

67.
2 ej

Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA



ESTUDIO HIDROLOGICO DE LAS PRESAS DEL PONIENTE DE LA CIUDAD DE MEXICO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

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

P R E S E N T A

MARTIN ALFONSO GUTIERREZ LOPEZ



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MEXICO, D. F.

OCTUBRE DE 1991



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

1.	INTRODUCCION	1
2.	CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE CAUCES Y CUENCAS	5
2.1	La cuenca hidrológica	5
2.2	Area de la cuenca	6
2.3	Longitud del cauce principal	10
2.4	Pendiente del cauce principal	12
2.5	Tiempo de concentración	14
2.6	Ejemplo de aplicación	16
2.7	Descripción actual de cuencas y presas	21
2.8	El interceptor poniente	23
3.	PRECIPITACION	41
3.1	Definición del área en estudio	41
3.2	Medición y datos de precipitación	43
3.3	Curvas intensidad-duración-período de retorno	53
3.4	Funciones de distribución de probabilidad	55
3.5	Isoyetas	67
3.6	Cálculo y análisis de la precipitación	69
3.7	Ejemplo de aplicación	79
4.	ESCURRIMIENTO	84
4.1	Definición del área en estudio	84
4.2	Coefficiente de escurrimiento	87
4.3	El método racional	89
4.4	El hidrograma unitario	91
4.5	Cálculo y análisis de hidrogramas	94
4.6	Ejemplo de aplicación	96
5.	ANALISIS DE INFORMACION PARA UN TRANSITO DE AVENIDAS	101
5.1	Tránsito de avenidas en presas interconectadas	101
5.2	Curvas elevaciones-capacidades	105
5.3	Curvas elevaciones-descargas	106
5.4	Matriz de conexiones y coeficientes de túnel	109
6.	CONCLUSIONES	112
	ANEXOS	
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	
	AGRADECIMIENTOS	

ANEXOS

ANEXO I

- Descripción y operación del programa de computadora para calcular pendientes usando la fórmula de Taylor-Schwarz.
- Resultados
- Perfiles de los ríos del poniente

ANEXO II

- Datos de precipitación
- Ajuste de los datos de precipitación a la distribución Gumbel de probabilidad

ANEXO III

- Descripción y operación del programa de computadora para determinar el hidrograma de diseño
- Resultados

ANEXO IV

- Descripción y operación del programa de computadora para determinar la descarga por obra de toma y vertedor
- Resultados
- Curvas elevaciones-descargas
- Curvas elevaciones-capacidades
- Tuneles de interconexión

1. INTRODUCCION

La Dirección de Obras Hidráulicas del Departamento del Distrito Federal elaboró en 1954 un plan general que contemplaba detener el hundimiento de la Ciudad de México, abastecería de agua potable y disponer de un sistema de drenaje adecuado. Con respecto a este último se realizó la construcción del Interceptor Poniente y los Interceptores profundos Central y Oriente, los cuales con el paso del tiempo han sido una pieza importante en el control y desalojo de las aguas negras y pluviales del Valle de México; ya que anteriormente solo se dependía del Gran Canal del Desagüe; estructura que ha ido perdiendo en el curso de los últimos años su gradiente hidráulico inicial, y ello ha ocasionado la construcción de un gran número de estaciones de bombeo para poder extraer las aguas drenadas en las zonas bajas y planas de la ciudad.

El Interceptor del Poniente tiene conectadas a lo largo de él un sistema de presas, represas y túneles de interconexión cuyo objetivo consiste en reducir los picos de las avenidas que se presentan en sus respectivas cuencas, evitando así las posibles inundaciones en zonas urbanas y controlando el material en suspensión que arrastran las corrientes después de las tormentas.

La incontrolada deforestación a que han sido sujetas las cuencas de las presas, ha ocasionado que hoy en día la mayoría de los embalses se

encuentren invadidos de azolve.

Por otro lado, el crecimiento de la ciudad ha provocado dos problemas; uno de ellos la imposición de la zona urbana dentro de la orilla de los cauces, provocando una disminución de la capacidad de regulación de los vasos de las presas. El segundo, es un aumento de las áreas impermeables en esta zona; viéndose incrementados los escurrimientos y rebasadas las capacidades de las presas y túneles de interconexión.

La mayoría de estas presas fueron construidas hace más de 30 años por este motivo ha surgido la necesidad de elaborar un estudio detallado y completo de características fisiográficas, orográficas e hidráulicas de presas, vasos y cuencas, pues se prevé que en un corto tiempo, la totalidad de los escurrimientos torrenciales de la zona poniente no podrán ser controlados por estas estructuras.

Cabe señalar que en la actualidad, la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, lleva a cabo el proyecto ejecutivo del vaso "Minatotolapa" sobre el río Tacubaya, en la delegación A. Obregón, y ha efectuado proyectos importantes como la construcción de alcantarillas para los cauces del poniente en el sitio "Coyotes", también en la delegación Alvaro Obregón y modificaciones en las presas Becerra A, Becerra B, Tequilasco y Anzaldo sólo por mencionar algunas.

En la actualidad 18 presas son controladas y operadas por la DGOH y 11 por la SARH, formando así un total de 29 presas, que junto con sus respectivos túneles de interconexión, constituyen el sistema de presas del poniente, (Fig 1.1) y que para una mayor facilidad en su análisis, se han dividido en tres grupos: 8 presas formando el grupo norte; 13 presas el grupo centro y 8 presas el grupo sur.

Aunque hay cuatro presas que descargan al río de los Remedios, y no tienen conexión directa con el Interceptor Poniente, se ha decidido tomarlas en cuenta, ya que el río de los Remedios es una de las principales aportaciones al Vaso Regulador "El Cristo"; destino final del Interceptor Poniente, una vez que ha descargado y ha sido conducido a cielo abierto sobre el río Hondo.

Finalmente; para llegar a conocer el funcionamiento de estas presas interconectadas, se recomienda llevar a cabo un tránsito de avenidas a

través de sus embalses. Ya que en la actualidad existen un sinnúmero de programas para computadora con este propósito, en el presente trabajo, solo se analizará la información necesaria para llevar a cabo dicho tránsito. Durante éste se tomarán en los ejemplos de aplicación, los datos de la presa Tacubaya. Mientras que en los anexos de información sólo se presentan los datos completos de tres presas, una de cada uno de los grupo antes mencionados. (Totólica, Tacubaya, y Anzaldo).

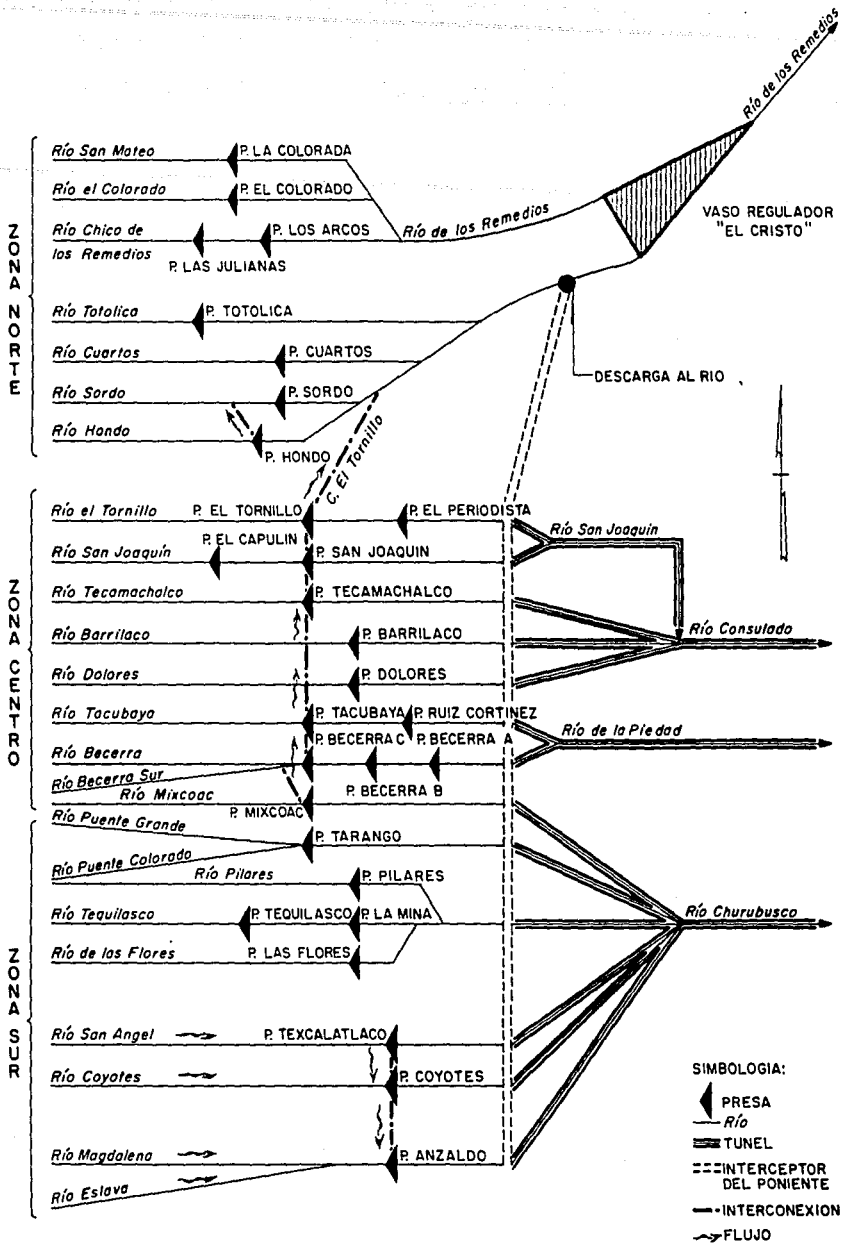


Fig 1.1 Esquema del sistema de las presas del poniente de la ciudad de México

2. CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE CAUCES Y CUENCAS

2.1 La cuenca hidrológica

A toda área que contribuye al escurrimiento, tanto de una corriente principal como de sus arroyos y tributarios, y se encuentra limitada en su perímetro por el parteaguas, (línea imaginaria dibujada por los puntos de mayor nivel topográfico), se le llama cuenca.

El parteaguas, hidrológicamente proporciona dos conceptos importantes que hay que destacar; el primero es que separa a una cuenca de sus adyacentes, pudiendo así determinar hacia donde escurrirá una gota de agua. El segundo es el que marca el inicio de todas las corrientes que fluyen a la salida de la cuenca, que en este caso será una derivadora o una presa de regulación de avenidas.

La fig 2.1 ilustra las diferentes partes de que se compone una cuenca hidrológica

- 1.- Presa Tacubaya
- 2.- Parteaguas
- 3.- Corriente principal
- 4.- Tributarios

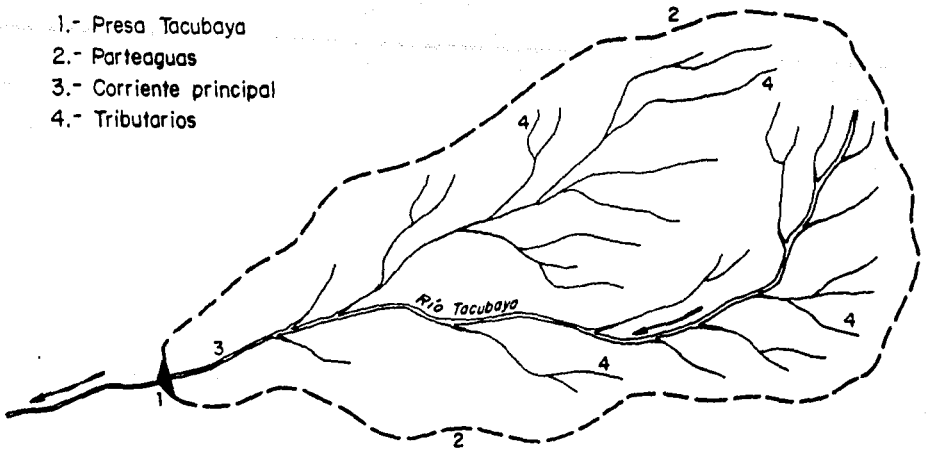


Fig 2.1 Cuenca hidrológica de la presa Tacubaya

Un factor importante a considerar en el escurrimiento son las llamadas características fisiográficas de la cuenca, las más importantes son:

- a) Area de la cuenca
- b) Longitud del cauce principal
- c) Pendiente del cauce principal
- d) Tiempo de concentración
- e) Elevación media de la cuenca

A partir de estos conceptos podemos definir dos aspectos de gran interés respecto a la relación precipitación-escurrimiento:

- 1) Se puede determinar la forma del hidrograma que pasa por la cuenca durante una tormenta.
- 2) El volumen total de agua que escurre como producto de esa tormenta.

2.2 Area de la cuenca

El área de una cuenca es la superficie que, en proyección horizontal, queda delimitada por su parteaguas y contribuye en su totalidad al escurrimiento tanto superficial como subterráneo de dicha cuenca.

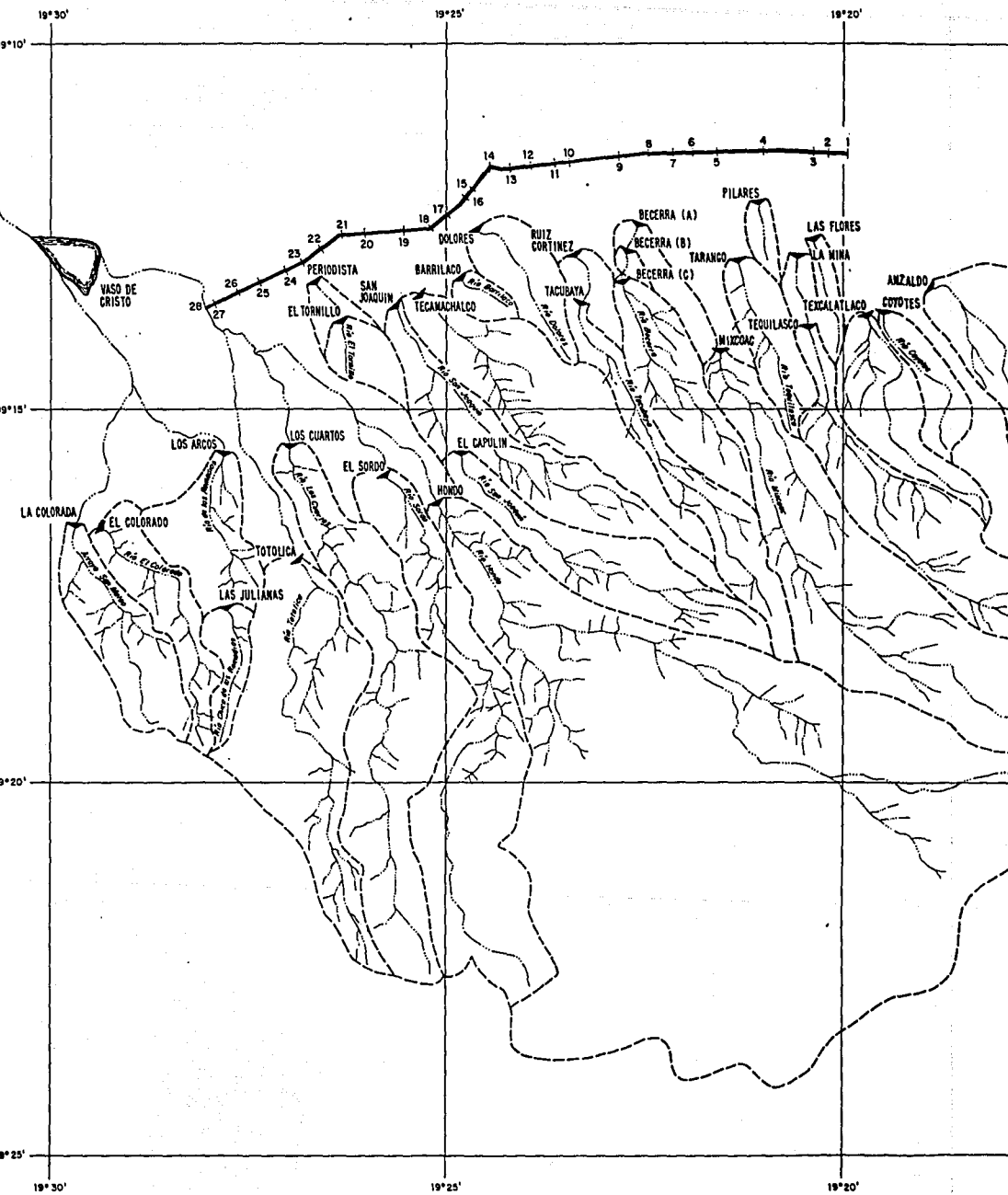
Dentro de las coordenadas geográficas $19^{\circ}15'$ y $19^{\circ}30'$ de latitud norte y $99^{\circ}10'$ y $99^{\circ}20'$ de longitud oeste, se encuentra una área de más de 400 km², siendo ésta el área que se considera drenada por el Interceptor Poniente y en ella se localizan 23 cuencas, que presentan características fisiográficas variadas. De estas 23 cuencas, 5 se encuentran subdivididas en 2 subcuencas y una con 3 subcuencas, cada una con su respectiva estructura terminal. Solo existe una cuenca que no cuenta con ningún tipo de estructura en su salida, es la cuenca que se encuentra entre la de la presa Anzaldo y la derivadora Coyotes; esa cuenca conduce sus escurrimientos a través de alcantarillas y colectores que posteriormente descargan en la presa Anzaldo.

La ubicación de todas las cuencas se presenta en la figura 2.2.

Para poder determinar el área de cada una de las cuencas, se utilizaron tres planos; uno a escala 1:40,000 otro a 1:20,000, ambos del año de 1986 y otro de 1970 escala 1:50,000 y con la ayuda de un planimetro, se fue midiendo el área de cada una de las cuencas. En la tabla 2.1 se muestran los resultados de este procedimiento.

Cabe recordar que actualmente en estas cuencas se presentan áreas con zonas urbanas muy importantes, por tal motivo se hizo también, la estimación de esta área urbana y de las áreas que no se encuentran del todo pavimentadas, a este tipo de área se la llamó suburbana.

Más adelante en este capítulo se estudiará el estado actual de cada una de las cuencas, tocando los puntos más significativos y, en algunos casos las razones por las que se ha visto disminuida su área y la evolución de ésta.



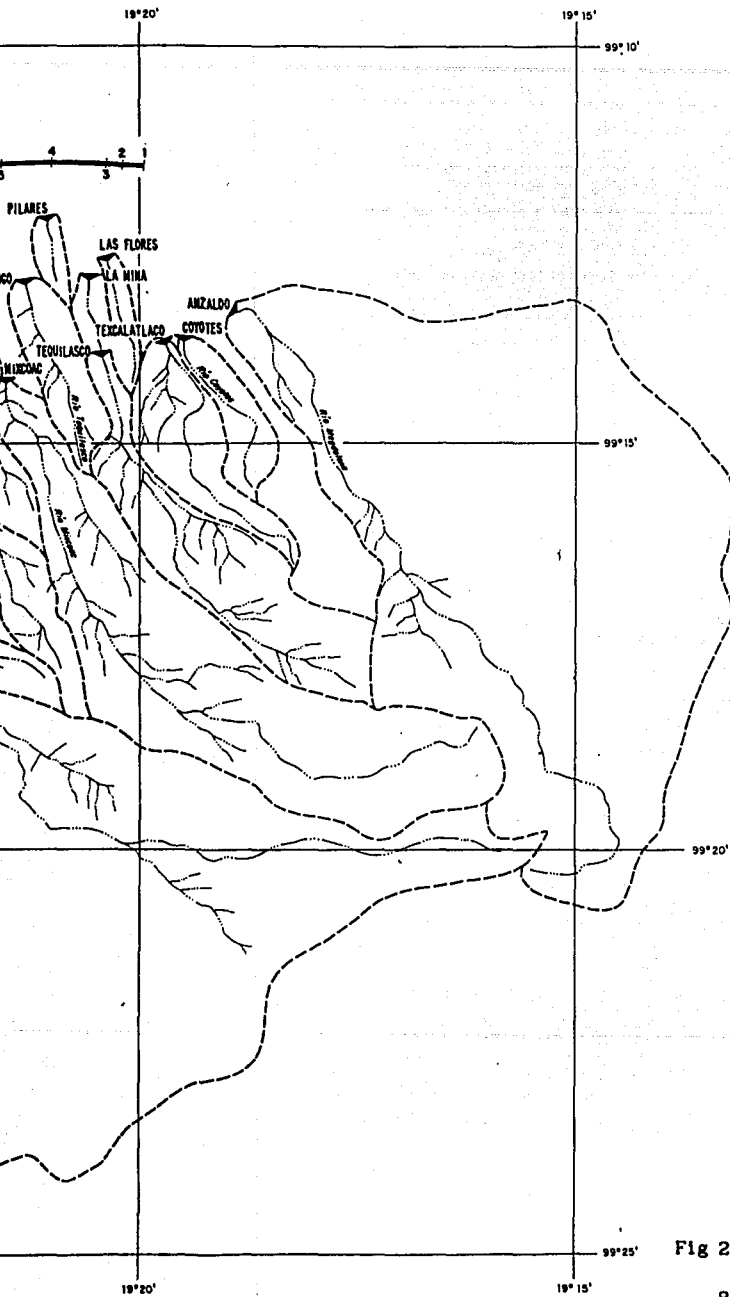


Fig 2.2


 DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL SECRETARÍA GENERAL DE OBRAS DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN Y OPERACION	
DIRECCION TÉCNICA	SUBDIRECCION DE
RFE DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL Ing. V. MANUEL GONZALEZ POY	
Ing. DANIEL RUIZ FERNANDEZ Subdirector Técnico	Ing. JUAN MANUEL Subdirector de
Ing. JUAN TORRES DVP	Ing. JOSÉ A. SO

TABLA 2.1 AREAS DE CUENCAS

Cuenca de la Presa	Area Urbana (km ²)	Area Suburbana (km ²)	Area Natural (km ²)	Area Total (km ²)
La Colorada	0.214	5.526	1.810	7.550
El Colorado	0.590	3.150	2.350	6.090
Las Julianas	0.280	0.385	1.875	2.540
Los Arcos	1.045	1.620	3.025	5.690
Totóllica	0.539	4.180	13.646	18.365
Los Cuartos	6.839	8.666	5.753	21.258
El Sordo	5.403	14.064	3.053	22.520
Hondo	21.252	5.991	83.270	110.513
El Periodista	1.031	0.916	0.573	2.520
El Tornillo	0.321	0.163	0.546	1.030
El Capulín	4.182	2.805	3.446	10.433
San Joaquín	14.505	6.263	12.925	33.693
Barrilaco	0.892	0.272	0.220	1.384
Dolores	1.640	0.050	2.840	4.530
Tacubaya	2.518	3.025	3.281	8.824
Ruiz Cortínez	1.084	0.386	0.040	1.510
Becerra "A"	1.496	0.348	0.110	1.954
Becerra "B"	0.330	0.193	0.122	0.645
Becerra "C"	3.598	1.365	2.268	7.231
Mixcoac	2.227	3.258	27.471	32.956
Tarango	1.462	1.818	1.602	4.882
Pilares	0.740	0.166	0.040	0.946
Tequillasco	2.083	1.648	9.359	13.090
La Mina	0.628	0.277	0.095	1.000
Las Flores	1.023	0.155	0.332	1.510
Texcalatlaco	3.328	1.814	1.600	6.742
Coyotes	1.357	0.595	0.158	2.110
-SIN PRESA-	0.518	1.014	0.886	2.418
Anzaldo	9.004	8.324	67.832	85.160

2.3 Longitud del cauce principal

Un problema que generalmente se encuentra; es el de determinar la longitud del cauce principal de una cuenca, para ello hay que determinar cual de todas las corrientes que fluyen dentro de la cuenca, es la que se considera como principal.

Para resolver este inconveniente se introduce el concepto: llamado "orden de una corriente"

El orden de una corriente, representa con un número, el grado de bifurcación de dicha corriente dentro de la cuenca; así, una corriente de orden 1 es un tributario que no presenta ramificaciones. Una de orden 2 solo tiene tributarios de orden 1. Una de orden 3 solo de orden 2, y así para cada uno de los tributarios dentro de la cuenca.

De esta manera, la corriente principal, resulta ser la de mayor orden dentro de la cuenca, ver fig 2.3.

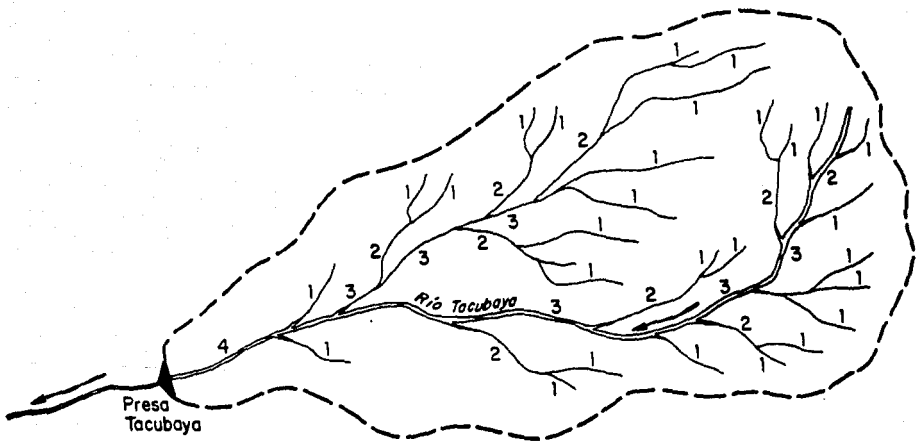


Fig 2.3 Orden de las corrientes en la cuenca de la presa Tacubaya

Así, para este caso, se fueron numerando cada una de las corrientes de cada una de las cuencas, hasta obtener la red de corrientes perfectamente identificada con su número de orden; el número de orden final se presenta a la salida de la cuenca, e identifica, tanto la corriente principal como el orden de la misma, ver tabla 2.2

TABLA 2.2 LONGITUD CAUCE PRINCIPAL Y ORDEN DE CUENCAS

Corriente Principal de la Presa	Longitud (Km) 1970	Longitud (Km) 1986	Orden de la Cuenca
La Colorada	5.800	5.460	3
El Colorado	6.400	6.340	3
Las Julianas	3.220	3.200	2
Los Arcos	4.100	3.520	2
Totóllica	10.850	10.550	4
Los Cuartos	15.540	15.430	3
El Sordo	16.400	16.220	4
Hondo	21.500	21.000	3
El Periodista	1.750	1.100	2
El Tornillo	1.860	1.760	2
El Capulín	7.600	7.600	1
San Joaquín	8.345	7.960	3
Barrilaco	1.320	1.320	2
Dolores	4.430	4.180	2
Tacubaya	10.320	9.530	4
Ruiz Cortínez	1.100	1.100	1
Becerra "A"	3.100	3.100	1
Becerra "B"	1.000	1.000	2
Becerra "C"	5.700	5.422	3
Mixcoac	16.800	16.450	4
Tarango	4.760	4.500	3
Pilares	1.300	1.300	1
Tequilasco	10.320	9.899	2
La Mina	2.000	2.000	2
Las Flores	3.300	3.100	2
Texcalatlaco	6.640	6.450	3
Anzaldo-Magdalena	19.200	19.200	4
Anzaldo-Eslava	15.460	15.460	3

Cabe señalar que, entre más compleja sea la red de corrientes, más eficiente será la respuesta de la cuenca a una tormenta, influyendo directamente en su escurrimiento.

Una vez identificada la corriente principal, se procede a medir la distancia horizontal que existe entre cada curva de nivel; partiendo desde la mayor elevación hasta el sitio de la presa, siempre sobre el eje de la corriente hasta lograr una serie de tramos que se acumulan para obtener el perfil del río con su consecuente cadenamamiento, sumándose hasta obtener la distancia total.

Esta actividad fue desarrollada, tanto en el plano de escala 1:50,000 como en el de 1:20,000. Los resultados presentados en la Tabla 2.2 dan una idea de las distancias a más de 15 años de diferencia. Comparando estas longitudes para los años de 1970 y 1986 se encuentran diferencias significativas, ya que las cuencas han cambiado en 16 años y por consecuencia su red de corrientes también. Muchas corrientes se han visto disminuídas en su longitud, ya que el ritmo de crecimiento de la ciudad ha alcanzado estas zonas, dotándolas de mayores áreas impermeables, o simplemente por el entubamiento o invasión de cauces. No se descarta la posibilidad de que la disminución de longitudes se deba a variaciones en las fotografías aéreas de donde se originaron los planos antes mencionados. Por tal razón, y para los cálculos sucesivos, tomaremos los resultados obtenidos de los planos 1:20,000 y 1:40,000, que representan escalas más confiables y exactas, además que es la información más reciente de que se dispone en lo que a aerofotogrametría se refiere.

Los datos medidos se dibujan en un par de ejes coordenados; en el eje de las abscisas, la longitud acumulada, y las elevaciones en el eje de las ordenadas, obteniendo así el perfil del río. De esta manera resulta muy fácil comparar cada uno de estos perfiles, y determinar si se ha azolvado o si ha sufrido algún fenómeno que influya directamente en un cambio de pendiente. (Anexo I)

2.4 Pendiente del cauce principal

La pendiente de un tramo de río es el desnivel que existe entre los extremos inicial y final, y la distancia horizontal de dicho tramo.

El concepto de pendiente, representa un valor medio; ya que cada tramo de río tiene una pendiente propia. De esta manera, dividiendo el cauce en "n" número de tramos; el perfil del río se acercará más al real mientras mayor sea este número, y la pendiente del cauce será la real conforme disminuya la distancia horizontal de cada tramo analizado.

La fórmula que proponen A.B. Taylor y H.E. Schwarz, para calcular la pendiente de un río, además de tomar en cuenta lo anterior, considera que éste está formado por una serie de canales a través de los cuales el agua tiene un tiempo de recorrido "t_i" igual al del cauce real del río.

Si se representa a la distancia horizontal entre cada curva de nivel como "X_i" para cada tramo, entonces

$$t_i = \frac{X_i}{V_i} \quad (1)$$

Según la Ley de Chezy, la velocidad de cada tramo, es función de la pendiente del tramo y de un coeficiente "K" que depende de la forma de la sección transversal y por consiguiente de la rugosidad

$$V_i = K \sqrt{S_i} \quad (2)$$

Por otro lado si consideramos a la distancia total "L" del cauce como la suma de las "n" distancias por los "n" tramos

$$L = \sum_{i=1}^n X_i \quad (3)$$

y el tiempo total del recorrido "T" como la suma de los tiempos parciales "t_i", tenemos

$$T = \sum_{i=1}^n t_i \quad (4)$$

$$t_i = \frac{X_i}{K\sqrt{S_i}} \quad (5) \quad T = \frac{L}{K\sqrt{S}} \quad (6)$$

sustituyendo (3) y (4) e igualando (5) y (6) obtenemos:

$$\frac{L}{K\sqrt{S}} = \sum_{i=1}^n \frac{X_i}{K\sqrt{S_i}} \quad (7)$$

Si de (7) despejamos "S" obtenemos la ecuación propuesta por A.B. Taylor y H.E. Schwarz.

$$S = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2 \quad (8)$$

donde:

- n número de tramos en que se divide el río.
S₁, S₂, ..., S_n pendiente de cada tramo (desnivel entre longitud horizontal).
S pendiente media del río.

A esta fórmula se le conoce como de Taylor-Schwarz y es la que se usará para calcular las pendientes.

Para lograr una mayor eficiencia y rapidez en este cálculo, se realizó un programa para computadora, al que se le proporcionan los datos del cadenamiento del río, y el número de tramos en los que se quiere dividir la longitud total; de esta manera, el programa da resultados confiables.

La Tabla 2.3 resume los resultados obtenidos con este programa: El listado y los datos de las 3 presas, se muestran en el Anexo I de este trabajo.

2.5 Tiempo de concentración

Sin duda, uno de los principales parámetros para conocer la respuesta de una cuenca a una tormenta, es el tiempo de concentración; el cual se define como el tiempo que tarda una gota de agua en viajar de la parte más lejana de la cuenca hasta la salida de la misma; alcanzando de esta manera, un equilibrio entre la precipitación y el gasto de salida; todo esto con la consideración, de que la lluvia se presenta en forma uniforme sobre toda el área de la cuenca y con una intensidad constante.

Es muy importante conocer este parámetro, pues de esta manera, se podrá definir más adelante la forma del hidrograma unitario adimensional; utilizado para poder determinar el hidrograma de diseño que será empleado en el tránsito de avenidas.

TABLA 2.3 PENDIENTES MEDIAS DE LOS CAUCES

Cauce de la Presa	Pendiente 1970	Pendiente 1986
La Colorada	0.04109	0.04324
El Colorado	0.04389	0.03950
Las Julianas	0.05781	0.06340
Los Arcos	0.03749	0.03845
Totóllica	0.06095	0.06507
Los Cuartos	0.03750	0.03751
El Sordo	0.03994	0.03880
Hondo	0.04570	0.04717
El Periodista	0.00857	0.01358
El Tornillo	0.01720	0.04181
El Capulín	0.04539	0.03752
San Joaquín	0.03762	0.03796
Barrilaco	0.03394	0.02791
Dolores	0.03173	0.03498
Tacubaya	0.03904	0.04592
Ruiz Cortinez	0.02033	0.02033
Becerra "A"	0.04586	0.04586
Becerra "B"	0.02500	0.02233
Becerra "C"	0.04147	0.03717
Mixcoac	0.05243	0.05555
Tarango	0.03012	0.04457
Pilares	0.03422	0.03422
Tequilasco	0.07691	0.08393
La Mina	0.03240	0.02726
Las Flores	0.05334	0.05215
Texcalatlaco	0.06246	0.05610
Anzaldo-Magdalená	0.05038	0.05429
Anzaldo-Eslava	0.05243	0.05243

Para nuestro caso, se ha considerado que la fórmula propuesta por Kirpich para calcular el tiempo de concentración, es la que arroja resultados más precisos, además de que es la que ha sido utilizado con mayor frecuencia en México.

$$t_c = 0.0003245 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} \quad (9)$$

donde:

- S pendiente media del cauce principal
- L longitud del cauce principal, en metros
- t_c tiempo de concentración, en horas

En la Tabla 2.4 se presenta el resumen de los tiempos de concentración obtenidos con esta fórmula.

2.6 Ejemplo de aplicación

Para ejemplificar el cálculo de la longitud y pendiente del cauce principal se usan, como se mencionó anteriormente, los datos de la Presa Tacubaya.

Esta presa se encuentra ubicada en la colonia "Liberales de 1857" en la Delegación Alvaro Obregón.

Como se explicó anteriormente, usando un planímetro, se encontró que su cuenca tiene un área de 8.824 km², de los cuales el 28.54% del área corresponde a una zona urbana; el 34.28% de área suburbana y el 37.19% restante, al área natural.

La corriente principal es el Río Tacubaya; se midió con un longímetro y se encontró que la longitud del cauce es de 9.53 km

Para tomar las distancias entre cada curva de nivel, se hicieron varias mediciones logrando así una mayor precisión; estas distancias parciales no necesariamente suman los 9.53 km ya que al sumarlas pueden dar una distancia mayor o menor; ésto se debe a que al medir parcialmente, puede existir variación respecto a la distancia medida desde el inicio de la corriente hasta el sitio de la presa, en un solo recorrido con el longímetro. Para corregir esta diferencia, es necesario hacer una compensación a estas distancias parciales mediante un factor de ajuste;

dicho factor es el resultado de dividir la distancia que se midió en un solo recorrido, entre la suma de las distancias parciales medidas.

TABLA 2.4 TIEMPOS DE CONCENTRACION

Cuenca de la Presa	Tiempo de Concentración (horas)	Tiempo de Concentración en min
La Colorada	0.820	49.200
El Colorado	0.953	57.180
Las Julianas	0.489	29.340
Los Arcos	0.612	36.720
Totólica	1.164	69.840
Los Cuartos	1.928	115.680
El Sordo	1.978	118.680
Hondo	2.239	134.340
El Periodista	0.373	22.380
El Tornillo	0.348	20.880
El Capulín	1.118	67.080
San Joaquín	1.153	69.180
Barrilaco	0.325	19.500
Dolores	0.725	43.500
Tacubaya	1.231	73.858
Ruiz Cortinez	0.319	19.140
Becerra "A"	0.208	12.480
Becerra "B"	0.286	17.160
Becerra "C"	0.865	51.900
Mixcoac	1.623	97.380
Tarango	0.699	41.940
Pilares	0.297	17.820
Tequilasco	1.073	64.380
La Mina	0.452	27.120
Las Flores	0.490	29.400
Texcalatlaco	0.844	50.640
Anzaldo-Magdalená	1.979	118.740
Anzaldo-Eslava	1.678	100.680

Así para el caso del Río Tacubaya se tiene

Longitud total $L = 9.530$ km

Elevación (msnm)	Distancia Parcial (km)
2760 - 2700	1.050
2700 - 2600	1.650
2600 - 2500	2.200
2500 - 2400	2.200
2400 - 2350	1.500
2350 - 2311	0.650
	SUMA 9.250

$$\text{Factor de ajuste} = \frac{9.530}{9.250} = 1.030$$

Este factor a su vez se multiplica por cada una de las distancias parciales para obtener lo que se denomina "distancia compensada"; ésta

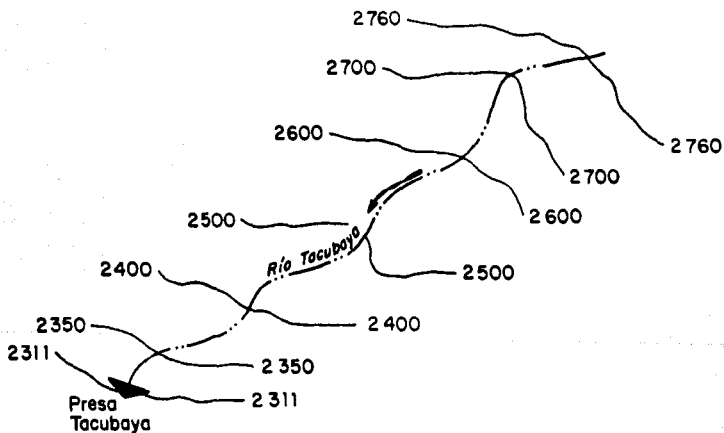


Fig 2.4 Curvas de nivel del río Tacubaya

distancia será la que al acumularla nos dará la longitud total y por consiguiente el perfil definitivo del río. Tal y como se muestra en la fig 2.5.

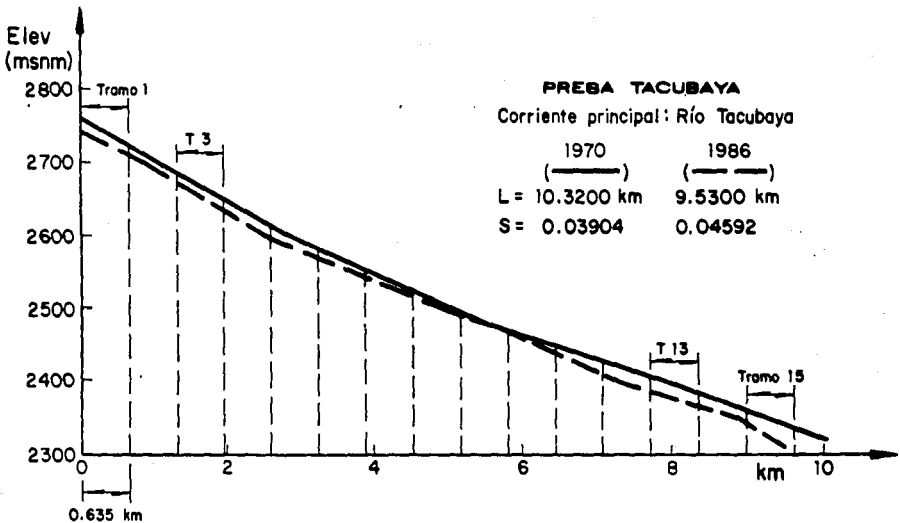


Fig 2.5 Perfil del río Tacubaya

Distancia Parcial (km)		Distancia Compensada (km)
1.050 (1.030)	=	1.082
1.650 (1.030)	=	1.700
2.200 (1.030)	=	2.267
2.200 (1.030)	=	2.267
1.500 (1.030)	=	1.544
0.650 (1.030)	=	<u>0.670</u>
	SUMA	9.530

Para obtener la pendiente media del río, se dividió la corriente en estudio, en 15 tramos iguales de 0.635 km cada uno. (Recordar que, entre mayor sea el número de tramos en los que se divide el río, mayor será la precisión del cálculo).

Mediante la interpolación de valores se tiene la elevación de cada punto, y por consecuencia, su desnivel en metros; con este valor se puede calcular la pendiente de cada tramo, con solo dividir este desnivel entre su distancia horizontal. En la Tabla 2.5 se presenta el desnivel de cada tramo, su correspondiente pendiente y el factor $1/\sqrt{S}$, que requiere la fórmula de Taylor-Schwarz.

TABLA 2.5. PENDIENTE DE LOS TRAMOS EN QUE SE DIVIDIO EL RIO TACUBAYA

Tramo	Desnivel (m)	Pendiente S_i	$\sqrt{S_i}$	$1/\sqrt{S_i}$
1	34.943	0.055	0.235	4.246
2	35.579	0.056	0.237	4.208
3	37.485	0.059	0.243	4.123
4	37.845	0.059	0.243	4.123
5	31.767	0.050	0.224	4.486
6	27.955	0.044	0.210	4.761
7	27.955	0.044	0.210	4.761
8	27.955	0.044	0.210	4.761
9	27.955	0.044	0.210	4.761
10	27.955	0.044	0.210	4.761
11	27.955	0.044	0.210	4.761
12	24.143	0.038	0.195	5.103
13	20.331	0.032	0.179	5.559
14	21.601	0.034	0.184	5.443
15	36.849	0.058	0.241	4.144

Finalmente usando la ecuación (8) se obtiene la pendiente media del Río Tacubaya.

$$S = \left(\frac{15}{70.001} \right)^2$$

$$S = (0.21428)^2$$

$$\underline{S = 0.04592}$$

Para calcular el tiempo de concentración en cuencas naturales, simplemente se usa la expresión propuesta por Kirpich, (que ya se mencionó anteriormente), sustituyendo los valores obtenidos de L y S.

$$t_c = 0.0003245 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$
$$t_c = 0.0003245 \left(\frac{9,530}{\sqrt{0.04592}} \right)^{0.77}$$
$$t_c = \underline{1.2309 \text{ horas}}$$

Este resultado indica que si una gota de lluvia cae en el inicio del río, tardará aproximadamente 74 minutos en llegar a la salida del vaso de la Presa Tacubaya.

2.7 Descripción actual de cuencas y presas

Con el objeto de obtener una idea exacta de cada una de las estructuras que integran el Sistema de Presas del Poniente, de sus cuencas de aportación, y de tomar la información requerida para llevar a cabo la simulación del funcionamiento hidráulico de estas estructuras, se presenta en este subcapítulo la recopilación de la información obtenida de numerosos planos e informes proporcionados por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, en su sección de Planes Maestros, y de las pláticas que se tuvieron con los operadores de las presas y con los habitantes de estas zonas.

La metodología con que se presenta esta información consiste en:

- a) Datos generales
- b) Características de la cuenca
- c) Características del vaso
- d) Características hidráulicas de las estructuras
 - Cortina
 - Obra de toma
 - Obras de excedencias
 - Interconexiones
- e) Topografía del vaso
- f) Cróquis de localización

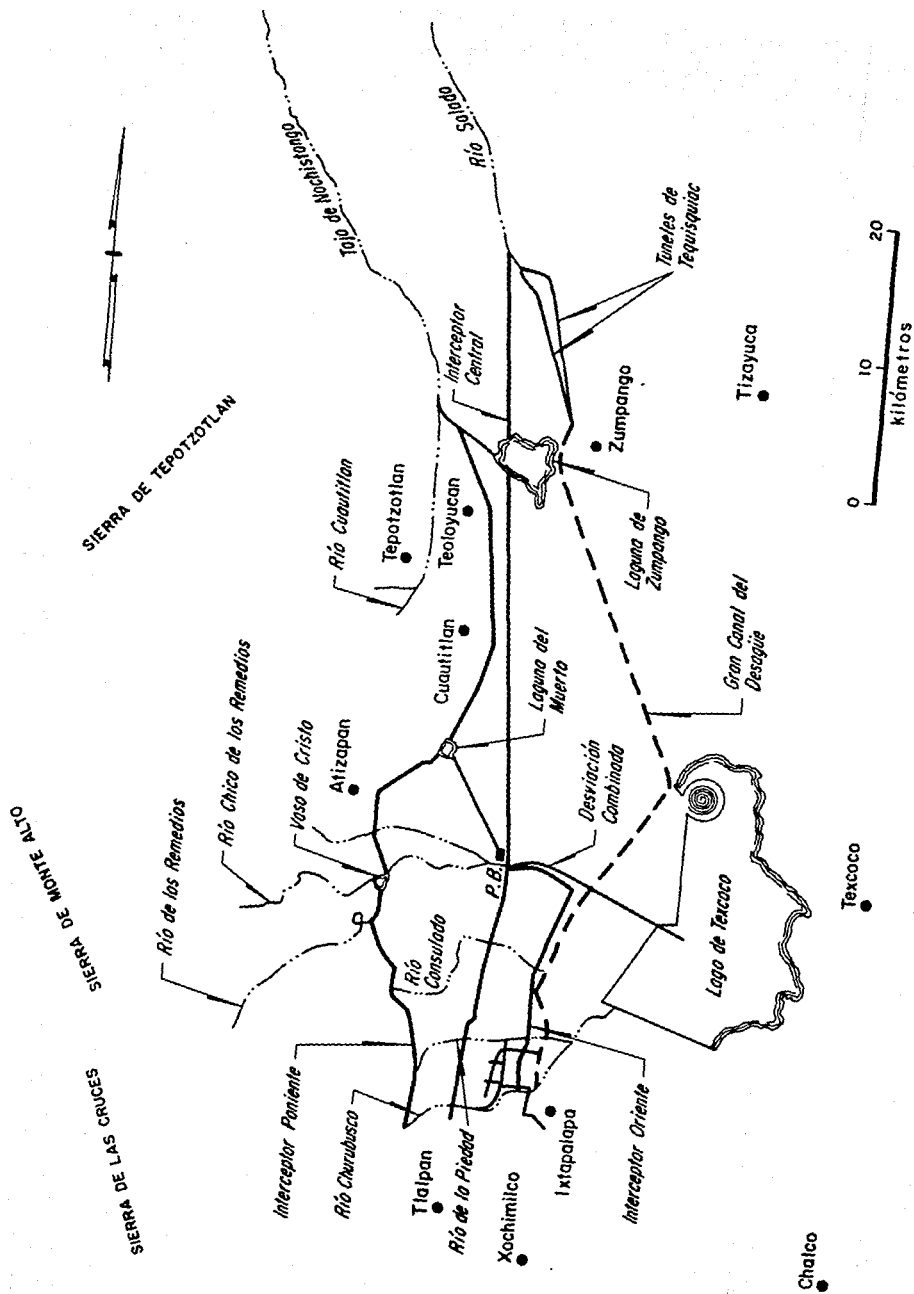


Fig 2.6 Esquema general de drenaje

2.8 El Interceptor Poniente

Como se dijo anteriormente, el Interceptor Poniente es, además del primero en haber sido construido, el primero de los otros Interceptores que conjuntamente con las 29 presas, resuelven la mayor parte del problema de drenar las aguas pluviales y eliminar las aguas negras de la ciudad.

A continuación se expondrán de una manera muy general, las principales características de este Interceptor, en lo que a diseño y construcción se refiere.

El Interceptor Poniente, transporta sus gastos a lo largo de 13.5 kilómetros de túnel y en 3.0 kilómetros de canal. En este desarrollo, corta los tres principales ríos que atraviesan la ciudad, el río Churubusco, el río de la Piedad y el río Consulado hasta descargarlos en el río Hondo, que a su vez los lleva al vaso regulador "El Cristo".

Posteriormente, a la salida del vaso, en el río de los Remedios, se une el río Tlanepantla y el río San Javier, formando lo que se denomina la Desviación Combinada, la cual cruza el Canal del Desagüe a través de un puente canal que permite descargar parte del caudal en el Gran Canal del Desagüe o seguir camino hacia el Lago de Texcoco, ver fig 2.6

Por su parte, el Gran Canal se inicia en la zona más baja al este de la ciudad, y viaja en línea directa hasta el norte, que es en donde se encuentran los puntos de salida artificiales: los dos túneles de Tequixquiac, descargan en el río Salado afluente del río Tula.

Finalmente se unirán otras corrientes para formar el río Pánuco, que descarga y termina en el Golfo de México.

Las obras de drenaje ejecutadas entre 1959 y 1960, fueron de gran importancia, por supuesto el Interceptor Poniente y el colector No. 15 sobresalen entre ellas.

En aquellos años para determinar el gasto de diseño del Interceptor, se analizaron los gastos máximos observados relacionados con su área de aportación. Estos gastos resultaron menores a los que se habían obtenido anteriormente mediante la fórmula de Bürkli-Ziegler: la cual está dada por:

$$Q = C i S^{0.25} A^{0.75} \quad (10)$$

donde:

- Q Gasto, en m³/s
- C Coeficiente de escurrimiento
- i Intensidad máxima de lluvia para una hora, en m³/ha/s
- A Area de la cuenca, en ha
- S Pendiente del rio, en milésimos.

Estos gastos se calcularon para cada uno de los ríos que descargan al Interceptor Poniente.

Se tomó un valor conservador y alto del coeficiente de escurrimiento; el cual fue del 35% de la precipitación media, ya que se consideró que el crecimiento futuro de las áreas impermeables de la zona poniente aumentaría de manera considerable y como consecuencia de ello también el escurrimiento superficial.

La intensidad máxima de lluvia en una hora resultó de 0.115 m³/ha/seg. Calculada con la fórmula:

$$i = \frac{320}{t^{0.5}} \quad (11)$$

donde:

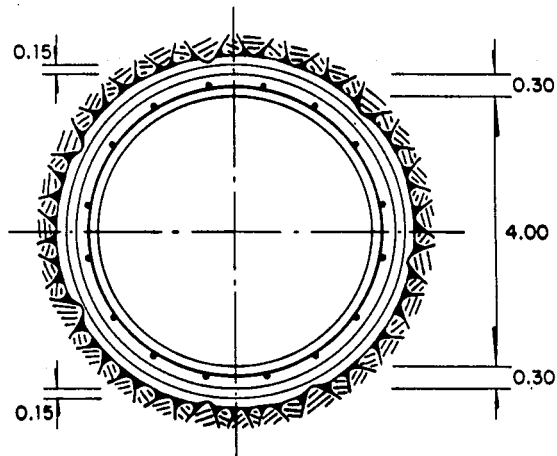
- i lluvia, en mm/hora
- t tiempo de duración de la lluvia, se tomó igual a 60 minutos

Una vez calculados los gastos máximos de escurrimiento, y tiempos de concentración se dibujó el diagrama de concentraciones propuesto por el Método Gráfico Alemán. Se determinó que el Interceptor Poniente debía ser un conducto de concreto armado con sección circular de 4 metros de diámetro, con una pendiente media de 50 centímetros por kilómetro, y un gasto de diseño de 25 m³/s; que de acuerdo al diagrama de concentraciones de gastos máximos, era una capacidad sobrada para controlar los gastos de los tributarios de los ríos Consulado, Churubusco y la Piedad; ver figura 2.7

2.8.1 Recorrido del Interceptor Poniente

A lo largo de su recorrido, el Interceptor Poniente recoge las aguas de 11 ríos que son:

- 1) Río Magdalena. En San Angel al inicio de la Avenida Revolución
- 2) Río San Angel. Arriba de la avenida San Angel.
- 3) Río Tequilasco. En la calle de J. de Teresa cerca de la plaza de San Jacinto
- 4) Río Barranca del Muerto. Sobre la calle Miguel Ocaranza.
- 5) Río Mixcoac. En la calle de S. Velázquez
- 6) Río Becerra. En la calle de Tolteca.
- 7) Río Tacubaya. En la calle de Canario
- 8) Río Dolores. Pasando la Avenida Constituyentes, bajo la calle de Gral. Alatorre hasta la calle de O'Donojú.
- 9) Río Barrilaco. En la calle de Monte Altai
- 10) Río Tecamachalco. En la Avenida M. Avila Camacho
- 11) Río San Joaquín. Después de atravesar, Calzada Legaria y Ejército Nacional



Acotaciones, en m

Fig 2.7 Sección del interceptor poniente

Finalmente el Interceptor Poniente en forma paralela con el Anillo Periférico, atraviesa la Plaza de toros "El Toreo" y termina en el río Hondo en Naucalpan, Estado de México.

El lugar donde cada río entra en el Interceptor se le llama "caja de control", y consiste en una caja de concreto armado de 14 metros de longitud por 4 de ancho con estructuras de rejillas y con una profundidad que varía de acuerdo con la altura de cada río.

Además de estas cajas, existen pequeñas cajas que drenan las aguas negras de las zonas urbanas mediante colectores en ambos lados del Interceptor, que cortan los ya existentes para aliviar el drenaje general de cada zona, tal y como se muestra en la figura 2.8

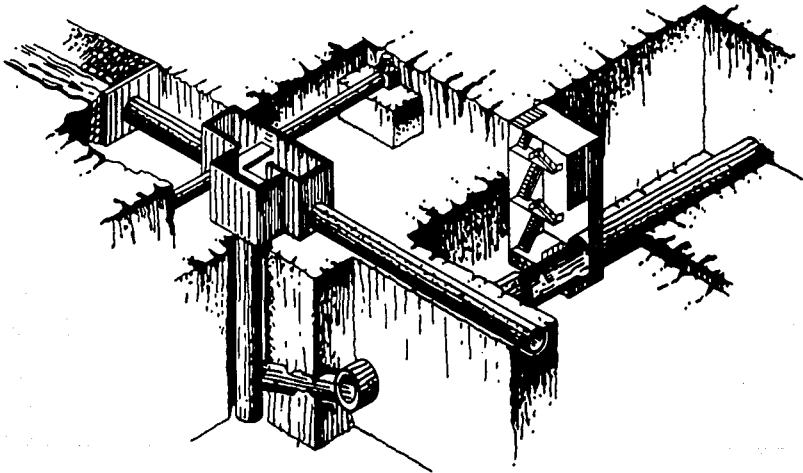


Fig 2.8 Control de entrada de aguas pluviales y negras al interceptor del poniente

Como obras accesorias, el Interceptor Poniente, también cuenta con dos rampas de acceso para extraer azolves y facilitar el mantenimiento; así como 22 accesos verticales para inspección y ventilación. Las dos rampas se encuentran localizadas, una en la parte alta del Bosque de Chapultepec, y la otra en la Avenida Central de Tacubaya.

2.8.2 Métodos de Construcción del Interceptor Poniente

El volumen del movimiento de tierras para llevar a cabo la construcción del Interceptor Poniente, fue de 420,000 metros cúbicos.

Se emplearon 130,000 metros cúbicos de concreto, 3,500 toneladas de acero de refuerzo y 2,600 toneladas de fierro para ademe.

Cabe recordar que el Interceptor Poniente no tiene la función de recolectar aguas subterráneas, es por eso que la mayoría de las obras se efectuaron en ambiente seco.

Construcción a cielo abierto

Se construyeron tres kilómetros a cielo abierto, en los que no hubo gran variación en los procesos de excavación a profundidades entre 10 y 20 metros; ocasionalmente tuvo que emplearse dinamita, sólo cuando el material resultó muy duro y si no, en la mayoría de los casos; dragas de 1.5 a 2 yardas cúbicas.

Se colaban en el fondo plantillas de concreto pobre de 10 cm de espesor, sobre estas, se armaban anillos elípticos con varilla corrugada de 3/4".

Después se colocaba la cimbra interior completa y la exterior dejando un arco de 80° en la parte superior, colando así en una o dos partes la sección transversal.

Construcción por perforación de Túnel

Se emplearon perforadoras neumáticas, con ayuda de dinamita en algunos casos. Las rezagadoras cargaban el material en vagonetes con locomotora Diesel o en camiones cuando existían rampas de acceso; las vagonetes eran izadas por malacates de más de 10 toneladas; para finalmente ser transportados a una distancia media de 2 kilómetros, en más de 100,000 viajes de tierra y roca.

El espesor del túnel varió de 30 a 45 centímetros empleando varillas corrugadas de 3/4" y colado el concreto en una o dos partes, usando siempre cimbras metálicas deslizantes y ademe metálico.

CARACTERISTICAS DE LA CUENCA

Nombre de la presa: TOTOLICA	Hoja 28
---------------------------------	------------

Área total, km ²	Área urbana, km ²	Área natural, km ²	Área suburbana, km ²
18.365	0.539	13.645	4.180
Coef. de escurrimiento ponderado	Coef. de escurrimiento	Coef. de escurrimiento	Coef. de escurrimiento
0.041	0.450	0.016	0.069
Tiempo de concentración en área natural, horas 1.164		Tiempo de concentración en área urbana, horas	

CARACTERISTICAS DE LA CORRIENTE PRINCIPAL

	1970	1986
Nombre de la corriente principal	10.850	10.550
Río Totolica	0.06095	0.06507

CARACTERISTICAS DEL VASO

	1983	1989
Capacidad útil, m ³	1'700,000	1'445,320
Elevación capacidad útil, msnm, NAMO	2,383.09	2,383.09
Capacidad muerta, m ³		
Elevación capacidad muerta, msnm, NAMIN	-	-
Capacidad de sobre almacenamiento, m ³	2'070,000	1'900,000
Elevación sobre almacenamiento, msnm, NAME	2,384.40	2,384.15
Capacidad de azolves, m ³	-	-
Elevación de los asentamientos más bajos, msnm 2,390.00	Pérdida actual de capacidad al NAMO 15%	

**CARACTERISTICAS GENERALES DEL
SISTEMA DE PRESAS DEL PONIENTE**

Nombre de la presa: TOTOLICA	Fecha de construcción 1959 - 1962	Hoja 29
---------------------------------	--------------------------------------	------------

CORTINA

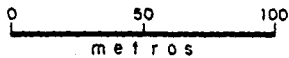
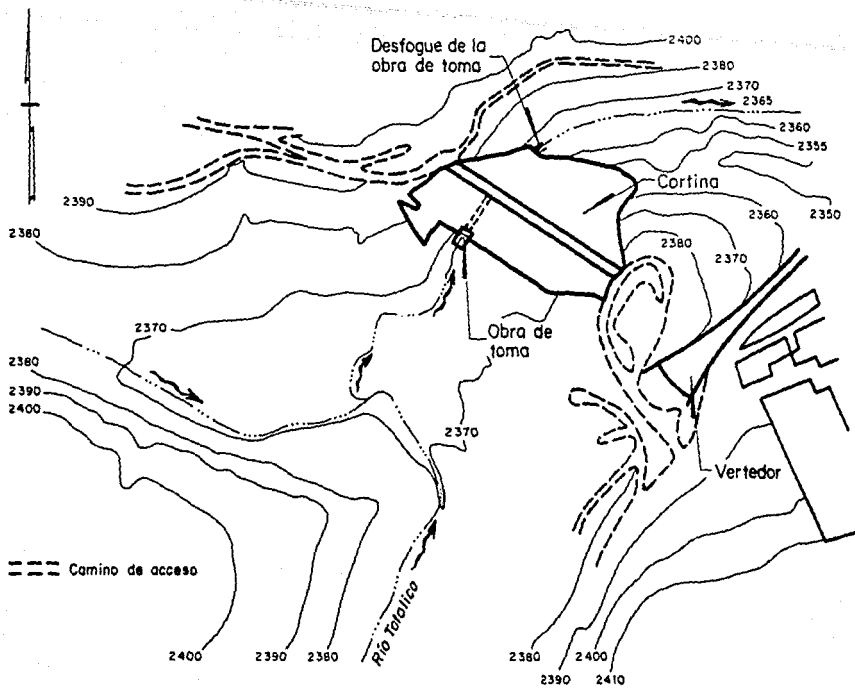
	Tipo: Materiales graduados	Altura máxima, m 25.46	
Ancho de la corona, m 8.00	Longitud de la corona, m 154.00	Elevación de la corona, m 2,385.64	Elevación de despiante, msnm 2,360.18

OBRA DE TOMA

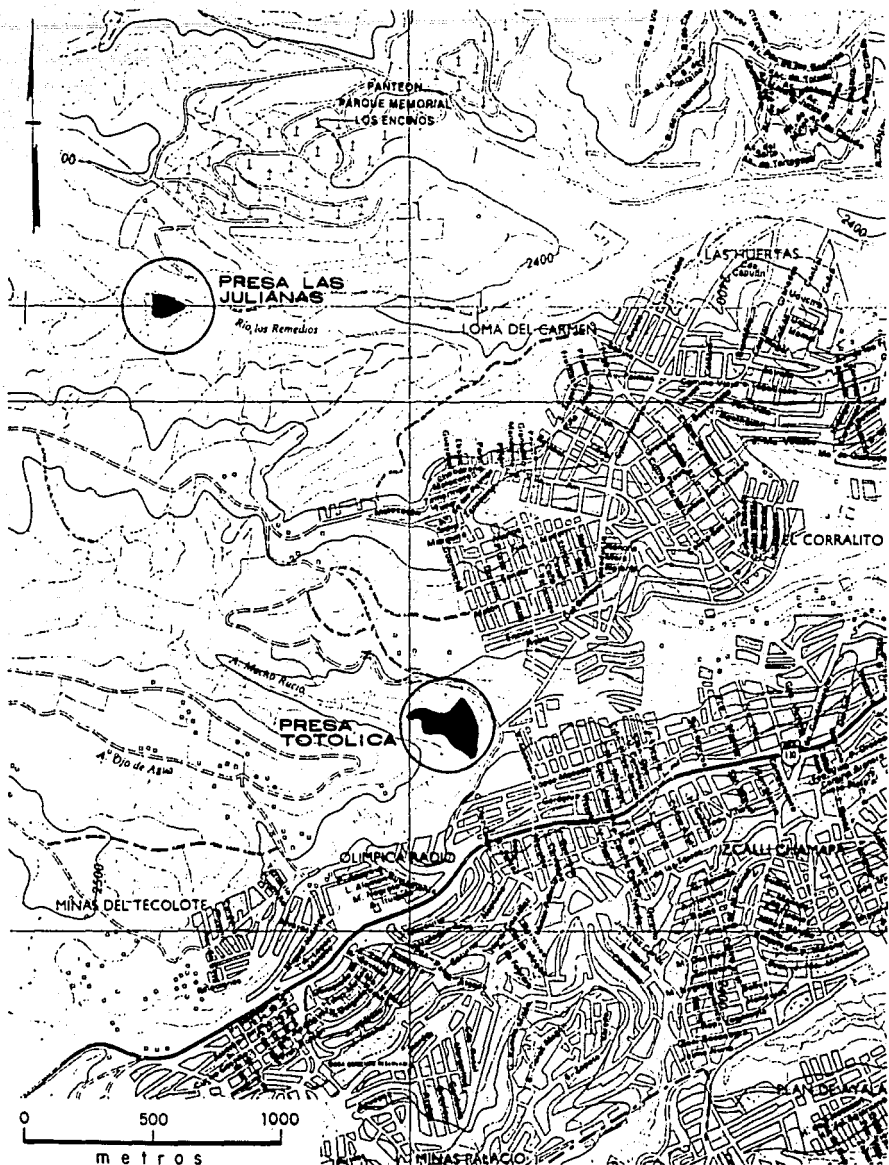
	Tipo: Torre con cuatro conductos rectangulares	Gasto de diseño, m ³ /s 67.20
Elevación del umbral, m 2,367.47	No. y tipo de conductos: 1 conducto 1.00 x 2.00 servicio y 1 conducto 1.00 x 2.00 emergencia 1 conducto 1.00 x 2.00 1 conducto 1.00 x 2.00	
Elevación del desfogue, m 2,362.24		
Desnivel obra de toma - vertedor, m 15.62	Desnivel obra de toma - corona, m 18.17	Area del conducto de desfogue, m ² (PI*2.5 ²)/4 = 4.91
Operación Dos de las cuatro compuertas son de servicio y dos de emergencia; y descargan a un conducto circular de 2.5 m de diámetro. En la noche se cierran las compuertas, y al día siguiente, si no se reportan problemas aguas abajo, se abren a criterio de la operadora, para vaciar la presa en max. 12 horas.		

OBRA DE EXCEDENCIAS

	Tipo: Vertedor con cresta de perfil Creager	
Elevación de la cresta vertedora, msnm 2,383.09	Longitud de la cresta vertedora, m 31.30	Coefficiente de descarga 2.00
Gasto de diseño, m ³ /s 70.00	Observaciones: Datos tomados del plano aerofotogramétrico DGCOH 1984 y directamente de la operadora de la presa	
Operación Descarga libre		



TOPOGRAFIA DEL VASO DE LA
PRESA TOTOLICA



CARACTERISTICAS DE LA CUENCA

Nombre de la presa: TACUBAYA	Hoja 32
---------------------------------	------------

Área total, km ²	Área urbana, km ²	Área natural, km ²	Área suburbana, km ²
8.824	2.518	3.282	3.025
Coef. de escurrimiento ponderado	Coef. de escurrimiento	Coef. de escurrimiento	Coef. de escurrimiento
0.162	0.450	0.016	0.080
Tiempo de concentración en área natural, horas		Tiempo de concentración en área urbana, horas	
1.231			

CARACTERISTICAS DE LA CORRIENTE PRINCIPAL

		1 9 7 0	1 9 8 6
Nombre de la corriente principal Río Tacubaya	Longitud, km	10.320	9.530
	Pendiente	0.03904	0.04589

CARACTERISTICAS DEL VASO

	1 9 7 9	1 9 8 4
Capacidad útil, m ³	850,000 *	286,700
Elevación capacidad útil, msnm NAMO	2,324.04	2,324.04
Capacidad muerta, m ³	0.00	0.00
Elevación capacidad muerta, msnm, NAMIN	-	-
Capacidad de sobre almacenamiento, m ³	1'000,000 *	370,000
Elevación sobre almacenamiento, msnm, NAME	2,326.29	2,326.00
Capacidad de azolves, m ³	-	-
Elevación de los asentamientos más bajos, msnm 2,322.5	Pérdida actual de capacidad al NAMO 66.3%	

* Capacidades originales, tomadas del informe DGCOH-IPESA - Feb. 1979

CORTINA

Tipo: Enrocamiento		Altura máxima, m 23.63	
Ancho de la corona, m 3.60	Longitud de la corona, m 138.70	Elevación de la corona, m 2,328.38	Elevación de desplante, msnm 2,304.75

OBRA DE TOMA

Tipo: 4 orificios de sección rectangular		Gasto de diseño, m ³ /s 13.60
Elevación del umbral, m 2,311.82	No. y tipo de conductos: 1 conducto 1.20 x 0.90 - 2,311.82 msnm 1 conducto 1.20 x 0.90 - 2,314.82 msnm	
Elevación del desfogue, m 2,302.75	1 conducto 1.20 x 0.90 - 2,317.90 msnm 1 conducto 1.20 x 0.90 - 2,320.81 msnm	
Desnivel obra de toma-vertedor, m 12.31	Desnivel obra de toma - corona, m 16.65	Área del conducto de desfogue, m ² 4(1.20x0.90) = 4.32
Operación	Funciona solo cuando se presenta una avenida; normalmente la corriente es desviada hacia el túnel de interconexión Tacubaya - Tecamachalco, mediante un bordo que a su vez sirve como camino de acceso al vaso, en el cual se encuentra una alcantarilla con 3 tubos de 1.00 m de Diam. y un puente también con 3 tubos de 1.00 m de diámetro.	

OBRA DE EXCEDENCIAS

Tipo: Tipo vertedor de cresta libre, que descarga a un túnel de sección circular de 3.00 m de diámetro localizado en la margen derecha.		
Elevación de la cresta vertedora, msnm 2,324.04	Longitud de la cresta vertedora, m 19.00	Coefficiente de descarga 2.10
Gasto de diseño, m ³ /s 106.00	Observaciones: Datos tomados del plano DGGCOH-1984 y 1990	
Operación	Como el vertedor se encuentra a una elevación mayor, que la invasión más baja, no puede operarse; además de estar obstruido con azolve y basura.	

CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LOS TUNELES DE INTERCONEXION

Dirección: De presa Becerra "C" a presa Tacubaya	Hoja 34
---	-------------------

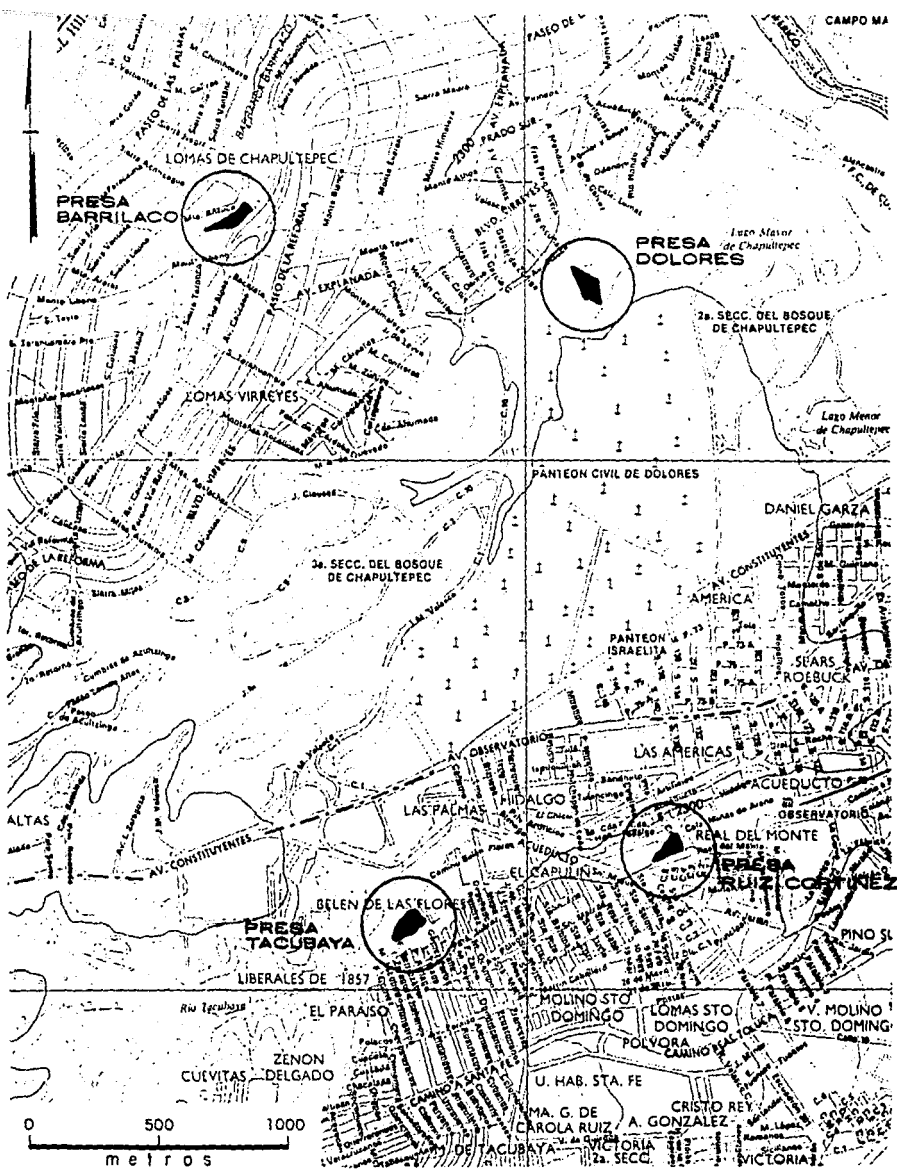
<p>Descripción:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Se inicia en la margen izquierda de la presa Becerra "C", a través de una torre en cuyo fondo se aloja un orificio rectangular de 1.20 x 1.50 m a la misma elevación que la plantilla del túnel. -Aguas arriba de esta torre, se construyó un muro de mampostería para retener azolves. Actualmente se encuentra parcialmente destruido. -La salida del tunel se encuentra a 600 m aguas arriba de la presa Tacubaya, y descarga directamente al río.

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS E HIDRAULICAS

Longitud del tunel: 739.00 m	Pendiente: 0.00862	Sección: Cuadrada	Lado: 2.75 m
Fecha de construcción:		Gasto máximo en, m ³ /s 7.20	

Elevación del umbral de entrada: 2,319.32 msnm	Elevación del umbral de salida: 2,312.95 msnm
---	--

<p>Observaciones / Operación:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Funciona como la salida principal y obra de toma de la presa Becerra "C" ya que la obra original de la presa no opera actualmente. -Este túnel se encuentra, parcialmente azolvado. -Carece de mecanismos de regulación, sin embargo, su funcionamiento es continuo



CARACTERISTICAS DE LA CUENCA

Nombre de la presa: ANZALDO	Hoja 37
-----------------------------	------------

Área total, km ²	Área urbana, km ²	Área natural, km ²	Área suburbana, km ²
85.160	9.004	67.832	8.324
Coef. de escurrimiento ponderado	Coef. de escurrimiento	Coef. de escurrimiento	Coef. de escurrimiento
0.056	0.350	0.016	0.069
Tiempo de concentración en área natural, horas		Tiempo de concentración en área urbana, horas	
1.979			

CARACTERISTICAS DE LA CORRIENTE PRINCIPAL

		1970	1986
Nombre de la corriente principal	Longitud, km	19.200	19.200
Río Magdalena	Pendiente	0.05038	0.05429

CARACTERISTICAS DEL VASO

		1979	1989
Capacidad util, m ³		163,600 *	153,100
Elevación capacidad util, msnm NAMO		2,384.10	2,384.10
Capacidad muerta, m ³		0.000	0.000
Elevación capacidad muerta, msnm, NAMIN		-	-
Capacidad de sobre almacenamiento, m ³		191,800 *	169,910
Elevación sobre almacenamiento, msnm, NAME		2,384.81	2,384.51
Capacidad de azolves, m ³		-	-
Elevación de los asentamientos más bajos, msnm	Pérdida actual de capacidad al NAMO	6.4%	
2,382.00			

* Datos tomados del informe DGOH-IPESA. Feb. 1979

**CARACTERISTICAS GENERALES DEL
SISTEMA DE PRESAS DEL PONIENTE**

Nombre de la presa: ANZALDO	Fecha de construcción 1933-1934	Hoja 38
-----------------------------	------------------------------------	------------

CORTINA

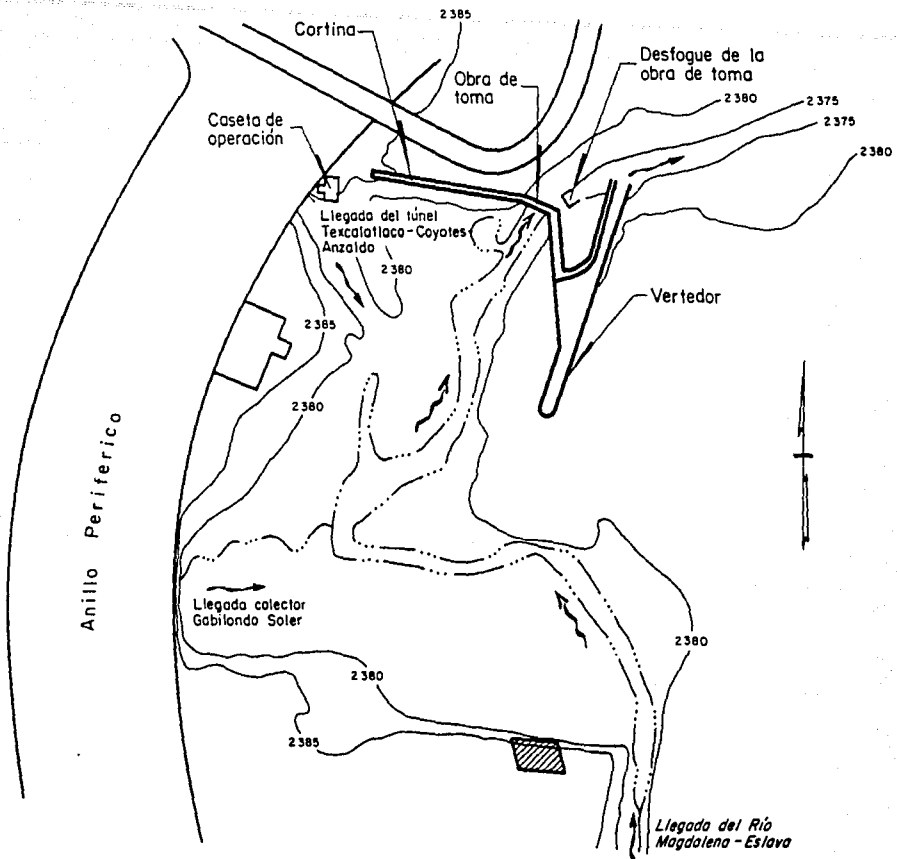
Tipo: Mampostería		Altura máxima, m 16.00	
Ancho de la corona, m 1.50	Longitud de la corona, m 104.00	Elevación de la corona, m 2,385.17	Elevación de desplante, msnm 2,369.17

OBRA DE TOMA

Tipo: 3 Compuertas sobre la Secc. Max. de Cortina		Gasto de diseño, m ³ /s 35.70
Elevación del umbral, m 2,374.95	No. y tipo de conductos: 1 conducto 1.22 x 1.22 - 2,374.95 msnm 1 conducto 1.22 x 1.22 - 2,374.95 msnm 1 conducto 1.22 x 1.22 - 2,374.95 msnm	
Elevación del desfogue, m 2,368.86		
Desnivel obra de toma-vertedor, m 9.15	Desnivel obra de toma-corona, m 10.22	Área del conducto de desfogue, m ² 3(1.22 x 1.22)=4.465
Operación La operación de la obra de toma se realiza, por ordenes directamente transmitidas desde la DGCOH. Dependiendo de las condiciones aguas abajo.		

OBRA DE EXCEDENCIAS

Tipo: Vertedor con canal de descarga lateral		
Elevación de la cresta vertedora, msnm 2,384.10	Longitud de la cresta vertedora, m 58.53	Coefficiente de descarga 2.00
Gasto de diseño, m ³ /s 41.41	Observaciones: El vertedor es un cimacio de perfil Creager. Datos tomados del plano del lev. topográfico DGCOH - 1990 y del plano de obra de toma terminada DGCOH - 1987.	
Operación Descarga libre		



TOPOGRAFIA DEL VASO DE LA PRESA ANZALDO

3. PRECIPITACION

3.1 Definición del área en estudio

Como ya se mencionó, el sistema de presas del poniente es actualmente, junto con la red de drenaje profundo, una de las estructuras vitales que ayudan a resolver el problema de control de avenidas en zonas urbanas; la experiencia, y los numerosos estudios realizados por el Departamento del Distrito Federal, han demostrado que las tormentas de gran intensidad y corta duración, son las que mayormente ocasionan problemas a estas estructuras.

Estas tormentas en la zona del poniente del Distrito Federal, que en su mayoría son provocadas por las fuertes lluvias que se presentan principalmente durante los meses de julio, agosto y septiembre, representan aproximadamente el 80% de la precipitación medida dentro de la ciudad durante todo el año.

También, hay que tomar en cuenta a las alteraciones ciclónicas que sufre el país, las cuales desde hace muchos años de una manera susceptible, también provocan precipitación dentro de la zona; basta recordar del ciclón Gilberto que provocó una de las tormentas que, durante los últimos años causó grandes daños a la ciudad, la cual ocurrió los días 4 y 5 de septiembre de 1988, en la que se registraron

precipitaciones puntuales desde los 51.80 mm en la estación Tanque "San Joaquín" hasta los 90.17 mm de la estación Tanque "La Venta"; que para una tormenta de corta duración en promedio, resultaron valores de intensidad muy altos.

Para realmente conocer las características de estas tormentas, es necesario contar con la información sobre su distribución en el espacio y tiempo. Y una vez reunida y procesada toda esta información se debe determinar el hidrograma de diseño, que constituye el objetivo primordial de un estudio hidrológico.

Para esto, en los últimos años, la precipitación que se usa con fines de diseño se ha venido estudiando, principalmente, con métodos regionales; ya que se eliminan, en parte, las desventajas que acarrea el utilizar métodos tradicionales para determinar tormentas de diseño, entre estos inconvenientes se destacan los siguientes:

- El no utilizar toda la información recabada en la zona.
- Analizar solo la información de la estación más cercana.
- Valores de lluvia en algunas estaciones fuera del rango con los registrados en las estaciones de la cuenca.

Debido a estas limitantes, los métodos regionales han proliferado y han mostrado su efectividad y confiabilidad en la determinación de las tormentas de diseño y criterios de riesgo obteniendo tormentas de diseño con tres ventajas principales.

- 1) Se obtiene un procedimiento que se puede aplicar a una región, aprovechando las características estadísticas de la precipitación puntual.
- 2) Se logra distribuir la lluvia con respecto al tiempo.
- 3) Se pueden obtener tormentas de diseño para cualquier duración y periodo de retorno en base a coeficientes de ajuste en las que también se toma en cuenta el tamaño de la cuenca.

Este procedimiento se ha logrado sistematizar y actualmente se cuenta con un programa de computadora, que ayuda a agilizar los cálculos.

A pesar de la aparente simplicidad que proporciona este programa, no hay que perder de vista lo complejo que es, el manejo de 29 presas, la mayoría interconectadas, y de lo heterogéneo de las características orográficas y geológicas de la mayoría de las cuencas; y por supuesto, de las distintas distribuciones de lluvia e intensidad que se presentan en las partes altas de la zona poniente de la ciudad.

3.2 Medición y datos de precipitación

La Meteorología es una disciplina científica que estudia todo fenómeno físico que ocurre en la atmósfera.

La lluvia, los ciclones, tornados, tempestades o las descargas eléctricas, provienen de la atmósfera; y la precipitación, tal como la estudia la Meteorología, consiste en todo fenómeno, que recibe la superficie terrestre, ya sea en forma de lluvia, rocío, nieve, escarcha ó granizo.

Para poder medir la precipitación en forma de lluvia, que es la que interesa, es necesario llevar a cabo observaciones pluviométricas y pluviográficas.

3.2.1 El pluviómetro

El pluviómetro es un depósito cilíndrico de 36.4 cm de altura construido generalmente con lámina galvanizada; la tapa de este cilindro está formada por un embudo receptor, terminado en un arillo reforzado de bronce, de 22.6 centímetros de diámetro.

La parte inferior del embudo, descarga a un vaso medidor de 7.1 centímetros de diámetro y una altura de 20 centímetros; si se calculan las áreas de las bocas de entrada de estos recipientes, podremos darnos cuenta que el área del vaso medidor es 10 veces más pequeña que la del embudo. Esto quiere decir, que cada milímetro de altura real de lluvia, se amplifica en el vaso medidor, alcanzando una altura diez veces mayor; esto es, un centímetro de altura, figura 3.1. Actualmente existen en el país casi 3200 pluviómetros en funcionamiento

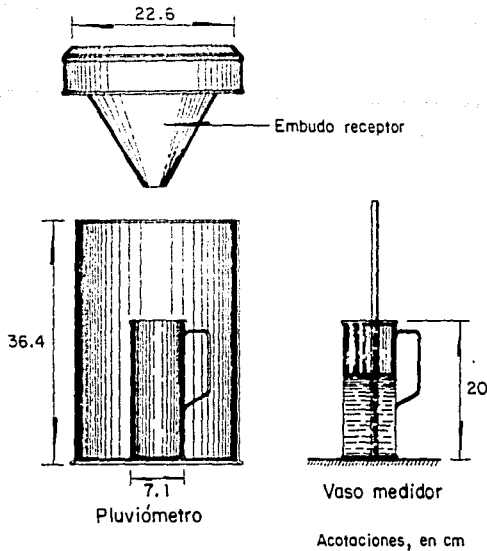


Fig 3.1 Pluviómetro y vaso medidor

3.2.2 El pluviógrafo

El pluviógrafo, es un aparato de los llamados de registro gráfico continuo, y consiste en una serie de mecanismos que logran registrar en forma gráfica (pluviograma) la altura de lluvia contra su variación en el tiempo.

El cuerpo del pluviógrafo es un cilindro de aproximadamente 95 centímetros de altura (varía según el modelo) construido generalmente de lámina galvanizada o fibra de vidrio.

En su interior se localiza un recipiente temporal de lluvia con capacidad para 10 milímetros; es alimentado por un embudo y un arillo receptor colocado en la parte superior del aparato.

El recipiente se descarga automáticamente a través de un sifón; y éste a un recipiente receptor. Figura 3.2

El pluviograma, logra generarse mediante un flotador que se encuentra dentro del recipiente temporal, y transmite las elevaciones y descensos del juego de varillas, a un estilógrafo que registra esta evolución de la lluvia en la gráfica.

En el país existen actualmente en funcionamiento cerca de 430 pluviógrafos.

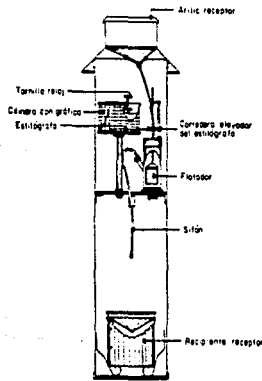


Fig 3.2 Pluviógrafo

Figura 3.2 Pluviógrafo

3.2.3 Estaciones climatológicas

Una estación climatológica es una instalación que contiene diversos aparatos, que permiten medir condiciones atmosféricas.

- Precipitación (Pluviógrafo y pluviómetro)
- Evaporación (evaporímetro)
- Temperaturas (termómetro)
- Velocidad y dirección del viento (anemómetro y veleta)

Estas estaciones, tienen ciertos lineamientos en cuanto a su operación y procedimiento para registrar los datos; por ejemplo, se acostumbra en México, tomar lecturas de los pluviómetros, y cambiar papel en los pluviógrafos diariamente, a las 8 de la mañana.

Si se desea conocer con exactitud la precipitación media, intensidad y distribución de una tormenta, es recomendable contar con un número suficiente de estaciones climatológicas localizadas convenientemente en la zona en estudio.

En el caso de la zona poniente de la ciudad de México, se localizaron 39 estaciones climatológicas, de las cuales 17 son operadas por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, (SARH), 17 por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH), 4 por el Servicio Meteorológico Nacional (SMN) y una por la Comisión Federal de Electricidad (CFE). En la mayoría de los casos la zona de influencia de estas estaciones queda situada dentro de las cuencas en estudio, (ver figura 3.3)

Una vez localizadas las estaciones, fue necesario recopilar toda la información de lluvia en cada una de las estaciones; ello se hizo a través del Departamento de Cálculo Hidrométrico y Climatológico de la Dirección de Hidrología de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, de la División de Planes Maestros de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica y de la compañía Basin, S. A., con ello se logró formar un archivo con datos, tanto de alturas de lluvia máximas en 24 horas, como de intensidades de lluvia máximas maximorum anuales observadas. (Anexo II.)

El número de datos disponibles para cada estación, es muy variable; las estaciones de la SARH, en general, presentan un buen número de datos, lo mismo que las estaciones del SMN y de la CFE. No así para las de la DGCOH, que son de reciente instalación y que constituyen la nueva red de medición para la ciudad de México.

A continuación se presenta un listado de las estaciones climatológicas que contiene la información siguiente:

- Nombre de estación
- Coordenadas de localización (latitud y longitud)
- Periodos de registro
- Tipo de aparato (pluviómetro ó pluviógrafo) y número de datos disponibles para cada uno de ellos.

En las tablas 3.1 y 3.2 se muestran, a manera de ejemplo, los datos recabados para la estación "Desviación Alta al Pedregal", de precipitación pluvial máxima en 24 horas, e intensidades de lluvia máximas maximorum anuales observadas, respectivamente.

**ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS DE LA SECRETARÍA
DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS
(S A R H)**

ESTACION	COORDENADAS		PERIODOS DE REGISTRO	APARATO/DATOS	
	NORTE	SUR		METRO	GRAFO
P. TACUBAYA	19.23'30	99.12'45	1954-1988	(34)	
MOLINO BLANCO	19.29'00	99.13'00	1955-1987 DISCONT. (81-85)		(33)
DESV. ALTA PEDR.	19.18'00	99.14'02	1967-1987 1952-1988	(36)	(21)
P. ANZALDO	19.19'07	99.13'12	1954-1987	(34)	
DEL. MIXCOAC	19.22'00	99.11'00	1955-1972		(18)
PRESA MIXCOAC	19.21'41	99.14'00	1954-1988	(34)	
COL. CLAVERIA	--	--	1959-1988	(30)	
P. TOTOLICA	19.27'10	99.17'02	1935-1987 DISCONT. (37,39,41)	(43)	
CALACOAYA	--	--	1961-1989	(29)	
P. TARANGO	19.21'45	99.13'00	1969-1987 DISCONT. (81,82)	(17)	
DEL. COYOACAN	19.21'00	99.10'00	1955-1975		(21)
DIV. DEL NORTE	19.23'00	99.10'00	1954-1977 DISCONT. (76)		(23)
LA CONDESA	19.25'00	99.11'00	1954-1977 DISCONT. (75,76)		(22)

MONTE ALTAI Y N	19.26'00	99.13'00	1954-1973		(20)
SAN ANGEL	19.21'00	99.11'00	1954-1975		(22)
TALLER DOLORES	19.23'00	99.12'00	1954-1977 DISCONT. (75,76)		(22)
DESIERT. LEONES	19.18'00	99.18'00	1968-1987		(20)
P. SN. JOAQUIN	19.25'45	99.14'45	1976-1989	(14)	(12)
TECAMACHALCO	19.26'00	99.13'00	1964-1975		(12)

**ESTACIONES CLIMATOLOGICAS DE LA DIRECCION
GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA
(D G C O H)**

ESTACION	COORDENADAS		PERIODOS DE REGISTRO	APARATO/DATOS	
	NORTE	SUR		METRO	GRAFO
P.T. ROSARIO	19.30'10	99.11'34	1982-1988		(7)
PBN. STA MARIA	19.28'05	99.09'58	1982-1988		(7)
T. SAN JOAQUIN	19.26'05	99.13'45	1982-1988		(7)
P.B. TIZOC	19.26'10	99.10'05	1982-1988		(7)
TRIANGULO	19.24'00	99.12'45	1982-1988		(7)
TRIF. STA. LUCIA	19.21'10	99.15'50	1982-1988		(7)
T. EL LIENZO	19.20'10	99.14'07	1982-1988		(7)
CTR. UNIVERSIDAD	19.20'45	99.10'45	1982-1988		(7)
RADIO COMUNICAC.	19.23'50	99.10'15	1982-1988		(7)
LA VENTA	19.20'05	99.18'30	1982-1988		(6)
T. SN. FRANCISCO	19.18'40	99.14'30	1982-1988		(7)
PT. RIO. MAGDALENA	19.17'30	99.15'45	1982-1988		(7)
MONTE ALEGRE	19.14'00	99.14'30	1982-1988		(7)
REB. BOSQ. TLALPAN	19.18'30	99.13'15	1982-1988		(7)
SN. PEDRO MARTIR	19.15'45	99.10'10	1982-1988		(7)

VASO DEL CRISTO	19.30'45	99.13'00	1982-1987	(6)
PALMAS	19.25'40	99.15'30	1982-1987	(7)
POZO STA. LUCIA	--	--	1982-1988	(7)

**ESTACIONES CLIMATOLOGICAS DEL SISTEMA
METEOROLOGICO NACIONAL Y DE LA
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
(S M N) Y (C F E)**

ESTACION	COORDENADAS		PERIODOS DE REGISTRO	AFARATO	
	NORTE	SUR		PLUVIO -METRO.	PLUVIO -GRAFO.
TACUBAYA	19.23'30	99.12'45	1930-1987		(58)*
OBSERVATORIO CENTRAL DF.	19.24'00	99.11'00	1901-1987 DISCONT. (06, 15, 81, 85)	(80)	
MOLINDO BLANCO	19.29'00	99.13'00	1933-1989 DISCONT. (38, 39, 40, 41, 46)	(52)	
EL MOLINITO	19.27'00	99.14'00	1935-1989 DISCONT. (38-42 Y 44-52)	(41)	
COL. ESCANDON	--	--	1926-1985 DISCONT. (28, 33-44, 46, 49, 59)	(44)	
C. F. E.	19.25'00	99.10'00	1953-1979		(20)
(UNICA ESTACION DE LA C.F.E. EN EL D.F.)					

() * NUMERO DE DATOS DISPONIBLES

TABLA 3.1 REGISTRO DE PRECIPITACION PLUVIAL MAXIMA EN 24 HORAS PARA LA ESTACION "DESVIACION ALTA AL PEDREGAL".

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE HIDROLOGIA - DEPARTAMENTO DE CALCULO HIDROMETRICO Y CLIMATOLOGICO
OFICINA DE CALCULO CLIMATOLOGICO

712-40-4

PRECIPITACION PLUVIAL CONTROLADA POR
MAXIMA EN 24 HORAS ESTACION *DESVIACION ALTA AL PEDREGAL*
ESTADO *2500 PEDREGAL*

LATITUD _____ LONGITUD _____ ALTITUD _____

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1951													
1952	3.0	2.0	17.0	16.7	42.5	67.8	41.5	44.5	2.5	62.0	17.0	67.8	VIII-5
1953	17.0	17.0	6.5	4.5	6.0	37.0	34.5	35.0	64.5	26.0	28.5	17.0	64.5
1954	0.0	1.0	2.5	22.5	28.0	29.2	13.0	16.5	45.3	45.3	16.5	0.0	49.3
1955	8.5	0.0	17.0	17.0	3.5	34.5	31.5	12.5	38.5	52.5	2.0	3.5	52.5
1956	17.0	1.0	4.0	15.0	2.5	35.0	45.5	27.0	22.5	5.5	8.5	17.0	45.5
1957	17.0	1.5	17.0	15.0	35.0	31.5	32.5	32.5	24.5	23.0	6.5	4.5	32.5
1958	32.5	1.5	0.0	3.5	31.5	31.5	32.0	67.5	49.5	23.0	34.5	11.5	67.5
1959	3.0	10.0	17.0	11.0	20.0	48.0	27.5	27.0	13.5	52.5	1.0	17.0	57.0
1960	1.5	0.0	17.0	7.0	8.5	20.0	23.0	24.0	40.0	31.0	5.0	3.0	40.0
SUMA													
PROIA.													

Una vez recabada la información de lluvia, se procesó de manera que pudiera generarse la lluvia de diseño, con los criterios que a continuación se describen.

3.3 Curvas intensidad-duración-periodo de retorno

Dado que los datos de precipitación obtenidos en cada estación, son valores puntuales, y se conoce su variación en el tiempo, es necesario determinar dentro del análisis de la información, el periodo de retorno de dichos datos; así de esta manera se podrán conocer los valores máximos de intensidad para diferentes duraciones y su correspondiente periodo de retorno.

Generalmente, esta información se presenta en tablas que contienen diferentes duraciones, años, y valores de la intensidad; son publicados en México, por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) a través de la Comisión Nacional del Agua; con la información de estos boletines se pueden obtener las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno, para las condiciones máximas anuales de cada estación.

El procedimiento de cálculo de estas curvas, es el siguiente:

ESTACION: DESVIACION ALTA AL PEDREGAL, D.F.

INTENSIDADES DE LLUVIA MAXIMAS MAXIMORUM ANUALES OBSERVADAS EN MILIMETROS POR HORA

AÑO	D U R A C I O N E S E N M I N U T O S									
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1967	128.4	104.4	80.0	66.0	53.6	41.3	32.6	26.1	22.3	19.6
1968	120.0	78.0	73.6	60.0	41.2	29.9	25.5	19.5	15.6	13.0
1969	168.0	120.0	86.7	70.0	53.3	46.4	44.7	40.0	39.1	33.6
1970	141.6	106.8	95.2	89.4	80.0	62.7	53.5	40.3	32.7	27.3
1971	124.8	90.0	66.8	59.1	53.4	45.2	37.0	28.5	23.2	20.3
1972	115.2	81.0	64.4	53.7	39.8	28.5	21.6	16.5	13.8	12.0
1973	121.2	93.6	79.6	72.0	59.9	52.3	47.8	40.4	34.3	29.2
1974	108.0	61.2	55.2	52.8	49.8	50.0	40.8	33.4	28.5	24.5
1975	108.0	72.0	52.5	42.8	30.9	21.2	16.5	15.2	13.5	11.9
1976	132.0	83.4	67.2	50.9	36.4	25.3	19.2	14.5	12.2	10.2
1977	162.0	112.5	100.8	85.5	68.7	48.9	38.6	30.3	25.3	22.0
1978	144.0	78.9	57.2	47.9	37.2	30.7	27.4	24.5	21.0	19.0
1979	187.2	113.1	88.4	73.2	57.0	39.6	32.0	24.9	19.9	16.6
1980	98.4	93.0	68.4	56.1	45.4	30.8	23.6	17.8	14.3	12.1
1981	134.4	96.0	86.0	69.8	64.6	51.7	40.6	31.2	25.7	21.9
1982	68.4	39.6	37.6	30.6	27.6	22.3	17.4	13.2	11.2	10.1
1983	120.0	68.4	58.0	50.6	38.5	27.3	21.1	16.3	13.4	11.4
1984	172.0	120.5	99.6	86.4	68.2	52.2	42.3	39.1	28.2	20.0
1985	162.0	112.5	100.8	81.1	61.3	48.9	33.7	30.3	25.3	17.9
1986	186.2	119.8	108.4	92.6	74.4	60.7	49.0	38.5	30.8	25.7
1987	94.8	70.2	62.4	47.7	33.0	23.3	19.5	15.0	12.5	10.8

Tabla 3.2 REGISTRO DE INTENSIDADES DE LLUVIA MAXIMAS MAXIMORUM ANUALES, OBSERVADAS PARA LA ESTACION, "DESVIACION ALTA AL PEDREGAL".

1. Se organiza la información, de tal manera que para cada tormenta registrada, se obtiene su máxima intensidad para diferentes duraciones (generalmente de 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos). Y así para cada año de registro se obtiene el máximo maximorum de estos valores. El resultado de este procedimiento, se muestra en la figura 3.4.
2. Se realiza el ajuste de los datos de esta tabla a una función del tipo

$$i = \frac{K Tr^m}{d^n} \quad (12)$$

donde:

- i intensidad de precipitación, en mm/hora
- Tr periodo de retorno, en años
- d duración, en minutos
- k,m,n parámetros que se determinan al ajustar los datos.

Durante el análisis de estos datos, se determinó que la información generada, no daba los resultados esperados, ya que los datos mostraban gran dispersión con respecto a las curvas de ajuste y para periodos de retorno grandes, los valores de lluvia obtenidos no eran confiables.

Por tal motivo, se decidió ajustar estos datos a funciones de distribución de probabilidad.

3.4 Funciones de distribución de probabilidad

En la Hidrología Estadística, existen un sinnúmero de funciones de distribución de probabilidad; cada una de ellas, presenta parámetros particulares de medición, pero una vez que los datos han sido ajustados, son muy confiables para efectuar extrapolaciones para periodos de retorno grandes.

Con el objeto de encontrar la distribución que mejor se ajustará a los datos de precipitación, se usaron las distribuciones siguientes: Normal, Lognormal, Exponencial y Gumbel.

Usando programas de computadora que estiman los parámetros de estas

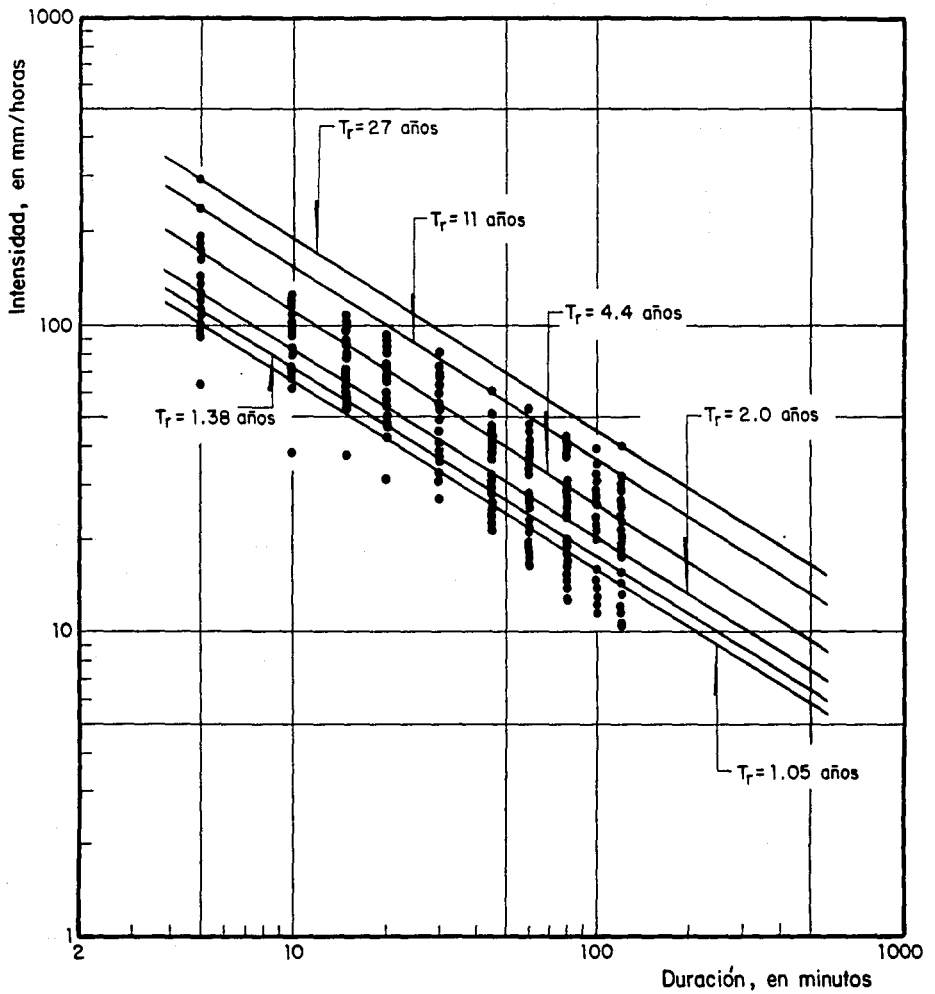


Fig 3.4 Curva i-d- t_r para la estación "Desviación alta al Pedregal"

distribuciones por el método de momentos, se realizaron los ajustes correspondientes para cada una de ellas.

Al dibujar en el papel de probabilidad correspondiente a cada función, y calculando la suma de errores al cuadrado; tomando la menor de ellas, se eligió cual es la función que mejor se ajusta a los datos.

3.4.1 Distribución Normal

La distribución normal es una de las más importantes. Se define para una variable aleatoria continua que acepta todo el rango de valores resultantes del experimento realizado.

La función de densidad de probabilidad normal o de Gauss, para una variable aleatoria x , se define como

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma} e^{-\frac{(x - \mu)^2}{2\sigma^2}} \quad (13)$$

en donde μ y σ son los parámetros de la distribución y determinan la posición en el eje x de la función $f(x)$, tal como se muestra en la figura 3.5.

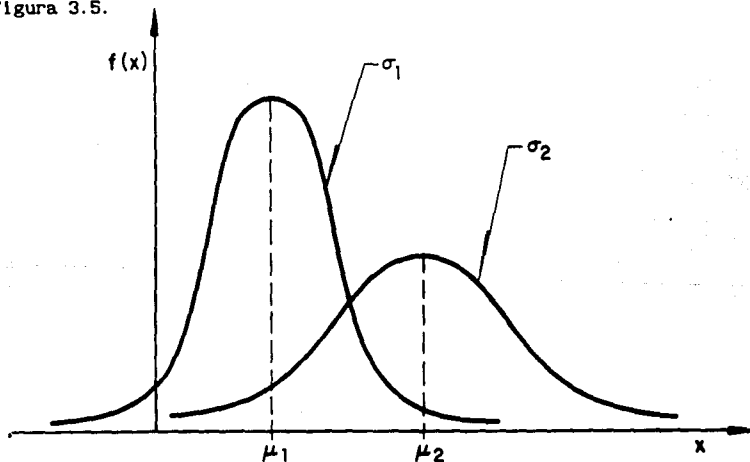


Fig 3.5 Distribución normal

La media de la variable aleatoria x , en una distribución normal de probabilidad, es precisamente el parámetro de distribución μ que de acuerdo con la ecuación (13) es:

$$\mu_x = \int_{-\infty}^{\infty} x \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} dx \quad (14)$$

La desviación estándar de la distribución normal, es el parámetro σ_x , y puede obtenerse como la raíz cuadrada de la variancia σ_x^2 .

$$\sigma_x^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (x-\mu)^2 \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} dx$$

$$\sigma_x = \sqrt{\sigma_x^2} \quad (15)$$

El estudio de esta función permite afirmar que su gráfica es simétrica respecto a la vertical que pasa por su valor medio; que es asintótica al eje de las abscisas a medida que x tiende a más y a menos infinito; y que su valor máximo lo adquiere también cuando x toma su valor medio.

Para poder resolver la integral, como producto de la ecuación (13), es necesario recurrir a una serie de tablas que calculan numéricamente esta integral. Para mayor facilidad, estas tablas se han publicado en función de un cambio de variable (estandarizar) en el que intervienen los parámetros de la media y la desviación estándar. De esta manera se tiene:

$$F(x) = F(z) = \int_0^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} dz \quad (16)$$

donde:

$$z = \frac{x-\mu}{\sigma}$$

Una vez que los datos de precipitación, son introducidos a un programa de computadora que resuelve las ecuaciones anteriores, se debe determinar qué tanto se ajustan los resultados obtenidos a la distribución normal.

De esta manera; si en un papel especialmente construido para esta

función, se dibuja la altura de precipitación en el eje de las abscisas y la probabilidad de ocurrencia (inverso del período de retorno) en el eje de las ordenadas, una vez hecho el ajuste; se obtiene una serie de puntos que representan los datos ajustados de precipitación.

Un procedimiento similar se sigue para cada una de las funciones de distribución, en donde para cada una de ellas, existe su respectivo papel de probabilidad.

La figura 3.6 muestra los resultados del procedimiento anterior para los datos de precipitación de la estación "Desviación Alta al Pedregal".

3.4.2 Distribución Lognormal

La distribución Lognormal es una variante de la distribución normal, y también está definida para una variable aleatoria continua, que cubre todo el rango de valores resultantes del experimento realizado.

La función densidad de probabilidad Lognormal para una variable aleatoria x , se distribuye normalmente, para cada valor del logaritmo natural de dicha variable,

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \frac{1}{x\beta} e^{-\frac{(\ln-\alpha)^2}{2\beta^2}} \quad (17)$$

en donde α y β son los parámetros de la distribución y representan análogamente a la distribución normal; la media y la desviación estándar de los logaritmos naturales de la variable aleatoria x , respectivamente.

A diferencia de la distribución normal, la distribución Lognormal no necesariamente es simétrica, tal como se muestra en la figura 3.7.

Los valores necesarios para poder resolver la integral que resulta de la función de densidad de probabilidad, una vez que se a estandarizado, son los mismos de la tabla que se usa en la distribución normal; la única diferencia consiste en que en el cambio de variable, interviene el logaritmo natural:

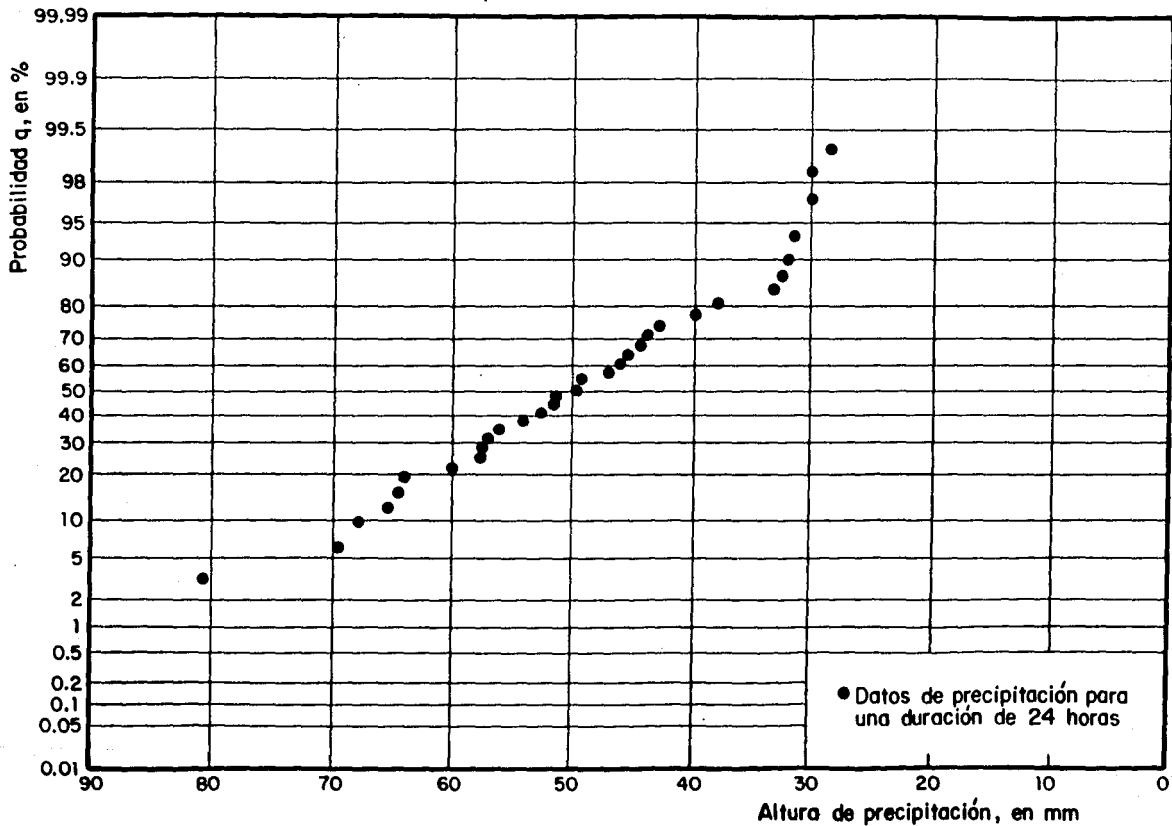


Fig 3.6 Ajuste de los datos de precipitación de la estación "Desviación alta al pedregal" a la distribución normal

$$F(x) = F(z) = \int_0^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x\beta} e^{-\frac{z^2}{2}} dz \quad (18)$$

donde

$$z = \frac{\ln x - \alpha}{\beta}$$

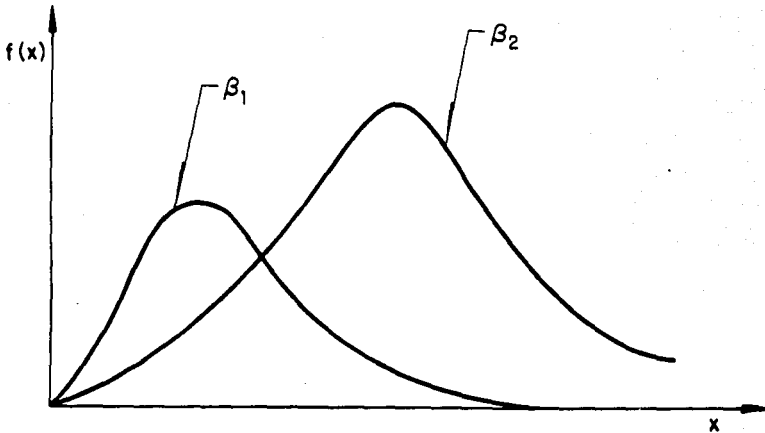


Fig 3.7 Distribución lognormal

El ajuste de los datos de precipitación a la distribución Lognormal, de la estación "Desviación Alta al Pedregal" se muestran en la figura 3.8

3.4.3 Distribución Exponencial

La distribución exponencial, es muy utilizada en la hidrología para el estudio estadístico de precipitaciones máximas, ya que este tipo de

función, define a un fenómeno como una función aleatoria del tiempo; es decir, es muy útil para conocer el tiempo que transcurre entre la ocurrencia de dos eventos hidrológicos.

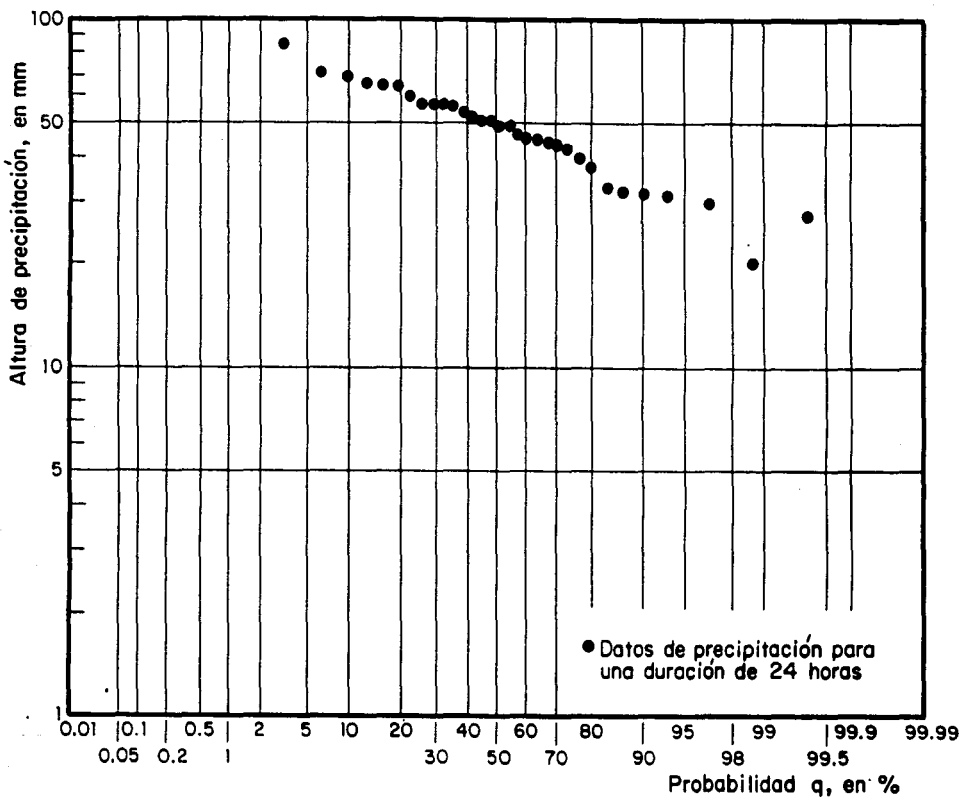


Fig 3.8 Ajuste de los datos de precipitación de la estación "Desviación alta del pedregal" a la distribución lognormal

Esta distribución, es más difícil de manejar en Hidrología que las dos anteriores, ya que la variable continua y la función densidad de probabilidad no relacionan directamente probabilidades a los valores de la variable independiente.

La resolución de esta función está definida por:

$$F(h) = 1 - e^{-(h-b)/a} \quad (19)$$

donde:

F(h) probabilidad de que $H \leq h$
a y b parámetros que define la función exponencial
 $\mu = a+b$ media
 $\sigma^2 = a^2$ variancia

El ajuste de los datos de precipitación a la distribución exponencial de la estación "Desviación Alta al Pedregal" se muestran en la figura 3.9

3.4.4 Distribución Gumbel

La función de Gumbel, ha sido desarrollada para valores extremos y supone que entre mayor sea el número de los datos de la muestra, la función de distribución de probabilidad de la variable continua x, tiende a:

$$f(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad (20)$$

donde α y β son los parámetros de la distribución

$$\alpha = \frac{\sigma n}{Sx} \quad ; \quad \beta = \bar{x} - \frac{\bar{y}_n}{\alpha}$$

y σ y \bar{y}_n son los valores para la distribución de Gumbel, que dependen del número de datos de la muestra, (ver Tabla 3.3).

Para el caso de valores máximos de precipitación la distribución de Gumbel, puede escribirse como:

$$X_{máx} = \bar{x} - \frac{Sx}{\sigma n} \left[\bar{y}_n - \text{Ln Ln} \frac{Tr-1}{Tr} \right] \quad (21)$$

donde:

$X_{máx}$	altura de precipitación máxima
\bar{X}	media de las alturas de precipitación
Sx	desviación estándar de la muestra
σ_n y \bar{Y}_n	parámetros estadísticos de la distribución de Gumbel
Tr	período de retorno de diseño

TABLA 3.3 Valores de Y_n y σ_n

n	Y_n	σ_n	n	Y_n	σ_n
8	.4843	.9043	55	.5504	1.1681
10	.4952	.9497	60	.55208	1.17467
12	.5035	.9833	70	.55477	1.18536
14	.5100	1.0095	80	.55688	1.19382
16	.5157	1.0316	90	.55860	1.20073
18	.5202	1.0493	100	.56002	1.20649
20	.52355	1.06283	200	.56715	1.23598
25	.53086	1.09145	300	.56993	1.24786
30	.53622	1.11238	400	.57144	1.25450
35	.54034	1.12847	500	.57240	1.25880
40	.54362	1.14132	750	.57377	1.26506
45	.54630	1.15185	1000	.57450	1.26851
50	.54854	1.16066	∞	.57722	1.28255

Los datos ajustados a la distribución de Gumbel para la estación "Desviación Alta al Pedregal" se muestran en la fig 3.10

El siguiente problema que se presenta, es poder determinar, cual de las funciones de probabilidad (Normal, Lognormal, Exponencial o Gumbel) será la que mejor se adapte a la muestra de datos de lluvia, este problema se puede resolver inspeccionando cada una de las gráficas de las diferentes funciones analizadas y escoger en la que visualmente muestre que los datos se apeguen mejor a la línea de ajuste. Este método se ha venido usando muy frecuentemente, y aunque es un poco subjetivo, se pueden obtener valores extrapolados muy seguros, y sobre todo si como en este estudio, se presume una confiable selección y análisis de los datos de cada estación.

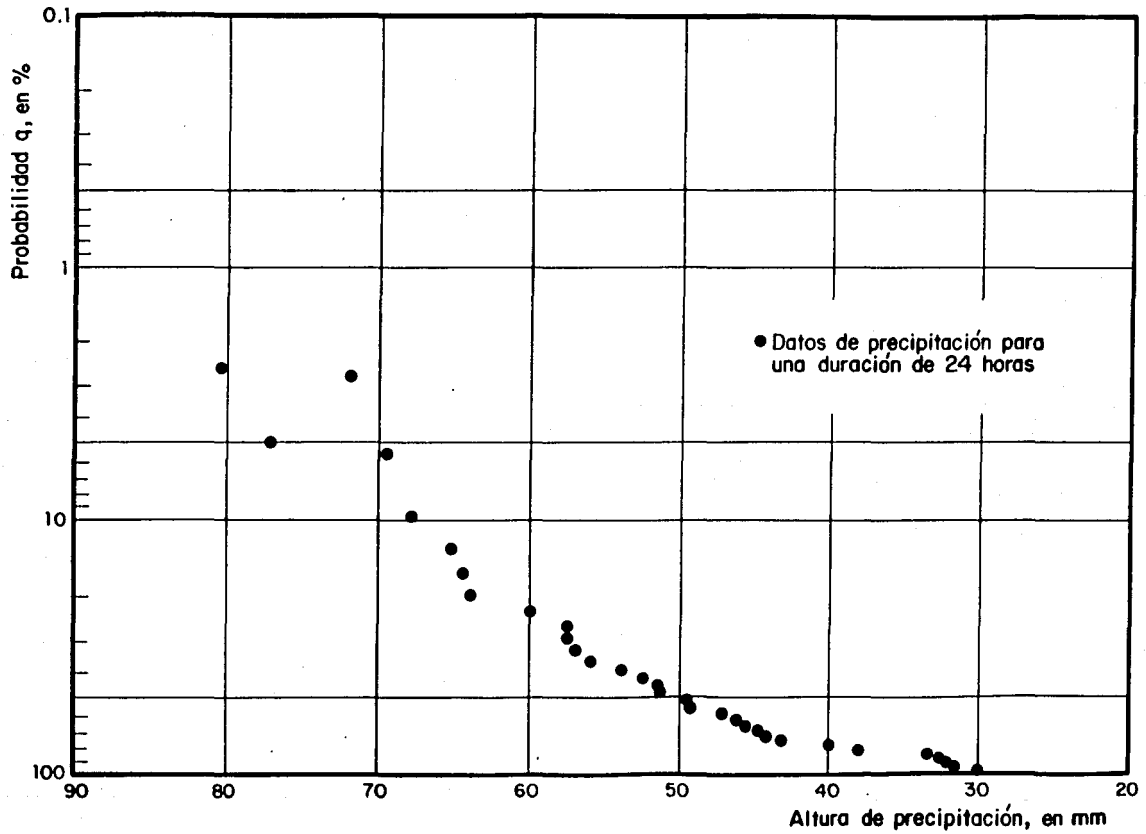


Fig 3.9 Ajuste de los datos de precipitación de la estación "Desviación alta al pedregal" a la distribución exponencial

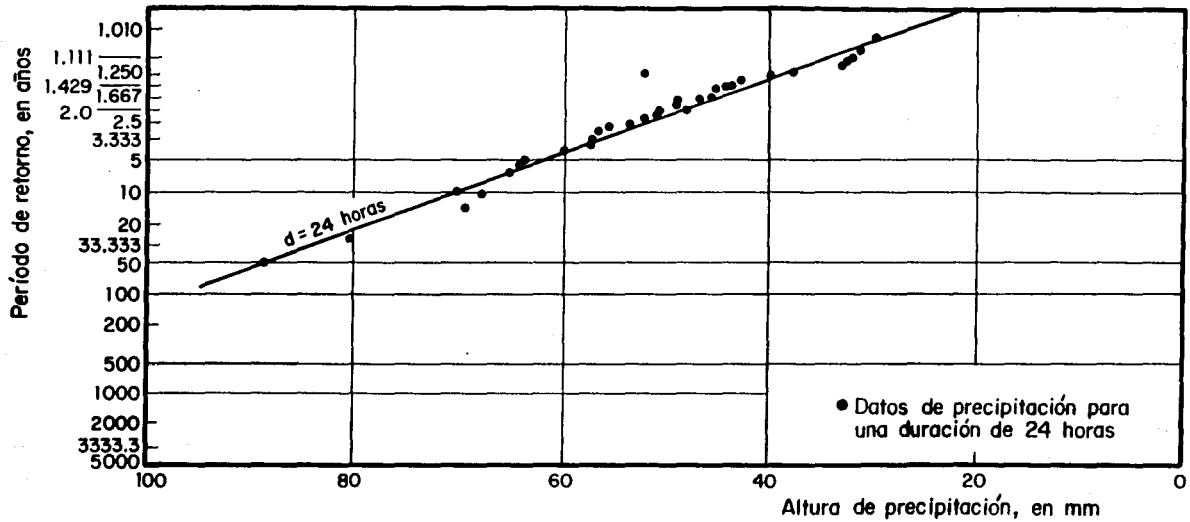


Fig 3.10 Ajuste de los datos de precipitación de la estación "Desviación alta al pedregal" a la distribución Gumbel

3.5 Isoyetas

Se conoce como un plano de isoyetas, a una serie de curvas que unen puntos de igual altura de precipitación, dentro de una determinada zona en estudio.

La importancia que representa la construcción de estos planos, radica en que gracias a ellos, pueden aprovecharse todas las características, comunes de las cuencas; tanto de precipitación, vientos dominantes, humedad o topografía, entre otras. Es decir, se lleva a cabo a una regionalización de la zona. Ya que la cuenca del Valle de México, se considera meteorológicamente homogénea, puede suponerse que la forma de las isoyetas para cualquier duración, no cambia, y que solo se ve afectado su valor nominal. De esta manera, un plano de isoyetas medias anuales muestra claramente los atributos de cada cuenca; además de presentar las ventajas siguientes:

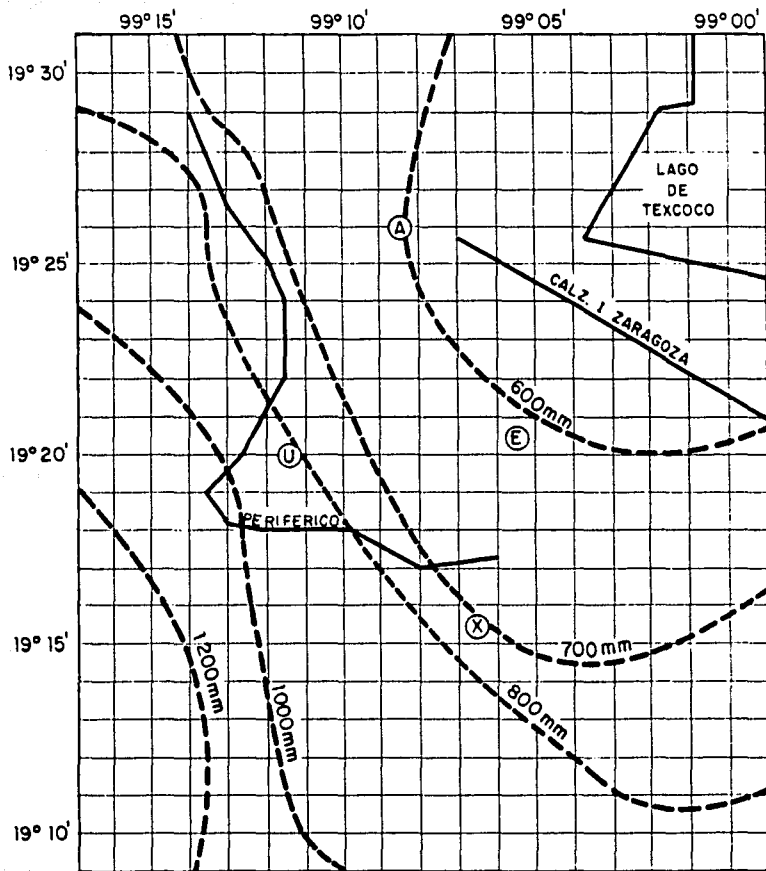
- a) La variación de los datos de precipitación anual, es menor que para cualquier otro grupo de datos asociados a duraciones menores.
- b) La construcción de un plano de isoyetas medias anuales, se realiza partiendo de la información de un gran número de pluviómetros, que comprenden largos periodos de registro dentro del valle de México, lo cual garantiza su confiabilidad.

El plano de isoyetas medias anuales, para el Valle de México se muestra en la fig 3.11 y es la base para generar planos para diferentes duraciones, por ejemplo para 30 minutos y 24 horas.

Para lograr una correcta regionalización de las lluvias máximas, es necesario que cualquier plano de isoyetas que pretenda construirse, tenga asociado un periodo de retorno que para obras de drenaje urbano, generalmente, se toma entre 2 y 3 años. En el caso de este estudio, se tomó un periodo de 5 años; ya que en la mayor parte de las estaciones climatológicas se sobrepasa los 6 años de registro.

3.5.1 Plano de isoyetas para una duración de 24 horas y un periodo de retorno de 5 años

Los valores que se utilizaron para construir este plano, son los que corresponden al ajuste para cada estación a la distribución de probabilidad de Gumbel de las precipitaciones registradas en los pluviómetros.



- A Alameda Central
- E Cerro de la Estrella
- U Ciudad Universitaria
- X Xochimilco

Fig 3.11 Isoyetas medias anuales para el Valle de México

En el Anexo II se muestran estos ajustes, y una vez que se fijó el periodo de retorno de 5 años, sólo basta leer el valor de la precipitación asociada a 24 horas, y pasar estos valores a un plano del Valle de México, en donde como se explicó en el punto anterior, se trata de conservar la forma de las isoyetas medias anuales, obteniendo así el plano de isoyetas para 24 horas y 5 años de periodo de retorno.

Cabe señalar que la utilidad de estos ajustes a la distribución Gumbel, radica en que, si se desea construir un plano de isoyetas para otra duración, o para un periodo de retorno diferente de 5 años, lo que primero se necesita es localizar el punto en estudio y leer directamente de ella el valor de la precipitación y luego con los factores de ajuste transformarla al valor que se desee.

El plano de isoyetas obtenido con este procedimiento para 5 años y 24 horas, (figura 3.12 y fig 3.13) muestra las isoyetas de la tormenta del 4 y 5 de septiembre de 1988, construidas con el mismo procedimiento.

3.6 Cálculo y análisis de la precipitación

Para obtener la precipitación máxima que pueda definirnos una tormenta de diseño, es necesario primero conocer la precipitación máxima puntual dentro de la cuenca; para esto, se debe determinar el centro de gravedad de la cuenca, y localizarlo en cualquiera de las figuras 3.12 ó 3.13 según sea el caso requerido. Una vez que se ha localizado este punto, se le asigna un valor de precipitación asociado a la zona y a las isoyetas cercanas.

Para lograr modificar la duración y periodo de retorno, basta con multiplicar el valor de la precipitación obtenida del plano de isoyetas por los factores de ajuste por duración y periodo de retorno, respectivamente.

Ahora bien, si se desea distribuir la lluvia en la totalidad del área de la cuenca, es necesario volver a multiplicar la precipitación por un factor de ajuste por área de la cuenca.

Una vez que se conoce este valor, es necesario calcular la precipitación efectiva dentro de la cuenca, tomando en cuenta las diferentes características y distribución de los tipos de área que

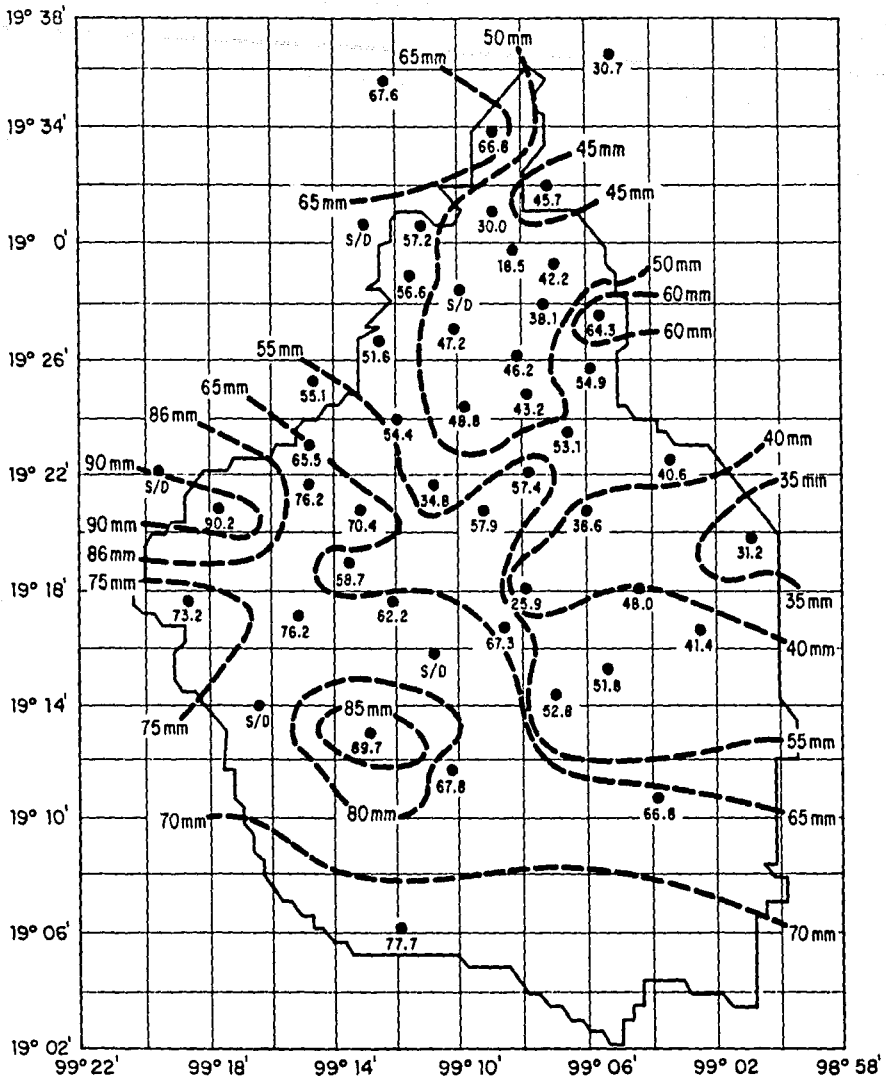


Fig 3.13 Isoyetas para una duración de 24 horas. Tormenta del 4 y 5 de Septiembre de 1988

componen la cuenca; para ello se asigna su respectivo coeficiente de escurrimiento (ver cap. 4.2).

Cuando se conoce el valor de la precipitación efectiva, se está en posibilidad de distribuir la lluvia en el tiempo; para ello, es necesario construir un hietograma de lluvia efectiva, mediante porcentajes de lluvia correspondientes a duraciones de 20 ó 30 minutos, ello se hace de acuerdo a las recomendaciones que aparecen en la referencia 13.

Finalmente, como se verá en el capítulo siguiente, el hietograma de lluvia efectiva, se verá transformado en el hidrograma de diseño, a través de un hidrograma unitario.

3.6.1 Centro de gravedad de la cuenca

Es el lugar geométrico dentro de la cuenca, en el que tratando la forma de la cuenca, como una superficie irregular, la suma de los momentos con respecto a su área es cero.

El centro de gravedad de una cuenca se determina, para efectos de diseño y se designa como el centro de la tormenta que es empleada en el modelo lluvia-escurrimiento.

Los ejes coordenados empleados para este cálculo, generalmente son los paralelos de latitud y longitud.

Para una exacta determinación de este punto, se sugiere descomponer el área total de la cuenca (A_T) en "n" figuras regulares, cuyos centroides (X_i, Y_i) y áreas (A_i) sean conocidos; hasta que, de una manera aproximada se logre reproducir la forma de la cuenca.

El siguiente paso es calcular las coordenadas del centro de gravedad, para esto se hace uso de la fórmula para superficies geométricas compuestas, que está dada por:

$$X_c = \frac{X_1 A_1 + X_2 A_2 + \dots + X_n A_n}{A_T} \quad (22)$$

$$Y_c = \frac{Y_1 A_1 + Y_2 A_2 + \dots + Y_n A_n}{A_T} \quad (23)$$

donde:

- X_1 distancia para cada figura de su centroide al eje vertical de referencia.
- Y_1 distancia para cada figura de su centroide al eje horizontal de referencia.
- A_1 área para cada "i-énesima" figura en que se divide la cuenca.
- A_T área total de la cuenca.
- X_c Distancia del centro de gravedad de la cuenca al eje vertical de referencia.
- Y_c Distancia del centro de gravedad de la cuenca al eje horizontal de referencia.

Los centros de gravedad para cada una de las cuencas, obtenidos mediante el procedimiento anterior se muestran en la tabla 3.4.

TABLA 3.4
CENTROS DE GRAVEDAD DE CUENCAS

CUENCA DE LA PRESA	NORTE	SUR
La Colorada	19° 29' 05"	99° 18' 10"
El Colorado	19° 28' 45"	99° 17' 50"
Las Julianas	19° 27' 50"	99° 18' 45"
Los Arcos	19° 28' 30"	99° 16' 35"
Totóllica	19° 26' 45"	99° 19' 45"
Los Cuartos	19° 25' 45"	99° 19' 00"
El Sordo	19° 24' 35"	99° 19' 50"
Hondo	19° 21' 25"	99° 20' 15"
El Tornillo	19° 26' 10"	99° 14' 10"
El Periodista	19° 26' 45"	99° 13' 30"
El Capulín	19° 23' 00"	99° 16' 50"
San Joaquín	19° 24' 10"	99° 15' 35"
Barrilaco	19° 24' 45"	99° 13' 25"
Dolores	19° 24' 27"	99° 13' 00"
Tacubaya	19° 22' 40"	99° 15' 10"
Ruiz Cortinez	19° 23' 35"	99° 12' 30"
Becerra "C"	19° 22' 20"	99° 14' 33"
Becerra "B"	19° 22' 20"	99° 12' 55"
Becerra "A"	19° 22' 55"	99° 13' 00"
Mixcoac	19° 21' 03"	99° 16' 20"
Tarango	19° 21' 05"	99° 14' 00"
Pilares	19° 21' 25"	99° 12' 30"
La Mina	19° 20' 45"	99° 13' 20"
Tequillasco	19° 19' 50"	99° 16' 00"
Las Flores	19° 20' 25"	99° 13' 25"
Texcalatlaco	19° 19' 40"	99° 15' 00"
Anzaldo	19° 15' 00"	99° 16' 30"

3.6.2. Factor de ajuste por duración

Este factor toma en cuenta estudios estadísticos realizados con las diferentes estaciones climatológicas dentro del Valle de México, y pretende ajustar la precipitación de diseño dentro de la cuenca, según sea la duración de la tormenta requerida.

La obtención de este factor de ajuste, se puede resumir en calcular valores de intensidad de lluvia para diferentes duraciones, mediante alguna ecuación del tipo intensidad-duración y dividirlos entre valores obtenidos de análisis estadísticos de precipitación, una vez que han sido transformados en intensidad de lluvia (ref. 4)

Ya que estos cálculos se realizaron para un gran número de estaciones del Valle de México se logra una completa regionalización de estos factores y una gran confiabilidad en su aplicación.

Debido a que los datos del análisis estadístico son obtenidos directamente de pluviógrafos y pluviómetros, se presenta toda una gama de duraciones; mientras que los datos calculados mediante relaciones intensidad-duración, se limitan como el caso de la ecuación 20, a una duración máxima de 2 horas; es necesario entonces, definir dos grupos de factores de ajuste, uno para duraciones menores a 2 horas y otro para 24 horas.

La gráfica que muestra los factores de ajuste por duración, empleados en este estudio, se muestran en la figura 3.14.

3.6.3 Factor de ajuste por periodo de retorno

El cálculo de este factor, se realiza a partir de los registros máximos de lluvia, por años, para cada estación y para 24 horas de duración. Todos estos datos, se ajustan a alguna función de distribución de probabilidad, y se obtienen los valores de precipitación para diferentes periodos de retorno.

Estos valores se dividen entre los que se obtienen para cada periodo de retorno seleccionado.

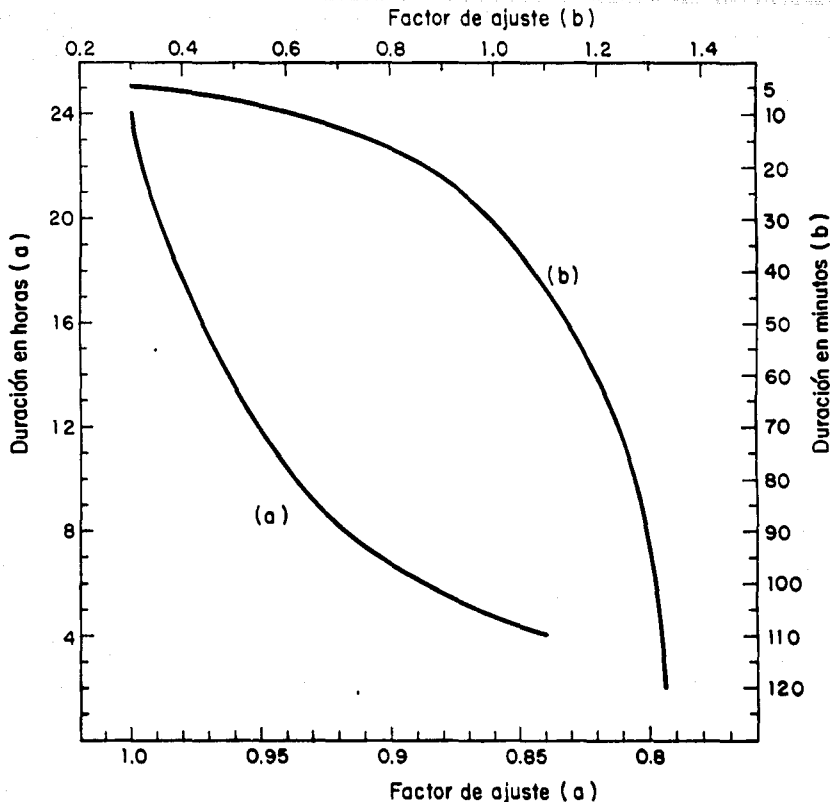


Fig 3.14 Factor de ajuste por duración

El comparar estos valores dá un promedio de los factores de ajuste para diferentes periodos de retorno, ver figura 3.15.

3.6.4 Factor de ajuste por área de cuenca

En un modelo de simulación lluvia-escorrentamiento, el valor de precipitación que interesa, es el valor medio; este valor, si se compara con el valor puntual máximo, obtenido de un pluviómetro dentro de la misma cuenca, suele ser menor.

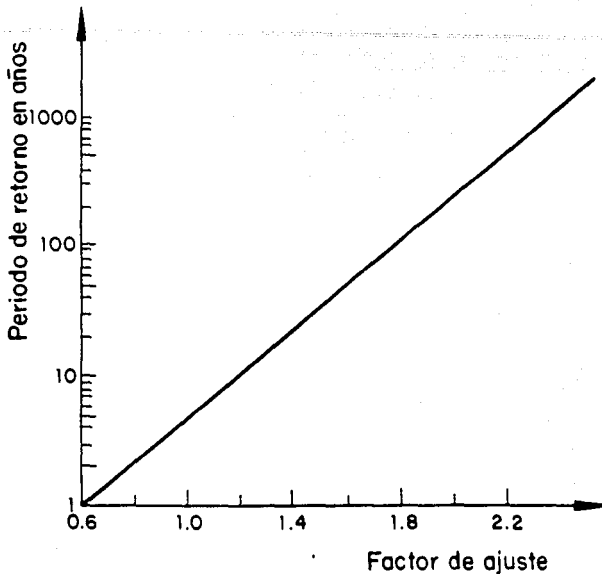


Fig 3.15 Factor de ajuste por periodo de retorno

La relación que guardan estos dos valores tiende a valores fijos que dependen del área de la cuenca.

Esta forma de calcular el factor de ajuste por área de cuenca, puede tener ciertos errores; uno de ellos, consiste en que raras veces, el valor de la precipitación máxima puntual y la precipitación media coinciden en el tiempo.

Otro de los errores, radica que para áreas de cuenca muy grandes, el valor del factor de ajuste se maximiza; razón por la que en muchas ocasiones este factor se determina por métodos que mantienen fija el área de la cuenca.

La correcta combinación de estos dos procedimientos, y tomando en cuenta las características comunes, de las diferentes cuencas que forman el Valle de México, se ha llegado a factores de reducción por área de las magnitudes siguientes

Area (Km ²)	10	20	50	100	200	500
Factor de ajuste	0.96	0.87	0.77	0.77	0.60	0.47

3.6.5 Precipitación efectiva

La precipitación efectiva (H_{pe}) de una cuenca, es el valor de la precipitación media de diseño, una vez que se ve afectada por sus respectivos coeficientes de escurrimiento; y puede calcularse mediante la ponderación de sus respectivas áreas.

$$H_{pe} = \frac{Cu Au\bar{h} + Csu Asu\bar{h} + Cn An\bar{h}}{A_T} \quad (24)$$

donde:

- Au área urbana de la cuenca, en km²
- Asu área suburbana de la cuenca, en km²
- An área natural de la cuenca, en km²

- Cu coeficiente de escurrimiento para área urbana
- Csu coeficiente de escurrimiento para área suburbana
- Cn coeficiente de escurrimiento para área natural

- A_T área total de la cuenca, en km²
- \bar{h} altura de precipitación de diseño, en mm
- H_{pe} precipitación efectiva, en mm

Los valores de la precipitación inicial para 24 horas y 5 años de periodos de retorno ($H_{p,24,5}$) obtenidos de la figura 3.12, y los de la precipitación para 4 horas y 50 años ($H_{p,4,50}$) para cada presa, se muestran en la tabla 3.5, así como su respectiva precipitación efectiva.

3.6.6 Hietograma de precipitación efectiva

Los valores obtenidos en los puntos anteriores, muestran una precipitación para la duración total de la tormenta, pero para lograr construir el hidrograma de diseño, es necesario, conocer la distribución de la lluvia en el tiempo (hietograma).

TABLA 3.5

Presa	Hp24, 5 (mm)	Hp 4, 50 (mm)	Hpe (mm)
La Colorada	60.800	81.715	5.987
El Colorado	60.900	81.850	7.587
Las Julianas	62.000	83.328	5.989
Los Arcos	60.800	81.715	9.483
Totóllica	62.600	84.134	3.433
Los Cuartos	62.800	84.403	13.681
El Sordo	63.000	84.672	12.586
Hondo	64.000	86.016	8.802
El Tornillo	59.500	79.968	10.274
El Periodista	59.000	79.296	15.571
El Capulín	62.000	83.328	17.094
San Joaquín	61.500	82.656	19.438
Barrilaco	59.300	79.699	19.303
Dolores	58.400	78.490	10.793
Tacubaya	61.200	82'253	13.306
Ruiz Cortínez	58.600	78.758	29.716
Becerra "C"	57.500	77.146	10.404
Becerra "B"	57.600	77.414	19.708
Becerra "A"	58.000	77.952	30.891
Mixcoac	62.500	84.000	4.055
Tarango	58.500	78.624	12.276
Pilares	55.800	74.965	21.649
La Mina	57.400	77.146	13.968
Tequilasco	62.800	84.403	5.845
Las Flores	57.000	76.608	19.131
Texcalatlaco	61.700	82.925	17.496
Anzaldo	64.300	86.419	4.882

La forma de este hietograma puede obtenerse de tres maneras: una, utilizando una curva de altura de precipitación-duración (ref 4), otra, es utilizando el método desarrollado para la ciudad de Chicago, que se basa en la forma típica de los hietogramas registrados en el pasado (ref. 13) ó mediante métodos estadísticos, que se fundamentan en la construcción de curvas masa de precipitación para las tormentas más desfavorables que hayan ocurrido en la zona de estudio y calcular los incrementos máximos de precipitación para intervalos de 5 horas.

Los porcentajes de cada incremento de lluvia, correspondientes a cada intervalo de tiempo se obtienen dividiendo el incremento de precipitación entre la precipitación total registrada en 24 horas. Este procedimiento debe realizarse acumulando los porcentajes calculados a partir del centro de la curva masa (ref 4)

Los valores recomendados para la construcción de hietogramas dentro del Valle de México, se desprenden del método anterior, con la única observación, de que se busca que los incrementos de precipitación sean

ordenados de manera que la precipitación máxima coincida con el centro de la tormenta.

En las figuras 3.16 y 3.17 se muestran los valores recomendados para la construcción de hietogramas de 20 y 30 minutos, respectivamente. Cabe señalar, que la nueva red de pluviógrafos que esta siendo instalada por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH), podrá contribuir con gran acierto a la calibración de estos valores.

Una vez que se ha seleccionado el hietograma con los porcentajes e intervalos de tiempo deseados, basta multiplicar el valor de la precipitación efectiva obtenida en el punto 3.6.5, por cada una de las barras del hietograma, para obtener el hietograma de lluvia efectiva, que será la base para la construcción del hidrograma de diseño.

3.7 Ejemplo de aplicación

Como se ha venido haciendo al final de cada capítulo, a continuación se toman los datos de la cuenca de la presa Tacubaya, para determinar su tormenta de diseño.

- 1) Una vez que se efectua el procedimiento descrito en el punto 3.6.1, las coordenadas del centro de gravedad de la cuenca, resultaron, (ver figura 3.18) ser:

$$19^{\circ}22'40' \text{ N y } 99^{\circ}15'10' \text{ W}$$

- 2) De la figura 3.12, para las coordenadas anteriores, se tiene para una duración de 24 horas y un periodo de retorno de 5 años, una altura de precipitación de:

$$H_{p24,5} = 6.200 \text{ mm}$$

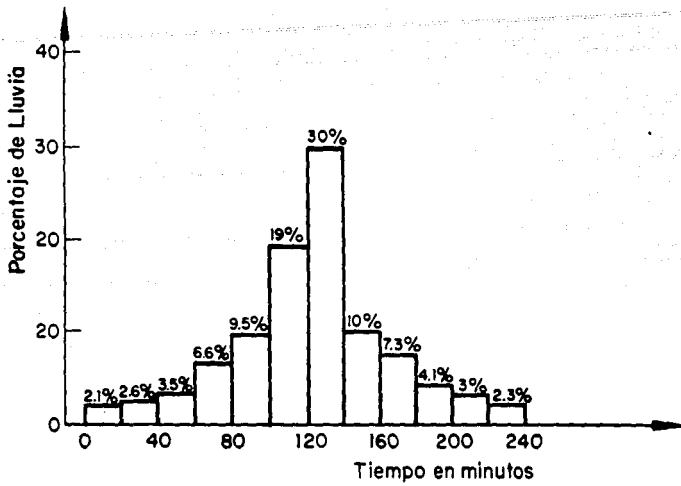


Fig 3.16 Hietograma de lluvia efectiva para intervalos de 20 minutos

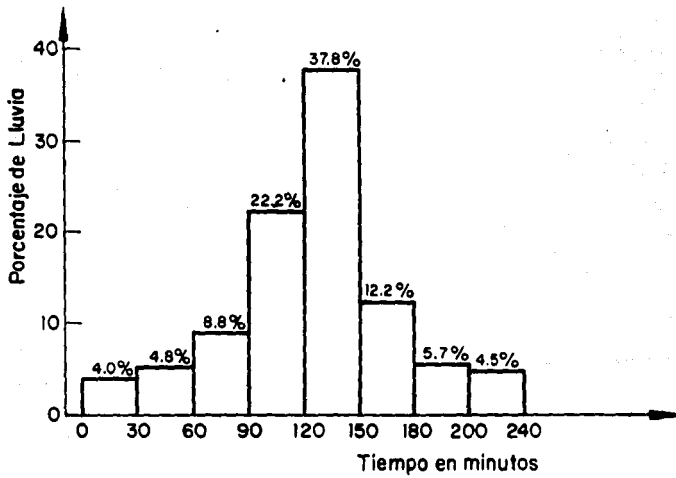


Fig 3.17. Hietograma de lluvia efectiva para intervalos de 30 minutos

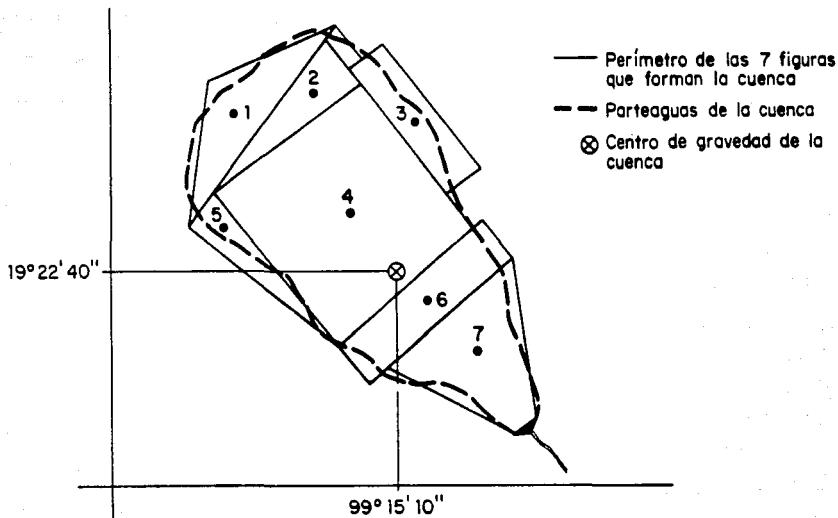


Fig 3.18 Centro de gravedad de la cuenca de la presa Tacubaya

- 3) De la figura 3.14 se obtiene el factor de ajuste para la duración de 4 horas, que vale 0.84, el cual se multiplica por $H_{p24,5}$ (inciso 2) y se obtiene la precipitación que corresponde a un periodo de retorno de 5 años, pero con una duración de 4 horas.

$$H_{p4,5} = 0.84 (61.20) = 51.408 \text{ mm}$$

- 4) De la figura 3.15 se obtiene el factor de ajuste para el periodo de retorno de 50 años, que es igual a 1.60. Este factor se multiplica por la altura de precipitación calculada en el inciso 3 y resulta la precipitación que corresponde a un periodo de retorno de 50 años y duración de 4 horas.

$$H_{p4,50} = 1.60 (51.408) = 82.253 \text{ mm}$$

- 5) Para el caso del área total de la presa Tacubaya, que vale 8.824 Km², le corresponde un factor por área de cuenca de 1.00
- 6) Para calcular la precipitación efectiva se hace uso de la ecuación 24, tomando en cuenta para ello los porcentajes de area natural, urbana y suburbana que le corresponden a la cuenca.

$$H_{pe} = \frac{(0.45)(2.518)(82.253) + (0.08)(3.025)(82.253) + (0.016)(3.282)(82.253)}{8.824}$$

$$H_{pe} = \frac{93.201 + 19.905 + 4.319}{8.824}$$

$$H_{pe} = 13.306 \text{ mm}$$

- 7) Para este estudio se escogieron intervalos de 30 minutos; por lo tanto haciendo uso de los porcentajes de la figura 3.17 y multipliandolos por la precipitación efectiva, se obtiene, finalmente, el valor de cada barra del hietograma de lluvia efectiva, ver figura 3.19

$$H_1 = 13.306 (0.04) = 0.532 \text{ mm}$$

$$H_2 = 13.306 (0.048) = 0.639 \text{ mm}$$

$$H_3 = 13.306 (0.088) = 1.171 \text{ mm}$$

$$H_4 = 13.306 (0.222) = 2.954 \text{ mm}$$

$$H_5 = 13.306 (0.378) = 5.030 \text{ mm}$$

$$H_6 = 13.306 (0.122) = 1.623 \text{ mm}$$

$$H_7 = 13.306 (0.057) = 0.758 \text{ mm}$$

$$H_8 = 13.306 (0.045) = 0.599 \text{ mm}$$

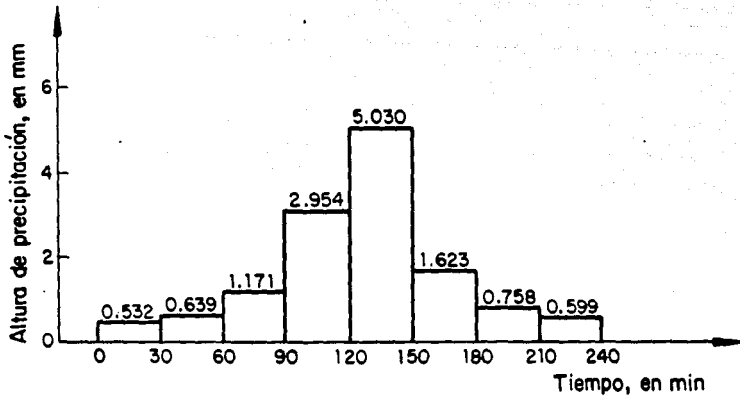


Fig 3.19 Hietogramá de lluvia efectiva para la cuenca de la presa Tacubaya

4. ESCURRIMIENTO

4.1 Definición del área en estudio

A toda el agua que proviene de la atmósfera, y que circula sobre o bajo la superficie terrestre se le llama escurrimiento. Una parte de ésta, corre superficialmente reconociendo los cauces de los ríos y arroyos, deteniéndose temporalmente en los vasos naturales o artificiales. Se llama escurrimiento directo o superficial.

Otra parte del agua se evapora tanto de la superficie libre de los lagos y lagunas como del suelo; el resto del agua se infiltra en el subsuelo y a causa de la presión hidrostática, circula a través de los intersticios del subsuelo y se denomina escurrimiento subterráneo. Al escurrimiento que se deriva de éste, y puede aflorar en la superficie en forma de manantiales, y que alimenta a los ríos cuando no llueve, se le llama, escurrimiento base.

Los escurrimientos que se dirigen hacia la Ciudad de México, se originan a lo largo de la Sierra de las Cruces; en la parte sur abarcan terrenos de fuertes pendientes, con escasos bosques o zonas arboladas y una zona urbana que se extiende hasta el centro del Valle de México. Hacia el norte, las pendientes son más suaves y existen algunas zonas de cultivo.

Los gradientes siguen una dirección general de Poniente a Oriente y originan los escurrimientos de los cinco principales ríos que atraviesan la ciudad, los cuales son los ríos Churubusco, de la Piedad, Consulado, Hondo, y el de los Remedios.

Estos ríos, así como sus corrientes tributarias, se alimentan de las lluvias que caen en toda la zona poniente de la ciudad.

Esta precipitación representa como se mencionó anteriormente, un 80% de los volúmenes totales de precipitación que caen sobre todo el Valle de México.

Considerando para su estudio las cuencas de estos cinco ríos, podemos obtener la siguiente distribución de áreas.

-La cuenca del río Churubusco con sus tributarios, formados por los ríos Magdalena, Eslava, Coyotes, San Angel, Las Flores, Tequilasco, Pilares, Puente Colorado, Puerta Grande y Mixcoac, cubre un área tributaria de casi 150 km² controlada por 8 presas de regulación y una derivadora. En esta zona, la vegetación es escasa y los escurrimientos son torrenciales debido a la pendiente y naturaleza del suelo. La precipitación media anual de la zona es de 1200 mm, con una temperatura media de 15.8° C.

-La cuenca del río de la Piedad, con sus tributarios constituidos por los ríos Tacubaya, Becerra y Becerra Sur, controlan los 20 km² de área tributaria, con ayuda de 4 presas y una represa. Esta zona presenta áreas arboladas aisladas, la precipitación media es de 1100 mm al año, con una temperatura media de 16.4° C.

-La cuenca del río Consulado, con sus tributarios formados por los ríos Dolores, Barrilaco, Tecamachalco, San Joaquín y el Tornillo, cubre una área tributaria de casi 50 Km² controlada por 6 presas de regulación. La presencia de grandes áreas de jardines y área suburbana es la principal característica de esta zona. La precipitación media anual alcanza los 100 mm, con una temperatura media de 15.5° C.

-La cuenca del río Hondo está formada por los ríos Sordo, Los Cuartos y Totóllica. Tres presas de regulación y una derivadora controlan los 170 km² de área de la cuenca. Los terrenos son planos y existen grandes

extensiones arboladas, el porcentaje de área natural es de los más altos de toda la zona poniente. La precipitación media oscila entre los 900 y 1000 mm al año, la temperatura media es de 14.6°C.

-La cuenca del río de los Remedios, es quizá el río que menos área urbana atraviesa, está formada por los ríos Chico de los Remedios, el Colorado y la Colorada; cubre un área de 21.87 km², de los cuales el 42% es de área natural. La precipitación media es la más baja de todo el poniente, con sólo 800 mm al año. La temperatura es similar a la del río Hondo; por esta razón, muy frecuentemente suele tomarse a la cuenca del río de los Remedios y Hondo como una sola gran cuenca, formando lo que se denomina, la zona norte.

La principal característica de los ríos que forman estas cinco cuencas, es que los escurrimientos torrenciales, que causan problemas de inundaciones y vialidad dentro de la ciudad, se generan durante la temporada de lluvias, desde julio hasta septiembre.

Durante los seis meses de estiaje estos ríos están prácticamente secos; y en los meses de mayo, junio y octubre su caudal es reducido.

Sólo los ríos Magdalena, Mixcoac, Tacubaya y Hondo, pueden considerarse que tienen escurrimientos perennes.

Debido a la gran variedad de características fisiográficas de cada cuenca, y al crecimiento de la mancha urbana, el ciclo hidrológico ha sufrido modificaciones. Lo cual dificulta cada vez más el lograr tener una simulación aceptable del fenómeno de transformación de lluvia en escurrimiento. Es por esta razón, que se han venido desarrollando métodos simplificados que determinan las características más importantes de un hidrograma.

Toda esta variedad de métodos, suelen relacionar la precipitación efectiva con el escurrimiento directo, por lo que su aplicación requiere primero la estimación de sus respectivas pérdidas. Uno de los criterios más usados para determinar éstas, consiste en suponer las pérdidas en cada momento proporcionales a la intensidad de lluvia, esto permite expresarlas a través de una constante de proporcionalidad, llamada coeficiente de escurrimiento.

4.2 Coeficiente de escurrimiento

Se define como coeficiente de escurrimiento a la relación entre el volumen del escurrimiento directo y el volumen total de lluvia.

$$C = \frac{V_e}{V_{ll}} \quad (25)$$

donde

- C coeficiente de escurrimiento, adimensional
- V_e volumen de escurrimiento directo, en m^3
- V_{ll} volumen total de lluvia, en m^3

Este coeficiente, también puede obtenerse a través de tablas en función de usos indicativos de la tierra y tipos de superficies; ellas aparecen en libros o manuales relacionados con Hidrología. Además algunos autores sugieren modificar estos coeficientes, mediante factores de ajuste para hallar el valor del coeficiente final.

Sin embargo, para lograr la selección correcta del coeficiente de escurrimiento, no basta con escogerlo de alguna tabla o multiplicarlo por valores arbitrarios, es necesario contar con mediciones en sitio de escurrimientos registrados en la zona y para diferentes tormentas, ya que el coeficiente de escurrimiento varía en forma importante entre una tormenta y otra así como de las condiciones del suelo.

Se recomienda, que cuando existan áreas tributarias en zonas con diferentes valores de "C" se utilice un coeficiente ponderado, según sea la magnitud de cada área; tal y como se hizo en el procedimiento para determinar la precipitación efectiva (ver inciso 3.6.5).

La información generada por la instrumentación de cinco cuencas con diferentes tipos de urbanización que realizó el Instituto de Ingeniería¹, ha permitido contar con mediciones simultáneas de lluvia y escurrimiento para una serie de tormentas anuales y con base en ellas se calcularon los coeficientes de escurrimiento, con ayuda de la ecuación 25, los cuales son confiables y pueden ser utilizados para fines de diseño.

¹ Domínguez, R., Fuentes, O., y Padilla, J. "Continuación del análisis del efecto de la urbanización sobre relaciones lluvia-escurrimiento en cuencas pequeñas". Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México 1981

Es muy importante no perder de vista que al urbanizarse una zona determinada, el ciclo hidrológico sufre dos grandes cambios:

1. Aumenta el escurrimiento superficial al incrementarse las áreas impermeables; el cual viajará mucho más rápido hacia los cursos naturales del agua.
2. Los conductos artificiales que llevan agua en una zona urbana, son más eficientes hidráulicamente que los cauces naturales, los primeros producen un aumento en la velocidad de las aguas y, por lo tanto, un incremento en los gastos máximos.

Por estas razones, fue necesario hacer un ajuste de los valores obtenidos por el Instituto de Ingeniería, que variaban de 0.641 para Ciudad Universitaria, 0.420 para la zona del río Mixcoac, 0.234 para el río Magdalena y 0.093 para el río Becerra.

Para poder utilizar estos valores fue necesario comparar las características morfológicas de cada cuenca, con las de las cuencas instrumentadas. También se hicieron numerosas visitas a la zona poniente del Distrito Federal y del Estado de México, con el fin de conocer las condiciones actuales de urbanización. Por otra parte el intercambio de información con el personal de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica fue fundamental en la determinación de los coeficientes definitivos.

Una vez realizado el análisis de toda la información disponible, de los datos propuestos por el Instituto de Ingeniería y de las características actuales de las cuencas del poniente, se determinó que para un área completamente virgen el valor del coeficiente de escurrimiento, no debe ser mayor a 0.020 y para una zona completamente urbanizada dicho coeficiente puede alcanzar valores entre 0.480 y 0.500.

Los coeficientes que se obtuvieron, y que se proponen para ser utilizados en el sistema de presas del poniente, se muestran en la tabla 4.1.

4.3 El método racional

Este método es muy antiguo, pero debido a su sencillez, es uno de los más utilizados. Está basado en la hipótesis de que si sobre un área determinada cayese una precipitación de intensidad uniforme en el tiempo y en el espacio, llegará un momento en que la cantidad de agua que cae equivale a la que sale del área, existiendo pérdidas por evaporación y almacenamiento en depresiones.

El tiempo en el que se alcanza esta equivalencia se denomina, tiempo de concentración (ver 2.5).

El cálculo del gasto se hace de acuerdo a la ecuación siguiente:

$$Q = 0.278 CIA \quad (26)$$

donde

- Q gasto máximo, en m^3/s
- i intensidad de lluvia, en mm/h; para una duración igual al tiempo de concentración del área tributaria. A área de la cuenca, en km^2
- C coeficiente de escurrimiento, adimensional

En este caso el coeficiente de escurrimiento, además de tomar en cuenta las pérdidas, involucra al tiempo en la intensidad (i) y ajusta la relación entre el volumen precipitado por unidad de tiempo (iA). fig 4.1.

4.3.1 Limitaciones del método

- 1) La lluvia es uniforme en el tiempo, es decir, su intensidad es constante. Se podría tomar esta suposición como válida solo para duraciones muy cortas.
- 2) La lluvia es uniforme en el espacio, es decir, tiene la misma intensidad al mismo tiempo sobre todo el área tributaria, lo cual se cumple en áreas muy pequeñas.

TABLA 4.1 COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO PARA EL
SISTEMA DE PRESAS DEL PONIENTE

Nombre de la Presa	Coficiente A. Urbana	Coficiente A. Suburbana	Coficiente A. Natural	Coficiente Ponderado
La Colorada	0.350	0.080	0.020	0.073
El Colorado	0.450	0.080	0.020	0.093
Las Julianas	0.450	0.069	0.016	0.071
Los Arcos	0.450	0.080	0.020	0.116
Totóllica	0.450	0.069	0.016	0.041
Los Cuartos	0.400	0.070	0.018	0.162
El Sordo	0.400	0.080	0.020	0.149
Hondo	0.450	0.069	0.016	0.102
El Tornillo	0.350	0.069	0.016	0.128
El Periodista	0.400	0.080	0.016	0.196
El Capulín	0.450	0.070	0.018	0.205
San Joaquín	0.500	0.070	0.018	0.235
Tecamachalco	0.500	0.070	0.018	0.235
Barrilaco	0.350	0.070	0.018	0.146
Dolores	0.350	0.069	0.016	0.083
Tacubaya	0.450	0.080	0.016	0.162
Ruiz Cortínez	0.500	0.070	0.018	0.377
Becerra "C"	0.500	0.070	0.018	0.135
Becerra "B"	0.450	0.070	0.018	0.255
Becerra "A"	0.500	0.070	0.018	0.396
Mixcoac	0.400	0.080	0.016	0.048
Tarango	0.400	0.080	0.020	0.156
Pilares	0.350	0.080	0.020	0.289
Tequilasco	0.300	0.080	0.016	0.069
La Mina	0.250	0.080	0.020	0.198
Las Flores	0.350	0.080	0.020	0.289
Texcalatlaco	0.350	0.080	0.020	0.242
Coyotes	0.500	0.070	0.018	0.343
Anzaldo	0.300	0.069	0.016	0.056

- 3) Ignora el efecto de almacenamiento o retención temporal en las superficies, conductos, cauces, etc, el cual es mayor mientras menos impermeable sea el área.
- 4) El coeficiente de escurrimiento es constante, lo cual solo es cierto para áreas impermeables.
- 5) Supone que el gasto calculado tiene la misma frecuencia de la precipitación, lo cual se cumple en áreas impermeables, donde las condiciones previas de humedad del subsuelo no influyen significativamente en el escurrimiento.

Resumiendo:

- La fórmula racional arroja buenos resultados si el área es pequeña

- y tiene un alto porcentaje de impermeabilidad.
- Si el área es mayor a 20 ha., está en un 80% urbanizada y el tiempo de concentración es mayor de 15 min; los resultados obtenidos con la fórmula darán valores superiores a los reales.
 - A pesar de sus limitaciones, el método racional ha permitido desarrollar una gran cantidad de métodos para determinar los gastos máximos de escurrimiento.

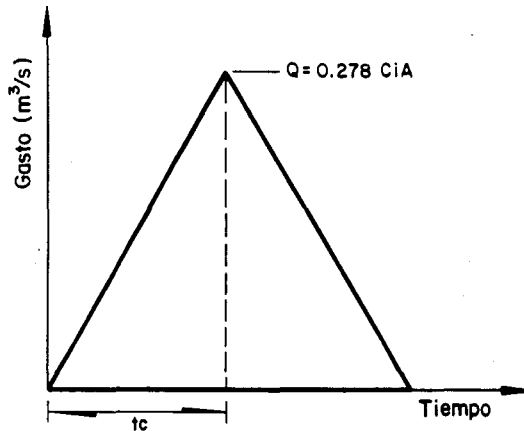


Fig 4.1 Representación gráfica del método racional

El método racional se considera del tipo directo o empírico, ya que calcula el hidrograma producido por una tormenta a partir de las características físicas de la cuenca.

Existen otros métodos, que toman como una relación lineal a la distribución de las lluvias en el tiempo y al hidrograma de salida de la cuenca; a estos métodos se les conoce como "hidrológicos" y uno de los más importantes es el que se basa en el hidrograma unitario.

4.4 El hidrograma unitario

Se define como hidrograma unitario al hidrograma del escurrimiento directo resultante de un centímetro de lluvia en exceso (precipitación que origina el escurrimiento directo) que cae uniformemente sobre toda

la cuenca, durante un intervalo de tiempo llamado duración en exceso.

El hidrograma unitario es una valiosa herramienta para transformar lluvias efectivas en escurrimiento directo, y se basa en las siguientes hipótesis:

- a) La lluvia en exceso está distribuida uniformemente en toda su duración y sobre toda el área de la cuenca.
- b) El tiempo base de duración del hidrograma del escurrimiento directo, es constante, debido a una lluvia en exceso de duración unitaria.
- c) Todas las características físicas de la cuenca se integran en la forma del hidrograma unitario.

El método del hidrograma unitario ha logrado desarrollar, por ejemplo las teorías del hidrograma unitario sintético, el hidrograma unitario adimensional y el hidrograma unitario triangular. El hidrograma unitario tiene dos limitaciones, a saber:

- a) El hidrograma unitario deducido solo sirve para tormentas que tengan la misma duración en exceso que fue empleada en su cálculo.
- b) El proceso del hidrograma unitario, no toma en cuenta la variación de la intensidad de la lluvia en el tiempo.

La corrección de la primera limitación, se supera ajustando el hidrograma unitario mediante el método de la curva "S". Para superar la segunda limitación, se recurre al método del hidrograma unitario instantáneo.

4.4.1 El hidrograma unitario adimensional

El hidrograma unitario adimensional, fue desarrollado por el Soil Conservation Service de los EUA y su ventaja estriba en el hecho de que permite definir claramente la forma del hidrograma.

Se basa principalmente en la hipótesis de que para cualquier gasto del hidrograma (q) existe un gasto asociado, definido como gasto de pico (q_u), que se produce en un tiempo de pico (t_p), que a su vez guarda una proporción lineal con el tiempo (t) que produce el escurrimiento (q).

Usando los datos de la tabla 4.2, se puede construir el hidrograma unitario adimensional (ver fig 4.2)

El gasto de pico, definido básicamente a través de su proporcionalidad con el área de la cuenca y el tiempo de pico, vale:

$$q_u = \frac{A}{4.78 t_p} \quad (27)$$

donde:

q_u gasto unitario de pico, en $m^3/s/mm$
 A área total de la cuenca, en km^2
 t_p tiempo de pico, en h

TABLA 4.2 HIDROGRAMA UNITARIO ADIMENSIONAL

t/t_p	q/q_u	t/t_p	q/q_u
0.0	0.000	1.4	0.750
0.1	0.015	1.5	0.660
0.2	0.075	1.6	0.566
0.3	0.160	1.8	0.419
0.4	0.281	2.0	0.319
0.5	0.431	2.2	0.240
0.6	0.600	2.4	0.181
0.7	0.769	2.6	0.131
0.8	0.890	2.8	0.098
0.9	0.969	3.0	0.075
1.0	1.000	3.5	0.037
1.1	0.981	4.0	0.017
1.2	0.919	4.5	0.010
1.3	0.840	5.0	0.004

El tiempo de pico se calcula a partir de las condiciones fisiográficas de la cuenca, con la ecuación siguiente (ver subcapítulo 3.6)

$$t_p = 0.5 D + 0.6 t_c \quad (28)$$

donde:

- t_p tiempo de pico, en h
- D duración efectiva de la lluvia de diseño, en h
- t_c tiempo de concentración, en h

De esta manera, para lograr definir la forma del hidrograma, basta determinar t_p y q_u y escogiendo alguna de las relaciones t/t_p y q/q_u , despejar t y q ; repitiendo estos pasos, cuantas veces sea necesario, para dibujar finalmente los correspondientes valores de t y q .

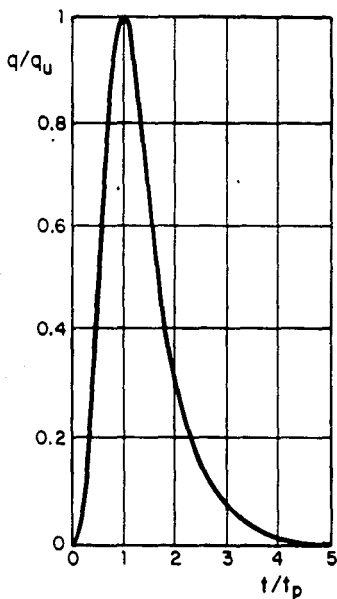


Fig 4.2 El hidrograma unitario adimensional

4.5 Cálculo y análisis de hidrogramas

Para poder estimar los hidrogramas de diseño que ingresan a cada una de las presas, es necesario, primero conocer su correspondiente hidrograma

unitario adimensional. Al despejar los valores de t en función de t_p , y usando la relación que se muestra en la tabla 4.2, nos da valores de 20 ó 30 min que es la duración que corresponde a cada una de las barras que forman el hietograma de lluvia efectiva de diseño. Por lo tanto es necesario interpolar entre estos valores para lograr representar el hidrograma a intervalos de 20 ó 30 min.

A continuación deben multiplicarse cada una de las ordenadas del hidrograma unitario adimensional (gasto q en m^3/s por milímetro de lluvia) por cada una de las barras del hietograma de precipitación efectiva, calculadas en el inciso 3.6. De esta manera, se estarán obteniendo, tantos hidrogramas de escurrimiento directo como barras tenga el hietograma. Finalmente, deben sumarse estos hidrogramas, desfasados 20 ó 30 minutos cada uno de ellos, según sea el intervalo de tiempo, seleccionado al efectuar la interpolación de valores. La suma de estos valores es el hidrograma que se considera como el ingreso por cuenca propia a cada una de las presas que se están analizando y se le llama hidrograma final de diseño (avenida de diseño).

El Anexo III, muestra los resultados de todo este procedimiento, una vez que a sido sistematizado por el programa "HIDRO-G" de computadora. A continuación se describe brevemente cuales son los resultados que da este programa.

Primeramente, se muestran los datos generales de la cuenca, y los correspondientes al cálculo de la precipitación; también se dan las barras del hietograma de lluvia efectiva.

La segunda hoja muestra la tabla de los tiempos obtenidos, para el cálculo del hidrograma unitario adimensional; en la siguiente hoja se presentan los gastos correspondientes al gasto unitario de pico y al tiempo pico del hidrograma. Son de estas dos tablas, de donde se deben tomar los valores para realizar la interpolación.

Según sea el valor de la duración de la tormenta; que como se determinó anteriormente, para este estudio es de 4 horas; el usuario tiene la libertad de interpolar los valores para 20 ó 30 minutos, según lo desee para obtener 12 ú 8 barras, respectivamente, del hietograma de lluvia efectiva calculado anteriormente.

Para este estudio se decidió emplear hietogramas de 8 barras; es decir, intervalos de 30 minutos. De ésta manera las páginas siguientes del programa "HIDRO-G", muestran los valores del gasto en m^3/s para cada barra del hietograma, y la suma desfasada de cada una de ellas, para finalmente imprimir el hidrograma de diseño tanto en tabla como gráficamente.

4.6 Ejemplo de aplicación

A continuación se determinará el hidrograma final de diseño, que ingresa a la cuenca de la presa Tacubaya. Para esto, es necesario partir del hietograma de lluvia efectiva, calculado anteriormente en el subcapítulo 3.7.

Datos generales:

Area total de la cuenca : 8.824 km^2

Longitud del cauce : 9.530 km

Tiempo de concentración : 1.231 h

Precipitación efectiva : 13.306 mm

Las ocho barras del hietograma de lluvia efectiva a intervalos de 30 min, son;

$$H(1) = 0.532 \text{ mm}$$

$$H(2) = 0.639 \text{ mm}$$

$$H(3) = 1.171 \text{ mm}$$

$$H(4) = 2.954 \text{ mm}$$

$$H(5) = 5.030 \text{ mm}$$

$$H(6) = 1.623 \text{ mm}$$

$$H(7) = 0.758 \text{ mm}$$

$$H(8) = 0.599 \text{ mm}$$

Cálculo del escurrimiento

- 1) Como en este caso se tienen $\Delta t = 30$ min, con la ecuación 28 se calcula el tiempo de pico

$$t_p = 0.5 (0.5) + 0.6 (1.231)$$

$$t_p = 0.989 \text{ h}$$

2) Con la ecuación 27 se calcula el gasto unitario de pico

$$q_u = \frac{8.824}{4.78 (0.9886)}$$

$$q_u = 1.868 \text{ m}^3/\text{s}/\text{mm}$$

3) De la tabla 4.2, y para cada valor de t/t_p , se despeja el valor de t , ya que t_p es conocido.

4) De cada valor de q/q_u , correspondiente a cada t/t_p , se despeja el valor de q , ya que q_u es conocido.

En la tabla 4.3 se muestran los resultados de los pasos 3 y 4.

Tabla 4.3 HIDROGRAMA UNITARIO PARA LA PRESA TACUBAYA

t, en h	q ₃ en m ³ /s/mm	t, en h	q ₃ en m ³ /s/mm
0.000	0.000	1.384	1.401
0.099	0.028	1.483	1.233
0.198	0.140	1.582	1.057
0.297	0.299	1.779	0.783
0.395	0.525	1.977*	0.596**
0.494	0.805	2.175	0.448
0.593	1.121	2.373	0.338
0.692	1.436	2.570	0.245
0.791	1.662	2.768	0.183
0.890	1.810	2.966	0.140
0.989	1.868	3.460	0.069
1.087	1.832	3.954	0.032
1.186	1.716	4.449	0.019
1.285	1.569	4.943	0.007

* Del valor de $t/t_p = 2$, se obtiene

$$t = 2 (0.989) = 1.977 \text{ horas}$$

**Del valor de $q/q_u = 0.319$, se obtiene

$$q = 0.319 (1.868) = 0.596 \text{ m}^3/\text{s}/\text{mm}$$

5) Como la suma de los ocho hidrogramas que se obtendrán debe hacerse desfasado 30 min un hidrograma con respecto al anterior, es conveniente tener los gastos del hidrograma unitario en tiempos múltiplos de 30 min. Para lograrlo se interpolan los valores de la tabla 4.3 obteniendo así los resultados mostrados en la tabla 4.4.

Tabla 4.4 HIDROGRAMA UNITARIO, PARA LA PRESA
TACUBAYA CON $\Delta t = 30$ MINUTOS.

t, en min	t, en h	q_3 en m ³ /s/mm
0	0.0	0.000
30	0.5	0.824
60	1.0	1.864
90	1.5	1.203*
120	2.0	0.579
150	2.5	0.278
180	3.0	0.135
210	3.5	0.066
240	4.0	0.031
270	4.5	0.018
300	5.0	0.000

*Se obtiene mediante la interpolación de los valores

$$t_1 = 1.582 \qquad q_1 = 1.507$$

$$t_2 = 1.483 \qquad q_2 = 1.233$$

6) Para obtener el hidrograma de escurrimiento directo, se multiplican los gastos unitarios del inciso anterior, por cada una de las 8 barras del hietograma de precipitación efectiva, ver Tabla 4.5.

Tabla 4.5 GASTOS EN m³/s DEL HIDROGRAMA DE ESCURRIMIENTO DIRECTO, PARA CADA BARRA DEL HIETOGRAMA.

t, en min	1a. Barra	2a. Barra	3a. Barra	4a. Barra	5a. Barra	6a. Barra	7a. Barra	8a. Barra
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.5	0.438	0.526	0.964*	2.431	4.139	1.336	0.624	0.493
1.0	0.992	1.190	2.181	5.503	9.370	3.024	1.413	1.116
1.5	0.640	0.768	1.407	3.551	6.046	1.951	0.912	0.720
2.0	0.308	0.370	0.678	1.710	2.912	0.940	0.439	0.347
2.5	0.148	0.178	0.326	0.821	1.398	0.451	0.211	0.166
3.0	0.072	0.086	0.158	0.399	0.679	0.219	0.102	0.081
3.5	0.035	0.042	0.077	0.195	0.332	0.107	0.050	0.040
4.0	0.016	0.020	0.036	0.092	0.156	0.050	0.024	0.019
4.5	0.010	0.011	0.021	0.053	0.091	0.029	0.014	0.011
5.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

*Se obtiene de multiplicar la 3a. barra (1.171 mm) por el valor de q del hidrograma unitario para 30 minutos.

$$q = 1.171 (0.824)$$

$$q = 0.964 \text{ m}^3/\text{s}$$

7) Se suman los ocho hidrogramas obtenidos en el inciso 6, desfasados 30 min cada uno con respecto al anterior, (ver Tabla 4.6). El resultado de la suma es el hidrograma de diseño, que se considera como el de ingreso por cuenca propia a cada una de las presas analizadas, ver Tabla 4.7 y fig 4.3. El resultado de cada una de las presas se muestra en el Anexo III.

Tabla 4.6 SUMA DE HIDROGRAMAS DESFASADOS 30 MINUTOS

Tiempo, en minutos	H1	H2	H3	H4	H5
	0.532	0.639	1.171	2.954	5.030
0	0.000				
30	0.438	0.000			
60	0.992	0.526	0.000		
90	0.640	1.190	0.964	0.000	
120	0.308	0.768	2.181	2.431	0.000
150	0.148	0.370	1.407	5.503	4.139
180	0.072	0.178	0.678	3.551	9.370
210	0.035	0.086	0.326	1.710	6.046
240	0.016	0.042	0.158	0.821	2.912
270	0.010	0.020	0.077	0.399	1.398
300	0.000	0.011	0.036	0.195	0.679
330		0.000	0.021	0.092	0.332
360			0.000	0.053	0.156
390				0.000	0.091
420					0.000
450					
480					
510					

He	H7	He	Hidrograma de diseño, en m ³ /s
1.623	0.758	0.599	0.000
			0.438
			1.517
			2.793
			5.688
0.000			11.568
1.336	0.000		15.184
3.024	0.624	0.000	11.851
1.951	1.413	0.493	7.807
0.940	0.912	1.116	4.871
0.451	0.439	0.720	2.532
0.219	0.211	0.347	1.221
0.107	0.102	0.166	0.585
0.050	0.050	0.081	0.272
0.029	0.024	0.040	0.092
0.000	0.014	0.019	0.032
	0.000	0.011	0.011
		0.000	0.000

Tabla 4.7 HIDROGRAMA DE DISEÑO DE LA PRESA TACUBAYA.

Tiempo, en min	Gastos, en m^3/s
0	0.000
30	0.438
60	1.517
90	2.793
120	5.688
150	11.568
180	15.184
210	11.851
240	7.807
270	4.871
300	2.532
330	1.221
360	0.585
390	0.272
420	0.092
450	0.032
480	0.011
510	0.000

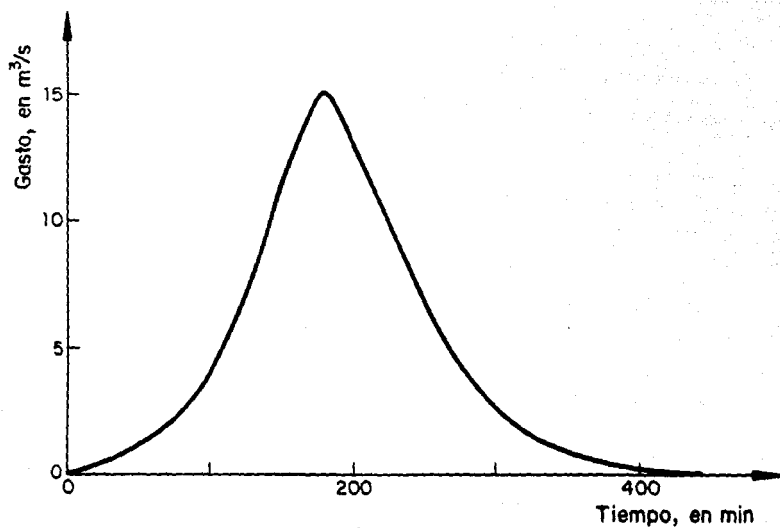


Fig 4.3 Hidrograma de diseño de la presa Tacubaya

5. ANALISIS DE INFORMACION PARA UN TRANSITO DE AVENIDAS

5.1 Tránsito de avenidas en presas interconectadas

Se conoce como tránsito de una avenida por un vaso de almacenamiento a la simulación del paso de una onda de avenida por dicho vaso. Esto sirve para determinar el hidrograma de salida de una presa dado un hidrograma de diseño (avenida de diseño).

Un tránsito de avenidas permite conocer el comportamiento hidráulico del vaso y de sus estructuras de control. Además a través de un análisis de los resultados obtenidos, el tránsito sirve para revisar:

- Gasto máximo de descarga.
- Capacidad de sobrealmacenamiento.
- Elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME).
- La evolución de los niveles de agua dentro del vaso de almacenamiento.
- Dimensiones de la obra de excedencias.
- Dimensiones y política de operación de las compuertas de la obra de toma.

Existen dos alternativas en el funcionamiento de presas interconectadas.

1. Cuando los vasos de las presas se encuentran comunicados en serie; las avenidas ingresan al primer vaso, que se encuentra situado a una elevación superior del segundo vaso. Dentro del primer vaso, las avenidas son parcialmente reguladas y descargan al segundo vaso, situado aguas abajo del primero, que es en donde se efectúa la regulación final, ver fig 5.1.



Fig 5.1 Presas interconectadas en serie

2. Cuando los vasos de las presas funcionan en paralelo, cada uno de ellos recibe una avenida diferente, la cual se genera en su respectiva cuenca mientras que un túnel de interconexión comunica los vasos, logrando de esta manera tener una regulación en forma de "vasos comunicantes". ver figura 5.2

5.1.1 Modelo de simulación

En un tránsito de avenidas, al igual que en el funcionamiento de vaso, el modelo de simulación se basa en la ecuación de continuidad. Esta, establece que los volúmenes de entrada por cuenca propia y por interconexión (en su caso) son iguales a un volumen de salida por obra de toma, vertedor y túnel de interconexión (en su caso), más un cambio que sufre el vaso en su volumen de almacenamiento.

Durante la simulación de un tránsito de avenidas, los volúmenes de evaporación y de infiltración son insignificantes en comparación con los volúmenes de la avenida de diseño, por tanto, estos términos suelen omitirse en la ecuación de continuidad, quedando expresada ésta como:

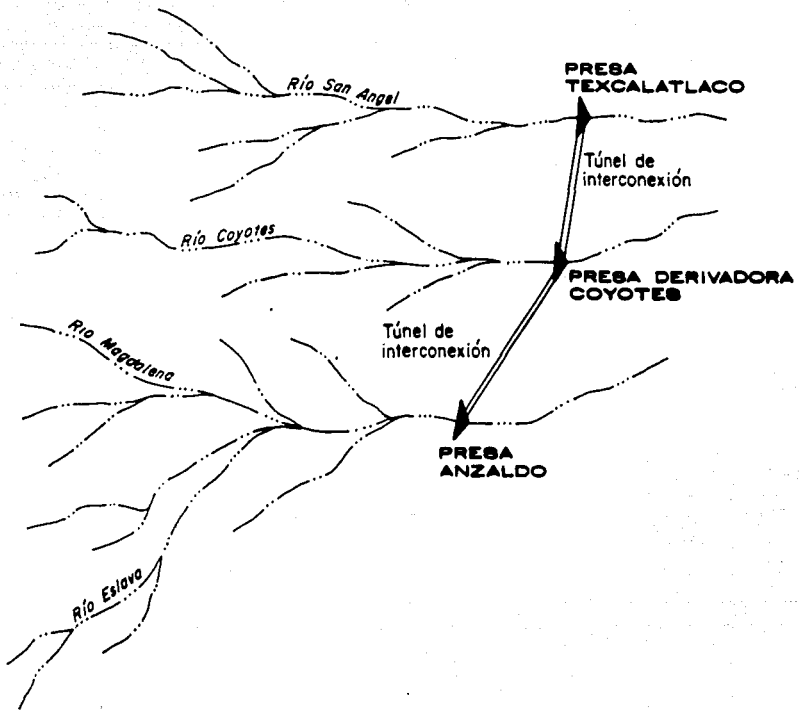


Fig 5.2 Presas interconectadas en paralelo

$$\left[\frac{I_i + I_f}{2} \right] \Delta t = \left[\frac{Q_i + Q_f}{2} \right] \Delta t + V_f - V_i \quad (29)$$

donde

I_i gasto de entrada al vaso (por cuenca propia y por túnel de interconexión, si es el caso) al inicio del Δt , en m^3/s .

I_f gasto de entrada al vaso (por cuenca propia y por túnel de

- interconexión, si es el caso) al final del Δt , en m^3/s .
- Q_i gasto de salida del vaso (por obra de toma, vertedor y, en su caso, túnel de interconexión) al inicio del Δt , en m^3/s .
- Q_f gasto de salida del vaso (por obra de toma, vertedor y, en su caso, túnel de interconexión) al final del Δt , en m^3/s .
- V_f, V_i volumen de almacenamiento final e inicial, respectivamente, en m^3 .
- Δt intervalo de tiempo en la simulación, en s.

Una vez que se ha realizado la simulación del paso de una avenida por un vaso la forma del hidrograma de salida, adquiere una importancia relevante.

El hidrograma de salida suele ser mucho menor que el de entrada ya que precisamente la función del vaso consiste en almacenar un volumen máximo. Este volumen puede identificarse claramente, si se dibujan simultáneamente los hidrogramas de entrada (ingresos) y de salida (egresos). ver fig 5.3

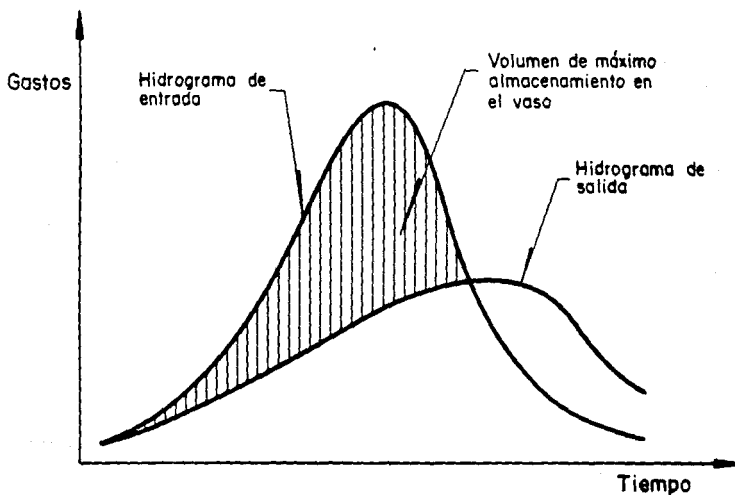


Fig 5.3 Hidrogramas de entrada y salida en un tránsito de avenidas

De esta manera, mientras mayor sea el volumen de almacenamiento, mayor será la regulación, y en consecuencia, la confiabilidad de la presa, para regular avenidas.

5.2 Curvas elevaciones-capacidades

Para lograr realizar una correcta simulación del tránsito de avenidas es necesario contar con cierta información referente al vaso y a sus estructuras de control. Una parte de esos datos, son las curvas elevaciones; capacidades que se obtienen al hacer una cubicación del vaso, (fig 5.4) y suelen partir de una idealización de éste, en donde se obtienen las áreas "An" encerradas por cada curva de nivel, para su correspondiente elevación "Elev_n"; de esta manera, el volumen acumulado que corresponde a dicha elección es:

$$V_n = \left[\frac{A_0 + A_1}{2} \right] e_1 + \left[\frac{A_1 + A_2}{2} \right] e_2 + \dots + \left[\frac{A_{n-1} + A_n}{2} \right] e_n \quad (30)$$

donde:

- V_n Volumen a la elevación "n", en m³
- A_n área parcial para la elevación "n", en m²
- e_n ancho entre cada elevación, en m.

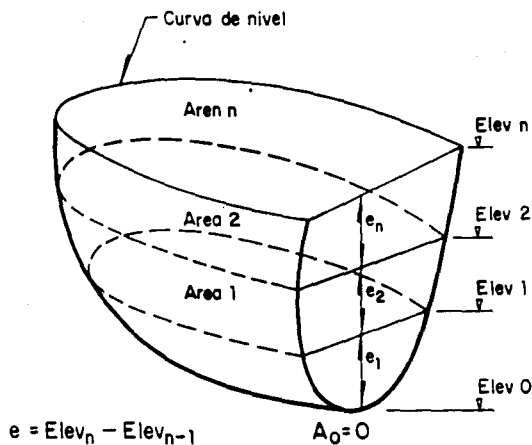


Fig 5.4 Idealización de un vaso de almacenamiento

5.3 Curvas elevaciones-descargas

Es una curva o familia de curvas que relacionan el gasto de salida con la elevación asociada al nivel de agua dentro del embalse. Las presas del poniente de la ciudad de México tienen dos posibilidades de descargar sus gastos aguas abajo; la primera es a través del vertedor de demasías, el cual tiene como principal función, el desalojar los gastos excedentes que no pueden ser almacenados en el vaso durante o después de recibir la avenida de diseño. La segunda posibilidad se presenta con la obra de toma que, generalmente, está formada por uno o varios orificios controlados por compuertas, que a su vez regulan los gastos de extracción para diferentes aberturas (que se traduce en área hidráulica del orificio formado por esta).

La curva de elevaciones-descargas suele presentarse con la suma de los gastos de descarga por la obra de toma más los de descarga por el vertedor y se obtiene a partir de las características generales de la obra de toma y de las dimensiones y tipo de vertedor; se construye suponiendo diferentes elevaciones del agua en la presa y calculando su respectivo gasto.

5.3.1 Gastos por vertedor

La descarga por el vertedor se calcula para cada elevación mediante la fórmula general de vertedores con descarga libre, dada por:

$$Q = CLH^{3/2} \quad (31)$$

donde

- Q gasto de descarga, en m^3/s
- C coeficiente de descarga, en $m^{1/2} s$
- L longitud de la cresta vertedora, en m
- H carga sobre la cresta, en m (diferencia entre el nivel del agua y la elevación de la cresta vertedora)

Los coeficientes de descarga fueron asignados según las características generales y condición actual de los vertedores; los gastos calculados con esta fórmula, se muestran en el Anexo IV.

5.3.2 Gastos por obra de toma

Los gastos de extracción por obra de toma se calculan tanto cuando el orificio está parcialmente lleno, como cuando trabaja totalmente sumergido; naturalmente que estas condiciones están asociadas a cada elevación del nivel de agua dentro del embalse. Se admite la posibilidad para esta última condición que el orificio sea regulado con compuertas.

Para la primera condición, el orificio tiene un comportamiento de vertedor de descarga libre, y su gasto debe calcularse con la ecuación (31), tomando como longitud de la cresta vertedora el ancho medio del orificio. Mientras que para la segunda condición debe emplearse la fórmula de un orificio totalmente sumergido, (ver fig 5.5)

$$Q = C_d \sqrt{2g H} \quad (32)$$

donde

- Q gasto de descarga, en m^3/s
- C_d Coeficiente empírico que depende del tipo de orificio, adimensional
- A área hidráulica del orificio, en m^2
- g aceleración de la gravedad, en m/s^2
- H diferencia entre el nivel del agua y la elevación del centroide del orificio, en m.

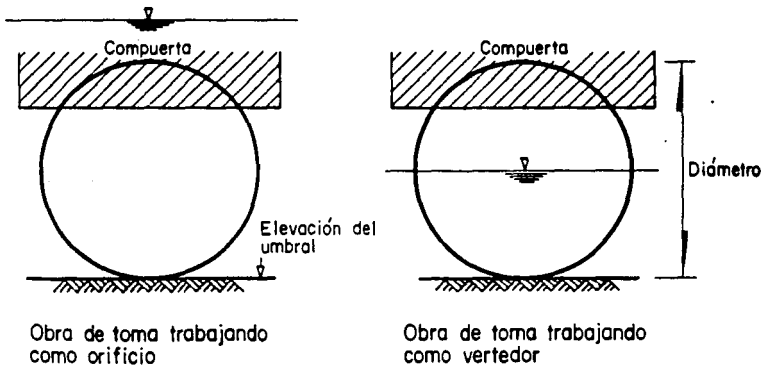


Fig 5.5 Funcionamiento de una obra de toma

La tabulación para calcular la curva de elevaciones-descargas debe hacerse comenzando desde la elevación del umbral de entrada del orificio más bajo, hasta el nivel máximo que se estime, puede alcanzar el agua. Entre mayor sea el número de elevaciones tomadas, mayor será la precisión de la curva.

Los gastos calculados para la obra de toma se realizaron para cuatro diferentes aberturas de la(s) compuerta(s): totalmente, abierta y parcialmente al 75%, 50% y 25%.

El Anexo IV muestra estos resultados, así como el gasto total de descarga y la descripción y operación del programa de computadora empleado para estos cálculos.

5.3.3 Ejemplo de aplicación

Para ejemplificar el cálculo de gasto de descarga por obra de toma y vertedor, se tomaron los datos generales de la estructura de control (obra de toma) y vertedor de la presa Tacubaya.

La presa Tacubaya tiene 4 orificios rectangulares de 0.9 x 1.2 metros y un vertedor con la cresta a la elevación 2324.04 msnm, con una longitud de cresta de 19.00 metros, se asignó un valor de coeficiente de descarga C para el vertedor de 2.10.

Se calculará el gasto para el orificio situado a la elevación 2314.82 msnm, considerando un nivel del agua en el embalse a la 2325.00 msnm.

El gasto de descarga por el vertedor se obtiene aplicando la ecuación 31.

$$Q = (2.10) (19.00) (2325.00 - 2324.04)^{3/2}$$
$$Q = (39.90) (0.960)^{3/2}$$
$$Q = 37.528 \text{ m}^3/\text{s}$$

El gasto de descarga por el orificio para la misma elevación se obtiene aplicando la ecuación 32.

Con un $C_d = 0.6$ y la compuerta totalmente abierta

$$Q = (0.6) (0.9 \times 1.20) \sqrt{(19.62)H}$$

$$Q = (0.648) \sqrt{(19.62)H}$$

donde: $H = 2325.00 - 2315.42$

$$H = 9.580 \text{ metros}$$

El valor de 2315.42 se obtiene como $2314.82 + \frac{1}{2} (1.20)$

Sustituyendo

$$Q = (0.648) \sqrt{(19.62) (9.58)}$$

$$Q = 8.884 \text{ m}^3/\text{s}$$

Si la obra de toma de la presa Tacubaya fuera solo este orificio, el gasto total estaría dado por

$$Q_T = 37.528 + 8.884$$

$$Q_T = 46.412 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pero hay que recordar, que a estos gastos deben sumarse las descargas de los otros 3 orificios para una elevación del nivel de agua de 2325.00 msnm.

5.4 Matriz de conexiones y coeficientes de túnel

5.4.1 Matriz de conexiones

Para lograr una correcta simulación del tránsito de avenidas en presas interconectadas, es necesario crear bloques de presas que se encuentran interconectadas ya sea en serie o en paralelo (ver 5.1), para esto, se crea una matriz de conexiones como la que se muestra a continuación.

Matriz de conexión para las presas de la zona norte .

PRESA	Las Julianas	Los Arcos	El Sordo	Hondo
Las Julianas	-	Serie		
Los Arcos	Serie	-		
El Sordo			-	Paralelo
Hondo			Paralelo	

Matriz de conexión, para las presas de la zona sur

PRESA	Tequilasco	La Mina	Texcalatlaco	Coyotes	Anzaldo
Tequilasco	-	Serie			
La Mina	Serie	-			
Texcalatlaco			-	Paralelo	

5.4.2 Coeficientes de túnel

Los gastos conducidos a través de los túneles de interconexión en paralelo, deben afectarse por un coeficiente de túnel, que ajusta los gastos teóricos del mismo, a gastos reales de descarga. Este coeficiente principalmente, toma en cuenta la geometría y el material del revestimiento del túnel:

$$T = \sqrt{\frac{2g D A^2}{f l}} \quad (33)$$

donde:

- C_T coeficiente de túnel, adimensional
- g aceleración de la gravedad, en m/s^2
- D diámetro del túnel, en m
- A área de la sección transversal del túnel, en m^2
- f factor de fricción de la ecuación de Darcy-Weisbach, que depende del número de Reynolds, el diámetro y del material de revestimiento del túnel, adimensional
- l Longitud del túnel, en m

En la tabla 5.1 se muestra el cálculo de los coeficientes de túnel para las presas del poniente y en el Anexo IV se encuentran las características generales de dichos túneles.

Tabla 5.1 COEFICIENTES DE TUNEL

Túnel de Interconexión de		Coeficiente de túnel
la presa	a la presa	
Hondo	El Sordo	22.170
San Joaquín	El Tornillo	23.980
Tacubaya	San Joaquín	22.160
Becerra "C"	Tacubaya	17.920
Mixcoac	Becerra "C"	60.750
Texcalatlaco	Anzaldo	20.075

5.4.3. Ejemplo de aplicación

A continuación se obtendrá el coeficiente de túnel para la interconexión de la presa Becerra "C" a la presa "Tacubaya".

Aplicando la ecuación 33 se tiene que:

$$l = 739 \text{ m}$$

$$D = 2.75 \text{ m}$$

$$f = 0.013$$

$$C_T = \sqrt{\frac{2g (2.75) (7.56)}{(0.013) (739)}}$$

$$C_T = 17.920$$

6. CONCLUSIONES

Una vez efectuado el análisis de los resultados obtenidos en este trabajo, puede realizarse un diagnóstico de acuerdo con la problemática actual (1991) de cada una de las presas del poniente.

- 1) Se tienen Presas en las que la pérdida de capacidad, se debe al depósito de sedimento, tanto a lo largo del cauce como en los vasos y como consecuencia de ello condicionan de manera importante su funcionamiento hidráulico; ejemplo de este problema se tiene en las presas El Sordo, El Capulín, San Joaquín, Tacubaya, Becerra "C" y La Mina.
2. Hay Presas en donde el volumen de sedimento es considerable, sin embargo su funcionamiento hidráulico, dada la gran capacidad de regulación de ellas no se ve afectado; este problema se presenta en las presas La Colorada, Los Arcos, Los Cuartos, Totolica, Mixcoac, Tarango, Texcalatlaco y Anzaldo.
3. Existen Presas en donde los problemas de regulación no son importantes y reciben una cantidad regular de sedimento; por ejemplo la presa El Colorado, Barrilaco, Dolores, El Periodista, Pilares, Tequilasco, Las Flores.

4. Entre las Presas que actualmente han sido incorporadas a la urbanización, tanto de sus vasos como en algunos casos del entubamiento de sus cauces, destacan Las Julianas, El Tornillo, Tecamachalco, Ruiz Cortinez, Becerra "B" y Coyotes.

Respecto al análisis de precipitación, se estima que al haber escogido un periodo de retorno de 50 años para lluvias con duración de 4 horas, permite obtener condiciones muy cercanas a la realidad. Las isoyetas obtenidas para dichas características, y basadas en la hipótesis de tomar la tendencia de las isoyetas medias anuales facilitan la regionalización de las lluvias, para el Valle de México.

Los cambios que ha sufrido el ciclo hidrológico, al verse aumentadas las áreas impermeables de la zona conurbada, del poniente de la Ciudad, ha ocasionado un aumento de los escurrimientos en las cuencas, y por consiguiente gastos de descarga peligrosos, aguas abajo de las estructuras reguladoras.

Finalmente, es necesario subrayar, que la simulación de un tránsito de avenidas, que puede generarse con la información del presente trabajo, es relativamente sencilla y debe calibrarse cualquier valor obtenido mediante la instrumentación de las cuencas del poniente.

De la misma manera debe prestarse una particular atención en la vigilancia y mantenimiento de las estructuras hidráulicas para lograr restaurar la capacidad de los vasos durante la época de avenidas.

ANEXO I

-Descripción y operación del programa de computadora para calcular pendientes usando la fórmula de Taylor-Schwarz.

-Resultados

-Perfiles

El siguiente programa de computadora corresponde a la resolución de la fórmula para calcular pendientes de acuerdo a Taylor y Schwarz; ha sido elaborado en lenguaje BASIC y es autosuficiente para pedir toda la información que se requiere para hacer los cálculos.

Primeramente se pide el nombre de la presa, nombre de la corriente principal, su longitud, área de la cuenca y año de actualización de los datos. Una vez que se han introducido estos datos generales, se pide el número de distancias parciales medidas, tal y como se indica en el ejemplo de aplicación (2.6).

A continuación se piden los valores de las curvas de nivel y la distancia entre cada una de ellas en kilómetros.

El programa calcula un factor de ajuste, y obtiene las distancias compensadas para cada curva de nivel; mostrando en la pantalla: Elevaciones, distancia parcial, compensada y acumulada.

La parte siguiente del programa, corresponde en sí, al cálculo de la pendiente y principia cuando se le introduce, el número de tramos en los que se quiere dividir la distancia total del río.

Este programa, contiene una subrutina de interpolación lineal, que permite obtener con gran precisión cada uno de los desniveles, y pendiente de cada tramo; y con esto, el parámetro $1/\sqrt{S_i}$ utilizado en la fórmula de Taylor-Schwarz.

Así, se muestra en la pantalla, la pendiente (S_i) para cada tramo (i) y su respectivo parámetro $1/\sqrt{S_i}$. Con todos estos datos, se resuelve la fórmula de Taylor-Schwarz, obteniendo la pendiente media del río y se muestra en la pantalla.

Finalmente, el programa contiene una subrutina que permite imprimir los resultados obtenidos. Primeramente, se enlistan los datos generales:

- Nombre de la presa
- Nombre de la corriente principal
- Longitud del río
- Area de la cuenca
- Factor de ajuste
- Fecha de actualización.

A continuación en forma de tabla se imprimen las elevaciones, distancia parcial, distancia compensada y acumulada; y en un recuadro, la pendiente media (S) del río.

LISTA DE IDENTIFICACION DE VARIABLES

- P\$** = Nombre de la presa
A\$ = Nombre de la corriente principal
L = Longitud del río en kilómetros
A = Area de la cuenca en kilómetros cuadrados
B\$ = Fecha de actualización de los datos
N = Número de distancias parciales, con datos de curvas de nivel y distancia parcial
S(I) = Cota superior del i-ésimo tramo en msnm
B(I) = Cota inferior del i-ésimo tramo en msnm
D(I) = Distancia parcial del i-ésimo tramo en km.
C = Factor de ajuste
C(I) = Distancia compensada, obtenida de multiplicar $D(I) * C$
A(I) = Distancia acumulada
M = Número de tramos en los que se quiere dividir el perfil del río
W = Distancia en kilómetros, de cada tramo en los que se dividió el perfil del río
E(I) = Desnivel en metros de cada tramo en que se dividió el perfil del río
P(I) = Pendiente en milésimos de cada tramo en que se dividió el perfil del río
T(I) = Factor $1/\sqrt{S_i}$ de cada tramo
F = Pendiente media del río.

En las siguientes páginas, se muestra el listado completo de este programa y los resultados obtenidos con éste en cada uno de los ríos del poniente, así como su perfil.

```

10 CLS:US="###.###"
20 LOCATE 7,14:PRINT " I N S T I T U T O   D E   I N G E N I E R I A":PRINT
30 PRINT "
40 LOCATE 12,15:PRINT " C A L C U L O   D E   L A   P E N D I E N T E "
50 LOCATE 15,25:PRINT " J U N I O   1 9 9 1"
60 FOR I=1 TO 6000:NEXT I:CLS
70 INPUT "NOMBRE DE LA PRESA   ",P$:PRINT
80 INPUT "NOMBRE DE LA CORRIENTE PRINCIPAL   ",A$:PRINT
90 INPUT "LONGITUD DEL CAUCE EN Km   ",L:PRINT
100 INPUT "AREA DE LA CUENCA   ",A:PRINT
110 INPUT "A-O DE ACTUALIZACION   ",B$:PRINT
120 INPUT "CUANTAS DISTANCIAS PARCIALES SE TIENEN   ",N:PRINT:CLS
130 DIM S(N),B(N),D(N),C(N),A(N)
140 FOR I=1 TO N
150 INPUT "DE LA COTA -   ",S(I)
160 INPUT "A LA COTA -   ",B(I):PRINT
170 INPUT "SE TIENE UNA DISTANCIA EN KM DE   ",D(I):PRINT
180 T=T+D(I)
190 NEXT I
200 T=L/T
210 IF L<K THEN GOTO 260
220 C=T:GOTO 260
230 FOR I=1 TO N
240 C(I)=C*D(I)
250 A(I)=C(I)+A(I-1)
260 NEXT I
270 CLS
280 PRINT "ELEVACIONES           DISTANCIA           DISTANCIA           DISTANCIA"
290 PRINT "           PARCIAL           COMPENSADA           ACUMULADA"
300 PRINT " m.s.n.m.           Km           Km           Km":PRINT
310 FOR I=1 TO N
320 PRINT S(I);"-";B(I);:PRINT USING"           ##.###           ";D(I),C(I),A(I)
330 NEXT I
340 PRINT :PRINT :PRINT
350 INPUT "EN CUANTOS TRAMOS SE DIVIDIRA EL PERFIL   ",M:CLS
360 DIM X(M),Y(M),H(M),L(M),P(M),T(M)
370 W=L/M
380 FOR I=1 TO M
390 X(I)=W*I:NEXT I
400 J=0
410 FOR I=1 TO M+M
420 IF X(I)>=A(J-1) AND A(J)>=X(I) THEN 440
430 J=J+1 :GOTO 420
440 G(I)=A(J-1)
450 G(I)=A(J):E(I)=G(I)-G(I)
460 U(I)={(X(I)-G(I))/E(I)}*O(I)
470 Z(I)={(G(I)-X(I))/E(I)}*K(I)
480 Y(I)=U(I)+Z(I)
490 NEXT I
500 V=0
0

```

```

500 V=0
510 FOR I=1 TO M
520 Y(O)=S(1):X(O)=0
530 H(I)=Y(I-1)-Y(I)
540 L(I)=X(I)-X(I-1)
550 P(I)=(H(I)/L(I))/1000
560 T(I)=(1/(P(I)^(1/2)))
570 V=V+T(I)
580 NEXT I
590 F=(M/V)^2:PRINT
600 PRINT "      i          "SI"          "1/SI^1/2":PRINT
610 FOR I=1 TO M
620 PRINT USING "## ";I;:PRINT USING "###.###          ";P(I),T(I)
630 NEXT I
640 PRINT:PRINT
650 PRINT "Se= ";:PRINT USING "#.#####";F
660 PRINT:PRINT
670 INPUT "ESTAS LISTO PARA IMPRIMIR RESULTADOS ", R#
680 IF R#="SI" THEN 700
690 GOTO 670
700 CLS: PRINT "          INSTITUTO DE INGENIERIA":PRINT
710 PRINT "  C A L C U L O   D E   P E N D I E N T E   P O R   E L":PRINT
720 PRINT "          M E T O D O   D E   T A Y L O R - S C H W A R Z":PRINT
730 PRINT:PRINT
740 PRINT "  NOMBRE DE LA PRESA : ";P#:PRINT
750 PRINT "  NOMBRE DE LA CORRIENTE : ";A#:PRINT
760 PRINT "  LONGITUD DEL CAUCE : ";:PRINT USING U$;L;:PRINT " km":PRINT
770 PRINT "  AREA DE LA CUENCA :";:PRINT USING U$;A;:PRINT " km2 ":PRINT
780 PRINT "  FECHA ACTUALIZACION : ";B#
790 PRINT:PRINT:PRINT
800 PRINT "-----"
810 PRINT:PRINT
820 PRINT "  ELEVACIONES          DISTANCIA          DISTANCIA          DISTANCIA"
830 PRINT "          ( m.s.n.m.)          PARCIAL          COMPENSADA          ACUMULADA"
840 PRINT "          (km)          (km)          (km)"
850 FOR I=1 TO N
860 PRINT "  "; S(I);"--";B(I);:PRINT USING "          ###.###          ";D(I),C(I),A(I)
870 NEXT I
880 PRINT:PRINT:PRINT
890 PRINT:PRINT"-----":PRINT
900 PRINT "  R E S U L T A D O :  Se = ";:PRINT USING "#.#####";F
910 PRINT
920 PRINT "-----"
0

```

I N S T I T U T O D E I N G E N I E R I A
 C A L C U L O D E P E N D I E N T E P O R E L
 M E T O D O D E T A Y L O R - S C H W A R Z

NOMBRE DE LA PRESA : TOTOLICA

NOMBRE DE LA CORRIENTE : RIO TOTOLICA

LONGITUD DEL RIO : 10.850 km

AREA DE LA CUENCA : 18.365 km²

FACTOR DE AJUSTE : 1.000

FECHA ACTUALIZACION : 1970

ELEVACIONES (m. s. n. m.)	DISTANCIA PARCIAL (km)	DISTANCIA COMPENSADA (km)	DISTANCIA ACUMULADA (km)
3300 - 3250	0.500	0.500	0.500
3250 - 3200	0.250	0.250	0.750
3200 - 3100	0.500	0.500	1.250
3100 - 3000	0.500	0.500	1.750
3000 - 2900	0.750	0.750	2.500
2900 - 2800	0.600	0.600	3.100
2800 - 2750	0.400	0.400	3.500
2750 - 2700	0.900	0.900	4.400
2700 - 2600	0.700	0.700	5.100
2600 - 2550	0.700	0.700	5.800
2550 - 2500	0.950	0.950	6.750
2500 - 2450	1.000	1.000	7.750
2450 - 2400	1.600	1.600	9.350
2400 - 2360	1.500	1.500	10.850

P E N D I E N T E : S = 0.06095

INSTITUTO DE INGENIERIA
CALCULO DE PENDIENTE POR EL
METODO DE TAYLOR - SCHWARZ

NOMBRE DE LA PRESA : TOTOLICA

NOMBRE DE LA CORRIENTE : RIO TOTOLICA

LONGITUD DEL RIO : 10.550 km

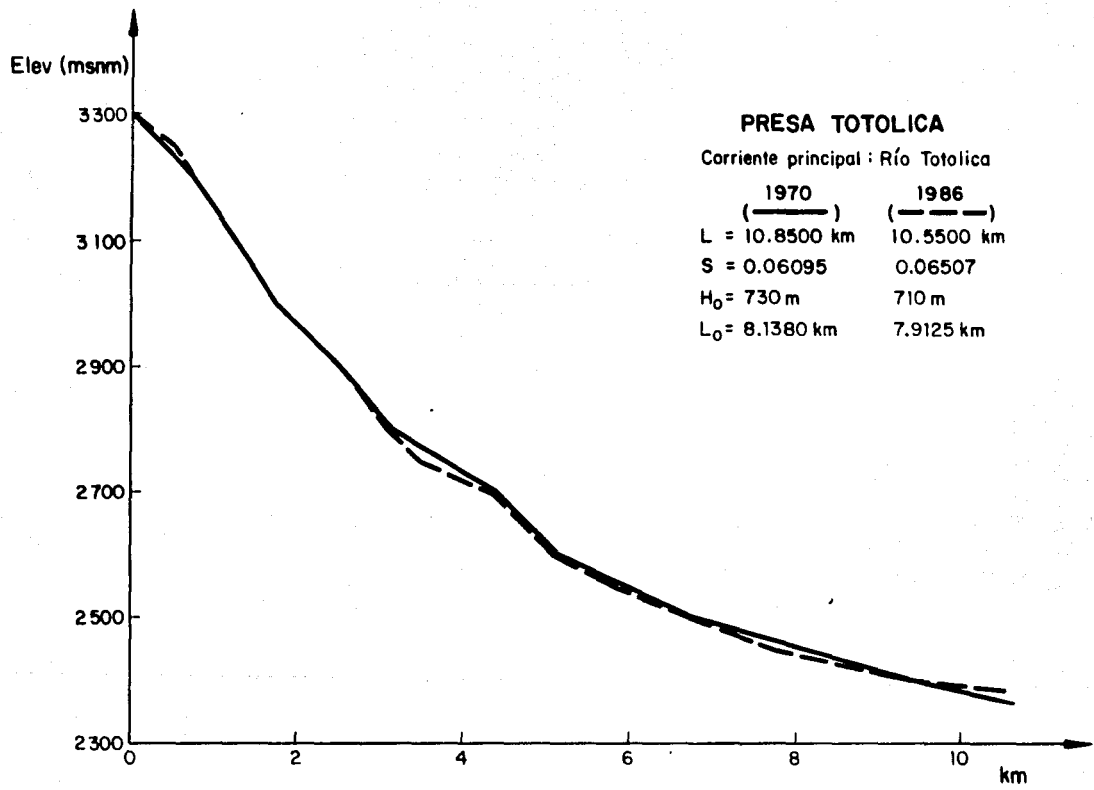
AREA DE LA CUENCA : 18.365 km²

FACTOR DE AJUSTE : 1.000

FECHA ACTUALIZACION : 1986

ELEVACIONES (m.s.n.m.)	DISTANCIA PARCIAL (km)	DISTANCIA COMPENSADA (km)	DISTANCIA ACUMULADA (km)
3300 - 3200	0.750	0.750	0.750
3200 - 3100	0.500	0.500	1.250
3100 - 3000	0.500	0.500	1.750
3000 - 2900	0.750	0.750	2.500
2900 - 2800	0.600	0.600	3.100
2800 - 2700	1.300	1.300	4.400
2700 - 2600	0.700	0.700	5.100
2600 - 2500	1.650	1.650	6.750
2500 - 2400	2.600	2.600	9.350
2400 - 2367	1.200	1.200	10.550

P E N D I E N T E : S = 0.06507



I N S T I T U T O
C A L C U L O D E P E N D I E N T E P O R E L
M E T O D O D E T A Y L O R - S C H W A R Z

NOMBRE DE LA PRESA : TACUBAYA

NOMBRE DE LA CORRIENTE : RIO TACUBAYA

LONGITUD DEL RIO : 10.320 km

AREA DE LA CUENCA : 8.824 km²

FACTOR DE AJUSTE : 1.000

FECHA ACTUALIZACION : 1970

ELEVACIONES (m.s.n.m.)	DISTANCIA PARCIAL (km)	DISTANCIA COMPENSADA (km)	DISTANCIA ACUMULADA (km)
2740 - 2700	0.780	0.780	0.780
2700 - 2600	1.700	1.700	2.480
2600 - 2500	2.460	2.460	4.940
2500 - 2400	2.980	2.980	7.920
2400 - 2322	2.400	2.400	10.320

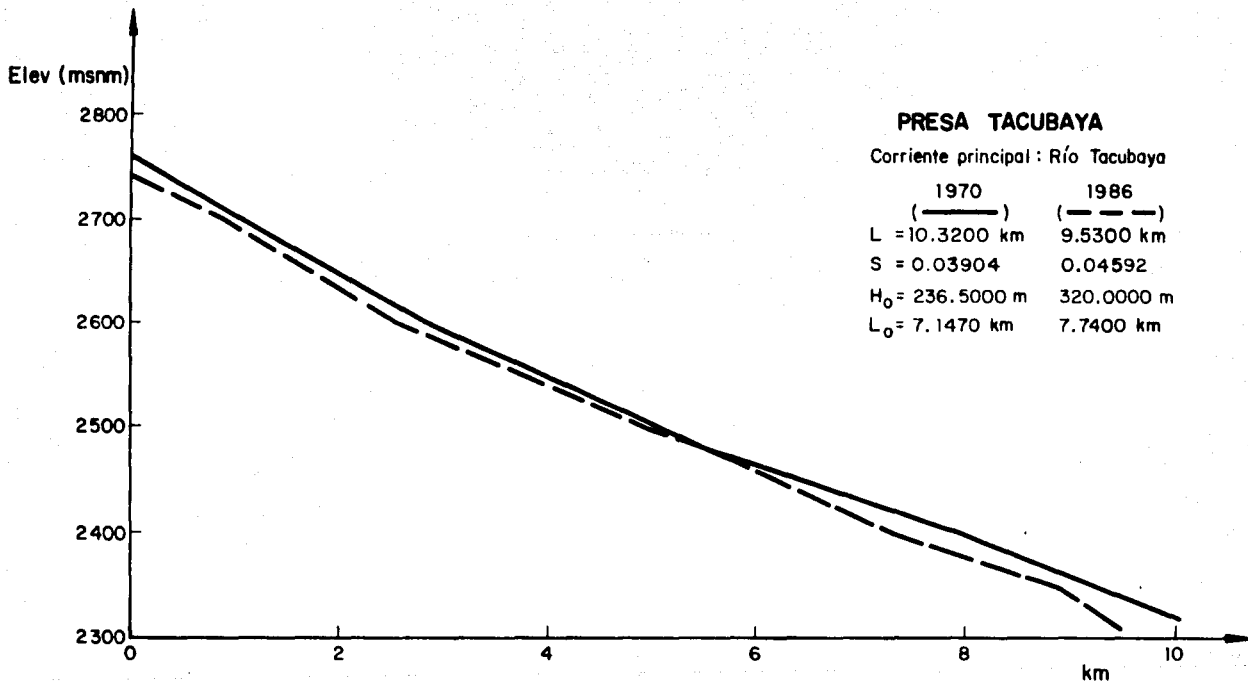
P E N D I E N T E : S = 0.03904

INSTITUTO DE INGENIERIA
 CALCULO DE PENDIENTE POR EL
 METODO DE TAYLOR - SCHWARZ

NOMBRE DE LA PRESA : TACUBAYA
 NOMBRE DE LA CORRIENTE : RIO TACUBAYA
 LONGITUD DEL RIO : 9.530 km
 AREA DE LA CUENCA : 8.824 km²
 FACTOR DE AJUSTE : 1.030
 FECHA ACTUALIZACION : 1986

ELEVACIONES (m.s.n.m.)	DISTANCIA PARCIAL (km)	DISTANCIA COMPENSADA (km)	DISTANCIA ACUMULADA (km)
2760 - 2700	1.050	1.082	1.082
2700 - 2600	1.650	1.700	2.782
2600 - 2500	2.200	2.267	5.048
2500 - 2400	2.200	2.267	7.315
2400 - 2350	1.500	1.545	8.860
2350 - 2311	0.650	0.670	9.530

P E N D I E N T E : $S = 0.04592$



I N S T I T U T O D E I N G E N I E R I A
 C A L C U L O D E P E N D I E N T E P O R E L
 M E T O D O D E T A Y L O R - S C H W A R Z

NOMBRE DE LA PRESA : ANZALDO

NOMBRE DE LA CORRIENTE : RIO MAGDALENA

LONGITUD DEL RIO : 19.200 km

AREA DE LA CUENCA : 85.160 km²

FACTOR DE AJUSTE : 0.932

FECHA ACTUALIZACION : 1970

ELEVACIONES (m.s.n.m.)	DISTANCIA PARCIAL (km)	DISTANCIA COMPENSADA (km)	DISTANCIA ACUMULADA (km)
3630 - 3600	0.200	0.186	0.186
3600 - 3500	2.100	1.957	2.144
3500 - 3400	1.400	1.305	3.449
3400 - 3300	1.600	1.491	4.940
3300 - 3200	1.000	0.932	5.872
3200 - 3100	0.750	0.699	6.571
3100 - 3000	0.700	0.652	7.223
3000 - 2900	1.000	0.932	8.155
2900 - 2800	1.150	1.072	9.227
2800 - 2700	1.000	0.932	10.159
2700 - 2600	1.400	1.305	11.464
2600 - 2500	4.600	4.287	15.751
2500 - 2400	2.500	2.330	18.082
2400 - 2370	1.200	1.118	19.200

P E N D I E N T E : S = 0.05038

INSTITUTO DE INGENIERIA
 CALCULO DE PENDIENTE POR EL
 METODO DE TAYLOR - SCHWARZ

NOMBRE DE LA PRESA : ANZALDO

NOMBRE DE LA CORRIENTE : RIO MAGDALENA

LONGITUD DEL RIO : 19.200 km

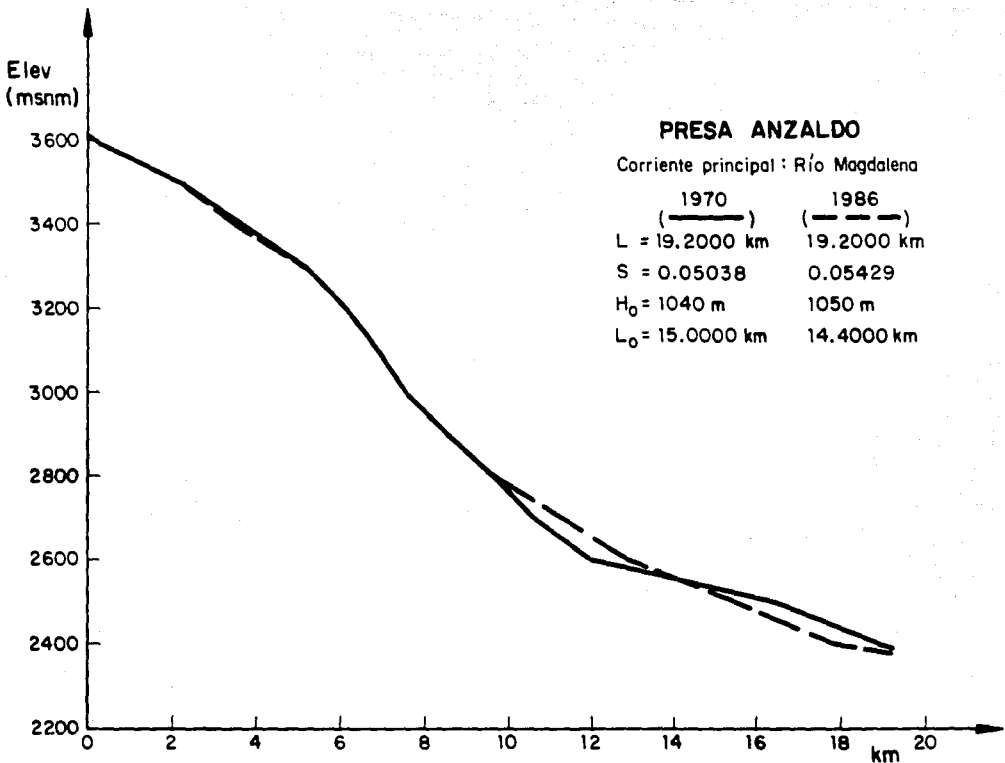
AREA DE LA CUENCA : 85.160 km²

FACTOR DE AJUSTE : 1.000

FECHA ACTUALIZACION : 1986

ELEVACIONES (m.s.n.m.)	DISTANCIA PARCIAL (km)	DISTANCIA COMPENSADA (km)	DISTANCIA ACUMULADA (km)
3600 - 3500	2.100	2.100	2.100
3500 - 3400	1.400	1.400	3.500
3400 - 3300	1.600	1.600	5.100
3300 - 3200	1.000	1.000	6.100
3200 - 3100	0.750	0.750	6.850
3100 - 3000	0.700	0.700	7.550
3000 - 2900	1.000	1.000	8.550
2900 - 2800	1.210	1.210	9.760
2800 - 2700	1.600	1.600	11.360
2700 - 2600	1.500	1.500	12.860
2600 - 2500	2.500	2.500	15.360
2500 - 2400	2.500	2.500	17.860
2400 - 2375	1.340	1.340	19.200

P E N D I E N T E : S = 0.05429



INSTITUTO DE INGENIERIA
 CALCULO DE PENDIENTE POR EL
 METODO DE TAYLOR - SCHWARZ

NOMBRE DE LA PRESA : ANZALDO

NOMBRE DE LA CORRIENTE : RIO ESLAVA

LONGITUD DEL RIO : 15.460 km

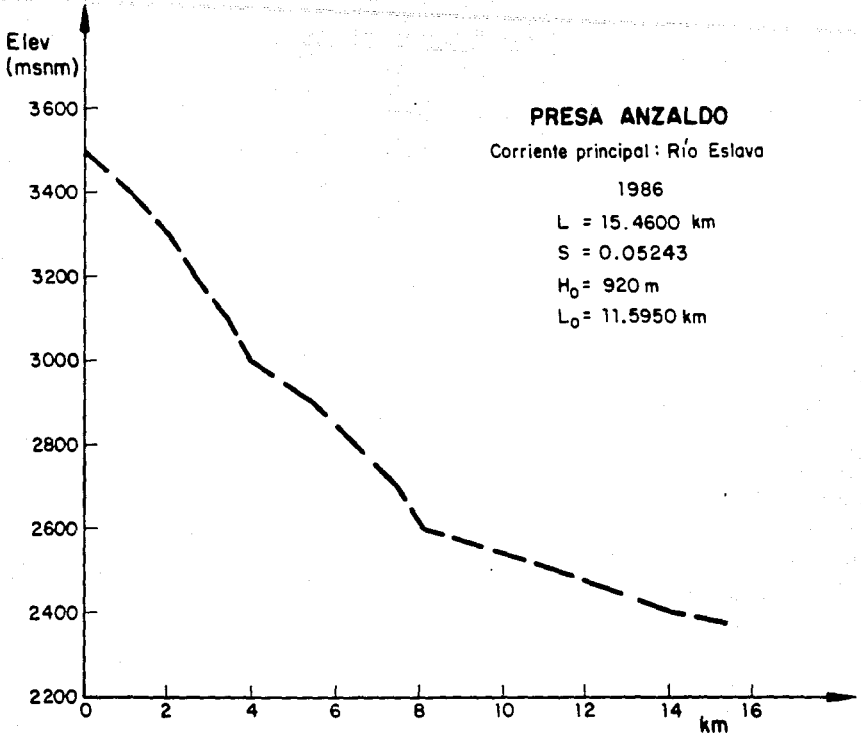
AREA DE LA CUENCA : 85.160 km²

FACTOR DE AJUSTE : 1.000

FECHA ACTUALIZACION : 1986

ELEVACIONES (m.s.n.m.)	DISTANCIA PARCIAL (km)	DISTANCIA COMPENSADA (km)	DISTANCIA ACUMULADA (km)
3500 - 3400	1.200	1.200	1.200
3400 - 3300	0.900	0.900	2.100
3300 - 3200	0.600	0.600	2.700
3200 - 3100	0.760	0.760	3.460
3100 - 3000	0.560	0.560	4.020
3000 - 2900	1.500	1.500	5.520
2900 - 2800	1.000	1.000	6.520
2800 - 2700	1.000	1.000	7.520
2700 - 2600	0.600	0.600	8.120
2600 - 2500	3.200	3.200	11.320
2500 - 2400	2.800	2.800	14.120
2400 - 2375	1.340	1.340	15.460

P E N D I E N T E : S = 0.05243



PRESA ANZALDO

Corriente principal: Río Eslava

1986

L = 15.4600 km

S = 0.05243

H₀ = 920 m

L₀ = 11.5950 km

ANEXO II

-Datos de precipitación

-Ajuste de los datos de precipitación a la distribución Gumbel de probabilidad

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION DE HIDROLOGIA

212-40-4

OFICINA DE CLIMATOLOGIA

LATITUD _____ PRECIPITACION _____ CONTROLADA POR _____
 LONGITUD _____ MAXIMA EN 24 HORAS _____ ESTACION _____
 ALTITUD _____ en mm. ESTADO _____

S.A.R.H.
TOTOLICH
MEXICO

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1971	4.6	0.0	15.7	6.8	25.6	42.2	26.2	24.7	41.5	20.5	5.0	2.2	42.2-VI-16
1972	0.0	2.6	0.8	6.6	25.0	37.8	23.0	23.0	28.5	10.4	14.7	7.5	37.8-VI-23
1973	5.0	2.3	1.2	17.7	37.0	16.5	45.5	66.8	25.5	7.7	2.6	INAP	66.8-VIII-25
1974	2.2	1.8	11.2	30.5	11.8	35.0	16.3	20.0	16.7	15.0	3.0	0.6	35.0-VI-19
1975	19.6	20.0	1.7	1.0	17.0	21.0	43.0	37.0	36.6	10.3	0.0	0.0	43.0-VII-8
1976	Inap	3.0	7.0	10.5	9.3	15.0	45.0	44.0	38.0	50.0	15.9	13.0	50.0-X-11
1977	4.9	0.9	0.0	2.0	20.0	16.7	38.0	14.0	28.0	28.5	2.0	11.0	38.0-VII-14
1978	0.0	10.0	36.0	6.0	12.5	35.0	30.0	30.8	44.5	44.5	6.0	36.0	44.5-VS-
1979	0.0	5.2	3.0	13.2	34.5	28.5	36.0	47.5	42.0	0.0	2.0	6.9	47.5-IX-28
1980	15.0	4.5	0.0	21.5	15.0	100.0	26.0	26.0	30.5	10.5	2.0	0.0	100.0-VI-25
SUMA													
PROM.													70

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION DE HIDROLOGIA

212-40-4

OFICINA DE CLIMATOLOGIA

LATITUD _____ PRECIPITACION _____ CONTROLADA POR _____
 LONGITUD _____ MAXIMA EN 24 HORAS _____ ESTACION _____
 ALTITUD _____ en mm. ESTADO _____

S.A.R.H.
TOTOLICH
MEXICO

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1981	20.0	4.4	7.5	19.0	12.0	30.0	65.0	41.0	10.0	18.0	2.0	3.5	65.0-VIII-8
1982	0.0	52.0	10.0	3.5	15.0	46.8	22.5	48.0	23.5	23.5	0.0	3.3	62.0-III-21
1983	11.5	5.5	3.0	0.0	9.0	54.0	70.0	39.5	23.5	7.0	4.5	14.5	70.0-VII-12
1984	6.0	4.0	0.0	3.0	9.0	30.0	36.5	20.5	42.0	23.0	3.0	2.0	42.0-IX-7
1985	1.0	1.0	6.0	12.0	16.0	46.0	17.5	20.0	23.5	14.0	9.5	0.0	46.0-VI-3
1986	0.0	0.0	0.0	0.0	15.0	39.0	55.0	33.5	18.5	53.0	2.0	Inap	55.0-VII-11
1987	0.0	4.0	10.0	5.0	8.0	24.0	14.0	41.0	75.0	0.0	2.5	0.0	75.0-IX-29
1988	1.0		18.3	10.5	26.0	21.5	40.0	26.4	54.5	3.09	22.5	0.0	
1989	0.8	0.5	2.0		17.0	35.8	33.4	52.6	29.0	37.0	1.3	6.1	
1990	Inap	2.5											
SUMA													
PROM.													

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

212-40-4

DIRECCION DE HIDROLOGIA

DEPARTAMENTO DE HIDROMETRIA - OFICINA DE CLIMATOLOGIA

LATITUD _____ PRECIPITACION CONTROLADA POR S. R. H.
 LONGITUD _____ MAXIMA EN 24 HORAS ESTACION PRESA TACUBAYA
 ALTITUD _____ EN mm. ESTADO DISTRITO FEDERAL

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1971	5.0 ¹⁰	0.0	17.0 ²⁰	6.5 ⁶	25.0 ²⁵	33.0 ¹⁶	44.5 ¹⁶	28.5 ³	23.0 ¹⁹	20.0 ¹¹	4.5 ²⁵	2.0 ¹	44.5-VII-10
1972	0.0	7.0 ⁷	2.5 ⁹	10.0 ³⁶	20.0 ³	30.0 ⁴	23.0 ¹²	21.5 ¹⁸	17.5 ¹⁵	13.5 ⁹	4.5 ³⁰	7.0 ¹²	50.0-VI-4
1973	0.0	2.6 ²²	0.0	9.8 ³⁰	21.0 ³¹	37.8 ²⁵	46.2 ¹⁶	24.5 ¹⁶	29.5 ¹⁸	14.8 ⁹	3.4 ²⁷	0.0	40.2-VII-14
1974	2.9 ¹⁸	1.1 ⁹	5.5 ¹³	19.5 ¹⁵	19.3 ³⁶	33.6 ¹⁹	41.2 ¹⁶	13.6 ¹²	14.2 ²⁸	7.0 ¹⁵	1.4 ⁹	0.3	45.2-VIII-9
1975	16.1 ²¹	0.2 ²⁵	2.3 ²¹	17.4 ²⁶	22.5 ³⁰	29.3 ²⁵	18.4 ¹⁹	18.5 ¹⁶	32.3 ²¹	40.5 ²⁷	0.0	0.0	40.5-X-27
1976	0.0	1.5 ³	18.3 ³¹	8.5 ²⁴	17.1 ⁹	21.4 ²²	53.8 ²	79.2 ²⁷	37.0 ²¹	32.6 ⁷	2.9 ²⁰	10.5 ²	79.2-VIII-27
1977	5.5 ²¹	14.2 ⁷	0.0	4.2 ¹¹	13.0 ¹³	28.1 ¹⁹	27.3 ²³	12.5 ¹⁰	32.0 ⁴	44.3 ²⁸	2.9 ²⁰	2.3 ¹²	44.3-X-28
1978	3.3 ⁹	10.3 ²²	30.5 ¹⁰	0.4 ⁸	57.5 ²¹	34.8 ²	31.9 ²⁴	28.9 ⁹	30.9 ⁸	31.0 ⁷	5.7 ²⁴	3.7 ¹⁵	57.5-V-21
1979	0.0	8.5 ¹¹	2.1 ²⁹	5.1 ²³	18.8 ¹⁶	21.2 ⁴	26.1 ¹⁶	29.3 ¹¹	30.9 ¹¹	0.5 ⁸²	0.7 ²¹	17.3 ⁴	30.9-IX-11
1980	14.4	1.6	0.2	15.2	18.5	24.4	17.5	22.7	43.0	28.8	0.5	0.0	43.0-IX-26

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

212-40-4

DIRECCION DE HIDROLOGIA

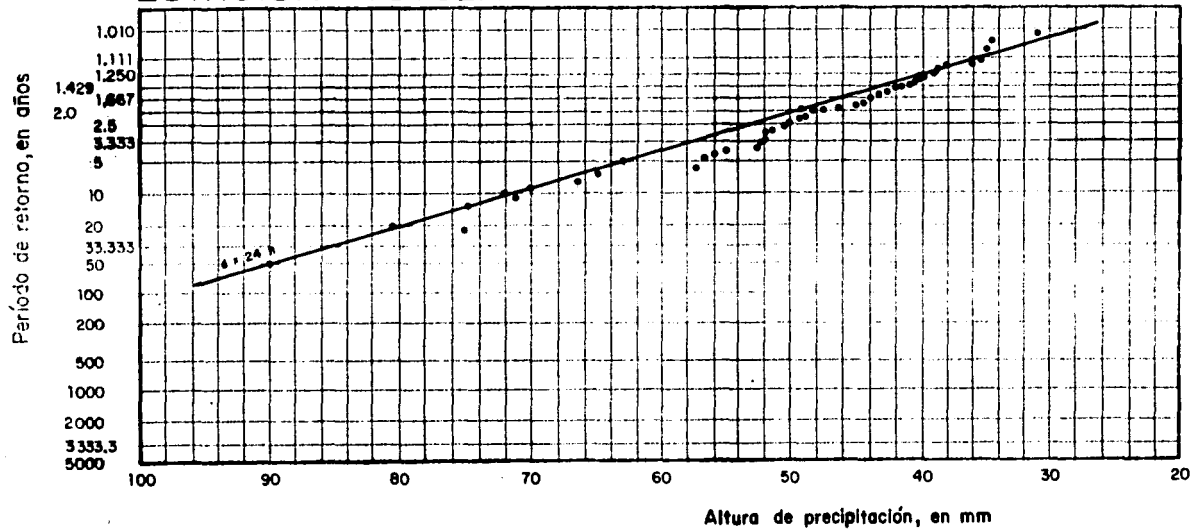
DEPARTAMENTO DE HIDROMETRIA - OFICINA DE CLIMATOLOGIA

LATITUD _____ PRECIPITACION CONTROLADA POR S. R. H.
 LONGITUD _____ MAXIMA EN 24 HORAS ESTACION PRESA TACUBAYA
 ALTITUD _____ EN mm. ESTADO DISTRITO FEDERAL

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1981	10.9 ¹⁷	4.3 ¹⁴	4.4 ¹¹	-	14.9 ³¹	20.1 ²³	42.5 ⁴	21.2 ⁵	25.0 ⁴	13.0 ²³	8.5 ³	3.1 ²⁶	
1982	0.0	2.6 ²¹	3.1 ¹⁶	5.6 ¹⁷	16.1 ²³	27.2 ²⁹	27.2 ¹¹	16.4 ³	12.0 ⁸	20.4 ¹¹	2.5 ²	2.8 ¹⁹	27.2-VI-29
1983	10.0 ¹⁻²	2.9 ²⁵	5.0 ¹³	0.0	8.6 ²⁵	38.8 ²⁰	36.0 ¹²	21.9 ¹¹	13.3 ¹³	20.2 ⁵	7.2 ⁵	36.6 ¹⁶	38.8-VI-20
1984	10.0 ⁴	10.0 ⁵	1.6 ²¹	1.3 ⁶	16.5 ²⁸	38.8 ²	35.0 ²⁶	19.6 ¹⁵	46.5 ²⁰	73.4 ¹²	0.3 ³	4.5 ¹²	73.4-X-12
1985	1.0	1.5	9.0	10.5	13.3	36.2	25.3	32.8	14.7	46.5	0.0	0.0	46.5-X-7
1986	0.0	0.7	0.6	4.2	22.2	42.6	25.1	40.6	18.8	16.7	1.6	0.0	42.6-VI-21
1987	0.0	1.5	2.0	13.2	15.0	34.0	30.0	20.0	15.5	0.0	2.0	0.0	34.0-VI-14
1988	0.0	1.5 ²	2.4 ²⁶	12.2 ²²	3.3 ³¹	34.0 ¹⁴	30.0 ⁷	20.0 ⁶	20.0 ¹⁸	0.0	0.0	0.0	34.0-VI-14
1989													
1990													
SUMA													
PROM.													

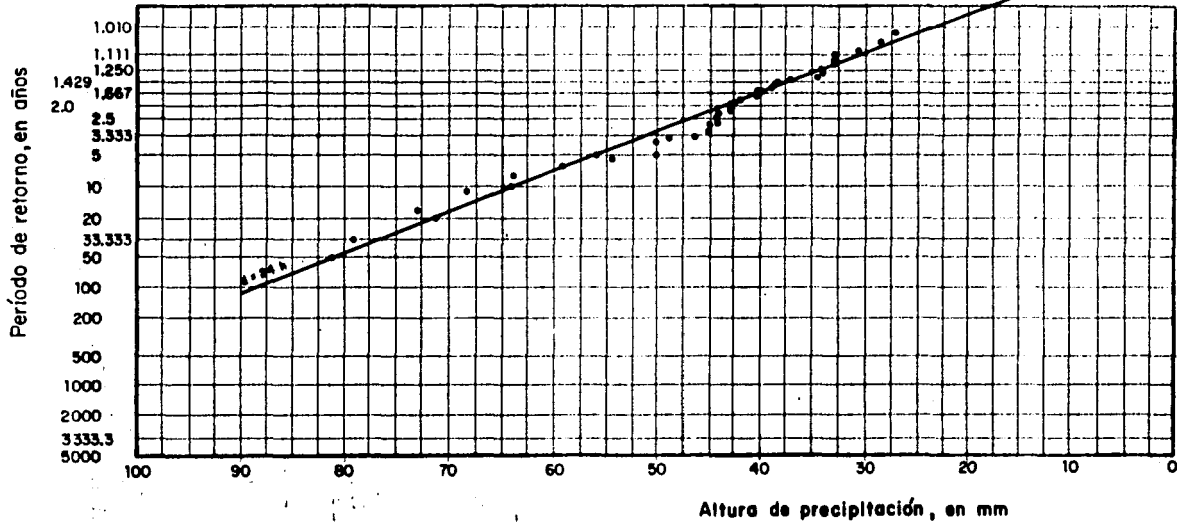
ESTACION : TOTOLICA

DEPENDENCIA: SARH



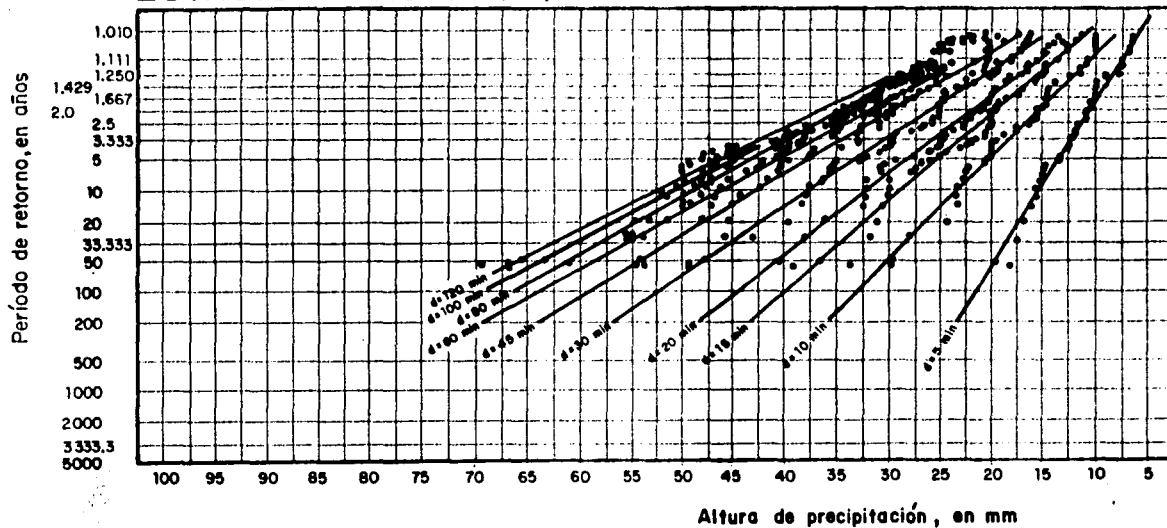
ESTACION : TACUBAYA

DEPENDENCIA: SARH



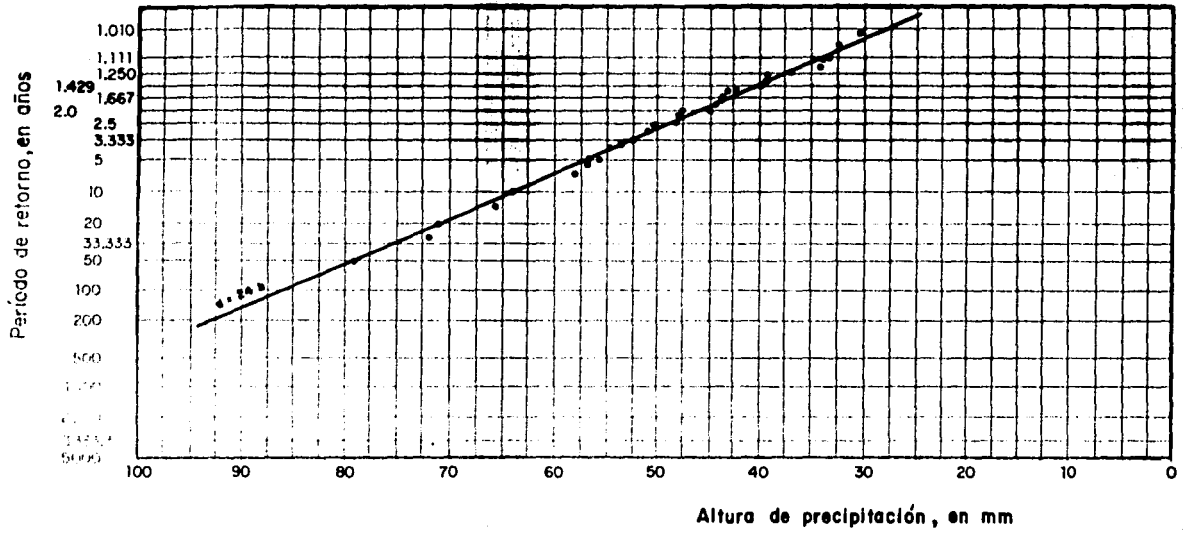
ESTACION: TACUBAYA, D. F.

DEPENDENCIA: SMN



ESTACION: PRESA ANZALDO

DEPENDENCIA: SARH



A N E X O III

-Descripción y operación del programa de computadora para determinar el hidrograma de diseño

-Resultados

```

10 CLS: CLEAR
20 LOCATE 7,14: PRINT " INSTITUTO DE INGENIERIA ": PRINT
30 PRINT "
40 LOCATE 12,15: PRINT " HIDROGRAMA DE DISEÑO "
50 LOCATE 15,25: PRINT " JUNIO 1991 "
60 FOR I=1 TO 8000: NEXT I: CLS
70 PRINT " CALCULO DE LA PRECIPITACION ": PRINT
80 INPUT " Se calcular el hidrograma de la cuenca de la presa ? ", P$: PRINT
90 DIM C(10), A(10), B(10)
100 PRINT " Coordenadas de su centro de gravedad ": PRINT
110 INPUT " Latitud norte = ? ", C$
120 INPUT " Latitud sur = ? ", OS$: PRINT: PRINT
130 INPUT " Altura de precip. para una duracion de 24 horas y Tr=5 = ", C(3)
: PRINT
140 INPUT " Factor de ajuste para una duracion (en horas) de = ? ", D
150 INPUT " ? ", C(4)
160 C(5)=C(3)*C(4)
170 INPUT " Factor de ajuste para un periodo de retorno (en a.os) de = ? ",
T
180 INPUT " ? ", C(6): PRINT
190 C(7)=C(5)*C(6)
200 INPUT " Factor de ajuste por rea de cuenca = ? ", AA
210 CLS: C(7)=C(7)*AA
220 PRINT " Precipitacion para una duracion de " ; D ; " horas y Tr=5 a.os hp=" ; C
(5) ; " mm ": PRINT
230 PRINT " Precipitacion para d=" ; D ; " horas y Tr=" ; T ; " a.os hp=" ; C(7) ; " mm ": PR
INT
240 PRINT : PRINT
250 INPUT " Area urbana en km2 = ? ", A(1)
260 INPUT " Area suburbana en km2 = ? ", A(2)
270 INPUT " Area natural en km2 = ? ", A(3): PRINT
280 A(4)=A(1)+A(2)+A(3)
290 INPUT " Coeficiente de area urbana = ? ", A(5)
300 INPUT " Coeficiente de area suburbana = ? ", A(6)
310 INPUT " Coeficiente de area natural = ? ", A(10): PRINT: PRINT
320 A(7)=((A(5)*A(1)*C(7))+(A(2)*A(6)*C(7))+(A(3)*A(10)*C(7)))/A(4)
330 CLS: PRINT " PRECIPITACION EFECTIVA = " ; A(7) ; " mm ": PRINT
340 N=8
350 DIM H(12), F(12), G(8), D(30), T(50), Q(30)
360 FOR I=1 TO 12
370 READ F(I): NEXT I
380 FOR I=1 TO 8
390 READ G(I): NEXT I
400 FOR I=1 TO 27
410 READ D(I) : NEXT I
420 FOR I=1 TO 8
430 H(I)=A(7)*G(I)
440 NEXT I
450 DATA .021, .026, .035, .066, .095, .19, .3, .1, .073, .041, .03, .023
460 DATA .04, .048, .088, .222, .378, .122, .057, .045
470 DATA .015, .075, .16, .281, .431, .6, .769, .89, .969, 1, .981, .919, .84, .75, .66, .566, .
419, .319, .24, .181, .131, .098, .075, .037, .017, .01, .004
480 PRINT " Tus " ; N ; " barras del hietograma son ": PRINT
490 FOR I=1 TO N
500 PRINT " H(" ; I ; ") = " ; : PRINT USING "###.###"; H(I); : PRINT " mm "

```

```

500 PRINT "      H(";I;")= ";:PRINT USING "N.NNN";H(I);:PRINT " mm"
510 NEXT I
520 FOR I=1 TO 6000:NEXT I
530 CLS
540 PRINT "      CALCULO DEL ESCURRIMIENTO      ";P$:PRINT
550 INPUT "      Longitud del cauce en metros = ? ",L
560 INPUT "      Pendiente del cauce = ? ",S
570 B(1)=.0003245*(L/(S^.5))^.77
580 B(2)=(.5*(D/N))+((.6)*B(1))
590 B(3)=A(4)/(4.78*B(2))
600 FOR I=1 TO 50
610 J=I/10
620 T(I)=J*B(2)
630 NEXT I
640 FOR I=1 TO 27
650 Q(I)=B(3)*D(J)
660 NEXT I
670 CLS
680 PRINT "      Tiempo de concentracion = ";B(1);"horas":PRINT
690 PRINT "      TABLA DE TIEMPOS DEL HIDROGRAMA UNITARIO EN HORAS":PRINT:PRINT
700 FOR I=1 TO N-1
710 J=I/10
720 PRINT "      T(";:PRINT USING "N.N";J;:PRINT ") = ";:PRINT USI
NG "N.NNN";T(I)
730 NEXT I
740 CLS
750 PRINT "      ";P$:PRINT
760 PRINT "      TABLA DE GASTOS DEL HIDROGRAMA UNITARIO EN m3/s/mm":PRINT:PRINT
:PRINT
770 PRINT "      Tiempo de pico del hidrograma = ";B(2);"horas":PRINT
780 PRINT "      Gasto unitario de pico = ";B(3);"m3/s/mm":PRINT
790 PRINT :PRINT :PRINT
800 FOR I=1 TO 27
810 PRINT "      q(";:PRINT USING "N.NNN";D(I);:PRINT ") = ";:PRINT USING "
N.NNN";Q(I)
820 NEXT I
830 CLS:PRINT :PRINT
840 INPUT "      Cuantos puntos en total como resultado de interpolacion = ? ",M:
PRINT
850 DIM R(M,N),K(M),E(M)
860 FOR I=1 TO M
870 PRINT "      Q(";I;") = ";:INPUT K(I):PRINT
880 NEXT I
890 FOR I=1 TO N
900 FOR J=1 TO M
910 R(I,J)=H(I)*K(J)
920 NEXT I
930 NEXT J
940 CLS
950 PRINT "      P R E S A -- ";P$:PRINT
960 PRINT "      R E S U L T A D O S ":PRINT :PRINT
970 PRINT "      GASTOS EN m3/s PARA CADA BARRA DEL HIETOGRAMA ":PRINT :P
RINT:PRINT
980 PRINT "      1A.BARRA          2A.BARRA          3A.BARRA          4A.
BARRA":PRINT
990 PRINT "
1000 PRINT

```

```

1000 PRINT
1010 FOR I=1 TO M
1020 PRINT USING "      ##.###          ";R(1,I),R(2,I),R(3,I),R(4,I)
1030 NEXT I
1040 PRINT :PRINT :PRINT :PRINT :PRINT
1050 PRINT "      5A.BARRA          6A.BARRA          7A.BARRA          8A.
BARRA":PRINT
1060 PRINT "
_____
":PRINT
1070 FOR I=1 TO M
1080 PRINT USING "      ##.###          ";R(5,I);R(6,I);R(7,I);R(8,I);
1090 NEXT I
1100 E(1)=R(1,1):E(2)=R(1,2)+R(2,1):E(3)=R(1,3)+R(2,2)+R(3,1)
1110 E(4)=R(1,4)+R(2,3)+R(3,2)+R(4,1):E(5)=R(1,5)+R(2,4)+R(3,3)+R(4,2)+R(5,1)
1120 E(6)=R(1,6)+R(2,5)+R(3,4)+R(4,3)+R(5,2)+R(6,1):W=(D#60)/N
1130 E(7)=R(1,7)+R(2,6)+R(3,5)+R(4,4)+R(5,3)+R(6,2)+R(7,1)
1140 FOR I=8 TO M+N
1150 E(I)=R(1,I)+R(2,I-1)+R(3,I-2)+R(4,I-3)+R(5,I-4)+R(6,I-5)+R(7,I-6)+R(8,I-7)
1160 NEXT I
1170 X(1)=0
1180 FOR I=2 TO M+N
1190 X(I)=W*(I-1):NEXT I
1200 CLS: PRINT "
PRESA - - - - ";P$:PRINT :PRINT :PRINT
1210 PRINT "
HIDROGRAMA DE ENTRADA ":PRINT:PR
INT
1220 PRINT "
TIEMPO          GASTO"
1230 PRINT "
i          ( minutos )          ( m3/s )":PRINT:PRINT
1240 FOR I=1 TO N
1250 PRINT USING "
##          ";I:I:PRINT USING "###";X(I):PRI
NT "
":PRINT USING "##.###";E(I)
1260 NEXT I
1270 CLS:LOCATE 7,14:PRINT "LISTO PARA IMPRIMIR RESU
LTADOS":PRINT
1280 LOCATE 22,25:INPUT " ( SI / NO ) ? ",S$
1290 IF S$="SI" THEN 1310
1300 GOTO 1270
1310 CLS:LPRINT "
CALCULO DEL HIDROGRAMA DE D
ISEÑO":LPRINT :LPRINT
1320 LOCATE 12,15:PRINT "
- - IMPRIMIENDO - - "
1330 LPRINT "
CALCULO DE PRECIPITACION ":LPRIN
T
1340 LPRINT "
PARA LA PRESA ";P$:LPRINT :LPRINT
1350 LPRINT "
COORDENADAS DE SU CENTRO DE GRAVEDAD":LPRINT
1360 LPRINT "
LATITUD NORTE = ";C$
1370 LPRINT "
LATITUD SUR = ";O$:LPRINT:LPRINT
1380 LPRINT "
Hp 24 , 5 = ";:LPRINT USING "###.###";C(3):LPRINT " ## ";
:LPRINT "
FACTOR POR DURACION = ";:LPRINT USING "###.###";C(4):LPRINT
1390 LPRINT "
Hp ";D", 5 = ";:LPRINT USING "###.###";C(5):LPRINT " ##
":LPRINT "
FACTOR POR PERIODO DE RETORNO = ";:LPRINT USING "###.###";C(6):L
PRINT
1400 LPRINT "
Hp ";D", ";T" = ";:LPRINT USING "###.###";C(7):LPRINT " ##
":LPRINT "
FACTOR POR AREA DE CUENCA = ";:LPRINT USING "###.###";AA:LPRINT
:LPRINT

```

```

1400 LPRINT "      Hp ";D;" ";T;"=" ";;LPRINT USING "###.###";C(7);:LPRINT " mm
";:LPRINT "      FACTOR POR AREA DE CUENCA = ";:LPRINT USING "N.##";AA:LPRINT
:LPRINT
1410 LPRINT "          AREA URBANA = ";:LPRINT USING"###.###";A(1);:
LPRINT " Km2"
1420 LPRINT "          AREA SUBURBANA = ";:LPRINT USING"###.###";A(2
);:LPRINT " Km2"
1430 LPRINT "          AREA NATURAL = ";:LPRINT USING"###.###";A(3);
:LPRINT " Km2":LPRINT
1440 LPRINT "      COEFICIENTE DE AREA URBANA = ";:LPRINT USING"N.##
";A(5)
1450 LPRINT "      COEFICIENTE DE AREA SUBURBANA = ";:LPRINT USING"N
.###";A(6)
1460 LPRINT "      COEFICIENTE DE AREA NATURAL = ";:LPRINT USING"N.##
";A(10):LPRINT:LPRINT
1470 LPRINT "
1480 LPRINT "      PRECIPITACION EFECTIVA = ";:LPRINT USING"###.###
";A(7);:LPRINT " mm"
1490 LPRINT "
RINT
1500 LPRINT "
1510 FOR I=1 TO 8
1520 LPRINT "          H(";I;" )= ";:LPRINT USING "##.###";H(I);:L
PRINT " mm"
1530 NEXT I
1540 LPRINT :LPRINT
1550 LPRINT "      LONGITUD DEL CAUCE = ";:LPRINT USING"#####.##";L;:LP
RINT " metros":LPRINT
1560 LPRINT "      PENDIENTE DEL CAUCE = ";:LPRINT USING"N.#####";S:LPR
INT
1570 LPRINT "      TIEMPO DE CONCENTRACION = ";:LPRINT USING"##.###";B(
1);:LPRINT " horas":LPRINT
1580 LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT
1590 LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT
1600 LPRINT "      C A L C U L O   D E L   E S C U R R I M I E N T O ":LPR
INT
1610 LPRINT "      P A R A   L A   P R E S A ";P:LPRINT :LPRINT
1620 LPRINT "      TABLA DE TIEMPOS DEL HIDROGRAMA UNITARIO EN HORAS":LPRIN
T:LPRINT :
1630 FOR I=1 TO 50
1640 J=I/10
1650 LPRINT "          T(";:LPRINT USING "N.##";J;:LPRINT ") = ";:LP
RINT USING "##.###";T(I)
1660 NEXT I
1670 LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT:LPRINT :LPRINT:LPRINT :LPRIN
T :LPRINT
1680 LPRINT "      P A R A   L A   P R E S A ";P:LPRINT :LPRINT
1690 LPRINT "      TABLA DE GASTOS DEL HIDROGRAMA UNITARIO EN m3/s/mm":LPRIN
T:LPRINT :LPRINT
1700 LPRINT "      TIEMPO DE PICO DEL HIDROGRAMA = ";:LPRINT USING"##.###";B
(2);:LPRINT " horas":LPRINT
1710 LPRINT "      GASTO UNITARIO DE PICO = ";:LPRINT USING"##.###";B(3);:LP
RINT " m3/s/mm":LPRINT
1720 LPRINT :LPRINT :LPRINT
1730 FOR I=1 TO 27
1740 LPRINT "          q(";:LPRINT USING"N.###";D(I);:LPRINT ") = ";:LPRIN
T USING "##.###";Q(I)
1750 NEXT I

```

```

1750 NEXT I
1760 LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPR
INT :LPRINT
1770 LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPR
INT :LPRINT
1780 LPRINT "          P A R A   L A   P R E S A   ";P$:LPRINT :LPRINT
1790 LPRINT "          GASTOS EN 3/5 PARA CADA BARRA DEL HIETOGRAMA ":LPR
INT :LPRINT:LPRINT
1800 LPRINT "          1A.BARRA                2A.BARRA                3A.BARRA                4
A.BARRA":LPRINT
1810 LPRINT "
-----
1820 LPRINT
1830 FOR I=1 TO 12
1840 LPRINT USING "          ##.###                ";R(1,I),R(2,I),R(3,I),R(4,I)
1850 NEXT I
1860 LPRINT :LPRINT :LPRINT:LPRINT :LPRINT
1870 LPRINT "          5A.BARRA                6A.BARRA                7A.BARRA                8A
.BARRA":LPRINT
1880 LPRINT "
-----
":LPRINT
1890 FOR I=1 TO 12
1900 LPRINT USING "          ##.###                ";R(5,I),R(6,I),R(7,I),R(8,I)
1910 NEXT I
1920 LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPR
INT :LPRINT
1930 LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPRINT :LPR
INT :LPRINT
1940 LPRINT :LPRINT
1950 LPRINT "          P R E S A   -   -   -   ";P$:LPRINT :LPRINT :LPRINT
1960 LPRINT "          H I D R O G R A M A   D E   D I S E N O   ":LPRINT
:LPRINT
1970 LPRINT "          TIEMPO                GASTO"
1980 LPRINT "          i                ( minutos )                ( 3/5 )":LPRINT:LPR
INT
1990 FOR I=1 TO M+N
2000 LPRINT USING "          ##                ";I;:LPRINT USING"###";X(I);:L
PRINT "          ";:LPRINT USING"##.###";E(I)
2010 NEXT I
2020 END

```

CALCULO DEL HIDROGRAMA DE DISEÑO

CALCULO DE PRECIPITACION
PARA LA PRESA TOTOLICA

COORDENADAS DE SU CENTRO DE GRAVEDAD

LATITUD NORTE = 19.26.45
LATITUD S U R = 99.19.45

Hp 24 , 5 = 62.600 mm

FACTOR POR DURACION = 0.84

Hp 4 , 5 = 52.584 mm

FACTOR POR PERIODO DE RETORNO = 1.60

Hp 4 , 50 = 84.134 mm

FACTOR POR AREA DE CUENCA = 1.00

AREA URBANA = 0.539 Km²

AREA SUBURBANA = 4.180 Km²

AREA NATURAL = 13.646 Km²

COEFICIENTE DE AREA URBANA = 0.450

COEFICIENTE DE AREA SUBURBANA = 0.069

COEFICIENTE DE AREA NATURAL = 0.016

PRECIPITACION EFECTIVA = 3.433 mm

LAS 8 BARRAS DEL HIETOGRAMA SON

H(1) = 0.137 mm

H(2) = 0.165 mm

H(3) = 0.302 mm

H(4) = 0.762 mm

H(5) = 1.298 mm

H(6) = 0.419 mm

H(7) = 0.196 mm

H(8) = 0.154 mm

LONGITUD DEL CAUCE = 10550.00 metros

PENDIENTE DEL CAUCE = 0.06507

TIEMPO DE CONCENTRACION = 1.164 horas

CALCULO DEL ESCURRIMIENTO
PARA LA PRESA TOTOLICA

TABLA DE TIEMPOS DEL HIDROGRAMA UNITARIO EN HORAS

T(0.1)	=	0.095
T(0.2)	=	0.190
T(0.3)	=	0.285
T(0.4)	=	0.379
T(0.5)	=	0.474
T(0.6)	=	0.569
T(0.7)	=	0.664
T(0.8)	=	0.759
T(0.9)	=	0.854
T(1.0)	=	0.948
T(1.1)	=	1.043
T(1.2)	=	1.138
T(1.3)	=	1.233
T(1.4)	=	1.328
T(1.5)	=	1.423
T(1.6)	=	1.517
T(1.7)	=	1.612
T(1.8)	=	1.707
T(1.9)	=	1.802
T(2.0)	=	1.897
T(2.1)	=	1.992
T(2.2)	=	2.087
T(2.3)	=	2.181
T(2.4)	=	2.276
T(2.5)	=	2.371
T(2.6)	=	2.466
T(2.7)	=	2.561
T(2.8)	=	2.656
T(2.9)	=	2.750
T(3.0)	=	2.845
T(3.1)	=	2.940
T(3.2)	=	3.035
T(3.3)	=	3.130
T(3.4)	=	3.225
T(3.5)	=	3.319
T(3.6)	=	3.414
T(3.7)	=	3.509
T(3.8)	=	3.604
T(3.9)	=	3.699
T(4.0)	=	3.794
T(4.1)	=	3.889
T(4.2)	=	3.983
T(4.3)	=	4.078
T(4.4)	=	4.173
T(4.5)	=	4.268
T(4.6)	=	4.363
T(4.7)	=	4.458
T(4.8)	=	4.552
T(4.9)	=	4.647
T(5.0)	=	4.742

PARA LA PRESA TOTOLICA

TABLA DE GASTOS DEL HIDROGRAMA UNITARIO EN m³/s/mm

TIEMPO DE PICO DEL HIDROGRAMA = 0.948 horas

GASTO UNITARIO DE PICO = 4.051 m³/s/mm

q(0.015)	=	0.061
q(0.075)	=	0.304
q(0.160)	=	0.648
q(0.281)	=	1.138
q(0.431)	=	1.746
q(0.600)	=	2.431
q(0.769)	=	3.115
q(0.890)	=	3.605
q(0.969)	=	3.925
q(1.000)	=	4.051
q(0.981)	=	3.974
q(0.919)	=	3.723
q(0.840)	=	3.403
q(0.750)	=	3.038
q(0.660)	=	2.674
q(0.566)	=	2.293
q(0.419)	=	1.697
q(0.319)	=	1.292
q(0.240)	=	0.972
q(0.181)	=	0.733
q(0.131)	=	0.531
q(0.098)	=	0.397
q(0.075)	=	0.304
q(0.037)	=	0.150
q(0.017)	=	0.069
q(0.010)	=	0.041
q(0.004)	=	0.016

P A R A L A P R E S A T O T A L I C A

GASTOS EN m3/s PARA CADA BARRA DEL HIETOGRAMA

1A. BARRA	2A. BARRA	3A. BARRA	4A. BARRA
0.000	0.000	0.000	0.000
			1.472
0.374	0.389	0.714	
0.154	0.184	0.338	0.852
0.070	0.084	0.153	0.386
0.035	0.042	0.077	0.194
0.016	0.020	0.036	0.091
0.008	0.009	0.017	0.043
0.004	0.005	0.009	0.022
0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	0.000	0.000	0.000

5A. BARRA	6A. BARRA	7A. BARRA	8A. BARRA
0.000	0.000	0.000	0.000
2.507	0.809	0.378	0.298
5.202	1.679	0.784	0.619
3.066	0.990	0.462	0.365
1.451	0.468	0.219	0.173
0.658	0.212	0.099	0.078
0.330	0.106	0.050	0.039
0.154	0.050	0.023	0.018
0.074	0.024	0.011	0.009
0.038	0.012	0.006	0.004
0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	0.000	0.000	0.000

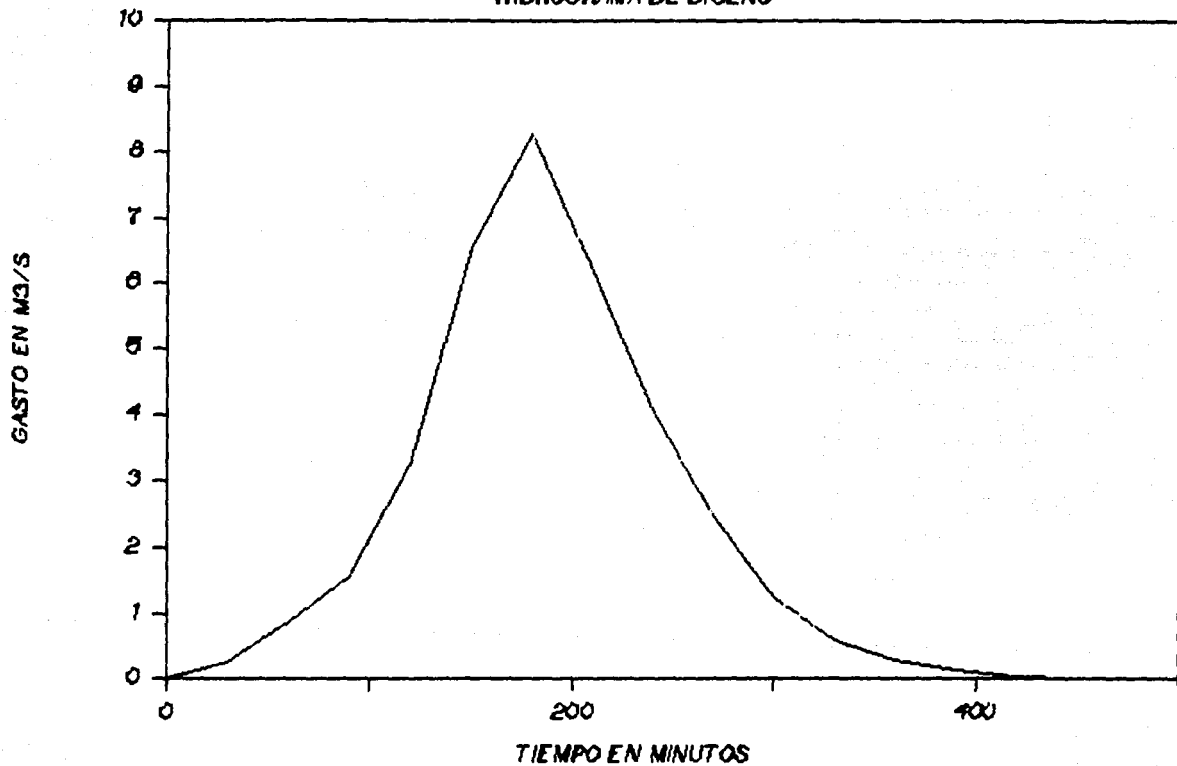
PRESA - - - - TOTALICA

HIDROGRAMA DE DISEÑO

i	TIEMPO (minutos)	GASTO (m ³ /s)
1	0	0.0000
2	30	0.2653
3	60	0.8688
4	90	1.5687
5	120	3.2262
6	150	6.5297
7	180	8.2680
8	210	6.1865
9	240	4.0137
10	270	2.4506
11	300	1.2384
12	330	0.5849
13	360	0.2739
14	390	0.1240
15	420	0.0417
16	450	0.0145
17	480	0.0045
18	510	0.0000
19	540	0.0000

PRESA TOTOLICA

HIDROGRAMA DE DISEÑO



CALCULO DEL HIDROGRAMA DE DISEÑO

CALCULO DE PRECIPITACION

PARA LA PRESA TACUBAYA

COORDENADAS DE SU CENTRO DE GRAVEDAD

LATITUD NORTE = 19.22.40

LATITUD SUR = 99.15.10

Hp 24 , 5 = 61.200 mm

FACTOR POR DURACION = 0.84

Hp 4 , 5 = 51.408 mm

FACTOR POR PERIODO DE RETORNO = 1.60

Hp 4 , 50 = 82.253 mm

FACTOR POR AREA DE CUENCA = 1.00

AREA URBANA = 2.518 Km²

AREA SUBURBANA = 3.025 Km²

AREA NATURAL = 3.282 Km²

COEFICIENTE DE AREA URBANA = 0.450

COEFICIENTE DE AREA SUBURBANA = 0.080

COEFICIENTE DE AREA NATURAL = 0.016

PRECIPITACION EFECTIVA = 13.306 mm

LAS 8 BARRAS DEL HIETOGRAMA SON

H(1) = 0.532 mm

H(2) = 0.639 mm

H(3) = 1.171 mm

H(4) = 2.954 mm

H(5) = 5.030 mm

H(6) = 1.623 mm

H(7) = 0.758 mm

H(8) = 0.599 mm

LONGITUD DEL CAUCE = 9530.00 metros

PENDIENTE DEL CAUCE = 0.04592

TIEMPO DE CONCENTRACION = 1.231 horas

CALCULO DEL ESCURRIMIENTO

PARA LA PRESA TACUBAYA

TABLA DE TIEMPOS DEL HIDROGRAMA UNITARIO EN HORAS

T(0.1)	=	0.099
T(0.2)	=	0.198
T(0.3)	=	0.297
T(0.4)	=	0.395
T(0.5)	=	0.494
T(0.6)	=	0.593
T(0.7)	=	0.692
T(0.8)	=	0.791
T(0.9)	=	0.890
T(1.0)	=	0.989
T(1.1)	=	1.087
T(1.2)	=	1.186
T(1.3)	=	1.285
T(1.4)	=	1.384
T(1.5)	=	1.483
T(1.6)	=	1.582
T(1.7)	=	1.681
T(1.8)	=	1.779
T(1.9)	=	1.878
T(2.0)	=	1.977
T(2.1)	=	2.076
T(2.2)	=	2.175
T(2.3)	=	2.274
T(2.4)	=	2.373
T(2.5)	=	2.471
T(2.6)	=	2.570
T(2.7)	=	2.669
T(2.8)	=	2.768
T(2.9)	=	2.867
T(3.0)	=	2.966
T(3.1)	=	3.065
T(3.2)	=	3.163
T(3.3)	=	3.262
T(3.4)	=	3.361
T(3.5)	=	3.460
T(3.6)	=	3.559
T(3.7)	=	3.658
T(3.8)	=	3.757
T(3.9)	=	3.855
T(4.0)	=	3.954
T(4.1)	=	4.053
T(4.2)	=	4.152
T(4.3)	=	4.251
T(4.4)	=	4.350
T(4.5)	=	4.449
T(4.6)	=	4.547
T(4.7)	=	4.646
T(4.8)	=	4.745
T(4.9)	=	4.844
T(5.0)	=	4.943

P A R A L A P R E S A T A C U B A Y A

TABLA DE GASTOS DEL HIDROGRAMA UNITARIO EN m³/s/mm

TIEMPO DE PICO DEL HIDROGRAMA = 0.989 horas

GASTO UNITARIO DE PICO = 1.868 m³/s/mm

q(0.015)	=	0.028
q(0.075)	=	0.140
q(0.160)	=	0.299
q(0.281)	=	0.525
q(0.431)	=	0.805
q(0.600)	=	1.121
q(0.769)	=	1.436
q(0.890)	=	1.662
q(0.969)	=	1.810
q(1.000)	=	1.868
q(0.981)	=	1.832
q(0.919)	=	1.716
q(0.840)	=	1.569
q(0.750)	=	1.401
q(0.660)	=	1.233
q(0.566)	=	1.057
q(0.419)	=	0.783
q(0.319)	=	0.596
q(0.240)	=	0.448
q(0.181)	=	0.338
q(0.131)	=	0.245
q(0.098)	=	0.183
q(0.075)	=	0.140
q(0.037)	=	0.069
q(0.017)	=	0.032
q(0.010)	=	0.019
q(0.004)	=	0.007

P A R A L A P R E S A T A C U B A Y A

GASTOS EN m3/s PARA CADA BARRA DEL HIETOGRAMA

1A. BARRA	2A. BARRA	3A. BARRA	4A. BARRA
0.000	0.000	0.000	0.000
0.438	0.526	0.964	2.431
0.992	1.190	2.181	5.503
0.640	0.768	1.407	3.551
0.308	0.370	0.678	1.710
0.148	0.178	0.326	0.821
0.072	0.086	0.158	0.399
0.035	0.042	0.077	0.195
0.016	0.020	0.036	0.092
0.010	0.011	0.021	0.053
0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	0.000	0.000	0.000

5A. BARRA	6A. BARRA	7A. BARRA	8A. BARRA
0.000	0.000	0.000	0.000
4.139	1.336	0.624	0.493
9.370	3.024	1.413	1.116
6.046	1.951	0.912	0.720
2.912	0.940	0.439	0.347
1.398	0.451	0.211	0.166
0.679	0.219	0.102	0.081
0.332	0.107	0.050	0.040
0.156	0.050	0.024	0.019
0.091	0.029	0.014	0.011
0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	0.000	0.000	0.000

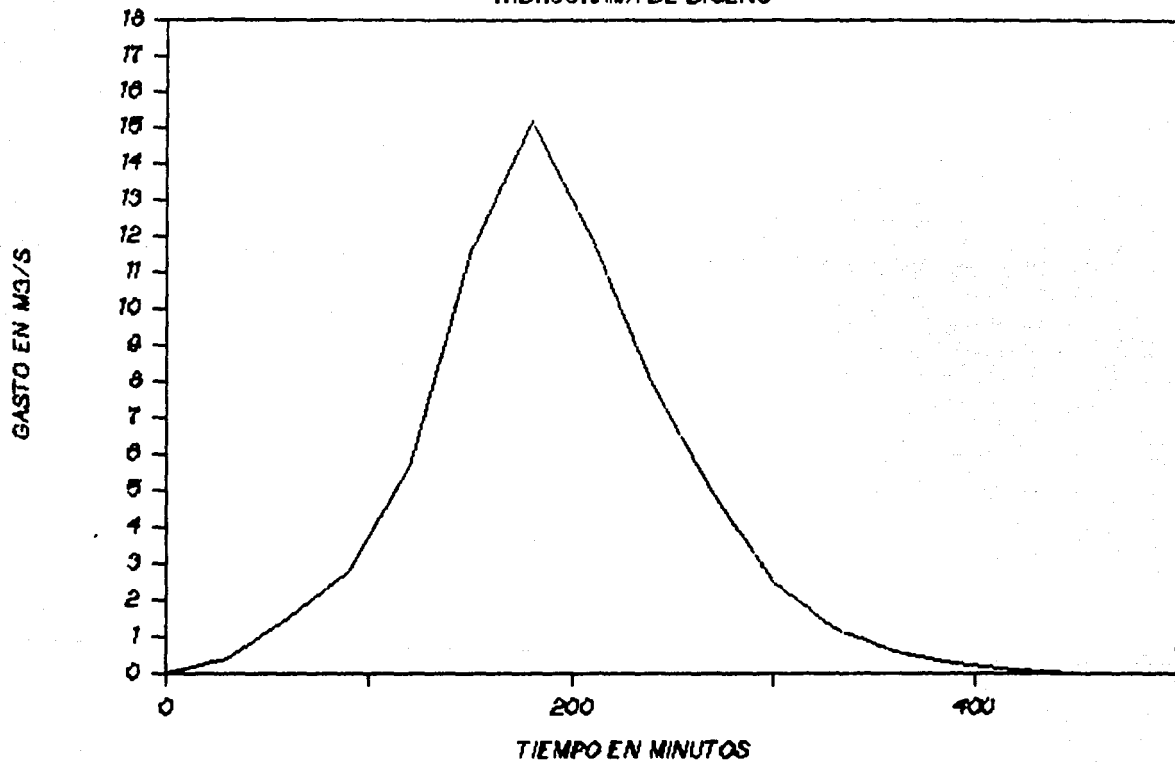
PRESA - - - - TACUBAYA

HIDROGRAMA DE DISEÑO

i	TIEMPO (minutos)	GASTO (m ³ /s)
1	0	0.0000
2	30	0.4380
3	60	1.5172
4	90	2.7933
5	120	5.6884
6	150	11.5678
7	180	15.1842
8	210	11.8513
9	240	7.8071
10	270	4.8707
11	300	2.5319
12	330	1.2213
13	360	0.5851
14	390	0.2717
15	420	0.0923
16	450	0.0322
17	480	0.0108
18	510	0.0000
19	540	0.0000

PRESA TACUBAYA

HIDROGRAMA DE DISEÑO



CALCULO DEL HIDROGRAMA DE DISEÑO

CALCULO DE PRECIPITACION PARA LA PRESA ANZALDO

COORDENADAS DE SU CENTRO DE GRAVEDAD

LATITUD NORTE = 19.15.00
LATITUD SUR = 99.16.30

Hp 24 , 5 = 64.300 mm FACTOR POR DURACION = 0.84
Hp 4 , 5 = 54.012 mm FACTOR POR PERIODO DE RETORNO = 1.60
Hp 4 , 50 = 86.419 mm FACTOR POR AREA DE CUENCA = 1.00

AREA URBANA = 9.004 Km²
AREA SUBURBANA = 8.324 Km²
AREA NATURAL = 67.832 Km²

COEFICIENTE DE AREA URBANA = 0.350
COEFICIENTE DE AREA SUBURBANA = 0.069
COEFICIENTE DE AREA NATURAL = 0.016

PRECIPITACION EFECTIVA = 4.882 mm

LAS 8 BARRAS DEL HIETOGRAMA SON

H(1) = 0.195 mm
H(2) = 0.234 mm
H(3) = 0.430 mm
H(4) = 1.084 mm
H(5) = 1.845 mm
H(6) = 0.596 mm
H(7) = 0.278 mm
H(8) = 0.220 mm

LONGITUD DEL CAUCE = 19200.00 metros

PENDIENTE DEL CAUCE = 0.05429

TIEMPO DE CONCENTRACION = 1.979 horas

CALCULO DEL ESCURRIMIENTO
PARA LA PRESA ANZALDO

TABLA DE TIEMPOS DEL HIDROGRAMA UNITARIO EN HORAS

T(0.1)	=	0.144
T(0.2)	=	0.288
T(0.3)	=	0.431
T(0.4)	=	0.575
T(0.5)	=	0.719
T(0.6)	=	0.863
T(0.7)	=	1.006
T(0.8)	=	1.150
T(0.9)	=	1.294
T(1.0)	=	1.438
T(1.1)	=	1.581
T(1.2)	=	1.725
T(1.3)	=	1.869
T(1.4)	=	2.013
T(1.5)	=	2.156
T(1.6)	=	2.300
T(1.7)	=	2.444
T(1.8)	=	2.588
T(1.9)	=	2.731
T(2.0)	=	2.875
T(2.1)	=	3.019
T(2.2)	=	3.163
T(2.3)	=	3.306
T(2.4)	=	3.450
T(2.5)	=	3.594
T(2.6)	=	3.738
T(2.7)	=	3.881
T(2.8)	=	4.025
T(2.9)	=	4.169
T(3.0)	=	4.313
T(3.1)	=	4.456
T(3.2)	=	4.600
T(3.3)	=	4.744
T(3.4)	=	4.888
T(3.5)	=	5.031
T(3.6)	=	5.175
T(3.7)	=	5.319
T(3.8)	=	5.463
T(3.9)	=	5.606
T(4.0)	=	5.750
T(4.1)	=	5.894
T(4.2)	=	6.038
T(4.3)	=	6.181
T(4.4)	=	6.325
T(4.5)	=	6.469
T(4.6)	=	6.613
T(4.7)	=	6.756
T(4.8)	=	6.900
T(4.9)	=	7.044
T(5.0)	=	7.188

PARA LA PRESA ANZALDO

TABLA DE GASTOS DEL HIDROGRAMA UNITARIO EN m³/s/mm

TIEMPO DE PICO DEL HIDROGRAMA = 1.438 horas

GASTO UNITARIO DE PICO = 12.394 m³/s/mm

q(0.015)	=	0.186
q(0.075)	=	0.930
q(0.160)	=	1.983
q(0.281)	=	3.483
q(0.431)	=	5.342
q(0.600)	=	7.436
q(0.769)	=	9.531
q(0.890)	=	11.030
q(0.969)	=	12.009
q(1.000)	=	12.394
q(0.981)	=	12.158
q(0.919)	=	11.390
q(0.840)	=	10.411
q(0.750)	=	9.295
q(0.660)	=	8.180
q(0.566)	=	7.015
q(0.419)	=	5.193
q(0.319)	=	3.954
q(0.240)	=	2.974
q(0.181)	=	2.243
q(0.131)	=	1.624
q(0.098)	=	1.215
q(0.075)	=	0.930
q(0.037)	=	0.459
q(0.017)	=	0.211
q(0.010)	=	0.124
q(0.004)	=	0.050

P A R A L A P R E S A A N Z A L D O

GASTOS EN m³/s PARA CADA BARRA DEL HIETOGRAMA

1A. BARRA	2A. BARRA	3A. BARRA	4A. BARRA
0.000	0.000	0.000	0.000
0.527	0.633	1.160	2.926
1.843	2.212	4.055	10.231
2.400	2.880	5.281	13.322
1.834	2.201	4.035	10.180
1.122	1.347	2.469	6.230
0.689	0.827	1.516	3.824
0.417	0.500	0.918	2.315
0.244	0.293	0.537	1.355
0.158	0.189	0.347	0.874
0.094	0.112	0.206	0.519
0.058	0.070	0.128	0.322

5A. BARRA	6A. BARRA	7A. BARRA	8A. BARRA
0.000	0.000	0.000	0.000
4.983	1.608	0.751	0.593
17.420	5.622	2.627	2.074
22.683	7.321	3.420	2.700
17.333	5.594	2.614	2.063
10.607	3.423	1.599	1.263
6.511	2.101	0.982	0.775
3.941	1.272	0.594	0.469
2.307	0.745	0.348	0.275
1.489	0.480	0.224	0.177
0.884	0.285	0.133	0.105
0.548	0.177	0.083	0.065

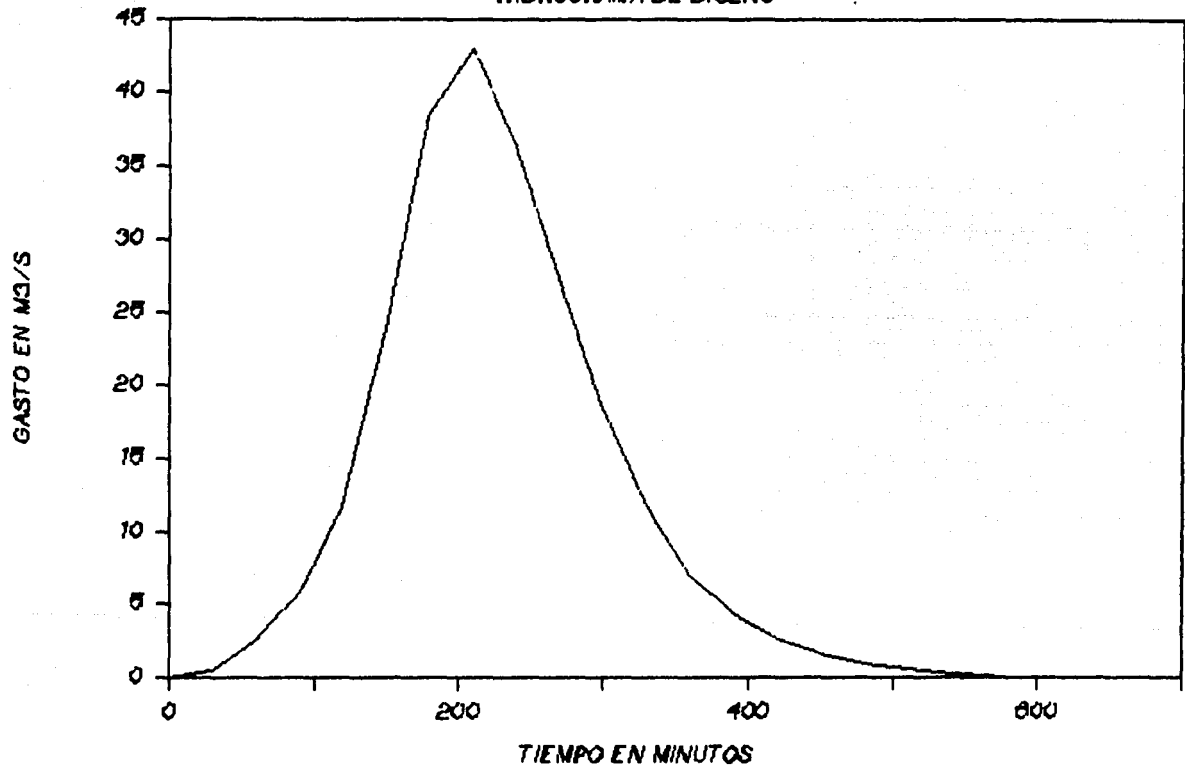
PRESA - - - ANZALDO

HIDROGRAMA DE DISEÑO

i	TIEMPO (minutos)	GASTO (m ³ /s)
1	0	0.0000
2	30	0.5273
3	60	2.4761
4	90	5.7724
5	120	11.6964
6	150	23.8178
7	180	38.4212
8	210	42.9498
9	240	36.3642
10	270	26.8875
11	300	18.3828
12	330	11.5774
13	360	7.0088
14	390	4.3155
15	420	2.6229
16	450	1.5961
17	480	0.9810
18	510	0.5929
19	540	0.3147
20	570	0.1143
21	600	0.0457
22	630	0.0152
23	660	0.0000
24	690	0.0000

PRESA ANZALDO

HIDROGRAMA DE DISEÑO



A N E X O I V

-Descripción y operación del programa de computadora para determinar la descarga por obra de toma y vertedor.

-Resultados

-Curvas elevaciones-descargas

-Curvas elevaciones-capacidades

-Túneles de interconexión

```

10 CLEAR
20 U$="FMMN.NN":KEY OFF
30 REM -SECCION RECTANGULAR-
40 CLS
50 PRINT "CURVA ELEVACIONES-DESCARGAS":PRINT
60 INPUT "PARA LA FRESA =",P$:PRINT
70 REM -CARACTERISTICAS DEL CONDUCTO-
80 INPUT "NUMERO DE ORIFICIOS =",N
90 DIM E(N),A(N),T(N),AR(N),C(N),AT(N)
100 FOR I=1 TO N-1:PRINT
110 PRINT I;"ORIFICIO":INPUT "ELEVACION =",E(I)
120 INPUT "ANCHO =",A(I):INPUT "ALTO =",T(I)
130 AT(I)=A(I)*T(I)
140 INPUT "COEFICIENTE DE GASTO =",C(I)
150 INPUT "COMPUERTA ABIERTA AL (%) =",BA
160 AM=AB*.01
170 AR(I)=AT(I)*AM
180 NEXT I
190 REM -CARACTERISTICAS DEL VERTEDEDOR-
200 PRINT :PRINT
210 INPUT "ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDEDORA =",F
220 INPUT "LONGITUD DE LA CRESTA VERTEDEDORA =",L
230 INPUT "COEFICIENTE DE DESCARGA =",V
240 REM -CALCULO DE GASTOS POR ORIFICIOS-
250 CLS
260 INPUT "NUMERO DE PUNTOS A CALCULAR =",M:DIM EE(M):PRINT :PRINT
270 FOR I=1 TO N
280 PRINT J;"--":INPUT "PARA LA ELEVACION =",EE(I)
290 NEXT J
300 DIM Q(M),J(M),H(M),GV(M),QT(M),O(M)
310 FOR I=1 TO N
320 FOR J=1 TO M
330 W=EE(J)-E(I):O(I)=E(I)+(AM*T(I))
340 IF W>0 THEN 400
350 IF O(I)>EE(J) THEN 380
360 Q(J,I)=C(I)*AR(I)*SQ(19.62*(EE(J)-(E(I)+((O(I)-E(I))/2))))
370 GOTO 410
380 Q(J,I)=V*A(I)*((EE(J)-E(I))^(3/2))
390 GOTO 410
400 Q(J,I)=0
410 NEXT J
420 NEXT I
430 REM -CALCULO GASTOS VERTEDEDOR-
440 FOR J=1 TO M
450 J(I)=EE(J)-F
460 IF J(J)<0 THEN 500
470 H(J)=J(J)^(3/2)
480 GV(J)=V*L*H(J)
490 GOTO 500
500 NEXT J
0

```

```

500 NEXT J
510 REM -RESULTADOS-
520 FOR J=1 TO M
530 QT(J)=Q(J,1)+Q(J,2)+QV(J)
540 NEXT J
550 CLS:PRINT :PRINT :PRINT
560 INPUT "LISTO PARA IMPRIMIR RESULTADOS ? ",S$
570 IF S$="SI" THEN 590
580 GOTO 560
590 CLS
600 PRINT "          CURVA ELEVACIONES  DESCARG
A S":PRINT
610 PRINT "          D E L A P R E S A " :P$;PRINT :PRINT:PRINT
620 PRINT "          CARACTERISTICAS. -- COMPUERTA ABIERTA AL";AB;"% -- ":PRINT:
PRINT
630 FOR I=1 TO N
640 PRINT "          ":PRINT I;"ORIFICIO A " ;:PRINT USING U$;E(I);:PR
INT " msnm "
650 PRINT "          ":PRINT A(I);"m X " ;T(I);"m":PRINT :PRINT
660 NEXT I
670 PRINT "          VERTEDEDOR A " ;:PRINT USING U$;F;:PRINT " msnm"
680 PRINT "          LONGITUD DE LA CRESTA VERTEDEDORA ="::PRINT USING U$
;L;:PRINT " m"
690 PRINT "          COEFICIENTE DE DESCARGA ="::PRINT USING U$;V;:PRIN
T :PRINT :PRINT:PRINT
700 IF N=2 THEN 770
710 PRINT "          i          ELEVACION          ORIFICIO          VERTEDEDOR          GASTO
TOTAL"
720 PRINT "          (msnm)          (m3/s)          (m3/s)          (m3/
s)":PRINT :PRINT
730 FOR J=1 TO M
740 PRINT USING"          Pft          ":J;:PRINT USING U$;EE(J);:PRINT USING"          Pft
PftPftPft " ;Q(J,1),QV(J),QT(J)
750 NEXT J
760 END
770 PRINT "          i          ELEVACION          1          2"
GASTO TOTAL"          ORIFICIO          ORIFICIO          VERTEDEDOR
790 PRINT "          (msnm)          (m3/s)          (m3/s)          (m3/s)
(m3/s)":PRINT :PRINT
800 FOR J=1 TO M
810 PRINT USING"          Pft          ":J;:PRINT USING U$;EE(J);:PRINT USING"          PftPft.
PftPft " ;Q(J,1),Q(J,2),QV(J),QT(J)
820 NEXT J
830 GOTO 760
0

```

```

10 CLEAR
20 US="PnPn.Pn":KEY OFF
30 REM -SECCION CIRCULAR-
40 CLS
50 PRINT "CURVA ELEVACIONES-DESCARGAS":PRINT
60 INPUT "PARA LA PRESA =",P#:PRINT
70 REM -CARACTERISTICAS DEL CONDUCTO-
80 INPUT "NUMERO DE ORIFICIOS = ",N
90 DIM E(N),A(N),AR(N),C(N),AT(N)
100 FOR I=1 TO N-1:PRINT
110 PRINT I;"ORIFICIO":INPUT "ELEVACION = ",E(I)
120 INPUT "DIAMETRO =",A(I)
130 AT(I)=(3.1415926#A(I)^2)/4
140 INPUT "COEFICIENTE DE GASTO =",C(I)
150 INPUT "COMPUERTA ABIERTA AL (%) =",BA
160 AM=AB#.01
170 AR(I)=AT(I)*AM
180 NEXT I
190 REM -CARACTERISTICAS DEL VERTEDOR-
200 PRINT :PRINT
210 INPUT "ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDORA =",F
220 INPUT "LONGITUD DE LA CRESTA VERTEDORA =",L
230 INPUT "COEFICIENTE DE DESCARGA =",V
240 REM -CALCULO DE GASTOS POR ORIFICIOS-
250 CLS
260 INPUT "NUMERO DE PUNTOS A CALCULAR =",M:DIM EE(M):PRINT :PRINT
270 FOR J=1 TO N
280 PRINT J:"--":INPUT "PARA LA ELEVACION =",EE(J)
290 NEXT J
300 DIM Q(M),J(M),H(M),QV(M),QT(M),O(M),B(M)
310 FOR I=1 TO N
320 FOR J=1 TO M
330 W=EE(J)-E(I):O(I)=E(I)+(A(I)*AM)
340 IF W<O THEN 410
350 IF O(I)>EE(J) THEN 380
360 Q(J,I)=C(I)*AR(I)*SQR(19.62*(EE(J)-(E(I)+((O(I)-E(I))/2)))
380 B(J)=2*(SQR(W*(A(I)-W)))
390 Q(J,I)=V*B(J)*((EE(J)-E(I))^(3/2))
400 GOTO 420
410 Q(J,I)=0
420 NEXT I
430 NEXT J
440 REM -CALCULO GASTOS VERTEDOR-
450 FOR J=1 TO M
460 J(J)=EE(J)-F
470 IF J(J)>0 THEN 510
480 H(J)=J(J)^(3/2)
490 QV(J)=V*L*H(J)
500 GOTO 520
0

```

```

500 GOTO 520
510 QV(J)=0
520 NEXT J
530 REM -RESULTADOS-
540 FOR J=1 TO M
550 QT(J)=Q(J,1)+Q(J,2)+QV(J)
560 NEXT J
570 CLS:PRINT :PRINT :PRINT
580 INPUT "LISTO PARA IMPRIMIR RESULTADOS ? ",S$
590 IF S$="SI" THEN 610
600 GOTO 580
610 CLS
620 PRINT "          CURVA  ELEVACIONES  DESCARG
A S":PRINT
630 PRINT "          DE  LA  PRESA  ";P$;PRINT :PRINT:PRINT
640 PRINT "          CARACTERISTICAS.  -- COMPUERTA ABIERTA AL";AB;"%  -- ":PRINT
:PRINT
650 FOR I=1 TO N
660 PRINT "          ";I: PRINT I;"ORIFICIO A  ";;PRINT USING U$;E(I);;PR
INT " msnm"
670 PRINT "          ";I: PRINT A(I);"m de diametro ";;PRINT :PRINT
680 NEXT I
690 PRINT "          VERTEDEDOR A ";;PRINT USING U$;F;;PRINT " msnm"
700 PRINT "          LONGITUD DE LA CRESTA VERTEDEDORA =";;PRINT USING U$
;L;PRINT " m"
710 PRINT "          COEFICIENTE DE GASTO =";;PRINT USING U$;V;;PRINT :
PRINT:PRINT:PRINT
720 IF N=2 THEN 790
730 PRINT "          i      ELEVACION      ORIFICIO      VERTEDEDOR      GASTO
TOTAL"
740 PRINT "          (msnm)      (m3/s)      (m3/s)      (m3/
s)";PRINT :PRINT
750 FOR J=1 TO M
760 PRINT USING"          Pft      ";J;; PRINT USING U$;EE(J);;PRINT USING"      Pft
Pft.Pft      ";Q(J,1),QV(J),QT(J)
770 NEXT J
780 END
790 PRINT "          i      1      2"
800 PRINT "          i      ELEVACION      ORIFICIO      ORIFICIO      VERTEDEDOR
GASTO TOTAL"
810 PRINT "          (msnm)      (m3/s)      (m3/s)      (m3/s)
(m3/s)";PRINT :PRINT
820 FOR J=1 TO M
830 PRINT USING"          Pft      ";J;; PRINT USING U$;EE(J);;PRINT USING"      Pft.Pft
Pft.Pft      ";Q(J,1),Q(J,2),QV(J),QT(J)
840 NEXT J
850 GOTO 780
0

```

CURVA ELEVACIONES DESCARGAS
DE LA PRESA TOTALICA

CARACTERISTICAS. -- ORIFICIO TOTALMENTE ABIERTO --

1 ORIFICIO A 2367.47 msnm
2.5 m de diametro

VERTEDOR A 2383.09 msnm
LONGITUD DE LA CRESTA VERTEDORA = 31.30 m
COEFICIENTE DE GASTO = 2.00

i	ELEVACION (msnm)	ORIFICIO (m ³ /s)	VERTEDOR (m ³ /s)	GASTO TOTAL (m ³ /s)
1	2367.47	0.000	0.000	0.000
2	2368.00	1.929	0.000	1.929
3	2368.50	5.227	0.000	5.227
4	2369.00	9.463	0.000	9.463
5	2369.50	14.462	0.000	14.462
6	2370.00	14.760	0.000	14.760
7	2370.50	17.405	0.000	17.405
8	2371.00	19.699	0.000	19.699
9	2371.50	21.752	0.000	21.752
10	2372.00	23.627	0.000	23.627
11	2372.50	25.364	0.000	25.364
12	2373.00	26.989	0.000	26.989
13	2373.50	28.522	0.000	28.522
14	2374.00	29.977	0.000	29.977
15	2374.50	31.364	0.000	31.364
16	2375.00	32.693	0.000	32.693
17	2375.50	33.969	0.000	33.969
18	2376.00	35.200	0.000	35.200
19	2376.50	36.388	0.000	36.388
20	2377.00	37.539	0.000	37.539
21	2377.50	38.656	0.000	38.656
22	2378.00	39.742	0.000	39.742
23	2378.50	40.798	0.000	40.798
24	2379.00	41.828	0.000	41.828
25	2379.50	42.833	0.000	42.833
26	2380.00	43.815	0.000	43.815
27	2380.50	44.776	0.000	44.776
28	2381.00	45.716	0.000	45.716
29	2381.50	46.638	0.000	46.638
30	2382.00	47.541	0.000	47.541
31	2382.50	48.428	0.000	48.428
32	2383.00	49.299	0.000	49.299
33	2383.50	50.154	16.429	66.583
34	2384.00	50.996	54.334	105.330
35	2384.50	51.823	104.800	156.624
36	2385.00	52.638	165.232	217.870
37	2385.64	53.662	254.879	308.542

CURVA ELEVACIONES DESCARGAS
DE LA PRESA TOTOLICA

CARACTERISTICAS. -- COMPUERTA ABIERTA AL 50 % --

1 ORIFICIO A 2367.47 msnm
2.5 m de diametro

VERTEDOR A 2383.09 msnm
LONGITUD DE LA CRESTA VERTEDORA = 31.30 m
COEFICIENTE DE DESCARGA = 2.00

i	ELEVACION (msnm)	ORIFICIO (m3/s)	VERTEDOR (m3/s)	GASTO TOTAL (m3/s)
1	2367.47	0.000	0.000	0.000
2	2368.00	1.577	0.000	1.577
3	2368.50	5.145	0.000	5.145
4	2369.00	6.205	0.000	6.205
5	2369.50	7.732	0.000	7.732
6	2370.00	9.003	0.000	9.003
7	2370.50	10.116	0.000	10.116
8	2371.00	11.118	0.000	11.118
9	2371.50	12.037	0.000	12.037
10	2372.00	12.890	0.000	12.890
11	2372.50	13.690	0.000	13.690
12	2373.00	14.446	0.000	14.446
13	2373.50	15.165	0.000	15.165
14	2374.00	15.851	0.000	15.851
15	2374.50	16.508	0.000	16.508
16	2375.00	17.140	0.000	17.140
17	2375.50	17.750	0.000	17.750
18	2376.00	18.340	0.000	18.340
19	2376.50	18.911	0.000	18.911
20	2377.00	19.465	0.000	19.465
21	2377.50	20.004	0.000	20.004
22	2378.00	20.529	0.000	20.529
23	2378.50	21.041	0.000	21.041
24	2379.00	21.540	0.000	21.540
25	2379.50	22.029	0.000	22.029
26	2380.00	22.506	0.000	22.506
27	2380.50	22.974	0.000	22.974
28	2381.00	23.433	0.000	23.433
29	2381.50	23.882	0.000	23.882
30	2382.00	24.324	0.000	24.324
31	2382.50	24.757	0.000	24.757
32	2383.00	25.183	0.000	25.183
33	2383.50	25.602	16.429	42.031
34	2384.00	26.014	54.334	80.348
35	2384.50	26.420	104.800	131.220
36	2385.00	26.819	165.232	192.051
37	2385.64	27.322	254.879	282.202

CURVA ELEVACIONES DESCARGAS

DE LA PRESA TACUBAYA

CARACTERISTICAS. -- ORIFICIO TOTALMENTE ABIERTO --

1 ORIFICIO A 2311.82 msnm
.9 m X 1.2 m

2 ORIFICIO A 2314.82 msnm
.9 m X 1.2 m

3 ORIFICIO A 2317.90 msnm
.9 m X 1.2 m

4 ORIFICIO A 2320.81 msnm
.9 m X 1.2 m

VERTEDOR A 2324.04 msnm
LONGITUD DE LA CRESTA VERTEDORA = 19.00 m
COEFICIENTE DE GASTO = 2.10

	1	2	3	4		
ELEVACION	ORIFICIO	ORIFICIO	ORIFICIO	ORIFICIO	VERTEDOR	GASTO TOTAL
(msnm)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
1	2311.82	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	2312.00	0.144	0.000	0.000	0.000	0.144
3	2314.00	3.608	0.000	0.000	0.000	3.608
4	2316.00	5.431	2.422	0.000	0.000	7.853
5	2318.00	6.780	4.610	0.060	0.000	11.450
6	2320.00	7.902	6.143	3.515	0.000	17.560
7	2322.00	8.884	7.363	5.370	2.453	24.070
8	2324.00	9.767	8.407	6.731	4.619	29.525
9	2324.30	9.893	8.553	6.913	4.879	35.528
10	2324.60	10.017	8.696	7.089	5.126	47.653
11	2325.00	10.180	8.884	7.318	5.438	69.348
12	2325.30	10.301	9.022	7.485	5.661	88.902
13	2325.60	10.420	9.158	7.648	5.875	110.849
14	2326.00	10.577	9.336	7.861	6.149	143.405
15	2326.30	10.693	9.468	8.016	6.347	170.086
16	2326.60	10.808	9.597	8.169	6.539	198.550
17	2327.00	10.960	9.767	8.368	6.786	239.071
18	2327.30	11.072	9.893	8.515	6.966	271.301
19	2327.60	11.183	10.017	8.659	7.141	305.015
20	2328.00	11.329	10.180	8.847	7.368	352.144
21	2328.30	11.438	10.301	8.985	7.534	389.082
22	2328.38	11.467	10.333	9.022	7.578	399.130

CURVA ELEVACIONES DESCARGAS
DE LA PRESA TACUBAYA

CARACTERISTICAS. -- COMPUERTA ABIERTA AL 50 % --

1 ORIFICIO A 2311.82 msnm
.9 m X 1.2 m

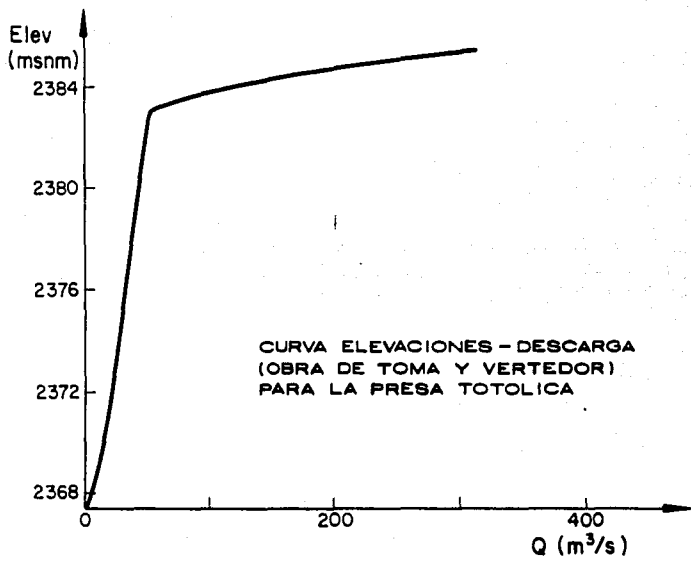
2 ORIFICIO A 2314.82 msnm
.9 m X 1.2 m

3 ORIFICIO A 2317.90 msnm
.9 m X 1.2 m

4 ORIFICIO A 2320.81 msnm
.9 m X 1.2 m

VERTEDOR A 2324.04 msnm
LONGITUD DE LA CRESTA VERTEDORA = 19.00 m
COEFICIENTE DE GASTO = 2.10

	1	2	3	4	VERTEDOR	GASTO TOTAL
ELEVACION	ORIFICIO	ORIFICIO	ORIFICIO	ORIFICIO	VERTEDOR	GASTO TOTAL
(msnm)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
1	2311.82	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	2312.00	0.144	0.000	0.000	0.000	0.144
3	2314.00	1.968	0.000	0.000	0.000	1.968
4	2316.00	2.827	1.346	0.000	0.000	4.173
5	2318.00	3.480	2.435	0.060	0.000	5.975
6	2320.00	4.029	3.170	1.925	0.000	9.124
7	2322.00	4.511	3.764	2.798	1.354	12.427
8	2324.00	4.947	4.277	3.456	2.440	15.119
9	2324.30	5.009	4.348	3.545	2.563	20.755
10	2324.60	5.070	4.419	3.631	2.681	32.524
11	2325.00	5.151	4.511	3.742	2.831	53.762
12	2325.30	5.210	4.579	3.824	2.938	72.984
13	2325.60	5.269	4.646	3.904	3.041	94.607
14	2326.00	5.347	4.734	4.008	3.174	126.744
15	2326.30	5.404	4.799	4.085	3.269	153.119
16	2326.60	5.461	4.863	4.159	3.363	181.282
17	2327.00	5.536	4.947	4.257	3.483	221.413
18	2327.30	5.592	5.009	4.329	3.571	253.356
19	2327.60	5.647	5.070	4.400	3.656	286.787
20	2328.00	5.719	5.151	4.493	3.767	333.549
21	2328.30	5.773	5.210	4.561	3.848	370.216
22	2328.38	5.787	5.226	4.579	3.870	380.193



CURVA ELEVACIONES DESCARGAS
DE LA PRESA ANZALDO

CARACTERISTICAS. -- ORIFICIO TOTALMENTE ABIERTO --

1 ORIFICIO A 2374.95 msnm
1.22 m X 1.22 m

2 ORIFICIO A 2374.95 msnm
1.22 m X 1.22 m

3 ORIFICIO A 2374.95 msnm
1.22 m X 1.22 m

VERTEDOR A 2384.10 msnm
LONGITUD DE LA CRESTA VERTEDORA = 58.53 m
COEFICIENTE DE GASTO = 2.00

i	ELEVACION	1 ORIFICIO	2 ORIFICIO	3 ORIFICIO	VERTEDOR	GASTO TOTAL
	(msnm)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
1	2374.95	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	2375.00	0.027	0.027	0.027	0.000	0.082
3	2376.00	2.625	2.625	2.625	0.000	7.876
4	2377.00	4.747	4.747	4.747	0.000	14.240
5	2378.00	6.179	6.179	6.179	0.000	18.537
6	2379.00	7.337	7.337	7.337	0.000	22.010
7	2380.00	8.335	8.335	8.335	0.000	25.005
8	2381.00	9.226	9.226	9.226	0.000	27.678
9	2382.00	10.038	10.038	10.038	0.000	30.115
10	2383.00	10.790	10.790	10.790	0.000	32.369
11	2384.00	11.492	11.492	11.492	0.000	34.476
12	2384.10	11.560	11.560	11.560	0.000	34.679
13	2384.20	11.627	11.627	11.627	3.694	38.575
14	2384.30	11.694	11.694	11.694	10.466	45.549
15	2384.40	11.761	11.761	11.761	19.216	54.499
16	2384.50	11.827	11.827	11.827	29.603	65.085
17	2384.60	11.893	11.893	11.893	41.387	77.067
18	2384.70	11.959	11.959	11.959	54.385	90.261
19	2384.80	12.024	12.024	12.024	68.550	104.623
20	2384.90	12.089	12.089	12.089	83.731	119.998
21	2385.00	12.154	12.154	12.154	99.931	136.392
22	2385.10	12.218	12.218	12.218	117.060	153.714
23	2385.17	12.263	12.263	12.263	129.532	166.320

CURVA ELEVACIONES DESCARGAS
DE LA PRESA ANZALDO

CARACTERISTICAS. -- COMPUERTA ABIERTA AL 50 % --

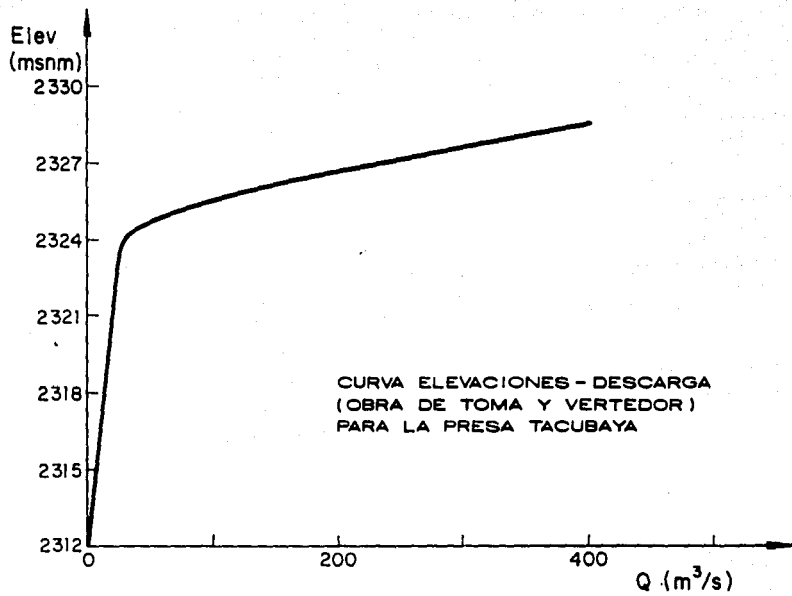
1 ORIFICIO A 2374.95 msnm
1.22 m X 1.22 m

2 ORIFICIO A 2374.95 msnm
1.22 m X 1.22 m

3 ORIFICIO A 2374.95 msnm
1.22 m X 1.22 m

VERTEDOR A 2384.10 msnm
LONGITUD DE LA CRESTA VERTEDORA = 58.53 m
COEFICIENTE DE GASTO = 2.00

i	ELEVACION (msnm)	1 ORIFICIO (m3/s)	2 ORIFICIO (m3/s)	3 ORIFICIO (m3/s)	VERTEDOR (m3/s)	GASTO TOTAL (m3/s)
1	2374.95	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	2375.00	0.027	0.027	0.027	0.000	0.082
3	2376.00	1.707	1.707	1.707	0.000	5.122
4	2377.00	2.613	2.613	2.613	0.000	7.838
5	2378.00	3.277	3.277	3.277	0.000	9.831
6	2379.00	3.828	3.828	3.828	0.000	11.483
7	2380.00	4.308	4.308	4.308	0.000	12.925
8	2381.00	4.741	4.741	4.741	0.000	14.222
9	2382.00	5.137	5.137	5.137	0.000	15.410
10	2383.00	5.504	5.504	5.504	0.000	16.513
11	2384.00	5.849	5.849	5.849	0.000	17.547
12	2384.10	5.882	5.882	5.882	0.000	17.647
13	2384.20	5.915	5.915	5.915	3.694	21.440
14	2384.30	5.948	5.948	5.948	10.466	28.311
15	2384.40	5.981	5.981	5.981	19.216	37.160
16	2384.50	6.014	6.014	6.014	29.603	47.645
17	2384.60	6.046	6.046	6.046	41.387	59.526
18	2384.70	6.078	6.078	6.078	54.385	72.620
19	2384.80	6.111	6.111	6.111	68.550	86.882
20	2384.90	6.142	6.142	6.142	83.731	102.158
21	2385.00	6.174	6.174	6.174	99.931	118.454
22	2385.10	6.206	6.206	6.206	117.060	135.678
23	2385.17	6.228	6.228	6.228	129.532	148.216



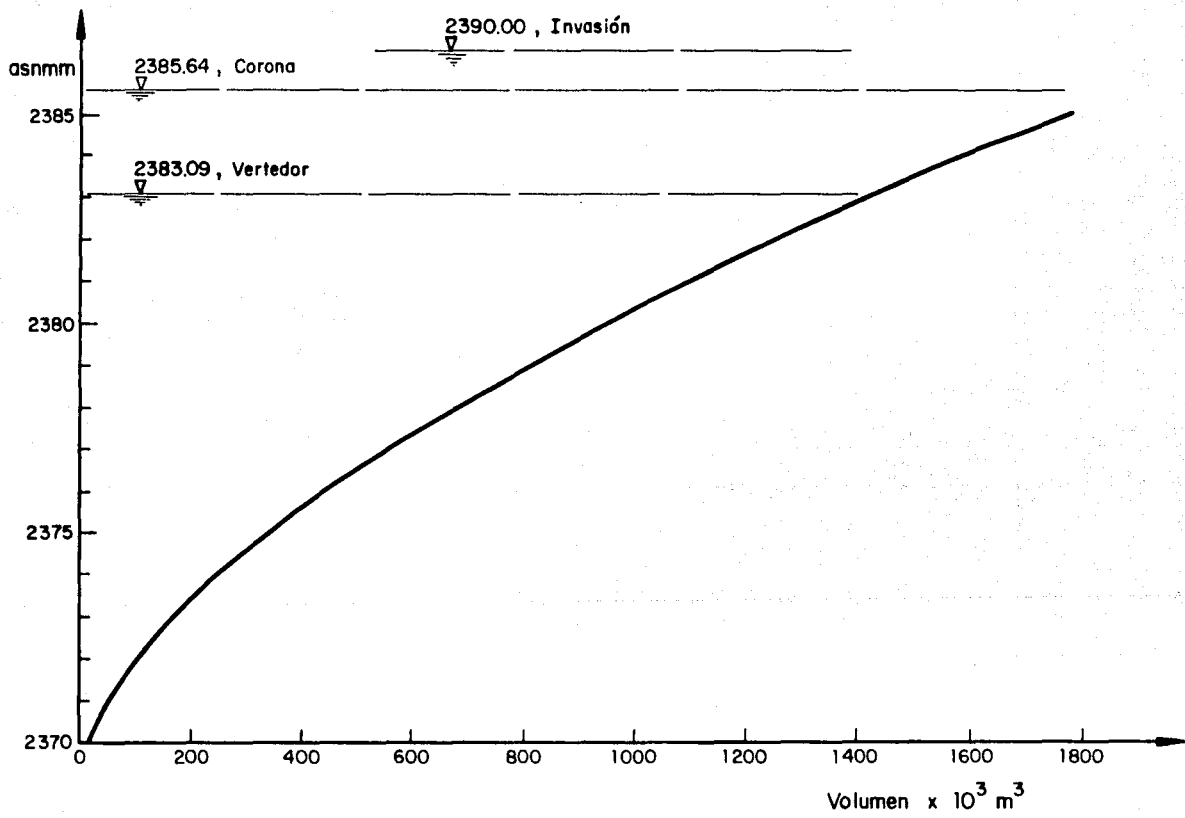
CURVA ELEVACIONES VOLUMENES
DE LA PRESA TOTOLICA

ELEVACION DE LA CORONA = 2385.64 msnm

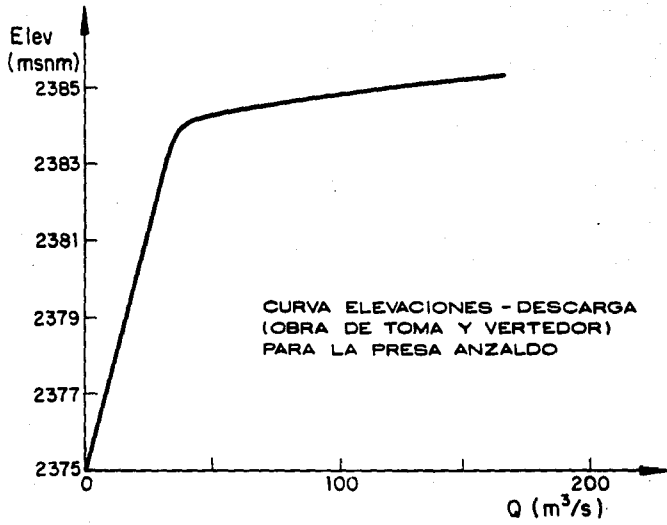
ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDEDORA = 2383.09 msnm

VOLUMEN AL NAMO = 1445.32 x10³ m³

	ELEVACION (m s n m)	VOLUMEN (x10 ³ m ³)
1	2365.00	0.00
2	2366.00	3.00
3	2367.00	7.00
4	2368.00	13.00
5	2369.00	18.00
6	2370.00	20.00
7	2371.00	50.00
8	2372.00	103.00
9	2373.00	175.00
10	2374.00	260.00
11	2375.00	340.00
12	2376.00	445.00
13	2377.00	560.00
14	2378.00	680.00
15	2379.00	820.00
16	2380.00	950.00
17	2381.00	1100.00
18	2382.00	1250.00
19	2383.00	1430.00
20	2384.00	1600.00
21	2385.00	1800.00



Curva elevaciones — capacidades de la presa Totolica



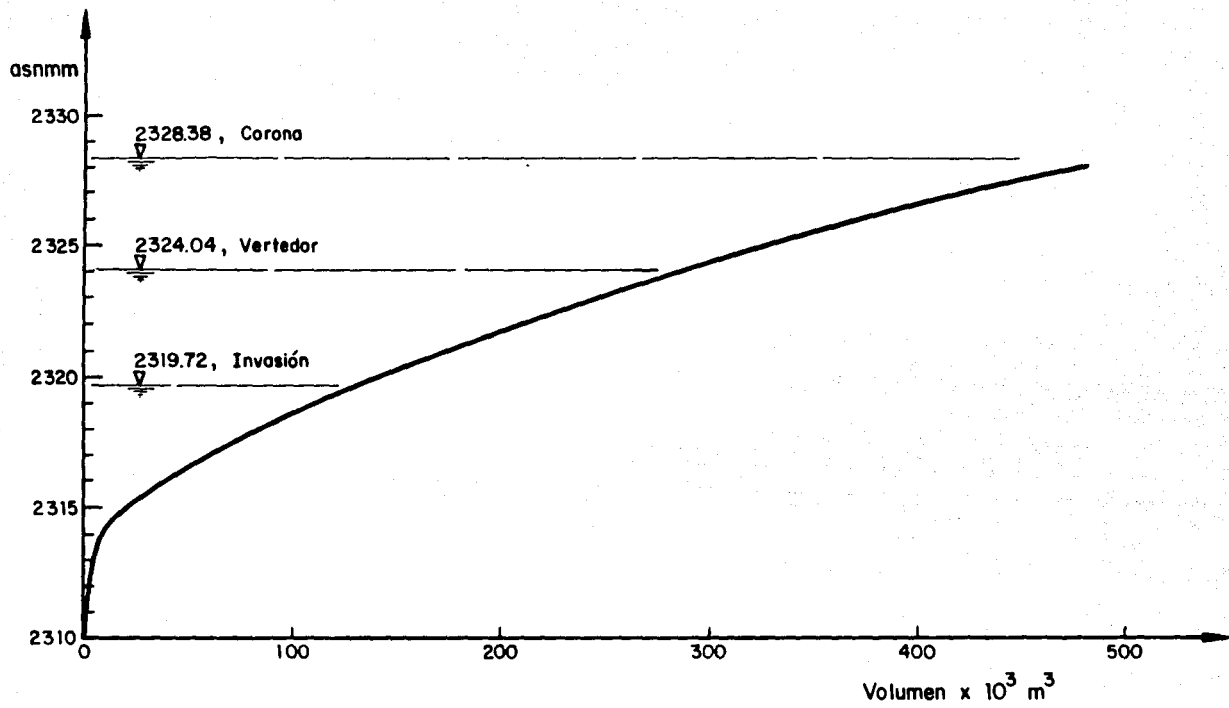
CURVA ELEVACIONES VOLUMENES
DE LA PRESA TACUBAYA

ELEVACION DE LA CORONA = 2328.38 msnm

ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDEDORA = 2324.04 msnm

VOLUMEN AL NAMO = 286.70 x10³ m³

	ELEVACION (m s n m)	VOLUMEN (x10 ³ m ³)
1	2310.00	0.00
2	2312.00	5.00
3	2314.00	10.00
4	2316.00	40.00
5	2318.00	85.00
6	2320.00	140.00
7	2322.00	210.00
8	2324.00	285.00
9	2326.00	370.00



Curva elevaciones - capacidades de la presa Tacubaya

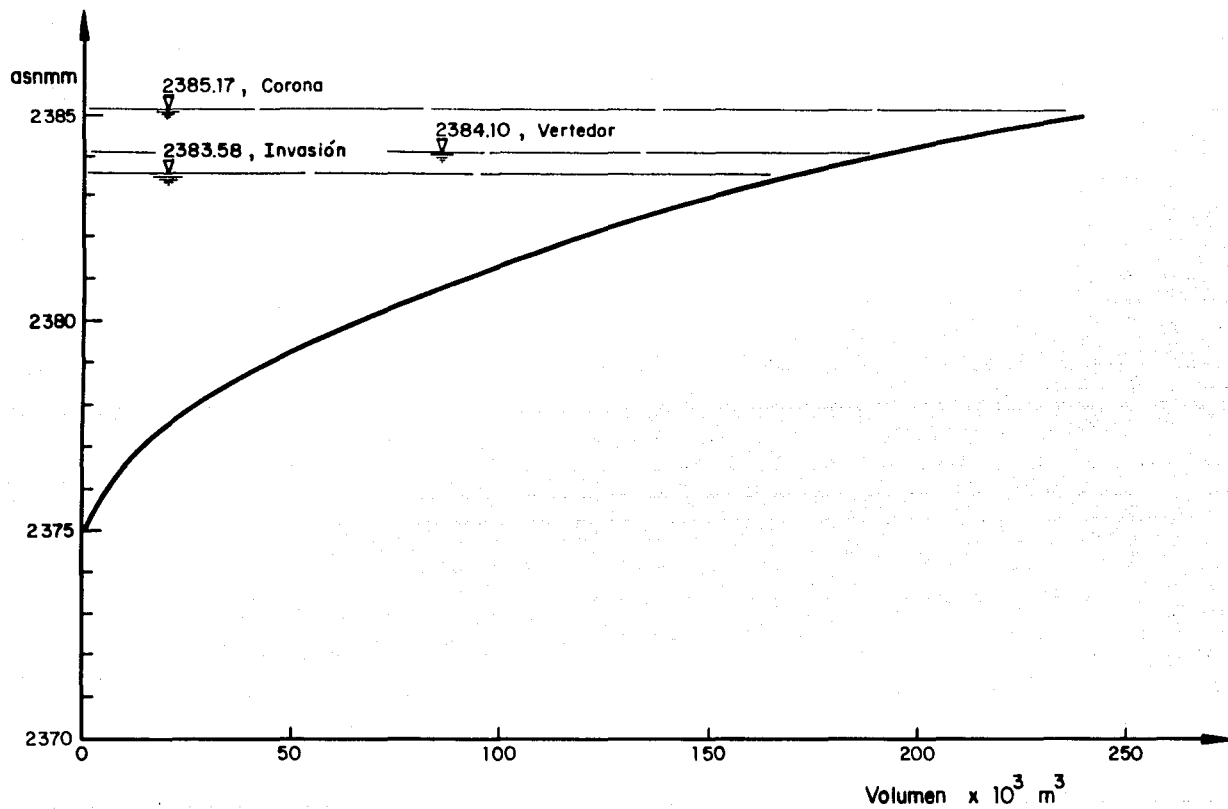
CURVA ELEVACIONES VOLUMENES
DE LA PRESA ANZALDO

ELEVACION DE LA CORONA = 2385.17 msnm

ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDEDORA = 2384.10 msnm

VOLUMEN AL NAMO = 153.10 x10³ m³

	ELEVACION (m s n m)	VOLUMEN (x10 ³ m ³)
1	2374.00	0.00
2	2375.00	4.00
3	2376.00	8.00
4	2377.00	12.00
5	2378.00	21.00
6	2379.00	35.00
7	2380.00	53.00
8	2381.00	72.00
9	2382.00	94.00
10	2383.00	118.00
11	2384.00	149.00
12	2385.00	190.00



Curva elevaciones - capacidades de la presa Anzaldo

CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LOS TUNELES DE INTERCONEXION

Dirección: De presa Tacubaya a presa Tecamachalco	Hoja
--	------

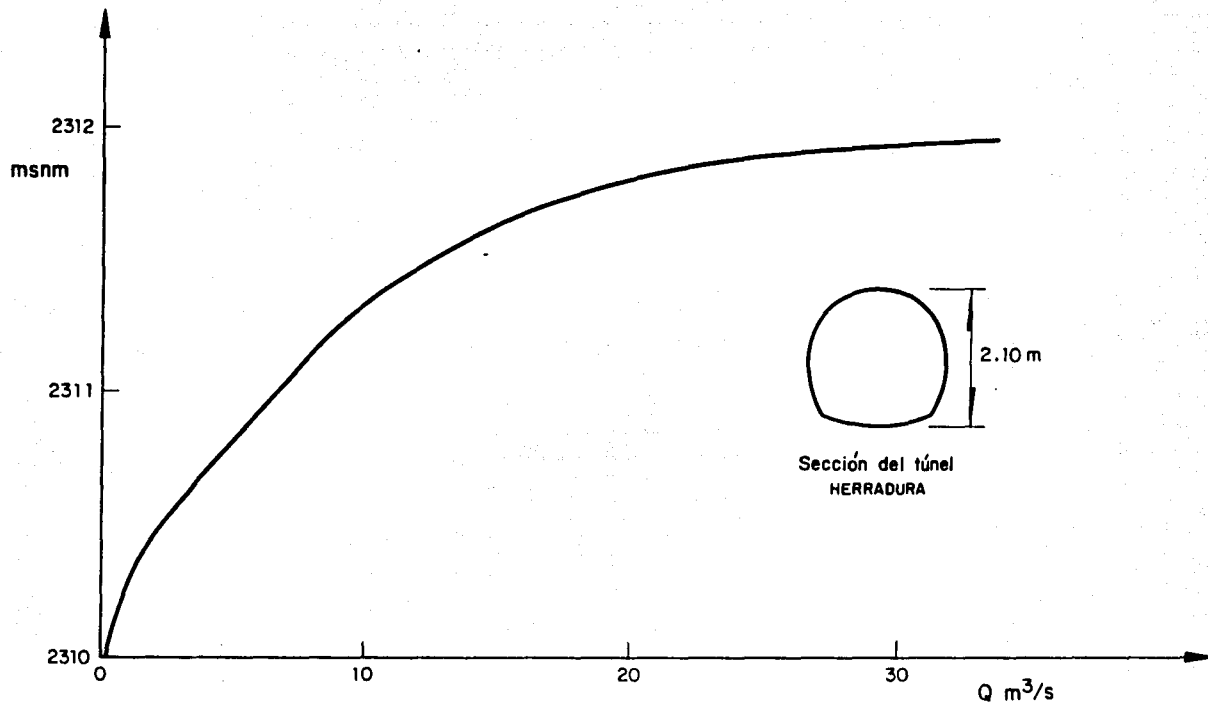
<p>Descripción:</p> <p>-Se inicia en la margen izquierda del vaso y está constituido por una caseta en la ladera de la barranca, que originalmente tenía 4 orificios rectangulares de 1.20 x 0.90 m controlados con compuertas. Estos orificios descargaban a un conducto de 2.60 m en forma de Herradura.</p> <p>-Actualmente el cauce se desvía en su totalidad por una atagüfa, que conduce el río al túnel; el cual ha pasado en los últimos años; de 2.60 m a 2.10 m en su sección herradura</p> <p>-La descarga en el vaso de Tecamachalco cae por la ladera de la barranca, hasta llegar al cauce del río.</p>
--

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS E HIDRAULICAS

Longitud del tunel: 3,945.16 m	Pendiente: 0.00122	Sección: Herradura	Diámetro: 2.10 m
Fecha de construcción: 1937-1938		Gasto máximo en, m ³ /s 10.00	

Elevación del umbral de entrada: 2,309.86 msnm	Elevación del umbral de salida: 2,305.03 msnm
---	--

<p>Observaciones / Operación:</p> <p>-Este túnel se desazolva año con año, pues el cauce de aportación, llega directamente a él.</p> <p>-No existe operación alguna, ya que no se tiene ningún mecanismo de control; además que el desvío debe ser permanente para evitar que el agua llegue a la cortirna de la presa Tacubaya.</p>



Curva elevaciones - descargas para el túnel de interconexión de la presa Tacubaya a la presa Tecamachalco

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- APARICIO MIJARES, FRANCISCO. Apuntes de Hidrología de Superficie. México, UNAM. 333 PÁG.
- 2.- BOLINAGA I, JUAN. Drenaje Urbano. Caracas, Instituto Nacional de Obras Sanitarias, República de Venezuela, 1979, 453 pág.
- 3.- DOMINGUEZ MORA, RAMON. Cálculo de Ingresos pluviales y Sanitarios a las Redes de Alcantarillado. México DGOH, PECSA.
- 4.- FRANCO, VICTOR. Integración de Estudios de Hidrología Urbana. Tesis de Maestría, México, Facultad de Ingeniería UNAM, 1981. 170 pág.
- 5.- GRACIA S, JESUS E HINOJOSA A. JOSE. El Azolve en las Presas del Poniente de la Ciudad de México. México, Departamento del Distrito Federal, DGOH, 1988.
- 6.- GRACIA S, JESUS E HINOJOSA A. JOSE M. Política de Operación y Recomendaciones de Mantenimiento de las Presas. México Departamento del Distrito Federal, DGOH, 1984. 173 pág.
- 7.- OLIVARES S, ANTONIO Y ZUÑIGA B, SERGIO. Distribuciones de una variable. México IMPOS, S>A>, 1979. Serie de Probabilidad y Estadística, 35-70 pág.
- 8.- SOTELO AVILA, GILBERTO. Hidráulica General. México, Limusa, 1987. 203-317.
- 9.- SPRINGALL G, ROLANDO. Escurrimiento en cuencas grandes. México, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1967, 1970. Publicaciones D-7,
- 10.- SPRINGALL G, ROLANDO. Hidrología, México, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1970. Publicaciones D-7,
- 11.- TORRES HERRERA, FRANCISCO. Obras hidráulicas. México, Limusa 1980.

- 12.- BASIN, S.A. DE C.V. Estado del arte pluviográfico en el Distrito Federal. México, 1989, 1989, 19 pág.
- 13.- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD. "Análisis Estadístico" en Manual de Diseño de obras civiles.
- 14.- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD. "Esguerrimiento" en Manual de Diseño de obras civiles.
- 15.- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD. "Precipitación" en Manual de Diseño de obras civiles.
- 16.- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD. "Relación entre precipitación y esguerrimiento" en Manual de Diseño de obras civiles.
- 17.- DGOCH. Manual de Hidráulica Urbana. México, Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica.
- 18.- DGOCH. Sistema de alcantarillado. México, Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica.
- 19.- IPESA CONSULTORES. Revisión de las estructuras que integran el sistema de control de avenidas y azolves en la zona poniente del Distrito Federal, México, 1979. Tomo I y 5 Anexos 664 pág.
- 20.- SUBDIRECCION DE PROGRAMACION. Modelo de simulación de las presas del Poniente de la Ciudad de México. México, 1983.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres Alfonso y Rosita, el haberme dado la vida y por haber tenido confianza en mí.

A mi hermana Rosa María, su apoyo y comprensión.

Mi especial agradecimiento al Maestro Victor Franco por su inapreciable ayuda y generosidad en la preparación de este trabajo. Quiero además, agradecer a los Doctores Ramón Domínguez y Jesús Gracia, las sugerencias y comentarios sobre el tema.

A cada uno de los profesores que tuve durante estos cinco años, agradezco el haberme transmitido sus conocimientos y experiencia.

A mis compañeros Armando Martínez, Ricardo Lemus, Christian Peña, Leopoldo Sánchez y Victor Caamaño, sin quienes hubiera sido aún más difícil el procesar la información.

Por su paciencia y profesionalismo en la mecanografía de este trabajo, a Rosa María Gutiérrez y Rosa Dávila.

Al departamento de dibujo del Instituto de Ingeniería, y en especial a Miguel Ortiz por los dibujos que ilustran este trabajo.

A estas menciones me gustaría agregar a la maestra Luz Ma. Hernández por enseñarme a escribir, y a los hermanos Lasallistas por enseñarme a pensar.