

T-116

Facultad de Ingeniería

U.N.A.M.

**Proyecto de Presa Almacenamiento "Carrizo",
B. C. N.**

T E S I S

Que para obtener el título de:

I N G E N I E R O C I V I L

p r e s e n t a :

E N O C H R A S G A D O C A C H O

México, D. F.

1979





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

C O N T E N I D O		PAG.
1.-	GENERALIDADES	1
1.1	INTRODUCCION	1
1.1.1	Acueducto Río Colorado-Tijuana	1
1.1.2	La Presa "Carrizo"	4
1.1.3	Enfoque de trabajo	4
1.2	LOCALIZACION	6
1.3	VIAS DE COMUNICACION	6
1.4	CLIMA	7
1.5	FISIOGRAFIA	8
2.-	DATOS BASICOS PARA EL PROYECTO	11
2.1	INTRODUCCION	11
2.2	INFORMACION TOPOGRAFICA	11
2.3	INFORMACION GEOLOGICA	12
2.4	LOCALIZACION Y ESTUDIO DE BANCOS DE MATERIALES	17
2.4.1	Material Impermeable	17
2.4.2	Material Permeable	19

	PAG
2.4.3 Agregados para concreto	19
2.4.4 Roca	21
2.4.5 Resumen de volúmenes de materiales	21
2.5 INFORMACION HIDROLOGICA	23
3.- ESTUDIO HIDROLOGICO	27
3.1 INTRODUCCION	27
3.2 CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA - CUENCA	27
3.3 DETERMINACION DE LA AVENIDA DE DISEÑO	35
3.3.1 Método del Hidrogrma Unitario Triangular - (H.U.T.)	35
3.3.2 Método de las Envolventes Regionales de Creager y Lowry	61
3.3.3 Método de Gumbel-curva Envolvente Máxima- Local	62
3.3.4 Modelo Empírico	70
3.4 RESUMEN DE GASTOS MAXIMOS	71

	PAG
3.5 SELECCION DEL GASTO DE DISEÑO	71
3.6 FORMA DE LA AVENIDA	71
3.7 ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL	72
4.- ANTEPROYECTO	77
4.1 INTRODUCCION	77
4.2 CORTINA	77
4.2.1 Selección del sitio	82
4.2.2 Selección del tipo	83
4.2.3 Dimensionamiento	85
a). Altura de la Cortina	85
- Capacidades del Vaso	85
- Bordo libre	92
b). Sección de la Cortina	94
c). Estabilidad de Taludes	96
d). Cuantificación de Materiales	102
4.3 VERTEDEDOR	103
4.3.1 Selección del Tipo	104
4.3.2 Datos del Proyecto	105

4.3.3	Diseño y Características -	
	Hidráulicas de sus Elementos	106
4.4	OBRA DE TOMA	111
4.4.1	Selección del Tipo	112
4.4.2	Datos del Proyecto	113
4.4.3	Diseño y Características Hidráulicas -	
	de sus Elementos	113
4.5	ANTEPRESUPUESTO	116
4.6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	117
5.-	PROYECTO EJECUTIVO	119
5.1	INTRODUCCION	119
5.2	LOCALIZACION DE BANCOS PARA LA -	
	CONSTRUCCION DE LA PRESA	120
5.3	CATALOGO DE CONCEPTOS DE TRABAJO	121
5.4	ESPECIFICACIONES TECNICAS DE CONS-	
	TRUCCION	121
5.5	DISEÑO DE LA CORTINA	122
5.5.1	Descripción	122
5.5.2	Dimensiones	124

	PAG
5.5.3 Estabilidad de la Sección	125
5.5.4 Cubicación de Materiales	126
5.5.5 Capacidad del Vaso	126
5.5.6 Cimentación	126
5.6 VERTEDOR	127
5.7 OBRA DE TOMA	128
5.8 CATALOGO Y PRESUPUESTO	130
6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	143
7.- BIBLIOGRAFIA	145

1.- GENERALIDADES.

1.1.- INTRODUCCION.

1.1.1 ACUEDUCTO RIO COLORADO-TIJUANA.

Como la mayor parte del Estado de Baja California, la Ciudad de Tijuana ha tenido problemas de agua potable, el cual se agrava debido al gran incremento de población (165,000 habitantes en 1960; 375,000 en 1970; 550,000 en 1975 y 730,000 estimados para 1980).

Las fuentes de suministros actuales: desaladora, pozos y renta de instalaciones para conducciones a través de los Estados Unidos de Norteamérica, proporcionan un total de 1000 lts/s que únicamente satisfacen las necesidades de 300,000 habitantes.

Para resolver este problema, el Gobierno se abocó al estudio de otra fuente de abastecimiento, habiéndose decidido por el proyecto de llevar agua del Río Colorado.

El proyecto, con un costo de 1500 millones de pesos, consiste en llevar 4 m³/s de agua desde el Valle de Mexicali. La población considerada en el proyecto es de 1,200,000 habitantes.

El proyecto cruza la zona desértica de la Laguna Salada y la zona montañosa de la Rumorosa salvando un desnivel de 1150 m. El tramo entubado tiene una longitud de 122 km de los cuales 8.6 km corresponden a túneles.

Debido a las condiciones topográficas el proyecto contempla la construcción de líneas de conducción con tubería de concreto y acero, túneles, plantas de bombeo, pozos de oscilación, una presa, líneas de transmisión, subestaciones, planta hidroeléctrica, caminos de acceso, etc., abarcando con ello las ramas de Ingeniería Civil, Mecánica y Eléctrica.

La obra puede considerarse dividida en cuatro secciones:

- 1.- Conducción por gravedad desde el nivel del mar a través de los canales revestidos de concreto del sistema de riego del Valle de Mexicali, hasta un cárcamo de bombeo. Conducción por tubería a presión hasta la parte alta de la Sierra de la Rumorosa cruzando la zona desértica de la Laguna Salada. El agua se eleva 1030 m. por medio de 6 estaciones de bombeo, auxiliadas con 4 torres de oscilación.

Las estaciones de bombeo cuentan con 4 bombas (una de emergencia), cada una capaz de bombear un gasto de 1400 - Lts/s. Dos estaciones de bombeo tienen bombas de 7000 HP, tres, de 3000 HP y una de 1300 HP.

La tubería es de concreto pre-esforzado con diámetro de 1.37 a 1.82 m.

2.- Conducción por medio de dos túneles, de 7 km y 1.6 km respectivamente y una sección de excavación de 3.00 m de diámetro; los túneles no tienen lumbreras y en su construcción se emplea equipo perforador totalmente mecánico, a base de taladro horizontal con brocas múltiples, que perfora, rezaga el material excavado y coloca el revestimiento del túnel (dovelas de concreto pre-fabricado) de manera -- continua.

3.- Conducción a presión por medio de tuberías de concreto pre-esforzado de 1.22, 1.37 y 1.52 m. de diámetro, hasta la Presa "Carrizo"; para lo cual fue necesario elevar el agua 125 m por medio de otra planta de bombeo con 4 bombas de 2850 HP cada una y un tanque de oscilación; a la llegada a la presa se tiene una caída de 550 m que se aprovechará para generar energía eléctrica.

4.- Conducción por gravedad con tubería de concreto pre-esforzado de 1.82 m de diámetro desde la presa "Carrizo" hasta la planta potabilizadora ubicada en las cercanías de la Ciudad de Tijuana y a una elevación de 250 m sobre el nivel del mar.

Para ilustrar gráficamente la descripción anterior, en la figura No. 1.1 al final del capítulo, se muestra, en planta y en perfil, el trazo del proyecto del acueducto Río - Colorado-Tijuana.

1.1.2.- LA PRESA " CARRIZO"

Como se ha mencionado en párrafos anteriores, en el proyecto para dotar de agua potable con un gasto de 4 m³/s a la Ciudad de Tijuana, B. C. N, se contempla la construcción de la presa "Carrizo" y sus estructuras conexas. La finalidad de la obra es lograr un vaso con capacidad suficiente - para almacenar los aportes del acueducto, de tal manera que en caso de una falla del sistema de bombeo de éste, se tenga una reserva para surtir de agua a dicha Ciudad durante - tres meses. Esto es, el vaso de la presa fungirá como tanque de almacenamiento y regulación.

1.1.3.- ENFOQUE DEL TRABAJO.

En los incisos anteriores se ha querido resaltar - las causas que dieron origen a la necesidad de la presa, -

así como a la función que ésta desempeñará dentro del contexto del proyecto del Acueducto. Hablaremos ahora brevemente de los estudios y aspectos técnicos inherentes a la propia presa que son desde luego el motivo del presente trabajo.

Hallándose ubicada la presa en una zona en que las lluvias normales durante el año son de poca cuantía, se vé afectada en ocasiones por precipitaciones de origen ciclónico, -- de tal manera que aunque aparentemente los aportes al vaso de la presa por los escurrimientos superficiales no son de consideración, por razones de seguridad de la obra, habrá que hacer el estudio hidrológico correspondiente para estimar el -- gasto máximo probable que pudiera presentarse en el sitio por este concepto; lo anterior plantea un problema, no se dispone de datos hidrométricos de la corriente a los cuales pudiera aplicarse alguno de los métodos probabilísticos (Gumbel, Nash etc) para obtener la información requerida para proyectar la obra de control y excedencias, por lo que se tendrá que recurrir a datos de cuencas cercanas y trasladar los resultados - al sitio del proyecto o bien aplicar métodos empíricos basados en las características fisiográficas de la cuenca.

Otro aspecto interesante del proyecto es el diseño de la Obra de toma, la cual, dadas las exigencias de funcionamiento (se desea extraer el agua en las mejores condiciones de temperatura y sedimentación), deberá tener entrada a diferentes elevaciones.

El proyecto de la presa, es pues, interesante y muy extenso, sobre todo si se considera su aspecto estructural, -- por lo que en el presente trabajo pretendemos enfocar la solución del problema desde el punto de vista hidrológico e -- hidráulico.

1.2.- LOCALIZACION

El sitio del proyecto de la presa de almacenamiento "CA
RRIZO", se localiza en el Estado de Baja California Norte; -- dentro del Municipio de Tecate, a unos 12 kilómetros al Sur-Oeste de esta Ciudad; a unos 3 kilómetros aguas abajo del -- Rancho El Carrizo, sobre el arroyo El Carrizo.

Las coordenadas geográficas del sitio son, aproximadamente:

Longitud al Oeste de Greenwich:	116° 41' 45"
Latitud Norte:	32° 28' 43"

1.3.- VIAS DE COMUNICACION.

La zona del proyecto se halla comunicada principalmente por la carretera Federal No. 2, en su tramo Tijuana-Tecate; por la carretera Federal No. 3, Ensenada-Tecate, y por el Ferrocarril Tijuana-Tecate.

La terminal aérea más próxima, se localiza a unos 38 kilómetros al Noroeste del sitio del proyecto, en la Ciudad de Tijuana.

El acceso al sitio se logra partiendo de Tijuana - hacia Tecate por la carretera Federal No. 2: a la altura del kilómetro 30, muy cerca del poblado de El Alamo Bonito, entronca por la derecha un camino de terracería de -- unos 3 kilómetros de longitud que conduce a las obras de la presa.

1.4.- CLIMA.

Según el sistema de clasificación climática de Köppen modificado por Enriqueta García en 1964, para adaptarlo a las condiciones particulares de la República Mexicana (carta de climas-Ensenada 11R-II, Tijuana 11S-VII y Mexicali 11S-VIII; CETENAL, Enero 1970), el clima en la zona es del tipo BShs(e), o bien, del tipo BSKs(e). - Esto es, seco o estepario, semicálido con invierno fresco en el primer caso, y templado con verano cálido en el segundo. La temperatura media anual fluctúa entre 18 y - 22º C en el primer tipo, y entre 12 y 18º C en el segundo. La temperatura media del mes más frío en el primer tipo es menor de 18º C, en tanto que en el segundo tipo está comprendida entre -3 y 18º C.

En cuanto a precipitación, ambos tipos tienen régimen de lluvias de invierno: la lluvia del mes más húmedo -- de los seis primeros meses del año (enero a junio), -- y en los que se encuentra el invierno, es por lo menos tres veces mayor que la lluvia del mes más seco. Más -- del 36 por ciento de la lluvia anual ocurre en el invierno. Ambos tipos de climas son, igualmente, extremos, la oscilación anual de las temperaturas medias -- mensuales fluctúa entre 7 y 14º C.

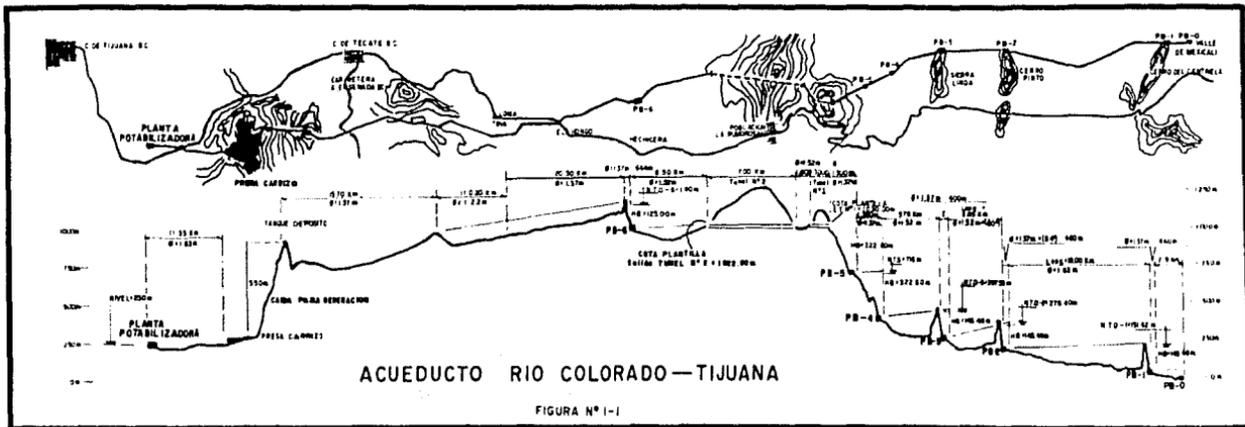
1.5.- FISIOGRAFIA.

La zona de interés forma parte de la provincia fisiográfica denominada Distrito Norte, que comprende el Estado de Baja California Norte y está ubicada en las estribaciones Noroccidentales de la Sierra de Juárez. Predominan en ella principalmente cerros, cuya elevación máxima, 1100 m.s. n.m, se alcanza en el Cerro los Monos, a unos 13 km al S.E. de la Ciudad de Tecate.

Según el mapa geológico: "Reconocimiento Geológico del Estado de Baja California", preparado por los estudiantes y personal de la Universidad Autónoma de Baja California y San Diego State University y publicado por la Sociedad Geológica de América, en 1971, las rocas predominantes en la región, son, principalmente, de dos tipos: rocas prebatolíticas y rocas batolíticas. Al primer tipo lo integran rocas volcánicas no diferenciadas;

al segundo, granodioritas, tonalitas y gabro.

Complementan la geología regional, diques y fallas de menor importancia por su escasa longitud.



2.- DATOS BASICOS PARA EL PROYECTO

2.1.- INTRODUCCION

En el presente capítulo se presenta un resumen de la información básica que servirá de punto de partida para la determinación de las características del sitio en base a las cuales se elaborará el proyecto.

2.2.- INFORMACION TOPOGRAFICA.

Como información topográfica a nivel general se cuenta con los planos Ensenada 11R-II, Tijuana 11 S-VII y Mexicali 11 S-VIII, escala 1; 500,000, con curvas de nivel a cada 200 m, elaborados por la comisión Intersecretarial Coordinadora del levantamiento de la Carta Geográfica de la República Mexicana; con los planos 111 D 61, 111 D 62, 111 D 71 y 111 D72, escala -- 1:50,000, con curvas de nivel a cada 20 m, elaborados por la Comisión de Estudios del Territorio Nacional -- (CETENAL) y con planos del levantamiento fotogramétrico aéreo del acueducto Río Colorado Tijuana, B.C.N, -- Zona Tecate-Tijuana, escala 1:10,000, con curvas de -- nivel a cada 5m, proporcionados por la Secretaría de -- Recursos Hidráulicos (S.R.H.). Como información topográfica más específica, se cuenta con el plano del vaso, -

escala 1:5,000, con equidistancia vertical entre curvas de nivel de 1 m; con el plano de la boquilla, escala 1:500, con curvas de nivel a cada 2 m, proporcionado por la Gerencia del Acueducto, así como con el perfil del trazo del eje de la cortina a escala 1:500.

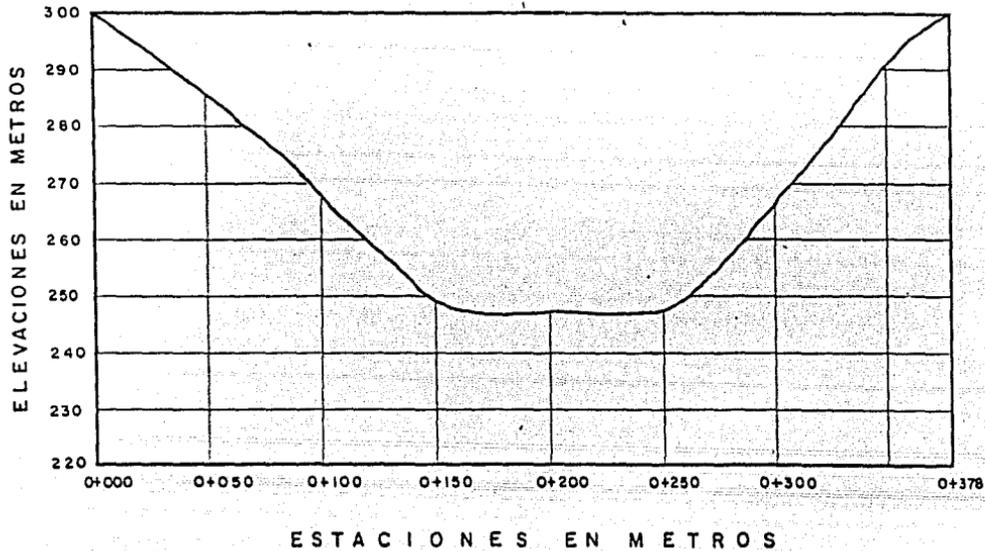
Del estudio de la información disponible, se determinaron las características topográficas siguientes: el vaso de la presa se extiende a la salida del Cañón el Carrizo y está confinado por cerros cuya altitud es del orden de los 400 m.s.n.m.. La Boquilla (fig. 2.1) es casi simétrica, de forma trapecial, con taludes aproximados en ambas laderas de 2.6: 1; con profundidad máxima de 55 m; con un ancho máximo de unos 378 m, y un ancho mínimo de aproximadamente 100 m. La relación de cuerda a altura es de 6.9.

2.3.- INFORMACION GEOLOGICA

GEOLOGIA SUPERFICIAL.- Se cuenta en el informe de la visita de reconocimiento efectuada al sitio por personal especializado. En dicho informe se mencionò lo siguiente:

"La Boquilla ha sido labrada por el Arroyo Carrizo en rocas intrusivas, clasificadas en el campo como -

PERFIL POR EL EJE DE LA CORTINA



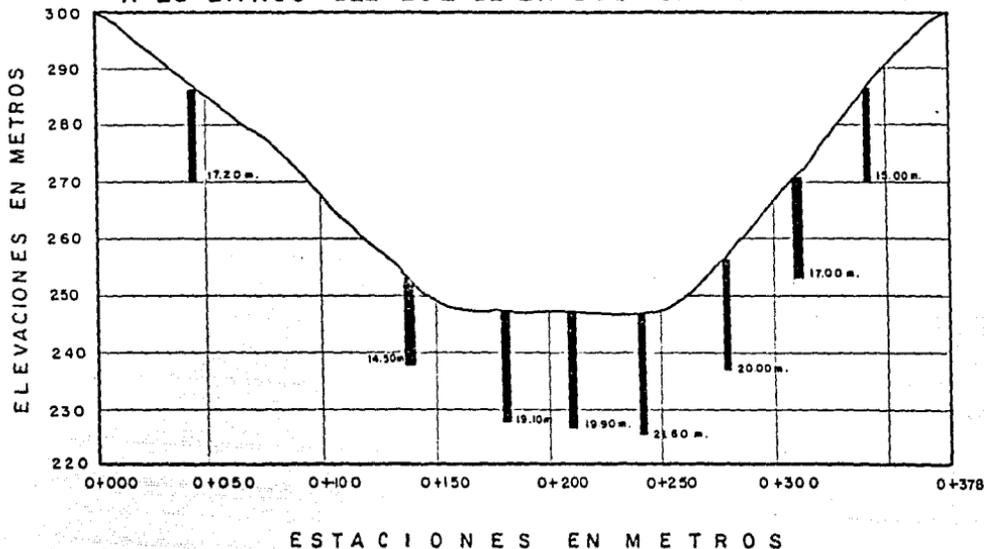
Enoch R Cacho
TESIS PROFESIONAL
FIGURA N° 2-1

Dacítas del Jurásico, las que afloran en ambas márgenes del arroyo y su apariencia es de roca sana e impermeable. La roca de la margen derecha está cortada por un dique de sílice y en el cauce aparecen acarreos de arena de espesor estimado en 30 m."

GEOLOGIA DE DETALLE: "Con objeto de conocer las características de la roca, el espesor y calidad de los aca rreos se formuló un programa de exploraciones, consistente en ocho sondeos a lo largo del eje de la cortina y dos en el cauce: uno aguas arriba y otro aguas abajo del eje, cada uno distante 50 m con respecto a dicho eje. Los sondeos, perforaciones con recuperación de -- coraciones, se harán a una profundidad tal que permitan penetrar en la roca basal 5 m, efectuando pruebas de -- permeabilidad (Lefranc y Lugeon) tanto en los acarreos como en la roca".

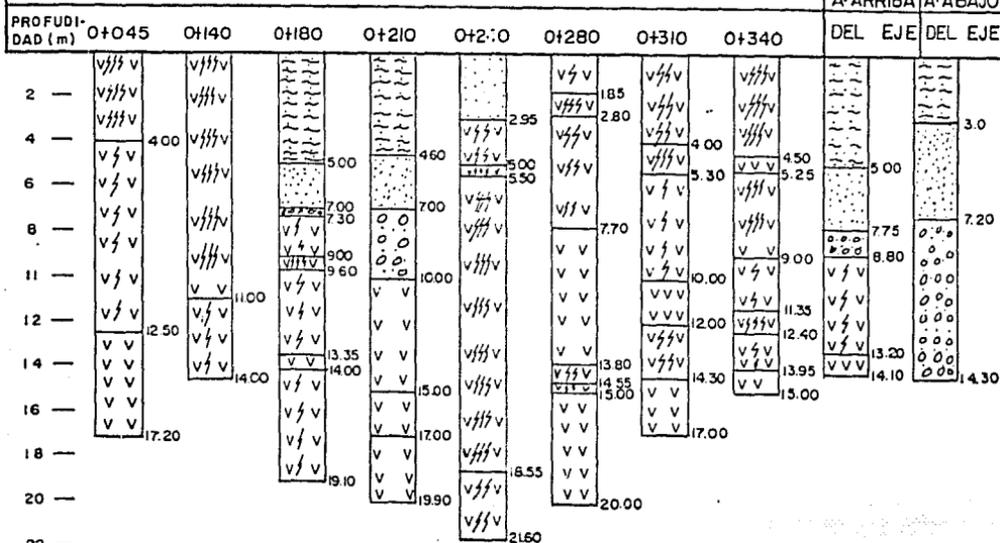
La distribución de los sondeos practicados se mues tra en la Fig. núm 2-2 y la información estratigráfica derivada de ellos se resume en la fig. Núm 2-3. Del aná lisis de esta información, se infiere que el material -- de acarreos alcanza en el cauce espesores comprendidos entre 2.95 y 10.0 metros, en tanto que la roca reportada como Dacita altamente fracturada que subyace a la -- capa anterior, tiene espesores que varían entre 5.0 y -- 15.60 metros; por lo que respecta a las márgenes, el ma terial permeable, constituido principalmente por Dacita

DISTRIBUCION DE LOS SONDEOS DE EXPLORACION
A LO LARGO DEL EJE DE LA BOQUILLA EL CARRIZO



Enoch R Cacho
TESIS PROFESIONAL
FIGURA N° 2-2

ESTRATIGRAFIA DE LOS SONDEOS EN EL EJE DE LA BOQUILLA EL CARRIZO



SÍMBOLOS CONVENCIONALES

	Limos y arena		Dacita sana
	Arena		Dacita poco fracturada
	Boleo de dacita		Dacita fracturada
			Dacita muy fracturada

Enoch R Cacho
TESIS PROFESIONAL
FIGURA N° 2-3

muy fracturada tiene espesores de 4 a 11 m. en la margen izquierda y hasta de 9 m en la margen derecha. A profundidades mayores que las mencionadas, la roca presenta -- menor o ningún grado de fracturamiento, por lo que prácticamente puede considerársele impermeable.

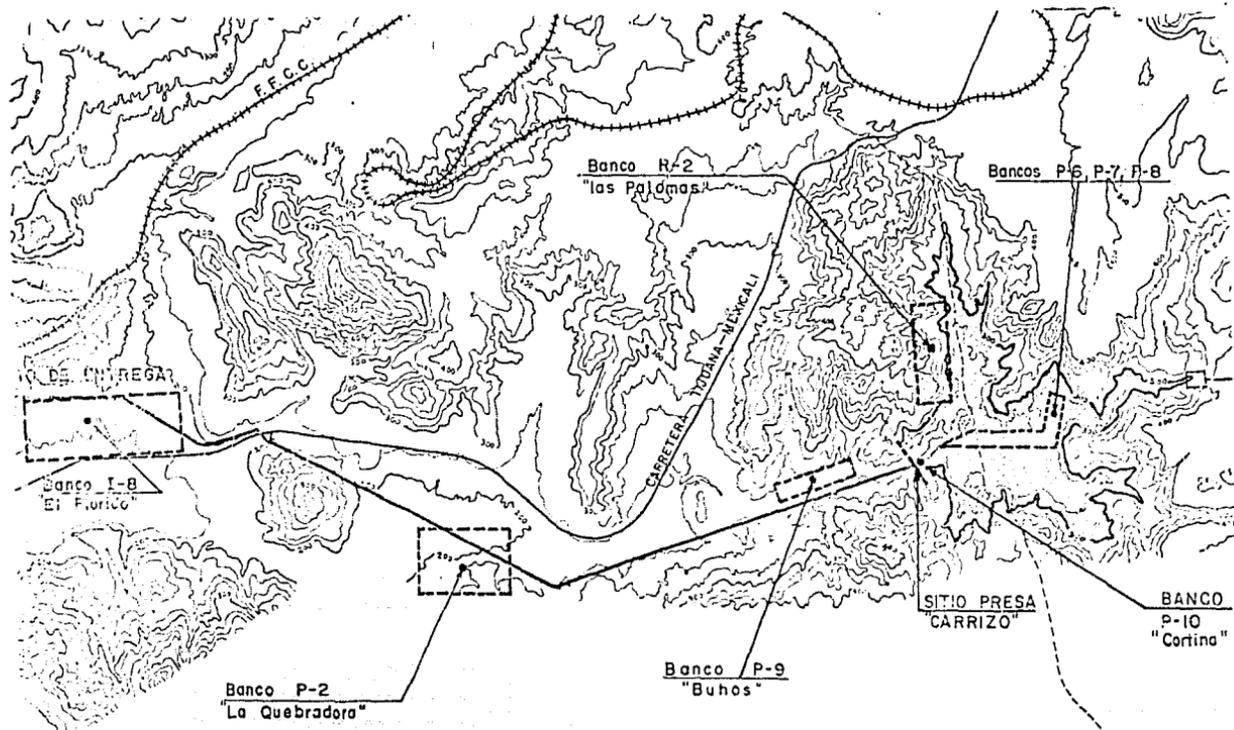
2.4.- LOCALIZACION Y ESTUDIO DE BANCOS DE MATERIALES

En la Fig. Num 2-4 aparecen localizados los bancos de materiales susceptibles de emplearse en la construcción de la Presa Carrizo. Los bancos de material impermeable aparecen identificados por medio de la literal "I", - los bancos de material permeable por medio de la letra "P" y los bancos de roca, por medio de la letra "R".

2.4.1.- MATERIAL IMPERMEABLE

El principal banco de material impermeable, identificado como "I-8 El Florido", se localiza a la derecha de la carretera Mexicali-Tijuana (Km-153), a una distancia aproximada de 9 Km al Oeste del eje de la cortina. Sus características medias son las siguientes:

Area estudiada	35 ha
Prof. media de sondeos	1.40 m
Volumen aprovechable	440 750. m3.



LOCALIZACION DE BANCOS DE MATERIALES

FIG. NUM. 2-4

Humedad natural	16.4	%
Finos	61.9	%
Arena	35.5	%
Grava	2.6	%
Límite Líquido (L.L)	55.4	
Límite Plástico (L.P)	20.0	
Índice Plástico (I.P)	35.4	
Clasificación SUCS	CH	
Peso vol. máximo Proctor	1677.	Kg/m ³
Humedad óptima	20.6	%

2.4.2.- MATERIAL PERMEABLE

Los bancos de material permeable se localizan en el cauce del Arroyo Carrizo, aguas arriba y aguas abajo del eje de la cortina, a distancia máxima de 2 y 1.5 Km, respectivamente. Las características medias de estos bancos, se resumen en la tabla Núm. 2-1. El volumen total aprovechable de estos bancos se estima en 581,000 m³.

2.4.3.- AGREGADOS PARA CONCRETO

Los agregados para concreto podrán obtenerse de los bancos P-10" Cortina", cuyas características medias se han dado en la tabla 2-1, y del banco denominado "Quebradora" ubicado a unos 7 Km al Oeste del eje de la Cortina, cuyos datos generales son los siguientes:

TABLA NUM. 2-1

CARACTERISTICAS MEDIAS DE LOS BANCOS DE MATERIAL PERMEABLE.

CARACTERISTICAS	BANCO S .				
	P-6"EL Carricito	P-7"EL Carrizo	P- 8 "Cañon"	P- 9 "Buhos"	P-10"Cortina" (A. Concreto)
Area estudiada (ha)	10	4.4	2.9	3.0	5.8
Prof. media de sondeos (m)	3.5	2.2	3.05	2.2	3.3
Vol. aprovechable (m ³)	364 000.	85 800.	74 200	57 000	174 000
Grava (%)	5.4	6.7	8.0	3.4	3.2
Arena (%)	90.8	87.2	93.1	92.2	94.5
Finos (%)	3.8	6.1	3.9	4.4	2.3
Pérdida por lavado (%)	4.0	6.5	4.2	4.6	2.4
Módulo de finura	3.08	2.68	2.65	2.49	3.0
Coef. de uniformidad (Cu)	5.8	8.5	6.8	6.3	5.0
Coef. de curvatura (Cc)	1.2	1.0	1.0	0.9	1.1
Densidad de sólidos (Arena)	2.66	2.64	2.63	2.65	2.63
Abs	2.00	1.80	1.60	2.50	1.60
Peso vol. arena suelta (Kg/m ³)	1477.	1509.	1510.	1511.	1511.
Peso vol. Arena compactada (Kg/m ³)	1630.	1712.	1670.	1687.	1674.
Clasificación SUCS.	SP	SW-SM	SW	SP	SP

Area estudiada	4 ha
Volumen aprovechable	100 000 m ³
grava	78.2 %
arena	21.8 %
finos	7.0 % (con respecto a la arena)

2.4.4. ROCA

Banco R-2 "Las Palomas".- Este banco se localiza aguas arriba del eje de la cortina, a una distancia de 0.5 Km sobre la margen derecha del Arroyo Carrizo. En el sitio fijado como banco, aflora la roca en una superficie aproximada de 2 ha y su volumen aprovechable se estima en 300,000 m³.

2.4.5. RESUMEN DE VOLUMENES DE MATERIALES

En la tabla Núm 2-2, se presenta un resumen de volúmenes de los materiales estudiados.

TABLA NUM. 2 - 2

RESUMEN DE VOLUMENES DE MATERIALES

MATERIAL	BANCOS	VOLUMEN (m ³)
IMPERMEABLE	"El Florido"	440,750
PERMEABLE:	"Carricito" "Carrizo" "Cañón" Y "Buhos"	524,000
AGREGADOS PARA CONCRETO:		
Grava-Arena:	"La Quebradora"	100,000
Arena:	"Cortina"	174,000
ROCA :	"Las Palomas"	300,000

Por lo anterior, se vé que existe material disponible para la construcción de una presa de tierra de materiales graduados.

INFORMACION HIDROLOGICA.

La fuente principal de la información hidrológica disponible la constituye el boletín hidrológico Núm. 28 emitido por la Secretaría de Recursos Hidráulicos (- en su sección relativa a la Región Hidrológica 1, a la que pertenece la cuenca del Arroyo Carrizo

En la figura Núm. 2-5 se muestra la localización de las estaciones climatológicas e hidrométricas - - instaladas en el sitio de la Presa Carrizo y en las tablas 2-3 y 2-4, se resumen los datos relativos a ubicación y período de datos disponibles de las mismas.

2.5.- INFORMACION HIDROLOGICA.

La fuente principal de la información hidrológica disponible la constituye el boletín hidrológico Núm.28 editado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos (- 1971), en su sección relativa a la Región Hidrológica Núm. 1, a la que pertenece la cuenca del Arroyo Carrizo.

En la figura Núm. 2-5 se muestra la localización de las estaciones climatológicas e hidrométricas - - próximas al sitio de la Presa Carrizo y en las tablas Núms. 2-3 y 2-4, se resumen los datos relativos a ubicación y período de datos disponibles de las mismas.



SIMBOLOS
ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS

- S R H
- ◐ S R H Y OTRAS DEPENDENCIAS
- OTRAS DEPENDENCIAS
- × SUSPENDIDAS

SIMBOLOS
ESTACIONES HIDROMÉTRICAS

- ESCALA Y MOLINETE
- ▣ ESCALA, MOLINETE Y LIMNIGRAFO
- ▤ ESCALA, LIMNIGRAFO Y SEDIMENTOS
- ▥ ESCALA, MOLINETE, LIMNIGRAFO Y SEDIMENTOS
- ◼ AFOROS POR BOMBEO
- × SUSPENDIDA

FIG. NUM. 2-5

TABLA NUM. 2 - 3

ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS EN LAS CERCANÍAS DEL SITIO.

ESTACIONES	DEPENDENCIA	COORDENADAS		PERÍODOS CON DATOS		
		LATITUD (N)	LONG. (W.G.)	LLUVIA	TEMPERATURA	EVAPORACION
AGUA CALIENTE	S R H	32o 06' 30"	116o 27' 00"	1967-1969	1967-1969	—
BOQUILLA DE STA. ROSA	S R H	32o 02' 00"	116o 45' 30"	1965-1969	1965-1969	1965-1969
CAÑADA SECA	S R H	32o 31' 00"	116o 17' 30"	1950-1963	1950-1963	—
COLONIA GUADALUPE	SEM-SRH	32o 05' 30"	116o 34' 00"	1924-1956	1924-1956	—
EL FINAL	S R H	32o 11' 00"	116o 17' 30"	1948-1969	1948-1969	—
LA PUERTA	S R H	32o 33' 00"	116o 39' 30"	1948-1969	1947-1969	1960-1969
OLIVARES MEXICANOS	S R H	32o 03' 00"	116o 40' 00"	1954-1969	1954-1969	1954-1969
PRESA RODRIGUEZ	SEM-SRH	32o 26' 00"	116o 54' 30"	1928-1969	1929-1969	1928-1969
RANCHO BELLAVISTA	S M M	32o 05' 00"	116o 31' 00"	1921-1933	1924-1933	—
TIJUANA	SEM-SRH	32o 31' 30"	117o 02' 30"	1921-1969	1921-1969	1952-1969
VALLE DE LAS PALMAS	SEM-SRH	32o 23' 30"	116o 39' 30"	1921-1969	1932-1969	1952-1969
VALLE REDONDO	SEM	32o 31' 30"	116o 46' 30"	1934-1937	1934-1937	—
PLANTA ROSARITO	S R H	32o 18' 30"	117o 02' 00"	1967-1969	1967-1969	1969-

NOTAS: ABREVIATURAS EN "DEPENDENCIA":
 SRH - Secretaría de Recursos Hidráulicos
 SEM - Servicio Meteorológico Mexicano

TABLA NUM. 2 - 3

TABLA NUM. 2 - 4

ESTACIONES HIDROMETRICAS EN LAS CERCANIAS DEL SITIO.

ESTACION	CORRIENTE	ENTIDAD	COORDENADAS		AREA DRENADA (KM ²)	PERIODO DE DATOS.
			LONG.WG	LAT.N.		
AGUA CALIENTE	ARR.GUADALUPE	B.C.N.	116o 23' 45"	32o 06' 54"	353	1948 - 1969
BOQUILLA STA. ROSA	ARR.GUADALUPE	B.C.N.	116o 45' 16"	32o 01' 42"	1930	1962 - 1969
PRESA A. RODRIGUEZ	R. TIJUANA	B.C.N.	116o 52' 30"	32o 25' 00"	2501	1936 - 1969
LINDERO INTERNACIONAL	R. TIJUANA	E.U.A.	117o 02' 30"	32o 32' 30"	4432	1960 - 1964
CERCA DE NESTOR CALIFORNIA	R. TIJUANA	E.U.A.	117o 05' 06"	32o 33' 08"	4465	1960 - 1964

TABLA NUM. 2 - 4

3.- ESTUDIO HIDROLOGICO

3.1 INTRODUCCION

Dado que la Contribución al almacenamiento de la Presa en función de la disponibilidad Hidrológica, se considera -- despreciable por lo escaso de los escurrimientos de esta zona, el desarrollo de este capítulo tiene como objetivo la estimación del gasto máximo probable aportado por la Cuenca del arroyo Carrizo hasta el sitio del proyecto, - así como su distribución respecto al tiempo; todo ello - encaminado al dimensionamiento Hidráulico de la obra de **excedencias** . No se dispone de datos de aforos sobre esta corriente por lo que la estimación de dicho gasto se hará a partir de métodos que se apoyen en las caracterís ticas fisiográficas de la Cuenca, tanto como en la infor mación climatológica e Hidrométrica de la zona. Esto es, mediante el empleo de métodos empíricos, estadísticos y métodos basados en relaciones de lluvia-escurrimiento.

3.2 CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA,

. DESCRIPCION DE LA CORRIENTE

El arroyo Carrizo tiene su origen a una altitud aproximada de 920 m.s.n.m., en las cerranías que se extienden a - unos 9 km hacia el SE de la Ciudad de Tecate, B.C.N. Su - curso es en general, hacia el SW.

A lo largo de su recorrido cruza la Carretera Federal No 3 Tecate-Ensenada, para luego internarse por el Cañón "El Carrizo", llegando posteriormente al sitio de la Presa Carrizo después de recorrer, desde sus orígenes, 21 km aproximadamente. A partir de este punto, el Arroyo Carrizo continúa su trayectoria, siempre hacia el SW, atravesando los pequeños Valles situados a lo largo de la Carretera Federal No 2 Tecate-Tijuana, hasta confluír, después de otros 25 km de recorrido, al Río Tijuana. Esta confluencia ocurre por margen derecha de este último Río, 200 m aguas abajo de la Presa Abelardo L. Rodríguez.

Luego de esta unión, el Río Tijuana recorre hacia el NW unos 30 km aproximadamente hasta su desembocadura al Océano Pacífico.

. AREA DE CUENCA

El área de cuenca del Arroyo Carrizo, hasta el sitio de la Presa, es de 136 km².

. LONGITUD DEL CAUCE

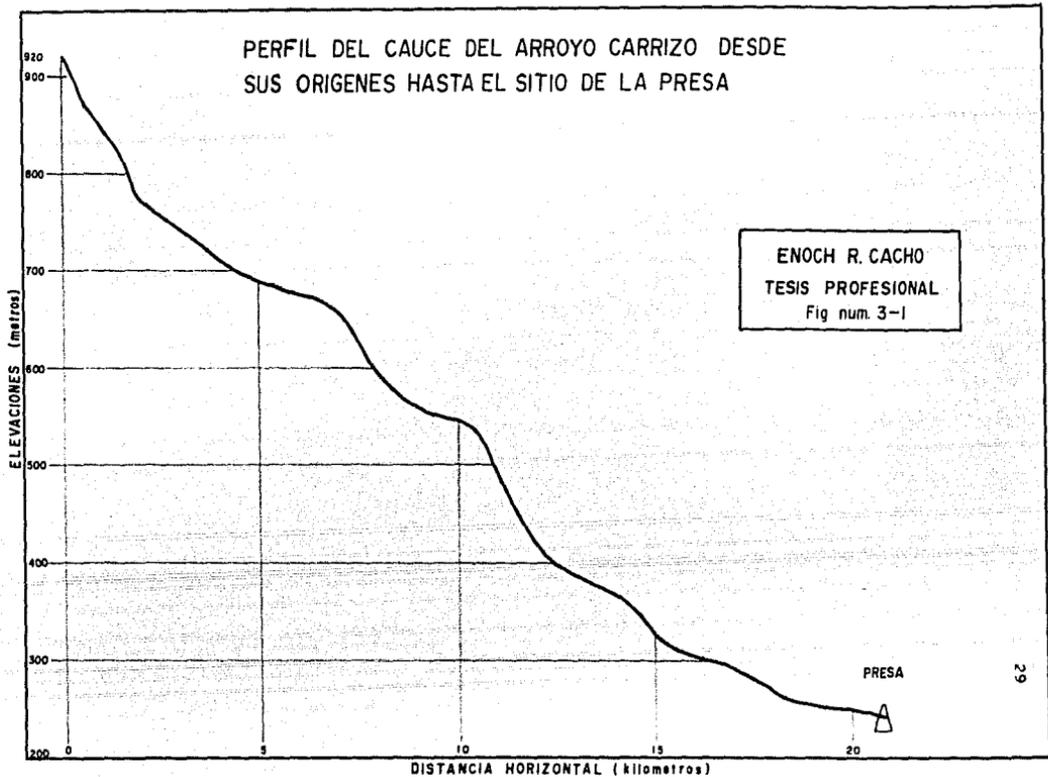
La longitud del cauce, desde sus orígenes hasta el sitio de la Presa, es de 20 740 m.

. PENDIENTE DEL CAUCE

Para calcular la pendiente del cauce, desde sus orígenes hasta el sitio de interés, utilizaremos los datos del perfil que muestra la Figura 3-1. Emplearemos el criterio de Taylor y Schwarz.

$$S = \left[\frac{m}{\sqrt{\frac{1}{S_1}} + \sqrt{\frac{1}{S_2}} + \dots + \sqrt{\frac{1}{S_m}}} \right]^2 \quad \text{---(3.1)}$$

en que:



m Número de segmentos iguales en que se divide el tramo en estudio. En nuestro caso "m" igual a 10 segmentos, 2074 m cada uno.

S Pendiente media del tramo en estudio

S₁, S₂... S_m Pendiente de cada segmento, obtenido según la ecuación.

$$S_i = \frac{H_i}{L_i} \quad \text{---(3.2)}$$

Donde

S_i Pendiente del segmento

H_i Desnivel entre los extremos del segmento en m

L_i Longitud horizontal del segmento en m

En la tabla 3-1, se proporciona el desnivel de cada segmento y su pendiente correspondiente.

TABLA 3.1.- Pendiente de los tramos en que se dividió
el Arroyo Carrizo

TRAMO	DESNIVEL Hi, en m	PENDIENTE $S_i = \frac{H_i}{2074}$	$\sqrt{S_i}$	$1/\sqrt{S_i}$
1	150	0.072	0.269	3.718
2	64	0.031	0.176	5.693
3	32	0.015	0.124	8.050
4	91	0.044	0.209	4.774
5	43	0.021	0.144	6.945
6	141	0.068	0.261	3.835
7	49	0.024	0.153	6.505
8	52	0.025	0.158	6.315
9	40	0.019	0.138	7.201
10	13	0.006	0.079	12.631
SUMA				65.667

Aplicando la ecuación (3-1), se tiene que la
pendiente media del cauce es:

$$S = \left[\frac{10}{65.667} \right]^2 = 0.023$$

. PENDIENTE DE LA CUENCA

Para este cálculo emplearemos el criterio de Horton. En este criterio se traza una malla de cuadrados sobre el plano del área de la cuenca en estudio, la cual conviene orientar en el sentido de la corriente principal. Si la cuenca es de 250 km² ó menor, se requiere por lo menos una malla de cuatro - cuadros por lado. En nuestro caso (136 km²) se utilizó una malla de 11x16 cuadros (cada cuadro de 1 km por lado). Una vez hecho lo anterior, se mide la longitud de cada línea (en las dos direcciones) de la malla comprendida dentro de la cuenca y se cuentan las intersecciones y tangencias de - cada línea con las curvas de nivel. La pendiente de la cuenca en cada dirección de la malla se valúa como:

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} , \quad S_y = \frac{N_y D}{L_y}$$

donde:

- D Desnivel constante entre curvas de nivel. En nuestro caso
D= 0.1 km
- Lx Longitud total de las líneas de la malla en la dirección
"X", comprendidas dentro de la cuenca.
- Ly Longitud total de las líneas de la malla en la dirección
"Y", comprendidas dentro de la cuenca.
- Nx Número total de intersecciones y tangencias de las líneas
de la malla en la Dirección "X", con las curvas de nivel.
- Ny Número total de intersecciones y tangencias de las líneas
de la malla en la dirección "Y", con las curvas de nivel.
- Sx Pendiente de la cuenca en la dirección "X".

Sy Pendiente de la cuenca en la dirección "Y".

Finalmente, Horton considera que la pendiente media de la cuenca puede determinarse como:

$$S_c = \frac{ND \text{ Sec } \theta}{L}$$

Donde

$$L = L_x + L_y$$

$$N = N_x + N_y$$

θ Angulo entre las líneas de la malla y las curvas de nivel.

Horton considera como valor promedio del término $\text{Sec } \theta$ 1.57. En la práctica, este término se considera igual a la - unidad, o bien se toma al promedio aritmético o geométrico de las pendientes S_x y S_y como pendiente de la cuenca.

A continuación, en la tabla 3-2 se presentan los datos correspondientes a intersecciones y tangencias y longitudes de la malla dentro de la cuenca.

TABLA 3-2

Cálculo de intersecciones y Tangencias, y Longitudes de la malla dentro de la cuenca del Arroyo Carrizo, B.C.N.

Núm de la Línea de la malla	Intersecciones		Long en km	
	Nx	Ny	Lx	Ly
0	1	3	0.125	1.80
1	5	7	3.000	9.00
2	7	15	6.300	9.80
3	22	16	8.400	8.50
4	14	18	13.500	8.60
5	28	15	14.450	8.05
6	23	15	14.550	8.10
7	30	21	15.550	8.65
8	13	6	15.100	7.35
9	14	9	14.300	7.00
10	7	8	5.400	6.90
11	2	6	0.750	6.45
12	0	3	0	6.25
13	0	5	0	7.05
14	0	6	0	6.40
15	0	1	0	3.20
16	0	0	0	0
SUMA	156	154	111.425	113.10
SUMA TOTAL	320		224.525	

En base a los datos anteriores:

$$S_c = 0.142 = 14.2 \%$$

$$S_x = 0.149 = 14.9 \%$$

$$S_y = 0.136 = 13.6 \%$$

3-3.- DETERMINACION DE LA AVENIDA DE DISEÑO

3.3.1 METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

Este método tiene sus antecedentes en la necesidad de los Hidrológicos del Servicio de Conservación de Suelos de los E.U.A. (Soil Conservación Service), para estimar directamente el escurrimiento cuando no existen registros de afros para la cuenca en estudio.

En este método se usan tres variables principales para determinar el escurrimiento: la precipitación, la humedad anterior y el complejo hidrológico suelo-vegetación.

- PRECIPITACION

Geográficamente nuestra zona de interés se halla ubicada en el Estado de Baja California Norte, casi colindando con el Sur de California, E.U.A. por lo que aprovechando los estudios sobre el potencial de los aguaceros que se tiene para esta zona fronteriza, los haremos extensivos a nuestra zona de estudio.

En la Fig. 3-2 se muestran, representadas por curvas, las - precipitaciones máximas probables puntuales de 6 horas para las áreas de los Estados Unidos al Oeste del meridiano 105º a las que estamos suponiendo pertenece nuestra área de estudio por su vecindad. En esta carta se está considerando que la precipitación puntual es representativa de un área de -- 10 mi^2 (25.9 km^2).

La carta de la Fig. 3-2, se basa en los resultados de aproximadamente 200 análisis de aguaceros de proyecto preparado por el Bureau of Reclamación para cuencas de drenaje especi

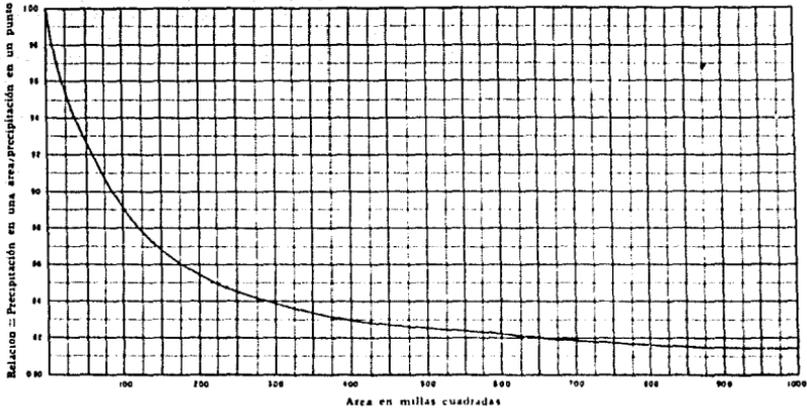


FIG. 3.2 Valores máximos probables de los aguaceros (en pulgadas) al oeste del meridiano 105°

ficas al Oeste del Meridiano 105º, además de numerosos análisis de aguaceros hechos por otros organismos de los Estados Unidos.

Los valores de los aguaceros en un punto pueden aplicarse a áreas hasta de 1000 mi² (2590 km²) utilizando la curva presentada en la Fig. 3-3

FIG. 3-3



Factor para convertir la precipitación de 6 hr en un punto a la precipitación de 6 hr en una Área al oeste del meridiano 105'

Los valores para los aguceros de 6 horas pueden extenderse para períodos de más larga duración multiplicando el valor para 6 horas por los factores correspondientes dados en la tabla 3-3

TABLA 3-3. CONSTANTES PARA AMPLIAR LOS AGUACEROS DE PROYECTO DE 6 HORAS, EN LAS AREAS AL OESTE DEL MERIDIANO 105°, A PERIODOS DE MAYOR DURACION

Duración (en horas)	Constante*
8	1.16
10	1.31
12	1.43
14	1.50
16	1.56
18	1.62
20	1.68
22	1.74
24	1.80
30	1.95
36	2.10
42	2.25
48	2.38

* Multiplíquese la precipitación en un punto para 6 hr de la Fig. 3 por la constante indicada.

Para duraciones menores de 6 hr, la distribución con respecto al tiempo de los aguceros se puede obtener de las curvas de la Fig. 3-4

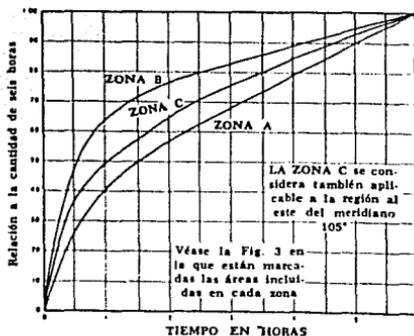


FIG. 3-4. Distribución de la precipitación de 6 hr para la región al oeste del meridiano 105°

- HUMEDAD ANTERIOR

Al volumen de precipitación que ocurre en un período de 5 a 30 días anteriores a una tormenta determinada se le llama precipitación precedente, y a las condiciones que se producen en la cuenca con respecto al escurrimiento potencial se le llama condiciones precedentes. En general, cuanto mayor es la precipitación precedente, mayor será el escurrimiento directo que ocurre en una tormenta dada. Los efectos de la infiltración y de la evapotranspiración durante el período precedente también son importantes, porque pueden aumentar o disminuir el efecto de la lluvia precedente.

Debido a las dificultades para determinar las condiciones precedentes producidas por la lluvia de los datos normalmente disponibles, las condiciones se reducen a los siguientes tres casos:

CONDICION I.- Esta es la condición que presentan los suelos de una cuenca cuando están secos, pero no hasta el punto de marchitamiento, y cuando se aran o se cultivan bien.

CONDICION II.- El caso promedio para avenidas anuales, es decir un promedio de las condiciones que han precedido a la ocurrencia de la avenida máxima anual en la mayoría de las cuencas.

CONDICION III.- Esta condición se presenta cuando ha llovido -- mucho o poco y han ocurrido bajas temperaturas durante los 5 -- días anteriores a la tormenta y el suelo está saturado.

- COMPLEJO HIDROLOGICO SUELO-VEGETACION

El estudio de aproximadamente 2000 tipos de suelos de los E.U. A, por numerosos especialistas e identificadores de suelos, ha llevado a la determinación de cuatro grupos principales de suelos. Estos grupos se han formado en función de la aportación de agua al final de las tormentas de larga duración e intensidad apreciable, suponiendo que los suelos con perfiles de características semejantes (espesor, textura, contenido de materia orgánica, estructura y grado de abundamiento cuando se saturan) responderán en forma prácticamente semejante bajo el efecto de la precipitación. Al hacer estas comparaciones, se supone que los suelos se han mojado previamente, se han hinchado o alcanzado su volumen máximo y que no cuentan con la cubierta protectora de la vegetación.

Los grupos principales de suelos hidrológicos son:

A.- (Con el potencial de escurrimiento mínimo). Incluye a las arenas profundas con poco limo y arcilla, también a los loes muy permeables.

B.- La mayor parte de los suelos arenosos menos profundos que los del grupo A, y loes menos profundo o menos compacto que el del grupo A, pero el grupo, en conjunto, tiene una infiltración media superior después de haberse mojado completamente.

C.- Comprende los suelos poco profundos y los que contienen mucha arcilla y coloides, aunque menos que el grupo D. El grupo tiene una infiltración inferior a la promedio después de saturación.

D.- (Con el potencial de escurrimiento mayor). El grupo incluye a la mayor parte de las arcillas que más aumentan de volumen al mojarse, pero también incluye algunos de los suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie.

La clasificación de los suelos de la cuenca que se está estudiando dentro de cualquiera de estos grupos, requiere que se disponga de planos con levantamientos de suelos agrícolas. Si no se dispone de estos planos, los suelos se clasifican a base de criterio.

Además de la clasificación de los suelos en los cuatro grupos mencionados, se precisa de otros factores también muy importantes, como son:

El uso del suelo y las clases de tratamiento o métodos de cultivos.

En la tabla 3-4, se combinan los grupos de suelos, el uso del suelo y las clases de tratamiento o métodos de cultivos formando complejos hidrológicos suelo-vegetación. Los números muestran el valor relativo de los complejos como productores directos de escurrimiento. Cuanto más elevado es el número, mayor es el volumen de escurrimiento directo que puede esperarse de una tormenta. Asociada a esta tabla, se presenta la Fig. 3-5, que muestra mediante una serie de curvas, la relación precipitación-Escurrecimiento directo. Tanto la tabla como la figura se prepararon utilizando datos de cuencas aforadas con suelo y vegetación conocidos. La precipitación considerada en la determinación de ambas, corresponde a datos de tormentas productoras de las avenidas máximas anuales y otras avenidas importantes.

Los números de la tabla 3-4, para el cálculo de las curvas de escurrimiento, son para la condición media de la cuenca II (véase párrafo: "Humedad Anterior"). Estos números pueden convertirse a una condición diferente usando la tabla 3-5.

TABLA 3-4 NUMEROS DE LAS CURVAS DE ESCURRIMIENTO PARA LAS DIFERENTES COMBINACIONES HIDROLOGICAS SUELO-VEGETACION

(PARA LAS CUENCAS EN CONDICIONES II, E L₀ = 0.25)¹

Uso del suelo y cubierta	Tratamiento método	Condición para la infiltración	Grupo hidrológico del suelo			
			A	B	C	D
Barbecho	RR		77	86	91	94
Cultivos en hileras	SH	Mala	72	81	88	91
	SH	Buena	87	78	85	89
	C	Mala	70	79	84	88
	C	Buena	85	75	82	86
	C&T	Buena	86	74	80	82
Granos pequeños	C&T	Buena	82	71	78	81
	SH	Mala	65	74	81	84
	SH	Buena	63	75	83	87
	C	Mala	63	74	82	85
	C	Buena	61	73	81	84
Legumbres (opidas ² o rotación de pradera)	C&T	Mala	61	72	79	82
	C&T	Buena	59	70	78	81
	SH	Mala	66	77	85	89
	SH	Buena	58	72	81	85
	C	Mala	64	75	83	85
Pradera o pastizal	C	Buena	55	66	74	83
	C&T	Mala	43	73	80	83
	C&T	Buena	51	72	76	80
		Mala	64	79	86	89
		Regular	49	69	72	84
Pradera (permanente)		Buena	39	61	74	80
		Mala	47	67	81	86
		Regular	25	56	75	83
		Buena	4	35	70	79
			91	58	71	78
Bosques (leños de bosque)		Mala	15	46	77	83
		Regular	27	60	73	79
Casos de los ranchos		Buena	25	55	70	77
			80	74	82	86
Caminos (revestidos) ³ (con pavimentos diáskis) ⁴			72	82	87	89
			74	84	89	92

¹ Sembrados juntos o a bulón (U.S. Soil Conservation Service)

² Incluyendo el deshojar de viga

³ Véase la Sec. A-3

SH Hileras rectas

C Por líneas de nivel

T Terrazas

C y T Terrazas y nivel

TABLA 3-5 CONVERSIONES Y CONSTANTES

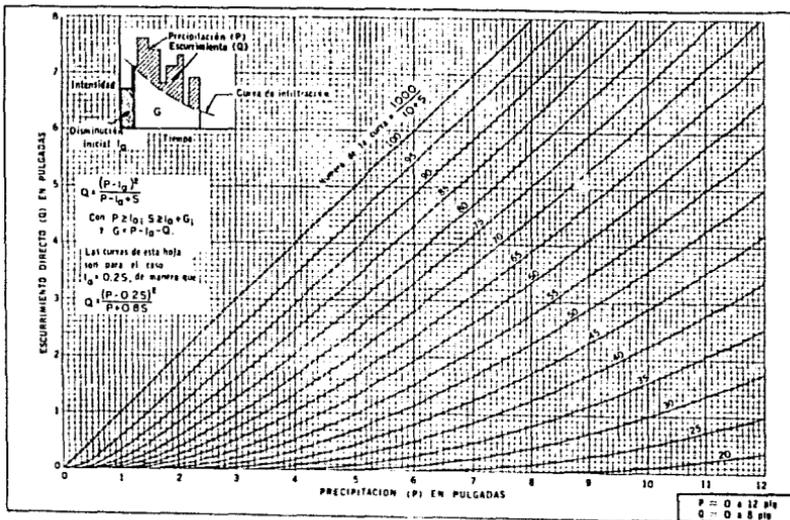
PARA EL CASO I₀ = 0.25

1 Número de la curva para la condición II	2 Números correspondientes de la curva para la—		4 Valores S ¹	5 La curva comienza donde P = 1
	Condición I	Condición III		
100	100	100	0	0
95	87	99	0.526	10
90	78	94	1.11	22
85	70	91	1.74	35
80	63	84	2.50	50
75	57	81	3.33	67
70	51	87	4.29	86
65	45	83	5.34	106
60	40	79	6.47	133
55	35	75	7.78	164
50	31	70	10.00	200
45	27	65	12.2	244
40	23	60	15.0	300
35	19	55	18.4	372
30	15	50	23.3	466
25	12	45	30.0	600
20	9	40	40.0	800
15	7	33	56.7	1134
10	4	26	80.0	1600
5	2	17	120.0	2400
0	0	0	Infinito	Infinito

(U.S. Soil Conservation Service)

¹ Para el número de la curva en la Col. 1.

FIG. 3-5



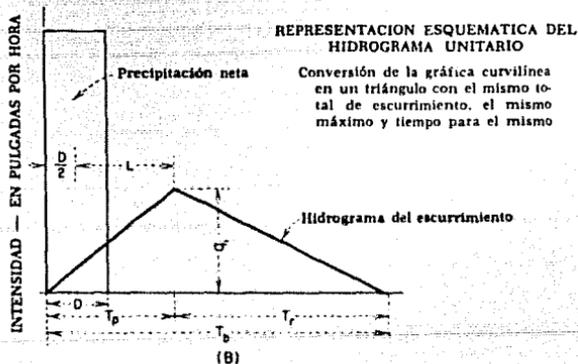
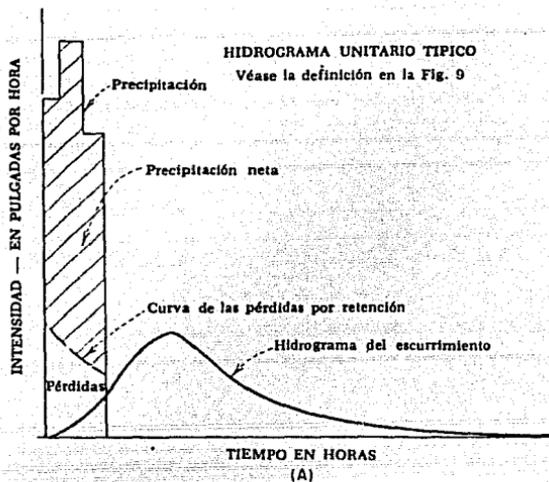
Solución de la ecuación del escurrimiento, $Q = \frac{(P - 0.25)^2}{P + 0.85}$. (Hoja 1 de 2) (U.S. Soil Conservation Service.)

- DEDUCCION DE LA ECUACION PARA EL GASTO MAXIMO

En el procedimiento del Hidrograma Unitario triangular (H.U.T.) la deducción de la ecuación que permite calcular el gasto máximo o gasto de pico de la avenida, se basa en el supuesto simplificatorio de considerar el hidrograma respectivo como un triángulo (Fig. 3-6).

Las literales que aparecen en la Fig. 3-6, así como las empleadas en las relaciones que conducen a la obtención de la ecuación del gasto máximo, tienen el siguiente significado:

- Q= Esgurrimiento total, en pulgadas.
- qi= Intensidad máxima (pico), en plg/hr.
- Tp= Tiempo de pico, tiempo en horas desde el principio al máximo de intensidad (pico).
- Tr= Tiempo en horas, desde la intensidad máxima (pico) al extremo final del triángulo.
- qp= Gasto máximo o gasto de pico, en pies cúbicos por segundo.
- D= Período de exceso de precipitación, en horas.
- L= Retraso, tiempo desde el centro del exceso de precipitación al pico del triángulo.
- Tc= Tiempo de concentración, duración del recorrido del agua - desde el punto hidráulicamente más distante al punto de interés, en horas.
- Tb= Tiempo base del hidrograma.



FUENTE: Artículo por Victor Mockus, Ingeniero Hidráulico, del Soil Conservation Service, Central Technical Unit Beltsville, Md. febrero de 1957.

FIG. 3-6. Análisis del hidrograma triangular. (Hoja 1 de 2)

Con base en el triángulo de la Fig. 3-6, se tiene:

$$Q = \frac{q_i T_p}{2} + \frac{q_i T_r}{2}, \text{ (pulg)}$$

$$q_i = \frac{2Q}{T_p + T_r}, \text{ (pulg/hr)}$$

Si $T_r = HT_p$, en la que H es una constante que se determina para cada cuenca :

$$q_i = \frac{2}{(1+H)} \frac{Q}{T_p} \quad \text{(pulg/hr)}$$

Convirtiendo las pulg/hr a pies cúbicos por segundo introduciendo el área de drenaje, A, en millas cuadradas, teniendo en cuenta que $1 \text{ pulg/hr} = 645.3 \text{ pies}^3/\text{s}/\text{mi}^2$;

$$q_p = \frac{2(645.3)}{(1+H)} \times \frac{AQ}{T_p} \quad \text{(pies}^3/\text{s)}$$

$$q_p = \frac{kAQ}{T_p} ; \quad K = \frac{1290.6}{1+H}$$

Los análisis hechos por el Servicio de Conservación de suelos de los E.U. (U.S.S.C.S), han dado por resultado la adopción de un valor de 1.67 para H, como valor medio para cuencas no aforadas.

Esto es, para $H=1.67$: $q_p = \frac{484 \times AQ}{T_p} \quad \text{(pies}^3/\text{s)}$

o bien usando las relaciones empíricas:

$$L = 0.6 T_c$$

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_c ; \quad q_p = \frac{484 \times AQ}{D/2 + 0.6 T_c} \quad \text{(pies}^3/\text{s)}$$

- PROCEDIMIENTO GENERAL DE CALCULO

Los pasos a seguir en el cálculo de la avenida de diseño, pueden resumirse en los siguientes conceptos generales.

- 1.- Determinación del área de cuenca.
- 2.- Determinación del aguacero de proyecto.
- 3.- Cálculo de los incrementos de precipitación.
- 4.- Clasificación de los suelos de la cuenca dentro de algunos de los grupos de suelos hidrológicos.
- 5.- Cálculo del número de curvas de escurrimiento en función del uso del suelo.
- 6.- Cálculo del escurrimiento directo.
- 7.- Cálculo del tiempo de concentración.
- 8.- Cálculo del Hidrograma Unitario triangular (H.U.T.)
- 9.- Dibujo del hidrograma de la avenida.

Para aprovechar la información (mapas, gráficas y tablas) que se emplea con el método original, utilizaremos las unidades del Sistema Inglés, haciendo la transformación al Sistema Métrico Decimal cuando por claridad se juzgue necesario.

Conforme al orden dado en el procedimiento general, se tiene lo siguiente:

- 1.- Area de cuenca: 52.5 mi² (136 km²)

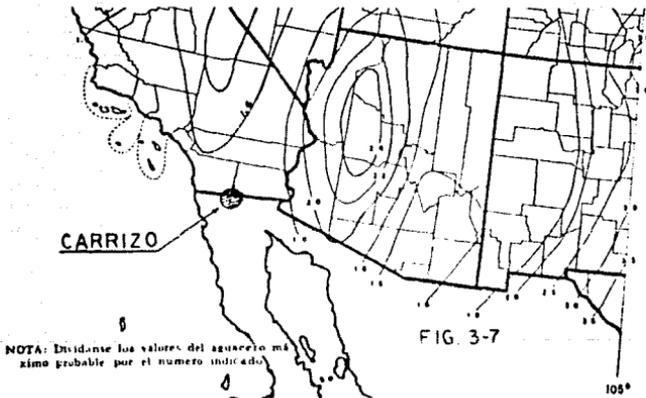
2.- Aguacero de Proyecto

Dado que la obra estará alojada en una zona rural, sobre una corriente de menor importancia y aunque su falla ocasionaría pérdidas materiales por el costo de la estructura y trastorno a la operación del acueducto, puede catalogarse como de poco riesgo y por tal motivo puede hacerse reducciones razonables en la severidad de los aguaceros con el objeto de tener una avenida de diseño menor que la máxima probable.

Conforme a lo supuesto, el aguacero de proyecto se obtiene como sigue:

De la Fig. 3-2, zona, A, el valor de la precipitación máxima probable para 6 horas es de 6 pulgadas (152.4 mm).

El factor de reducción se obtiene de la siguiente Fig 3-7.



Sección para determinar la precipitación aplicable para calcular la avenida de proyecto menor que la máxima probable para la sección que queda al oeste del meridiano 105°.

Para la zona de interés, se tiene un factor de reducción de 1/1.7 (aproximadamente 0.59).

Aplicando este factor a la precipitación máxima probable - (6 plg), se tiene una precipitación para 6 hr de 3.53 plg- (89.6 mm). Este valor, sin embargo, según la teoría del método, corresponde a un área de 10 mi^2 (25.9 km^2) por lo que es necesario hacer el ajuste al área de la cuenca que es de 52.5 mi^2 .

El ajuste se hace empleando la gráfica de la Fig. 3-3, entrando con el área de 52.5 mi^2 como abscisa, se obtiene un valor - de 0.923 en la ordenada. Finalmente, la aplicación de esta -- constante a la precipitación reducida de 6 hr, 10 mi^2 , da como resultado un valor de 3.26 pulgadas (82.7 mm) para una duración de 6 hr y 52.5 mi^2 .

Considerando una duración desfavorable de 48 horas y tomando en cuenta las constantes de la tabla 3-3 para extender la duración más allá de 6 hr, el aguacero de proyecto y las cantidades de lluvia acumuladas en diferentes intervalos, son como sigue:

Duración (hr)	Constante (tabla 3-3)	lluvia total (cte x 3.26) (plg)	lluvia total (mm)
0 - 6	-	3 . 26	82 . 7
0 - 12	1 . 43	4 . 66	118 . 4
0 - 24	1 . 80	5 . 87	149 . 0
0 - 48	2 . 38	7 . 76	197 . 0

Dentro de la duración del aguacero, la experiencia y observaciones indican que por lo general la máxima precipitación ocurre en las - primeras 6 horas, de aquí la importancia de conocer la distribución horaria de esta precipitación.

Con el auxilio de la curva zonal "A" de la Fig. 3-4, se obtiene lo siguiente:

PRECIPITACION HORARIA PARA EL MAXIMO DE 6 HR.

Tiempo (hr)	% de la lluvia de 6 hr	lluvia acumulada (% X 3.26/100)	
		plg	mm
1	40	1 . 30	33 . 1
2	57	1 . 86	47 . 2
3	68	2 . 32	56 . 3
4	79	2 . 57	65 . 4
5	90	2 . 93	74 . 5
6	100	3 . 26	82 . 7

Finalmente, la tabulación del aguacero de proyecto, con las cantidades de lluvia acumulada en los tiempos que se señalan, es la siguiente:

AGUACERO DE PROYECTO, LLUVIA ACUMULADA

Tiempo (hr)	lluvia acumulada	
	plg	mm
1	1 . 30	33 . 1
2	1 . 86	47 . 2
3	2 . 22	56 . 3
4	2 . 57	65 . 4
5	2 . 93	74 . 5
6	3 . 26	82 . 7
12	4 . 66	118 . 4
24	5 . 87	149 . 0
48	7 . 76	197 . 0

3.- Incrementos de precipitación:

A partir de la lluvia acumulada de la tabla anterior, los incrementos de precipitación que resultan son los siguientes:

Tiempo (hr)	Incrementos de precipitación	
	plg	mm
1	1 . 30	33 . 1
2	0 . 56	14 . 2
3	0 . 36	9 . 1
4	0 . 35	8 . 9
5	0 . 36	9 . 1
6	0 . 33	8 . 4
12	1 . 40	35 . 6
24	1 . 21	30 . 7
48	1 . 89	48 . 0

4.- Grupo Hidrológico de suelos.

Los terrenos de la cuenca son en general accidentados y de fuerte pendiente y dadas las condiciones climatológicas de la zona, los suelos son residuales, arenosos y en ocasiones pedregosos:

La clasificación del S.C.5 presenta un suelo "Tipo B", que parece convenir al caso (véase complejo Hidrológico Suelo vegetación en páginas anteriores).

5.- Número de curva de escurrimiento.

La cobertura vegetal en la zona de interés, es la propia de las zonas semidesérticas: vegetación arbustiva de escasa transpiración y pasto o hierbas.

Haciendo un promedio pesado de las diferentes condiciones de la zona, se seleccionó un valor para el número de curva de escurrimiento (N), de 69 (tabla 3-4, pradera o pastizal).

El valor estimado de N corresponde a una condición II de humedad antecedente.

6.- Escurrimiento directo.

El método aconseja que los incrementos de precipitación calculados en el paso 3, se reordenen durante las primeras 6 horas de tal manera que queden en el orden: 6, 4, 3, 1, 2, 5. Con esto se espera tener una avenida mayor que la que se basa en el supuesto de que el mayor incremento de lluvia ocurre durante la primera hora y que al mismo tiempo es menor que la calculada suponiendo que el mayor incremento de lluvia ocurre la sexta hora del día.

Una vez que se han reordenado los incrementos de precipitación, se acumulan. Con estos datos y el número de curva de escurrimiento (N=69) entramos a las gráficas de la Fig 3-5 y calculamos el escurrimiento directo acumulado. A continuación, calculamos los incrementos correspondientes del escurrimiento y, -- finalmente las pérdidas en cada intervalo, restando del incremento de precipitación el correspondiente incremento de escurrimiento. Los resultados obtenidos como se ha explicado, se tabulan a continuación:

Tiempo (hr)	Incremento de Precipitación		Escorrimento		Pérdidas
	Reordenado (plg)	Acumulado (plg)	Acumulado (plg)	Incremento (plg)	Incremento (plg)
0-1	0.33	0.33	0	0	0.33
1-2	0.35	0.68	0	0	0.35
2-3	0.36	1.04	0	0	0.36
3-4	1.30	2.34	0.39	0.39	0.91
4-5	0.56	2.90	0.61	0.22	0.34
5-6	0.36	3.26	0.80	0.19	0.17
6-12	1.40	4.66	1.70	0.90	0.50
12-24	1.21	5.87	2.60	0.61	0.60 •
24-48	1.89	7.76	4.13	0.69	1.20 •

- Las pérdidas calculadas por la diferencia de la precipitación menos el escurrimiento, son menores que un cierto valor mínimo establecido en el método como sigue:
- " Considérese una detención constante mínima de 0.10 pulg/hr, para suelo del grupo A y de 0.05 pulg/hr para suelos de los grupos B y C ".

En nuestro caso, grupo B, tomamos 0.05/hr de pérdidas; - de esta manera, al considerar el número de horas de cada intervalo, resultan los incrementos de escurrimiento que se muestran en la tabla anterior.

$$T_c = L_c / V$$

donde:

L_c = Longitud de recorrido del agua desde el punto hidráulicamente más alejado al punto de interés

$$= 20\,740 \text{ m.}$$

V = Velocidad de recorrido del agua. Puede obtenerse de la siguiente guía, a la que se entra con la pendiente media del cauce (S_c)

GUIA PARA ESTIMAR LA VELOCIDAD

Publicación Técnica de la U. S. Navy Navdocks TP — PW — 5 Tabla 8B, marzo de 1953	
Pendiente media del canal desde el punto más lejano a la salida, en porcentaje	Velocidad media, en pies por segundo
1 a 2	2.0
2 a 4	3.0
4 a 6	4.0
6 a 10	5.0

Proyecto Racional de las Alcantarillas y Puentes, Texas Highway Department, octubre de 1946			
Pendiente en porcentaje	Velocidad media, en pies por segundo		
	Bosques (en la porción superior de la cuenca)	Pastizales (en la porción superior de la cuenca)	Cauce natural no muy bien definido
0 - 3	1.0	1.5	1.0
4 - 7	2.0	3.0	3.0
8 - 11	3.0	4.0	5.0
12 - 15	3.5	4.5	8.0

Con $S_c = 2.3 \%$, $V = 1.5 \text{ ft/s} = 0.46 \text{ m/s}$

y $T_c = 12.6 \text{ hr.}$

8.- Hidrograma Unitario Triangular.

Se emplea las siguientes relaciones, cuyos significado se han mencionado con anterioridad (Ecuación del Gasto Máximo)

$$L = 0.6 T_c$$

$$T_p = D/2 + 0.6 T_c ; \quad T_b = 2.67 T_p ; \quad Q_p = 484 \times A \times Q / T_p$$

Donde:

$$\begin{aligned} T_c &= 12.6 \text{ hr} \\ Q_p &= \text{ft}^3/\text{s} \\ A &= 52.5 \text{ mi}^2 \\ Q &= 1 \text{ pulgada} \end{aligned}$$

Para D= 1 hr:

$$\begin{aligned} T_p &= 8.0 \text{ hr} \\ T_b &= 21 \text{ hr} \\ Q_p &= 3153 \text{ ft}^3/\text{s} = 89.3 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Para D= 6 hr

$$\begin{aligned} T_p &= 10.6 \text{ hr} \\ T_b &= 28.2 \text{ hr} \\ Q_p &= 2406 \text{ ft}^3/\text{s} = 68.1 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Para D= 12 hr:

$$\begin{aligned} T_p &= 13.6 \text{ hr} \\ T_b &= 36 \text{ hr} \\ Q_p &= 1874 \text{ ft}^3/\text{s} = 53 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

De acuerdo a los resultados anteriores, los gastos reales así como los datos de construcción de los hidrogramas correspondientes a cada incremento de escurrimiento, se resumen en el siguiente cuadro.

Tiempo D (hr)	Incrementos de los Escurrimien tos (plg)	Qp PARA 1 plg (m3/s)	Qp Real (m3/s)	Hidrogramas de los Incrementos		
				Inicia (hr)	Pico (hr)	Termini na (hr)
0-1	0	89.3	0	0	---	---
1-2	0	89.3	0	1	9	22
2-3	0	89.3	0	2	10	23
3-4	0.39	89.3	34.8	3	11	24
4-5	0.22	89.3	19.6	4	12	25
5-6	0.19	89.3	17.0	5	13	26
6-12	0.90	68.1	61.3	6	17	34
12-24	0.61	53.0	32.3	12	26	48

El escurrimiento del período de 24-48 hr no necesita calcularse para cuencas con T_c menor de 24 horas.

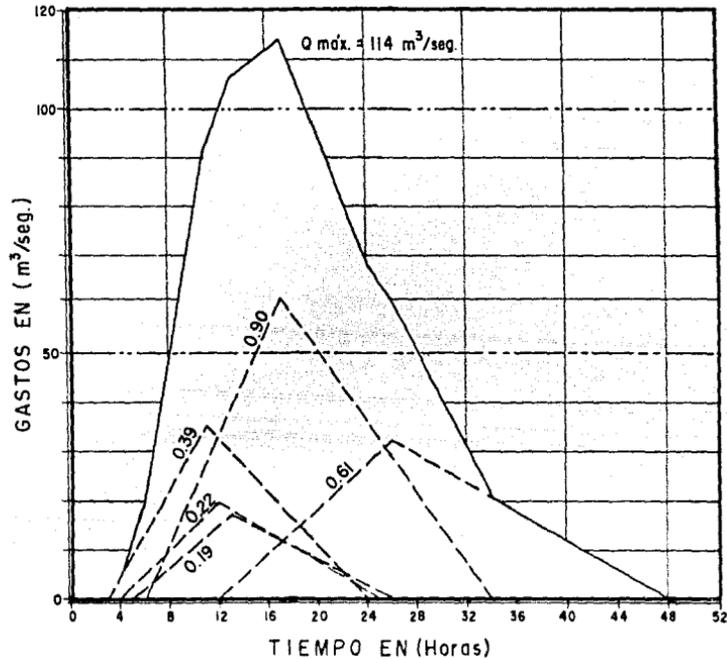
9.- En la Fig. 3-8 se grafican los resultados obtenidos en el paso anterior. El Hidrograma total y con ello el gasto máximo probable de diseño, se obtienen al representar gráficamente la suma de las ordenadas de los hidrogramas correspondientes a cada uno de los incrementos de escurrimiento.

Cabe aclarar que de acuerdo a una publicación reciente de la S.R.H.: " Boletín de Tormentas Máximas Observadas y probables en México en 24 Horas", Lámina No 20, tormentas Máximas Probables Noroeste, Frecuencia Media 10 000 años; la altura de precipitación máxima probable para la zona de interés es de 150-mm. En el método que se acaba de exponer, la lluvia máxima en 24 horas utilizada fue de 149 mm, prácticamente iguales.

PRESA "CARRIZO"

Avenida de diseño

(Método del H.U.T.)



ENOCH R. CACHO

TESIS PROFESIONAL

Fig. Num. 3-8

3.3.2 METODO DE LAS ENVOLVENTES REGIONALES DE CREAGER Y LOWRY

La zona de interés pertenece a la Región Hidrológica Núm 1, Baja California Noroeste; por tanto, usando la gráfica de - envolventes de gastos máximos instantáneos de esta región - (Lámina VI-3, Boletín Hidrológico Núm 28, S.R.H), se tienen los siguientes resultados:

- Envolventes de CREAGER

Para un área (A) de 136 km^2 , el gasto unitario (q) es de $0.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ - por tanto.

$$Q_{\text{máx}} (q \times A) = 95 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Envolvente de LOWRY:

$$\text{Area (A)} = 136 \text{ km}^2$$

$$\text{Gasto Unitario (q)} = 0.845 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$\text{por lo tanto, } Q_{\text{máx}} = 115 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{máx}} = 115 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.3.3 METODO DE GUMBEL - CURVA ENVOLVENTE MAXIMA LOCAL

La aplicación del método de Gumbel precisa la existencia de datos hidrométricos en el sitio de interés, sin embargo, como este no es el caso, puesto que ni a lo largo de toda la corriente del arroyo Carrizo se cuenta con estación hidrométrica, se recurrió por este hecho a información de cuencas cercanas.

Al analizar la información hidrométrica regional se encontró la existencia de tres estaciones ubicadas a regular distancia del sitio del proyecto. Estas estaciones son:

Lindero Internacional, Boquilla Santa Rosa y Agua Caliente - (Fig. Núm 2-5)

La estación Lindero Internacional se ubica al NW, a unos 40 km aguas abajo del sitio del proyecto, sobre la corriente principal del Río Tijuana; a unos 200 m después del cruce de este río con la línea divisoria internacional, en territorio norteamericano. Esta estación tiene un área de cuenca muy grande (4432 km^2) en comparación con la que nos ocupa (136 km^2), lo que ya es una limitante en cuanto a similitud de cuencas; esto, aparte de que sus datos no son fáciles de obtener pues no se controla en México, decidió desecharla.

La estación Boquilla Santa Rosa se localiza a unos 55 km al SW del sitio de interés, sobre el Río Guadalupe. El área de cuenca de esta estación también es bastante grande (1930 km^2) y sus registros son de poca extensión (inició en 1960), motivos que limitaron el empleo de sus datos.

La estación Agua Caliente se ubica a unos 48 km al SSE del sitio del proyecto sobre el arroyo Guadalupe, afluente del Río Guadalupe ya mencionado en párrafos anteriores. La estación tiene un área de cuenca de 353 km² y sus características fisiográficas restantes, como se verá más adelante, son más congruentes con las de la cuenca en estudio. Esto, aparte de que sus registros comprenden un mayor número de años, hizo finalmente aprovechar sus datos para el cálculo del gasto máximo probable empleando el método de Gumbel.

A continuación se tabulan los gastos máximos anuales obtenidos de la información disponible, de 1949 a 1969, integrando una muestra de 21 datos (tabla 3-6).

TABLA 3-6
 GASTOS MAXIMOS ANUALES EN LA ESTACION
 AGUA CALIENTE, B.C.N.

1	2	3
AÑO DE OBSERVACION.	GASTO MAXIMO ANUAL (Q ²)	Q1 ²
1949	7.40	54.76
1950	0.33	00.11
1951	5.97	35.64
1952	46.00	2116.00
1953	1.45	2.10
1954	26.90	723.61
1955	0.26	0.07
1956	0.23	0.05
1957	7.16	51.27
1958	5.86	34.34
1959	0.56	0.31
1960	0.14	0.02
1961	2.04	4.16
1962	3.19	10.18
1963	2.61	6.81
1964	0.26	0.07
1965	8.70	75.69
1966	18.80	353.44
1967	29.46	867.89
1968	0.27	0.07
1969	32.81	1076.50
SUMA	200.4	5413.09

Antes de proceder a la obtención de resultados mencionaremos brevemente las relaciones en que se basa el método de Gumbel:

- METODO DE GUMBEL

Para el calculo del gasto máximo por este método se emplea - la ecuación:

$$Q_{\text{máx}} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - L_N \text{Tr}) \quad \text{--- (3-3)}$$

siendo:

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N(Q_m)^2}{N-1}}$$

donde $Q_{\text{máx}}$ gasto máximo para un período de retorno determinado, en m^3/s .

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} \quad \text{gasto medio, en } \text{m}^3/\text{s}$$

Q_i gastos máximos anuales registrados, en m^3/s .

N Número de años de registro

σ_Q desviación estandar de los gastos

σ_N, \bar{Y}_N constantes función de N , tabla 3-7

Tr período de retorno, en años

El intervalo de confianza (ΔQ), o sea aquel valor dentro del cual el $Q_{\text{máx}}$ puede variar, se calcula de la siguiente manera.

Si $\Phi = 1 - 1/Tr$ varía entre 0.20 y 0.80,

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N} \alpha \sigma_m (\sigma_Q / \sigma_N \sqrt{N}) \dots (3.5)$$

donde, $\sqrt{N} \alpha \sigma_m$ constante función de Φ , tabla 3-7; las demás literales, con el significado ya explicado.

Si Φ es mayor de 0.90:

$$\Delta Q = \pm 1.14 \sigma_Q / \sigma_N \dots (3-6)$$

Si Φ está entre 0.80 y 0.90, ΔQ proporcional al valor calculado con (3-5) y (3-6).

Procesando la información contenida en la tabla 3-6, conforme a las relaciones que acaban de exponerse, se obtienen los siguientes resultados:

$$Q_m = 9.54 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\sigma_Q = 13.23$$

$$\bar{Y}_n = 0.5252$$

$$\sigma_N = 1.0696$$

para $Tr = 10000$ años:

$$Q_{\text{máx}} = 117 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T = 0.99$$

$$\Delta Q = 14.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

Finalmente:

$$Q_{\text{máx probable}} = 131 \text{ m}^3/\text{s}.$$

El gasto máximo así calculado, corresponde al sitio de Agua Caliente; es pues, necesario transportar este resultado al sitio del proyecto y se ocurre emplear como medio la curva envolvente máxima local.

TABLE 3 - 7

N	y_n	σ_n	N	y_n	σ_n	ϕ	$\sqrt{N}u\sigma_m$
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590	.01	(2.1607)
9	.4702	.9288	50	.54854	1.16066	.02	(1.7854)
10	.4952	.9497	51	.5487	1.1623	.05	(1.4550)
11	.4995	.9676	52	.5493	1.1658	.10	(1.3028)
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653	.15	1.2548
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667	.20	1.2427
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681	.25	1.2494
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696	.30	1.2687
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708	.35	1.2981
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721	.40	1.3366
18	.5202	1.0493	59	.5516	1.1734	.45	1.3845
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17457	.50	1.4427
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770	.55	1.5130
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793	.60	1.5984
22	.5268	1.0754	65	.5538	1.1814	.65	1.7034
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834	.70	1.8355
24	.5295	1.0864	70	.55477	1.18536	.75	2.0069
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873	.80	2.2400
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890	.85	2.5849
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906	.90	(3.1637)
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923	.95	(4.4721)
29	.5353	1.1085	80	.55688	1.19382	.98	(7.0710)
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953	.99	(10.605)
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967		
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980		
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994		
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073		
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020		
36	.5410	1.1315	94	.5592	1.2032		
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044		
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055		
39	.5430	1.1383	100	.56032	1.20649		
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534		
41	.5442	1.1445	200	.56715	1.23598		
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292		
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786		
44	.5457	1.1499	400	.57144	1.25450		
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880		
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506		
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851		
48	.5477	1.1574		.57772	1.28255		

- CURVA ENVOLVENTE MAXIMA LOCAL

La curva envolvente máxima local es consecuencia de las envolventes regionales de Creager o Lowry, según la que a juicio se adapte mejor a las condiciones de la zona, y tiene la siguiente explicación.

En la lámina VI-3 del Boletín Hidrológico Núm 28 de la S.R. H., aparecen trazadas, con apoyo en los gastos más altos de la región, curvas paralelas a las envolventes mundiales de Creager y Lowry, constituyendo las envolventes regionales.

Cualquier punto sobre estas curvas, estará indicando el gasto máximo instantáneo que puede tenerse de acuerdo con el área de cuenca. También en la misma Lámina se ubican los gastos máximos instantáneos de otras estaciones de la región y así, en un momento dado, para cualquier gasto, se puede trazar virtualmente una curva paralela a las envolventes regionales, que representa la envolvente máxima local.

Conforme a lo que acaba de explicarse, el procedimiento numérico para llevar a cabo el transporte del gasto de diseño determinado en el sitio de Agua Caliente al sitio del proyecto Carrizo, es el siguiente.

Se tiene que de acuerdo a la gráfica de curvas envolventes regionales:

$$qxA = Q$$

donde

q = coeficiente que se dá en las ordenadas, en $m^3/s/km^2$

A = área, en Km^2

Q = gasto, en m^3/s

En el sitio de Agua Caliente:

$$A = 353 \text{ km}^2$$

$$Q = 131 \text{ m}^3/s$$

por tanto,

$$q = Q/A = 0.37 \text{ m}^3/s/km^2$$

Ahora bien, A (353) y q (0.37) definen un punto del plano de la gráfica; por este punto trazamos una curva paralela a la envolvente regional de Lowry, como se indica esquemáticamente en la Figura 3-9

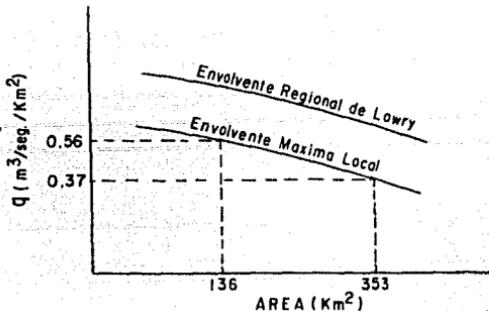


Fig. 3-9

Una vez trazada la envolvente máxima local, entrando a ella con el dato del área de Carrizo, 136 km^2 , se obtiene $q=0.56 \text{ m}^3/s/km^2$, con la que finalmente $Q_{\text{máx}}$ en Carrizo = $qxA = 76 \text{ m}^3/s$

3.3.4 MODELO EMPIRICO:

Por la experiencia adquirida en la Subdirección de Hidrología de la S.A.R.H., se ha llegado a establecer que la relación que guardan los escurrimientos de dos cuencas semejantes hidrológicamente, en las cuales la permeabilidad del terreno también es semejante, puede expresarse por la siguiente relación:

$$Q_c = Q_{ac} \left[\frac{h_{pc}}{h_{pac}} \right]^{1.2} \times \left[\frac{A_c}{A_{ac}} \right]^{0.8} \times \left[\frac{S_c}{S_{ac}} \right]^{0.2} \quad \text{---(3-7)}$$

donde:

- c Carrizo
- ac Agua Caliente
- Q gasto en m³/s
- hp precipitación media anual, en mm
- A Area de cuenca, en km²
- S pendiente del cauce.

Ahora bien, por lo que respecta a los datos involucrados se tiene:

Para Agua Caliente:

$$Q_{ac} = 131 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (vease método de Gumbel).}$$

$h_{pac} = 317 \text{ mm}$ (considerando las estaciones Agua Caliente y el pinal).

$$A = 353 \text{ km}^2$$

$$S = 0.031$$

Para Carrizo:

$h_{pc} = 284 \text{ mm}$ (estación la puerta)

$$A = 136 \text{ km}^2$$

$$S = 0.073$$

De acuerdo con estos datos, el gasto de diseño que resulta para el sitio de Carrizo es :

$$Q_c = 50 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.4 RESUMEN DE GASTOS MAXIMOS

a) Hidrograma Unitario Triangular (H.U.T.), $114 \text{ m}^3/\text{s}$

b) Envolventes Regionales:

. Creager: $95 \text{ m}^3/\text{s}$

. Lowry: $115 \text{ m}^3/\text{s}$

c) Gumbel-curva envolvente máxima local: $76 \text{ m}^3/\text{s}$

d) Modelo Empírico: $50 \text{ m}^3/\text{s}$

3.5 SELECCION DEL GASTO DE DISEÑO.

Debido a que no se cuenta con información hidrométrica histórica en el sitio del proyecto para apoyar una determinación más confiable del gasto de diseño, se eligió como tal el de más cuantía, el determinado con la envolvente regional de Lowry, de $115 \text{ m}^3/\text{s}$.

Debemos comentar además, que en apoyo a esta selección, las envolventes según Lowry, son más recomendables para los ríos del Norte del País, ya que este investigador empleó para la construcción -- de sus curvas, datos de los ríos de Texas.

3.6 FORMA DE LA AVENIDA:

La forma de la avenida de diseño se obtuvo mayorando el pico de la avenida máxima registrada en la estación hidrométrica . . .

Agua Caliente, en el período del 10 al 15 de Marzo de 1952.

El hidrograma resultante se ilustra en la figura Núm 3-10.

El tiempo base del hidrograma es de 5 días y su gasto máximo es de $115 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.7 VOLUMEN MEDIO ANUAL ESCURRIDO

Se sabe de antemano, por la deficiente precipitación pluvial de la zona, que el volumen medio anual escurrido en la cuenca no es significativo para el propósito de la Presa: los aportes al vaso se harán a través del acueducto ; sin embargo, es necesario su determinación para hacer el cálculo de otros conceptos que se verán más adelante.

El volumen medio anual escurrido (V.E.) en cuencas que no disponen de datos de aforo puede estimarse por la siguiente relación:

$$V.E. = A.c.Pm$$

A= Area de la cuenca

c= Coeficiente de escurrimiento

Pm=Precipitación media anual en la cuenca.

En nuestro caso, la única limitación para efectuar el cálculo, es el desconocimiento del coeficiente de escurrimiento.

PROYECTO PRESA CARRIZO B.C.N.
FORMA DE LA AVENIDA DE DISEÑO

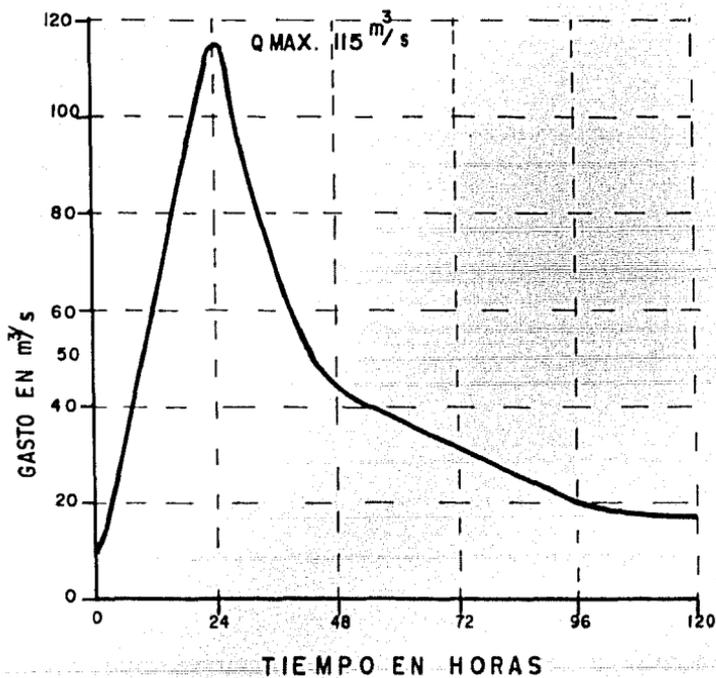


FIG. NUM. 3-10

Determinación del Coeficiente de Escurrimiento.-

El procedimiento para determinar el valor probable del escurrimiento para un aprovechamiento que no cuenta con datos de aforo , consiste en comparar su cuenca con otra u otras, - - cuyas características generales de climatología, extensión, pendiente, vegetación, geología, forma de concentración, etc sean semejantes y en las cuales se cuenta con datos de aforo que hayan permitido previamente la deducción de los coeficientes de escurrimiento anuales. Como en la generalidad de los estudios no es posible obtenerlos de esta forma, su deducción se apoya principalmente en tres factores básicos: la precipitación, el tipo y el uso del suelo.

Se hará intervenir la precipitación anual para el cálculo del coeficiente de escurrimiento anual. El coeficiente medio anual será el promedio de éstos.

Los suelos interesan en cuanto a su mayor ó menor permeabilidad, y se clasifican en tres tipos:

- A.- Suelos muy permeables.
- B.- Suelos medianamente permeables.
- C.- Suelos casi impermeables.

Esta clasificación es la misma que se menciona al tratar el método del Hidrograma Unitario Triangular (H.U.T.).

Por lo que respecta al uso ó cobertura del suelo, también se manejan los mismos conceptos que en el método del H.U.T.

Conjuntando los conceptos anteriores, el coeficiente de escurrimiento se calcula por medio de las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned} \text{para } K \leq 0.15, & \quad C=K \cdot \frac{P-250}{2000} \\ K \geq 0.15, & \quad C=K \cdot \frac{P-250}{2000} + \frac{K-0.15}{1.5} \end{aligned}$$

K, parámetro que depende del tipo y del uso o cobertura -- del suelo, tabla 3-8

El coeficiente de escurrimiento puede obtenerse también -- mediante el auxilio de las gráficas de la Fig 3-11

Finalmente, considerando para la cuenca los siguientes -- datos: Área de cuenca, 136 Km²; tipo de suelo, B; cobertura, pradera o pastizal; K = 0.28; P = 284 mm; se tiene -- que:

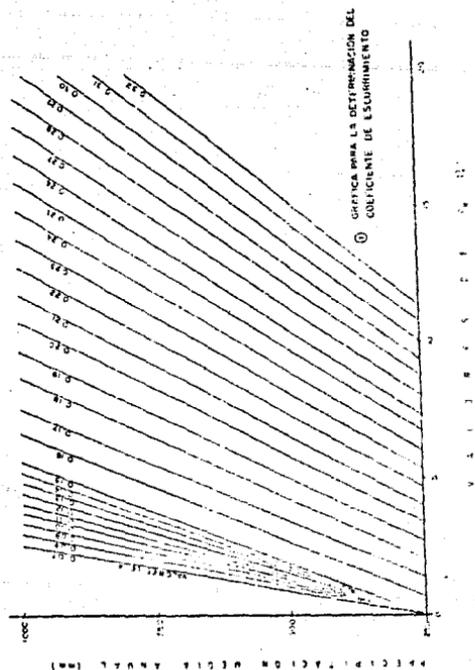
Coeficiente de escurrimiento, C= 0.09

Con esto, el volumen medio anual escurrido (V.E.), resulta de 3.5 millones de m³

TABLA 3-8 Valores de K

Uso (o cubierta) del suelo	Tipo de Suelo		
	A	B	C
Barbecho, áreas incultas y desnudas	0.26	0.28	0.30
Cultivos:			
en hilera	0.24	0.27	0.30
legumbres o rotación de pradera	0.24	0.27	0.30
granos pequeños	0.24	0.27	0.30
Pautizal:			
% del suelo cubierto o pastoreo			
más del 75% - poco -	0.14	0.20	0.28
del 50 al 75% - regular -	0.20	0.24	0.30
menos del 50% - excesivo -	0.24	0.28	0.30
Bosque:			
cubierto más del 75%	0.07	0.16	0.24
cubierto del 50 al 75%	0.12	0.22	0.28
cubierto del 25 al 50%	0.17	0.26	0.24
cubierto menos del 25%	0.22	0.28	0.30
Casos y zonas con edificaciones	0.26	0.29	0.32
Caminos, incluyendo derecho de vía	0.27	0.30	0.33
Pradera Permanente	0.18	0.24	0.30

FIG. 3-11



4.- ANTEPROYECTO

4.1 INTRODUCCION

El objetivo del anteproyecto es la selección de la mejor alternativa de entre las técnicamente factibles. Esto implica, obviamente, la generación de alternativas en cuanto a tipo - y costo de Cortina, Vertedor y Obra de toma, para posteriormente llegar a la selección de una de ellas, tomando en cuenta los beneficios, costos y las facilidades constructivas.

Por lo que respecta al presente capítulo, su propósito, una vez seleccionado el tipo de presa, es llegar a delinear las características físicas de los principales elementos de la - estructura; la cortina, el vertedor y la obra de toma, e integrar un antepresupuesto con la finalidad de tener un elemento de juicio para poder decidir sobre la realización de la - siguiente etapa, el proyecto ejecutivo.

4.2 CORTINA

Definición.- Se da el nombre de "cortina", a la estructura - que se construye en la "boquilla" para interceptar la corriente y elevar el tirante del agua, provocando el almacenamiento en el "Vaso". La cortina es la obra más importante de una presa.

Clasificación.- Las cortinas son de muy diversos tipos. Atendiendo a sus características de comportamiento estructural, - según los materiales conocidos y disponibles hasta nuestros días, se clasifican en dos grandes grupos: Rígidas y Flexibles. Estos grupos a su vez se clasifican en varios subgrupos, atendiendo ya sea a su forma de trabajo o a los materiales de que están construídas. Los principales subgrupos, son los siguientes:

RIGIDAS:

- | | |
|------------------|---------------|
| a).- De gravedad | con eje recto |
| | con eje curvo |
| b).- De arco | arco simple |
| | arco gravedad |

FLEXIBLES:

- | | |
|----------------------|---------------------------------|
| a).- De enrocamiento | con recubrimiento |
| | con corazón impermeable |
| b).- De tierra | zonal ó de materiales graduados |
| | de sección homogénea ó de - |
| | tierra propiamente dicho. |

Las cortinas de tipo rígido, son aquellas cuyas partículas están firmemente ligadas entre sí, de tal manera que no - permiten grandes desplazamientos entre ellas, salvo casos especiales en los cuales algunas de sus partes se independizan de las otras por medio de juntas, ó bien por una -- combinación por cambio de sección rígida a flexible. Este tipo de cortinas se construyen generalmente de mampostería o concreto.

Las cortinas de tipo flexible son aquellas constituidas - por materiales sin cementación, que permiten movimientos considerables entre sus partículas, lo que crea cierta ca pacidad para absorber deformaciones.

Cortina Tipo Gravedad.- Las cortinas de este tipo como su nombre lo indica, dependen casi exclusivamente de su propio peso para su estabilidad. A pesar de su masa impresionante, tienen un factor de seguridad pequeño. Requieren - boquillas angostas y cimentación rígida, esto es, deben - emplazarse sobre roca sana y resistente. Son de sección - aproximadamente triangular y en planta son rectas o ligeramente curvas.

Cortinas de Arco.- La idea fundamental en el diseño de -- Cortinas de arco es la de transmitir el empuje hidrostático hacia la cimentación y empotramientos, aprovechando al máximo las propiedades del concreto para trabajar a la com

presión; logrando, además, un volumen de obra menor al requerido por una cortina de gravedad de la misma altura. Este tipo de cortinas se adaptan a los lugares en los que la relación de la distancia entre los arranques del arco a la altura no es grande (menor de 5) y donde la cimentación en estos mismos arranques es roca sólida capaz de resistir el empuje del arco.

Cortina de Enrocamiento.- Son terraplenes formados por -- fragmentos de roca de varios tamaños cuya función es dar -- estabilidad a una membrana impermeable. La membrana puede ser una capa de material impermeable, una losa de concreto, un recubrimiento de concreto asfáltico, placas de acero, -- madera o un núcleo interior delgado de arcilla y puede ir colocada al centro de la cortina o como recubrimiento en el talud de aguas arriba prolongada con un dentellón hasta terreno impermeable.

El tipo de enrocamiento se adapta a los emplazamientos remotos, donde abunda la roca sana, donde no se encuentra -- tierra buena para una presa de tierra, y donde la construcción de una presa de concreto resultaría muy costosa.

Las presas de enrocamiento requieren cimentaciones en las -- que se produzcan asentamientos mínimos. Su diseño está basado en la experiencia.

Para el caso de corazón impermeable, el enrocamiento exterior forma el elemento resistente.

En el caso de recubrimiento, el enrocamiento, el recubrimiento y el peso del agua forman el elemento resistente.

Cortinas de Tierra.- Son las más antiguas que se conocen. Se construyen en la actualidad de dos tipos: de material ó sección homogénea y de materiales graduados o heterogénea.

Las cortinas de este último tipo están constituidas de un -- núcleo central de arcilla compacta, protegido a ambos lados por capas de materiales de rezaga, grava y enrocamiento que acaba de dar estabilidad a la sección; la zona central es la impermeable y las capas exteriores tienen el papel de filtro invertido aparte de impartir estabilidad a la cortina. Si estas capas se construyen con material cada vez más permeable a medida que se va del núcleo central hacia los taludes, tiene la ventaja de abatir la línea de saturación, con lo que se logra mejores condiciones de estabilidad. Si las capas se construyen con material poco permeable, la línea de saturación sube en la sección colocándola en condiciones desfavorables de estabilidad.

Este tipo de Cortinas pueden emplazarse sobre cimentaciones rígidas o flexibles; siendo adecuadas para aquellos sitios - donde la cimentación de cortinas de gravedad o rígida, revis

ten dificultad; por ejemplo, en boquillas amplias constituidas por rocas sedimentarias más o menos porosas ó de rocas ígneas fisuradas ó algo alteradas.

4.2.1 SELECCION DEL SITIO.

La selección de un sitio para una presa está regido por los propósitos o usos de los recursos hidráulicos, la conveniencia física de los sitios disponibles para lograr esos propósitos sin riesgos y en forma económica y la autorización legal para utilizar un sitio específico.

Los factores físicos más relevantes que afectan la selección del sitio para una presa son:

- a). Disponibilidad de otros sitios alternativos.
- b). Relación del sitio con respecto a la zona beneficiada.
- c). Disponibilidad de materiales para construcción y acceso al sitio.
- d). Condiciones de impermeabilidad de la cimentación y el vaso.
- e). Cuantificación de afectaciones originadas por la creación del vaso.
- f). Efectos adversos ocasionados aguas abajo por el embalse - aguas arriba, etc.

En el caso específico de la presa Carrizo, en lo que a disponibilidad de otros sitios alternativos se refiere, existían tres posibles boquillas para el emplazamiento de la estructura: la primera de ellas ubicada en las cercanías de la Ciudad de Tecate, B.C.N, y las otras dos, un poco más distantes, hacia el Sur. Se concentró la atención sobre estas dos últimas, por ofrecer mayores ventajas en cuanto a un mejor aprovechamiento del recurso agua en forma integrada con el Acueducto Río Colorado-Tijuana, pues están ubicadas después de un desnivel topográfico de aproximadamente 550 m, lo que permitirá transformar la energía de la caída del agua en energía eléctrica a través de turbinas adecuadas al caso. Las dos boquillas distan entre sí 500 m y ofrecen las mismas posibilidades en cuanto a los demás factores antes mencionados; finalmente se eligió la de aguas abajo por tener menor amplitud, lo que redundará en una menor longitud de corona.

4.2.2.- SELECCION DEL TIPO DE CORTINA

La selección del tipo de cortina por construir en un sitio previamente seleccionado, está afectado directamente por condiciones naturales de la boquilla (Topografía, geología, climatología, hidrología y actividad sísmica) y por condiciones regionales, tales como la disponibilidad de materiales de construcción y la accesibilidad del sitio. También está afectada indirectamente por el propósito y dimensiones de la presa, duración de las obras, métodos de construcción y requerimientos de materiales, maquinaria y mano de obra.

Tales factores indirectos están influenciados, a su vez, por los antecedentes económicos y sociales del País.

En el caso particular del proyecto que nos ocupa, se procuraron tomar en cuenta la mayoría de los factores antes mencionados, siendo relevantes, sin embargo, los factores topográficos, geológicos y de disponibilidad de materiales de construcción (cap. 2).

Desde el punto de vista de la topografía del sitio, la boquilla es amplia, casi simétrica, de forma trapecial, con taludes aproximados en ambas laderas de 2.6: 1; profundidad máxima de 55 m; ancho máximo de unos 378 m y mínimo de 100 m; la relación ancho máximo a altura es de 6.9. Todas estas características, parecen convenir a una estructura de tipo flexible más que a una de tipo rígido.

Por lo que respecta al aspecto geológico del sitio, la boquilla ha sido labrada por el arroyo Carrizo en rocas intrusivas clasificadas como Dacitas del Jurásico. Esta roca, aunque -- sana, se presenta altamente fracturada y cubierta por material de acarreo. El material de acarreo alcanza en algunos puntos del cauce, profundidades del orden de los 10 m. Estas condiciones, apoyan también la decisión de una cortina de tipo -- flexible, que puede ser de tierra o de enrocamiento.

Ahora bien, por lo que respecta a la disponibilidad de materiales de construcción, en las vecindades del sitio existe ar-

grava, arcilla y roca. También es posible conseguir acero y cemento en las poblaciones cercanas al sitio (Tecate, - Ensenada y Tijuana). Desde este punto de vista, la única restricción sería el costo y acarreo de estos últimos - - materiales.

Finalmente, teniendo en cuenta todos estos factores, pero sobre todo el aspecto geológico por las condiciones de la cimentación, se decidió que la cortina fuera de tipo flexible, de materiales graduados, con una trinchera que permita prolongar el corazón impermeable hasta la roca basal.

4.2.3.- DIMENSIONAMIENTO DE LA CORTINA

a). ALTURA DE LA CORTINA

La altura de la cortina es función de la profundidad de - las diferentes capacidades del vaso y del bordo libre que se adopte con el objeto de evitar el desbordamiento del - agua por máximo oleaje. A continuación hablaremos de estos conceptos.

- CAPACIDADES DEL VASO

. Curvas de Elevaciones - Areas - Capacidades.

Estas curvas son muy útiles en la etapa de proyecto, en la etapa de construcción y en la etapa de operación de la presa

En el concepto que se está tratando, se utilizarán para - determinar las elevaciones correspondientes a las diferentes capacidades del vaso.

Para su construcción, es necesario obtener del plano topográfico del vaso, en primer lugar, las áreas correspondientes a cada elevación (curva de nivel). Enseguida, se calcula el promedio de áreas correspondientes a curvas consecutivas. Este promedio se multiplica por el desnivel entre las curvas, obteniéndose la capacidad parcial entre ellas. La capacidad total hasta determinada elevación es la suma de estas capacidades parciales en orden ascendente.

Finalmente, en un sistema coordenado se grafican los resultados: en el eje de ordenadas las elevaciones y para las abscisas se utilizan dos ejes, uno superior donde se registran las áreas en hectáreas y otro inferior que corresponde a las capacidades en Mm^3 .

. Capacidad para Satisfacer la demanda.

La gerencia del acueducto ha impuesto la condición de disponer de un almacenamiento que permita satisfacer la demanda durante 3 meses, considerando una dotación de 300 litros diarios por habitante. La población de proyecto es de 1.2 millones de habitantes, por lo cual el volumen requerido -- resulta ser de 32.4 millones de m^3 .

La demanda diaria de la población equivale a 4 m³/s, aproximadamente.

. Capacidad muerta

La misma gerencia fijó la elevación de la salida de la toma, siendo ésta la 263.75 m; por lo tanto se tiene una capacidad muerta de 6 millones de m³.

. Capacidad para azolves

No se cuenta con instalaciones para obtener la cantidad de - azolves que transporta la corriente del arroyo Carrizo; razón por la cual, su cálculo, se apoya en un promedio regional que resultó de 0.1 %; esto es, en cada 100 m³ de escurrimiento - hay 0.001 m³ de azolves.

De acuerdo con lo expuesto, la capacidad para azolves (C.A.), teniendo en cuenta, además un escurrimiento medio anual de - 3.5 millones de m³ y una vida útil de la presa de 50 años, - resulta ser de:

$$C. A = 0.175 \text{ millones de m}^3.$$

Esta capacidad queda incluida dentro de la capacidad muerta de la presa.

Al hacer este cálculo, se está considerando que el aporte de acarreo al vaso a través del Acueducto, es mínimo, y aún cuando fuera lo contrario ($C.A = 1.6 \text{ Mm}^3$), también -- queda dentro de la capacidad muerta.

. Capacidad para garantizar La extracción

Para garantizar la extracción por obra de toma de un gasto de $4 \text{ m}^3/\text{s}$ con la carga mínima, se ha adoptado en forma preliminar la regla que se utiliza en obras de riego: 10% de la capacidad útil. Se tiene una capacidad adicional de 3.2 millones de m^3 .

. Capacidad por pérdidas de evaporación

Se propone considerar adicionalmente 1.95 millones de m^3 - para solventar las pérdidas por evaporación, esta cantidad se estimó de la siguiente manera:

Se obtuvo información de las estaciones climatológicas más cercanas al sitio para determinar la precipitación y evaporación neta probable en el vaso. Para la estimación del volumen, se adoptó un área de embalse promedio correspondiente a un 75% de la capacidad total.

. Capacidad para pérdidas por filtraciones

La presencia de un acuífero en los rellenos aluviales del vaso, permiten inferir que la formación basal constituida -

por rocas ígneas intrusivas es impermeable; por lo tanto, se propone no considerar una capacidad de reserva para - prevenir filtraciones.

. Capacidad a la cresta vertedora.

De todos los conceptos anteriores, se ha integrado la capacidad del vaso de la presa hasta la elevación del ver-tedor de la siguiente manera:

Capacidad para la demanda	32.4 Mm ³
Capacidad para garantizar la extracción del gasto	3.2 Mm ³
Capacidad por pérdidas de <u>eva</u> poración.	2.0 Mm ³
Capacidad muerta	6.0 Mm ³
T O T A L	43.6 Mm³

La elevación correspondiente a esta capacidad, de acuerdo con la curva Elevaciones-Areas-Capacidades, es la 284.70 m. s. n. m. Esta elevación es la mínima a la que podrá - situarse la cresta de un vertedor de descarga libre para cumplir con el volumen requerido. La Cresta del vertedor podrá estar por abajo de esa elevación, solo tratándose de un vertedor controlado por compuertas.

. Capacidad de superalmacenamiento.

- Tránsito de avenidas.

Una vez que se ha determinado la avenida máxima probable que puede presentarse en el sitio del proyecto, así como la capacidad y elevación del embalse al nivel de la cresta vertedora, se está en condiciones de simular o transitar el paso de la avenida por el vaso, con el objeto de establecer el nivel de aguas máximas extraordinarias - - (N. A. M. E.), y la capacidad de control o superalmacenamiento de la presa.

Para proceder al tránsito de la avenida, se supusieron - las condiciones más desfavorables para la seguridad de - la cortina, esto es, que el vaso estaba lleno, alcanzando el nivel del embalse la elevación de la cresta vertedora (284.70 m.s.n.m.)

Las condiciones topográficas del sitio hacen pensar de - antemano en un vertedor de cresta libre, por lo que la - simulación del paso de la avenida se hizo para un vertedor de estas características, considerando longitudes de cresta desde 5 a 30 m. Para ahorrar en tiempo, por las - diferentes alternativas, se empleó un programa de computadora. Los resultados del análisis, se resumen en la -- tabla 4.1.

Finalmente, por razones económicas (como se verá más adelante), pero sobre todo por limitaciones topográficas, -

PROYECTO PRESA CARRIZO
RESUMEN DE TRANSITO DE AVENIDAS

TABLA 4-1

AVENIDA MAXIMA PROBABLE 115 m³/ s
(Duración de la avenida 5 días)

Longitud Vertedor (m)	Elevación inicial (m.s.n.m)	Elevación final NAME (m.s.n.m.)	Carga so- bre el Ver- tedor (m)	Q. máx. de sal- da m ³ /s	Almacena- miento máx (m ³ X10 ³)	Super al- macenamien- to (m ³ X10 ³)	Elevación corona (m)
5	284.70	287.39	2.71	50.40	50 000	7 000	289.51
10	284.70	286.77	2.07	68.22	48 500	5 500	288.89
15	284.70	286.44	1.74	79.00	47 300	4 300	288.56
20	284.70	286.22	1.52	85.72	47 000	4 000	288.34
25	284.70	286.07	1.37	91.34	46 500	3 500	288.19
30	284.70	285.96	1.26	96.23	46 000	3 000	288.08

se eligió una longitud de cresta de 20 m. Bajo estas condiciones, el paso de la avenida por el vaso produce los siguientes resultados:

Carga máxima sobre el vertedor	1.52 m
Gasto máximo de descarga	86.00 m ³ /s
Volumen temporal retenido (SUPERALMACENAMIENTO)	4.00 Mm ³ .

Tomando en cuenta la elevación de la cresta vertedora (284.70) y la carga sobre la misma (1.52), la elevación correspondiente al N.A.M.E. resulta ser 286.22 msnm.

. Capacidad al NAME

Considerando la capacidad al nivel de la cresta vertedora y la de superalmacenamiento, la capacidad total al NAME resulta de 47.6 Mm³.

- BORDO LIBRE

Definición.- El bordo libre de una presa puede definirse como la diferencia de elevaciones entre el nivel de aguas máximas - extraordinarias (NAME) y la corona de la presa. El bordo libre se adopta con el objeto de proteger la cortina del efecto del oleaje generado principalmente por viento, evitando que el - - agua rebase la corona.

Cálculo.- Comprende los siguientes conceptos:

H_v , altura del oleaje generado por viento; H_r , altura de rodamiento de las olas sobre el talud; ΔH , asentamiento máximo de la corona y H_s , margen de seguridad; esto es:

$$\text{Bordo libre (} H_{BL} \text{)} = H_v + H_r + \Delta H + H_s$$

H_v se calcula por la fórmula empírica de Stevenson modificada por Molitor:

$$H_v = 3.22 \sqrt{VF} + 76 - 26.9 \sqrt[4]{F} \quad (\text{en cm})$$

donde

V = Velocidad del viento, en Km/h

F = Fetch, distancia más larga, a partir de la cortina, que puede recorrer el viento en línea recta sobre el vaso; en km.

$H_r = 0.33 H_v$, para taludes entre 1.5:1 y 4:1

$H_s = \pm 1$ m.

En nuestro caso particular, considerando $V=130$ km/h y

$F= 1.63$ km, se obtuvo:

Bordo libre = 2.12 m.

Finalmente teniendo en cuenta la elevación del NAME (286.22) y la altura del bordo libre (2.12 m).

Elevación de la corona= 288.34 msnm.

Por otra parte, como la elevación del punto más bajo del cauce es 245.50 msnm, la altura de la cortina por su -- sección máxima resulta de:

Altura de cortina sobre el lecho del río=42.84 m.

Debido al espesor de los acarreos y con el objeto del interceptar las filtraciones, se hace necesario prolongar el elemento impermeable de la cortina hasta la formación basal, a una profundidad de 13 m. De acuerdo con esto:

Altura máxima de la cortina= 55.84 m.

b) SECCION DE LA CORTINA

La práctica acostumbrada en la fase inicial para delinear las características geométricas de la cortina, es el estudio de proyectos similares, que desde luego no hayan - tenido problemas. En este caso particular, se estudia ron las secciones de 6 presas Mexicanas: Josefa Ortíz de Domínguez, Sin; Francisco Zarco, Dgo; Abelardo L. Rodríguez, Son; Constitución de 1917, Qro; El Palote, Gto y - El Cazadero, Zac.

De acuerdo con la información consultada y a las necesidades propias del proyecto, se propuso la sección de la cortina de la siguiente manera:

Un núcleo central de material impermeable compactado, el cual se desplantará en una trinchera de 13 m de profundidad por debajo del terreno natural. El núcleo tendrá taludes exteriores de 0.25:1. En seguida, a ambos lados del corazón impermeable, una zona de transición de arena compactada con taludes exteriores de 1.5:1. Suprayaciendo a la zona de transición una zona de rezaga de roca, compactada, con taludes exteriores 2:1 y finalmente, en el paramento de aguas arriba una chapa de enrocamiento de 2 m de espesor. El ancho de corona será de 8 m y estará protegida por una chapa de grava de ± 50 cm de espesor.

La trinchera como ya se mencionó, tendrá una profundidad de -13 m, será de sección trapecial con taludes de 1.5:1 y ancho de plantilla de 40 m.

La ilustración gráfica de la sección se presenta en el "plano General y de Localización", al final de la tesis.

c) ESTABILIDAD DE TALUDES

Se han desarrollado varios métodos para el análisis de estabilidad de cortinas de tierra y de enrocamiento. Cada método se basa esencialmente en la suposición de que la falla acontece ya sea a lo largo de un arco circular de deslizamiento o de una cuña de falla. Algunos de estos métodos reclaman una mayor precisión, a lo que es difícil dar crédito debido a la falta de datos sobre la relación entre los esfuerzos y las deformaciones y sobre la correlación entre las resistencias de los materiales en las obras terminadas y las resistencias de esos mismos materiales en las muestras ensayadas en el laboratorio durante el diseño.

El método del arco de círculo, también llamado método SUECO, se considera ser el mejor aplicable al análisis de presas de tierra de tipo homogéneo y a presas sobre cimentaciones profundas de material plástico; mientras que el método de la --cuña es más aplicable a presas de enrocamiento sobre cimentaciones macizas y a todas las cortinas sobre cimentaciones con estratificaciones delgadas que contengan una o más capas de material poco resistente.

En el caso particular de nuestro proyecto, el método utilizado fue el Sueco, por las razones antes expuestas.

Los taludes en suelos homogéneos y puramente cohesivos son el caso más simple del método Sueco.

Con relación a la figura 4-1 a, la posibilidad de que el prisma ABDE, de espesor unitario, deslice según la superficie cilíndrica de radio r y centro en Q , depende de la relación entre el momento resistente (M_r) debido a la cohesión (c) del material y el momento Motor (M_m) inducido por el peso (w) de dicho material; esto es:

$$M_r/M_m = cLr/Wa < 1$$

Ahora bien, si de lo que se trata es precisamente de que no haya deslizamiento para que el talud sea estable, la relación anterior debe ser siempre mayor que uno. En la práctica y para cubrir cualquier eventualidad, se ha adaptado un valor de alrededor de 1.5; denominándose a esto Factor de Seguridad (F.S.):

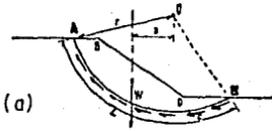
$$F.S. = M_r/M_m + 1.5$$

En el caso más general, la resistencia al deslizamiento depende, a parte de las fuerzas de cohesión, de las fuerzas de fricción inducidas por la presión por el peso del material; esto es:

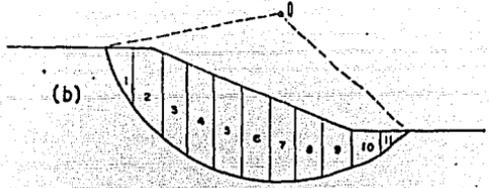
$$F.S. = (\sum N_i \tan \phi + cL) / \sum T_i$$

donde:

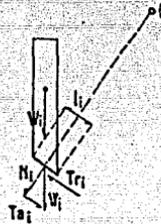
N_i = Fuerza normal debida al peso del suelo.



Método Sueco, aplicado al análisis de la estabilidad de un talud en suelo homogéneo y cohesivo puro ($s = c$).



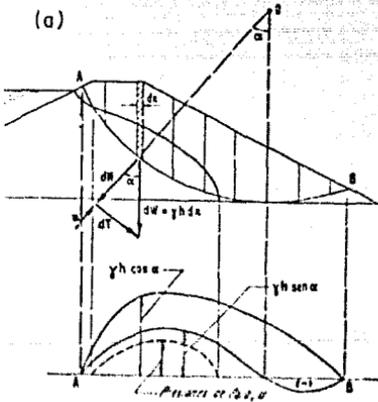
(b)



(c)

FIGURA 4-1

Método Sueco, aplicado al caso de material cohesivo y friccionante. Procedimiento de las dovelas.



Procedimiento del Planoínclino.

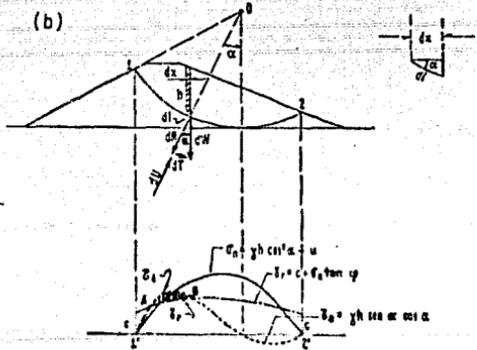


FIGURA 4-2

ϕ = ángulo de fricción interna del material

c = Cohesión

L = Longitud del arco

Tai = fuerza tangencial debida al peso del suelo.

Una manera de obtener estos elementos es haciendo el análisis de la masa de suelo por medio de dovelas finitas independientes, como se muestra en la figura 4-1 b y c.

Si se consideran fuerzas de filtración o presiones de poro, - la ecuación toma su forma más general de la siguiente manera.

$$F.S. = (\sum (N_i - U_i) \tan \phi + cL) / \sum T_{ai}$$

El valor de U_i se obtiene de la red de flujo .

Una versión más sofisticada, tratando de dar mayor exactitud - a los cálculos, se obtiene considerando dovelas de magnitud -- infinitesimales como se ilustra en la figura 4-2 a. El factor de seguridad total del prisma deslizando valdrá entonces:

$$FS = \frac{\left(\int_0^L \gamma h \cos \alpha \, dx \cdot \int_0^L \gamma \, dx \right) \tan \phi + cL}{\int_0^L \gamma h \sin \alpha \, dx}$$

En esta ecuación puede observarse que cada una de las integrales de primer grado puede representarse gráficamente por un -- área (fig 4.2 b), la cual puede medirse con un planímetro o -- bién, integrarse por incrementos finitos.

Es importante también al obtener el factor de seguridad, considerar el efecto de sismo, ya que crea un caso crítico en la estabilidad de la cortina. Su efecto puede valorarse, en forma simplista, haciendo intervenir en el equilibrio de cada dovela una fuerza horizontal actuando en el sentido de la inestabilidad y cuya magnitud es, aW , siendo "a" el cociente entre la aceleración horizontal máxima del sismo, y la aceleración gravitacional, y "W" el peso de la dovela; esta fuerza se descompone en una normal que disminuye a la componente normal del peso de la dovela y otra tangencial que incrementa a la componente tangencial de W, con lo que finalmente el factor de seguridad queda expresado por:

$$F.S. = \frac{\Sigma(N - U - \Delta N_s) \tan \phi + cL}{\Sigma(T + \Delta T_s)}$$

En ausencia de información relativa a las aceleraciones máximas registradas en un sitio particular, es costumbre considerar una aceleración del sismo igual a 0.1 g, y en lugares de alta sismicidad hasta 0.2 g.

En el caso particular del proyecto Carrizo, por lo que a sismo se refiere, se consideró en los cálculos una aceleración máxima de 0.15 g; pues aunque de acuerdo con la regionalización sísmica de la República Mexicana pertenece a la zona penisísmica o de sismos poco frecuentes, hay, sin embargo, el antecedente de

que en esa zona, en una extensión muy reducida, se dejan sentir algunos sismos que se originan en la gran falla californiana, célebre por haber producido el temblor del 18 de abril de 1906, que destruyó la Ciudad de San Francisco, California.

El análisis completo de estabilidad de taludes de una cortina requiere calcular el factor de seguridad para varios círculos en distintas posiciones y con diferentes radios, para determinar el valor mínimo, correspondiente al círculo más crítico. - Esto debe hacerse además, considerando las condiciones más desfavorables para la falla por cortante que crea las fluctuaciones en el embalse, siendo las más comunes: "a presa llena con sismo y sin sismo", a "presa vacía con sismo y sin sismo", etc.

Obviamente, para que la cortina sea estable, los factores de seguridad mínimos obtenidos para las diferentes condiciones -- críticas, deben ser mayores o aproximadamente iguales a los -- mínimos aceptables; estos últimos están obtenidos por experimentación o en base a la experiencia. En este caso particular, los mínimos aceptables fueron fijados por el Departamento de -- Ingeniería Experimental de la S. R. H.

De lo expuesto, se concluye que el análisis de estabilidad de una cortina es una tarea muy laboriosa, por lo que en este caso se utilizó un programa de computadora preparado por la S.R. H. Las propiedades de los materiales, los factores de seguridad

mínimos obtenidos y el trazo de los círculos críticos, se presentan en el plano "Resumen de Análisis de Estabilidad de la Cortina", al final de la tesis.

Posteriormente, se revisó la estabilidad de la cortina por el método gráfico de May o del planímetro considerando únicamente los círculos críticos determinados como antes se mencionó. Se llegó prácticamente a los mismos resultados, concluyendo que la cortina era estable.

d) Cuantificación de materiales.

La cubicación de materiales que habrán de constituir la cortina produjo las siguientes cantidades:

Material para el corazón impermeable (arcilla)	135 000	m ³
Material de transición (arena compactada)	353 150	m ³
Rezaga de roca (compactada)	201 700	m ³
Chapa de enrocamiento	31 370	m ³
Volumen Total	721 220	m ³
Volumen de excavación	91 000	m ³

De acuerdo con el resumen de volúmenes de materiales presentado en la tabla Núm 2-2, del capítulo 2, existe material suficiente para la construcción de la cortina.

4.3.- VERTEDEDOR

Definición.- El vertedor u obra de excedencias, es la estructura del sistema de almacenamiento que dá salida a las aguas excedentes del nivel normal de embalse, protegiendo la presa y sus obras auxiliares, al impedir que el agua de las crecientes que ya no pueden almacenarse en el vaso se desborde sobre la cortina y la destruyan. Lo que se acaba de mencionar atañe de manera especial a las presas de tierra o de materiales graduados..

Clasificación.- De acuerdo con sus características generales más importantes, los tipos más comunes de obras de excedencias son:

- . Vertedores de descarga directa, en caída libre o de descarga en canal; con cresta recta o en abanico.
- . Vertedores de canal lateral.
- . Vertedores de tiro o embudo

En términos generales, los vertedores de caída libre están asociados a cortinas del tipo de gravedad, en arco y de contrafuerte, en donde el espesor del concreto y la geometría general no son favorables para gufar la vena líquida desde la cresta hasta la parte inferior. Los vertedores con descarga directa en canal, están asociados con cortinas de --

enrocamiento, tierra, o cortinas de concreto cuando por alguna causa no conviene que sean vertedoras.

Los vertedores de canal lateral tiene la particularidad de que el eje del canal de descarga es paralelo o casi paralelo al eje de la sección vertedora, la cual, a su vez, es paralela al eje de la corriente; generalmente están asociados a cortinas de tierra o tierra y enrocamiento construídas en ríos encañonados y con grandes avenidas, o en donde no se dispone de espacio suficiente para lojar una longitud de cresta de las dimensiones requeridas. Finalmente, los vertedores de tiro o embudo son aquellos que tienen una entrada en embudo, que -- conecta a un túnel, en cuyo extremo inferior puede existir -- un deflector o una estructura disipadora de energía; están -- asociados a presas con vasos de almacenamiento muy encañonados y gastos relativamente pequeños.

4.3.1 SELECCION DEL TIPO DE VERTEDEDOR

Para la selección del tipo de vertedor que resuelve un problema determinado, deben tomarse en consideración toda una serie de factores y razonamientos, que comparados unos con otros, -- producen la solución más viable. Además de su facilidad de diseño, buen funcionamiento y posibilidades de construcción, -- deben ponderarse los siguientes factores: Topografía del sitio, geología, tipo de cortina, régimen de la corriente, operación y economía.

Eventualmente, alguno de los factores puede tener un peso --

decisivo para elegir un tipo determinado de vertedor; tal es el caso que nos ocupa:

Las características topográficas de la boquilla, observadas durante la visita de reconocimiento al sitio de la presa, - indujeron a seleccionar la margen izquierda como el sitio - adecuado para cimentar la obra de excedencias. El ahorro -- que se tendría en el volumen de excavación, dada las características topográficas de esta margen, fue un factor que - ayudó a seleccionar el tipo de vertedor finalmente elegido: vertedor de cresta libre con canal lateral.

4.3.2. DATOS DEL PROYECTO

Los datos del proyecto del vertedor, obtenidos del estudio - Hidrológico y del tránsito de avenidas, son las siguientes:

. Gasto de la avenida máxima	115 m ³ /s
. Gasto de la avenida regularizada	86 m ³ /s
. Longitud de la cresta vertedora	20 m
. Carga hidráulica del vertedor	1.52 m
. Elevación de la cresta vertedora	284.70 m
. Elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias	286.22 m
. Elevación de la corona de la cortina	288.34 m

4.3.3 DISEÑO Y CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE SUS ELEMENTOS

a) Canal de acceso .

El canal de acceso fue diseñado de tal manera que la corriente entre a la cresta vertedora en las condiciones más favorables, es decir, libremente en toda su longitud y en dirección normal en todos sus puntos. Por esta razón y por las condiciones topográficas de la ladera, el canal es curvo en su margen izquierda (R= 38.40 m) y su margen derecha la constituye el cuerpo de la cortina. El ancho de plantilla es variable hasta rematar en los 20 m que tiene de longitud la cresta vertedora.

La elevación de la plantilla es la 283.70 m, con lo que la -- profundidad del canal es de 1 m.

b) Cimacio

La longitud de la cresta vertedora, de 20 m, es recta en planta. Su elevación es la 284.70 m.

Las coordenadas del perfil del cimacio, en su cuadrante aguas abajo, fueron calculadas por la fórmula de Scimmemi:

$$Y = 0.5 \frac{x^{1.85}}{H^{0.85}}$$

H= Carga Hidráulica

El cuadrante aguas arriba fue definido por las siguientes relaciones:

$$R = 0.4 H$$

$$a = 0.12 H$$

$$X^2 = R^2 - (R-a)^2$$

Los detalles se ilustran en el plano general del vertedor, al final de la tesis.

c) Canal Colector

En su diseño se empleo el método del Ing. Julian Hinds, que en otros casos ha producido resultados aceptables cuando se ha tenido oportunidad de probarlo en un modelo de laboratorio.

Las relaciones empleadas, se anotan a continuación:

$$Q_x = q x$$

$$V_x = a x^n$$

$$A_x = \frac{Q_x}{V_x}$$

$$Y_x = \frac{n+1}{n} x \quad hV_x = \frac{A_x}{2T_x}$$

$$a = \sqrt{\frac{2 g n \frac{A}{2T}}{(n+1) x^{2n}}}$$

$$f_s = Y + d$$

donde:

Q_x , gasto (m^3/s) en una longitud X de la cresta vertedora;
 q , gasto por unidad de longitud (m^3/s); V , velocidad (m/s).

A_x , área hidráulica de la sección; T_x , ancho de la superficie libre del agua en el canal; d , tirante en el eje -- del canal; hvx , carga de velocidad en la sección; g , aceleración de la gravedad.

Y_x , Distancia vertical entre la superficie del agua y un plano horizontal que se localiza a un nivel igual al de la cresta más la sumergencia, en m. La sumergencia es función de la carga H del vertedor, estando comprendida entre $\frac{1}{2} H$ y $\frac{2}{3} H$ para casos comunes.

En el presente caso, Sumergencia= 1.01

n y a , Constantes características en vertedores con canal lateral. n , fluctúa de 0.5 a 1

De acuerdo con lo apuntado, las características generales del canal lateral son las siguientes: Revestido de concreto, tiene un ancho de plantilla de 4 m con pendiente $S= 0.06$, y talud 0.5:1 en su margen izquierda y la sección del perfil Scimmemi de la cresta vertedora en la margen derecha; longitud de 20 m, variando la elevación de la plantilla de 281.60 en su inicio a 280.44 en su extremo aguas abajo donde se inicia el canal de descarga.

d) Canal de descarga

El canal de descarga principia en donde termina el colector; deberá trabajar con régimen rápido, para lo cual se le proporciona una pendiente mayor que la crítica y se establece en su inicio una sección de control.

Por medio del canal de descarga se conduce el agua hacia el río aguas abajo de la presa, hasta algún sitio donde no provoque daños a la estructura. Normalmente son canales a cielo abierto, revestidos de concreto.

En la sección de control se produce un tirante crítico, el cual se determina verificando la siguiente igualdad:

$$Q^2/g = A^3/T$$

Las literales en la expresión anterior significan lo mismo - que al hablar del canal colector.

De la sección de control hacia aguas abajo se determinan - - las características hidráulicas de algunas secciones del canal, con el objeto de conocer su funcionamiento hidráulico y poder fijar la altura del revestimiento a lo largo de él.

De acuerdo a lo expuesto, las características del canal de descarga se describen a continuación.

La sección de control, liga entre el canal colector y el de descarga, está formada por un escalón de 0.75 m de altura. El canal de descarga es curvo en su parte media, tiene una longitud de 140 m y está revestido de concreto. Es de sección trapezoidal con taludes 0:5:1 y 4.00 m de plantilla. Se inicia en la estación 0+020.00, a la elevación 281.19, a partir de la cual la plantilla tiene una pendiente $S = 0.12$ continuando el trazo hasta la estación 0+073.00. A partir de esta estación se inicia una curva horizontal y la plantilla se empieza a sobre elevar hacia la margen izquierda del canal, hasta alcanzar dicha sobre elevación 0.25 m en la estación 0+083.00. Una vez alcanzada esta sobre elevación la curva continúa con pendiente $S = 0.12$ hasta la estación 0+115.76, donde se inicia otra transición para normalizar la plantilla, lo que se consigue hasta la estación 0+125.761 punto donde termina la curva horizontal.

De la estación 0+125.761 a la estación 0+137.931 se tiene una curva vertical de 72.35 m de radio a partir de la cual se tiene un tramo recto, con pendiente $S = 0.30$, hasta la estación 0+160.00, donde termina el canal.

En la zona de la cortina el revestimiento del canal se llevó hasta la elevación 288.34 con el objeto de contener y proteger el material de la misma.

e) Estructura Terminal

La estructura terminal, a continuación del canal de descarga, la constituye una cubeta deflectora de 4 m de radio. Por medio de un salto de esquí que disipa en parte la energía cinética del agua, ésta es conducida hacia el cauce del río a través del canal de salida.

f) Canal de salida

Es un tajo en la ladera, a continuación de la cubeta deflectora; sin revestir, con plantilla horizontal a la elevación 258.75. Tiene poca longitud, unos 12 m y es el último tramo de recorrido del agua, en caso de una descarga por el vertedor, antes de entrar finalmente al cauce del río.

4.4.- OBRA DE TOMA (O.T.)

Definición.- Se llama obra de toma, al conjunto de estructuras construídas en una presa, con objeto de extraer el agua en forma controlada y estar en condiciones de satisfacer -- las demandas para el fin que haya sido proyectado el almacenamiento.

Clasificación.- Según el fin para el cual se destinen pueden ser: para agua potable, para riego, para generación, combinadas o mixtas. Según su forma de operación: de operación en -

la entrada, de operación intermedia, de operación en la salida. Según su estructura de entrada: de torre con puente de acceso, de estructura de rejillas ahogada. Según el conducto: de conducto excavado y colado a cielo abierto, de túneles excavados en las laderas.

4.4.1.- SELECCION DEL TIPO DE OBRA DE TOMA

Puede decirse que la selección del tipo de obra de toma no está sujeta a cierta metodología, ya que esto está en función de las características de cada proyecto en particular.

De una manera muy general, se puede decir que los factores principales que determinan el tipo de obra de toma son: Tipo de cortina, objeto del aprovechamiento, gasto de extracción, tipo de obra de desvío, carga disponible, topografía del sitio, geología del sitio, necesidades de operación y factibilidad económica.

En el caso particular de la presa Carrizo, la selección del tipo de toma quedó condicionada al tipo de cortina, razones topográficas y de conducción, y sobre todo a las necesidades de operación: se desea extraer el agua en las mejores condiciones de temperatura y sedimentación. El tipo de toma finalmente elegido es del tipo de torre con umbral de entrada variable (3 entradas).

4.4.2.- DATOS DEL PROYECTO (O. T.)

Los datos básicos de partida del proyecto de la obra de toma, fijados de antemano por la Gerencia del acueducto, son los siguientes:

Gasto máximo de la toma	6 m ³ /s
Gasto normal de la toma	4 m ³ /s
Elevación umbral toma baja	263.75 m
Diámetro tubería de salida	1.82 m (72")
Desnivel entre la salida de la toma y la planta de tratamiento	15 m

4.4.3.- DISEÑO Y CARACTERISTICAS DE SUS ELEMENTOS

a) Diseño

Condicionado por el gasto máximo de 6 m³/s y el diámetro de la tubería de salida (1.82 m), el diseño hidráulico de las principales partes de la obra de toma, se redujo a una revisión del funcionamiento hidráulico de éstas, llegándose a determinar las cargas mínimas para la operación de las compuertas que obturan los orificios de entrada del agua, así como la carga total necesaria para contrarrestar las pérdidas a lo largo de la conducción. Las dimensiones de los orificios se calcularon de tal manera de adaptar a ellos compuertas deslizantes ya diseñadas en proyectos similares.

Las relaciones empleadas, fueron, básicamente, la ecuación de continuidad y el teorema de Bernoulli.

b) Características:

La obra de toma está alojada en la margen derecha, al pie del talud de aguas arriba y está calculada para extraer - por ella un gasto máximo de $6 \text{ m}^3/\text{s}$. Debido a que el propósito de la presa es el abastecimiento de agua potable, la extracción deberá hacerse con las mejores condiciones de temperatura y sedimentación, motivo por el cual la admisión se realiza por tres orificios a diferentes niveles.

Las partes componentes de la obra de toma, se describen a continuación.

. Torre.- Es una estructura de concreto reforzado de sección cuadrada de $5.0 \times 5.0 \text{ m}$, desplantada a la elevación -- 262.25, de 26.9 de altura. En ella se centralizan los dispositivos de control: rejillas para basura, orificios para la entrada del agua, compuertas deslizantes para regulación del gasto y compuertas de emergencia.

. Orificio de toma baja.- En el cuerpo de la torre y hacia aguas arriba se localiza la toma baja cuyo acceso y umbral se encuentran a la elevación 263.75 m. La operación de esta toma se realiza mediante una compuerta deslizante de $1.50 \times 1.50 \text{ m}$.

. Toma intermedia.- Se localiza en el cuerpo de la torre, hacia la margen derecha. Su umbral se halla a la elevación 272.20 m. También se opera por una compuerta deslizante - de 1.50 x 1.50 m.

. Toma alta.- Localizada hacia la margen izquierda y en el cuerpo de la torre, tiene su umbral a la elevación 280.70 m y se opera mediante una compuerta deslizante de 1.52 x - 1.52 m.

. Rejillas.- A la entrada de cada toma se tiene una estructura de rejillas compuesta por 6 rejas de 1.32 x 1.70 m, - formadas por marcos y soleras, dispuestas en pares, que -- además de retener sólidos gruesos impiden que la velocidad de entrada del agua sea mayor de 1m/s. Las crujeas de las rejas están formadas por 2 columnas y una trabe, colocadas sobre una ménsula de apoyo y cubiertas con una losa, de - tal manera que los tres pares de rejas forman un medio -- exágono.

. Compuertas de emergencia.- Ubicada en la cara de aguas - abajo de la torre, se opera para aislar la torre del conducto en el caso de que haya que reparar algun desperfecto. Sus dimensiones son 1.50 x 1.50 m.

. Transición.- Inmediatamente aguas abajo de la compuerta de emergencia se tiene una transición, de la sección cuadrada de 1.50 x 1.50 m a la sección circular del conducto de 1.82 m de diámetro.

. Conducción.- Ligada aguas arriba con la torre a través de la transición, está alojada en una trinchera excavada en el terreno y atraviesa el cuerpo de la cortina en una longitud de 100 m. Es de concreto reforzado y tiene, a lo largo de ella, cuatro dentellones perimetrales; tres en la zona impermeable de la cortina y uno más al salir de la cortina, donde la conducción se liga con una tubería de concreto del mismo diámetro.

. Puente de acceso.- El acceso al piso de operación donde se encuentran instalados los mecanismos de operación de las compuertas se realiza mediante un puente de concreto de sección t, a la elevación 288.34, de 1.20 m de ancho y 44 m de longitud sustentado por la torre de la obra de toma, un estribo en la ladera derecha y una pila intermedia de concreto reforzado apoyada directamente sobre el terreno natural por medio de una zapata.

4.5.- ANTEPRESUPUESTO.

El costo total del anteproyecto se obtuvo aplicando un precio índice de \$65.00 por m^3 de cortina que incluye -- costo de vertedor y obra de toma. Como el volumen de la cortina cubió 721 220 m^3 , el costo resultó de - - - - - \$47 000 000.00 (CUARENTA Y SIETE MILLONES DE PESOS). Cabe aclarar que se consideraron precios vigentes en el año de 1975.

El desglose de este costo es como sigue:

CORTINA	\$ 33 000 000. 00
VERTEDOR	2 000 000. 00
OBRA DE TOMA	4 000 000. 00
IMPREVISTOS 10%	4 000 000. 00
INGENIERIA Y ADMINISTRACION 10%	<u>4 000 000. 00</u>
TOTAL	47 000 000. 00

4.6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Conclusiones.

De acuerdo al desarrollo del anteproyecto, se concluye lo siguiente:

- 1.- Que el tipo de presa y de sus estructuras conexas es el adecuado, dadas las condiciones topográficas, geológicas y de aprovechamiento del agua.
- 2.- Que la solución adoptada era tan evidente, que no se precisó generar otras alternativas.
- 3.- Que el nivel de detalle al que se llevó el anteproyecto es casi a nivel de proyecto ejecutivo.
- 4.- Que el costo, en relación con proyectos similares, a valor actualizado, es del mismo orden; por ejemplo el m³ de - cortina incluyendo vertedor y obra de toma en la presa El-

Palote, Gto, en el año de 1953 fue de \$12:00; 14 años después, en la presa Constitución de 1917, Qro, fue de \$28.00 y otros 14 años después en el proyecto que nos ocupa, - - \$65.00; esto es, hubo cada vez un incremento de 232 %.

- Recomendaciones

1.- Dada las condiciones del sitio, por la profundidad de los acarreos y el fracturamiento de la roca basal, se recomienda el tratamiento de la cimentación de la cortina. Este tratamiento consistirá, a parte de la trinchera que hemos venido mencionando durante el desarrollo del anteproyecto, de una pantalla de inyecciones. Y,

2.- Se recomienda verificar el funcionamiento de la obra de excedencias a través de un modelo hidráulico que reúna las características señaladas en el proyecto.

5.- PROYECTO EJECUTIVO

5.1 INTRODUCCION

El proyecto ejecutivo consiste básicamente en la elaboración de los planos definitivos que muestran las dimensiones y detalles que habrán de servir para la construcción de la presa y sus - - estructuras conexas, así como en la elaboración de las especificaciones técnicas de construcción y en la integración del catálogo con los conceptos principales de obra y presupuesto correspondiente, además de otros detalles que en conjunto forman el - proyecto definitivo.

Lo anteriormente expuesto implica un afine de los datos del anteproyecto, una vez aprobado éste.

En el caso particular que nos ocupa, el anteproyecto se llevó a nivel casi de proyecto ejecutivo, por lo que una vez aprobado tuvo muy pequeños cambios. Por lo mismo, las descripciones de las estructuras principales de la presa, con muy pequeñas variaciones, corresponden a las hechas en el anteproyecto, por lo -- que en ocasiones inclusive se omiten.

5.2.- LOCALIZACION DE BANCOS DE MATERIALES PARA LA CONSTRUCCION DE LA PRESA.

Material Impermeable.

Se obtendrá del banco "El Florido", el cual se localiza a la derecha de la carretera Mexicali-Tijuana (K-153) a una distancia aproximada de 9 km del eje de la cortina; el volumen de material aprovechable se estima en 440750 m^3 .

Material permeable.

Se obtendrá de los bancos "El Carricito", "El Carrizo" y "Cañón", los cuales se localizan en el cauce del arroyo Carrizo, aguas arriba y aguas abajo del eje de la cortina a una distancia de 0.5, 1.5 y 2.0 km respectivamente; el volumen de material aprovechable se estima en $524\ 000 \text{ m}^3$.

Agregados para concreto.

Se obtendrán del banco denominado "Cortina", el cual se localiza en el cauce del Arroyo Carrizo aguas arriba y aguas abajo del eje de la cortina a una distancia de 0.5 km; el volumen aprovechable del banco se estima en $174\ 000 \text{ m}^3$.

Roca.

Se obtendrá del banco " Las Palomas ", el cual se localiza aguas arriba del eje de la cortina, a una distancia de 0.5 km sobre la margen derecha del Arroyo Carrizo. Se estima un volumen aprovechable de 300 000 m³.

5.3 CATALOGO DE CONCEPTOS DE TRABAJO.

De acuerdo a los planos de cada una de las obras que integran el proyecto, se determinaron las cantidades de obra, así como el catálogo de conceptos de trabajo, el cual se presenta al final del capítulo.

5.4 ESPECIFICACIONES TECNICAS DE CONSTRUCCION.

Las especificaciones se elaboraron de acuerdo a la guía de especificaciones de conceptos principales de trabajo publicada por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, solo que en el presente capítulo se tratan en forma general al hablar de cada una de las estructuras de la presa, ya que este concepto constituye por si solo un volumen aparte.

5.5.- DISEÑO DE LA CORTINA

El diseño de la cortina está fundamentado de acuerdo a las condiciones hidrológicas, topográficas, geológicas, disponibilidad de materiales y tipo de cimentación del sitio de la presa.

5.5.1.- DESCRIPCION

La cortina es del tipo de materiales graduados con una trinchera de 13 m de profundidad para desplantar el corazón impermeable hasta la roca basal. La sección de la cortina está formada por un corazón impermeable central simétrico protegido en ambos lados por una zona de transición de arena compactada, protegida a su vez por una zona de rezaga de roca compactada; esta última zona está cubierta en el paramento de aguas arriba por una chapa de enrocamiento para protección contra el oleaje y la erosión. La sección de la cortina consta, pues, básicamente de 4 zonas:

ZONA 1.- CORAZON IMPERMEABLE.

Corazón impermeable de arcilla de alta compresibilidad (CH) con índice plástico (IP) promedio igual a 35, procedente del banco de préstamo el Florido.

El material se colocará en capas sensiblemente horizontales de 20 cm de espesor, con humedad del 2% arriba de la óptima compactándose con rodillo pata de cabra con presiones en -- las patas no menores de 20 kg/cm². Se dará el número de pasadas necesario para lograr el 95% de compactación proctor -- según norma de la S.R.H. El número de pasadas deberá determinarse en el campo mediante la construcción de terraplén -- de prueba.

ZONA 2.- ZONA DE TRANSICION

Arena compactada, procedente de las excavaciones de la trinchera para alojar el corazón impermeable ó de los bancos -- de Carricito, Carrizo y Cañón. Se colocará en capas de 40 -- cm de espesor, compactándose con 4 pasadas de rodillo liso vibratorio de 10 ton. dinámicas en el cilindro, siempre que este número de pasadas produzca como mínimo el 75% de densidad relativa según la norma USBR. El material se colocará -- con el contenido de humedad que tenga el banco.

ZONA 3.- RESPALDOS.

Rocas sanas procedentes de excavaciones o canteras; el tamaño máximo será de 50 cm y el contenido de tamaños menores -- de la malla 200 no excederá del 5% en peso. Se colocará en-

capas de 75 cm de espesor y se compactará con 4 pasadas de rodillo liso vibratorio de 10 ton dinámicas en el cilindro, siempre que este número de pasadas produzca como mínimo el 75% de densidad relativa según norma U.S.B R.

ZONA 4.- CHAPA DE ENROCAMIENTO.

Rocas sanas procedentes de excavaciones o canteras; el 70% de ellas tendrán un peso de 1 ton o mayor. Colocación a volteo y acomodo con tractor; colocando los fragmentos de mayor tamaño hacia el exterior y empacando los huecos con tamaños menores.

5.5.2.- DIMENSIONES:

Altura máxima 55.84 m; altura sobre el lecho del río 42.84 m; longitud de cortina 305.50 m; ancho de la corona 8.00 m y taludes exteriores 2:1. Elevación de la corona 288.84 y bordo libre de 2.12 m.

Corazón Impermeable: Simétrico; con taludes 0.25:1; ancho de corona 4 m y de base 31.67 m; desplantado directamente sobre la roca basal.

Zona de transición: Simétrica, con taludes exteriores de 1.5:1 hasta la elevación 285.50, a partir de la cual cambian a 0.3:1 y se conservan hasta la elevación 287.84, - donde empieza la chapa protectora de grava de la corona. Su desplante es tanto en el terreno natural como en la roca basal del interior de la trinchera.

Respaldos.- Construidos de rezaga de roca, compactada; - ambos (aguas arriba y aguas abajo) con talud exterior de 2:1, desplantan sobre el terreno natural.

Chapa de enrocamiento.- En la cara de aguas arriba únicamente. De 2 m de espesor y talud 2:1, formada de roca colocada a volteo.

Trinchera.- Excavada en los acarrees hasta una profundidad de 13 m a partir del terreno natural, de sección trapezoidal, con taludes de 1.5:1. y ancho de plantilla de unos 40 m.

5.5.3.- ESTABILIDAD DE LA SECCION

El análisis de estabilidad se realizó para la sección máxima de la cortina de la presa.

Con los valores de las propiedades de los materiales que constituyen el cuerpo de la cortina proporcionados por el Departamento de Ingeniería Experimental de la S. R. H., se procedió - al análisis de estabilidad por medio del programa de computadora de la S. R. H., dando como resultado los factores de seguridad mínimos para las condiciones analizadas. Los círculos críticos fueron verificados por el método gráfico de May.

5.5.4.- CUBICACION DE MATERIALES.

Para la construcción de la cortina se requieren de un total de 721 220 m³ de materiales distribuidos así: 135 000 m³ corresponden a materiales impermeables y 586 220 m³ corresponden a los materiales permeables.

5.5.5.- CAPACIDAD DEL VASO

. Capacidad útil	38 324 000 m ³
. Capacidad muerta (Elev. 263.75)	5 240 000 m ³
. Capacidad a la cresta vertedora (Elev- 284.70)	43 564 000 m ³
. Superalmacenamiento	3 864 000 m ³
. Capacidad al NAME (Elev. 286.24)	47 428 000 m ³

5.5.6.- CIMENTACION.

Los trabajos previos de la cimentación consistirán en efectuar limpiezas generales en la zona de desplante de la cortina y en -

la excavación de una trinchera atravesando los acarreos - permeables del arroyo, en la cual se desplantará el corazón impermeable a una profundidad de 13 m. La profundidad de desplante podrá modificarse posteriormente al descubrir la roca durante la construcción.

Con la finalidad de asegurar la impermeabilidad de la cimentación a profundidades mayores, se construirá una pantalla de inyecciones a base de lechada de cemento.

El proyecto definitivo de la cortina se presenta al final de la tesis, en el plano Cortina-Plano General.

5.6.- VERTEDEDOR

Con el objeto de estudiar el funcionamiento hidráulico del vertedor de excedencias de la presa Carrizo, se construyó en el Laboratorio Hidráulico de la Secretaría de Recursos Hidráulicos el modelo correspondiente. Las pruebas indicaron que era conveniente hacer ciertas modificaciones para lograr un correcto funcionamiento; por tal motivo, se aumentó la longitud de la cresta vertedora de 20 a 20.90 m, obteniéndose una descarga máxima de 80 m³/s en lugar de los 86 m³/s del proyecto inicial. A parte de estas modificaciones, no hubieron otras, conservándose las dimensiones y características del resto de la estructura como se mencionó en el anteproyecto.

De acuerdo con lo anotado, los datos generales del proyecto son las siguientes:

. Gasto de la avenida máxima	115 m ³ /s
. Gasto de la avenida regularizada	80 m ³ /s
. Longitud de la cresta vertedora	20.90 m
. Carga hidráulica del vertedor	1.54 m
. Coeficiente de descarga	2
. Elevación de la cresta vertedora	284.70 m
. Elevación del NAME	286.24 m
. Elevación de la corona de la cortina	288.34 m

El proyecto completo de la estructura se presenta en el plano, Vertedor - Plano General, al final de la tesis.

5.7.- OBRA DE TOMA

Como proyecto definitivo de la obra de toma se adoptó la estructura propuesta en el anteproyecto: de torre con - puente de acceso y admisión del agua por tres orificios o diferentes elevaciones.

La geometría y características de sus elementos integrantes, no sufrieron modificación alguna, por lo que su - descripción puede verse en el lugar correspondiente del capítulo 4.

Los datos generales del proyecto son las siguientes:

. Gasto Máximo	6 m ³ /s
. Gasto normal	4 m ³ /s
. Elevación umbral toma baja	263.75 m
. Elevación umbral toma intermedia	272.20 m
. Elevación umbral toma alta	280.70 m
. Diámetro de la conducción	1.82 m (72")
. Desnivel entre la salida de la toma y la planta de tratamiento	15 m

El proyecto de la estructura se incluye al final de la tesis, en el plano Obra de toma - Plano General.

5.8.- CATALOGO Y PRESUPUESTO

PRESA "CARRIZO", D.C.N.

CONCEPTOS PRINCIPALES DE TRABAJO Y CANTIDADES DE OBRA

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.	<u>PRESAS Y DIQUES</u>				
1.1.	<u>TERRACERIAS</u>				
1.1.1.	<u>DESMONTE</u>				
1.1.1.1.	Desmorte, desenraice, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	ha	20	1,500.00	30,000.00
1.1.2.	<u>EXCAVACIONES</u>				
1.1.2.1.	En cualquier material (excepto roca fija) que forma parte de las obras por ejecutarse ó que alojen dichas obras o partes de las mismas, excluyendo dentellones de concreto (con acarreo libre de un km).	m ³	66 000	20.00	1,320,000.00
1.1.2.2.	En roca fija, que formen parte de las obras por ejecutarse o que alojen dichas obras o partes de las mismas, excluyendo dentellones de concreto (con acarreo libre de un km).	m ³	25 000	50.00	1,250,000.00
1.1.3.	<u>COLOCACION DE MATERIALES PRODUCTO DE EXCAVACIONES PREVIAS</u>				
1.1.3.4.	Colocación de material permeable, grava-arena.	m ³	10 000	5.00	50,000.00
1.1.3.5.	Colocación de enrocamiento y rezaga:				
1.1.3.5.1.	De enrocamiento.	m ³	5 370	12.00	64,440.00
1.1.3.5.2.	De rezaga,	m ³	20 000	12.00	240,000.00

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.1.4.	<u>OBTENCION Y COLOCACION DE MATERIALES.</u>				
1.1.4.2.	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de material impermeable compactado.	m ³	134 000	25.00	3,350,000.00
1.1.4.3.	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de material impermeable compactado en forma especial.	m ³	1 000	100.00	100,000.00
1.1.4.4.	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de material impermeable, grava-arena, proveniente de bancos de préstamo.	m ³	330 000	22.00	7,260,000.00
1.1.4.5.	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de material impermeable, grava-arena, proveniente de bancos de almacenamiento -- producto de excavaciones previas.	m ³	23 150	17.00	393,550.00
1.1.4.6.	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de enrocamiento y rezaga proveniente de bancos de préstamo:				
1.1.4.6.1.	De enrocamiento.	m ³	20 000	50.00	1,000,000.00
1.1.4.6.2.	De rezaga	m ³	169 000	50.00	8,450,000.00
1.1.4.7.	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de enrocamiento y rezaga proveniente de bancos de almacenamiento producto de excavaciones previas:				
1.1.4.7.1.	De enrocamiento	m ³	6 000	19.50	117,000.00
1.1.4.7.2.	De rezaga.	m ³	6 700	19.50	130,650.00
1.1.4.8	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de material de revestimiento para la corona.	m ³	1 000	45.00	45,000.00

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.1.5.	<u>SOBRECARREO DE TERRACERIAS</u>				
1.1.5.1.	Sobrecarreo de materiales correspondientes a las excavaciones ejecutadas en los conceptos Nos. 1.1.2.1, 1.1.4.4, -- 1.1.4.5, 1.1.4.8, 1.2.1.1.1, 1.2.1.1.3, 1.2.1.2.1. y 1.2.1.2.3.	m ³ -km	423 420	3.15	1,333,773.00
1.1.5.2.	Sobrecarreo de materiales correspondientes a las excavaciones ejecutadas en los conceptos Nos. 1.1.2.2, 1.1.4.6, 1.1.4.7, 1.2.1.1.2. y 1.2.1.2.2.	m ³ -km	240 700	4.90	1,179,430.00
1.1.5.3.	Sobrecarreo de materiales correspondientes a las excavaciones ejecutadas en los conceptos Nos. 1.1.4.2, 1.1.4.3, 1.2.4.1.3. y 1.2.4.2.3.	m ³ -km	1 100 000	3.50	3,850,000.00
1.2.	<u>ESTRUCTURAS</u>				
1.2.1.	<u>EXCAVACIONES</u>				
1.2.1.1.	<u>En el vertedor</u>				
1.2.1.1.1.	En cualquier material excepto roca fija.	m ³	2 525	30.00	75,750.00
1.2.1.1.2.	En roca fija.	m ³	11 000	60.00	660,000.00
1.2.1.1.3.	En cualquier material, en zanjas para dentellones y drenes.	m ³	300	170.00	51,000.00
1.2.1.1.4.	Prefractura.	m ²	1 700	160.00	272,000.00
1.2.1.2.	<u>En la obra de toma</u>				
1.2.1.2.1.	En cualquier material excepto roca fija.	m ³	400	30.00	12,000.00
1.2.1.2.2.	En roca fija.	m ³	3 000	55.00	165,000.00
1.2.1.2.3.	En cualquier material, en zanjas para dentellones y drenes	m ³	40	170.00	6,800.00

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.2.1.2.4.	Prefractura	m ²	400	160,00	64,000.00
1.2.2.	<u>CONCRETO</u>				
1.2.2.1.	<u>Concreto en el vertedor</u>				
1.2.2.1.1.	Fabricación y colocación de concreto común:				
1.2.2.1.1.1.	En cimacio, muros y de flector	m ³	260	1,100.00	286,000.00
1.2.2.1.1.2.	En revestimientos	m ³	820	1,000.00	820,000.00
1.2.2.1.1.3.	En superestructura puente	m ³	44	1,750.00	77,000.00
1.2.2.1.1.4.	En subestructura puente.	m ³	15	1,000.00	15,000.00
1.2.2.4.	<u>Colocación de fierro de refuerzo en el vertedor.</u>				
1.2.2.4.1.	En cimacio, muros y de flector	kg	4 460	4.00	17,040.00
1.2.2.4.2.	En revestimientos	kg	31 800	4.00	127,200.00
1.2.2.4.3.	En superestructura puente.	kg	10,750	4.00	43,000.00
1.2.2.2.	<u>Concreto en la obra de toma.</u>				
1.2.2.2.1.	Fabricación y colocación de concreto común.				
1.2.2.2.1.1.	En revestimiento del canal de acceso.	m ³	20	1,200.00	24,000.00
1.2.2.2.1.2.	En las estructuras de rejillas.	m ³	30	1,200.00	36,000.00
1.2.2.2.1.3.	En la estructura de control y puente de acceso.	m ³	645	1,500.00	967,500.00
1.2.2.2.1.4.	En el conducto cerrado	m ³	440	1,200.00	528,000.00
1.2.2.5.	<u>Colocación de fierro de refuerzo en la obra de toma.</u>				
1.2.2.5.1.	En el revestimiento del canal de acceso.	kg	550	4.00	2,200.00

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.2.2.5.2.	En la estructura de control y puente de acceso.	kg	42,000	4.00	168,000.00
1.2.2.5.3.	En la estructura de rejillas	kg	3,110	4.00	12,440.00
1.2.2.5.4.	En el conducto cerrado.	kg	30,000	4.00	120,000.00
1.2.2.3.	<u>Concreto en la presa.</u>				
1.2.2.3.1.	Fabricación y colocación de concreto común.				
1.2.2.3.1.1.	Concreto pobre en el desplante - de la cimentación del material - impermeable de la cortina.	m ³	2,500	540.00	1,350,000.00
1.2.4.	<u>RELLENOS</u>				
1.2.4.1.	<u>Rellenos en el vertedor.</u>				
1.2.4.1.3.	De cualquier material excepto - roca. Compactado con pisón neumático.	m ³	800	95.00	76,000.00
1.2.4.2.	<u>Rellenos en la obra de toma</u>				
1.2.4.2.3.	De cualquier material excepto - roca. Compactado con pisón neumático.	m ³	2,393	95.00	227,335.00
1.2.5.	<u>SUMINISTRO Y COLOCACION DE ACERO ESTRUCTURAL Y COMPUERTAS.</u>				
1.2.5.2.	<u>EN LA OBRA DE TOMA.</u>				
1.2.5.2.1.	Suministro y colocación de acero estructural.	kg	4,000	30.00	120,000.00
1.2.5.2.3.	SUMINISTRO Y COLOCACION Y PRUEBAS DE COMPUERTAS DESLIZANTES Y SUS MECANISMOS ELEVADORES:				
1.2.5.2.3.1.	Fabricación, transporte y montaje en obra de una compuerta deslizante de 1.52 x 1.52 m (toma alta).	kg	455	100.00	45,500.00

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.2.5.2.3.2.	Fabricación, transporte y montaje en obra de una compuerta deslizante de 1.50 x 1.50 m (toma intermedia).	kg	875	100.00	87,500.00
1.2.5.2.3.3.	Fabricación, transporte y montaje en obra de 2 (dos) compuertas deslizantes de 1.50 x 1.50 m (toma baja).	kg	2 710	100.00	271,000.00
1.2.5.2.3.4.	Fabricación, transporte y montaje en obra de un mecanismo elevador (toma alta).	kg	200	150.00	30,000.00
1.2.5.2.3.5.	Fabricación, transporte y montaje en obra de un mecanismo elevador (toma intermedia).	kg	1 127	150.00	169,050.00
1.2.5.2.3.6.	Fabricación, transporte y montaje en obra de 2 (dos) mecanismos elevadores (toma baja).	kg	2 680	150.00	402,000.00
1.2.5.2.3.7.	Fabricación, transporte y montaje en obra de un marco para la compuerta (toma alta).	kg	356	100.00	35,600.00
1.2.5.2.3.8.	Fabricación, transporte y montaje en obra de un marco para la compuerta (toma intermedia).	kg	911	100.00	91,100.00
1.2.5.2.3.9.	Fabricación, transporte y montaje en obra de un marco para la compuerta (toma baja).	kg	1 001	100.00	100,100.00
1.2.5.2.3.10.	Fabricación, transporte y montaje en obra de un marco ventilado para la compuerta de emergencia (toma baja).	kg	2 176	100.00	217,600.00
1.2.5.2.3.11.	Fabricación, transporte y montaje en obra de un vástago y sistema de guías completo. (toma alta).	kg	257	150.00	38,550.00

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.2.5.2.3.12.	Fabricación, transporte y montaje en obra de un vástago y sistema de guías completo (toma intermedia).	kg	1 010	150.00	151,500.00
1.2.5.2.3.13.	Fabricación, transporte y montaje en obra de 2 (dos) vástagos y sistemas de guías completos (toma baja).	kg	3 130	150.00	469,500.00
1.2.5.2.3.14.	Suministro, transporte y montaje en obra de 1 (uno) motor eléctrico de 1.5 H.P. y accesorios.	pza.	1	10,000.00	10,000.00
1.2.5.2.3.15.	Suministro, transporte y montaje en obra de 1 (uno) motor eléctrico de 3 H.P. y accesorios.	pza.	1	15,000.00	15,000.00
1.2.5.2.3.16.	Suministro, transporte y montaje en obra de 2 (dos) motores eléctricos de 5 H.P. y accesorios.	pza.	2	20,000.00	40,000.00
1.2.7.	<u>CONCEPTOS DIVERSOS</u>				
1.2.7.1.	Suministro y colocación de juntas de cartón asfáltico de 2 (dos) centímetros de espesor.	m ²	100	200.00	20,000.00
1.2.7.3.	Suministro y colocación de sellos de cloruro de polivinilo corrugado.	m	140	230.00	32,200.00
1.2.7.4.	Suministro y colocación de barandales de tubo de hierro negro de 6.35 (2 1/2") de diámetro nominal.	m	310	300.00	93,000.00
1.2.7.5.	Suministro y colocación de escalones de hierro negro de 2.54 cm (1") de diámetro nominal.	m	50	100.00	5,000.00
1.2.7.6.	Suministro e instalación de guardacaminos tipo "Flex-Beam" (IMSA, ARMO similar) incluyendo fabricación y colocación de postes de concreto.	m	610	400.00	244,000.00

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.2.7.7.	Suministro y colocación de tubo de acero galvanizado de 6.35 cm (2 1/2") de diámetro nominal para lloraderos.	pza.	50	150.00	7,500.00
1.2.7.8.	Rellenos de grava o grava y arena que se requieran para drenes y filtros.	m ³	80	175.00	14,000.00
1.2.7.9.	Suministro e instalación de tubería de concreto perforado de 20 cm de diámetro para captación y conducción de filtraciones de los drenes y filtros.	m	400	80.00	32,000.00
1.2.7.10.	Suministro fabricación y colocación de apoyos de neopreno para puentes.	dm ³	50	225.00	11,250.00
1.2.7.11.	Suministro, fabricación y colocación de escaleras de tubo de fierro negro 1 1/2" Ø.	m	60	250.00	15,000.00
1.2.8.	<u>INSTRUMENTACION DE LA CORTINA</u>				
1.2.8.1.	<u>SUMINISTRO E INSTALACION DE INSTRUMENTACION DE LA CORTINA Y LAMINERAS.</u>				
1.2.8.1.1.	Suministro e instalación de monumentos de colimación con placa para centraje de tránsito de 1'	pzas.	1	6,500.00	6,500.00
1.2.8.1.2.	Suministro e instalación de monumentos para miras de referencia.	pzas.	1	5,500.00	5,500.00
1.2.8.1.3.	<u>TESTIGOS SUPERFICIALES</u>				
1.2.8.1.3.1.	Suministro e instalación de monumentos para testigos superficiales en la corona de la cortina, con perno de centraje forzoso con tapón.	pzas.	7	3,000.00	21,000.00

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.2.8.1.3.2.	Suministro e instalación de monumentos para testigos superficiales en los taludes de la cortina con perno de centraje forzoso con tapón.	pzas.	15	2,500.00	37,500.00
1.2.8.1.4.	Suministro e instalación de monumentos para bancos de nivel.	pzas.	1	2,500.00	2,500.00
1.2.8.1.5.	<u>INCLINOMETROS</u>				
1.2.8.1.5.1.	Suministro y colocación de tubería para inclinómetros incluyendo coples, cortes, flejes, cinta adhesiva, excavaciones a cielo abierto, rellenos y 20% de desperdicio.	m.l.	52	2,500.00	130,000.00
1.2.8.1.5.2.	Suministro y colocación de cajas de registro con candado para inclinómetros.	pzas.	1	1,500.00	1,500.00
1.2.8.1.5.3.	Perforaciones para inclinómetros, de 5" Ø en roca, sin muestreo y sin ademe.	m.l.	3	1,000.00	3,000.00
1.2.8.1.6	<u>PIEZOMETROS</u>				
1.2.8.1.6.1.	Suministro y colocación de piezómetros Casagrande incluyendo bulbo, tubo P.V.C. de 3/4" Ø - mortero cemento-arena-bentonita, conexiones, excavaciones a cielo abierto, rellenos y 20% de desperdicio.	m.l.	300	1,500.00	450,000.00
1.2.8.1.6.2.	Suministro y colocación de cajas de registro con candado para piezómetros.	pzas.	1	1,500.00	1,500.00
1.2.8.1.6.3.	Torre metálica de 6 metros de altura para soportar tuberías piezométricas arriba del nivel de embalse.	pzas.	1	40,000.00	40,000.00

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.2.8.1.6.4.	Perforación para piezómetros Casagrande, de 6" Ø en roca, sin muestreo y con ademe metálico no recuperable.	m.l.	40	800.00	32,000.00
1.2.8.1.7.	<u>SUMINISTRO DE EQUIPOS DE MEDICION</u>				
1.2.8.1.7.1.	Cinta metálica Lufkin de 50 m graduada en centímetros	pzas.	1	1,500.00	1,500.00
1.2.8.1.7.2.	Jaladeras para cinta tipo K-E.	pzas.	1	500.00	500.00
1.2.8.1.7.3.	Postes para medición de distancias del tipo diseñado en el Departamento de Ingeniería Experimental.	jgo.	1	1,500.00	1,500.00
1.2.8.1.7.4.	Báscula de resorte para tensión mínima de 15 kg.	pzas.	1	1,500.00	1,500.00
1.2.8.1.7.5.	Llave para tapón de perno de cen-traje del tipo diseñado por el Depto. de Ingeniería Experimental.	pzas.	2	500.00	1,000.00
1.2.8.1.7.6.	Llave para tapón de mira deslizante del tipo diseñado por el Departamento de Ingeniería Experimental.	pzas.	2	500.00	1,000.00
1.2.8.1.7.7.	Mira deslizante del tipo diseñado en el Departamento de Ingeniería Experimental.	pzas.	1	4,000.00	4,000.00
1.2.8.1.7.8.	Suministro de equipo portátil -- Slope-Indicator serie 200, para medición de desplazamientos horizontales en inclinómetros, incluyendo cable de 60 m.	lote	1	110,000.00	110,000.00
1.2.8.1.7.9.	Suministro de equipo portátil para medición de asentamientos, del tipo diseñado por el Departamento de Ingeniería Experimental, incluyendo cable de 60 m.	lote	1	15,000.00	15,000.00

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.2.8.1.7.10.	Suministro de equipo portátil para medición de piezómetros Casa-grande.	lote	1	6,000.00	6,000.00
1.3.	<u>MAQUINARIA Y EQUIPO</u>				
1.3.1.	<u>EQUIPO DE BOMBEO PARA DESAGUE EN GENERAL.</u>				
1.3.1.3.	Bomba de 102 mm (4") de diámetro	h.e.	300	90.00	27,000.00
1.3.1.4.	Bomba de 152 mm (6") de diámetro	h.e.	300	120.00	36,000.00
4.	<u>TRATAMIENTO DE CIMENTACION</u>				
4.1.	<u>PERFORACION PARA INYECCION</u>				
4.1.1.	<u>PERFORACION CON MAQUINA NEUMATICA, PARA CONSOLIDACION.</u>				
4.1.1.1.	Perforación con máquina neumática para consolidación de 8.2 cm ---- (3 1/4") de diámetro y hasta 10.00 m de profundidad.	m	1 500	120.00	180,000.00
4.1.2.	<u>PERFORACION CON MAQUINA ROTARIA O NEUMATICA PARA PANTALLAS PROFUNDAS.</u>				
4.1.2.1.	Perforación con máquina rotaria - o neumática para pantallas profundas, de 7.6 cm (3") y hasta 10.00 m de profundidad.	m	400	200.00	80,000.00
4.1.2.2.	Perforación con máquina rotaria - o neumática para pantallas, de 7.6 cm (3") de diámetro y profundidades entre 10.00 y 20.00 m.	m	400	250.00	100,000.00
4.1.5.	<u>PERFORACION CON MAQUINA ROTARIA O NEUMATICA</u>				
4.1.5.1.	Reperforación de lechada o mortero con máquina rotaria o neumática de 7.6 cm (3") de diámetro.	m	400	150.00	60,000.00

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
4.2.	<u>PERFORACION PARA MUESTREO</u>				
4.2.1.1.	Perforación con máquina rotaria de diamante para exploración, 7.6 cm. (3") de diámetro hasta 30.00 m de profundidad.	m	60	800.00	48,000.00
4.3.	<u>INYECTADO EN PERFORACIONES</u>				
4.3.1.1.	Inyección de lechada de cemento	h.e.	1 450	500.00	725,000.00
4.4.	<u>CONCEPTOS DIVERSOS</u>				
4.4.1.	Lavado a presión y pruebas de presión.	h.e.	346	500.00	173,000.00
4.4.3.	Suministro y colocación de tubo - de conexiones y empaque de inyectado (progresiones ascendentes o descendentes).	Colocación.	386	250.00	96,500.00
11.	<u>ACARREOS Y SOBREACARREOS DE MATERIALES</u>				
11.1.	<u>ACARREO DEL CEMENTO, PUZOLANA Y ACERO DE REFUERZO.</u>				
11.1.1.	Acarreo del cemento a una distancia menor o igual a 1.0 (uno) km	ton.	1 550	60.00	93,000.00
11.1.2.	Sobreacarreo del cemento a una distancia mayor de 1.0 (uno) km; para cada kilómetro adicional al primero.	ton-km	232 500	2.50	581,250.00
11.1.3.	Acarreo de puzolana a una distancia menor o igual a 1.0 (uno) km.	ton	230	60.00	13,800.00
11.1.4.	Sobreacarreo de puzolana a una distancia mayor de 1.0 (uno) km; para cada km adicional al primero.	ton-km	34 500	2.50	86,250.00

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
11.1.5.	Acarreo del acero de refuerzo a una distancia menor o igual a 1.0 (uno)Km.	ton	113	60.00	6,780.00
11.1.6.	Sobreacarreo del acero de refuerzo a una distancia mayor de 1.0 (uno)Km; para cada km adicional al primero.	ton-km	16 950	2.50	<u>42,375.00</u>
			S U M A		\$ 42'357,813.00
			IMPREVISTOS 10%		\$ 4'235,781.00
			S U M A		\$ 46'593,594.00
			INGENIERIA Y ADMINISTRACION 10%		\$ 4'659,359.00
			COSTO TOTAL DE LA OBRA		\$ 51'252,953.00

(CINCUENTA Y UN MILLONES DOSCIENTOS CINCUENTA Y DOS MIL NOVECIENTOS CINCUENTA Y TRES PESOS 00/100).

RESUMEN DE COSTOS

CORTINA	\$ 34,132.018 00
VERTEDOR	2,822.680 00
OBRA DE TOMA	5,403.115 00
SUMA	<u>42,357.813 00</u>

6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Conclusiones:

Del desarrollo del proyecto de la presa Carrizo, se concluye lo siguiente:

- 1.- Dadas las condiciones climáticas que prevalecen en la Península de Baja California, concretamente en la Ciudad de Tijuana, que son causa directa de la escasez de los recursos hidráulicos, ya no digamos para promover su desarrollo sino para satisfacer una necesidad primordial como es el abastecimiento de agua potable, hacen que el proyecto del acueducto Río Colorado-Tijuana y dentro de éste, el de la presa Carrizo, sean necesarios.
- 2.- El proyecto de la presa no solo se justifica por su propósito e importancia sino que además lo apoyan su costo, que como hemos visto en el anteproyecto, es del orden de presas similares.
- 3.- Por lo que respecta a la determinación de la avenida de diseño de la obra de excedencias, se reconoce que los métodos utilizados son bastantes sencillos, pero prácticos, dada la escasez de datos hidrométricos y que el funcionamiento adecuado de esta obra se ve avalado por su prueba en el modelo hidráulico correspondiente.

- Recomendaciones.-

Las principales recomendaciones derivadas del proyecto son las siguientes:

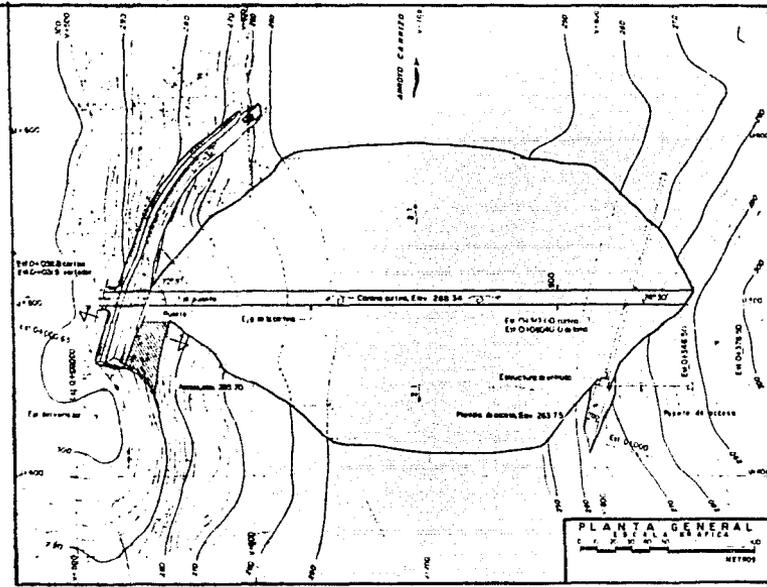
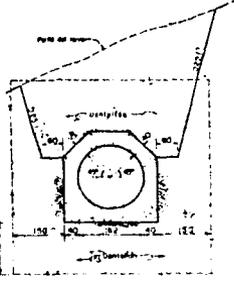
- 1.- El propósito y costo de la obra, aparte de que -- coadyuvará a la regularización de los escurrimientos -- que sin control se incorporan al Río Tijuana haciendo en ocasiones crítica la situación de la Ciudad de Tijuana, B.C.N, hacen recomendable la construcción de -- la presa.
- 2.- Se recomienda una buena supervisión por parte de -- la Entidad Constructora para asegurar la calidad de los materiales y garantizar la seguridad de la obra, desde el punto de vista constructivo. Y,
- 3.- Con el propósito de vigilar el comportamiento de la estructura y aportar información que mejoren los diseños futuros, se recomienda la instrumentación de la Cor tina,

7.- BIBLIOGRAFIA

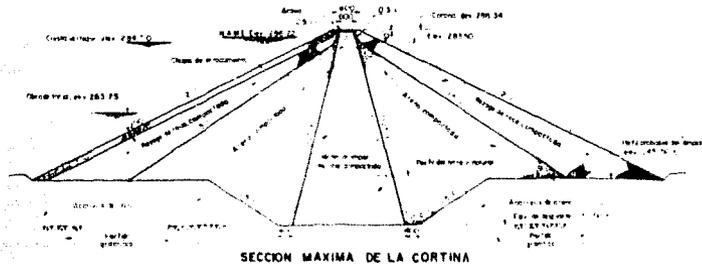
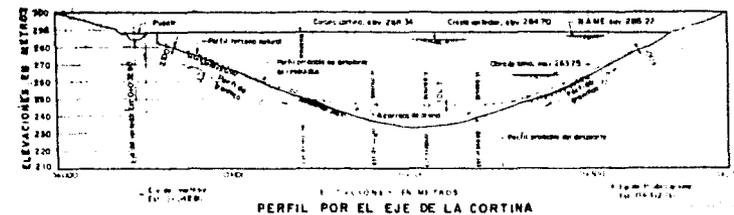
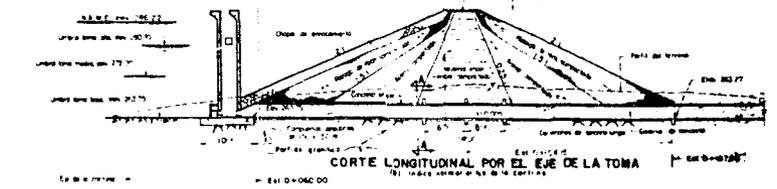
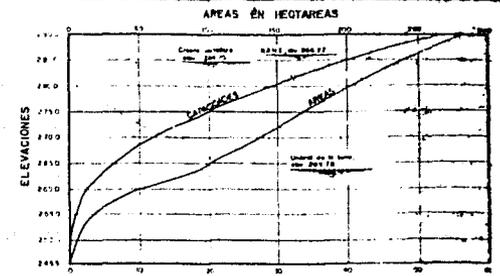
- . "Boletín de Tormentas Máximas Observadas y Probables en México en 24 horas (Hasta 1974); S.R.H.
- . "Boletín Hidrológico No 28", S.R.H, 1971.
- . U.S. Department of the Interior - "Diseño de Presas Pequeñas", CE.C.SA, 1974
- . Rolando Springall G. - "Hidrología, Instituto de - - Ingeniería, UNAM, 1970.
- . "Pequeños Almacenamientos", Plan Nacional de Obras de Riego para el Desarrollo Rural, S.R.H, 1976.
- . "I Congreso Nacional de Hidráulica", Coaxtepec, Mor , Asociacion Mexicana de Hidráulica, 1970.
- . Enrique Tamez González .- "Principio del Diseño y Construcción de Presas de Tierra", SRH.
- . D. R. May.- "Aplicación del Planímetro al Método SUECO para el Análisis de los Taludes de tierra", Memorandum Técnico Núm 5, SRH.
- . Engineering And Desing.- "Estabilidad de Presas de Tierra y de Enrocamiento", Manual - Corps of Engineers, U.S. - Army, 1963.
- . Raul J. Marsal y Daniel Reséndiz Muñoz.- "Presa de Tierra y Enrocamiento". Limusa, 1975.

A PARTIR
DE ESTA PÁGINA

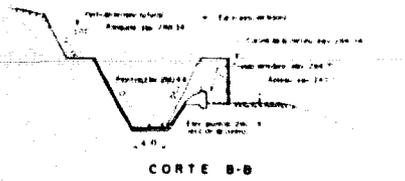
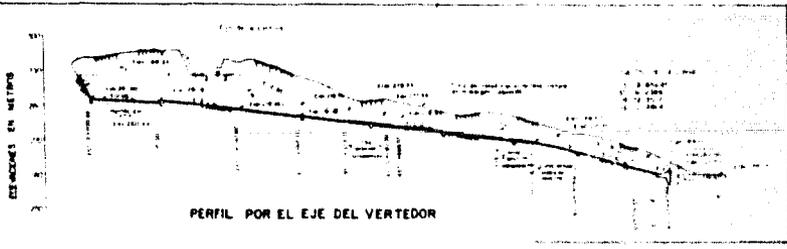
FALLA
DE
ORIGEN



CANTIDADES ESTIMADAS		
CONCEPTO	LINEA	CANTIDAD
CORTINA		
Ejecucion	m ²	91 000
Materiales para el muro de la cortina	m ³	131 111
Materiales de cimentacion y cimentacion	m ³	359 100
Materiales para el vertedor	m ³	201 700
Costos de obra civil	m ³	31 970
Volúmenes para el vertedor	m ³	72 120
VERTEDOR		
Ejecucion	m ²	16 000
Costos de obra	m ²	480
Costos de mano de obra	m ²	630
Costos de materiales	m ²	46 000
OBRA DE TOMA		
Ejecucion	m ²	4 000
Costos de mano de obra	m ²	116 000
Costos de materiales	m ²	116 000
Costos de mano de obra	m ²	6 650
Costos de materiales	m ²	15 000
Costos de mano de obra	m ²	4



DATOS DEL PROYECTO	
Nombre del proyecto	...
Objetivo del proyecto	...
Fecha de inicio	...
Fecha de terminacion	...
Costo total del proyecto	...
Costo unitario del proyecto	...
Costo de mano de obra	...
Costo de materiales	...
Costo de transporte	...
Costo de otros gastos	...
Costo total del proyecto	...



LISTA DE PLANOS	
NOMBRE	CLASIFICACION
...	...
...	...
...	...

NOTAS

1. Este proyecto de obra de ingenieria civil y de infraestructura de agua, se ha desarrollado en el marco de la Ley de Obras Publicas y el Reglamento de la Ley de Obras Publicas, emitidos por el Congreso de la Union y el Poder Judicial de la Federacion, respectivamente.

2. Este proyecto de obra de ingenieria civil y de infraestructura de agua, se ha desarrollado en el marco de la Ley de Obras Publicas y el Reglamento de la Ley de Obras Publicas, emitidos por el Congreso de la Union y el Poder Judicial de la Federacion, respectivamente.

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA

SECRETARIA DE EDUCACION PUBLICA

PRESEA "CARRETERA" B.C.N.

PLANTA GENERAL DE LOCALIZACION

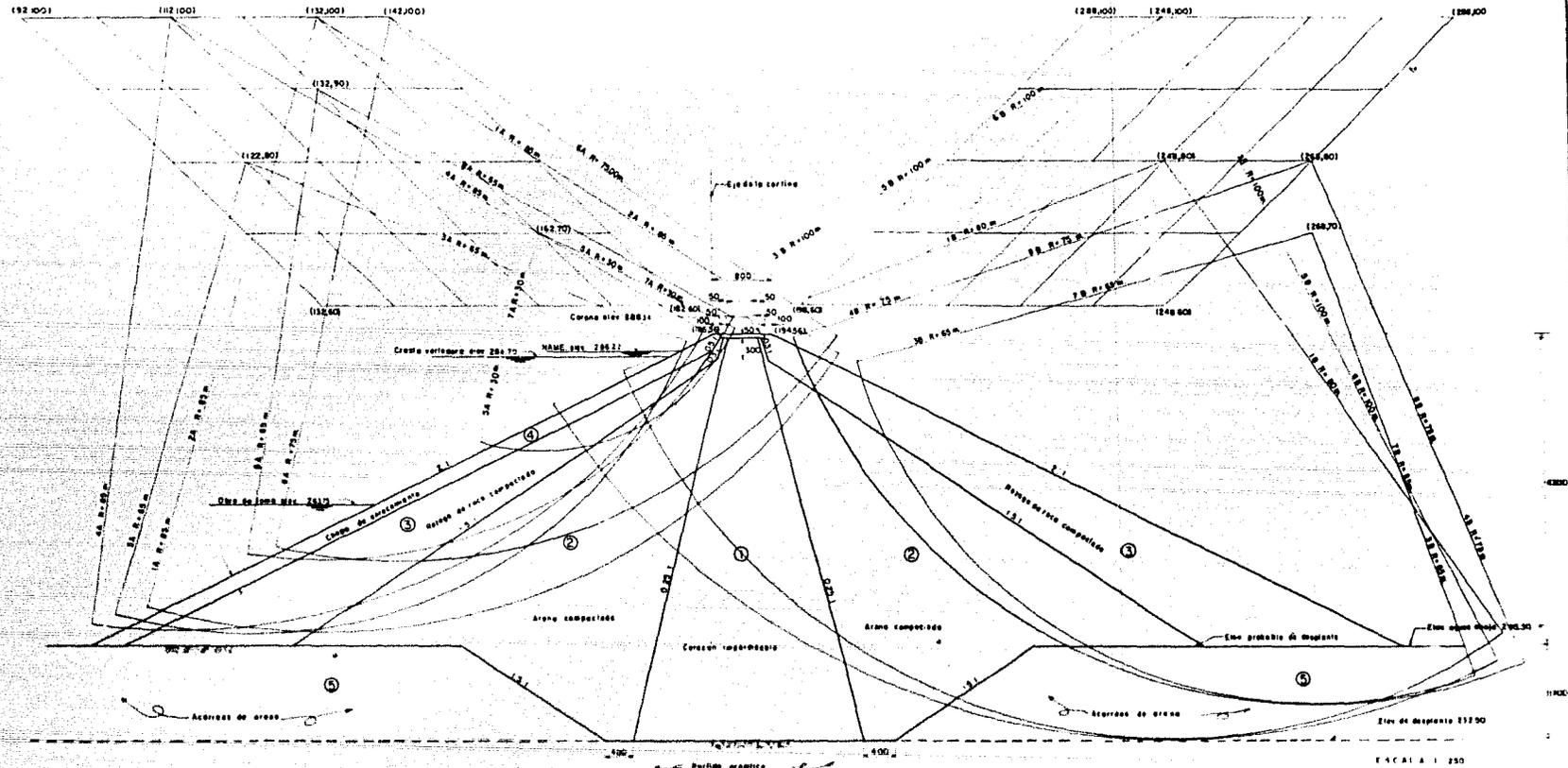
INSTITUTO FEDERAL DE ESTUDIOS Y ESTADISTICA

ENGENIERIA CIVIL

FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS TALUD AGUAS ARRIBA												
	PRESA VACIA			PRESA LLENA								
	INICIALES	FINALES	INICIALES	FINALES	INICIALES	FINALES						
F.S. MÍNIMO	1.19	1.00	1.50	1.25	1.50	1.10	1.45	1.10				
INICIAL	1.19	1.00	1.50	1.25	1.50	1.10	1.45	1.10				
FINAL	1.5856	1.1772	1.6174	1.096	1.8564	1.3178	1.8564	1.3505				
x	1.32	1.32	1.22	1.12	1.82	1.42	1.62	1.32				
y	1.00	1.00	80	100	70	1.00	70	90				
RADIO	65	85	65	85	30	75	30	65				
MÓDULO DE CÁLCULO	1A	2A	3A	4A	5A	6A	7A	8A				

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES						
MATERIALES	PESO VOLUMETRIC (t/cm ³)		PESO VOLUMETRIC (t/cm ³)		ÁNGULO DE FRICTION (°)	COHESION (t/cm ²)
	INICIAL	FINAL	SATURADO	NO SATURADO		
1) Conzon	—	2.04	2.05	1.05	0°	3
Impermeable	Final	2.04	2.05	1.05	20°	3
2) Arena compactada	2.00	2.11	1.11	0.90	40°	0
3) Resaca de roca compactada	1.80	1.90	0.90	0.90	45°	0
4) Capa de anclamiento	1.55	1.90	0.80	0.80	45°	0
5) Acarros de arena	—	1.95	0.95	0.95	35°	0

FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS TALUD AGUAS ABAJO											
	PRESA VACIA			PRESA LLENA							
	INICIALES	FINALES	INICIALES	FINALES	INICIALES	FINALES					
F.S. MÍNIMO	1.15	1.15	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
INICIAL	1.15	1.15	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
FINAL	1.568	1.1603	1.6178	1.1768	1.6564	1.0960	1.6178	1.1768			
x	2.48	2.48	2.68	2.68	2.48	2.48	2.68	2.68			
y	80	100	70	80	100	100	70	80			
RADIO	80	100	65	75	100	100	65	75			
MÓDULO DE CÁLCULO	1B	2B	3B	4B	5B	6B	7B	8B			



SECCION MAXIMA DE LA CORTINA
ANALISIS DE ESTABILIDAD PRESA CARRIZO BCN

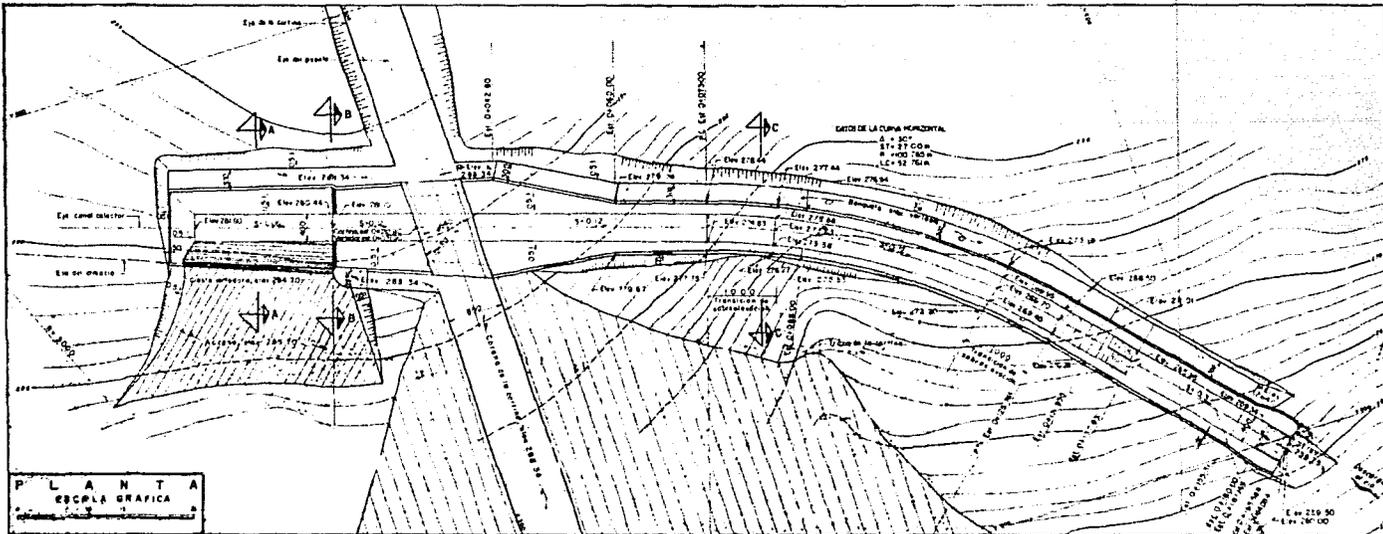
NOTAS
Dimensiones en centímetros excepto las
medidas en otros cuadros. Estructuras
medidas. Las propiedades de los materiales
fueron proporcionadas por el Departamento de
Geología Experimental de la UNAM.

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA

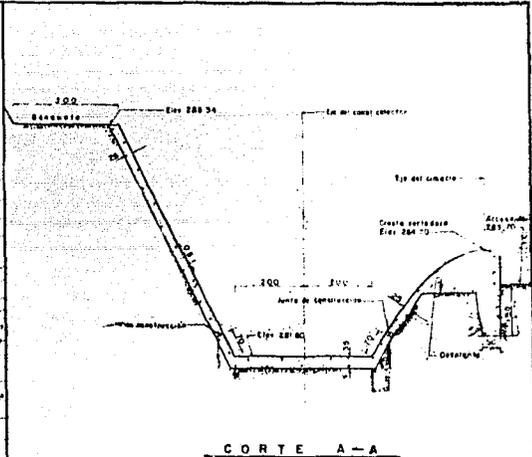
ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA
PRESA "CARRIZO" BCN
HEMERA EN ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA CORTINA

TESIS PROFESIONAL
ENGEN. PASGADO CACHO

PLANO N° 7



PLANTA
ESCALA GRAFICA

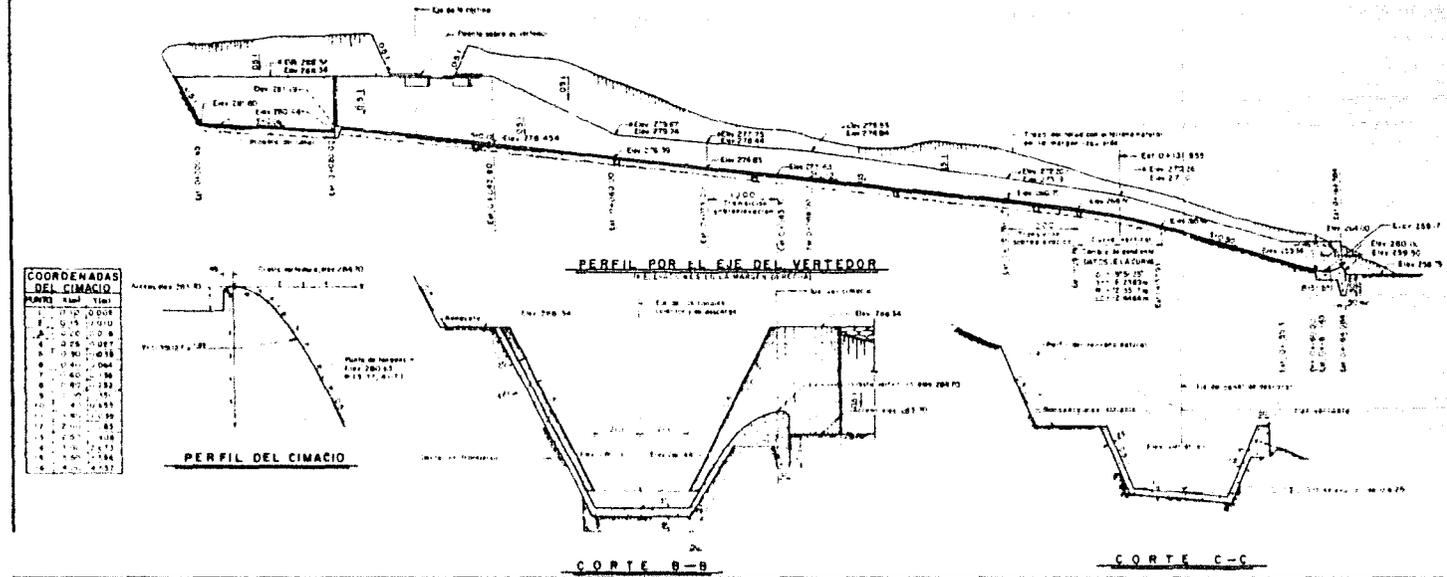


CANTIDADES ESTIMADAS

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación	m ³	13785
Excavación rellena y movimiento de tierra	m ³	890
Empuje de concreto	m ³	200
Acero de refuerzo	kg	33000

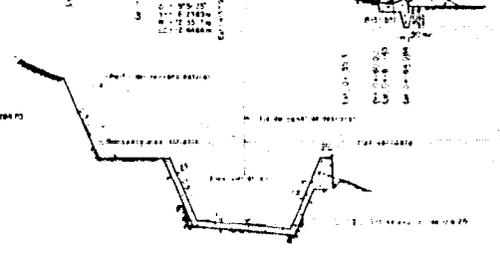
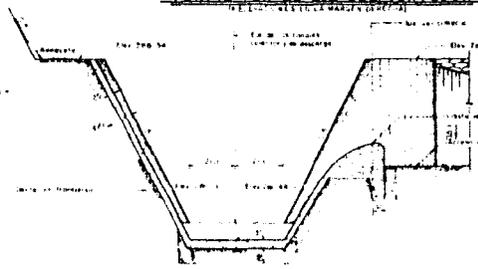
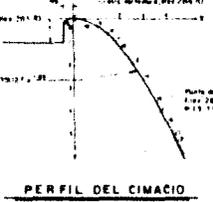
DATOS DEL PROYECTO

Longitud del vertedor	80.00 m
Longitud del canallector	100.00 m
Longitud del canal de escape	100.00 m
Longitud del canal de drenaje	100.00 m
Longitud del canal de limpieza	100.00 m



COORDENADAS DEL CIMACIO

NÚMERO	X	Y
1	0.00	0.00
2	0.00	0.00
3	0.00	0.00
4	0.00	0.00
5	0.00	0.00
6	0.00	0.00
7	0.00	0.00
8	0.00	0.00
9	0.00	0.00
10	0.00	0.00
11	0.00	0.00
12	0.00	0.00
13	0.00	0.00
14	0.00	0.00
15	0.00	0.00
16	0.00	0.00
17	0.00	0.00
18	0.00	0.00
19	0.00	0.00
20	0.00	0.00



NOTAS:
1. El plano muestra el plano de construcción.
2. El plano muestra el plano de construcción.
3. El plano muestra el plano de construcción.
4. El plano muestra el plano de construcción.
5. El plano muestra el plano de construcción.
6. El plano muestra el plano de construcción.
7. El plano muestra el plano de construcción.
8. El plano muestra el plano de construcción.
9. El plano muestra el plano de construcción.
10. El plano muestra el plano de construcción.
11. El plano muestra el plano de construcción.
12. El plano muestra el plano de construcción.
13. El plano muestra el plano de construcción.
14. El plano muestra el plano de construcción.
15. El plano muestra el plano de construcción.
16. El plano muestra el plano de construcción.
17. El plano muestra el plano de construcción.
18. El plano muestra el plano de construcción.
19. El plano muestra el plano de construcción.
20. El plano muestra el plano de construcción.

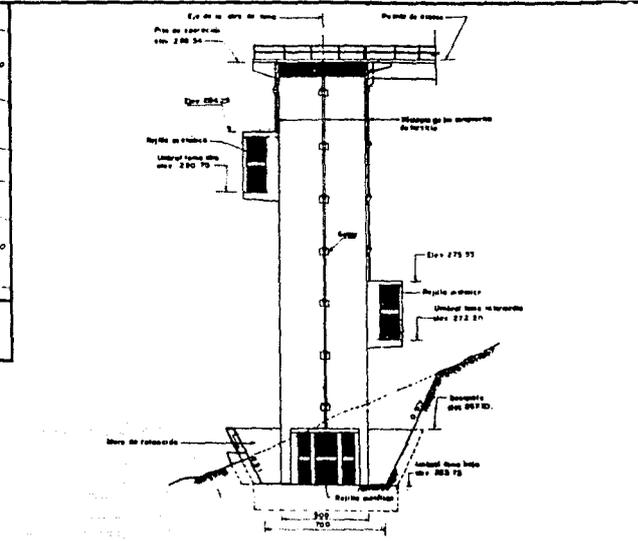
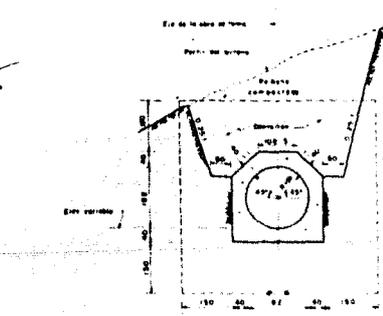
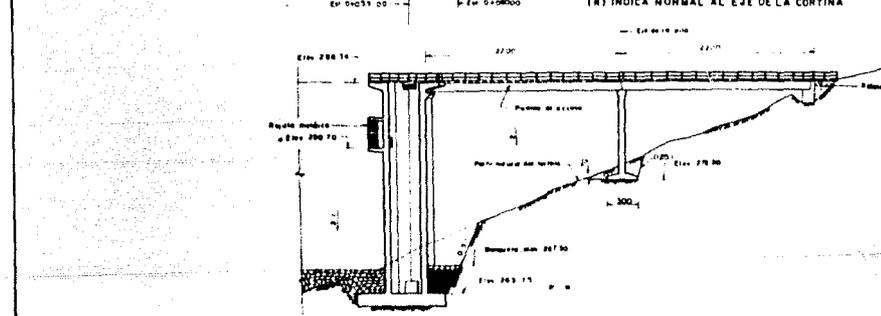
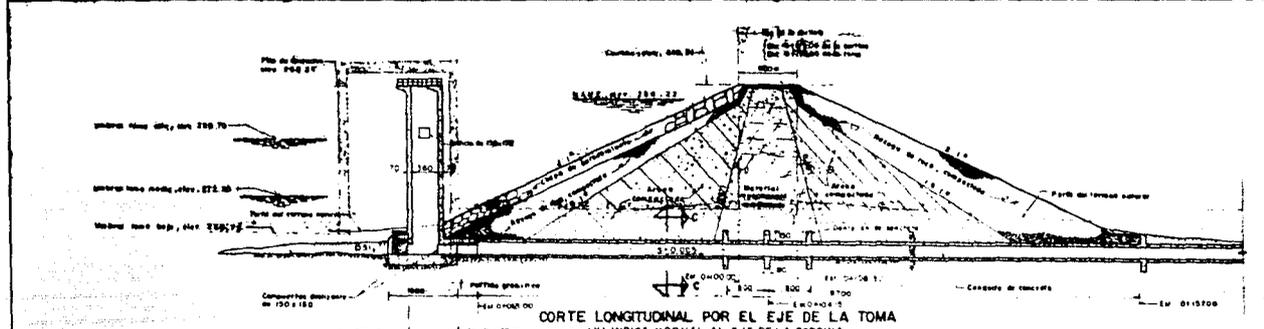
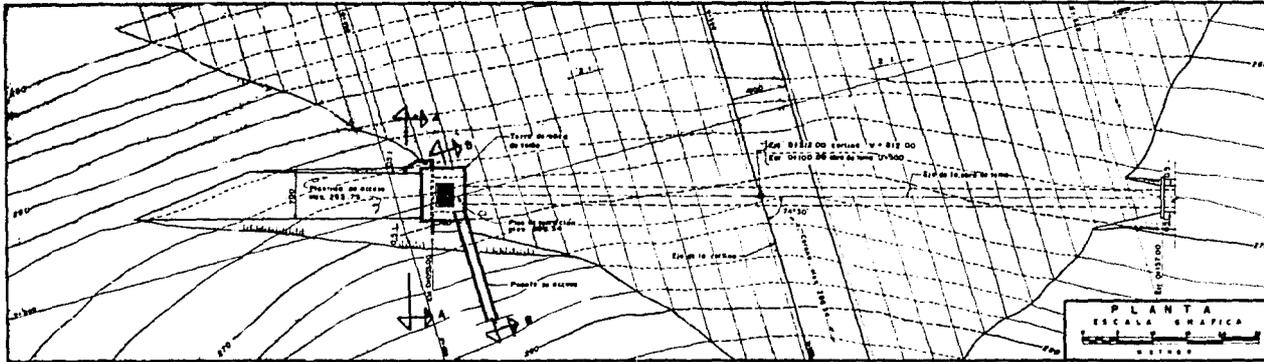
ESTR. PLANO ABILA S. PLANO Y SUCO S. A.

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA

PRESA "CARRIZO", B.C.N.
VERTEDOR - PLANO GENERAL

FECHA: 1975

INSTRUMENTOS: 1:1000



CANTIDADES ESTIMADAS			DATOS DEL PROYECTO	
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD		
Estructuras	m ³	5000	Cota máxima de la toma 6.00 m	
Concreto reforzado	m ³	1100	Cota mínima de la toma 0.00 m	
Banco de refuerzo	m ³	7000	Empuje de la toma 253.75 m	
Revoque estructural	m ²	13000	Elevación del borde de la toma 272.20 m	
Concreto armado de piso de macanudo	m ²	6	Elevación del borde de la toma 280.70 m	
Tubo de inspección	m	180		

NOTAS

1. El nivel de la toma de agua es de 6.00 m.

2. El nivel de la base de la toma es de 0.00 m.

3. El nivel de la cota máxima de la toma es de 272.20 m.

4. El nivel de la cota mínima de la toma es de 280.70 m.

UNAM INSTITUTO DE INVESTIGACIONES
PRESA CARRIZO 8 CM
 CARRIZO, GUANAJUATO, MEXICO