ancho por 13 metros de alto, con el fondo a la cota 146.00. En la primera etapa, la construcción de la estructura queda interrumpida en la cota 163.00, permitiéndose el transbordamiento durante las avenidas.
- C) Atagüfas.- son dos estructuras sobre material suelto, con corona a la cota 182.00 la de aguas arriba y 162.00 la de aguas abajo. El volúmen total de las

dos ataguías se estima en $387,000 \text{ m}^3$, $305,000 \text{ m}^3$ de la ataguía de aguas arriba y $82,000 \text{ m}^3$ correspondientes a la ataguía de aguas abajo. La impermeabilización de las ataguías mismas, está asegurada por núcleos de arcilla. Para impermeabilizar la capa de aluvión en el cauce, se han previsto pantallas plásticas tipo ICOS.

5.2.4 Memoria de cálculo.

Los cálculos relativos a los perfiles del agua en el canal de desvío se muestran a partir de la siguiente hoja.

1) Cálculo preliminar de las tirantas críticas en los tramos S2 y H2.

Canal trapecial: $b = 47.00\text{ m}$, $K = 0.1$, $S = 0.2$, $n = 0.025$, en un primer tanteo, consideraremos al canal como rectangular ya que el talud es casi vertical: $Y_c = \sqrt[3]{Q^2/g}$

Q (m ³ /seg)	Yc (m)	Q (m ³ /seg)	Yc (m)	Q (m ³ /seg)	Yc (m)	Q (m ³ /seg)	Yc (m)
50	0.4868	1.250	4.1622	3,500	8.2684 *	7,500	13.7431
100	0.7728	1,500	4.7001	4,000	9.0383	8,000	14.3473
150	1.0126	1,750	5.2088	4,500	9.7766 *	8,500	14.9391
200	1.2267	2,000	5.6937	5,000	10.4880	9,000	15.5193
250	1.4234	2,250	6.1589	5,500	11.1760 *	9,500	16.0889
500	2.2596	2,500	6.6070	6,000	11.8435	10,000	16.6486 *
750	2.9609	2,750	7.0404	6,500	12.4926	10,500	17.1991
1,000	3.5868	3,000	7.4609	7,000	13.1253 *	11,000	17.7408
						11,500	18.2744 *

2) Cálculo de las tirantas críticas en los tramos S2 y H2, considerando la sección trapecial.

Yc	Ac	Bc	Ac ³ /Bc	Q ² /g	% error	Q
0.4868	22.9033	47.0974	255.0924	254.8420	0.10	50
0.7728	36.3813	47.1546	1,021.2022	1,019.3680	0.18	100
0.7725	36.3672	47.1545	1,020.0127	"	0.06	
1.0126	47.6947	47.2025	2,298.5088	2,293.578	0.21	150
1.0120	47.6664	47.2024	2,294.422		0.04	
1.2267	57.8054	47.2453	4,088.328	4,077.472	0.27	200
1.2260	57.7723	47.2452	4,081.328		0.09	
1.4234	67.1024	47.2847	6,389.897	6,371.050	0.29	250
1.4224	67.0551	47.2845	6,376.425		0.08	
2.2596	106.7118	47.4519	25,608.450	25,484.20	0.49	500
2.2580	106.6359	47.4516	25,554.002		0.27	
2.2565	106.5647	47.4513	25,503.027		0.07	
2.9609	140.0390	47.5922	57,704.720	57,339.45	0.64	750
2.9580	139.9010	47.5916	57,534.975		0.34	
2.9550	139.7582	47.5910	57,359.728		0.03	
3.5868	169.8661	47.7174	102,717.360	101,936.80	0.77	1,000
3.5800	169.5416	47.7160	102,132.770		0.19	
3.5780	169.4462	47.7156	101,961.26		0.02	
4.1622	197.3558	47.8324	160,704.15	159,276.25	0.90	1,250
4.1520	196.8679	47.8304	159,522.07		0.15	
4.1500	196.7722	47.8300	159,290.98		0.01	
4.7001	223.1138	47.9400	231,676.00	229,357.80	1.01	1,500
4.6850	222.3899	47.9370	229,442.81		0.04	
5.2088	247.5268	48.0416	315,680.36	312,181.45	1.12	1,750
5.1890	246.5756	48.0378	312,080.80		0.03	
5.6937	270.8457	48.1387	412,734.92	407,747.20	1.22	2,000
5.6730	269.8493	48.1346	408,231.48		0.12	
5.6710	269.7530	48.1342	407,798.11		0.01	

Y_c	A_c	B_c	A_c/B_c	Q^2/q	%error	Q
6.1589	293.2615	48.2318	522,915.95	516,055.05	1.33	2,250
6.1340	292.0606	48.2268	516,571.51		0.10	
6.1330	292.0124	48.2266	516,317.80		0.05	
6.1320	291.9641	48.2264	516,064.17		0.00	
6.6070	314.8942	48.3214	646,181.71	637,104.99	1.42	2,500
6.5750	313.3481	48.3150	636,794.14		0.05	
6.5760	313.3964	48.3152	637,086.11		0.00	
7.0404	335.8555	48.4081	782,599.60	770,897.04	1.52	2,750
7.0020	333.9968	48.4004	769,800.10		0.14	
7.0040	334.0936	48.4008	770,463.26		0.06	
7.0050	334.1420	48.4010	770,794.98		0.01	
7.4609	356.2288	48.4922	932,213.50	917,431.19	1.61	3,000
7.4200	354.2456	48.4840	916,885.49		0.06	
7.4220	354.3426	48.4844	917,631.07		0.02	
8.2684	395.4514	48.6537	1,271,053.40	1,248,725.80	1.79	3,500
8.2200	393.0968	48.6440	1,248,732.40		0.00	
9.0383	432.9692	48.8077	1,662,964.50	1,630,988.80	1.96	4,000
8.9800	430.1240	48.7960	1,630,785.80		0.01	
9.7766	469.0584	48.9553	2,108,049.70	2,064,220.20	2.12	4,500
9.7076	465.6809	48.9415	2,063,421.60		0.04	
9.7090	465.7495	48.9418	2,064,320.70		0.00	
10.4880	503.9358	49.0976	2,606,546.10	2,548,420.00	2.28	5,000
10.4200	500.5976	49.0840	2,555,797.60		0.29	
10.4100	500.1068	49.0820	2,548,391.10		0.00	
11.1760	537.7623	49.2352	3,158,605.20	3,083,588.20	2.43	5,500
11.1000	534.0210	49.2200	3,094,093.30		0.34	
11.0900	533.5288	49.2180	3,085,671.30		0.07	
11.0870	533.3812	49.2174	3,083,147.80		0.01	
11.8435	570.6713	49.3687	3,764,493.30	3,669,724.80	2.58	6,000
11.7490	566.0069	49.3498	3,674,343.80		0.13	
11.7444	565.7799	49.3489	3,669,992.90		0.01	
12.4926	602.7587	49.4985	4,424,235.70	4,306,829.80	2.73	6,500
12.3880	597.5822	49.4776	4,313,049.50		0.14	
12.3830	597.3349	49.4766	4,307,782.50		0.02	
13.1253	634.1164	49.6251	5,138,140.90	4,994,903.20	2.87	7,000
13.0100	628.3960	49.6020	5,002,661.00		0.15	
13.0230	628.0488	49.6026	4,994,514.00		0.01	
13.7431	664.8130	49.7486	5,906,326.20	5,733,945.00	3.01	7,500
13.6100	658.1932	49.7220	5,734,711.80		0.01	
14.3473	694.9076	49.8695	6,728,937.90	6,523,955.10	3.14	8,000
14.2000	687.5640	49.8400	6,521,708.10		0.03	
14.2010	687.6138	49.8402	6,523,100.20		0.01	
14.9391	724.4554	49.9878	7,606,252.10	7,364,933.70	3.28	8,500
14.7800	716.5048	49.9560	7,363,253.10		0.02	
14.7810	716.5548	49.9562	7,364,763.90		0.00	

Y_c	A_c	B_c	A_c^2/B_c	Q^2/P	% error	Q
15.5193	753.4920	50.1039	8,538,167.90	8,256,880.70	3.41	9,000
15.3500	745.0122	50.0700	8,258,718.20		0.02	
15.3490	744.9622	50.0698	8,257,086.10		0.00	
16.0889	782.0636	50.2178	9,525,080.60	9,199,796.10	3.54	9,500
15.9100	773.0828	50.1820	9,207,253.20		0.08	
15.9060	772.8821	50.1812	9,200,229.80		0.00	
16.6486	810.2018	50.3297	10,567,082.00	10,193,680.00	3.66	10,000
16.4500	800.2102	50.2900	10,188,980.00		0.05	
16.4540	800.4114	50.2908	10,196,504.00		0.03	
16.4526	800.3410	50.2905	10,193,870.00		0.00	
17.1991	837.9386	50.4398	11,664,418.00	11,238,532.00	3.79	10,500
16.9900	827.3960	50.3980	11,238,982.00		0.00	
17.7408	865.2912	50.5482	12,816,856.00	12,334,353.00	3.91	11,000
17.5200	854.1350	50.5040	12,338,258.00		0.03	
17.5180	854.0340	50.5036	12,333,979.00		0.00	
18.2744	892.2922	50.6549	14,024,906.00	13,481,142.00	4.03	11,500
18.0400	880.4242	50.6080	13,485,178.00		0.03	
18.0380	880.3229	50.6076	13,480,634.00		0.00	

c) Cálculo de los frentes normales en el tramo S_2 ($\sigma = 0.20$, $n = 0.025$):

Y_n (m)	A_n (m ²)	P_n (m)	R_{hn} (m)	$AR_n^{2/3}$	Q (m ³ /seg)	$\frac{Qn}{S^{1/2}}$	error %
0.2000	9.4040	47.4020	0.1984	3.1988	50	2.79508	14.54
0.1800	8.4632	47.3618	0.1787	2.6850			3.94
0.1840	8.6514	47.3698	0.1826	2.7849			0.36
0.1850	8.6984	47.3718	0.1836	2.8101			0.54
0.1844	8.6702	47.3706	0.1830	2.7950			0.00
0.4500	21.1702	47.9045	0.4419	12.2827	250	13.97542	12.11
0.4600	21.6412	47.9246	0.4516	12.7378			8.85
0.5000	23.5250	48.0050	0.4900	14.6226			4.63
0.4800	22.5830	47.9648	0.4708	13.6675			2.20
0.4880	22.9598	47.9809	0.4785	14.0465			0.51
0.4870	22.9127	47.9789	0.4776	13.9989			0.17
1.1300	53.2377	49.2713	1.0805	56.0578	1,000	55.90170	0.28
1.1200	52.7654	49.2512	1.0713	55.2465			1.17
1.1290	53.1905	49.2693	1.0796	55.9765			0.13
1.7400	82.0828	50.4974	1.6255	113.4769	2,000	111.8034	1.50
1.7200	81.1358	50.4572	1.6080	111.3626			0.39
1.7240	81.3252	50.4652	1.6115	111.7843			0.02
2.2500	106.9562	51.5224	2.0623	172.1577	3,000	167.7051	2.66
2.2400	105.7818	51.5023	2.0539	170.9228			1.92
2.2200	104.8328	51.4621	2.0371	168.4627			0.45
2.2140	104.5482	51.4501	2.0320	167.7272			0.01
2.6000	122.8760	52.2259	2.3528	217.3640	4,000	223.6068	2.79
2.6300	124.3017	52.2862	2.3773	221.4132			0.98
2.6460	125.0621	52.3184	2.3804	223.5237			0.01
3.4800	164.7710	53.9947	3.0516	346.6575	6,000	335.4102	3.35
3.4200	161.9096	53.8741	3.0053	337.1846			0.53
3.4080	161.3374	53.8500	2.9960	335.3210			0.03
4.1400	196.2940	55.3213	3.5482	456.6498	8,000	447.2136	2.11
4.0900	193.9028	55.2208	3.5114	447.9591			0.17
4.0850	193.6637	55.2107	3.5077	447.0932			0.03
4.6500	220.7122	56.3464	3.9171	548.4453	10,000	559.0170	1.89
4.7000	223.1090	56.4469	3.9525	557.7443			0.23
4.7070	223.4446	56.4609	3.9525	559.0503			0.01
4.9800	236.5400	57.0097	4.1491	610.7668	11,500	642.8695	4.99
5.1000	242.3010	57.2509	4.2323	633.9728			1.38
5.1400	244.2220	57.3313	4.2598	641.7711			0.17
5.1450	244.4621	57.3413	4.2633	642.7480			0.02

4) Cálculo de las tirantes críticas en el tramo H3. Sección rectangular.

4 secciones rectangulares: $b = 6.25 \text{ m}$, $h_{\text{máx}} = 13.00 \text{ m}$, $S = 0.0000$, $n = 0.013$

$$y_c = \sqrt[3]{q^2/g}$$

Q (m ³ /seg)	Q/4 (m ³ /seg)	q (m ³ /seg/m)	y _c (m)	Lsección (m)
50	12.5	2.0	0.7415	114.55
250	62.5	10.0	2.1682	114.55
1,000	250.0	40.0	5.4637	114.55
2,000	500.0	80.0	8.6730	110.00
4,000	1,000.0	160.0	13.7876	110.00
6,000	1,500.0	240.0	18.0406	110.00
8,000	2,000.0	320.0	21.8546	110.00
10,000	2,500.0	400.0	25.3601	110.00
11,500	2,875.0	460.0	27.8366	110.00

5) Cálculo de las pérdidas a la entrada de la estructura de control del canal de desvío.

$$h_e = K_e \left(\frac{V_1^2}{2g} \right)$$

donde: h_e = pérdidas por cada entrada, en m.

K_e = coeficiente de pérdida a la entrada = 0.08

V = velocidad del escurrimiento a la entrada, en m/seg.

g = aceleración de la gravedad, en m/seg².

6) Cálculo de las pérdidas a la salida de la estructura de control del canal de desvío.

$$h_s = K_s \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$$

donde: h_s = pérdidas por cada salida, en m.

V_1 = velocidad media antes de la expansión, en m/seg

V_2 = velocidad media después de la expansión, en m/seg.

K_s = coeficiente de pérdida por expansión = 0.80

	X (m)	Y (m)	n (m ¹)	P (m)	R _H (m)	V (m/seg)	V ² /2g (m ²)	E (m)	S _f	S _f Δx/2 (m)	Δz (m)	H (m)
	0.00	0.4668	22.8033	47.9785	0.4774	2.1831	0.2429	0.7297	0.007983	0.000998	0.0500	0.779
	0.25	0.3820	17.8744	47.7638	0.3742	2.7973	0.3988	0.7788	0.018136	0.002267		0.781
		0.3820	17.9686	47.7678	0.3762	2.7826	0.3946	0.7766	0.017819	0.002227		0.779
	2.50	0.3500	16.4623	47.7035	0.3451	3.0372	0.4702	0.8202	0.023818	0.002977	0.0500	0.824
		0.3495	16.4387	47.7025	0.3446	3.0416	0.4715	0.8210	0.022933	0.002992		0.823
	1.00	0.3100	14.5796	47.6231	0.3061	3.4294	0.5994	0.9094	0.035631	0.008908	0.1000	0.915
		0.3110	14.6267	47.6251	0.3071	3.4184	0.5956	0.9066	0.035250	0.008913		0.918
	2.00	0.2700	12.6973	47.5427	0.2671	3.9378	0.7903	1.0603	0.056341	0.028171	0.2000	1.089
		0.2699	12.6926	47.5425	0.2670	3.9393	0.7909	1.0608	0.056412	0.028206		1.089
	4.00	0.2300	10.8153	47.4623	0.2279	4.6231	1.0894	1.3194	0.095959	0.095959	0.4000	1.404
		0.2310	10.8623	47.4643	0.2289	4.6031	1.0799	1.3109	0.094577	0.094577		1.405
		0.2312	10.8717	47.4647	0.2290	4.5991	1.0781	1.3093	0.094358	0.094358	0.2000	1.404
	8.00	0.2000	9.4040	47.4020	0.1984	5.3169	1.4408	1.6408	0.152689	0.305378	0.8000	1.921
		0.2010	9.4510	47.4040	0.1994	5.2904	1.4265	1.6275	0.150161	0.300322		1.928
		0.2014	9.4699	47.4048	0.1998	5.2799	1.4209	1.6223	0.149166	0.298332	2.0400	1.921
	18.20	0.1800	8.4632	47.3618	0.1787	5.9079	1.7790	1.9590	0.216728	1.105313		2.902
	hasta	0.1840	8.6514	47.3698	0.1826	5.7794	1.7024	1.8864	0.207517	1.027737		2.914
	20.00	0.1844	8.6702	47.3706	0.1830	5.7669	1.6951	1.8795	0.200062	1.020316	$\frac{h_0}{2}$ (m)	2.900
	00.00							1.8795	0.054097	0.087908		1.792
H ₃	3.25	0.4500	2.8125	7.1500	0.3939	4.4444	1.0068	1.4568	0.011581	0.018819	0.3222	1.798
		0.4511	2.8194	7.1522	0.3942	4.4336	1.0019	1.4530	0.011493	0.018676	0.3206	1.792

7) Cálculo de los perfiles S₂ y H₃ (hacia aguas abajo) por el método de pasos.

E₁ - S_fΔx/2 = E₂ + S_fΔx/2 + h₀ → para H₃

E₁ - S_fΔx/2 + z₁ - z₂ = E₂ + S_fΔx/2 → para S₂

S₂ { Q = 50 m³/seg.
n = 0.025
(canal) S₀ = 0.200

H₃ { Q = 12.5 m³/seg.
n = 0.013
(TUNEL) S₀ = horizontal

	X (m)	Y (m)	A (m ²)	P (m)	R _h (m)	V (m/seg)	V ² /2g (m)	E (m)	S _f	S _f ΔX/2 (m)	ΔZ (m)	H (m)
Perch. S ₂	0.000	1.4224	67.0551	49.8590	1.3449	3.7283	0.7085	2.1309	0.005852	0.000878	0.0600	2.190
	0.300	1.2000	56.5440	49.4120	1.1443	4.4213	0.9963	2.1963	0.010208	0.001531		2.198
		1.2100	57.0164	49.4321	1.1534	4.3847	0.9789	2.1899	0.009934	0.001490		2.191
		1.2120	57.1109	49.4361	1.1552	4.3774	0.9766	2.1886	0.009880	0.001482		2.190
								2.1886	-	0.001482	0.0600	2.247
	0.600	1.1400	53.7100	49.2914	1.0896	4.6546	1.1042	2.2442	0.012077	0.001812		2.246
		1.1390	53.6627	49.2894	1.0887	4.6587	1.1062	2.2452	0.012112	0.001817		2.247
								2.2452	-	0.003936	0.1300	2.371
	1.25	1.0400	48.9882	49.0904	0.9979	5.1033	1.3274	2.3674	0.016323	0.005305		2.373
		1.0410	49.0354	49.0924	0.9988	5.0984	1.3249	2.3659	0.016272	0.005288		2.371
								2.3659	-	0.010170	0.2500	2.606
	2.50	0.9300	43.7965	48.8693	0.8962	5.7082	1.6607	2.5907	0.023569	0.014731		2.605
		0.9298	43.7871	48.8689	0.8960	5.7094	1.6614	2.5912	0.023586	0.014741		2.606
								2.5912	-	0.029483	0.5000	3.062
	5.00	0.8100	38.1356	48.6281	0.7842	6.5556	2.1904	3.0004	0.037142	0.048428		3.047
		0.8070	37.9941	48.6220	0.7814	6.5800	2.2067	3.0137	0.037598	0.046998		3.061
		0.8068	37.9847	48.6216	0.7812	6.5816	2.2078	3.0146	0.037629	0.047036		3.062
								3.0146	-	0.094073	1.0000	3.921
	10.00	0.6800	32.0062	48.3668	0.6617	7.8110	3.1087	3.7897	0.066132	0.165330		3.955
		0.6840	32.1948	48.3748	0.6655	7.7652	3.0733	3.7579	0.064862	0.162155		3.919
		0.6838	32.1854	48.3744	0.6653	7.7675	3.0751	3.7589	0.064926	0.162315		3.921
								3.7589	-	0.324630	2.0000	5.434
	20.00	0.5800	27.2936	48.1658	0.5667	9.1597	4.2763	4.8563	0.111816	0.559080		5.415
		0.5790	27.2465	48.1638	0.5657	9.1755	4.2910	4.8700	0.112467	0.562335		5.432
	0.5789	27.2418	48.1636	0.5656	9.1771	4.2925	4.8714	0.112533	0.562665		5.434	
							4.8714	0.030429	0.049947		4.822	
H ₃	3.25	1.4000	8.7500	9.0500	0.9669	7.1429	2.6005	4.0005	0.009018	0.014654	0.8222	4.847
		1.4064	8.7900	9.0628	0.9699	7.1104	2.5768	3.9832	0.008900	0.014463	0.8246	4.822

$$S_2 \begin{cases} Q = 250 \text{ m}^3/\text{seg.} \\ n = 0.025 \\ S_0 = 0.200 \end{cases} \text{ (canal)}$$

$$H_3 \begin{cases} Q = 62.5 \\ n = 0.013 \\ S_0 = \text{horizontal.} \end{cases} \text{ (tunnel)}$$

X (m)	Y (m)	A (m ²)	P (m)	R _h (m)	V (m/sec)	V ^{2/3g} (m)	E (m)	S _f	S _f ΔX/2 (m)	Δz (m)	H (m)
0.00	3.5780	169.4462	54.1917	3.1268	5.9016	1.7752	5.3532	0.004761	0.000714	0.0600	5.412
0.30	3.2000	151.4240	53.4319	2.8340	6.6040	2.2229	5.4229	0.006797	0.001020		5.424
	3.2300	152.8533	53.4922	2.8525	6.5422	2.1815	5.4115	0.006597	0.000990		5.412
0.60	3.1000	146.6610	53.2309	2.7552	6.8184	2.3696	5.4696	0.007523	0.001128	0.0600	5.471
							5.4696	-	0.002445	0.1300	5.597
1.25	2.9200	138.0926	52.8691	2.6120	7.2415	2.6727	5.5927	0.009111	0.002961		5.596
	2.9190	138.0451	52.8671	2.6112	7.2440	2.6746	5.5936	0.009121	0.002964		5.597
2.50	2.7000	127.6290	52.4269	2.4344	7.8352	3.1290	5.8290	0.011716	0.007323		5.836
	2.6990	127.5815	52.4249	2.4336	7.8381	3.1313	5.8303	0.011730	0.007331		5.838
5.00	2.4300	114.8005	51.8842	2.2126	8.7108	3.8674	6.2974	0.016448	0.020560		6.316
	2.4310	114.8480	51.8862	2.2135	8.7072	3.8642	6.2952	0.016426	0.020533		6.316
10.00	2.1200	100.0894	51.2611	1.9525	9.9911	5.0878	7.2078	0.025565	0.063913		7.272
	2.1240	100.2791	51.2692	1.9559	9.9722	5.0685	7.1925	0.025410	0.063525		7.256
20.00	2.1241	100.2981	51.2700	1.9563	9.9703	5.0666	7.1910	0.025393	0.063493		7.254
							7.1910	-	0.126965	2.0000	9.064
20.00	1.8000	84.9240	50.6180	1.6777	11.7752	7.0670	8.8670	0.043471	0.217355		9.084
	1.8030	85.0661	50.6240	1.6804	11.7556	7.0435	8.8465	0.043233	0.216165		9.063
	1.8028	85.0566	50.6236	1.6802	11.7569	7.0451	8.8479	0.043250	0.216250		9.064
							8.8479	0.011695	0.019004		8.829

$$S_2 \begin{cases} Q = 1000 \text{ m}^3/\text{sec.} \\ \eta = 0.025 \\ (corr.) \end{cases} S_0 = 0.200$$

$$H_3 \begin{cases} Q = 250 \text{ m}^3/\text{sec.} \\ \eta = 0.013 \\ (corr.) \end{cases} S_0 = \text{horizontal}$$

X (m)	Y (m)	A (m ²)	P (m)	R _h (m)	V (m/sec)	V ^{2/2g} (m)	E (m)	S _f	S _f AX/2 (m)	ΔZ (m)	H (m)
0.00	5.6710	269.7530	58.3986	4.6192	7.4142	2.8018	8.4728	0.004466	0.000670	0.0600	8.532
0.30	5.2300	248.5453	57.5122	4.3216	8.0468	3.3003	8.5303	0.005749	0.000862		8.531
	5.2280	248.4492	57.5081	4.3202	8.0499	3.3028	8.5308	0.005756	0.000863		8.532
0.60							8.5308	-	0.000863	0.0600	8.590
	5.0600	240.3804	57.1705	4.2046	8.3201	3.5282	8.5882	0.006375	0.000956		8.589
	5.0590	240.3323	57.1685	4.2039	8.3218	3.5297	8.5887	0.006379	0.000957		8.590
1.25							8.5887	-	0.002073	0.1300	8.717
	4.8200	228.8632	56.6881	4.0372	8.7388	3.8923	8.7123	0.007425	0.002413		8.715
	4.8170	228.7193	56.6821	4.0351	8.7443	3.8972	8.7142	0.007439	0.002418		8.717
2.50							8.7142	-	0.004649	0.2500	8.960
	4.5200	214.4830	56.0851	3.8242	9.3247	4.4317	8.9517	0.009087	0.005679		8.957
	4.5170	214.3393	56.0791	3.8221	9.3310	4.4377	8.9547	0.009106	0.005691		8.960
5.00							8.9547	-	0.011383	0.5000	9.443
	4.1400	196.2940	55.3213	3.5483	10.1888	5.2911	9.4311	0.011989	0.014986		9.446
	4.1420	196.3896	55.3253	3.5497	10.1838	5.2859	9.4279	0.011970	0.014963		9.443
10.00							9.4279	-	0.029925	1.0000	10.398
	3.6900	174.7916	54.4168	3.2121	11.4422	6.6730	10.3630	0.017266	0.043165		10.406
	3.6930	174.8348	54.4228	3.2144	11.4328	6.6620	10.3550	0.017221	0.043053		10.398
20.00							10.3550	-	0.086105	2.0000	12.269
	3.1900	150.9476	53.4118	2.8261	13.2496	8.9476	12.1376	0.027460	0.137300		12.275
	3.1910	150.9952	53.4138	2.8269	13.2455	8.9421	12.1331	0.027433	0.137165		12.270
	3.1912	151.0048	53.4142	2.8271	13.2446	8.9408	12.1320	0.027426	0.137130		12.269

$$S_2 \begin{cases} Q = 2000 \text{ m}^3/\text{sec.} \\ n = 0.025 \\ S_0 = 0.200 \end{cases}$$

(canal)

X (m)	Y (m)	A (m ²)	P (m)	R _h (m)	V (m/seg)	V ^{1/2g} (m)	E (m)	S _f	S _f ΔX/2 (m)	Δz (m)	H (m)
0.00	8.9800	430.1240	65.0496	6.6122	9.2996	4.4079	13.3879	0.004355	0.000653	0.0600	13.447
0.30	8.4100	402.3428	63.9039	6.2961	9.9418	5.0377	13.4477	0.005314	0.000797		13.448
	8.4150	402.5862	63.9139	6.2989	9.8358	5.0316	13.4466	0.005304	0.000796		13.447
0.65							13.4466	-	0.000928	0.0700	13.516
	8.1600	390.1786	63.4014	6.1541	10.2517	5.3566	13.5166	0.005824	0.001019		13.518
	8.1640	390.3731	63.4094	6.1564	10.2466	5.3513	13.5153	0.005816	0.001018		13.516
1.30							13.5153	-	0.001890	0.1300	13.643
	7.8600	375.5980	62.7984	5.9810	10.6497	5.7806	13.6406	0.006529	0.002122		13.643
							13.6406	-	0.004081	0.2500	13.887
2.55	7.4700	356.6701	62.0145	5.7514	11.2148	6.4104	13.8804	0.007628	0.004768		13.885
	7.4680	356.5731	62.0105	5.7502	11.2179	6.4139	13.8819	0.007635	0.004772		13.887
							13.8819	-	0.009735	0.5100	14.382
5.10	6.9500	331.4803	60.9693	5.4368	12.0671	7.4218	14.3718	0.009520	0.012138		14.384
	6.9520	331.5770	60.9733	5.4381	12.0636	7.4175	14.3695	0.009511	0.012127		14.382
							14.3695	-	0.024253	1.0200	15.365
10.20	6.3100	300.5516	59.6829	5.0358	13.3089	9.0279	15.3379	0.012825	0.032704		15.371
	6.3130	300.6964	59.6890	5.0377	13.3025	9.0192	15.3322	0.012807	0.032658		15.365
							15.3322	-	0.062754	1.9600	17.229
20.00	5.5800	265.8548	58.2358	4.5651	15.0458	11.5380	17.1280	0.018683	0.091547		17.220
	5.5870	265.7105	58.2297	4.5631	15.0540	11.5506	17.1376	0.018714	0.091699		17.229

$$Q = 4.000 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.0250$$

$$S_0 = 0.2000$$

$$Y_1 = Y_c = 8.980 \text{ m.}$$

$$Y_2 = 5.587 \text{ m.}$$

$$Y_n = 2.646 \text{ m}$$

$$Y'_2 =$$

X (m)	Y (m)	A (m ²)	P (m)	R _h (m)	V (m/seg)	V ² /2g (m)	E (m)	S _f	S _f Ax/2 (m)	Δz (m)	H (m)
0.00	11.7444	565.7799	70.6060	8.0132	10.6048	5.7320	17.4764	0.004383	0.000657	0.0600	17.536
0.30	11.1000	534.0210	69.3107	7.7047	11.2355	6.4341	17.5341	0.005185	0.000778		17.535
	11.0960	533.8241	69.3027	7.7028	11.2397	6.4389	17.5349	0.005190	0.000779		17.536
0.65	10.8100	519.7556	68.7278	7.5625	11.5439	6.7921	17.6021	0.005611	0.000982		17.603
	10.8080	519.6573	68.7238	7.5615	11.5461	6.7947	17.6027	0.005614	0.000982		17.604
							17.6027	-	0.001825	0.1300	17.731
1.30	10.4500	502.0703	68.0042	7.3829	11.9505	7.2790	17.7290	0.006209	0.002018		17.731
							17.7290	-	0.003881	0.2500	17.975
2.55	9.9900	479.5100	67.0797	7.1484	12.5128	7.9801	17.9701	0.007106	0.004441		17.975
							17.9701	-	0.009060	0.5100	18.471
5.10	9.3700	449.1697	65.8335	6.8228	13.3580	9.0946	18.4646	0.008618	0.010988		18.476
	9.3750	449.4141	65.8435	6.8255	13.3507	9.0847	18.4597	0.008604	0.010970		18.471
							18.4597	-	0.021940	1.0200	19.458
10.20	8.6000	411.5960	64.2858	6.4026	14.5774	10.8308	19.4308	0.011171	0.028486		19.459
	8.6010	411.6447	64.2878	6.4032	14.5757	10.8283	19.4293	0.011167	0.028476		19.458
20.00							19.4293	-	0.054718	1.9600	21.335
	7.7000	367.8290	62.4768	5.8874	16.3119	13.5616	21.2616	0.015643	0.076651		21.338
	7.7010	367.8775	62.4788	5.8880	16.3098	13.5581	21.2591	0.015637	0.076621		21.336
	7.7011	367.8824	62.4790	5.8881	16.3096	13.5577	21.2588	0.015636	0.076616		21.335

$Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $n = 0.0250$
 $S_0 = 0.2000$

$Y_1 = Y_c = 11.7444 \text{ m}$
 $Y_2 = 7.7011 \text{ m}$
 $Y_n = 3.408 \text{ m}$
 $Y_2 =$

X (m)	Y (m)	A (m ²)	P (m)	R _n (m)	V (m/seg)	V ² /2g (m)	E (m)	S _f	S _f Δx/2 (m)	ΔZ (m)	H (m)
0.00	14.2010	687.6138	75.5437	9.1022	11.6344	6.8990	21.1000	0.004451	0.000668	0.0600	21.159
0.30	13.5000	652.7250	74.1347	8.8046	12.2563	7.6563	21.1563	0.005164	0.000775		21.157
	13.4900	652.2280	74.1146	8.8003	12.2656	7.6679	21.1579	0.005175	0.000776		21.159
0.65	13.1700	636.3349	73.4714	8.6610	12.5720	8.0558	21.1579	-	0.000906	0.0700	21.227
							21.2258	-	0.001805	0.1300	21.354
1.30	12.7720	616.4973	72.6674	8.4838	12.9765	8.5825	21.3525	0.006082	0.001977		21.354
							21.3525	-	0.003801	0.2500	21.599
2.55	12.2500	590.7563	71.6222	8.2482	13.5420	9.3469	21.5969	0.006878	0.004299		21.601
	12.2530	590.9046	71.6282	8.2496	13.5386	9.3422	21.5952	0.006873	0.004296		21.599
5.10	11.5600	556.6834	70.2353	7.9260	14.3708	10.5260	21.5952	-	0.008763	0.5100	22.096
							22.0860	-	0.010414		22.096
10.20	10.6800	513.3662	68.4645	7.4981	15.5834	12.3773	23.0573	0.010342	0.026372	1.0200	23.085
	10.6790	513.3171	68.4645	7.4976	15.5849	12.3797	23.0587	0.010345	0.026380		23.085
20.00	9.6400	462.3730	66.3762	6.9659	17.3020	15.2579	23.0587	-	0.050691	1.9600	24.968
							24.8979	0.014064	0.068914		24.967
	9.6396	462.3534	66.3754	6.9657	17.3028	15.2593	24.8989	0.014066	0.068923		24.968

$$Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.0250$$

$$S_0 = 0.2000$$

$$Y_1 = Y_c = 14.2010 \text{ m.}$$

$$Y_2 = 9.6396 \text{ m.}$$

$$Y_n = 4.0850 \text{ m.}$$

$$Y'_2 =$$

X (m)	Y (m)	A (m ²)	P (m)	R _h (m)	V (m/seg)	V ^{2/2g} (m)	E (m)	S _f	S _f ΔX/2 (m)	Δz (m)	H (m)
0.00	16.4526	807.3410	80.0693	9.9956	12.4947	7.9571	24.4097	0.004532	0.000680	0.0600	24.469
0.30	15.7000	762.5490	78.5566	9.7070	13.1139	8.7653	24.4653	0.005191	0.000779		24.466
	15.6800	761.5462	78.5164	9.6992	13.1312	8.7884	24.4684	0.005210	0.000782		24.469
0.65	15.3400	744.5116	77.8330	9.5655	13.4316	9.1951	24.5351	0.005553	0.000972		24.536
	15.3380	744.4114	77.8290	9.5647	13.4334	9.1976	24.5356	0.005555	0.000972		24.537
							24.5356	-	0.001805	0.1300	24.664
1.30	14.9000	722.5010	76.9486	9.3894	13.8408	9.7639	24.6639	0.006044	0.001964		24.666
	14.9040	722.7009	76.9567	9.3910	13.8370	9.7585	24.6625	0.006040	0.001963		24.664
							24.6625	-	0.003775	0.2500	24.909
2.55	14.3400	694.5436	75.8230	9.1601	14.3979	10.5657	24.9057	0.006760	0.004225		24.910
	14.3420	694.6433	75.8271	9.1609	14.3959	10.5628	24.9048	0.006757	0.004223		24.909
							24.9048	-	0.008615	0.5100	25.406
5.10	13.5800	656.7016	74.2955	8.8390	15.2276	11.8185	25.3985	0.007930	0.010111		25.409
	13.5830	656.8508	74.3015	8.8403	15.2242	11.8133	25.3963	0.007925	0.010104		25.406
							25.3963	-	0.020209	1.0200	26.396
10.20	12.6100	608.5712	72.3458	8.4120	16.4319	13.7618	26.3718	0.009864	0.025153		26.397
	12.6110	608.6207	72.3478	8.4124	16.4306	13.7597	26.3707	0.009862	0.025148		26.396
							26.3707	-	0.049324	1.9600	28.282
20.00	11.4500	551.2603	70.0142	7.8735	18.1403	16.7722	28.2222	0.013130	0.064337		28.287
	11.4520	551.3588	70.0182	7.8745	18.1370	16.7661	28.2181	0.013123	0.064303		28.282

$Q = 10.000 \text{ m}^3/\text{seg}$
 $n = 0.0250$
 $S_0 = 0.2000$

$Y_1 = Y_2 = 16.4526 \text{ m.}$
 $Y_2 = 11.4520 \text{ m.}$
 $Y_n = 4.7070 \text{ m}$
 $Y_2 =$

X (m)	Y (m)	A (m ²)	P (m)	R _h (m)	V (m/seg)	V ^{2/2g} (m)	E (m)	S _f	S _f ΔX/2 (m)	ΔZ (m)	H (m)
0.00	18.0380	839.3229	83.2559	10.5737	13.0634	8.6979	26.7359	0.004596	0.000689	0.0600	26.795
0.30	17.2300	839.4973	81.6319	10.2839	13.6987	9.5644	26.7944	0.005244	0.000787		26.795
							26.7944	-	0.000918	0.0700	26.863
0.65	16.8700	821.3497	80.9083	10.1516	14.0013	9.9917	26.8617	0.005574	0.000975		26.863
							26.8617	-	0.001812	0.1300	26.990
1.30	16.4100	798.1988	79.9837	9.9795	14.4075	10.5797	26.9897	0.006038	0.001962		26.992
	16.4140	798.3999	79.9917	9.9810	14.4038	10.5744	26.9884	0.006034	0.001961		26.990
							26.9884	-	0.003771	0.2500	27.235
2.55	15.8200	768.5672	78.7978	9.7537	14.9629	11.4112	27.2312	0.006715	0.004197		27.235
							27.2312	-	0.008562	0.5100	27.733
5.10	15.0200	728.5000	77.1898	9.4378	15.7859	12.7011	27.7211	0.007809	0.009956		27.731
	15.0170	728.3500	77.1838	9.4366	15.7891	12.7062	27.7232	0.007813	0.009962		27.733
							27.7232	-	0.019923	1.0200	28.723
10.20	13.9800	676.6940	75.0995	9.0094	16.9966	14.7240	28.7040	0.009631	0.024559		28.729
	13.9850	676.8530	75.1095	9.0115	16.9904	14.7132	28.6982	0.009621	0.024534		28.723
							28.6982	-	0.047143	1.9600	30.611
20.00	12.7470	615.3576	72.6212	8.4735	18.6883	17.8008	30.5478	0.012636	0.061916		30.610
	12.7466	615.3378	72.6203	8.4734	18.6889	17.8020	30.5486	0.012637	0.061921		30.611

$$Q = 11,500 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.0250$$

$$S_0 = 0.2000$$

$$Y_1 = Y_2 = 18.0380 \text{ m}$$

$$Y_2 = 12.7466 \text{ m}$$

$$Y_n = 5.1950 \text{ m}$$

$$Y'_2 =$$

8) Cálculo de los tirantes reales con aire incluido.

Cuando las velocidades en el canal son superiores a 5 m/seg. existe una inclusión de aire que aumenta los tirantes.

8.1) Cálculo del porcentaje de aire incluido:

$$u = 10 \sqrt{\frac{0.2V^2 - 1}{g R_h}}$$

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

u = porcentaje de aire incluido en volumen

V = velocidad del escurrimiento, en m/seg

R_h = radio hidráulico de la sección, en m

8.2) Cálculo de los tirantes reales con aire incluido:

$$y' = \sqrt[3]{1 + \frac{u}{100}} y$$

donde: y' = tirantes reales con aire incluido, en m .

y = tirantes calculados teóricamente, en m

Q ($m^3/seg.$)	V ($m/seg.$)	R_h (m)	u	y_2 (m)	y_2' (m)
50	5.7669	0.1830	16.4471	0.1844	0.1940
250	9.1771	0.5656	14.2679	0.5789	0.6052
1,000	11.7569	1.6892	8.2292	1.8028	1.8510
2,000	13.2446	2.8271	5.1480	3.1912	3.2450
4,000	15.0540	4.5631	1.1191	5.5870	5.6078
6,000	16.3096	5.8881	0.000	7.7011	7.7011
8,000	17.3028	6.9657	0.000	9.6396	9.6396
10,000	18.1370	7.8745	0.000	11.4520	11.4520
11,500	18.6889	8.4734	0.000	12.7466	12.7466

Q	Y_1 (m)	A (m ²)	P (m)	R_h (m)	V (m/seg)	$V^2/2g$ (m)	E (m)	Sf $\times 10^{-3}$	Sfm $\times 10^{-3}$	ΔX (m)	$\Sigma \Delta X$ (m)	Número Froude	Y_2/Y_1	Y_2
12.5 m ³ /seg.	0.4511	2.8194	7.1522	0.3942	4.4336	1.0019	1.4530	11.4933			0.000	2.1076	2.5222	1.138
	0.4750	2.9688	7.2000	0.4123	4.2105	0.9036	1.3786	9.7634	10.6284	7.000	7.000	1.9505	2.3034	1.094
	0.5000	3.1250	7.2500	0.4310	4.0000	0.8155	1.3155	8.3056	9.0345	6.984	13.984	1.8061	2.1027	1.051
	0.5250	3.2813	7.3000	0.4495	3.8095	0.7397	1.2647	7.1228	7.7142	6.585	20.569	1.6786	1.9260	1.011
	0.5500	3.4375	7.3500	0.4677	3.6364	0.6740	1.2240	6.1556	6.6392	6.130	26.699	1.5655	1.7697	0.973
	0.5750	3.5938	7.4000	0.4856	3.4782	0.6166	1.1916	5.3566	5.7561	5.629	32.328	1.4645	1.6306	0.938
	0.6000	3.7500	7.4500	0.5034	3.3333	0.5663	1.1663	4.6890	5.0228	5.037	37.365	1.3739	1.5063	0.904
	0.6250	3.9063	7.5000	0.5208	3.2000	0.5219	1.1469	4.1301	4.4096	4.399	41.764	1.2923	1.3948	0.872
	0.6500	4.0625	7.5500	0.5381	3.0769	0.4825	1.1325	3.6556	3.8929	3.699	45.463	1.2185	1.2943	0.841
	0.6750	4.2188	7.6000	0.5551	2.9629	0.4474	1.1224	3.2521	3.4539	2.924	48.387	1.1514	1.2034	0.812
	0.7000	4.3750	7.6500	0.5719	2.8571	0.4161	1.1161	2.9061	3.0791	2.046	50.433	1.0903	1.1210	0.785
	0.7250	4.5313	7.7000	0.5885	2.7586	0.3879	1.1129	2.6078	2.7570	1.161	51.594	1.0344	1.0460	0.758
	0.7415	4.6344	7.7330	0.5993	2.6972	0.3708	1.1123	2.4333	2.5206	0.238	51.832	1.0001	1.0001	0.742
62.5 m ³ /seg.	1.4084	8.7900	9.0628	0.9699	7.1104	2.5768	3.9832	8.8996			0.000			
	1.4500	9.0625	9.1500	0.9904	6.8966	2.4242	3.8742	8.1422	8.5209	12.792	12.792			
	1.5000	9.3750	9.2500	1.0135	6.6667	2.2653	3.7653	7.3781	7.7602	14.033	26.825			
	1.5500	9.6875	9.3500	1.0361	6.4516	2.1215	3.6715	6.7094	7.0438	13.317	40.142			
	1.6000	10.0000	9.4500	1.0582	6.2500	1.9910	3.5910	6.1219	6.4157	12.547	52.689			
	1.6500	10.3125	9.5500	1.0798	6.0606	1.8721	3.5221	5.6035	5.8627	11.752	64.441			
	1.7000	10.6250	9.6500	1.1010	5.8824	1.7636	3.4636	5.1437	5.3736	10.887	75.328			
	1.7500	10.9375	9.7500	1.1218	5.7143	1.6643	3.4143	4.7343	4.9390	9.982	85.310			
	1.8000	11.2500	9.8500	1.1421	5.5556	1.5731	3.3731	4.3693	4.5518	9.051	94.361			
	1.8500	11.5625	9.9500	1.1621	5.4054	1.4892	3.3392	4.0416	4.2055	8.061	102.422			
	1.9000	11.8750	10.0500	1.1816	5.2632	1.4119	3.3119	3.7477	3.8947	7.010	109.432			
	1.9146	11.9663	10.0792	1.1872	5.2230	1.3904	3.3050	3.6674	3.7076	1.861	111.293			

9) Cálculo de la conformación del perfil H_0 (hacia aguas abajo) por el método estándar.
 Sección final, hignitud máxima de la sección = 11.30 m.

10) Cálculo de perfil Hz (hacia aguas arriba) por el método de pasos.
 $E_1 + S_e \Delta X/2 = E_2 - S_f \Delta X/2$

	X (m)	Y (m)	A (m ²)	P (m)	R _h (m)	V (m/seg)	V ² /2g (m)	E (m)	S _f x 10 ⁻³	S _e ΔX/2 (m)	H (m)
Sección canal Cota 150.00	0.0	0.4868	22.9033	47.9785	0.4774	2.1831	0.2429	0.7297	7.9833	0.019958	0.750
	5.0	0.6000	28.2360	48.2060	0.5857	1.7708	0.1598	0.7598	3.9993	0.009998	0.750
								0.7598	+	0.019997	0.780
	15.0	0.6600	31.0636	48.3266	0.6428	1.6096	0.1320	0.7920	2.9189	0.014595	0.777
		0.6630	31.2050	48.3326	0.6456	1.6023	0.1309	0.7939	2.8757	0.014379	0.780
								0.7939	+	0.021568	0.815
	30.0	0.7200	33.8918	48.4472	0.6996	1.4753	0.1109	0.8309	2.1903	0.016427	0.814
		0.7210	33.9390	48.4492	0.7005	1.4732	0.1106	0.8316	2.1803	0.016352	0.815
								0.8316	+	0.027254	0.859
	55.0	0.7800	36.7208	48.5678	0.7561	1.3616	0.0945	0.8745	1.6822	0.021028	0.853
		0.7860	37.0038	48.5798	0.7617	1.3512	0.0931	0.8791	1.6404	0.020505	0.859
								0.8791	+	0.045111	0.924
110.0	0.8800	41.4374	48.7688	0.8197	1.2066	0.0742	0.9542	1.1306	0.031092	0.923	
	0.8810	41.4846	48.7708	0.8506	1.2053	0.0740	0.9550	1.1266	0.030982	0.924	
							0.9550	+	0.056330	1.011	
210.0	0.9900	46.6280	48.9899	0.9518	1.0723	0.0586	1.0486	0.7676	0.038380	1.010	
	0.9910	46.6752	48.9919	0.9527	1.0712	0.0585	1.0495	0.7650	0.038250	1.011	
Sección canal Cota 146.00	0.0	2.6000	122.8760	52.2259	2.3528	0.4069	0.0084	2.6089	0.0331	0.001655	2.610
	100.0	2.6030	123.0186	52.2320	2.3552	0.4064	0.0084	2.6114	0.0329	0.001645	2.610
								2.6114	+	0.001645	2.613
	200.0	2.6060	123.1611	52.2380	2.3577	0.4060	0.0084	2.6144	0.0328	0.001640	2.613
							2.6144	+	0.002132	2.617	
330.0	2.6110	123.3987	52.2480	2.3618	0.4052	0.0084	2.6194	0.0326	0.002119	2.617	
							2.6194	0.0088	0.000014	2.624	
Sección túnel Cota 146.00	333.25	2.5900	16.1875	11.4300	1.4162	0.7722	0.0304	2.6204	0.0630	0.000102	2.620
		2.5940	16.2125	11.4380	1.4174	0.7710	0.0303	2.6243	0.0630	0.000102	2.624
								2.6243	+	0.001233	2.626
		2.6000	16.2500	11.4500	1.4192	0.7692	0.0302	2.6302	0.0630	0.001873	2.628
392.72	2.5980	16.2375	11.4460	1.4186	0.7698	0.0302	2.6282	0.0630	0.001873	2.626	

hs. incluidas

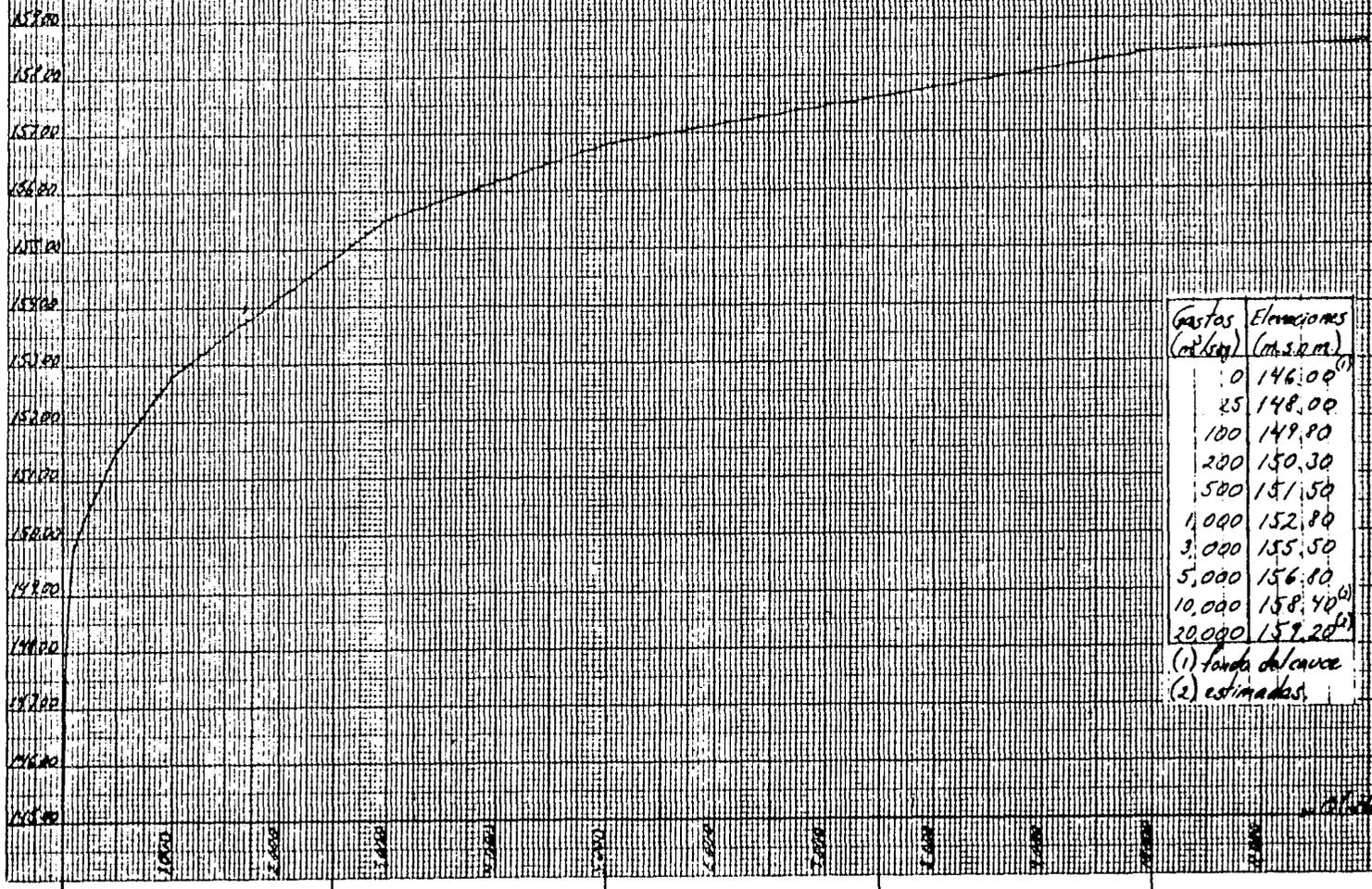
$H_2(\text{canal}) \begin{cases} Q = 50 \text{ m}^3/\text{seg.} \\ n = 0.025 \\ S_0 = \text{horizontal} \end{cases}$
 $H_2(\text{Túnel}) \begin{cases} Q = 12.5 \text{ m}^3/\text{seg} \\ n = 0.013 \\ S_0 = \text{horizontal.} \end{cases}$

	X (m)	Y (m)	A (m ²)	P (m)	R _h (m)	V (m/seg)	V ² /2g (m)	E (m)	Sp x10 ⁻³	Sp Ax/2 (m)	H (m)
Sección canal Cota 150.00	0.0	1.4224	67.0551	49.8590	1.3449	3.7283	0.7085	2.1309	5.8521	0.014630	2.146
	5.0	1.5900	74.9828	50.1959	1.4938	3.3341	0.5666	2.1566	4.0686	0.010172	2.146
								2.1566	+	0.020343	2.177
	15.0	1.6900	79.7156	50.3969	1.5818	3.1361	0.5013	2.1913	3.3352	0.016676	2.175
		1.6950	79.9523	50.4069	1.5861	3.1269	0.4983	2.1933	3.3037	0.016519	2.177
								2.1933	+	0.024778	2.218
	30.0	1.7900	84.4504	50.5979	1.6690	2.9603	0.4467	2.2367	2.7666	0.020750	2.216
		1.7940	84.6398	50.6059	1.6725	2.9537	0.4447	2.2387	2.7466	0.020600	2.218
								2.2387	+	0.034333	2.273
	55.0	1.9100	90.1348	50.8391	1.7729	2.7736	0.3921	2.3021	2.2407	0.028009	2.274
		1.9090	90.0874	50.8370	1.7721	2.7751	0.3925	2.3015	2.2445	0.028056	2.273
								2.3015	+	0.050501	2.352
	100.0	2.0500	96.7703	51.1204	1.8930	2.5834	0.3402	2.3902	1.7813	0.040079	2.350
		2.0520	96.8651	51.1245	1.8947	2.5809	0.3395	2.3915	1.7757	0.039953	2.352
							2.3915	+	0.075467	2.467	
185.0	2.2400	105.7818	51.5023	2.0539	2.3634	0.2847	2.5247	1.3372	0.056831	2.468	
	2.2390	105.7343	51.5003	2.0531	2.3644	0.2849	2.5239	1.3390	0.056908	2.467	
Sección canal Cota 146.00	0.0	4.5000	213.5250	56.0449	3.8099	1.1708	0.0699	4.5699	0.1440	0.007200	4.577
	100.0	4.5100	214.0040	56.0650	3.8171	1.1682	0.0696	4.5796	0.1430	0.007150	4.572
		4.5150	214.2435	56.0750	3.8207	1.1669	0.0694	4.5844	0.1425	0.007125	4.577
								4.5844	+	0.007125	4.592
	200.0	4.5300	214.9621	56.1052	3.8314	1.1630	0.0689	4.5989	0.1410	0.007050	4.592
								4.5989	+	0.009165	4.608
330.0	4.5500	215.9203	56.1454	3.8457	1.1578	0.0683	4.6183	0.1391	0.009042	4.609	
	4.5490	215.8723	56.1434	3.8450	1.1581	0.0684	4.6174	0.1392	0.009048	4.608	

$$H_2(\text{canal}) \begin{cases} Q = 250 \text{ m}^3/\text{seg} \\ n = 0.025 \\ S_0 = \text{horizontal} \end{cases}$$

Elevaciones
(m.s.n.m.)

CURVA DE GASTOS-ELEVACIONES EN LA FROQUILLA



Gastos (m.2.000)	Elevaciones (m.s.n.m.)
0	146.00 ⁽¹⁾
25	148.00
100	149.80
200	150.30
500	151.50
1,000	152.80
3,000	155.50
5,000	156.80
10,000	158.40 ⁽²⁾
30,000	159.20 ⁽²⁾

(1) fondo del cauce
(2) estimadas.

5.3 OBRA DE EXCEDENCIAS.

5.3.1 Criterios para la selección del tipo de vertedor.

- A) Vertedor en túneles.- conforme al esquema para la cortina de materiales graduados. Esta opción queda excluida por su costo, casi 3 veces más cara que la opción C).
- B) Vertedor incorporado en la parte derecha de la cortina, con tanque amortiguador al pie de la misma.- Esta alternativa es un 30% más barata que la opción C); sin embargo, hay que mencionar los riesgos de socavaciones al pie de la cortina y muy cerca de la casa de máquinas, así como las interferencias en el programa de construcción. Efectivamente, esta alternativa implica la utilización de la parte de aguas abajo del canal de desvío como parte del tanque amortiguador; se requieren entonces trabajos de excavación adicional y colado del concreto después del cierre del desvío, cuando por otro lado ya puede ser necesaria la operación del vertedor en el caso de grandes avenidas.
- C) Vertedor incorporado en la parte izquierda de la cortina, con canales de descarga desarrollados en

la ladera izquierda y salto de esquí terminal.- con relación a los canales de descarga, se ha adoptado una disposición con dos canales paralelos y con el mismo perfil longitudinal, y un tercer canal escalonado y divergente en planta; esto permite reducir las excavaciones, acompañando en lo posible la morfología de la ladera, aumenta la longitud de la zona de impacto de los chorros y permite descargar las avenidas registradas en dos canales solamente, sin aumentar demasiado la altura de las compuertas. Por todo esto, resulta esta opción ser la más adecuada.

5.3.2 Condiciones hidrológicas básicas.

- NAMO a la cota 270.00.
- Avenida de diseño con pico de 30,000 m³/seg y volumen de 3,850 millones de m³ en 5 días; o
- Avenida de diseño con pico de 30,000 m³/seg y volumen de 4,020 millones de m³ en 6 días.

5.3.3 Estudio de optimización del vertedor.

A) Posibles opciones:

- Cimacio a la cota 270.00, vertedor libre sin compuertas.
- Cimacio más bajo, vertedor con compuertas y maximización de la descarga unitaria a manera de reducir al mínimo el ancho de cimacio mismo y el de los canales de descarga. El límite técnico de descarga unitaria ha sido establecido en correspondencia a una carga máxima sobre el cimacio de 23 metros.

B) Criterios para la selección de la cota del cimacio.

- En una primera parte del estudio de optimización se han considerado diferentes geometrías del vertedor (ancho total y cota del cimacio), determinándose para cada caso el NAME en el embalse y el pico descargado; los resultados obtenidos considerando una opción normal del vertedor, esto es, manteniendo el NAMO en el embalse hasta que todas las compuertas queden abiertas, se muestran en la Fig. 5.8.
- Se ha calculado el costo aproximado del conjunto vertedor más cortina para las diferentes alternativas del vertedor (con o sin compuertas); el resultado de esta evaluación se muestra en la Fig. 5.9. Como se ve en la figura, es claramente más conveniente

OPTIMIZACION DEL VERTEDOR
TRANSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO

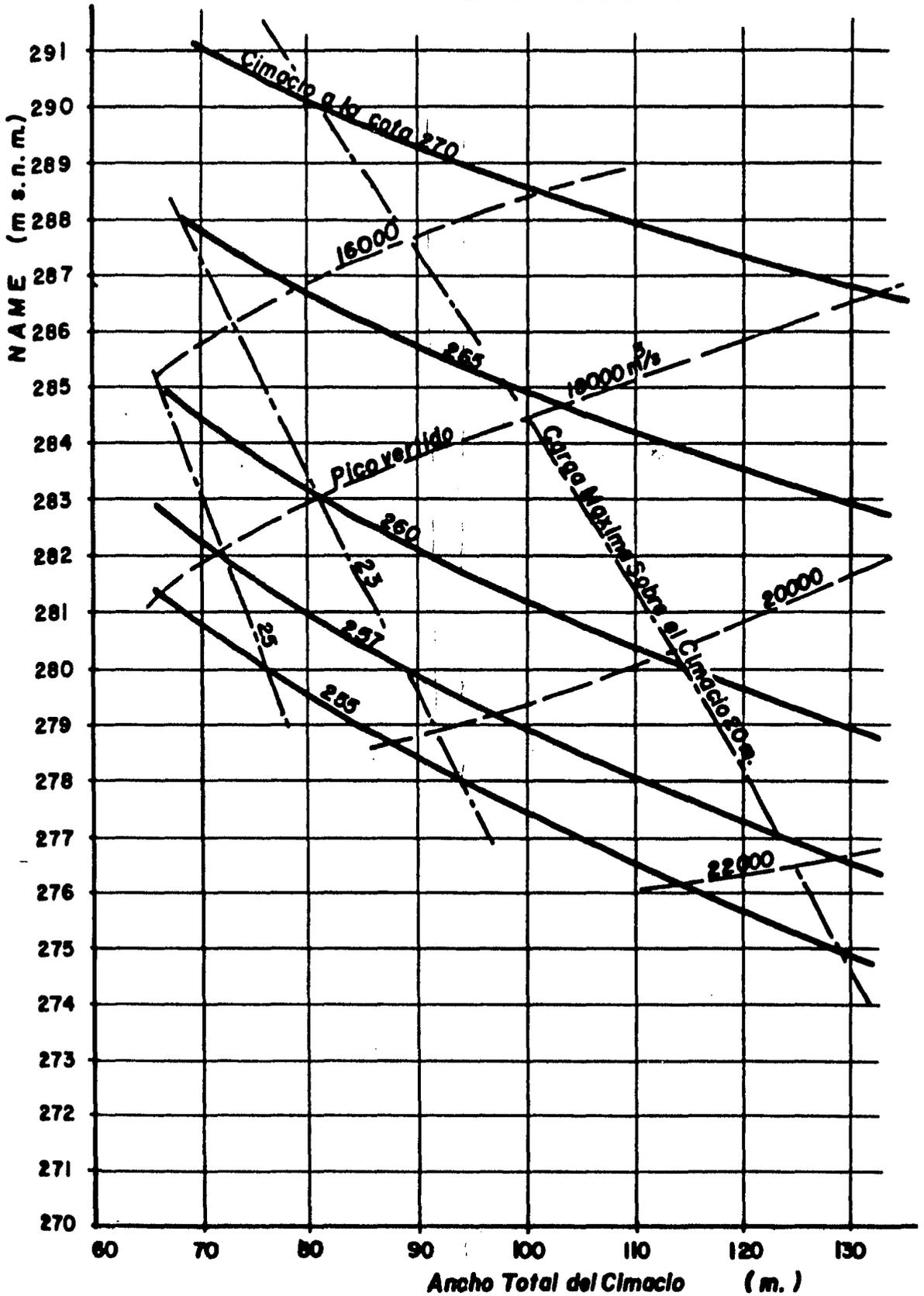
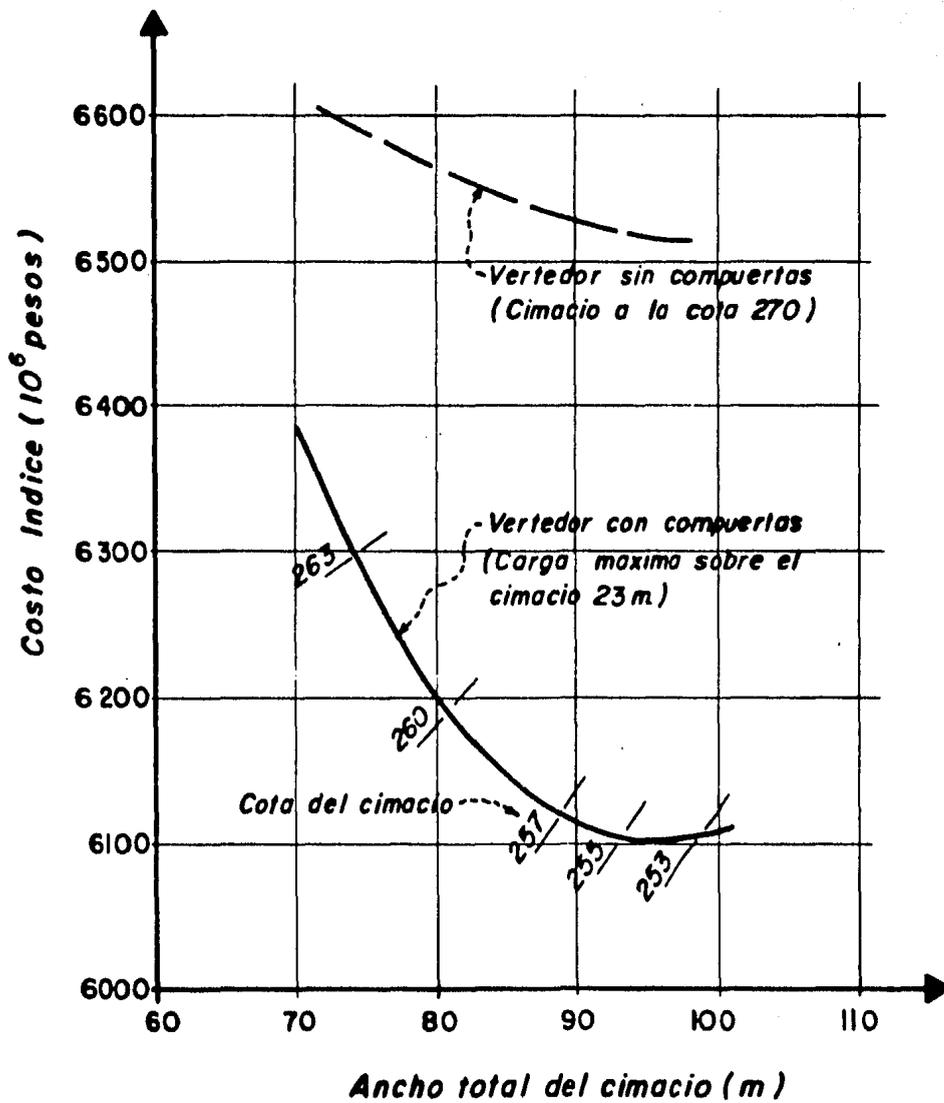


FIG. 5.9

OPTIMIZACION DEL VERTEDEDOR.
EVALUACION ECONOMICA



el vertedor con compuertas, ya que el costo del equipo del vertedor es mucho menor a la reducción del costo que se obtiene bajando la corona de la cortina.

5.3.4 Tránsito de avenidas.

Se ha desarrollado el estudio del tránsito de avenidas sobre la cuenca del río Fuerte, tomando en cuenta la operación conjunta de los vertedores de Huites y Miguel Hidalgo y los efectos de las avenidas aguas abajo de esta última presa.

A) Criterio de operación del vertedor de la presa Miguel Hidalgo.- el criterio básico utilizado en este estudio ha sido el de procurar no descargar de la presa Miguel Hidalgo más de $2,000 \text{ m}^3/\text{seg}$, que corresponden a la capacidad actual del río Fuerte aguas abajo de esta presa. Es evidente que este objetivo solamente puede ser alcanzado cuando las avenidas que lleguen a este embalse no rebasen determinados valores de pico y volúmen. Las avenidas con período de retorno hasta de 50 años, pueden ser transitadas limitando la descarga en Huites a $5,000 \text{ m}^3/\text{seg}$, lo que en general permite que la presa Miguel Hidalgo limite a su vez el pico descargado a $2,000 \text{ m}^3/\text{seg}$.

B) Criterios de operación del vertedor de Huites.

- Para el vertedor de Huites, el criterio optimal de operación consiste en limitar a $5000 \text{ m}^3/\text{seg}$ la descarga, hasta que el nivel del embalse alcance la cota 276.60. Estas avenidas pueden ser descargadas utilizando 4 compuertas solamente, lo que se considera una garantía adecuada para la eventualidad de fallas en la operación de las compuertas, o de tener reparaciones o mantenimiento a la llegada de una avenida.
- Cuando el embalse rebase el nivel anterior, se permite aumentar la descarga hasta $10,000 \text{ m}^3/\text{seg}$, manteniendo este volúmen hasta que el nivel del embalse alcance la cota 278.40.
- Arriba del nivel antes mencionado ya las compuertas quedan totalmente abiertas, hasta que se alcance el NAME del embalse a la cota 283.20, lo que corresponde a la avenida decamilenaria, con pico de entrada de $30,000 \text{ m}^3/\text{seg}$ con un volúmen de 4,020 millones de m^3 en 6 días, y a un pico máximo descargado de $21,000 \text{ m}^3/\text{seg}$.

5.3.5 Solución propuesta.

- A) Cimacio del vertedor.- el cimacio del vertedor a la cota 260.00, se ubica en la parte izquierda de la cortina (bloques 12 á 17); está dividido en 6 aberturas de 15 metros de ancho controladas por compuertas radiales de 17 metros de altura cuyo labio superior corresponde a la cota 277.00.
- B) Canales de descarga.- las aguas vertidas son descargadas por 3 canales independientes de 34 metros de ancho y longitud variable, entre 415 y 430 metros. La velocidad del agua en los canales alcanza poco menos de 40 m/seg, para lo cual se han previsto dispositivos de aireación a lo largo de los canales.
- C) Estructura deflectora.- Al final de los canales, a una distancia de la casa de máquinas mínima de 250 metros, las aguas son restituidas al río con un salto de esquí terminal.

5.3.6 Memoria de cálculo.

A partir de la siguiente hoja se muestran los cálculos necesarios para la elaboración de las siguientes figuras: hidrograma de entrada y de salida, curva de sobrealmacenamiento, curva de elevaciones-volúmenes de almacenamiento y curva de elevaciones-gastos del vertedor.

- 1) Cálculo del gasto del vertedor por diferentes alturas de carga, estando las compuertas parcialmente abiertas.

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} c L e (H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$$

donde: c = coeficiente de descarga, recomendado en la fig. I.45

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.

$L e$ = ancho efectivo del orificio, igual a la longitud de cresta efectiva, en m.

- Criterio de operación de las compuertas:

- Limitar a 5,000 m/seg la descarga, hasta que se alcance la cota 276.60
- Limitar a 10,000 m/seg la descarga, hasta que se alcance la cota 278.40
- Arriba de la cota 278.40 ya las compuertas quedan totalmente abiertas hasta que se alcance el N.A.H.E., a la cota 283.20.

- Cálculo de la longitud efectiva o ancho efectivo de cresta.

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

donde: L = longitud total neta de la cresta, en m.

N = número de pilas

K_p = coeficiente de contracción por pilas, fig. I.23

K_a = coeficiente de contracción por estribos, fig. I.21

H = carga total sobre la cresta, en m.

$$\frac{H}{\lambda} = \frac{23.20}{2} = 11.60 \rightarrow K_a = 0.02$$

$K_p \rightarrow$ perfil tipo 2.

Elevación (m s.n.m)	H_i (m)	$\frac{H_i}{H_d}$	K_p	N	L (m)	L_e (m)	d (m)	$\frac{d}{H_i}$	C	Q (m ³ /seg)
270.00	10.00	0.43	0.054	3	60	56.36	8.64	0.864	0.640	3,199.35
271.00	11.00	0.47	0.050	3	60	56.26	8.64	0.785	0.640	3,493.58
272.00	12.00	0.52	0.042	3	60	56.50	8.64	0.720	0.644	3,804.71
273.00	13.00	0.56	0.038	3	60	56.52	8.64	0.665	0.649	4,091.02
274.00	14.00	0.60	0.035	3	60	56.50	8.64	0.617	0.654	4,361.75
275.00	15.00	0.65	0.032	3	60	56.52	8.64	0.576	0.658	4,618.58
276.00	16.00	0.69	0.030	3	60	56.48	8.64	0.540	0.662	4,861.69
276.60	16.60	0.72	0.030	3	60	56.35	8.64	0.520	0.665	4,998.94
276.60	16.60	0.72	0.030	5	90	84.36	11.74	0.707	0.645	9,145.67
277.00	17.00	0.73	0.030	5	90	84.22	11.74	0.691	0.646	9,322.92
278.00	18.00	0.78	0.028	5	90	84.24	11.74	0.652	0.650	9,815.55
278.40	18.40	0.79	0.028	5	90	84.11	11.74	0.638	0.652	9,998.12

Elevación (m s.n.m)	H_i (m)	$\frac{H_i}{H_d}$	K_p	N	L (m)	L_e (m)	$\frac{P}{H_d}$	K	C	Q (m ³ /seg)
278.40	18.40	0.79	0.028	5	90	84.11	1.15	3.87	2.137	14,186.62
279.00	19.00	0.82	0.028	5	90	83.92	1.15	3.89	2.148	14,928.98
280.00	20.00	0.86	0.025	5	90	84.20	1.15	3.92	2.164	16,297.25
281.00	21.00	0.90	0.022	5	90	84.54	1.15	3.95	2.181	17,743.81
282.00	22.00	0.95	0.020	5	90	84.72	1.15	3.97	2.192	19,162.87
283.00	23.00	0.99	0.015	5	90	85.63	1.15	3.99	2.203	20,808.09
283.20	23.20	1.00	0.015	5	90	85.59	1.15	4.00	2.209	21,127.63

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

$$H_1^{3/2} - H_2^{3/2} = \frac{3Q}{2\sqrt{2g} C \cdot L_e}$$

$$H_2^{3/2} = H_1^{3/2} - \frac{3Q}{2\sqrt{2g} C \cdot L_e}$$

2) Limitando el gasto a 5,000 m³/seg

$$d = H_1 - H_2$$

donde: d = abertura de las compuertas, en m.

$$H_1 = 276.60 - 260.00 = 16.60 \text{ m.}$$

- Suponiendo $\frac{d}{H_1} = \frac{8.30}{16.60} = 0.5 \rightarrow C = 0.667 \rightarrow \text{Fig I.45}$

$$H_2^{3/2} = (16.60)^{3/2} - \frac{3(5,000)}{2\sqrt{2(9.81)}(0.667)(56.35)} = 67.63 - 45.05 = 22.58$$

$$H_2 = 7.99 \text{ m.}$$

$$\therefore d = 16.60 - 7.99 = 8.61 \text{ m.}$$

- Suponiendo $\frac{d}{H_1} = \frac{8.61}{16.60} = 0.52 \rightarrow C = 0.665$

$$H_2^{3/2} = (16.60)^{3/2} - \frac{3(5,000)}{2\sqrt{2(9.81)}(0.665)(56.35)} = 67.63 - 45.18 = 22.45$$

$$H_2 = 7.96 \text{ m.}$$

$$\therefore d = 16.60 - 7.96 = 8.64 \text{ m.}$$

- Suponiendo $\frac{d}{H_1} = \frac{8.64}{16.60} = 0.52 \rightarrow C = 0.665 \therefore \text{O.K.}$

Para limitar el gasto a 5,000 m³/seg, se mantendrán 4 compuertas con una abertura de 8.64 m, hasta que se alcance la cota 276.60.

3) Limitando el gasto a 10,000 m³/seg.

$$H_1 = 278.40 - 260.00 = 18.40 \text{ m.}$$

$$\text{- Suponiendo } \frac{d}{H_1} = \frac{8.00}{18.40} = 0.43 \rightarrow C = 0.674$$

$$H_2^{3/2} = (18.40)^{3/2} - \frac{3(10,000)}{2\sqrt{2}(9.81)(0.674)(84.11)} = 78.93 - 59.74 = 19.19$$

$$H_2 = 7.17 \text{ m.}$$

$$\therefore d = 18.40 - 7.17 = 11.23 \text{ m.}$$

$$\text{- Suponiendo } \frac{d}{H_1} = \frac{11.23}{18.40} = 0.61 \rightarrow C = 0.655$$

$$H_2^{3/2} = (18.40)^{3/2} - \frac{3(10,000)}{2\sqrt{2}(9.81)(0.655)(84.11)} = 78.93 - 61.47 = 17.46$$

$$H_2 = 6.73 \text{ m.}$$

$$\therefore d = 18.40 - 6.73 = 11.67 \text{ m.}$$

$$\text{- Suponiendo } \frac{d}{H_1} = \frac{11.67}{18.40} = 0.63 \rightarrow C = 0.6525$$

$$H_2^{3/2} = (18.40)^{3/2} - \frac{3(10,000)}{2\sqrt{2}(9.81)(0.6525)(84.11)} = 78.93 - 61.70 = 17.22$$

$$H_2 = 6.67 \text{ m.}$$

$$\therefore d = 18.40 - 6.67 = 11.73 \text{ m.}$$

$$\text{- Suponiendo } \frac{d}{H_1} = \frac{11.73}{18.40} = 0.64 \rightarrow C = 0.652$$

$$H_2^{3/2} = (18.40)^{3/2} - \frac{3(10,000)}{2\sqrt{2}(9.81)(0.652)(84.11)} = 78.93 - 61.75 = 17.18$$

$$H_2 = 6.66 \text{ m.}$$

$$\therefore d = 18.40 - 6.66 = 11.74 \text{ m.}$$

$$\text{- Suponiendo: } \frac{d}{H_1} = \frac{11.74}{18.40} = 0.64 \rightarrow C = 0.652 \therefore \text{O.K.}$$

Para limitar el gasto a 10,000 m³/seg, se mantendrán 6 compuertas con una abertura de 11.74 m, hasta que se alcance la cota 278.40.

4) Cálculo del gasto del vertedor para diferentes alturas de carga, estando las compuertas totalmente abiertas.

$$Q = C \cdot L_e \cdot H^{3/2}$$

donde: C = coeficiente de descarga, en m^3/seg , fig. I.35.

H = carga total sobre la cresta, en m.

L_e = longitud efectiva de cresta, en m.

Q = descarga, en m^3/seg .

Cálculo del coeficiente de descarga:

$$\frac{P}{Hd} = \frac{26.80}{23.20} = 1.15 \longrightarrow \text{fig. I.35} \longrightarrow K$$

donde: P = profundidad del canal de acceso, en m.

Hd = carga de diseño, en m.

$$C = \frac{K}{\sqrt{3.28}}$$

Elev. (m/s.g.m)	V_i $\times 10^6$ (m^3)	$\frac{2V_i}{\Delta t}$ (m^3/seg)	S_i (m^3/seg)	$\frac{2V_i + S_i}{\Delta t}$ (m^3/seg)
270.00	2,910	1,616,667	0	1,616,667
270.00	2,910	1,616,667	3,199	1,619,866
271.00	2,990	1,661,111	3,494	1,664,605
272.00	3,065	1,702,778	3,805	1,706,583
273.00	3,145	1,747,222	4,091	1,751,313
274.00	3,225	1,791,667	4,362	1,796,029
275.00	3,300	1,833,333	4,619	1,837,952
276.00	3,375	1,875,000	4,862	1,879,862
276.60	3,415	1,897,222	4,999	1,902,221
276.60	3,415	1,897,222	9,146	1,906,368
277.00	3,445	1,913,889	9,323	1,923,212
278.00	3,515	1,952,778	9,816	1,962,594
278.40	3,545	1,969,444	9,998	1,979,442
278.40	3,545	1,969,444	14,187	1,983,631
279.00	3,590	1,994,444	14,929	2,009,373
280.00	3,660	2,033,333	16,297	2,049,630
281.00	3,737	2,076,111	17,744	2,093,855
282.00	3,812	2,117,778	19,163	2,136,941
283.00	3,887	2,159,444	20,808	2,180,252
283.20	3,903	2,168,333	21,128	2,189,461

$$\Delta t = 1 \text{ hr} = 3,600 \text{ seg.}$$

TRANSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO POR EL VASO (METODO SEMIGRAFICO)

t	Ei	Ei+Ef	$\frac{2Vi - Si}{\Delta t}$	$\frac{2Vi + Sf}{\Delta t}$	Sf
(hr)	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)
0	0	1,250	1,613,412	1,614,662	0
1	1,250	3,750	1,614,662	1,618,412	0
2	2,500	6,250	1,618,412	1,624,662	1,900
3	3,750	8,750	1,620,862	1,629,612	3,210
4	5,000	11,250	1,623,192	1,634,442	3,250
5	6,250	13,750	1,627,942	1,641,692	3,300
6	7,500	16,250	1,635,092	1,651,342	3,350
7	8,750	18,750	1,644,642	1,663,392	3,400
8	10,000	21,250	1,656,592	1,677,842	3,500
9	11,250	23,750	1,670,842	1,694,592	3,600
10	12,500	26,250	1,687,392	1,713,642	3,710
11	13,750	28,750	1,706,222	1,734,972	3,850
12	15,000	31,250	1,727,272	1,758,522	4,000
13	16,250	33,750	1,750,522	1,784,272	4,150
14	17,500	36,250	1,775,972	1,812,222	4,300
15	18,750	38,750	1,803,622	1,842,372	4,490
16	20,000	41,250	1,833,392	1,874,642	4,650
17	21,250	43,750	1,865,342	1,909,092	4,825
18	22,500	46,250	1,899,442	1,945,692	9,190
19	23,750	48,750	1,927,312	1,976,062	9,610
20	25,000	51,250	1,956,842	2,008,092	9,975
21	26,250	53,750	1,988,142	2,041,892	14,910
22	27,500	56,250	2,012,072	2,068,322	16,075
23	28,750	58,750	2,036,172	2,094,922	16,950
24	30,000	58,809	2,061,022	2,119,831	17,800

1" = 0.12

t	Ei	Ei+Ef	$\frac{2Vi - Si}{\Delta t}$	$\frac{2Vi + Sf}{\Delta t}$	Sf
(hr)	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)
25	28,809	56,475	2,084,231	2,140,706	18,625
26	27,666	54,234	2,103,456	2,157,690	18,350
27	26,568	52,081	2,118,990	2,171,071	19,990
28	25,513	50,014	2,131,091	2,181,105	20,490
29	24,501	48,029	2,140,125	2,188,154	20,860
30	23,528	46,122	2,146,434	2,192,556	21,110
31	22,594	44,291	2,150,336	2,194,627	21,275
32	21,697	42,533	2,152,077	2,194,610	21,300
33	20,836	40,845	2,152,010	2,192,855	21,300
34	20,009	39,224	2,150,255	2,189,479	21,250
35	19,215	37,667	2,146,979	2,184,646	21,125
36	18,452	36,172	2,142,396	2,178,568	20,950
37	17,720	34,737	2,136,668	2,171,405	20,750
38	17,017	33,358	2,129,905	2,163,263	20,500
39	16,341	32,034	2,122,263	2,154,297	20,180
40	15,693	30,763	2,113,937	2,144,700	19,850
41	15,070	29,542	2,105,000	2,134,542	19,475
42	14,472	28,369	2,095,592	2,123,961	19,100
43	13,897	27,243	2,085,761	2,113,004	18,750
44	13,346	26,162	2,075,504	2,101,666	18,400
45	12,816	25,123	2,064,866	2,089,989	18,020
46	12,307	24,126	2,053,949	2,078,075	17,650
47	11,819	23,169	2,042,775	2,065,944	17,250
48	11,350	22,249	2,031,444	2,053,693	16,850

J'die.

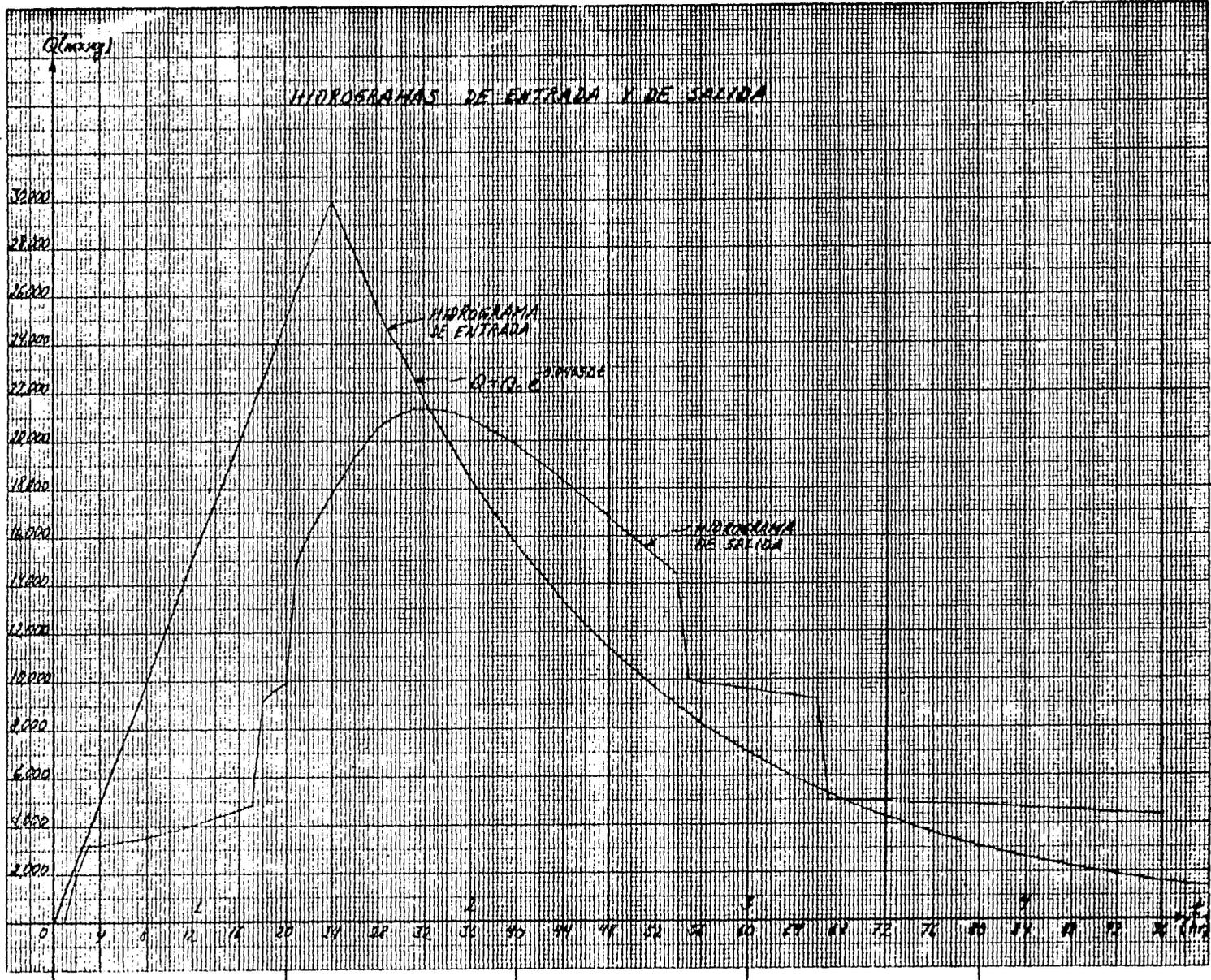
$$E_i + E_f + \frac{2V_i}{\Delta t} - S_i = \frac{2V_f}{\Delta t} + S_f \quad \text{donde: } E = \text{gasto de entrada al vaso} \quad S = \text{gasto de salida del vaso}$$

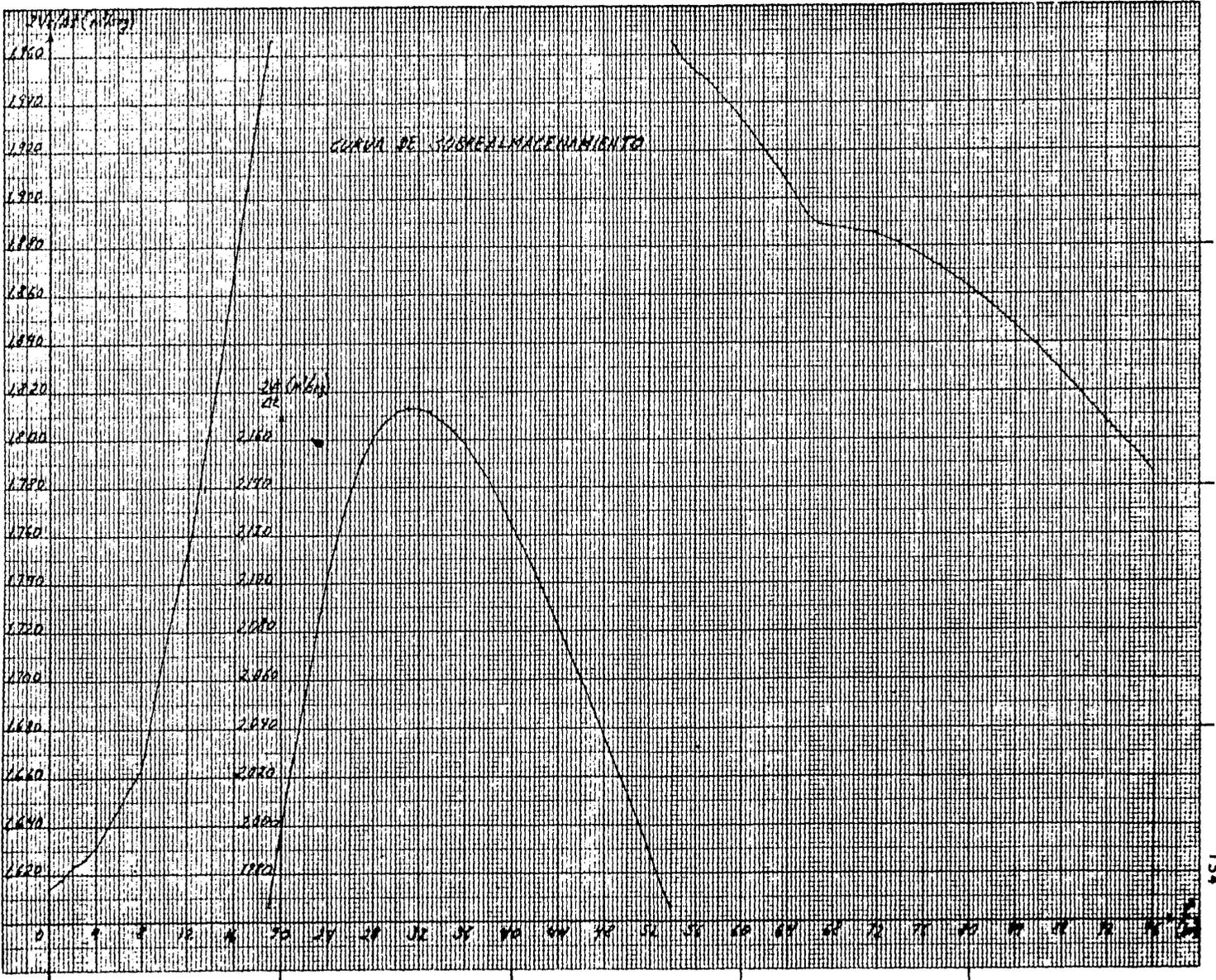
t	E_i	$E_i + E_f$	$\frac{2V_i}{\Delta t} - S_i$	$\frac{2V_f}{\Delta t} + S_f$	S_f
(h)	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)
49	10,899	21,366	2,019,993	2,041,359	16,450
50	10,467	20,518	2,008,459	2,028,977	16,050
51	10,051	19,703	1,996,877	2,016,580	15,600
52	9,652	18,921	1,985,380	2,004,301	15,200
53	9,269	18,170	1,973,901	1,992,071	14,800
54	8,901	17,449	1,962,471	1,979,920	14,450
55	8,548	16,757	1,951,020	1,967,777	10,000
56	8,209	16,092	1,947,777	1,963,869	9,875
57	7,883	15,453	1,944,119	1,959,572	9,825
58	7,570	14,840	1,939,922	1,954,762	9,775
59	7,270	14,251	1,935,212	1,949,463	9,700
60	6,981	13,685	1,930,063	1,943,748	9,650
61	6,704	13,142	1,924,448	1,937,590	9,580
62	6,438	12,620	1,918,430	1,931,050	9,500
63	6,182	12,119	1,912,050	1,924,169	9,410
64	5,937	11,638	1,905,349	1,916,987	9,325
65	5,701	11,176	1,898,337	1,909,513	9,260
66	5,475	10,733	1,890,993	1,901,726	9,190
67	5,258	10,307	1,883,346	1,893,653	5,000
68	5,049	9,898	1,883,653	1,893,551	4,950
69	4,849	9,505	1,883,651	1,893,156	4,950
70	4,656	9,127	1,883,256	1,892,383	4,930
71	4,471	8,765	1,882,523	1,891,288	4,925
72	4,294	8,417	1,881,438	1,889,855	4,920

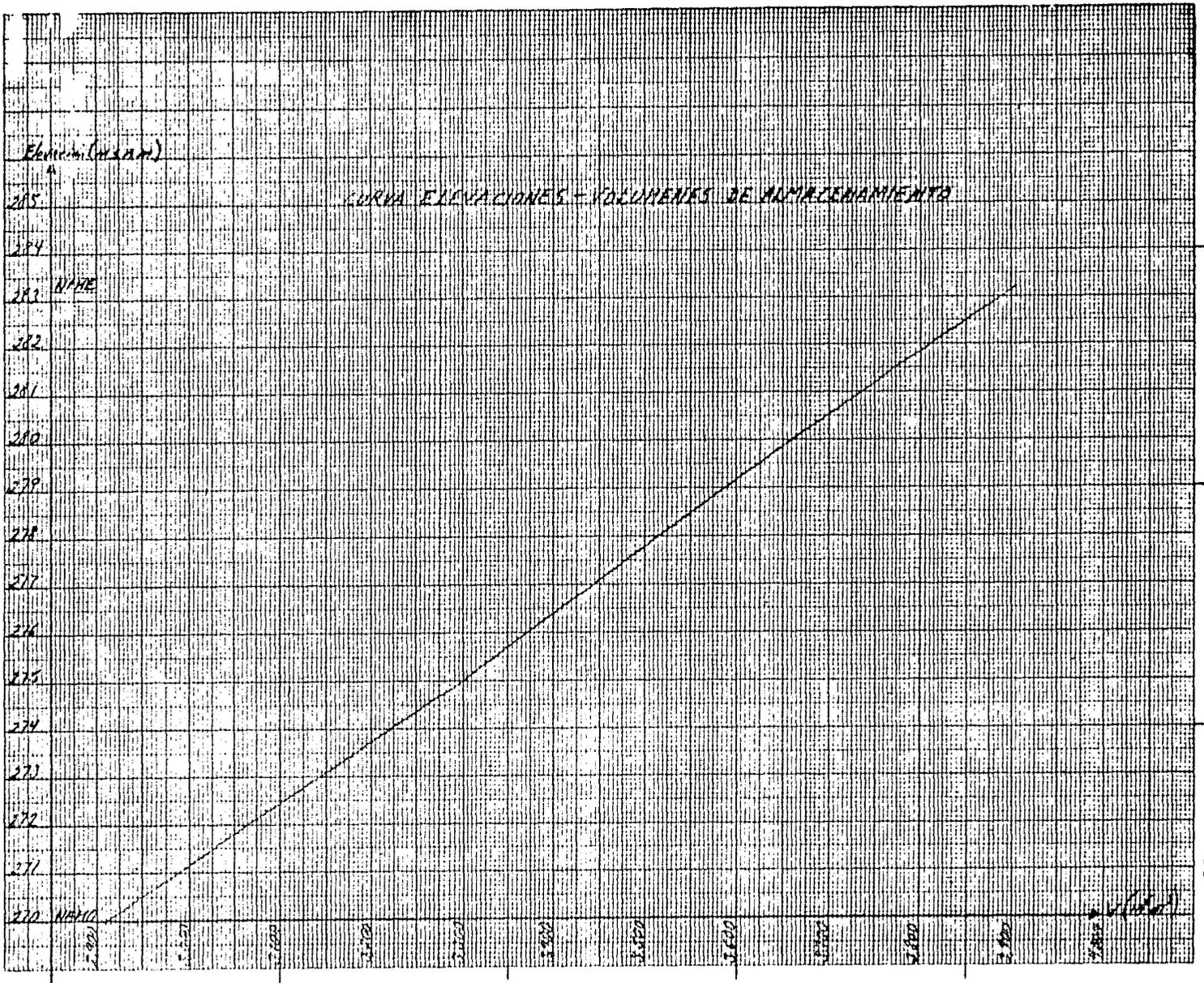
3^{er} día

t	E_i	$E_i + E_f$	$\frac{2V_i}{\Delta t} - S_i$	$\frac{2V_f}{\Delta t} + S_f$	S_f
(h)	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)
73	4,123	8,083	1,880,015	1,888,098	4,910
74	3,960	7,763	1,878,278	1,886,041	4,900
75	3,803	7,455	1,876,241	1,883,696	4,890
76	3,652	7,159	1,873,916	1,881,075	4,880
77	3,507	6,875	1,871,315	1,878,190	4,860
78	3,368	6,602	1,868,470	1,875,072	4,840
79	3,234	6,340	1,865,392	1,871,732	4,820
80	3,106	6,088	1,862,092	1,868,180	4,810
81	2,982	5,846	1,858,560	1,864,406	4,800
82	2,864	5,614	1,854,806	1,860,420	4,780
83	2,750	5,391	1,850,860	1,856,251	4,750
84	2,641	5,177	1,846,751	1,851,928	4,710
85	2,536	4,972	1,842,508	1,847,480	4,700
86	2,436	4,775	1,838,080	1,842,855	4,690
87	2,339	4,585	1,833,475	1,838,060	4,650
88	2,246	4,403	1,828,760	1,833,163	4,610
89	2,157	4,228	1,823,943	1,828,171	4,600
90	2,071	4,060	1,818,971	1,823,031	4,580
91	1,989	3,899	1,813,871	1,817,770	4,530
92	1,910	3,744	1,808,710	1,812,454	4,500
93	1,834	3,596	1,803,454	1,807,050	4,490
94	1,762	3,454	1,798,070	1,801,524	4,425
95	1,692	3,316	1,792,674	1,795,990	4,400
96	1,624	3,184	1,787,190	1,790,374	4,350
97	1,560				

4^o día







CURVA DE ELEVAÇÕES - GASTOS DE SAÍDA DA OBR DE EMERGENCIAS

Elevação:
(m.s.n.m.)

273 NAVE

272

271

270

277

278

277

276

275

270

277

272

271

270 NAVE

10000

20000

30000

40000

50000

60000

70000

80000

90000

100000

110000

120000

130000

140000

150000

160000

170000

180000

190000

200000

210000

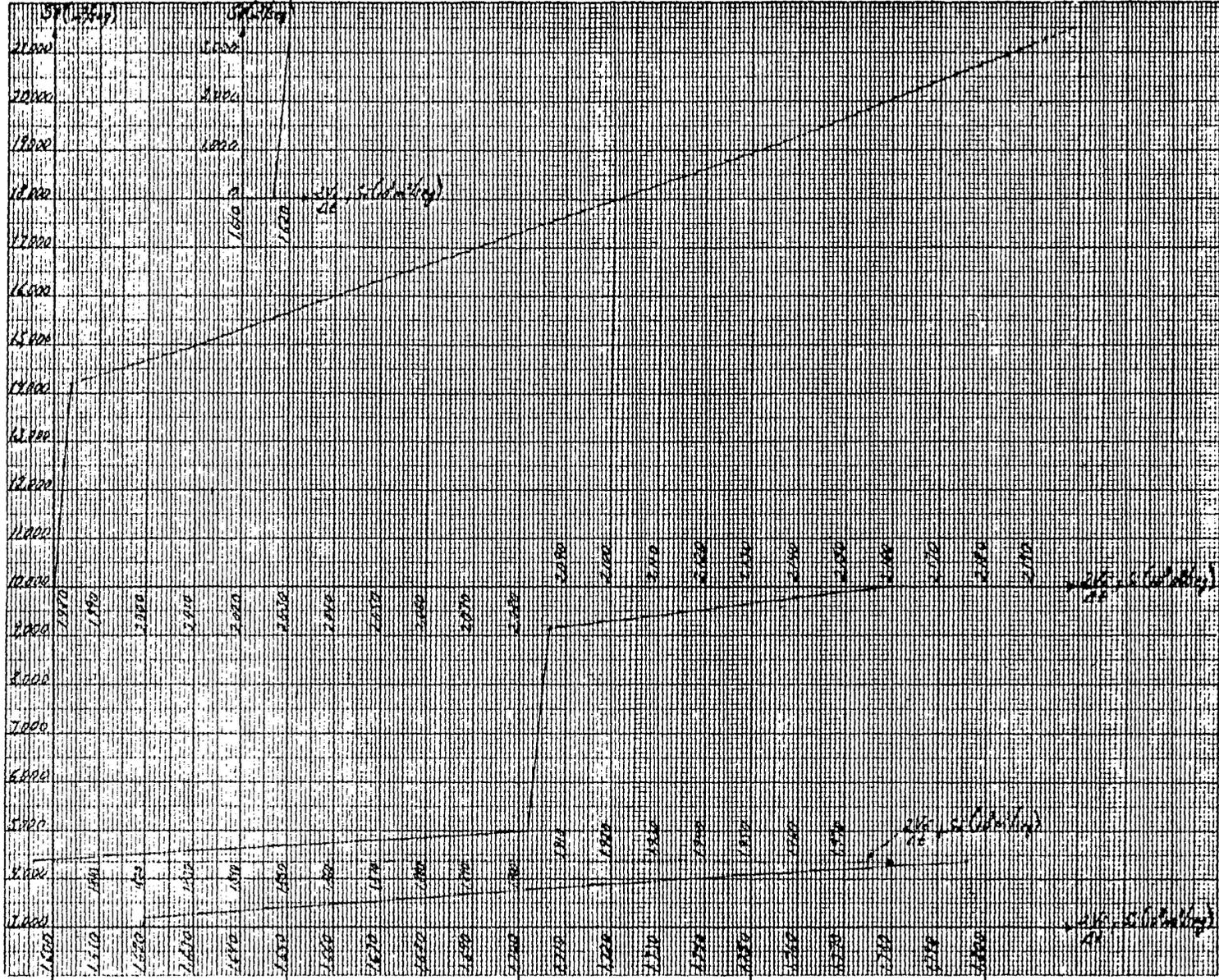
220000

compartes abertor parcialmente

compartes abertor parcialmente

compartes abertor totalmente

2.0.10.10



5.4 OBRA DE GENERACION.

La disposición genral de las obras civiles y el tipo de casa de máquinas, son una larga consecuencia de la selección de la cortina en concreto. En efecto, no hay alternativas razonables, ni del punto de vista económico, ni considerando las características de operación de la planta, al arreglo con obras de toma incorporadas a la cortina y casa de máquinas al pie de la misma. Partiendo de aguas arriba, las obras están constituidas como se describe a continuación:

5.4.1 Obras de toma.

Hay una obra de toma por cada unidad, ubicadas en los bloques 8, 9 y 10 de la cortina, con el fondo a la cota 205.00.

A) Rejillas.- cada obra de toma está protegida con una rejilla de disposición semicircular de 22 metros de ancho y 25 metros de altura; aguas arriba de las rejillas se ha previsto la posibilidad de bajar agujas para proteger la toma del azolve en el futuro. La velocidad del agua en las rejillas es de 0.45 m/seg y podría llegar a 0.75 m/seg en el futuro, cuando el azolve llegue a las cotas de la obra de toma. Los valores relativamente bajos de velocidad, permiten

no colocar equipo para la limpieza de las rejillas.

- B) Compuertas.- cada obra de toma es controlada por una compuerta vagón de 4.80 metros de ancho y 6.80 metros de alto operadas con servomotores instalados en la corona de la cortina. Para el mantenimiento de estas compuertas se prevé usar una compuerta deslizante de mantenimiento de 6.00 metros de ancho y 9.00 metros de alto, operada con una grúa de maniobras desde la corona de la cortina.

5.4.2 Tuberías de presión.

Después de las guías para las compuertas está la transición, de unos 10 metros de longitud, y luego inicia la tubería de presión, de 6.20 metros de diámetro. El trazado altimétrico de las tuberías ha sido estudiado para que el montaje de las mismas interfiera lo mínimo posible en la construcción de la cortina. Se ha entonces previsto un primer tramo horizontal donde las tuberías cruzan la cortina a la cota 205.00 y sigue después apoyada al paramento de aguas abajo; hasta una curva en la cota 144.00 para entrar horizontalmente en la casa de máquinas. Al final de la tubería de presión está una válvula de mariposa, de 4.70 metros de diámetro, operada por medio de servomotores hidráulicos.

5.4.3 Casa de máquinas.

A) Obra civil.- la casa de máquinas es una estructura de concreto masivo en la parte baja, con concreto armado en la parte superior, ubicada al pie de la cortina; el eje longitudinal de la casa de máquinas queda a 136.75 metros de distancia del eje de la cortina y sus dimensiones principales, incluyendo el pozo de bombas y el área de montaje con la sala de control, ubicados en el lado derecho, son los siguientes:

- Ancho 37.00 m.
- Largo 115.70 m.
- Alto 43.00 m.

Los niveles característicos de la casa de máquinas son los siguientes:

- Techo 170.00 m.s.n.m.
- Piso principal 155.00 m.s.n.m.
- Eje de las turbinas 144.00 m.s.n.m.
- Desplante 127.00 m.s.n.m.

B) Obra electromecánica.- el equipo principal de la casa de máquinas está constituido por 3 grupos de eje vertical, cada uno compuesto por una turbina tipo Francis, directamente acoplada al generador por me-

dio de una flecha. La distancia entre los ejes de los grupos es de 22 metros. Para el montaje y el mantenimiento de los equipos se instalarán dos grúas; una grúa de pórtico de 200 toneladas de capacidad para bajar el equipo que llega de las fábricas, de la cota 170.00 a la zona de montaje a la cota 155.00, y una grúa viajera principal de 450 toneladas de capacidad, para levantar el rotor del generador totalmente armado. La casa de máquinas contiene también todos los equipos auxiliares y un grupo hidráulico auxiliar de 2000 KW.

5.4.4 Subestación.

La subestación se localiza al exterior en la cota 170.00. Hacia la izquierda de la casa de máquinas hay una área, entre ésta y los canales del vertedor, regularizada con relleno compactado; en esta área y en el techo de la casa de máquinas se ubican las estructuras de la subestación, incluyendo los transformadores de potencia, los que están conectados a los generadores por medio de barras blindadas. De aquí parten dos líneas de 220 KV, con longitud de 90 Km. hasta su conexión con el sistema Sonora-Sinaloa.

5.4.5 Diseño de las turbinas.

A) Criterios para determinar la capacidad instalada.-

La capacidad total instalada ha sido establecida en relación a las necesidades del mercado eléctrico, considerando instalar 3 unidades, lo que permite reducir los costos civiles y electromecánicos de las obras de generación, garantizando todavía una buena flexibilidad en la operación de la planta.

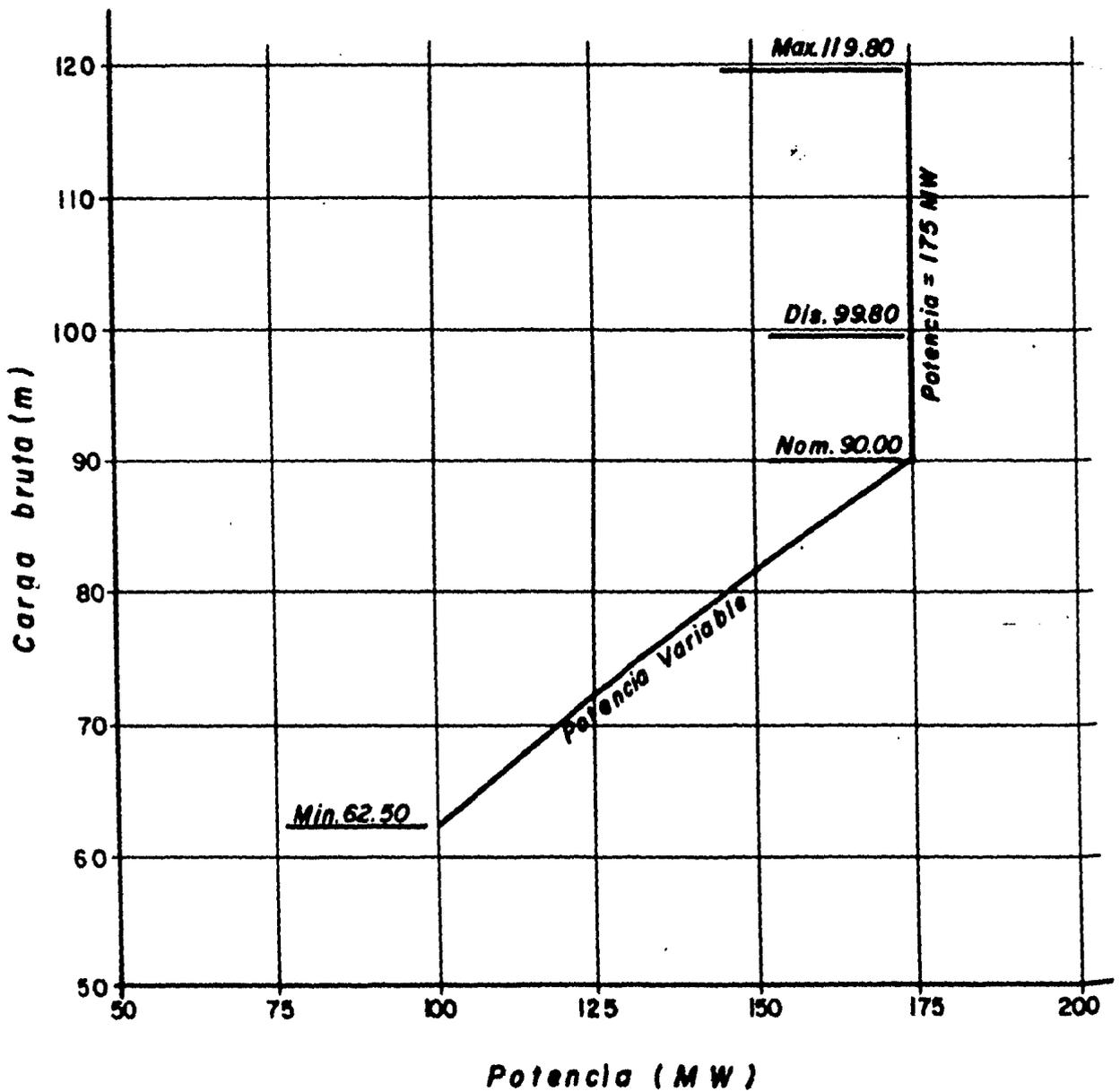
En base a los criterios mencionados, se obtiene una turbina que garantiza los 175 MW hasta una carga bruta de 90 metros y garantiza, a la cota mínima, una potencia de 100 MW. En la Fig. 5.10 se muestra la variación de la potencia en relación a la carga. Los límites impuestos son:

- Que no sea necesario dimensionar el generador eléctrico para potencias muy altas, lo que sucedería dejando los álabes de las turbinas totalmente abiertos hasta la carga máxima.
- Que a la carga máxima, las turbinas no queden con los álabes del distribuidor cerrados más del 65% de la abertura máxima.

El estudio se ha completado con el cálculo de las pérdidas de carga en el circuito hidráulico.

FIG. 5.10

TURBINAS
RELACION ENTRE CARGA Y POTENCIA



B) Criterios para el cálculo de las cargas.- con el fin de aprovechar todo el gasto demandado por el sistema de riego para generación, se ha calculado la carga para las turbinas, de tal forma que, aún teniendo la seguridad de un buen funcionamiento, el NAMINO coincida con el NAMINE. A partir de los diagramas de funcionamiento de turbinas similares a las de Huites, se han establecido los siguientes valores límite:

- Relación entre carga máxima y carga de diseño, de 1.20.
- Relación entre carga mínima y carga de diseño, de 0.60.
- Relación entre carga máxima y carga mínima, de 2.00.

Se sabe que una relación de 0.60 entre carga mínima y carga de diseño esta un poco fuera de la práctica usual y conservadora, sin embargo, hay que mencionar que el estudio de operación muestra que el embalse alcanzará las cotas mínimas por relativamente poco tiempo; además, la operación en conjunto de los embalses de Huites y de Miguel Hidalgo, opera-

ción en que se tiende a dejar a Huites siempre lo más alto posible, reducirá aún más la gravedad del problema. De cualquier modo, para evitar problemas de cavitación a las cargas mínimas, se ha establecido un valor bastante prudente de la submergencia de las turbinas.

Tomando los niveles de desfogue a la cota 150.20 con una unidad en operación, y a la cota 152.50 con todas las unidades en operación, se han obtenido las siguientes cargas:

- Carga máxima bruta:

$$270.00 - 150.20 = 119.80 \text{ metros.}$$

- Carga mínima bruta:

$$215.00 - 152.50 = 62.50 \text{ metros.}$$

- Carga máxima bruta entre carga mínima bruta:

$$119.80 / 62.50 = 1.92.$$

- Carga de diseño bruta:

$$119.80 / 1.2 = 99.83 \text{ metros.}$$

Con estos datos se ha estudiado el funcionamiento de las turbinas, buscando que, en el rango de las

cargas calculadas, las máquinas tengan un funcionamiento estable, sin peligro de cavitación ni de pulsaciones de presión a la descarga, alcanzando al mismo tiempo los rendimientos más altos posibles.

5.4.6 Memoria de cálculo.

A partir de la siguiente hoja aparecen los análisis hechos para el cálculo de las pérdidas de energía en el fluido con la finalidad de determinar las cargas netas disponibles para la generación de las unidades.

1) Cálculo de los coeficientes de pérdida en la obra de toma para generación.

1.1) Rejilla.

$$K_R = 1.45 - 0.45 \left(\frac{A_n}{A_b} \right) - \left(\frac{A_n}{A_b} \right)^2$$

donde: K_R = coeficiente de pérdidas en la rejilla, adimensional.

A_n = área neta a través de la rejilla, en $m^2 = 85\% A_b$

A_b = área bruta de la rejilla y sus soportes, en m^2 .

Nota: cuando se desea obtener el valor máximo de las pérdidas, supónase que el 50% del área de la rejilla está obstruido (Diseño de presas pequeñas)

$$A_n = 0.85 A_b$$

$$A_n = 0.5(0.85 A_b) = 0.425 A_b$$

$$K_R = 1.45 - 0.45 \left(\frac{0.425}{1} \right) - \left(\frac{0.425}{1} \right)^2 = 1.45 - 0.191 - 0.181 = 1.078$$

1.2) Entrada.

$$K_E = \frac{1}{C^2} - 1$$

donde K_E = coeficiente de pérdida por entrada, adimensional.

C = coeficiente de descarga para agujeros de entrada cuadrados, tomado de la Fig. 249 (Diseño de presas pequeñas)

$$K_E = \frac{1}{(0.96)^2} - 1 = 0.085$$

1.3) Cambio de dirección.

$$K_{cc} = K^* C_{rc} C_o C_f$$

donde: K^* = coeficiente de pérdida básico, para una curva circular de área constante.

C_{rc} = corrección para números de Reynolds distintos de 10^6

C_o = corrección para la longitud de la tubería a la salida de la curva menor de 30 veces el diámetro.

C_f = corrección por rugosidad.

$$- \left. \begin{aligned} \frac{r}{D} &= \frac{19.00}{6.20} = 3.06 \\ \theta &= 55.01^\circ \end{aligned} \right\} \text{Fig. I.33 (A.2.3)} \rightarrow K^* = 0.11$$

$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{227.00}{30.19} = 7.52 \text{ m/seg} = 752 \text{ cm/seg.}$$

$$- \left. \begin{aligned} Re &= \frac{(752)(620)}{0.012} = 3.885 \times 10^7 \\ r/D &= 3.06 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \text{Fig. I.34 (A.2.3)} &\rightarrow C_{rc} = 1.0 \\ \text{Fig. I.35 (A.2.3)} &\rightarrow C_o = 1.0 \end{aligned}$$

$$- C_f = \frac{f_{\text{rugoso}}}{f_{\text{liso}}} = \frac{4.842 \times 10^{-3}}{4.845 \times 10^{-3}} \approx 1.0$$

$$f_{\text{rugoso}} = \frac{1}{\left(2 \log \frac{3.71D}{\epsilon}\right)^2} = \frac{1}{\left(2 \log \frac{(3.71)(6200)}{0.0015}\right)^2} = 4.842 \times 10^{-3}$$

$$f_{\text{liso}} = \frac{0.25}{\left(\log \left(\frac{\epsilon/D}{3.7} + \frac{5.74}{Re^{0.9}}\right)\right)^2} = 4.845 \times 10^{-3}$$

$$- K_{co} = 0.11(1.0)(1.0)(1.0) = 0.11$$

1.4) Reducción

$$\theta \approx 9.46^\circ \rightarrow \text{Fig. I.26 (A.2.3)} \rightarrow K_c = 0.16$$

1.5) Válvula de mariposa abierta

$$K_v = \frac{t}{D} = \frac{0.30}{4.70} = 0.06$$

1.6) Fricción.

$$1^{\text{er}} \text{ tramo} \rightarrow \frac{\epsilon}{D_1} = \frac{0.0015}{6.200} = 2.419 \times 10^{-7} \therefore \text{se despreja las pérdidas por fricción en todos los tramos.}$$

2) Cálculo de los coeficientes de pérdida con respecto a la velocidad de salida de la obra de generación.

$$K_{si} = K_i \left(\frac{A_s}{A_i} \right)^2$$

donde: K_{si} = coeficientes de pérdida con respecto a la velocidad de salida.

K_i = coeficientes de pérdida debidas a la velocidad en el tramo correspondiente.

A_s = Area neta de salida

A_i = Area neta del tramo correspondiente.

2.1) Rejilla.

$$K_1 = K_R \left(\frac{A_s}{A_R} \right)^2 = 1.078 \left(\frac{15.94}{282.90} \right)^2 = 3.42 \times 10^{-3}$$

2.2) Entrada

$$K_2 = K_E \left(\frac{A_s}{A_E} \right)^2 = 0.085 \left(\frac{15.94}{49.60} \right)^2 = 8.78 \times 10^{-3}$$

2.3) Cambio de dirección.

$$K_3 = K_{CD} \left(\frac{A_s}{A_{CD}} \right)^2 = 0.110 \left(\frac{15.94}{30.19} \right)^2 = 0.03067 (2 \text{ curvas}) = 0.06133$$

2.4) Reducción.

$$K_4 = K_C \left(\frac{A_s}{A_C} \right)^2 = 0.160 \left(\frac{15.94}{17.35} \right)^2 = 0.13505$$

2.5) Válvula de mariposa abierta

$$K_5 = K_V \left(\frac{A_s}{A_V} \right)^2 = 0.060 \left(\frac{15.94}{15.94} \right)^2 = 0.06000$$

2.6) Suma de las pérdidas con respecto a la velocidad de salida.

$$\sum K_i \left(\frac{A_s}{A_i} \right)^2 = K_1 + K_2 + K_3 + K_4 + K_5$$

$$\sum K_i \left(\frac{A_s}{A_i} \right)^2 = 3.42 \times 10^{-3} + 8.78 \times 10^{-3} + 0.06133 + 0.13505 + 0.06000 = 0.26858$$

3) Cálculo de las cargas brutas.

A partir de los diagramas de funcionamiento de turbinas similares a las de Huítes, se han establecido los siguientes valores límite:

$$\text{Relación entre carga máxima y carga de diseño} = 1.20$$

$$\text{Relación entre carga mínima y carga de diseño} = 0.60$$

$$\text{Relación entre carga máxima y carga mínima} = 2.00$$

$$\text{Nivel del desfogue con 1 unidad en operación} = 150.20 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Nivel del desfogue con 3 unidades en operación} = 152.50 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Carga máxima bruta} = 270.00 - 150.20 = 119.80 \text{ m.}$$

$$\text{Carga mínima bruta} = 215.00 - 152.50 = 62.50 \text{ m.}$$

$$119.80 / 62.50 = 1.917 \approx 2.00 \therefore \text{O.K}$$

$$\text{Carga de diseño bruta} = 119.80 / 1.20 = 99.833 \approx 99.80 \text{ m}$$

$$62.50 / 99.80 = 0.626 > 0.600 \therefore \text{O.K}$$

Carga nominal bruta = 90.00 m que es la carga mínima que garantiza 175 MW.

	Nivel en el embalse (m.s.n.m.)	Nivel en la descarga (m.s.n.m.)	Carga bruta (m)	Gasto * (m^3/seg)	Potencia * (MW)
Máxima	270.00	150.20	119.80	167	175
Diseño	252.00	152.50	99.80	203	175
Nominal	242.50	152.50	90.00*	227	175
Mínima	215.00	152.50	62.50	186	100

* Datos proporcionados por el fabricante.

4) Cálculo de las velocidades en el tramo final de la tubería.

$$V_{s_i} = \sqrt{\frac{2g H_i}{1 + \sum_{i=1}^n \left(f_i \frac{L_i A_s^2}{D_i A_i^2} + K_i \frac{A_s^2}{A_i^2} \right)}}$$

donde: V_s = velocidad en el tramo final de la tubería, en m/seg.

H_i = desnivel entre las superficies libres del agua en el embalse y el destoque.

f_i = coeficiente experimental, adimensional, llamado de fricción, el cual depende de la naturaleza del líquido circulante, del material de que está constituido el conducto y para estas condiciones, también es función del diámetro y de la velocidad.

L_i = longitud del conducto, en m.

D_i = diámetro del conducto, en m.

K_i = coeficientes de resistencia hidráulica.

Nota: como las pérdidas por fricción son despreciables la fórmula anterior queda:

$$V_{s_i} = \sqrt{\frac{2g H_i}{1 + \sum_{i=1}^n \left(K_i \frac{A_s^2}{A_i^2} \right)}}$$

4.1) Velocidad de salida para la carga máxima bruta.

$$V_{MAX} = \sqrt{\frac{2(9.81)(119.80)}{1 + 0.26858}} = 43.045 \text{ m/seg.}$$

4.2) Velocidad de salida para la carga de diseño bruta.

$$V_{DES} = \sqrt{\frac{2(9.81)(99.80)}{1 + 0.26858}} = 39.282 \text{ m/seg.}$$

4.3) Velocidad de salida para la carga nominal bruta.

$$V_{NOM} = \sqrt{\frac{2(9.81)(90.00)}{1 + 0.26858}} = 37.309 \text{ m/seg.}$$

4.4) Velocidad de salida para la carga mínima bruta.

$$V_{MIN} = \sqrt{\frac{2(9.81)(62.50)}{1 + 0.26858}} = 31.091 \text{ m/seg.}$$

5) Cálculo de las gasas.

$$Q_i = V_{si} A_s$$

donde: Q_i = gastos para las diferentes cargas brutas, en $m^3/seg.$

V_{si} = velocidades de salida para las diferentes cargas brutas, en $m/seg.$

A_s = área neta de salida, en m^2

5.1) Gasto para la carga máxima bruta.

$$Q_{MAX} = V_{MAX} A_s = (43.045)(15.94) = 686.137 m^3/seg.$$

5.2) Gasto para la carga de diseño bruta.

$$Q_{DTS} = V_{DTS} A_s = (39.288)(15.94) = 626.251 m^3/seg.$$

5.3) Gasto para la carga nominal bruta.

$$Q_{NOM} = V_{NOM} A_s = (37.309)(15.94) = 594.705 m^3/seg.$$

5.4) Gasto para la carga mínima bruta.

$$Q_{MIN} = V_{MIN} A_s = (31.091)(15.94) = 495.590 m^3/seg.$$

6) Cálculo de las pérdidas de energía para las diferentes cargas brutas

$$h_i = H_i - \frac{V_{si}^2}{2g}$$

donde: h_i = pérdida de energía en la conducción, en m.

H_i = cargas brutas, en m.

V_{si} = velocidades de salida para las diferentes cargas brutas, en m/seg.

6.1) Pérdida de energía para la carga máxima bruta

$$h_{MAX} = H_{MAX} - \frac{V_{MAX}^2}{2g} = 119.80 - \frac{(43.045)^2}{2(9.81)} = 119.80 - 94.438 = 25.362 \text{ m.}$$

6.2) Pérdida de energía para la carga de diseño bruta.

$$h_{DIS} = H_{DIS} - \frac{V_{DIS}^2}{2g} = 99.80 - \frac{(39.288)^2}{2(9.81)} = 99.80 - 78.672 = 21.128 \text{ m.}$$

6.3) Pérdida de energía para la carga nominal bruta.

$$h_{NOM} = H_{NOM} - \frac{V_{NOM}^2}{2g} = 90.00 - \frac{(37.309)^2}{2(9.81)} = 90.00 - 70.946 = 19.054 \text{ m.}$$

6.4) Pérdida de energía para la carga mínima bruta.

$$h_{MIN} = H_{MIN} - \frac{V_{MIN}^2}{2g} = 62.50 - \frac{(31.091)^2}{2(9.81)} = 62.50 - 49.269 = 13.231 \text{ m}$$

7) Cálculo de las cargas netas.

$$HN_i = Hb_i - h_i$$

donde: HN_i = cargas netas, en m.

Hb_i = cargas brutas, en m

h_i = pérdidas de energía para las diferentes cargas brutas, en m.

7.1) Carga máxima neta.

$$H_{MAX\ NETA} = H_{MAX} - h_{MAX} = 119.80 - 25.362 = 94.438\ m.$$

7.2) Carga de diseño neta.

$$H_{DIS\ NETA} = H_{DIS} - h_{DIS} = 99.80 - 21.128 = 78.672\ m.$$

7.3) Carga nominal neta.

$$H_{NOM\ NETA} = H_{NOM} - h_{NOM} = 90.00 - 19.054 = 70.946\ m.$$

7.4) Carga mínima neta.

$$H_{MIN\ NETA} = H_{MIN} - h_{MIN} = 62.50 - 13.231 = 49.269\ m.$$

5.5 OBRA DE RIEGO.

5.5.1 Criterios de diseño.

Las obras de riego han sido diseñadas en base a los criterios expuestos a continuación:

- Garantizar la salida del gasto requerido por el riego, dado las posibles interrupciones en la operación de las unidades.
- Garantizar la descarga máxima de riego ($135 \text{ m}^3/\text{seg}$ como media mensual), con el nivel del agua en el embalse a la cota 215.00.
- Garantizar por lo menos una parte de la descarga de riego aún en el caso de desperfectos o mantenimiento de las válvulas de descarga.

5.5.2 Obra de toma.

Obra de toma independiente, análoga y en la misma cota de las tomas para generación; ubicada en el bloque número 7 de la cortina. La toma está protegida por una rejilla igual a la de las tomas para generación y está controlada por una compuerta vagón de 3.50 metros

de ancho por 5.00 metros de alto. Para mantenimiento de esta compuerta se puede utilizar la misma compuerta deslizante utilizada para las tomas para generación.

5.5.3 Tubería de presión.

Tubería de presión con el mismo trazado altimétrico de las tuberías para las unidades generadoras, con diámetro de 4.50 metros en el tramo horizontal, que cruza la cortina; este diámetro evita depresiones en la tubería durante la operación con niveles bajos en el embalse.

Aguas abajo de la curva superior, cuando ya no hay peligro de depresión en la tubería, el diámetro puede ser reducido a 3.00 metros, quedando su valor definido por la velocidad máxima que se admita en la tubería. En alternativa a esta disposición, se puede pensar en adoptar para toda la tubería el diámetro menor, pero en este caso es necesario inclinar el tramo de la tubería que cruza la cortina; esta disposición ha sido descartada por las complicaciones que implica en el sistema de colado del concreto.

Aguas abajo de la curva inferior, la tubería se bifurca en dos conductos de 2.10 metros de diámetro, embuti-

dos en la losa de concreto debajo del área de montaje de la casa de máquinas. El trazado altimétrico de esta última parte de la tubería, en contrapendiente hacia aguas abajo, ha sido estudiado para mantener la continuidad de la galería de cables y al mismo tiempo descargar al aire.

5.5.4 Válvulas.

Válvulas Howell-Bunger de 2.10 metros de diámetro al final de los conductos, descargando a la cota 152.20. Las curvas de descarga de las dos válvulas se muestran en los planos anexos. El diámetro de las válvulas ha sido determinado con el criterio de garantizar, estando el nivel del agua en el embalse al NAMINE, cerca del 100% del gasto máximo requerido para el riego, con una sola válvula en operación.

5.5.5 Memoria de cálculo.

A partir de la siguiente hoja se muestran los análisis hechos para el cálculo de las pérdidas de energía sufridas por el agua al circular por el sistema de riego.

1) Cálculo de los coeficientes de pérdida en la obra de toma para riego. 178

1.1) Rejilla.

$$K_R = 1.45 - 0.45 \left(\frac{A_n}{A_b} \right) - \left(\frac{A_n}{A_b} \right)^2$$

donde: K_R = coeficiente de pérdida en la rejilla, adimensional

A_n = área neta a través de la rejilla, en $m^2 = 85\% A_b$

A_b = área bruta de la rejilla y sus soportes, en m^2 .

Nota: cuando se desea obtener el valor máximo de las pérdidas, supóngase que el 50% del área neta de la rejilla está obstruido (D. P. P.) \therefore

$A_n = 0.85 A_b \rightarrow$ sin obstrucciones.

$A_n = 0.50 (0.85 A_b) = 0.425 A_b \rightarrow$ con obstrucciones.

$$K_R = 1.45 - 0.45 \left(\frac{0.425}{1} \right) - \left(\frac{0.425}{1} \right)^2$$

$$K_R = 1.45 - 0.191 - 0.181 = 1.078$$

1.2) Entrada.

$$K_e = \frac{1}{c^2} - 1$$

donde: K_e = coeficiente de pérdida por entrada, adimensional.

c = coeficiente de descarga para agujeros de entrada cuadrados, (tomado de la fig. 249, Diseño de Pisas Pequeñas).

$$K_e = \frac{1}{(0.96)^2} - 1 = 0.085$$

1.3) 1^{er} Cambio de dirección

$$K_{CD1} = K^* C_{rc} C_o C_f$$

donde: K^* = coeficiente de pérdida básico, para una curva circular de área constante.

C_{rc} = corrección para número de Reynolds distintos de 10^6

C_o = corrección para la longitud de la tubería a la salida de la curva menor de 30 veces el diámetro.

C_f = corrección por rugosidad.

- Cálculo de K^* :

$$\left. \begin{array}{l} r/D = 14.00/4.50 = 3.11 \\ \theta = 55.01^\circ \end{array} \right\} \text{Fig. I.33 (A.2.3)} \rightarrow K^* = 0.11$$

- Cálculo de " C_{rc} " y " C_o ":

$$V = Q/A = 200/15.90 = 12.58 \text{ m/seg} = 1258 \text{ cm/seg}$$

$$\left. \begin{array}{l} Re = VD/\nu = (1258)(450)/0.012 = 4.717 \times 10^7 \\ r/D = 3.11 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Fig. I.34} \rightarrow C_{rc} = 1.0 \\ \text{Fig. I.35} \rightarrow C_o = 1.0 \end{array}$$

- Cálculo de " C_f ":

$$f_{\text{rugosa}} = \frac{1}{\left(2 \log \frac{3.71D}{E}\right)^2} = \frac{1}{\left(2 \log \frac{(3.71)(4500)}{0.0015}\right)^2} = 5.035 \times 10^{-3}$$

$$f_{\text{liso}} = \frac{0.25}{\left(\log \left(\frac{E/D}{3.7} + \frac{5.74}{Re^{0.9}}\right)\right)^2} = \frac{0.25}{\left(\log \left(\frac{0.0015/4500}{3.7} + \frac{5.74}{(4.717 \times 10^7)^{0.9}}\right)\right)^2} = 5.038 \times 10^{-3}$$

$$C_f = \frac{f_{\text{rugosa}}}{f_{\text{liso}}} = \frac{5.035 \times 10^{-3}}{5.038 \times 10^{-3}} = 0.999 \approx 1.0$$

- Cálculo de " K_{co} ":

$$K_{co} = (0.11)(1.0)(1.0)(1.0) = 0.11$$

1.4) 2º Cambio de dirección

$$K_{CO_2} = K^* C_{rc} C_o C_f$$

- Cálculo de K^* :

$$\left. \begin{aligned} r/D &= 14.00/3.00 = 4.67 \\ \theta &= 60.96^\circ \end{aligned} \right\} \text{Fig. I.33 (A.2.3)} \rightarrow K^* = 0.13$$

- Cálculo de " C_{rc} " y " C_o ":

$$V = Q/A = 200/7.07 = 28.29 \text{ m/seg} = 2.829 \text{ cm/seg.}$$

$$\left. \begin{aligned} Re = VD/\nu &= (2.829)(300)/0.012 = 7.073 \times 10^7 \\ r/D &= 4.67 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \text{Fig. I.34} &\rightarrow C_{rc} = 1.0 \\ \text{Fig. I.35} &\rightarrow C_o = 1.0 \end{aligned}$$

- Cálculo de " C_f ":

$$f_{\text{rugoso}} = \frac{1}{\left(2 \log \frac{3.71D}{E}\right)^2} = \frac{1}{\left(2 \log \frac{(3.71)(3.000)}{0.0015}\right)^2} = 5.296 \times 10^{-3}$$

$$f_{150} = \frac{0.25}{\left(\log \left(\frac{E/D}{3.7} + \frac{5.74}{Re^{0.9}}\right)\right)^2} = \frac{0.25}{\left(\log \left(\frac{0.0015/3.000}{3.7} + \frac{5.74}{(7.073 \times 10^7)^{0.9}}\right)\right)^2} = 5.299 \times 10^{-3}$$

$$C_f = \frac{f_{\text{rugoso}}}{f_{150}} = \frac{5.296 \times 10^{-3}}{5.299 \times 10^{-3}} = 0.999 \approx 1.0$$

- Cálculo de " K_{CO_2} ":

$$K_{CO_2} = (0.13)(1.0)(1.0)(1.0) = 0.13$$

1.5) Reducción

$$\theta = 7.15^\circ \rightarrow \text{Fig. I.26 (A.2.3)} \rightarrow K_c = 0.16$$

1.6) Bifurcación.

$$\left. \begin{array}{l} Q_1/Q_3 = 0.50 \\ \theta = 59.49^\circ \end{array} \right\} \text{Fig. I.73 (A.2.3)} \rightarrow K_B = 0.10$$

1.7) Válvulas de chorro hueco totalmente abiertas

$$K_v = 0.10$$

1.8) Fricción.

$$\frac{E}{D_1} = \frac{0.0015}{4.500} = 3.333 \times 10^{-7} \rightarrow \text{se desprecia}$$

$$\frac{E}{D_2} = \frac{0.0015}{3.000} = 5.000 \times 10^{-7} \rightarrow \text{se desprecia}$$

$$\frac{E}{D_3} = \frac{0.0015}{2.100} = 7.143 \times 10^{-7} \rightarrow \text{se desprecia.}$$

2) Cálculo de los coeficientes de pérdida con respecto a la velocidad de salida de la obra de riego.

$$K_{si} = K_i \left(\frac{A_s}{A_i} \right)^2$$

donde: K_{si} = coeficiente de pérdida con respecto a la velocidad de salida.

K_i = coeficientes de pérdida debidas a la velocidad en el tramo respectivo.

A_s = área neta de salida.

A_i = área neta del tramo correspondiente.

2.1) Rejilla.

$$K_i = K_R \left(\frac{A_s}{A_R} \right)^2 = 1.078 \left(\frac{6.93}{282.90} \right)^2 = 6.46 \times 10^{-4} \rightarrow \text{con 2 válvulas abiertas.}$$

$$K_i' = 1.078 \left(\frac{3.46}{282.90} \right)^2 = 1.62 \times 10^{-4} \rightarrow \text{con 1 válvula abierta.}$$

2.2) Entrada

$$K_2 = K_E \left(\frac{A_2}{A_E} \right)^2 = 0.085 \left(\frac{6.93}{36.00} \right)^2 = 3.15 \times 10^{-3} \rightarrow \text{con 2 válvulas abiertas.}$$

$$K_2' = 0.085 \left(\frac{3.46}{36.00} \right)^2 = 7.87 \times 10^{-4} \rightarrow \text{con 1 válvula abierta.}$$

2.3) 1º Cambio de dirección.

$$K_3 = K_{C01} \left(\frac{A_3}{A_{C01}} \right)^2 = 0.11 \left(\frac{6.93}{15.90} \right)^2 = 0.0209$$

$$K_3' = 0.11 \left(\frac{3.46}{15.90} \right)^2 = 5.22 \times 10^{-3}$$

2.4) 2º Cambio de dirección.

$$K_4 = K_{C02} \left(\frac{A_4}{A_{C02}} \right)^2 = 0.13 \left(\frac{6.93}{7.07} \right)^2 = 0.1248$$

$$K_4' = 0.13 \left(\frac{3.46}{7.07} \right)^2 = 0.0312$$

2.5) Reducción

$$K_5 = K_C \left(\frac{A_5}{A_C} \right)^2 = 0.16 \left(\frac{6.93}{7.07} \right)^2 = 0.1537$$

$$K_5' = 0.16 \left(\frac{3.46}{7.07} \right)^2 = 0.0384$$

2.6) Bifurcación.

$$K_6 = K_B \left(\frac{A_6}{A_B} \right)^2 = 0.10 \left(\frac{6.93}{6.93} \right)^2 = 0.1000$$

$$K_6' = 0.10 \left(\frac{3.46}{3.46} \right)^2 = 0.1000$$

2.7) Válvulas de chorro hueco.

$$K_7 = K_v \left(\frac{A_s}{A_v} \right)^2 = 0.10 \left(\frac{6.93}{6.93} \right)^2 = 0.1000$$

$$K_7' = 0.10 \left(\frac{3.46}{3.46} \right)^2 = 0.1000$$

2.8) Suma de las pérdidas con respecto a la velocidad de salida.

$$\sum K_i \left(\frac{A_s}{A_i} \right)^2 = K_1 + K_2 + K_3 + K_4 + K_5 + K_6 + K_7$$

$$\sum K_i \left(\frac{A_s}{A_i} \right)^2 = 6.46 \times 10^{-4} + 3.15 \times 10^{-3} + 0.0209 + 0.1248 + 0.1537 + 0.1000 + 0.1000$$

$$\sum K_i \left(\frac{A_s}{A_i} \right)^2 = 0.5032$$

$$\sum K_i' \left(\frac{A_s}{A_i} \right)^2 = K_1' + K_2' + K_3' + K_4' + K_5' + K_6' + K_7'$$

$$\sum K_i' \left(\frac{A_s}{A_i} \right)^2 = 1.62 \times 10^{-4} + 7.87 \times 10^{-4} + 5.22 \times 10^{-3} + 0.0312 + 0.0384 + 0.1000 + 0.1000$$

$$\sum K_i' \left(\frac{A_s}{A_i} \right)^2 = 0.2758$$

3) Cálculo de las velocidades en el tramo final de la tubería

$$V_{si} = \sqrt{\frac{2g H_i}{1 + \sum \left(K_i \frac{A_s^2}{A_i^2} \right)}}$$

donde: V_s = velocidad en el tramo final de la tubería, en m/seg.

H_i = desnivel entre el nivel del agua en el embalse y el nivel de la descarga

K_i = coeficientes de resistencia hidráulica

3.1) Velocidad de salida con el nivel del agua en el embalse a la cota 270.00

$$V_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{2(9.81)(117.80)}{1 + 0.5032}} = 39.211 \text{ m/seg.} \rightarrow \text{con 2 válvulas abiertas}$$

$$V_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{2(9.81)(117.80)}{1 + 0.2758}} = 42.563 \text{ m/seg.} \rightarrow \text{con 1 válvula abierta.}$$

3.2) Velocidad de salida con el nivel del agua en el embalse a la cota 215.00

$$V_{m\acute{i}n} = \sqrt{\frac{2(9.81)(62.80)}{1 + 0.5032}} = 28.630 \text{ m/seg.} \rightarrow \text{con 2 válvulas abiertas}$$

$$V_{m\acute{i}n} = \sqrt{\frac{2(9.81)(62.80)}{1 + 0.2758}} = 31.077 \text{ m/seg.} \rightarrow \text{con 1 válvula abierta}$$

4) Cálculo de los gastos.

$$Q_i = V_{si} A_s$$

donde: Q_i = gastos para las diferentes cargas brutas, en m^3/seg

V_{si} = velocidades de salida para las diferentes cargas brutas, en m/seg .

A_s = área neta de salida, en m^2

4.1) Gasto de salida con el nivel del agua en el embalse a la cota 270.00

$$Q_{\text{máx}} = V_{\text{máx}} A_s = (39.211)(6.93) = 271.62 \text{ m}^3/\text{seg} \rightarrow \text{con 2 válvulas abiertas}$$

$$Q'_{\text{máx}} = V'_{\text{máx}} A_s = (42.563)(3.46) = 147.42 \text{ m}^3/\text{seg} \rightarrow \text{con 1 válvula abierta}$$

4.2) Gasto de salida con el nivel del agua en el embalse a la cota 215.00

$$Q_{\text{mín}} = V_{\text{mín}} A_s = (28.630)(6.93) = 198.33 \text{ m}^3/\text{seg} \rightarrow \text{con 2 válvulas abiertas}$$

$$Q'_{\text{mín}} = V'_{\text{mín}} A_s = (31.077)(3.46) = 107.64 \text{ m}^3/\text{seg} \rightarrow \text{con 1 válvula abierta}$$

5) Cálculo de las cargas netas

$$H_{ni} = V_{si}^2 / 2g$$

donde: H_{ni} = cargas netas, en m.

V_{si} = velocidades de salida para las diferentes cargas brutas, en m/seg

5.1) Carga máxima neta:

$$H_{\text{máx neta}} = V_{\text{máx}}^2 / 2g = (39.211)^2 / (2)(9.81) = 78.36 \text{ m.}$$

$$H'_{\text{máx neta}} = V'_{\text{máx}}^2 / 2g = (42.563)^2 / (2)(9.81) = 92.33 \text{ m.}$$

5.2) Carga mínima neta

$$H_{\text{mín neta}} = V_{\text{mín}}^2 / 2g = (28.630)^2 / (2)(9.81) = 41.78 \text{ m}$$

$$H'_{\text{mín neta}} = V'_{\text{mín}}^2 / 2g = (31.077)^2 / (2)(9.81) = 49.22 \text{ m}$$

6 PLANEACION DE LA CONSTRUCCION

6.1 OBJETO Y ALCANCE.

El objeto de este capítulo es delinear los principales problemas relativos a la planificación de la construcción, tales como la organización de la obra, secuencias críticas, etapas de construcción y posibles métodos y equipos utilizables.

Vale la pena mencionar que los detalles de organización de la obra, que se describen posteriormente, han sido estudiados con la finalidad principal de confirmar que los precios unitarios considerados así como los tiempos de construcción, son razonables; no se pretende de forma alguna, que la organización

de la obra indicada, sea la única o la mejor para llevar a cabo la construcción en el tiempo previsto.

6.2 OBRAS PRELIMINARES.

En el estudio de la ejecución de la obra se consideró que, antes del comienzo de la excavación del canal de desvío se tenga preparado lo siguiente:

6.2.1 Carreteras.

- Una carretera en la margen derecha que conecte el puente actualmente existente aguas abajo de la cortina con el sitio de la obra. Esta carretera servirá de acceso permanente a la casa de máquinas y tendrá un ramal que llegue a la corona de la cortina; este ramal será necesario para llevar a cabo las excavaciones altas para el apoyo derecho de la cortina y podrá servir posteriormente para facilitar la llegada a la corona, de los equipos electromecánicos de las obras de toma.

- Un acceso de doble vía a la desembocadura del canal de desvío, el que podrá necesitar de un túnel que cruce el espelón derecho de la garganta para comunicarse con el camino descrito anteriormente.

- La carretera que llega de Choix en la margen izquierda deberá ser acondicionada y llegar al nivel de la corona en esta margen.

6.2.2 Puentes.

Un nuevo puente aguas abajo de la obra, que permita el tránsito en los dos sentidos, para vehículos pesados y capaz de soportar cargas hasta de 150 toneladas. Este puente será necesario durante la construcción, para pasar máquinas de un lado a otro del río y para permitir la explotación de los depósitos de acarreo en ambas márgenes del río, como fuente de agregados para el concreto.

6.2.3 Túneles.

- Un acceso en túnel a la cota 285.00 en correspondencia de la excavación del estribo mismo.
- Un túnel que cruce el espolón derecho de la garganta.
- Un acceso en túnel a la parte superior de las excavaciones del estribo izquierdo de la cortina.

6.2.4 Campamentos.

Un campamento dimensionado para 300 personas aproximadamente, que el contratista pueda utilizar para viviendas, servicios y oficinas al iniciar su tarea. Los campamentos se concentrarán aguas abajo de la obra, en proximidad con los caminos de acceso.

6.3 ETAPAS CONSTRUCTIVAS.

6.3.1 Excavación del estribo derecho y del canal de desvío.

- A) Excavación del estribo derecho.- será de máxima importancia que la excavación del estribo se comience de inmediato, después de la orden a proceder. Su ejecución será facilitada por la disponibilidad de un acceso a su parte más alta por medio de un túnel.
- B) Excavación del canal de desvío.- tendrá que ser excavado en dos frentes, avanzando desde aguas arriba y desde aguas abajo. La producción promedio por frente tendrá que ser alrededor de 2,500 m³/día. Como la roca fracturada por las voladuras en el estribo derecho precipitará sobre la parte central del trazado del canal de desvío, la excavación del canal mismo podrá alcanzar su máxima producción solamente después de terminar la pared del estribo.

6.3.2 Estructura de control del desvío.

- A) Rendimiento.- al acabarse la excavación, será ejecutada la estructura en concreto que contendrá las compuertas del desvío. Para la construcción de esta estructura esta previsto un ritmo promedio de vaciado de $1000 \text{ m}^3/\text{día}$.
- B) Planta productora.- la producción del concreto será efectuada por medio de una planta relativamente liviana que se colocará en la margen derecha.
- C) Método de colocación.- para la colocación del concreto podrá adoptarse una grúa de torre, que sucesivamente se utilizará para la construcción de la casa de máquinas. Su trabajo podrá ser completado por una grúa móvil que levantará el concreto también a lo largo del muro del canal.

6.3.3 Excavaciones para el estribo izquierdo y los canales del vertedor.

Simultáneamente al colado de la estructura de control del desvío, se efectuará la excavación de la espalda izquierda de la cortina por la porción que queda arriba del cauce. También se empezará la excavación de los ca-

nales del vertedor. No encontrándose esta última operación en el camino crítico, no esta sujeta a producciones obligadas.

6.3.4 Atagufas.

Apenas la estructura del desvío esté lista para el paso del agua, las dos atagufas serán construídas distribuyendo a través del cauce el material previamente preparado y obtenido de las excavaciones. Esta operación tiene que efectuarse en un período de sequía y debe concluirse en 3 meses.

6.3.5 Excavación del cauce del río.

Terminada la operación del desvío y puesto en seco el cauce, se completará la excavación de la parte central de la cortina que, estando en la ruta crítica, tendrá que alcanzar los 2,000 m³/día promedio de roca excavada.

6.3.6 Colado de la parte izquierda de la cortina.

A) Rendimiento.- al terminarse la excavación de la espalda izquierda, mientras se completan las excavaciones en el cauce, se pasará al colado de esta parte de la cortina, con una producción de 1,600 m³/día.

B) Transporte del concreto.- los colados se harán hasta llegar a la cota 225.00. Se considera que a esta cota tendrá que llegar el recorrido de los vehículos que llevan el concreto de la planta principal.

C) Colocación.- La colocación del concreto será efectuada con grúa tipo Peiner integrada eventualmente con otra grúa móvil.

6.3.7 Colado de la parte central de la cortina y de la cimentación de la casa de máquinas.

A) Rendimiento.- el colado de la parte central de la cortina y de la cimentación de la casa de máquinas será previsiblemente lo que necesitará y permitirá la producción diaria más alta, es decir, alrededor de $4,500 \text{ m}^3/\text{día}$.

B) Juntas transversales.- en esta zona se ha previsto que la formación de las juntas transversales se obtendrá cortando el concreto antes de su completo fraguado, por medio de una lámina vibrante, la distribución podrá ser muy rápida y sencilla, pudiendo recorrer los camiones toda la superficie de vaciado sin obstáculos.

C) Colado.- el concreto que llega a la zona del estribo izquierdo, a la cota 225.00, será trasladado hasta la superficie de vaciado por medio de la grúa Peiner antes mencionada y con unas grúas móviles. La distribución será integrada por una segunda grúa Peiner que se colocará próxima a la casa de máquinas. Este vaciado tendrá que interrumpirse a la cota 205.00 para permitir el montaje de la parte horizontal de la tubería de presión que queda amarrada al cuerpo de la cortina.

6.3.8 Estructuras de la casa de máquinas.

A) Plazo.- la construcción tiene que proceder en forma tal de permitir el arranque de los montajes electromecánicos dentro de 12 meses a partir de su comienzo, lo que por otro lado, corresponde a un plazo normal de construcción para obras similares.

B) Colocación.- además de la segunda grúa Peiner próxima a esta estructura, también se desplazará aquí la grúa de torre, trayéndola de la margen derecha.

6.3.9 Montaje de la tubería de presión y de las estructuras metálicas.

Cuando la parte central de la cortina haya alcanzado la cota 205.00, se efectuará el montaje de la tubería de presión y podrá efectuarse también el montaje de las estructuras de acero hasta la cota 225.00 sobre la cual se desplazarán, ya sean las grúas como los camiones, a lo largo de toda la cortina.

6.3.10 Colado de la parte superior de la cortina.

- A) Plazo.- como plazo optimizado de esta parte del trabajo, se prevé el cierre del desvío dentro de los 20 meses a partir de su comienzo.
- B) Rendimiento.- el ritmo promedio de vaciado tendrá que respetar los $2,500 \text{ m}^3/\text{día}$.
- C) Colocación.- el camino sobre estructura metálica a la cota 225.00, permitirá desplazar las grúas Peiner y las grúas móviles, efectuarán la distribución del concreto en las estructuras restantes como sigue: colado sobre la estructura de control del desvío, cuyo arranque deberá corresponder a una temporada seca para evitar posibles desbordamientos; colado de la zona correspondiente al vertedor; y terminación de la parte central y del coronamiento.

6.3.11 Montaje electromecánico de las unidades generadoras.

El montaje electromecánico para poner en operación la primera unidad, puede desarrollarse sin problemas dentro del plazo que va de la terminación de la estructura de casa de máquinas, hasta alcanzar el agua en el embalse el NAMINE, lo que representa un plazo de 20 meses.

6.4 MAQUINARIA DE CONSTRUCCION PRINCIPAL.

Las actividades de construcción se refieren a la colocación del concreto y a las excavaciones básicamente.

6.4.1 Maquinaria para movimiento de tierras.

A) Para excavaciones de todo tipo.- se prevé básicamente lo siguiente:

- Bulldozers tipos D8 y D7.
- Cargadores frontales sobre neumáticos tipos 992 y 988.
- Cargadores frontales sobre orugas tipos 977 y 983.
- Camiones fuera de carretera de 35 y 50 toneladas.
- Bombas de varios tamaños.

B) Para excavaciones en roca.- además de lo anterior

se necesitará la maquinaria siguiente:

- Cargadores frontales de 5.5 y 7 yardas cúbicas.
- Perforadoras sobre orugas de 3 pulgadas.
- Compresores de 600 y 1200 pies cúbicos por minuto.

C) Para excavación en aluvión y para la remoción de la atagufa de aguas abajo.- además de la maquinaria del inciso A), se necesitará lo siguiente:

- Retroexcavadoras.
- Dragas de 5.5 y 7 yardas cúbicas.

D) Para caminos.- se necesitará la maquinaria siguiente:

- Niveladoras tipo 120.
- Cargadores frontales tipo 966 y 977.
- Camiones de 15 toneladas.
- Pipas de 15 ó 20 metros cúbicos.

6.4.2 Maquinaria para concreto.

A) Para fabricación.- se prevé básicamente lo siguiente:

- Planta de tratamiento de agregados de 600 Ton/hora.
- Planta para arena de 150 á 200 toneladas por hora.
- Planta de concreto de 350 m³/hora.
- Planta refrigeradora de 2'500,000 Frig/hora.
- Planta auxiliar de concreto de 80 m³/hora.

B) Para vaciado.- se prevé básicamente lo siguiente:

- 2 grúas tipo Peiner TN 1120.
- Varias grúas móviles de 45, 60 y 110 toneladas.
- Una grúa de torre de 5 toneladas por 50 metros.
- Camiones pesados.
- Camines de 4.5 m^3 .
- Bomba de concreto de 70 á 80 m^3 /hora.
- Vibradores hidráulicos de 6" sobre orugas.
- Tractores sobre orugas tipo D3 y D4.
- Bombas de alta presión de 35 ATM para lavado.
- 2 máquinas corta-juntas con lámina vibrante.

7 PRESUPUESTO Y PROGRAMA DE CONSTRUCCION

7.1 PRESUPUESTO DE CONSTRUCCION.

7.1.1 Cantidades de obra.

Para las diferentes alternativas estudiadas (NAMO a las cotas 283, 270 y 260), se ha considerado la misma disposición de las obras, que corresponde prácticamente a la presentada en los planos anexos. Las principales cantidades de obra civil se muestran en el cuadro 7.1. Las cantidades de obras menores que no se detallan, han sido estimadas en base a la experiencia en obras similares.

CUADRO 7.1

PRINCIPALES CANTIDADES DE OBRA CIVIL

CUENTA	C O N C E P T O	NAMO 283	NAMO 270	NAMO 260
.10	<u>Exc. a cielo abierto</u>			
	En lecho del río (m3) (0.11)	445,000	435,000	425,000
	En roca (m3) (0.13, 0.14, 0.15)	2'715,000	2'675,000	2'645,000
.30	<u>Terraplenes</u>			
	Ataguías (m3) (0.31, 0.32, 0.33)	390,000	390,000	390,000
	Relleno compactado (m3) (0.34)	50,000	50,000	50,000
.50	<u>Concretos</u>			
.51	Tipo A. (m3)	2'306,000	1'938,000	1'705,000
.52	Tipo B. (m3)	212,000	203,000	199,000
.53	Tipo C. (m3)	190,000	190,000	190,000
.58	Acero de refuerzo (ton)	14,400	14,100	13,700
	CEMENTO (ton)	361,000	315,000	286,000
	PICO DE CONSUMO DE CEMENTO (ton/mes)	14,000	12,500	11,500
	PICO DE PRODUCCION DE CONCRETO (m3/mes)	105,000	93,000	85,000

Cabe mencionar que todas las cantidades podrán sufrir ajustes más o menos significativos en el desarrollo del diseño de detalle; en particular se podrá examinar la oportunidad de sustituir una parte del cemento (hasta un máximo de 25% aproximadamente), por puzolana o "fly ash".

7.1.2 Precios unitarios.

El criterio básico en la evaluación de los precios unitarios, ha sido el de llegar a valores suficientemente realistas y representativos de los precios de la oferta que se recibirán para la realización del proyecto. En el presupuesto no se han considerado factores de escalación de precios para los años futuros; por lo tanto, los valores se consideran válidos para el primer bimestre de 1985.

Los precios unitarios han sido evaluados tomando en cuenta las condiciones locales; ha sido efectuada una investigación sobre los precios aplicados en obras actualmente en construcción en la zona del proyecto. Para compras de equipos importados se ha utilizado un tipo de cambio de 200 pesos por dólar controlado. Los precios unitarios principales se muestran en el cuadro 7.2.

CUADRO 7.2

<u>CUENTA</u>	<u>C O N C E P T O</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>
.10	<u>Excavación a cielo abierto</u>		
.11	En lecho del río	m3	426
.12	Remoción atagüfa	m3	426
.13	En roca, grandes masas	m3	980
.14	En roca, regularización laderas	m3	2,386
.15	En roca, sección obligada	m3	1,576
.20	<u>Excavación subterránea</u>		
.21	Túneles Ø 4 m.	m3	8,307
.22	Lumbreras	m3	8,307
.30	<u>Terraplenes</u>		
.31	Zona de núcleo	m3	1,534
.32	Zona de transición	m3	1,576
.33	Zona de enrocamiento	m3	554
.34	Relleno compactado	m3	639
.40	<u>Tratamientos</u>		
.41	Pernos de anclaje	ton	724,200
.42	Tirantes pretensados	ton	979,800
.43	Barras de anclaje	ton	724,200
.44	Barrenación pantalla inyecciones	m	6,816
.45	Barrenación pantalla drenaje	m	6,816
.46	Barrenación contacto-consolidac.	m	3,408
.47	Inyecciones contacto-consolidac.	ton	42,600
.48	Pantalla plástica	m2	24,708
.49	Contacto granito-corneana	lote	42'600,000
.50	<u>Concretos</u>		
.51	Tipo A. Masa	m3	9,372
.52	Tipo B. Estructuras gruesas Ext.	m3	12,780
.53	Tipo C. Estructuras delgadas	m3	18,318
.54	Tipo D. En subterráneo	m3	20,448
.55	Tipo E. Revestimiento de canales	m3	14,910
.56	Tipo F. Tapones	m3	19,170
.57	Lanzado	m3	42,600
.58	Acero de refuerzo	ton	106,500
.59	Malla de acero	m2	1,278

CUADRO 7.2 (continuación)

<u>CUENTA</u>	<u>C O N C E P T O</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>
.60	<u>Compuertas y tablonés</u>		
.61	Compuerta de inspección 6.25 X 9.00	lote	14'611,800
.62	Compuerta de mantenimiento 6.0 X 9.0	lote	48'351,000
.63	Compuerta de servicio 4.80 X 6.80	lote	61'088,400
.64	Compuerta de servicio 3.50 X 5.00	lote	34'633,800
.65	Compuerta radial 15.00 X 17.00	lote	100'195,200
.66	Compuerta servicio Desf. 5.0 X 5.0	lote	16'741,800
.67	Tablón de cierre 6.25 X 16.00	lote	108'204,000
.68	Tablón de inspección 6.25 X 6.50	lote	5'218,500
.69	Tablón de vertedor 15.00 X 17.00	lote	49'501,200
.70	<u>Tuberías y válvulas</u>		
.71	Rejillas 22.00 X 25.00	lote	32'802,000
.72	Tubería de presión Ø 6.20 - 147 m	lote	126'010,800
.73	Tubería de presión Ø 4.50, 3.00, 2.10	lote	53'889,000
.74	Válvula de mariposa Ø 4.70	lote	110'547,000
.75	Válvula Howell-Bunger Ø 2.10	lote	37'786,200
.80	<u>Equipos electromecánicos</u>		
.81	Turbina 175 MW Tipo Francis	lote	702'900,000
.82	Generador 184 MVA	lote	817'920,000
.83	Transformador de potencia 184 MVA	lote	195'960,000
.84	Equipos varios C.M.	lote	383'400,000
.85	Equipos varios S.E.	lote	418'030,000
.90	<u>Grúas</u>		
.91	Grúa de servicio obra de toma	lote	14'697,000
.92	Grúa de maniobras vertedor	lote	11'800,200
.93	Grúa principal de pórtico 200 Ton.	lote	96'020,400
.94	Grúa de servicio C.M. 450 Ton.	lote	156'214,200
.95	Grúa de pórtico desfogues	lote	9'457,200

7.1.3 Costos directos.

Los costos directos han sido calculados con la aplicación de los precios unitarios a las cantidades estimadas, más los costos de los imprevistos técnicos y de las indemnizaciones. Nótese que los costos directos aquí mencionados se refieren a las obras del proyecto Huites en sí, y excluyen por lo tanto, el costo de las obras adicionales.

- Los imprevistos técnicos han sido evaluados considerando el tipo y función de las obras y se pueden resumir en un 10% para las obras civiles y en un 5% para las obras electromecánicas.
- Entre los costos directos se incluyen los gastos que se harán por concepto de expropiaciones de las áreas de las obras y del embalse, reubicación de infraestructuras y poblaciones, construcción de carreteras de acceso y campamentos.
- Los costos de las obras adicionales incluyen la red de distribución de las aguas de riego presupuestada en \$540,000/Ha y la planta de bombeo entre el embalse Miguel Hidalgo y Josefa Ortiz de Domínguez.

7.1.4 Costos indirectos.

Los costos indirectos han sido estimados en 8% del costo directo de la construcción y es imputable a los siguientes conceptos:

- A) Estudios e investigaciones.- incluye los trabajos e investigaciones de campo, estudios especiales de laboratorio y modelos necesarios para elaborar el diseño definitivo de las obras.
- B) Ingeniería.- incluye todos los trabajos necesarios para la construcción de las obras tales como: planos, especificaciones, asesorías, supervisiones y asistencia a la construcción y a la puesta en marcha.
- C) Administración.- cubre todos los gastos por concepto de coordinación, interventoría, inspección y administración de los contratos correspondientes al proyecto y a la construcción.

7.2 PROGRAMA DE CONSTRUCCION.

En los planos anexos se presenta el cronograma que incluye las etapas de proyectos y licitaciones, la construcción de la obra y suministro de equipos y la puesta en operación.

PRESUPUESTO POR PARTES FISICAS DEL PROYECTO
(en millones de pesos)

CUENTA	C O N C E P T O	IMPORTE CIVIL	IMPORTE EQUIPOS	IMPORTE TOTAL
10.00	<u>INFRAESTRUCTURA</u>	<u>1,242.22</u>		<u>1,242.22</u>
11.00	CAMINOS DE ACCESO	170.40		170.40
12.00	PUENTE SOBRE RIO FUERTE	426.00		426.00
13.00	CAMPAMENTOS	553.80		553.80
	Miscelánea (8%)	92.02		92.02
20.00	<u>OBRA DE DESVIO</u>	<u>3,952.40</u>	<u>485.95</u>	<u>4,438.35</u>
21.00	CANAL DE DESVIO	1,272.02		1,272.02
22.00	ESTRUCTURA DE CONTROL	2,109.57	467.26	2,576.83
23.00	ATAGUIA DE AGUAS ARRIBA	260.01		260.01
24.00	ATAGUIA DE AGUAS ABAJO	158.78		158.78
	Miscelánea (4%)	152.02	18.69	170.71
30.00	<u>OBRA DE CONTENCIÓN</u>	<u>22,175.57</u>		<u>22,175.57</u>
31.00	CORTINA	21,119.59		21,119.59
	Miscelánea (5%)	1,055.98		1,055.98
40.00	<u>OBRA DE GENERACION</u>	<u>2,507.44</u>	<u>7,666.40</u>	<u>10,173.84</u>
41.00	OBRAS DE TOMA		344.72	344.72
42.00	CONDUCTOS A PRESION		709.67	709.67
43.00	CASA DE MAQUINAS	2,057.58	5,241.03	7,298.61
44.00	SUBESTACION	31.95	1,005.91	1,037.86
	Miscelánea (20% y 5%)	417.91	365.07	782.98
50.00	<u>OBRA DE RIEGO</u>		<u>206.73</u>	<u>206.73</u>
51.00	OBRA DE TOMA		67.43	67.43
52.00	CONDUCTO A PRESION		129.46	129.46
	Miscelánea (5%)		9.84	9.84
60.00	<u>OBRA DE EXCEDENCIAS</u>	<u>5,013.02</u>	<u>759.96</u>	<u>5,772.98</u>
61.00	ESTRUCTURA DE CONTROL		723.77	723.77
62.00	CANALES DE DESCARGA	4,774.31		4,774.31
	Miscelánea (5%)	238.71	36.19	274.90
70.00	<u>OBRA DE TRANSMISION</u>		<u>1,138.38</u>	<u>1,138.38</u>
71.00	LINEAS DE TRANSMISION		1,138.38	1,138.38
	<u>S U B T O T A L</u>	<u>34,890.65</u>	<u>10,257.42</u>	<u>45,148.07</u>
	Imprevistos (10% y 5%)	3,489.06	512.87	4,001.93
	<u>T O T A L</u>	<u>38,379.71</u>	<u>10,770.29</u>	<u>49,150.00</u>

CUENTA	C O N C E P T O	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE X10 ⁶
21.00	CANAL DE DESVIO				<u>1,272.02</u>
21.10	<u>Excavación a cielo abierto</u>				<u>1,209.82</u>
21.11	En lecho del río	65,000	m3	426	27.69
21.13	En roca, grandes masas	895,000	m3	980	877.10
21.14	En roca, regularización de laderas	75,000	m3	2,386	178.95
21.15	En roca, sección obligada	80,000	m3	1,576	126.08
21.40	<u>Tratamientos</u>				<u>21.73</u>
21.41	Pernos de anclaje	30	ton	724,200	21.73
21.50	<u>Concretos</u>				<u>40.47</u>
21.57	Lanzado	800	m3	42,600	34.08
21.59	Malla de acero	5,000	m2	1,278	6.39
22.00	ESTRUCTURA DE CONTROL				<u>2,576.83</u>
22.40	<u>Tratamientos</u>				<u>17.91</u>
22.46	Barrenación contacto y consolidación	2,600	m	3,408	8.86
22.47	Inyecciones contacto y consolidación	210	ton	42,600	8.95
22.50	<u>Concretos</u>				<u>2,091.66</u>
22.51	Tipo A	65,000	m3	9,372	609.18
22.52	Tipo B	83,000	m3	12,780	1,060.74
22.56	Tipo F	7,000	m3	19,170	134.19
22.58	Acero de refuerzo	2,700	ton	106,500	287.55
22.60	<u>Compuertas y tablonés</u>				<u>467.26</u>
22.61	Compuerta de inspección	2	lote	14'611,800	29.22
22.67	Tablonés de cierre	4	lote	108'204,000	432.82
22.68	Tablón de inspección	1	lote	5'218,500	5.22
23.00	ATAGUIA DE AGUAS ARRIBA				<u>260.01</u>
23.10	<u>Excavación a cielo abierto</u>				<u>5.54</u>
23.11	En lecho del río	13,000	m3	426	5.54
23.30	<u>Terraplenes</u>				<u>227.29</u>
23.31	En zona de núcleo	47,000	m3	1,534	72.10
23.32	En zona de transición	12,000	m3	1,576	18.91
23.33	En zona de enrocamiento	246,000	m3	554	136.28

CUENTA	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE X10 ⁶
23.40	<u>Tratamientos</u>				<u>27.18</u>
23.48	Pantalla plástica	1,100	m2	24,708	27.18
24.00	ATAGUIA DE AGUAS ABAJO				<u>158.78</u>
24.10	<u>Excavación a cielo abierto</u>				<u>37.91</u>
24.11	En lecho del río	7,000	m3	426	2.98
24.12	Remoción de atagüa	82,000	m3	426	34.93
24.30	<u>Terraplenes</u>				<u>80.10</u>
24.31	En zona de núcleo	26,000	m3	1,534	39.88
24.32	En zona de transición	9,000	m3	1,576	14.18
24.33	En zona de enrocamiento	47,000	m3	554	26.04
24.40	<u>Tratamientos</u>				<u>40.77</u>
24.48	Pantalla plástica	1,650	m2	24,708	40.77
31.00	CORTINA				<u>21,119.59</u>
31.10	<u>Excavación a cielo abierto</u>				<u>298.72</u>
31.11	En lecho del río	150,000	m3	426	63.90
31.15	En roca, sección obligada	149,000	m3	1,576	234.82
31.20	<u>Excavación subterránea</u>				<u>39.05</u>
31.21	En túneles Ø 4 m.	3,700	m3	8,307	30.74
31.22	En lumbreras	1,000	m3	8,307	8.31
31.40	<u>Tratamientos</u>				<u>575.53</u>
31.41	Pernos de anclaje	20	ton	724,200	14.48
31.42	Tirantes pretensados	50	ton	979,800	48.99
31.44	Barrenación pantalla de inyecciones	28,000	m	6,816	190.85
31.45	Barrenación pantalla de drenaje	6,000	m	6,816	40.90
31.46	Barrenación contacto y consolidación	21,000	m	3,408	71.57
31.47	Inyecciones	3,900	ton	42,600	166.14
31.49	Contacto granito-corneana	1	lote	42'600,000	42.60
31.50	<u>Concretos</u>				<u>20,206.29</u>

CUENTA	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE X10 ⁶
31.51	Tipo A.	2'000,000	m3	9,372	18,744.00
31.52	Tipo B.	10,000	m3	12,780	127.80
31.53	Tipo C.	48,000	m3	18,318	879.26
31.54	Tipo D.	1,200	m3	20,448	24.54
31.57	Lanzado	300	m3	42,600	12.78
31.58	Acero de refuerzo	3,900	ton	106,500	415.35
31.59	Malla de acero	2,000	m2	1,278	2.56
41.00	OBRAS DE TOMA PARA GENERACION				<u>344.72</u>
41.60	<u>Compuertas y tablonos</u>				<u>231.61</u>
41.62	Compuerta de mantenimiento	1	lote	48'351,000	48.35
41.63	Compuertas de servicio	3	lote	61'088,400	183.26
41.70	<u>Tuberías y válvulas</u>				<u>98.41</u>
41.71	Rejillas	3	lote	32'802,000	98.41
41.90	<u>Grúas</u>				<u>14.70</u>
41.91	Grúa de servicio	1	lote	14'697,000	14.70
42.00	CONDUCTOS A PRESION				<u>709.67</u>
42.70	<u>Tuberías y válvulas</u>				<u>709.67</u>
42.72	Tuberías de presión	3	lote	126'010,800	378.03
42.74	Válvulas de mariposa	3	lote	110'547,000	331.64
43.00	CASA DE MAQUINAS				<u>7,298.61</u>
43.10	<u>Excavación a cielo abierto</u>				<u>86.26</u>
43.11	En lecho del río	110,000	m3	426	46.86
43.15	En roca, sección obligada	25,000	m3	1,576	39.40
43.50	<u>Concretos</u>				<u>1,971.32</u>
43.52	Tipo B.	75,000	m3	12,780	958.50
43.53	Tipo C.	30,000	m3	18,318	549.54
43.58	Acero de refuerzo	4,350	ton	106,500	463.28
43.60	<u>Compuertas y tablonos</u>				<u>33.48</u>
43.66	Compuertas de servicio de desfuegos	2	lote	16'741,800	33.48

CUENTA	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE X10 ⁶
43.80	<u>Equipo electromecánico</u>				<u>4,945.86</u>
43.81	Turbinas tipo Francis	3	lote	702'900,000	2,108.70
43.82	Generadores	3	lote	817'920,000	2,453.76
43.84	Equipos varios	1	lote	383'400,000	383.40
43.90	<u>Grúas</u>				<u>261.69</u>
43.93	Grúa principal de pórtico 200 ton.	1	lote	96'020,400	96.02
43.94	Grúa de servicio 450 ton.	1	lote	156'214,200	156.21
43.95	Grúa de pórtico compuertas desfogues	1	lote	9'457,200	9.46
44.00	SUBESTACION				<u>1,037.86</u>
44.30	<u>Terraplenes</u>				<u>31.95</u>
44.34	Relleno compactado	50,000	m3	639	31.95
44.80	<u>Equipo electromecánico</u>				<u>1,005.91</u>
44.83	Transformadores de potencia	3	lote	195'960,000	587.88
44.85	Equipos varios	1	lote	418'030,000	418.03
51.00	OBRA DE TOMA PARA RIEGO				<u>67.43</u>
51.60	<u>Compuertas y tablonos</u>				<u>34.63</u>
51.64	Compuerta de servicio	1	lote	34'633,800	34.63
51.70	<u>Tuberfas y válvulas</u>				<u>32.80</u>
51.71	Rejillas	1	lote	32'802,000	32.80
52.00	CONDUCTOS A PRESION				<u>129.46</u>
52.70	<u>Tuberfas y válvulas</u>				<u>129.46</u>
52.73	Tuberfas de presión	1	lote	53'889,000	53.89
52.75	Válvulas Howell Bunger	2	lote	37'786,200	75.57
61.00	ESTRUCTURA DE CONTROL				<u>723.77</u>
61.60	<u>Compuertas y tableros</u>				<u>700.17</u>
61.65	Compuertas radiales	6	lote	100'195,200	601.17
61.69	Tablonos del vertedor	2	lote	49'501,200	99.00

CUENTA	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE X10 ⁶
61.90	<u>Grúas</u>				<u>23.60</u>
61.92	Grúa de maniobras del vertedor	2	lote	11'800,200	23.60
62.00	CANALES DE DESCARGA				<u>4,774.31</u>
62.10	<u>Excavación a cielo abierto</u>				<u>1,835.34</u>
62.11	En lecho del río	90,000	m3	426	38.34
62.13	En roca, grandes masas	1'110,000	m3	980	1,087.80
62.15	En roca, sección obligada	450,000	m3	1,576	709.20
62.40	<u>Tratamientos</u>				<u>315.24</u>
62.41	Pernos de anclaje	100	ton	724,200	72.42
62.42	Tirantes pretensados	100	ton	979,800	97.98
62.43	Barras de anclaje	200	ton	724,200	144.84
62.50	<u>Concretos</u>				<u>2,623.73</u>
62.53	Tipo C.	83,000	m3	18,318	1,520.39
62.55	Tipo E.	46,000	m3	14,910	685.86
62.57	Lanzado	1,500	m3	42,600	63.90
62.58	Acero de refuerzo	3,200	ton	106,500	340.80
62.59	Malla de acero	10,000	m2	1,278	12.78

CONCLUSIONES

A través de los procesos históricos de nacionalización y desarrollo de las empresas del sector energético, el Estado Mexicano ha consolidado su rectoría sobre un área eminentemente estratégica de la economía, atendiendo el principio constitucional que consagra el dominio exclusivo y originario de la Nación sobre sus recursos naturales.

En este contexto, el sector energético ha jugado un papel determinante en el proceso de desarrollo nacional. Como oferente, ha suministrado la energía necesaria para el funcionamiento y expansión del aparato productivo y ha abastecido buena parte de los insumos para el desarrollo de la petroquímica.

Ha sido instrumento de apoyo al crecimiento económico, mediante la venta de su producción interna a precios subsidiados. Destaca su participación como generador de divisas, agente financiero internacional y uno de los contribuyentes más importantes para el erario público. Asimismo, ha estimulado el crecimiento de algunas industrias de bienes de capital y de intermediarios mediante sus programas de adquisiciones.

En hidrocarburos, con reservas probadas en 1983 de 72,000 millones de barriles, la producción de crudo alcanzó en 1982 un volumen de 2.7 millones y una exportación de 1.5 millones de barriles diarios y se instaló una capacidad de refinación de 1.6 millones de barriles diarios.

La industria eléctrica registró para 1982 una capacidad instalada de más de 18,000 megawatts con una generación bruta de alrededor de 73,000 gigawatts hora, habiéndose registrado un factor de planta de 45% en promedio, el cual resulta adecuado en función de nuestra estructura de generación.

De la capacidad instalada, un 65% correspondió a termoeléctricas, predominantemente a base de combustóleo; y el 35% restante a hidroeléctricas. Además, se iniciaron durante la década de los setentas algunos proyectos carboeléctricos, geotérmoeleéctricos y nucleoeleéctricos, tendientes a diversificar las fuentes de energía.

Actualmente la oferta de energía primaria depende casi en un 90% de los hidrocarburos. En la generación de electricidad, esta fuente ha ido desplazando a la hidreléctrica hasta representar 65% de la capacidad instalada, originando con ello algunos problemas:

- A) El de la insuficiente depuración del combustóleo, que además de sus efectos contaminantes, incide desfavorablemente en la productividad, en la vida activa de las instalaciones y en sus costos de mantenimiento, y
- B) El derivado de la importación de una gran proporción de las partes y componentes de reposición.

Sin embargo es necesaria la construcción de centrales termoeléctricas a base de combustóleo, ya que las hidroeléctricas funcionan la mayor parte del tiempo a muy baja potencia, excepto en las horas pico; el país cuenta con excedentes de combustóleo cuya exportación no es fácil mientras PEMEX no posea suficientes plantas para reducir su alta cantidad de azufre; y los grandes aprovechamientos hidráulicos requieren de mayor capital inicial y mayor tiempo de maduración.

Para la diversificación de las fuentes de energía se requiere impulsar la utilización adecuada y eficiente de todas las fuentes de energía actuales y potenciales, buscando que su parti-

cipación en el balance energético nacional guarde proporción con la estructura de dotación de recursos. La transición hacia la diversificación energética se logrará en el mediano y largo plazos, pero desde ahora deberán considerarse las diferentes opciones tomando en cuenta, en su evaluación económica y social sus requerimientos de materias primas, intensidad en el uso de capital, complejidad tecnológica y origen importado de los materiales estratégicos, partes y componentes de reposición, en particular los de rápido desgaste. En este sentido deberá evaluarse la contribución de fuentes no convencionales, tales como carbón mineral, geotermia, energía solar, energía eólica, la proveniente de la biomasa y la nuclear, estableciendo un programa de energía a mediano plazo.

Al revertirse la tendencia decreciente de la actividad económica registrada en 1982 y 1983, durante 1984 se prevé un incremento en el volumen de las ventas de electricidad, estimándose un crecimiento en torno al 6%. A partir de 1984, el dinamismo de las ventas oscilará entre 7.5% y 8.5%, cifras que resultan inferiores a las observadas en años recientes. Este comportamiento resultará del esfuerzo de ahorro y racionalización del consumo, y se verá reflejado en una elasticidad ventas-PIB de alrededor de 1.4 para el período 1985-1988, menor a la registrada en años anteriores con similares tasas de crecimiento del producto.

Para 1986 y 1987 se espera un repunte de las ventas de electricidad, como resultado de la entrada en operación, prevista para entonces, de proyectos industriales importantes, particularmente del sector siderúrgico, así como del sistema de bombeo del Cutzamala, que demandará cerca de 1,900 GWh.

Para hacer frente a los requerimientos de energía eléctrica durante los próximos años, el programa de obras e inversiones permitirá aumentar la capacidad instalada de 19,050 MW en 1983 a 20,202 MW en 1984 (6%). A partir de 1985 la capacidad registraría un crecimiento promedio anual que fluctuaría entre 7.0% y 7.5%.

Dados los proyectos en ejecución, en el período 1984-1988 se espera contar con una capacidad instalada adicional cercana a los 7,900 MW, de los que aproximadamente un 16% serán a base de hidroeléctricas, un 6% a base de geotérmicas, 8% de carbóelétricas, 16% de nucleoeeléctricas y el restante 54% a base de termoeléctricas convencionales.

Cabe destacar que, no obstante el crecimiento de la capacidad, se registra una ligera reducción en la participación de las plantas a base de hidrocarburos dentro de la estructura de la capacidad instalada total, al pasar estas de 61.4% en 1983 a aproximadamente 59% en 1988.

Con base en el crecimiento estimado de la capacidad instalada y los factores por tipo de planta, mismos que consideran las curvas de maduración de las nuevas unidades, los programas de mantenimiento, la indisponibilidad por fallas y las condiciones de hidraulicidad media, se estimó la energía eléctrica disponible en el periodo 1984-1988. El total nacional para 1984 ascendería a 88 TWh, 6.0% mayor que el correspondiente al año inmediato anterior. Entre 1985 y 1988, la energía disponible aumentaría a una tasa media anual de entre 7% y 7.5%.

La proyección de la oferta de energía se basa en el análisis de la situación de los sistemas eléctricos, teniendo en cuenta las degradaciones temporales en unidades generadoras y equipos, el cumplimiento de los programas de mantenimiento, la falta de disponibilidad por fallas, los requerimientos de reserva rodante, así como las curvas de maduración de las unidades nuevas.

Para las centrales hidroeléctricas se suponen condiciones de hidraulicidad media durante cada año del periodo. Este supuesto es el más incierto, ya que entre un año medio y un año seco puede haber diferencias de 3 TWh, en el segundo sería superior a esa cifra. Asimismo, se considera el hecho de que las nuevas instalaciones, más eficientes y con una mayor economía de escala, están proyectadas para cubrir el crecimiento paulatino de las cargas locales, por lo que al inicio de su opera-

ción tienen excedentes. En este análisis se supone que la demanda se presenta en forma concentrada, aún cuando geográficamente se encuentra distribuida en grandes regiones. Por lo anterior es necesario considerar las restricciones del sistema de transmisión en el cálculo de la reserva.

El análisis de la relación entre la energía eléctrica disponible y la energía necesaria bruta presenta un balance satisfactorio para el lapso 1984-1985, si bien de 1986 a 1988 la reserva de energía disminuye. Así, en 1984-1985 el balance arroja un margen de más de 11%, similar al observado durante 1983; esta cifra se reduce a entre 7% y 9% en el lapso 1986-1988.

Así, en el marco de la demanda de energía eléctrica prevista para el período 1985-1988, de presentarse condiciones adversas de hidraulicidad durante dos años seguidos, se podría originar un déficit en el Sistema Interconectado del Sur, que es donde se encuentran los mayores aprovechamientos hidroeléctricos. Este faltante sería cubierto mediante generación proveniente de los Sistemas Interconectados del Norte.

Se deberán concluir en el periodo las cinco centrales hidroeléctricas en ejecución: Bacurato, El Caracol, La Amistad, Peñitas y Comedero. Se continuarán los proyectos en proceso de Agua Prieta e Itzantun, que entrarán en operación hacia 1990, y se iniciarán los de Aguamilpa, Temazcal II, Tepoa, Cajones y Huites.

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

- 1) INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS.
Capítulo A. Hidrotécnia. Parte 1. Hidrología.
Tomo 9. Simulación del Funcionamiento de un Vaso.
Tomo 10. Avenida de Diseño.
Tomo 11. Predicción de Avenidas.
Comisión Federal de Electricidad.
México, D.F. 1980.

- 2) INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS.
Capítulo A. Hidrotécnia. Parte 2. Hidráulica.
Tomo 2. Obras de Toma para Plantas Hidroeléctricas.
Tomo 3. Conducciones a Presión.
Toma 4. Máquinas Hidráulicas.
Tomo 9. Escurrimiento a Superficie Libre.
Tomo 10. Obra de Excedencias.
Tomo 12. Obra de Desvío.
Comisión Federal de Electricidad.
México, D.F. 1980.

- 3) ELC, Ingeniería Mexicana.
P.H. Huites, Solución con Cortina de Gravedad, Anteproyecto.
Comisión Federal de Electricidad.
México, D.F. Febrero de 1982.

- 4) ELC, Ingeniería Mexicana.
P.H. Huites, Solución con Cortina de Materiales Graduados.
Anteproyecto Final.
Comisión Federal de Electricidad.
México, D.F. Febrero de 1981.

- 5) SOTELO AVILA, Gilberto.
Hidráulica General. Volúmen I. Fundamentos.
Ed. Limusa.
México, D.F. 1977.

- 6) SOTELO AVILA, Gilberto.
Hidráulica II, Segunda Parte. Apuntes.
Facultad de Ingeniería, UNAM.
México, D.F. 1975.

- 7) SPRINGALL G., Rolando.
Hidrología, Primera Parte.
Instituto de Ingeniería, UNAM.
México, D.F. Abril de 1970.

- 8) TORRES HERRERA, Francisco.
Obras Hidráulicas.
Ed. Limusa.
México, D.F. 1980.

- 9) U.S. BUREAU OF RECLAMATIONS, Department of The Interior.
Diseño de Presas Pequeñas.
Ed. C.E.C.S.A.
México, D.F. 1981.

- 10) TE CHOW, Ven.
Open Channel Hydraulics. International Students Editions.
Ed. Mc. Graw Hill Company.
New York, N.Y., U.S.A. 1959.
- 11) ANDERSON, F.M.
Open Channel Flow. Book Series.
Ed. Mc. Millan Engineering Company.
New York, N.Y., U.S.A. 1959.
- 12) ECHAVEZ, Gabriel.
Cavitación en Vertedores.
Instituto de Ingeniería, UNAM.
México, D.F. Febrero de 1979.
- 13) SOTO JUAREZ, Arturo A., MENDOZA ESCOBEDO, Carlos Javier.
Miembros Sujetos a Flexión y Carga Axial.
Apuntes de Mecánica de Materiales II.
Facultad de Ingeniería, UNAM.
México, D.F. 1977.
- 14) DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL.
Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
Manual de Diseño por Sismo. 406.
Instituto de Ingeniería, UNAM.
México, D.F. Julio de 1977.
- 15) MATAIX, Claudio.
Mecánica de Fluidos y Máquinas Hidráulicas.
Ed. Harter and Row Publishers Inc.
New York, N.Y., U.S.A. 1960.
- 16) PODER EJECUTIVO FEDERAL.
Plan Nacional de Desarrollo 1983-1988.
Secretaría de Programación y Presupuesto.
México, D.F. Mayo de 1983.

- 17) PODER EJECUTIVO FEDERAL.
Programa Nacional de Energéticos. 1984-1988.
Secretaría de Energía, Minas e Industria Paraestatal.
México, D.F. Agosto de 1984.

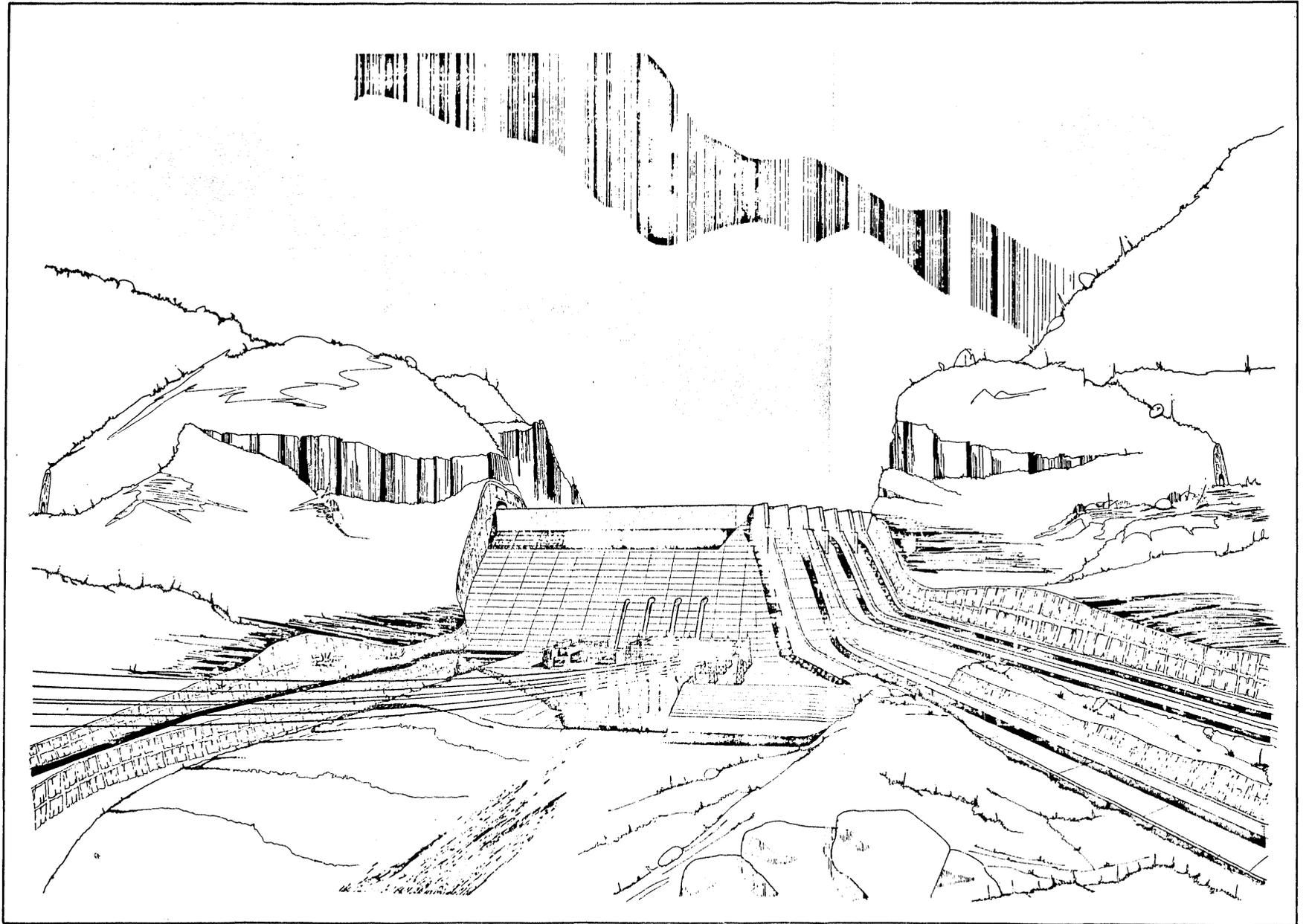
- 18) SEGUIMIENTO DE PROYECTOS.
Catálogo de Cuentas de Proyectos Hidroeléctricos, Procedimiento.
Comisión Federal de Electricidad, Subdirección de Construcción.
México, D.F. Marzo de 1985.

- 19) CASIO PB-300.
Tómela y Programe.
Casio Co.
Japan. 1983.

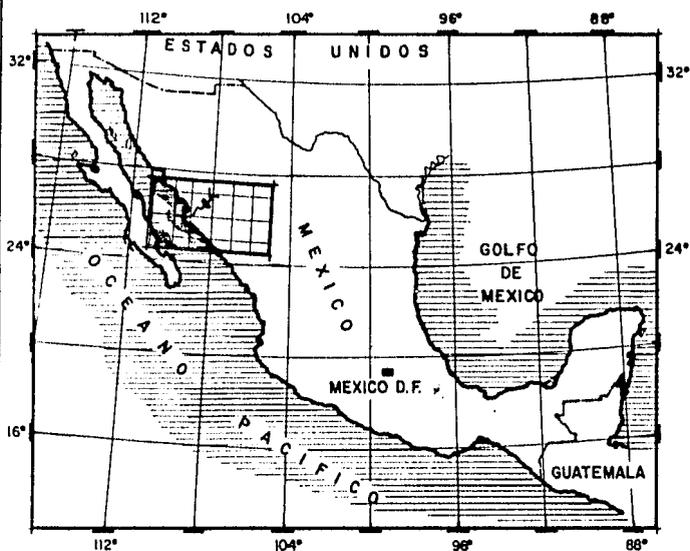
- 20) GLENDER DIAZ, Martín Manuel.
Proyecto de Línea de Conducción Bombaná II-Chicoasén.
Tesis Profesional.
Facultad de Ingeniería, UNAM.
México, D.F. 1982.

- 21) MEDINA ZARCO, Luis.
Diseño Hidráulico y Estructural del Sifón Bombaná II-Chicoasén.
Tesis Profesional.
Facultad de Ingeniería, UNAM.
México, D.F. 1983.

- 22) MARQUEZ MERCADO, Eduardo.
El Proyecto Hidroeléctrico Itzantun.
Tesis Profesional.
Facultad de Ingeniería, UNAM.
México, D.F. 1983.



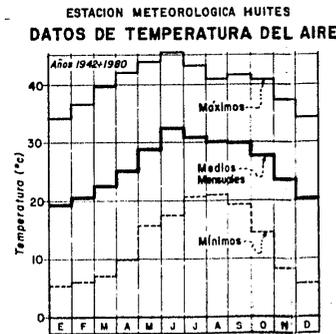
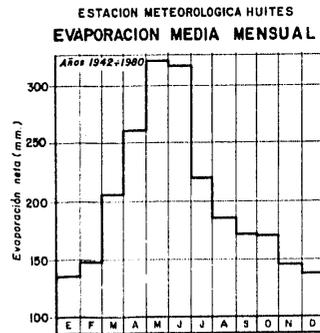
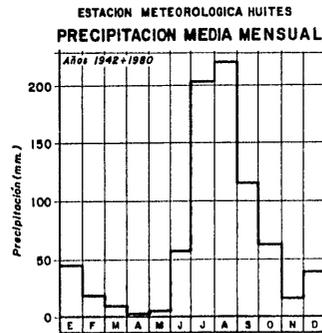
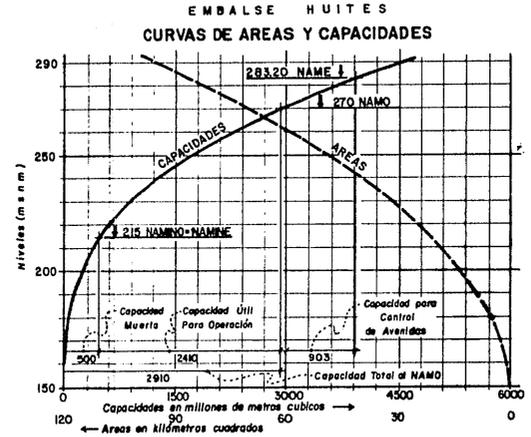
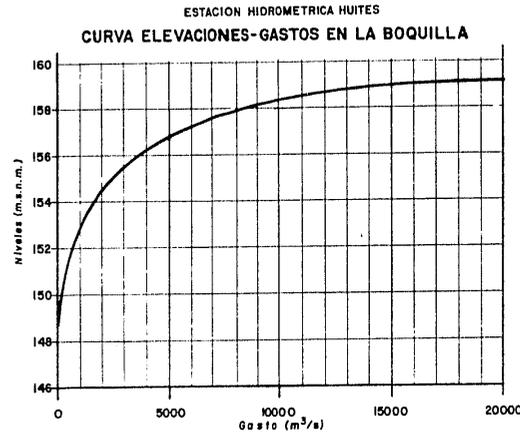
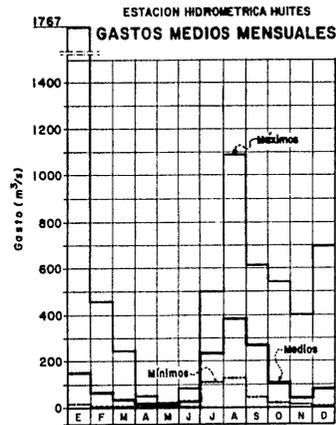
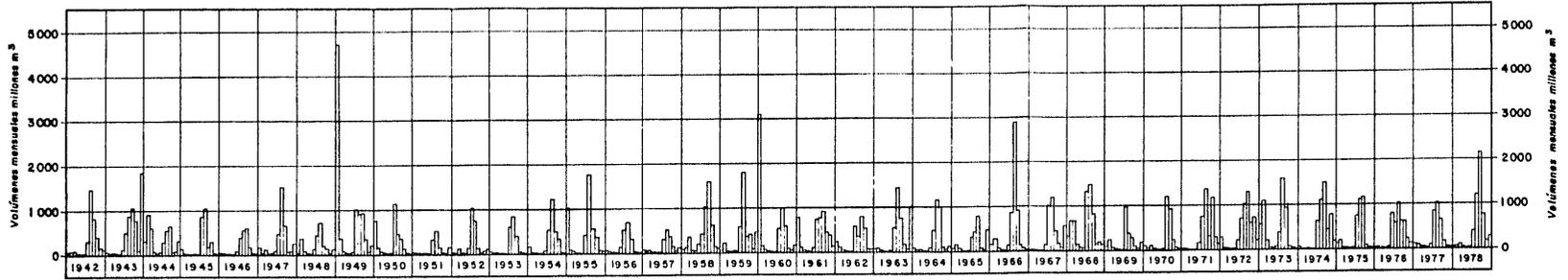
LOCALIZACION



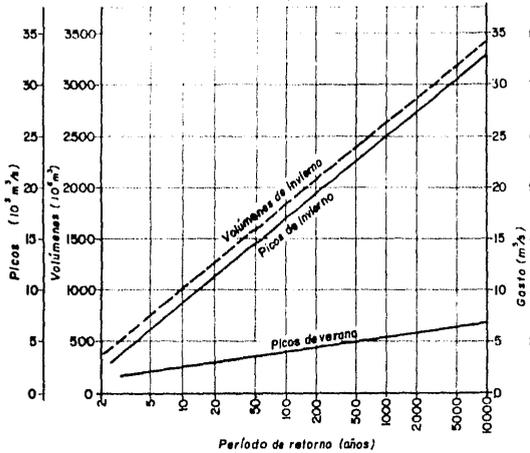
- CARRETERA FEDERAL
- CARRETERA ESTATAL
- CARRETERA MUNICIPAL
- FERROCARRIL
- AEROPUERTO NACIONAL
- AEROPUERTO LOCAL
- PISTA DE ATERRIZAJE

U N A M FACULTAD DE INGENIERIA	
ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO HUITES, S.N. SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD	
LOCALIZACION DEL PROYECTO	
TESIS PROFESIONAL GUILLERMO TENA A.	
MEXICO, D.F. 1985	PLANO N° 001

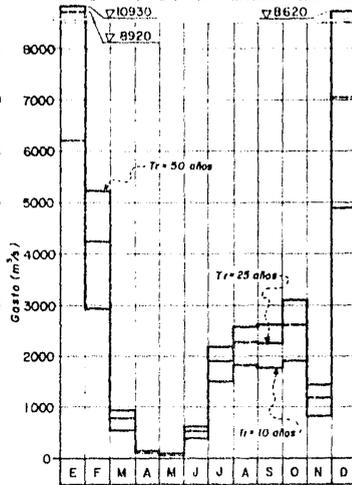
ESTACION HIDROMETRICA HUITES-ESCURRIMIENTOS MENSUALES REGISTRADOS



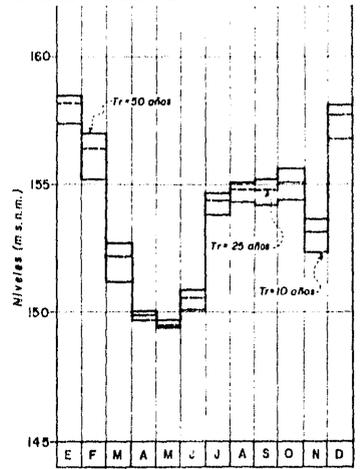
**DIAGRAMA DE GUMBEL
PICOS Y VOLUMENES DE AVENIDAS**



**ANÁLISIS DE FRECUENCIA
DE GASTOS MÁXIMOS MENS.**

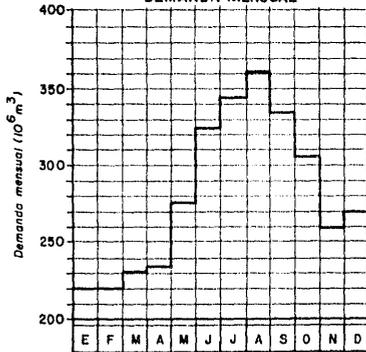


**ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE NIVELES
MÁXIMOS MENSUALES DEL RÍO FUERTE
EN LA BOQUILLA.**

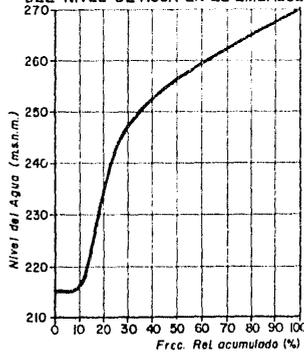


OPERACION DEL EMBALSE

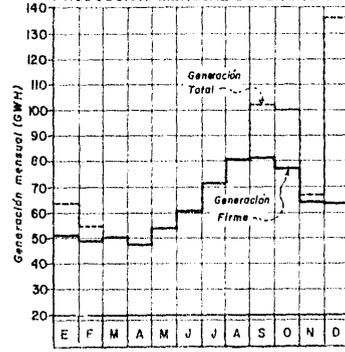
DEMANDA MENSUAL



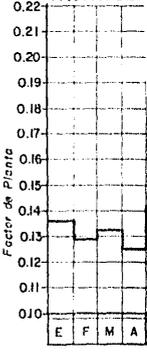
**FRECUENCIA RELATIVA ACUMULADA
DEL NIVEL DE AGUA EN EL EMBALSE**



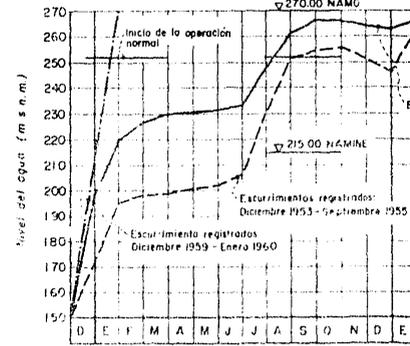
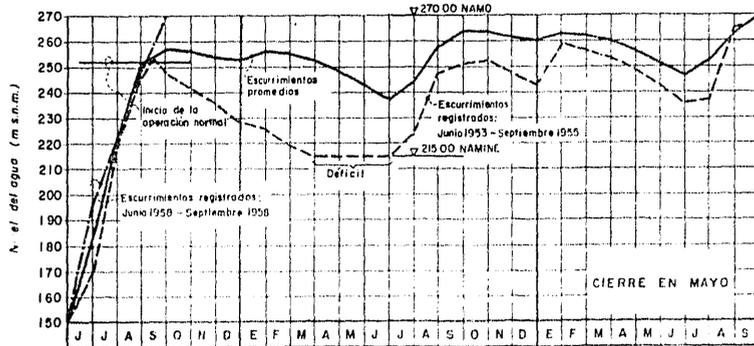
PRODUCCION MENSUAL DE ENERGIA



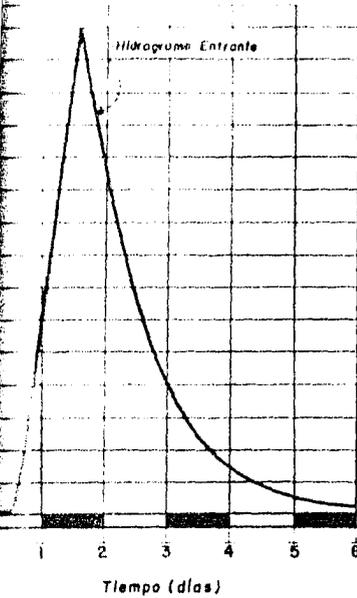
FACTOR DE



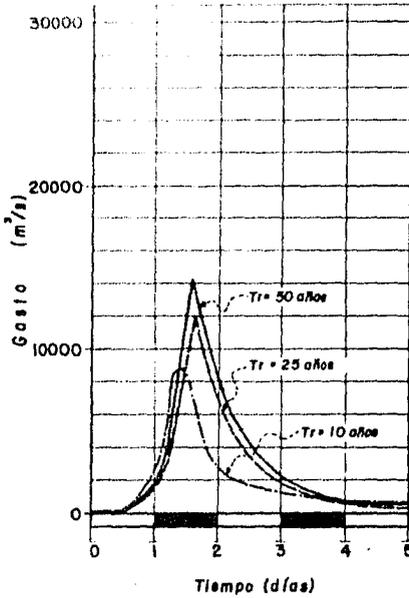
LLENADO DEL EMBALSE



AVENIDA DE DISEÑO PARA
EL VERTEDOR.



AVENIDAS DE DISEÑO
PARA LAS OBRAS DE DESVO



MEDIO MENSUAL



NOTA

PARA EL ESTUDIO DEL LLENADO DEL EMBALSE SE HAN CONSIDERADO LAS HIPOTESIS SIGUIENTES

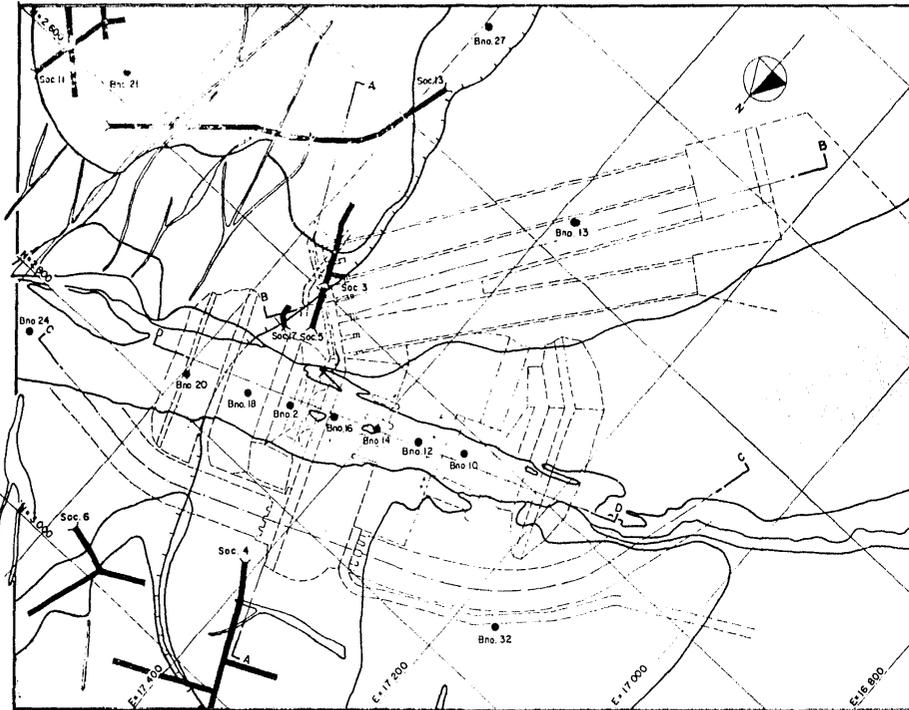
- Extracción de Huites nula hasta que el nivel del agua alcance la cota 215.00 (NAMINE)
- Hasta que el nivel de agua en Huites alcance la cota de diseño de las turbinas (252.30) el embalse Miguel Hidalgo garantiza toda extracción para riego actualmente prevista; la extracción de Huites se mantiene nula a menos que se alcance el NAMINE en Miguel Hidalgo
- A partir del momento en que se alcance la cota 252.30 el embalse de Huites pasa a operar normalmente con las nuevas extracciones para riego



RE EN NOVIEMBRE

M J J A S

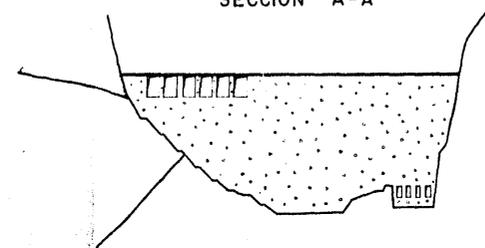
U N A M	
FACULTAD DE INGENIERIA	
ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO HUITES, SIN SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD	
ELABORACIONES HIDROLOGICAS	
TESIS PROFESIONAL	
GUILLERMO TENA A.	
MEXICO, D.F. 1985	PLANO N° 003



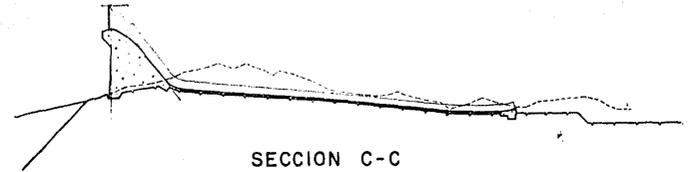
SIMBOLOGIA.

	Aluviones y materiales de talud		Contacto tectónico
	Diques		Socavón existente
	Ignimbrita		Socavón propuesto
	Corneana		Barreno
	Granito		

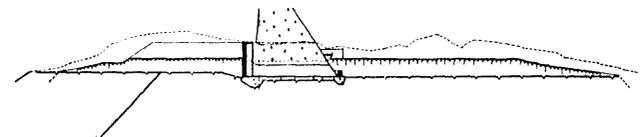
SECCION A-A



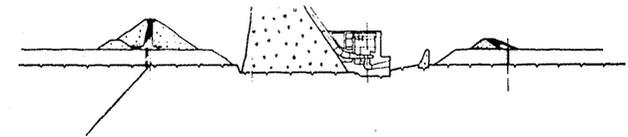
SECCION B-B



SECCION C-C

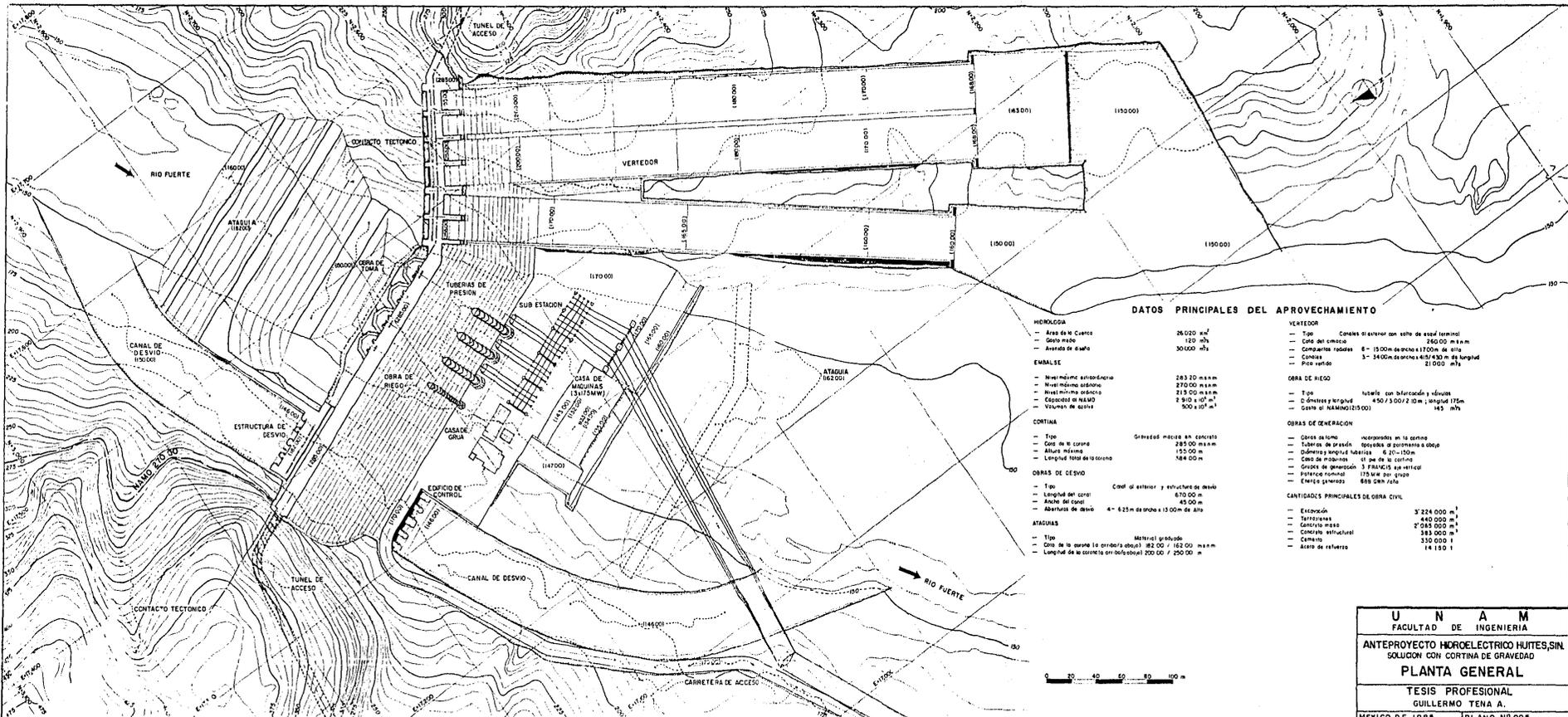


SECCION D-D



0 50 100 150 200 250

U N A M FACULTAD DE INGENIERIA
ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO HUITES, S.N. SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD GEOLOGIA DEL SITIO
TESIS PROFESIONAL GUILLERMO TENA A.
MEXICO D.F. 1995 PLANO N°004

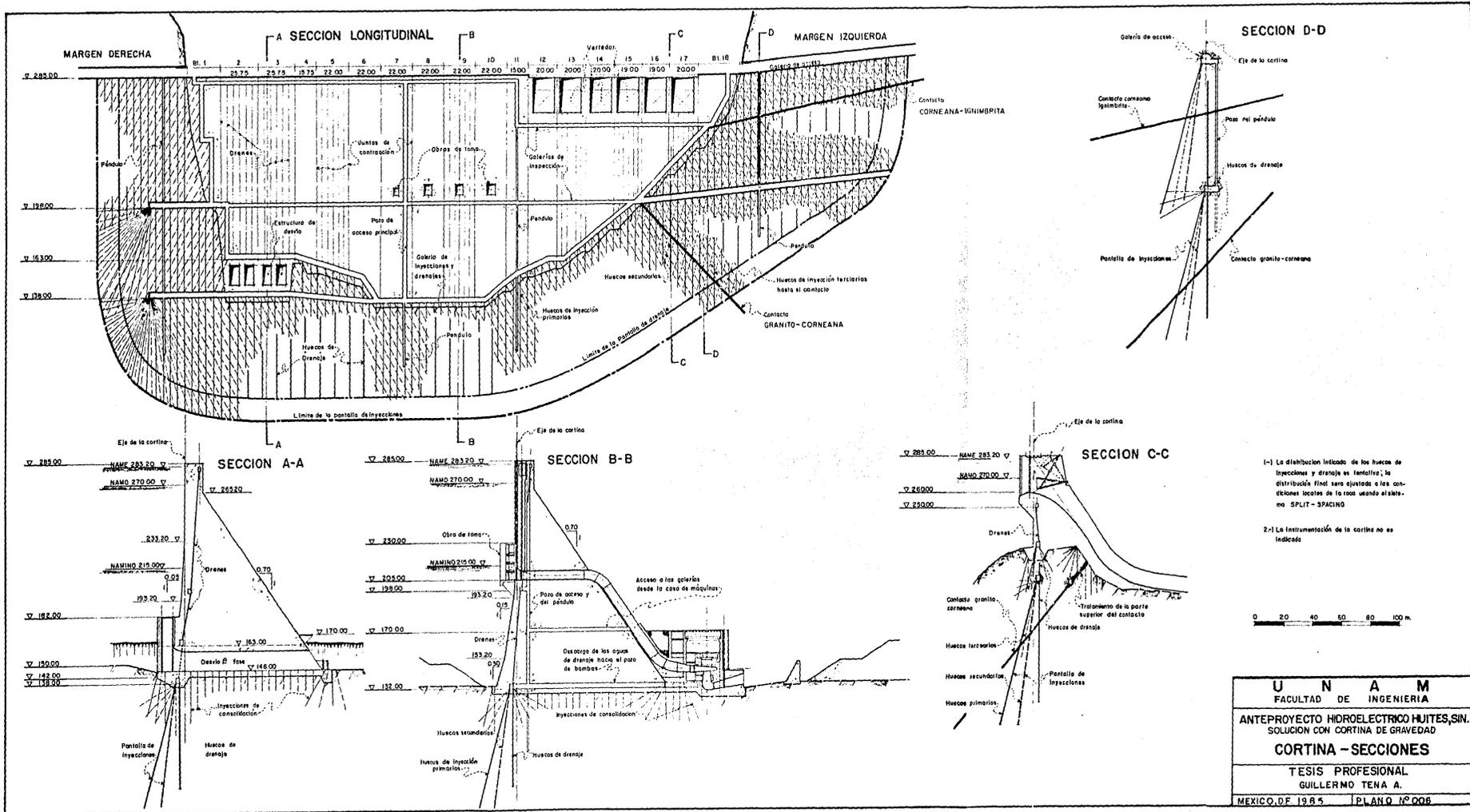


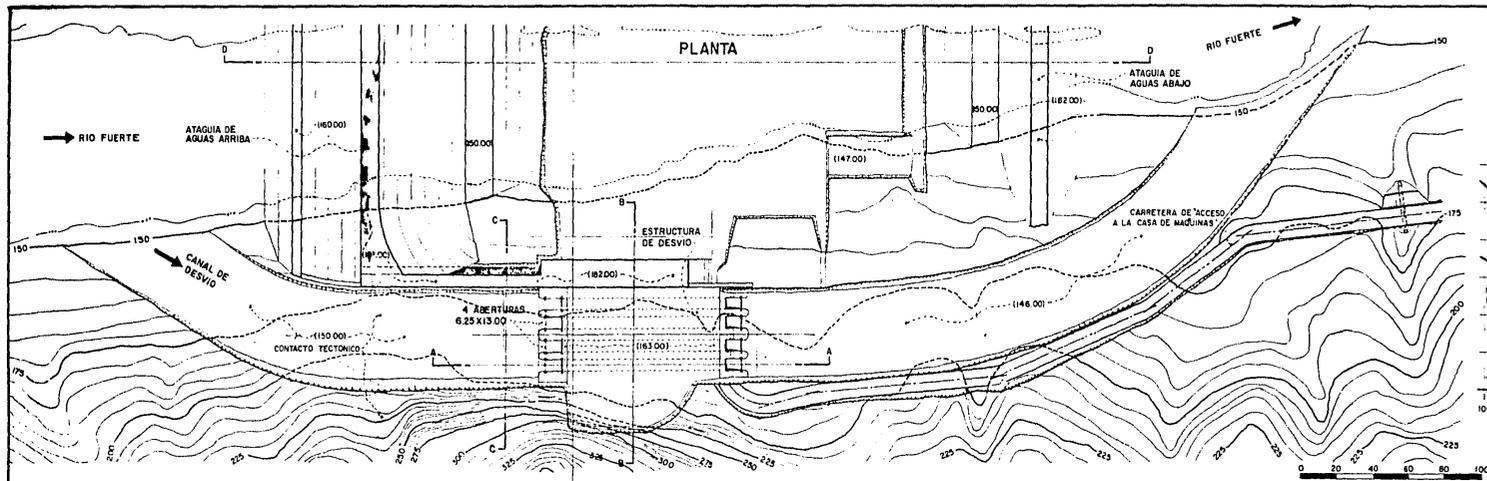
DATOS PRINCIPALES DEL APROVECHAMIENTO

HIDROLOGIA	<ul style="list-style-type: none"> - Área de la Cuenca 26 020 km² - Caudal medio 120 m³/s - Anegado de 6 m²/s 30 100 m³/s 	<ul style="list-style-type: none"> - Tipo Canal de acceso con cota de agua variable - Cota del simanco 2800 m s.n.m - Compuertas radiales 8 - 1500 de ancho x 1700 m de alto - Caudal 3 - 3400 de ancho x 107 x 82 m de longitud - Pico vertido 21 000 m³/s
EMALISE	<ul style="list-style-type: none"> - Nivel máximo antiproyecto 283.20 m s.n.m - Nivel máximo orificio 270.00 m s.n.m - Nivel mínimo orificio 215.00 m s.n.m - Capacidad del NALUD 2 910 x 10⁶ m³ - Volumen de agua 500 x 10⁶ m³ 	<ul style="list-style-type: none"> - Tipo Canal de acceso con bifurcación y válvulas - Diámetro y longitud 450 / 3 000 / 2 10 m; ángulo 175° - Cota al NALUD 215.00
CONTINA	<ul style="list-style-type: none"> - Tipo Gravedad sobre un concreto - Cota de la corona 285.00 m s.n.m - Altura máxima 150.00 m - Longitud total de la corona 164.00 m 	<ul style="list-style-type: none"> - Obras de abscisa - mencionadas en la corona - Tableros de presión - opuestos de paso a paso - Diámetro ángulo tuberías 6 20 x 150 m - Cota de abscisa - al pie de la corona - Grupos de generación 3 FRANCIS sus verticos - Potencia nominal 175 MW por grupo - Energía generada 648 GWh/año
OBRAS DE DESVIO	<ul style="list-style-type: none"> - Tipo Canal al exterior y estructura de desvío - Longitud del canal 670.00 m - Ancho del canal 48.00 m - Aberturas de desvío 4 - 6.25 m de ancho x 13.00 m de alto 	<ul style="list-style-type: none"> - CANTIDADES PRINCIPALES DE OBRA CIVIL - Excavación 3 224 000 m³ - Terrapienes 440 000 m³ - Concreto maso 2 045 000 m³ - Concreto estructural 383 000 m³ - Cemento 310 000 t - Acero de refuerzo 14 150 t
ATACUNAS	<ul style="list-style-type: none"> - Tipo Material gradado - Cota de la corona la orilla abscisa 182.00 / 162.00 m s.n.m - Longitud de la corona en talud abscisa 120.00 / 200.00 m 	

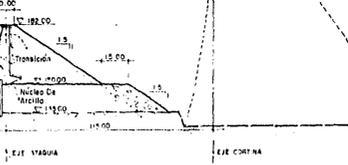
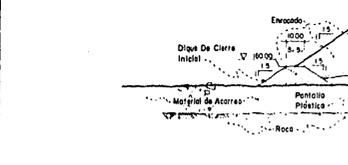
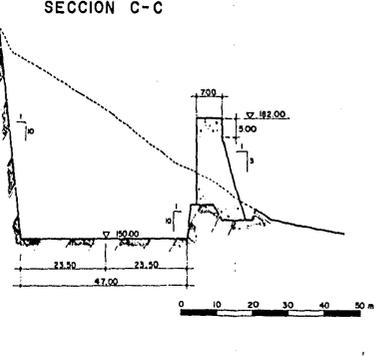
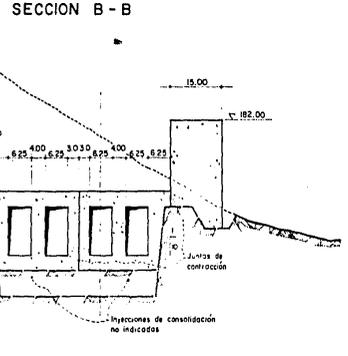
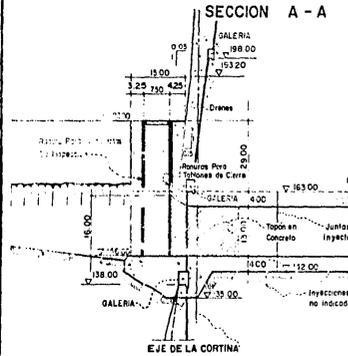
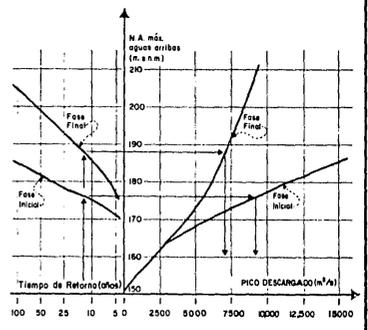


U N A M
FACULTAD DE INGENIERIA
ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO HITES, SIN SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD
PLANTA GENERAL
TESIS PROFESIONAL
GUILLERMO TENA A.
MEXICO, D.F. 1985 PLANO N° 005





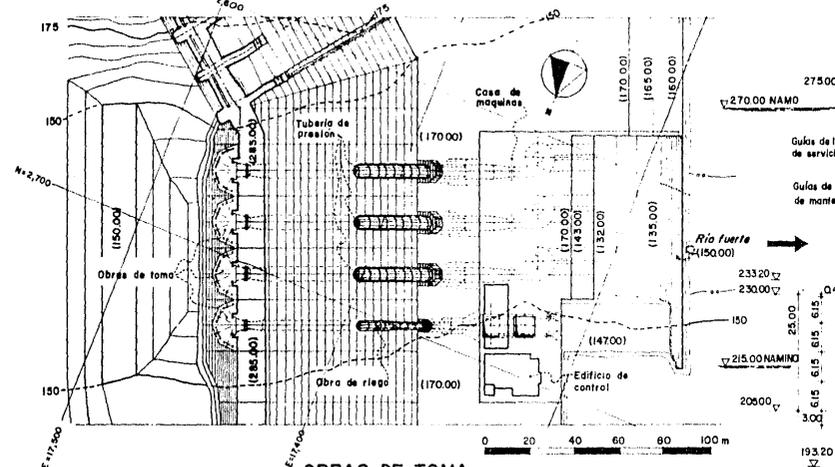
CURVAS DE GASTO Y TRANSITO DE AVENIDAS



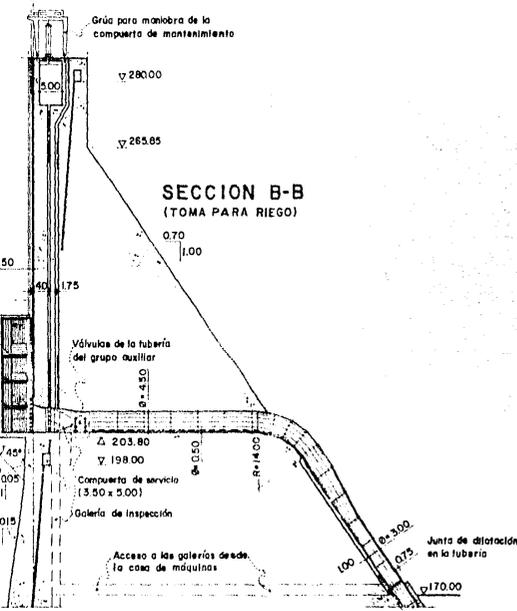
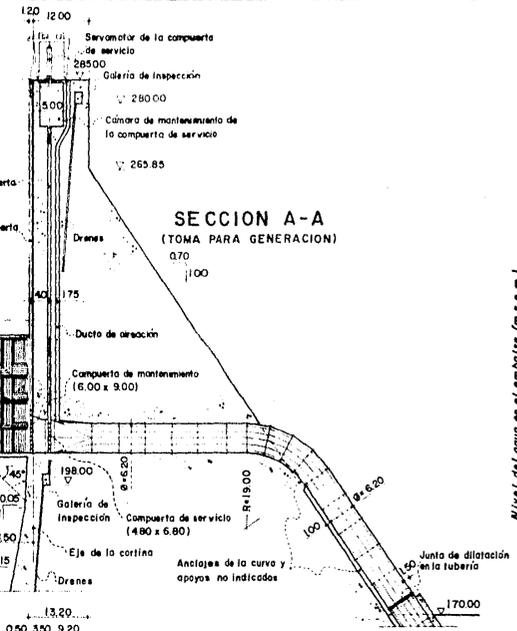
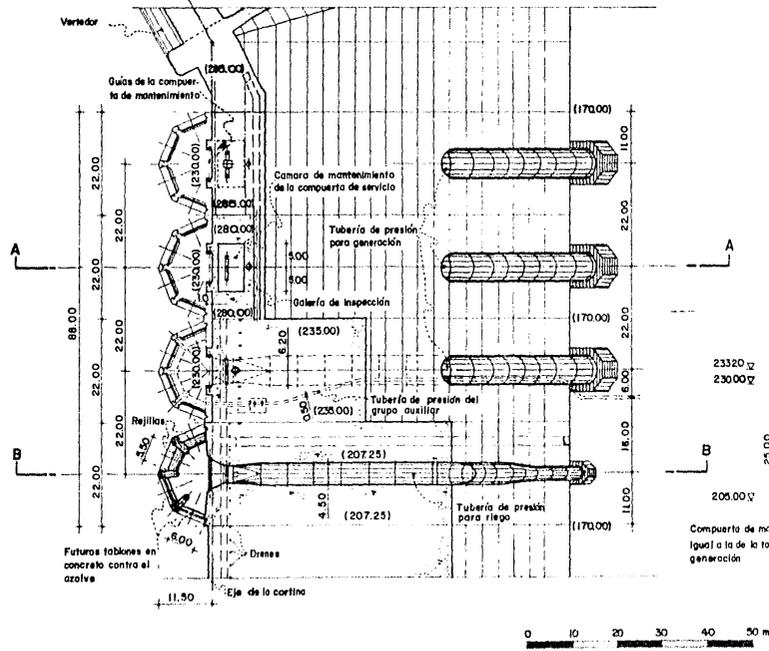
- Notas:-
- 1-) La planta y sección B-B muestran la configuración del desvío en su fase inicial.
 - 2-) El comportamiento hidráulico de las obras de desvío debe ser controlado sobre modelo hidráulico.
 - 3-) El sistema de impermeabilización del material de acarreo por debajo de los atoles podrá ser modificado una vez conocido el coeficiente de permeabilidad de este material.

U N A M FACULTAD DE INGENIERIA	
ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO HUITES, S.I.N. SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD	
OBRAS DE DESVIO	
TESIS PROFESIONAL GUILLERMO TENA A.	
MEXICO, D.F. 1985	PLANO N° 007

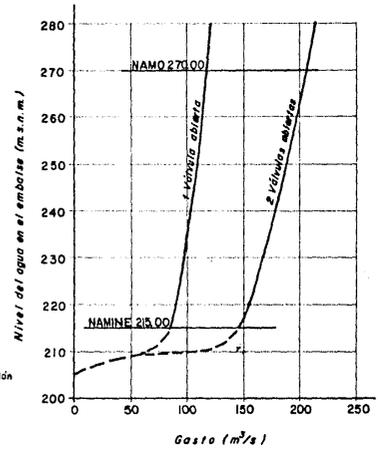
PLANIMETRIA



**OBRAS DE TOMA
PLANTAS (285.00, 280.00, 214.00 y 207.25)**



**OBRA DE RIEGO
CURVAS DE DESCARGA**



U N A M
FACULTAD DE INGENIERIA

ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO HUITES, S.N.L.
SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD
OBRAS DE GENERACION Y RIEGO - HOJA I

TESIS PROFESIONAL
GUILLERMO. TENA A.

MEXICO, D.F. 1983 | PLANO Nº009

CASA DE MAQUINAS-PLANTA (170.00)

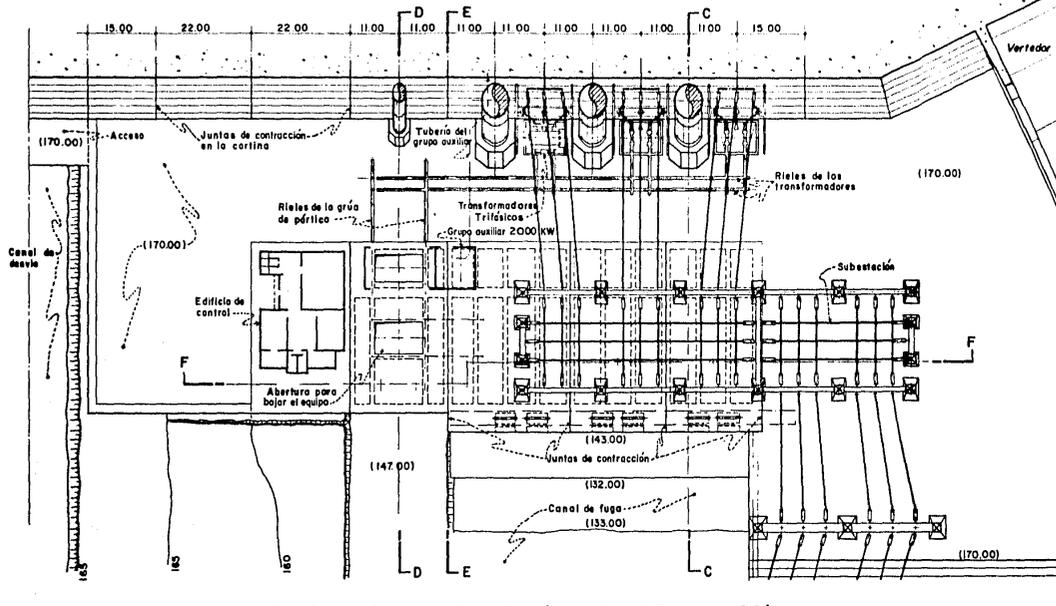
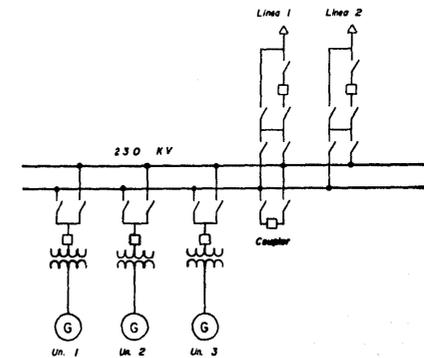
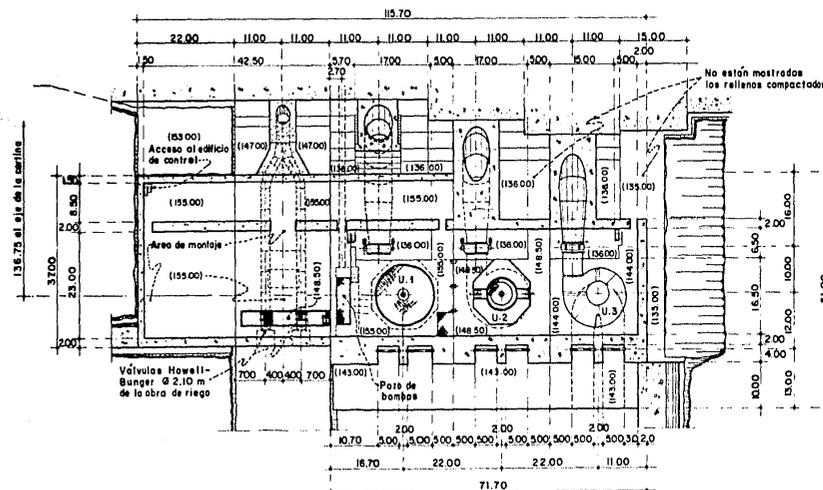


DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO

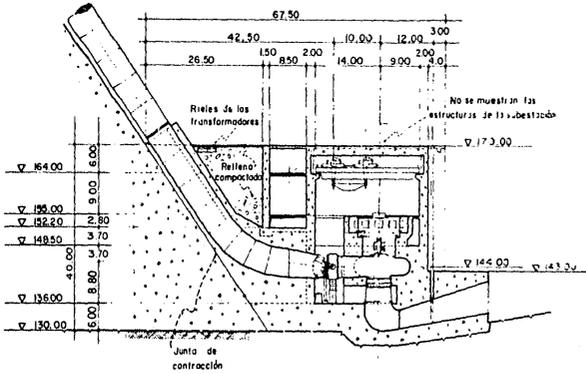


CASA DE MAQUINAS-PLANTAS (155.00, 148.50 y 144.00)

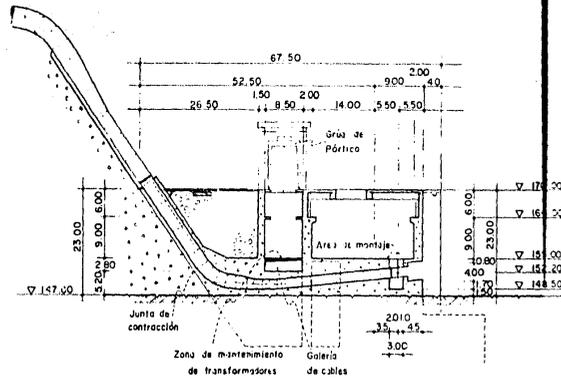


U N A M FACULTAD DE INGENIERIA
ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO HUTES, S.N. SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD OBRAS DE GENERACION Y RIEGO - HOJA 2
TESIS PROFESIONAL GUILLERMO TENA A.
MEXICO, D.F. 1965 PLANO N° 010

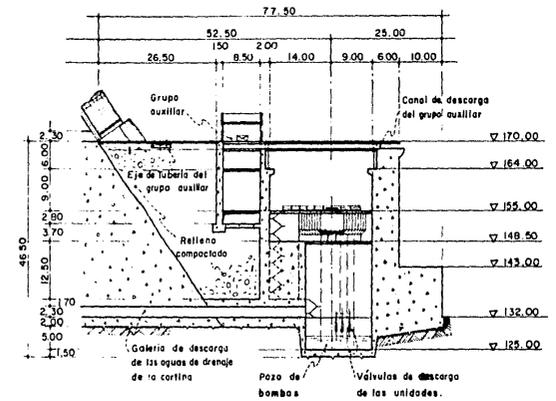
SECCION C-C



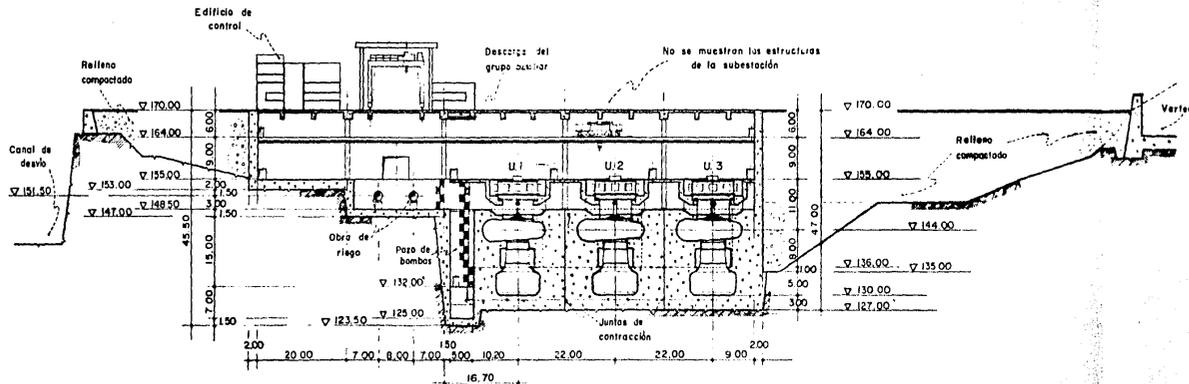
SECCION D-D



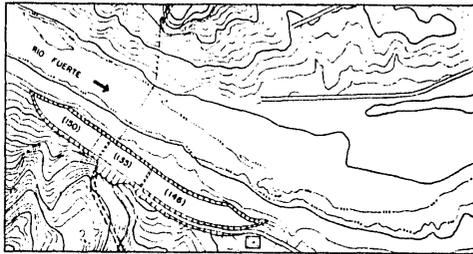
SECCION E-E



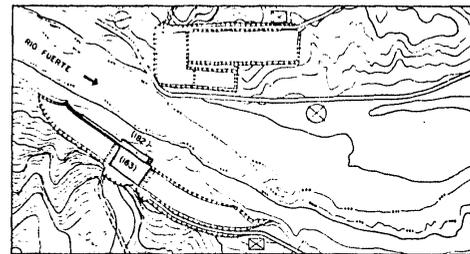
SECCION F-F



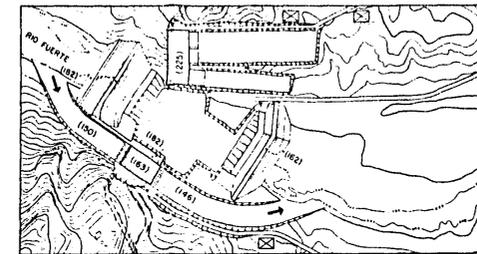
U N A M	
FACULTAD DE INGENIERIA	
ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO HUATES, S.M.	
SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD	
OBRAS DE GENERACION	
Y RIEGO - HOJA 3	
TESIS PROFESIONAL	
GUILLERMO TENA A.	
MEXICO, D.F. 1985	PLANO N° 011



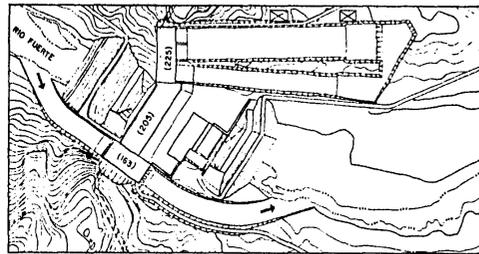
1ª ETAPA - CONSTRUCCION DE ACCESOS Y CAMPAMENTOS
 - EXCAVACION CANAL DE DESVIO
 - MONTAJE EQUIPO DE CONSTRUCCION EN LA MARGEN DERECHA



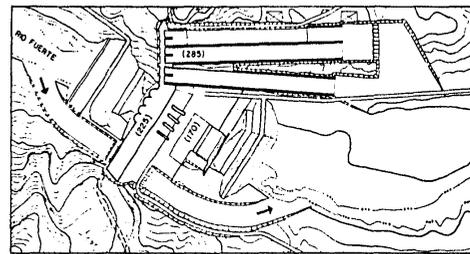
2ª ETAPA - CONSTR ESTRUCTURA DE DESVIO (COTA 163) Y MURO LATERAL
 - EXCAVACION OMIENTACIONES PARTE IZQUIERDA DE LA CORTINA
 - INICIO EXCAVACION CANALES DEL VERTEDOR
 - PREPARACION ESTOQUES PARA CONSTRUCCION ATAGUAS
 - MONTAJE PRIMER EQUIPO DE CONSTR EN LA MARGEN IZQUIERDA



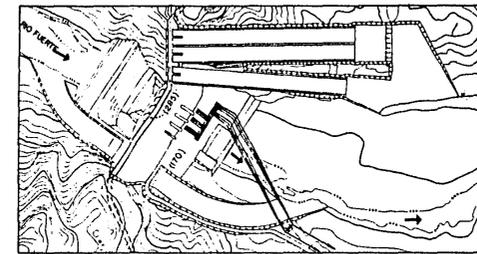
3ª ETAPA - ABERTURA CANAL DE DESVIO, CONSTR ATAGUAS, PUESTA EN BECO DEL CAUCE
 - EXCAVACION EN EL CAUCE
 - CONSTRUCCION PARTE IZQUIERDA DE LA CORTINA (HASTA COTA 225)
 - CONTINUACION EXCAVACION CANALES DEL VERTEDOR
 - COMPLEMENTACION MONTAJE EQUIPO DE CONSTR EN LA MARGEN IZQUIERDA



4ª ETAPA - CONSTRUCCION PARTE CENTRAL DE LA CORTINA (HASTA COTA 205)
 - INICIO CONSTRUCCION CASA DE MAQUINAS
 - CONTINUACION EXCAVACION CANALES DEL VERTEDOR



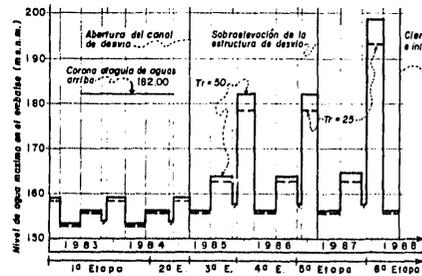
5ª ETAPA - MONTAJE TUBERIAS DE PRESION
 - CONTINUACION CONSTR PARTE CENTRAL DE LA CORTINA (HASTA COTA 225)
 - CONTINUACION CONSTR ESTRUCTURA DE DESVIO (HASTA COTA 225)
 - COMPLEMENTACION CONSTR PARTE IZQUIERDA DE LA CORTINA
 - COMPLEMENTACION CONSTR CASA DE MAQUINAS
 - COMPLEMENTACION EXCAVACION CANALES DEL VERTEDOR
 - INICIO CONSTR DEL REVESTIMIENTO DE LOS CANALES
 - INICIO MONTAJE EQUIPO CASA DE MAQUINAS



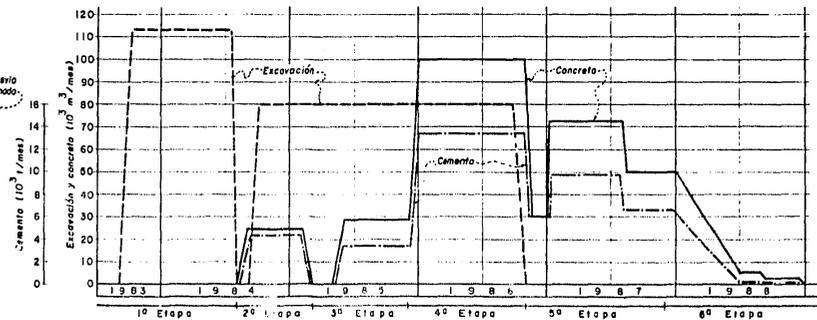
6ª ETAPA - COMPLEMENTACION CONSTRUCCION CORTINA
 - MONTAJE EQUIPOS VERTEDOR Y OBRAS DE TOMA
 - MONTAJE EQUIPO ESTRUCTURA DE DESVIO
 - COMPLEMENTACION CONSTR REVESTIMIENTO DE LOS CANALES DEL VERTEDOR
 - CONTINUACION MONTAJES EQUIPO CASA DE MAQUINAS Y SUBESTACION
 - CIERRE DEL DESVIO
 - REMISION ATAGUA A ABAJO
 - CONSTRUCCION TAPONES DEL DESVIO
 - INICIO RIEGO Y OPERACION DE LAS UNIDADES

RIESGO DURANTE LA CONSTRUCCION

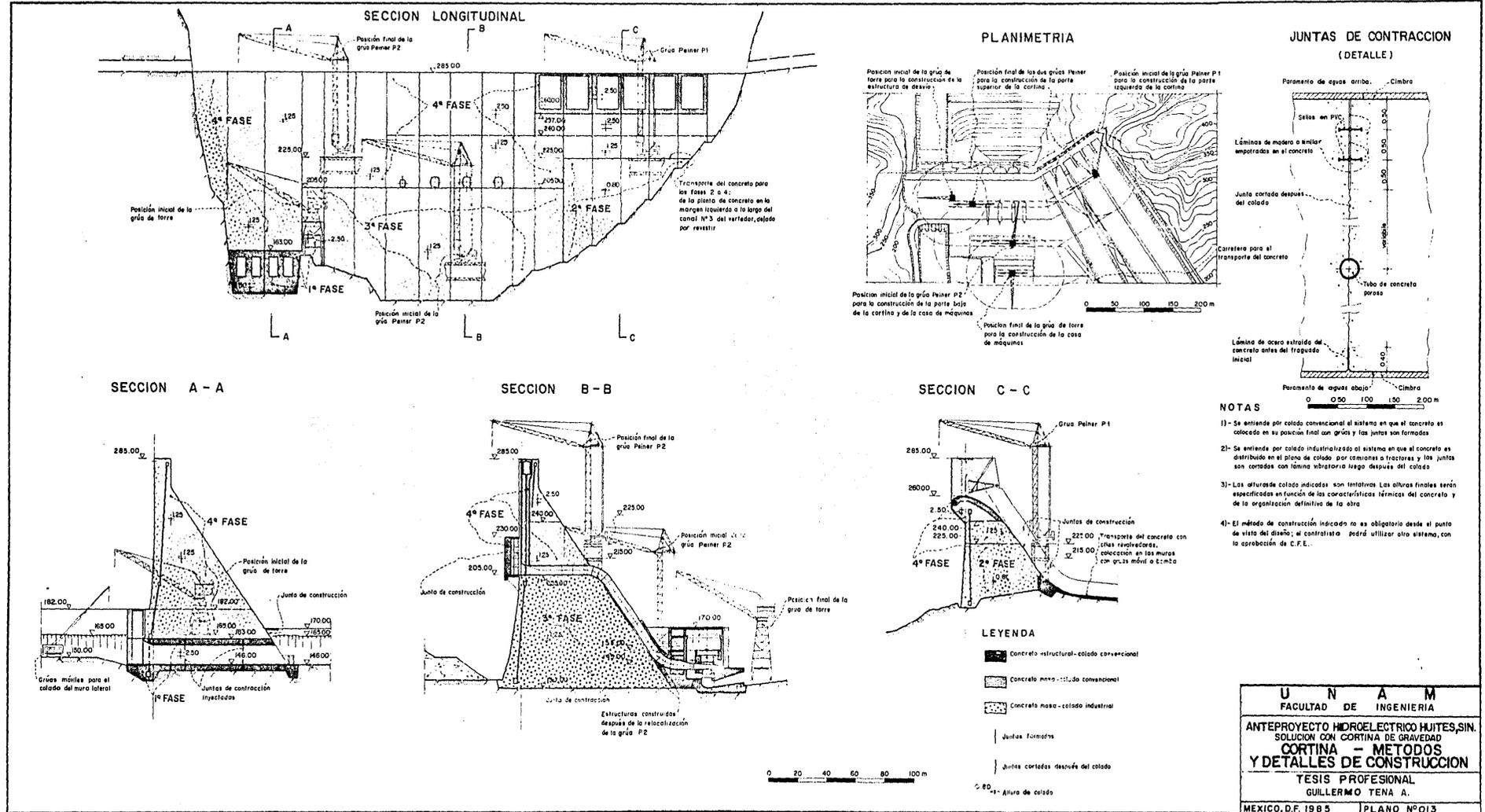
ANALISIS ESTADISTICA DE NIVEL DE AGUA MAXIMA



PRODUCCIONES MENSUALES Y CONSUMO DE CEMENTO



U N A M FACULTAD DE INGENIERIA
ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO HUITES, SIN. SOLUCION CON CORTINA DE CRAVEDAD
ETAPAS DE CONSTRUCCION
TESIS PROFESIONAL GUILLERMO TENA A.
MEXICO, D.F. 1985 PLANO N° 012

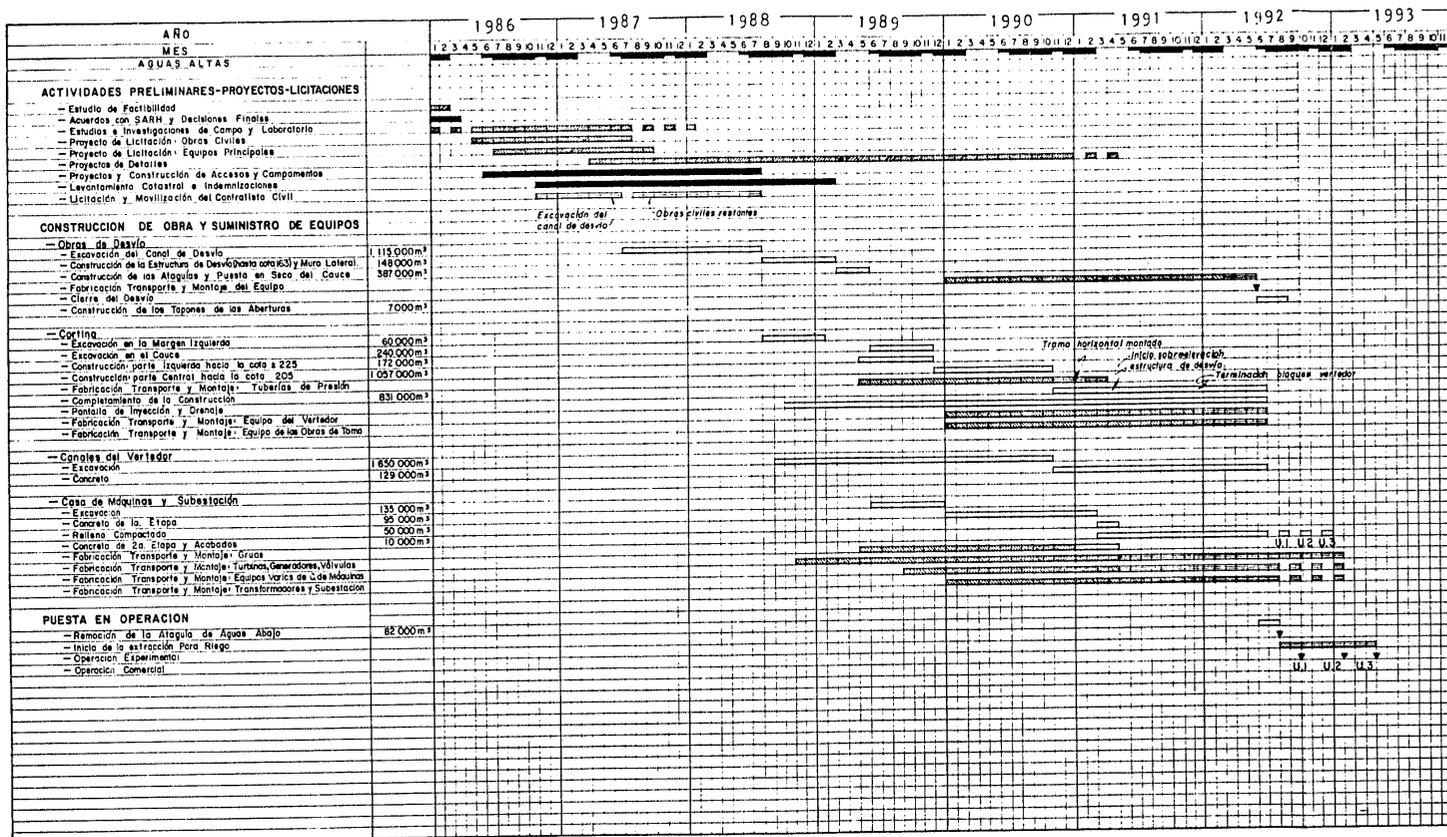


U N A M
FACULTAD DE INGENIERIA

ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO HUITES, SIN.
SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD
CORTINA - METODOS
Y DETALLES DE CONSTRUCCION

TESIS PROFESIONAL
GUILLERMO TENA A.

MEXICO, D.F. 1985 PLANO Nº 013



SIMBOLOGIA

-  Estudios y proyectos
-  Actividades de CFE y SARH
-  Licitación y movilización del contratista
-  Fabricación y transporte del equipo
-  Montaje y pruebas de equipo

U N A M FACULTAD DE INGENIERIA ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO HUITES, SIN. SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD CRONOGRAMA TESIS PROFESIONAL GUILLERMO TENA A. MEXICO, D.F. 1985 PLANO N° 014
--