



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

283
170

**ESTUDIO HIDROLOGICO PARA EL AEROPUERTO DE LA
CIUDAD DE COLIMA**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JOSE LUIS ROMO VAZQUEZ



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

C O N T E N I D O

Página

I) INTRODUCCION

1.1) Objeto del estudio	1
1.2) Localización	2
1.3) Zona en estudio	3

II) INFORMACION PARA EL ESTUDIO

2.1) Material fotogramétrico	5
2.2) Información Hidrológica	5
2.3) Orografía y Geología	7
2.4) Características de la Vegetación	8
2.5) Clima	9

III) PROCESAMIENTO DE DATOS

3.1) Características fisiográficas de las cuencas en estudio	11
3.2) Estimación de las características de infiltración	20
3.3) Curvas Intensidad-Duración-Período de retorno	21
3.4) Factores de transporte	30

IV) CALCULO DE AVENIDAS DE DISEÑO

4.1) Selección de métodos	31
4.2) Análisis estadístico de gastos máximos anuales	32
4.3) Método de Ven-Te-Chow	73
4.4) Método de Seshappa Rao, Assenzo, Harp	79
4.5) Método de escurrimiento en ladera	79

V) CONCLUSIONES Y RESULTADOS

5.1) Consideraciones para la determinación del gasto de diseño	82
--	----

I) INTRODUCCION

Los aeropuertos son escogidos generalmente en lugares de escasa densidad de población y cuenta con servicios de aprovisionamiento y auxilio. El progreso experimentado por la aviación y el desarrollo creciente de aparatos de gran tamaño, han ido influyendo también en el mejoramiento de los aeropuertos y hoy los mejores y más recomendados cuentan con numerosas pistas de modo que las máquinas aéreas puedan elevarse o bajar. Como para estas operaciones es imprescindible la visibilidad, los aeropuertos están rodeados de extensiones despejadas de terreno. Tienen también sistemas adecuados de drenaje, a fin de impedir que las aguas pluviales debiliten o minen la resistencia de las pistas.

1.1) OBJETO DEL ESTUDIO

Para la realización de los proyectos de aeropuertos es necesario recurrir a la más avanzada tecnología de la ingeniería. Tal es el caso del estudio de las obras de drenaje necesarias para la conservación y funcionamiento de los aeropuertos, en el cual se hace uso de los métodos hidrológicos basados en técnicas de probabilidad y estadística para la determinación de las avenidas máximas que pudieran presentarse, dada la incertidumbre que existe en el momento de seleccionar el valor del gasto máximo probable asociado a un determinado período de retorno para el diseño de las obras de drenaje.

En la actualidad es conveniente complementar la infor-

mación de campo encaminada a este efecto, con estudios hidrológicos de la región en la cual se localiza el sitio en estudio, para estimar los valores de los escurrimientos simulando de algún modo el proceso PRECIPITACION-ESCURRIMIENTO tomando a la cuenca como un sistema que bajo ciertos estímulos nos proporcionará determinadas respuestas.

Por lo tanto, el objeto primordial de este estudio será determinar la magnitud de los gastos máximos probables que asociados a períodos de retorno de 10, 20, 50 y 100 años puedan presentarse en las secciones de los arroyos que cruzan los terrenos del aeropuerto de la Cd. de Colima, de acuerdo al proyecto elaborado por la S.A.H.O.P., para posteriormente, con base en estos datos diseñar las estructuras hidráulicas necesarias para el funcionamiento del drenaje exterior e interior del aeropuerto.

1.2) LOCALIZACION

El aeropuerto de la Cd. de Colima se encuentra localizado aproximadamente en el cruce del paralelo $19^{\circ}18'00''$ Latitud Norte y el meridiano $103^{\circ}35'00''$ de Longitud Oeste del Meridiano de Greenwich, entre las poblaciones de Cuauhtémoc y Buenavista, Colima. Desde el punto de vista hidrológico se encuentra en la zona Pacífico-Centro, según la definición de la S.A.R.H.

La zona llamada Pacífico-Centro se encuentra localizada como su nombre lo indica, en la zona central de la vertiente del Océano Pacífico de la República Mexicana. Es de forma alargada con dirección noroeste sureste; su base al oeste la cons-

tituye la costa del Pacífico. Se encuentra entre las cuencas de los ríos Santiago y Balsas.

Se desarrolla entre los $17^{\circ}55'00''$ y $21^{\circ}45'00''$ de latitud norte y entre las longitudes $102^{\circ}15'00''$ y $105^{\circ}40'00''$ al oeste de Greenwich, con una superficie total aproximada de $57,263 \text{ km}^2$ la que queda limitada al norte y al noroeste por la cuenca del río Santiago; al este por cuencas cerradas de las lagunas de Atotonilco, San Marcos y la Sayula; al sur por la cuenca del río Balsas y al oeste por el Océano Pacífico.

El estudio de las corrientes superficiales de nuestro país, ha hecho indispensable dividir el territorio en regiones hidrológicas de características semejantes, estando actualmente dividido en 37.

Las regiones hidrológicas números 13, 14, 15, 16 y 17 son las que integran la zona Pacífico-Centro, encontrándose el aeropuerto de la Cd. de Colima en la Región Hidrológica N^o 16 como se muestra en el plano de localización N^o 1.

1.3) ZONA EN ESTUDIO

La región Pacífico-Centro, donde se encuentra la zona en estudio, presenta características especiales en cuanto a topografía y climatología.

Las planicies costeras son muy pequeñas, la Sierra Madre Occidental las limita al oriente, formando una franja de terreno escabroso entre el Océano Pacífico y las grandes alturas de la Sierra.

Desde el punto de vista meteorológico, los ciclones tropicales constituyen sin duda, el evento más importante en

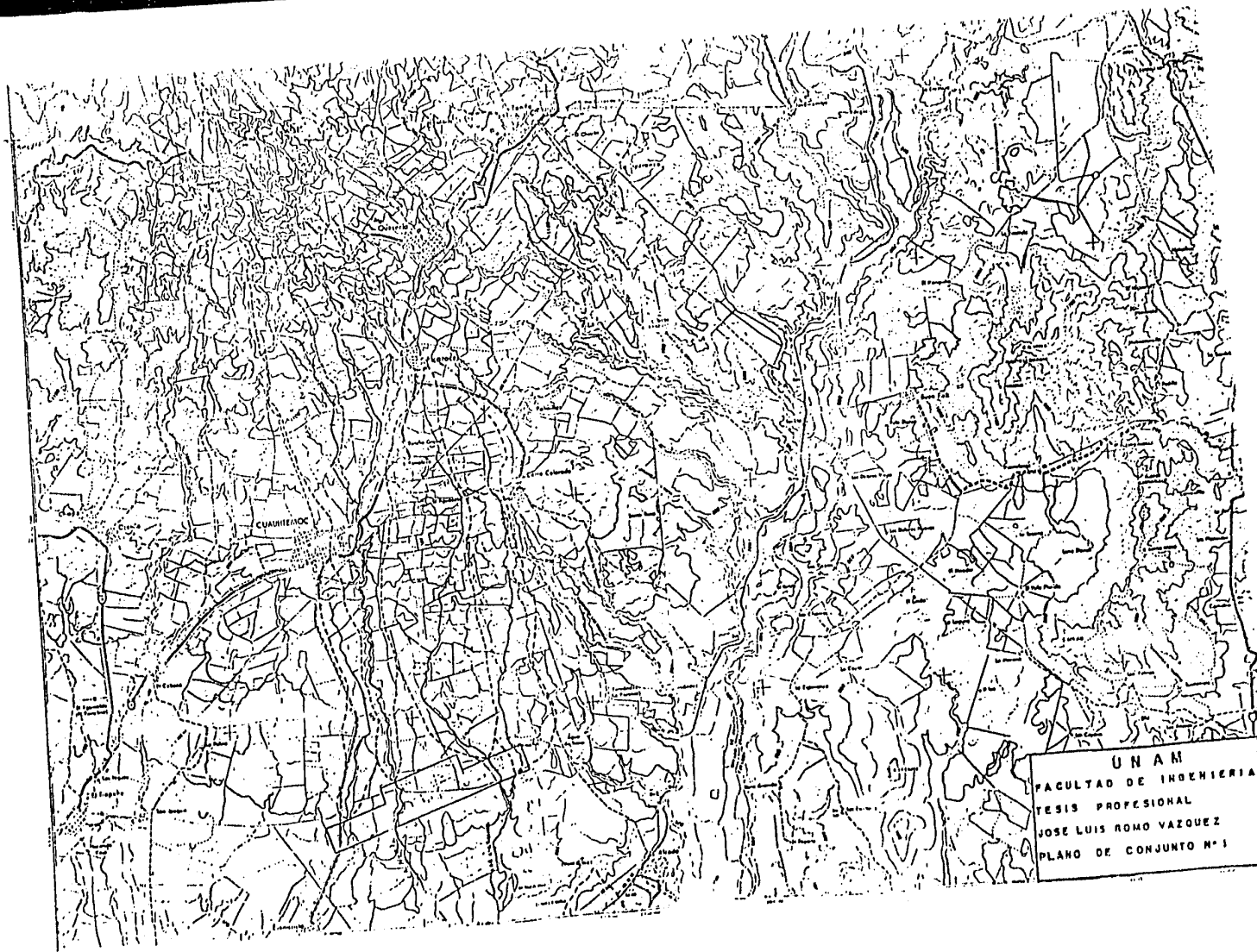
cuanto a grandes avenidas se refiere, al menos para cuencas de más de unos 100 km².

En fotografías de satélite se puede descubrir que el golfo de Tehuantepec y las zonas cercanas a las costas centro-americanas son los lugares donde se originan la mayoría de las perturbaciones del Pacífico. Esta circunstancia hace que la mayor parte de los huracanes no se desarrollen en forma completa, sino hasta un poco al norte de las costas de Guerrero. Los registros de trayectorias de huracanes demuestran que la zona entre Mazatlán y Acapulco es en la que con más frecuencia se tienen ciclones que tocan tierra.

El factor orográfico es de gran importancia en la precipitación dado que los vientos cargados de humedad que llegan del Pacífico, sufren un levantamiento debido a la presencia de la Sierra, descargando una buena parte de la humedad precipitable antes de pasar al otro lado de la barrera montañosa.

Hacia la pista del aeropuerto inciden cuatro corrientes de importancia, que es necesario tomar en cuenta para estimar y encausar sus caudales hacia sitios donde no produzcan deterioro a las instalaciones.

El estudio de estos arroyos nos dirige al análisis de las características fisiográficas de sus cuencas a fin de poder determinar las aportaciones de éstas en sus respectivas intersecciones con la pista, tal como se muestra en el plano N°1 de localización de las cuencas en estudio.



UNAM
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
JOSE LUIS ROMO VAZQUEZ
PLANO DE CONJUNTO N° 1

II) INFORMACION PARA EL ESTUDIO

2.1) MATERIAL FOTOGRAMETRICO

Para la determinación de las características fisiográficas de la zona, se dispone de un plano fotogramétrico escala 1:50,000 editado por DETENAL con el número E-13-B-35, así como la carta topográfica escala 1:100,000 editada por la Secretaría de la Defensa Nacional con el número 13-o-i-04. Se cuenta también con el levantamiento topográfico escala 1:2000 con curvas de nivel a cada 50 cm.

2.2) INFORMACION HIDROLOGICA

Para conocer las características de la precipitación, se recurrió a la información de las estaciones climatológicas más cercanas a la zona, en estudio, obteniendo el siguiente resumen de los registros de intensidades máximos de lluvia, así como los períodos de registro y distancias a las cuencas:

ESTACION CLIMATOLOGICA	PERIODO DE REGISTRO	DISTANCIA
Armería, Col.	12 años	55 km
Cerro de Ortega, Col.	12 años	65 km
Colima, Col.	8 años	15 km

A continuación se anotan los valores de las intensidades de lluvia registrados en las estaciones climatológicas correspondientes a diferentes duraciones.

ESTACION COLIMA, COL. INTENSIDADES EN mm/hrs.

AÑO	DURACION (en minutos)						
	10	20	45	60	80	100	120
1962	60	60	45	37	28	23	20
1963	120	84	47	38	28	23	20
1964	90	90	72	57	47	32	30
1965	120	90	49	46	45	40	36
1966	60	60	46	41	33	28	24
1967	60	60	46	42	39	37	33
1968	120	90	60	45	27	25	22
1969	--	--	--	--	--	--	--
1970	30	30	28	26	24	22	21

ESTACION ARMERIA, COL. INTENSIDADES EN mm/hr.

AÑO	DURACION (en minutos)						
	10	20	45	60	80	100	120
1962	134	114	92	74	56	45	33
1963	76	47	21	19	16	14	12
1964	71	50	35	29	23	19	16
1965	114	70	43	41	33	31	27
1966	36	36	25	20	17	15	13
1967	120	69	53	41	29	28	25
1968	98	79	71	58	53	46	41
1969	111	76	48	43	41	36	30
1970	--	--	--	--	--	--	--
1971	96	70	37	32	29	31	31
1972	145	111	65	56	47	39	32
1973	81	57	31	28	27	24	22

ESTACION CERRO DE ORTEGA, COL. INTENSIDADES EN mm/hr.

AÑO	DURACION (en minutos)						
	10	20	45	60	80	100	120
1962	110	83	77	65	53	44	37
1963	97	64	29	23	18	17	15
1964	106	83	48	39	32	26	22
1965	106	83	51	42	34	27	23
1966	126	87	58	51	42	35	30
1967	108	77	48	40	34	34	34
1968	126	111	76	57	50	43	37
1969	--	--	--	--	--	--	--
1970	180	180	122	99	79	65	57
1971	108	102	77	70	62	55	50
1972	66	60	44	36	29	24	20
1973	111	95	68	56	44	36	30
1974	--	--	--	--	--	--	--
1975	169	148	99	82	72	63	57

2.3) OROGRAFIA Y GEOLOGIA

En la zona Pacífico-Centro se distinguen importantes unidades fisiográficas. Una de ellas, el litoral costero, comprendido entre las faldas de la Sierra Madre Occidental y el Océano Pacífico. En lo general está constituida por rocas clásticas continentales del Cenozoico, así como de rocas sedimentarias recientes de origen marino aluvial, siendo sus costas arenosas con numerosas marismas, lagunas y esteros.

Desde la punta Graham ($19^{\circ}11'00''$ de latitud norte y $104^{\circ}41'00''$ de longitud w.g.), macizo montañoso que alcanza una altura de 215 m, hasta la Bahía de Manzanillo, a lo largo de 30 km la costa es una extensa playa de arena. Inmediatamente tierra adentro, se encuentra una laguna conocida con el nombre de estero de Potrero Grande; junto a ella y al norte está la desembocadura del río Cihuatlán.

Al llegar a la Bahía de Manzanillo se modifica la línea de la costa y aparecen acantilados. Esta Bahía está ligada por alturas de importancia; las puntas extremas que la limitan son: la de Carrizal por el occidente y la de Campos por el Oriente. ($19^{\circ}01'00''$ de latitud norte y $104^{\circ}21'00''$ de longitud w.g.). Desde la última punta se inicia una costa baja de arena gris y dirección SE.

En la región en estudio se encuentra la Cordillera Neovolcánica, también llamada Sierra Volcánica Transversal, se extiende del Océano Pacífico al Golfo de México, constituyendo una ancha faja de 130 km de ancho que arranca en la costa occidental, de la desembocadura del río Santiago a la Bahía de Banderas; de ahí continúa al sureste hasta encontrar el Volcán

de Colima con 3,960 m de altura; 8 km al norte se levanta el Volcán de nieve o Nevado de Colima, cuya elevación llega a 4,300 m de altura.

La serranía está constituida por materiales ígneos extrusivos y aloja a numerosos volcanes, por lo que se llama Cordillera Neovolcánica. Limita las Sierras Madre Oriental, Occidental y del Sur que se unen a ella en sus extremos.

2.4) CARACTERISTICAS DE LA VEGETACION

La mayor parte de la región Pacífico-Centro está formada por sabanas, solo en algunos puntos bajos está cubierta por estepa y tiene su faja litoral de vegetación costera.

La vegetación casi llega a desaparecer de diciembre a mayo, tomando una coloración grisácea que muestra una apariencia de aridez.

Hacia el norte la vegetación de la costa es típica de litoral, formada por manglares, palmeras y amates, hacia el interior aparecen: una selva espinosa, leguminosas, gramíneas, arbustillos enanos y cetáceas gigantes. Al sur de la faja de vegetación, se presenta más ancha y la selva espinosa es sustituida por flora tropical, en la que se destacan el chico zapote, caoba y cedro rojo.

Al centro y al sur se localizan en las altas cimas, bosques de coníferas, pero en las vertientes predominan especies tropicales secas.

En la parte media la flora característica de la región templada: cedro, encino, roble, pino, palo blanco, copal, etc.

2.5) CLIMA

Para presentar las características climatológicas más importantes de la zona Pacífico-Centro, fueron seleccionadas estaciones climatológicas operadas por la S.A.R.H. y el Servicio Meteorológico Nacional distribuidas adecuadamente en tres fajas: El Altiplano área central y parte costera, es decir, donde los elementos y factores climáticos son semejantes.

En la faja del Altiplano, por lo general, se presentan climas secos (del tipo estepario, vegetación xerofita y escasez de lluvia durante el verano.

La faja central, presenta climas semi-seco en otoño, seco en invierno y primavera y cálido sin cambio termométrico invernal.

En la costa el clima es húmedo, en otoño, invierno y primavera secos; cálido y con poco cambio termométrico invernal.

La lluvia media anual de mayor valor es de 1,319 mm, registrada en la estación San Gregorio situada en la faja alta; registrándose en la estación Tolimán, Jal. situada en la faja media, la menor de estas medias anuales con 546 mm. El valor promedio de las medias anuales, correspondiente a esta región, es de 898 mm que corresponde a la más baja de la zona Pacífico-Centro.

El valor de la temperatura media anual mayor, corresponde a la estación Callejones, Col. que pertenece a la faja costera; un valor semejante es el registrado en la estación Ahuijulio, Jal. localizada en la faja alta. El valor promedio de las temperaturas medias correspondiente a esta región hidro-

lógica es de 22.4 grados centígrados.

Por lo que respecta a la evaporación se puede definir como valor promedio de las medias anuales 1,751 mm, que prácticamente duplica el valor de la lluvia media anual de 898 mm.

III) PROCESAMIENTO DE DATOS

3.1) CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO

Las características físicas de una cuenca constituyen elementos que tienen gran importancia en el comportamiento hidrológico de la misma.

De hecho existe una estrecha correspondencia entre el régimen hidrológico y dichos elementos, de ahí que el conocimiento de éstos sea de gran utilidad práctica, pues al establecer relaciones y comparaciones de ellos con datos hidrológicos conocidos, se pueden determinar indirectamente los valores de las avenidas máximas probables en secciones o sitios de interés práctico en los que falten datos o bien donde por causa de índole fisiográfica ó económica no sea factible la instalación de estaciones hidrométricas.

Se puede decir que estos elementos físicos constituyen la probabilidad más conveniente de conocer la variación en el espacio de los elementos del régimen hidrológico.

A continuación se incluyen los cálculos correspondientes a la estimación de las características fisiográficas de las cuatro cuencas cuyos escurrimientos cruzan por los terrenos del aeropuerto, así mismo se muestra posteriormente, una tabla resumen con dichos valores.

a) Area de la Cuenca

Es la superficie en proyección horizontal de la figura encerrada por el parteaguas.

Hay varias formas de calcular el área de una cuenca.

1.- Contando cuadros, que en una cuadrícula con una escala específica quedan dentro de la cuenca en estudio.

2.- Por medio de un planímetro

3.- Pesando la figura de la cuenca.

b) Longitud del cauce principal.

Este podrá ser calculado por medio de un longímetro.

c) Pendiente media del cauce principal.

Se puede calcular:

1.- Por la relación desnivel distancia.

$$S \text{ c.p.} = \frac{d}{l}$$

donde:

d; es el desnivel entre los puntos inicial y final del cauce.

l; longitud entre los puntos inicial y final

2.- Por compensación de áreas.

En el cual se dibuja el perfil del cauce principal en una gráfica de elevación contra longitud, en el cual el área encerrada es igual a la del cauce principal.

3.- Por medio del criterio de Taylor-Schwarz

Se supone:

1.- La longitud del cauce principal y se divide en "m" intervalos iguales Δx es decir:

$$L = m \Delta x$$

2.- En cada intervalo Δx se tiene una velocidad v_i igual a:

$$v_i = c \sqrt{R_i S_i} \quad (\text{chezy})$$

como:

$$v_i = \frac{\Delta x}{t_i}$$

$$t_i = \frac{\Delta x}{v_i} = \frac{\Delta x}{C \sqrt{R_i s_i}}$$

También se aceptará que: $C \sqrt{R_i}$ es constante y que vale K.

$$t_i = \frac{\Delta x}{R \sqrt{s_i}} \text{ que es el tiempo de recorrido en el intervalo } (i - \text{ésima } \Delta x)$$

$$T = \frac{L}{K \sqrt{S_{cp}}} \text{ tiempo total de recorrido (desde A hasta B)}$$

donde:

$$T = \sum_{i=1}^m t_i$$

Substituyendo los valores de T y t_i

$$\frac{L}{K \sqrt{S_{cp}}} = \sum_{i=1}^m \frac{\Delta x}{K \sqrt{s_i}}$$

donde:

$$\frac{L}{K \sqrt{S_{cp}}} = \frac{\Delta x}{K} \sum_{i=1}^m \frac{1}{\sqrt{s_i}}$$

$$\frac{m \Delta x}{\sqrt{S_{cp}}} = \Delta x \sum_{i=1}^m \frac{1}{\sqrt{s_i}}$$

despejando

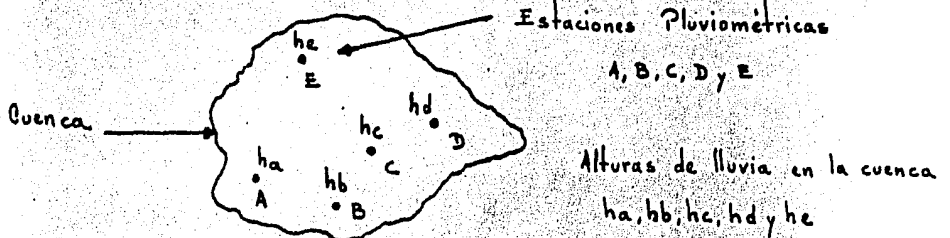
$$\frac{m^2}{S_{cp}} = \left[\sum_{i=1}^m \frac{1}{\sqrt{s_i}} \right]^2$$

despejando S_{cp} . tenemos:

$$S_{cp} = \left[\frac{m}{\sum_{i=1}^m \frac{1}{\sqrt{s_i}}} \right]^2$$

d) Altura de Precipitación Media Anual

1.- Medio Aritmético

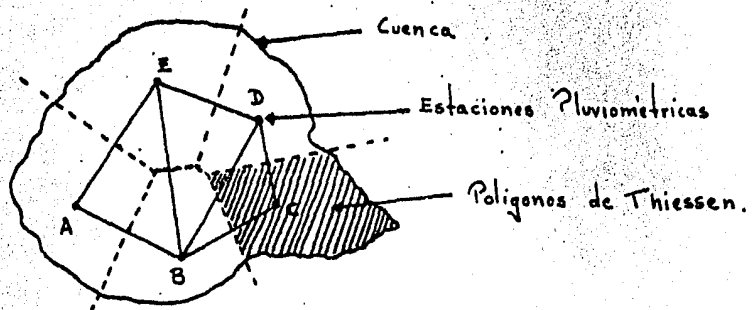


$$\bar{h} = \frac{h_a + h_b + h_c + h_d + h_e}{5}$$

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{n}$$

Este método no toma en cuenta la distribución de las estaciones en la cuenca, así como la distribución de las alturas de lluvia en la misma.

2.- Polígonos de Thiessen.



$$\bar{h} = \frac{h_A A_A + h_B A_B + h_C A_C + h_D A_D + h_E A_E}{A}$$

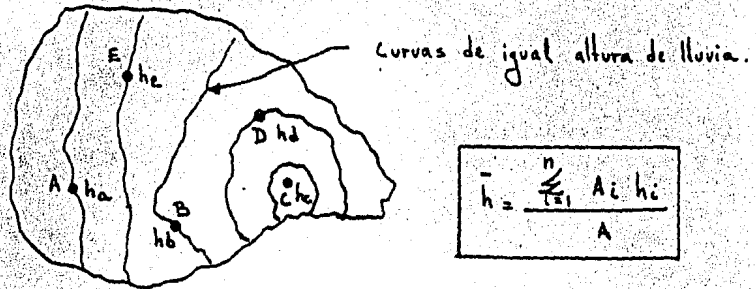
A (area total de la cuenca)

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i A_i}{A}$$

Este método si toma en cuenta la distribución de las estaciones en la cuenca, pero no así la distribución de la lluvia en la misma.

3.- Isoyetas

Las Isoyetas son curvas de igual Precipitación Pluvial.



A_i = área encerrada entre las isoyetas i e $i-1$
 h_i = valor de la isoyeta

Este método si toma en cuenta la distribución de las estaciones en la cuenca, así como la altura de lluvia en la misma.

e) Factor de escurrimiento "N"

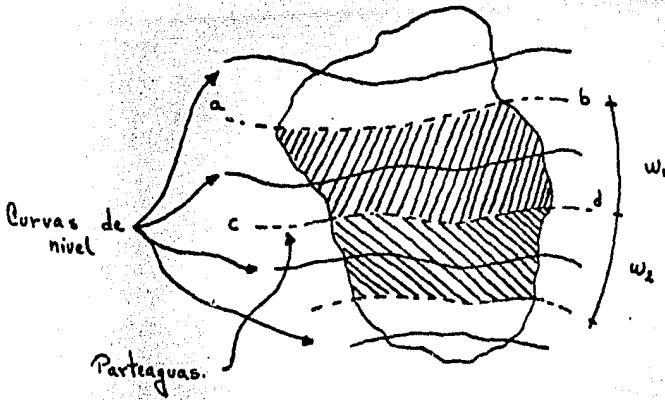
Este valor se obtiene de unas gráficas que están en función del uso de la tierra, de la condición de la superficie y del tipo de suelo. (Ver tabla 4.3.1.1 pág. 78.

f) Pendiente media de la Cuenca.

Es la inclinación representativa que tiene la cuenca

1) Criterio de Alford

$$S_i = \frac{D}{W_i}$$



S_1 - Pendiente promedio de la faja en estudio

$$W_1 = \frac{a_1}{l_1} \text{ (ancho promedio)}$$

a_1 = área de la faja.

l_1 = longitud de la curva de nivel.

D = Desnivel entre curvas de nivel.

$$S = \frac{D l_1}{a_1} \frac{a_1}{A} + \frac{D l_2}{a_2} \frac{a_2}{A} + \dots + \frac{D l_n}{a_n} \frac{a_n}{A}$$

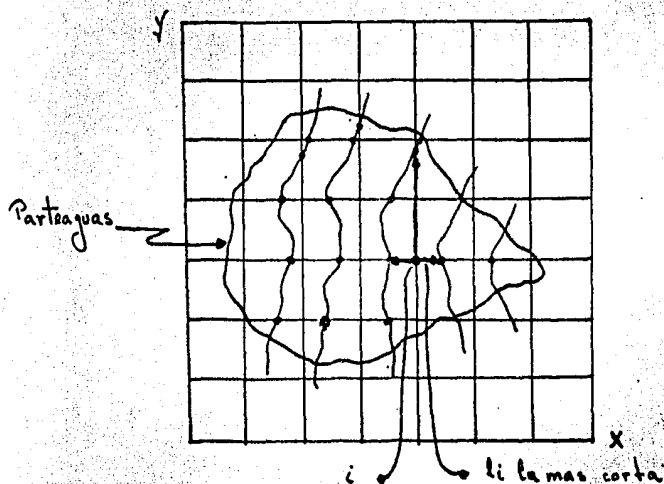
A = area de la cuenca

L = longitud total de las curvas de nivel.

$$S = \frac{D}{A} (l_1 + l_2 + l_3 + \dots + l_n)$$

$$S = \frac{DL}{A}$$

2) Criterio de Horton



número de intersecciones

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x}$$

$$S_y = \frac{N_y D}{L_y}$$

D = desnivel entre las curvas,

N_x y N_y = número de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en los sentidos x y Y con las curvas de nivel (DENTRO DE LA CUENCA)

L_x y L_y = longitud total de las líneas de la malla en los sentidos x y Y.

θ = ángulo medio de las mallas con curvas de nivel

$$S = \frac{(N_x + N_y) D}{L_x + L_y} \sec \theta$$

Pero $\sec \theta = 1.57$

$$S = \frac{(N_x + N_y) D}{L_x + L_y} 1.57$$

$$S = \sqrt{S_x S_y} \quad \text{Promedio Geométrico}$$

3) Criterio de Nash

$$S = \frac{\sum_{i=1}^n S_i}{n} \quad S_i = \frac{d_i}{l_i}$$

En la cuadrícula en el cruce i, l_i es la longitud mínima entre curvas de nivel x ó y.

d_i = desnivel entre curvas de nivel

$s_i = 0$ si está rodeado de curvas de nivel del mismo valor.

CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO

CUENCA N° 1

Area	3.395 km ²
Longitud del Cauce principal	5.7 km
Pendiente Media del cauce principal	0.0315
Lc.	2.8 km
Altura de precipitación media anual	850.0 mm
Tiempo de retraso	0.85 hs.
Factor de escurrimiento "N"	62.0
Pendiente media cuenca.	0.0286
Altura pluviométrica media	125.0

CUENCA N° 2

Area.	26.685 km ²
Longitud cauce principal	17.4 km
Pendiente media cauce principal	0.0401
Lc	8.4
Altura de precipitación media anual	850.0 mm
Tiempo de retraso	1.65 hs.
Factor de escurrimiento "N"	62.0
Pendiente media cuenca.	0.0974
Altura pluviométrica media	125.0 mm

CUENCA N° 3

Area	14.535 km ²
Longitud cauce principal	9.1 km
Pendiente media cauce principal	0.0367
Lc	4.0 km
Altura de precipitación media anual	850.0 mm
Tiempo de retraso	1.15 hs.
Factor de escurrimiento "N"	62.0
Pendiente media cuenca.	0.0436
Altura pluviométrica media	125.0 mm

CUENCA N° 4

Area	10.277 km ²
Longitud cauce principal	9.0 km
Pendiente media cauce principal	0.0440
Lc	4.2 km
Altura de precipitación media anual	850.0 mm
Tiempo de retraso	1.06 hs.
Factor de escurrimiento "N"	62.0
Pendiente media cuenca	0.369
Altura pluviométrica media	125.0 mm

3.2) ESTIMACION DE LAS CARACTERISTICAS DE INFILTRACION.

De todos los factores que afectan el escurrimiento superficial de una cuenca, el uso y tipo de suelo es uno de los más importantes. Este factor está íntimamente ligado a la infiltración y a la capacidad de retención del suelo.

En cualquier cuenca, las características del escurrimiento superficial se ven fuertemente influenciadas por el tipo predominante de suelo, debido a las diferentes capacidades de infiltración de cada uno de ellos, las que a su vez, son resultado del tamaño de los granos del suelo, del modo como están agrupados y de la forma y arreglo de sus partículas. La porosidad afecta tanto a la infiltración como a la capacidad de almacenamiento de los suelos y varía mucho con los diferentes tipos de éstos. La porosidad no depende del tamaño de las partículas, sino más bien de su arreglo, forma y grado de compactación. Por

esta razón, se ha optado por expresar lo anterior en función de valores numéricos que representen o expliquen la diferencia en volumen, entre precipitación y escurrimiento.

Para ello, en este estudio definimos el potencial de escurrimiento en base al número "N", de acuerdo al tipo de suelo y cubierta vegetal; este factor "N" corresponde a una condición media del suelo para avenidas anuales que supone cierto grado de humedad previa en la cuenca.

En este trabajo, dicho factor se tomó de la tabla elaborada por Ven-te Chow para su empleo en el método del mismo nombre.

En la tabla resumen de las características físicas de las cuencas, se anota el valor del factor de escurrimiento "N" empleado en cada una de ellas. (Ver tabla N^o 4.3.1.1. pág. 78.

3.3) CURVAS INTENSIDAD-DURACION-PERIODO DE RETORNO.

Para usar los datos de precipitación con fines hidrológicos, es necesario contar con suficiente información de las intensidades de lluvia para diferentes duraciones de tormenta asociadas a períodos de retorno de 10, 20, 50 y 100 años.

El período de retorno de la tormenta, es elegido tomando en cuenta la importancia de la obra y los perjuicios que puedan ocurrir si se presenta una avenida mayor que la estimada.

La relación entre Intensidad-Duración-Período de retorno de las tormentas sobre la región en estudio se determinó con el análisis de los datos registrados de la siguiente manera.

Mediante el método de Gumbel se obtuvieron las intensi-

dades para los periodos de retorno ya mencionados, las cuales se llevaron a un plano coordinado acotando en el eje de las abscisas las duraciones expresadas en minutos y en el eje de las ordenadas los valores de las intensidades expresadas en centímetros por hora. Graficando dichos valores se obtiene una serie de puntos sobre una línea vertical que corresponden a determinada duración, uniendo estos puntos para las diversas duraciones.

Se definen las curvas correspondientes:

Las curvas Intensidades-Duración-Período de Retorno, presentan el comportamiento regional de la precipitación en la vertiente del Pacífico-Centro, ya que fueron obtenidas con los datos de diferentes estaciones en las que se observaron las mismas características climatológicas. El procedimiento de cálculo se muestra en las tablas siguientes:

Estaciones; Cerro de Ortega, Armería y Colima.

Cálculo de Intensidades máximas de lluvia.

Para D = 10 min.

I			I ²		
6.00	134.40	11.04	36.00	179.56	121.90
12.00	7.56	9.66	144.00	57.15	93.31
9.00	7.08	10.62	81.00	50.12	112.80
12.00	11.40	10.56	144.00	130.00	111.51
6.00	3.60	12.60	36.00	13.00	158.56
6.00	12.00	10.80	36.00	144.00	116.64
12.00	9.84	12.60	144.00	96.82	209.10
3.00	11.10	18.00	9.00	123.21	324.00
	9.60	10.80		92.16	116.64
	14.46	6.60		209.10	43.56
	8.10	11.10		65.61	123.21
		16.88			284.93
Σ Ii = 315.40			Σ Ii ² = 3606.89		

$N = 31$

$I_m = 10.17$

$I_m^2 = 103.51$

$NI_m^2 = 3208.81$

$\sigma_q = 3.64$

$\sigma_q / \sigma_n = 3.26$

$I = I_m + \sigma_q / \sigma_n (-y_n + L_n T_R)$

TR	I	AI	Imax
10	15.92	3.71	19.63
20	18.20	3.71	21.91
50	21.20	3.71	24.91
100	23.43	3.71	27.14

$$\Delta I = 1.14 \sigma_q / \sigma_n = 3.71$$

PARA D = 20 min.

I			I ²		
6.00	11.40	8.32	36.00	129.96	69.22
8.40	4.74	6.39	70.56	22.46	40.83
9.00	4.95	8.31	81.00	24.50	69.05
9.00	6.96	8.25	81.00	48.44	68.06
6.00	3.60	8.70	36.00	12.96	75.70
6.00	6.86	7.65	36.00	47.05	58.52
9.00	7.92	11.10	81.00	62.72	123.21
3.00	7.55	18.00	9.00	57.00	324.00
	6.99	10.20		48.86	104.04
	11.70	6.00		122.54	36.00
	5.70	9.45		32.50	89.30
	9.10	14.81		81.81	219.33
	3.03	6.06		9.18	36.72
	3.03	0.91		9.18	00.82
	6.06	4.54		36.72	20.61
	3.03	5.15		9.18	26.52
		4.85			23.52
		3.03			9.18
		2.27			5.15
$\sum I_i = 302.38$			$\sum I_i^2 = 2586.40$		

$$N = 43$$

$$I_m = 7.03$$

$$I_m^2 = 49.42$$

$$NI_m^2 = 2125.10$$

$$\sigma_q = 3.31$$

$$\sigma_q / \sigma_n = 2.88$$

$$I = I_m + \sigma_q / \sigma_n (-y_n + L_n T_n)$$

$$\Delta I = 1.14 \sigma_q / \sigma_n = 3.28$$

TR	I	ΔI	I _{max.}
10	12.10	3.28	15.38
20	14.10	3.28	17.38
50	16.72	3.28	20.00
100	18.72	3.28	22.00

PARA D = 45 min.

I			I ²		
4.50	9.2	7.65	20.25	84.64	58.52
4.70	2.13	2.94	22.10	4.53	8.64
7.20	3.45	4.76	51.84	11.90	22.65
4.90	4.26	5.08	24.01	18.14	25.80
4.60	2.45	5.73	21.60	6.00	32.83
4.60	5.27	4.80	21.60	27.77	23.04
6.00	7.09	7.60	36.00	50.26	57.76
2.80	4.81	12.21	7.84	23.13	149.10
	3.69	7.70		13.61	59.30
	6.53	4.44		42.64	19.71
	3.11	6.83		9.67	46.65
	9.32	9.89		86.86	97.81
	1.86	6.04		3.46	36.50
	2.77	0.48		7.67	0.23
	6.05	4.20		36.60	17.64
	2.56	2.90		6.55	8.41
		3.95			15.60
		3.02			9.12
		1.10			1.21
$\sum I_i = 215.17$			$\sum I_i^2 = 1329.19$		

$N = 43$

$I_m = 5$

$I_m^2 = 25$

$(I_m)^2 = 1075$

$\sigma_q = 2.46$

$\sigma_q / \sigma_n = 2.14$

$I = I_m + \sigma_q / \sigma_n (-y_n + L_n T_n)$

TR	I	ΔI	I _{max.}
10	8.76	2.44	11.20
20	10.24	2.44	12.68
50	12.20	2.44	14.64
100	13.68	2.44	16.12

$\Delta I = 1.14 \sigma_q / \sigma_n = 2.44$

PARA D = 60 min.

I			I ²		
3.70	7.36	6.51	13.70	54.17	42.38
3.80	1.88	2.26	14.44	3.53	5.10
5.70	2.93	3.89	32.50	8.58	15.13
4.60	4.05	4.24	21.16	16.40	17.97
4.10	2.05	5.07	16.81	4.20	25.70
4.20	4.14	3.98	17.64	17.14	15.84
4.50	5.82	5.71	20.25	33.87	32.60
2.60	4.34	9.94	6.76	18.83	98.80
	3.23	7.00		10.43	49.00
	5.60	3.63		31.36	13.17
	2.75	5.60		7.56	31.36
10.00	8.23		100.00		67.73
2.00	6.00			4.00	36.00
2.00	0.35			4.00	0.12
6.00	3.20		36.00		10.24
3.00	2.50			9.00	6.25
	4.00				16.00
	3.00				9.00
	0.80				0.64
$\sum I_i = 186.26$			$\sum I_i^2 = 995.36$		

$N = 43$

$I_m = 4.33$

$I_m^2 = 18.76$

$NI_m^2 = 806.81$

$\sigma_q = 2.12$

$\sigma_q / \sigma_n = 1.84$

$I = I_m + \sigma_q / \sigma_n (-\gamma_n + L_n T_R)$

$\Delta I = 1.14 \sigma_q / \sigma_n = 2.10$

TR	I	ΔI	I _{max.}
10	7.56	2.10	9.66
20	8.83	2.10	10.93
50	10.52	2.10	12.62
100	11.80	2.10	13.90

PARA D = 80 min

I			I ²		
2.80	5.55	5.25	7.84	30.80	27.56
2.80	1.62	1.77	7.84	2.62	3.13
4.70	2.32	3.18	22.09	5.38	10.11
4.50	3.30	3.38	20.25	10.90	11.42
3.30	1.70	4.20	10.90	2.90	17.64
3.90	2.93	3.38	15.21	8.60	11.42
2.70	5.25	4.98	7.30	27.56	24.80
2.40	4.10	7.87	5.76	16.81	61.93
	2.85	6.19		8.12	38.31
	4.68	2.91		21.90	8.47
	2.71	4.40		7.34	19.36
	7.52	7.23		56.55	52.27
	2.25	4.92		6.50	24.20
	1.73	0.31		3.00	0.09
	4.89	2.63		23.91	6.91
	2.25	2.26		5.06	5.10
		3.76			14.13
		2.63			6.91
		0.60			0.36
$\sum I_1 = 154.60$			$\sum I_1^2 = 679.26$		

$N = 49$

$I_m = 3.60$

$I_m^2 = 12.96$

$NI_m^2 = 557.28$

$\sigma_q = 1.70$

$\sigma_q / \sigma_n = 1.5$

$I = I_m + \sigma_q / \sigma_n (-/n + L_n TR)$

$\Delta I = 1.14 \sigma_q / \sigma_n = 1.71$

TR	I	ΔI	I_{max}
10	6.23	1.71	7.94
20	7.27	1.71	9.00
50	8.65	1.71	10.36
100	9.70	1.71	11.41

PARA D = 100 min

I			I ²		
2.30	4.51	4.38	5.30	20.34	19.20
2.30	1.36	1.67	5.30	1.85	2.80
3.20	1.93	2.63	10.24	3.72	6.91
4.00	3.12	2.72	16.00	9.73	7.40
2.80	1.48	3.45	7.84	2.20	11.90
3.70	2.78	3.41	13.70	7.72	11.62
2.50	4.59	4.32	6.25	21.06	18.66
2.20	3.55	6.54	4.84	12.60	42.77
	3.05	5.45		9.30	29.70
	3.86	2.42		14.90	5.85
	2.39	3.60		5.71	12.96
	6.62	6.30		43.82	39.70
	2.41	4.03		5.80	16.24
	1.50	0.27		2.25	0.07
	3.98	2.41		15.84	5.80
	1.80	2.11		3.24	4.45
		3.37			11.35
		2.17			4.70
		0.48			0.23
$\sum I_1 = 133.66$			$\sum I_1^2 = 501.86$		

$N = 13$

$I_m = 3.11$

$I_m^2 = 9.67$

$NI_m^2 = 415.81$

$\sigma_f = 1.43$

$\sigma_f / \sigma_n = 1.24$

$I = I_m + \sigma_f / \sigma_n (-y_n + L_n T_n)$

$\Delta I = 1.14 \sigma_f / \sigma_n = 1.41$

TR	I	ΔI	I_{max}
10	5.30	1.41	6.71
20	6.15	1.41	7.56
50	7.28	1.41	8.70
100	8.14	1.41	9.55

PARA D = 120 min.

I			I ²		
2.00	3.77	3.72	4.00	14.21	13.83
2.00	1.21	1.54	4.00	1.46	2.37
3.00	1.63	2.24	9.00	2.65	5.01
3.60	2.69	2.28	12.96	7.23	5.20
2.40	1.28	2.94	5.76	1.64	8.64
3.30	2.45	3.39	10.90	6.00	11.50
2.20	4.12	3.71	4.84	17.00	13.76
2.10	3.01	5.65	4.41	9.06	31.92
	3.05	5.00		9.30	25.00
	3.24	2.03		10.50	4.12
	2.16	3.01		4.66	9.06
	6.50	5.68		42.25	32.26
	2.00	3.35		4.00	11.22
	1.50	0.22		2.25	0.05
	3.50	2.25		12.25	5.06
	1.55	1.75		2.40	3.06
		4.00			16.00
		1.80			3.24
		0.40			0.16
$\sum I_1 = 119.22$			$\sum I_1^2 = 404.19$		

$N = 43$

$I_m = 2.77$

$I_m^2 = 7.68$

$\sum I_m^2 = 330.54$

$\sigma_I = 1.32$

$\sigma_I / \sigma_n = 1.15$

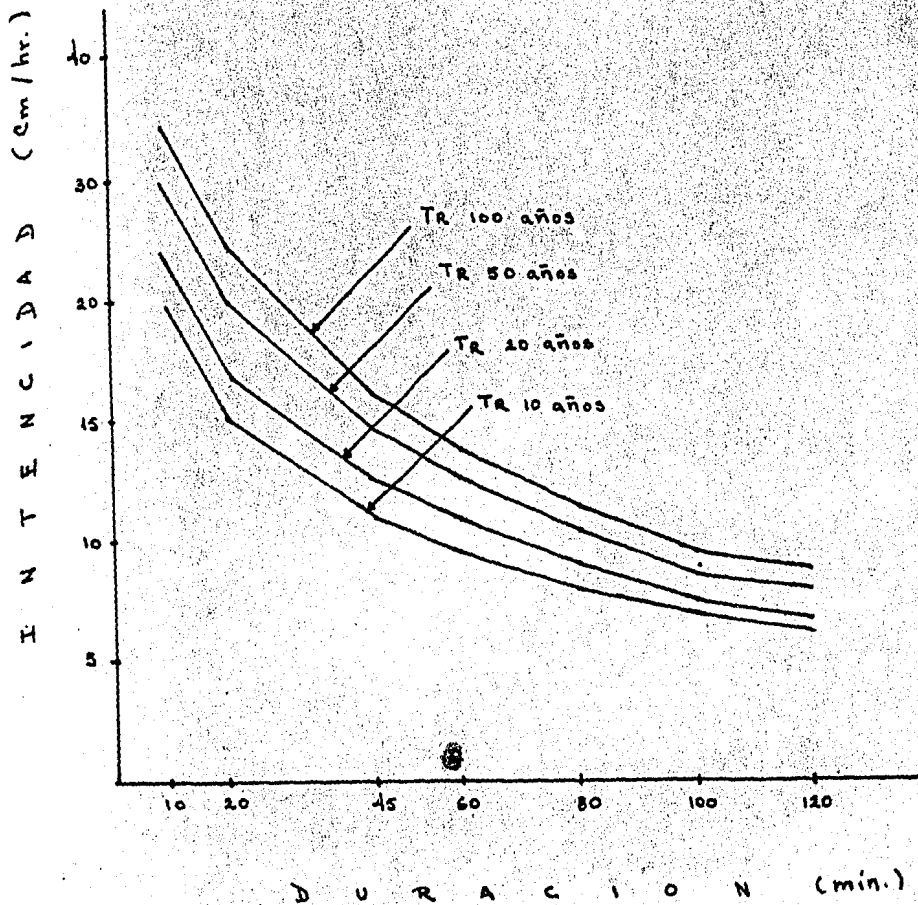
$I = I_m + \sigma_I / \sigma_n (-y_n + L_n T_R)$

$\Delta I = 1.14 \sigma_I / \sigma_n = 1.31$

TR	I	ΔI	I _{max}
10	4.80	1.31	6.11
20	5.60	1.31	6.91
50	6.64	1.31	7.95
100	7.44	1.31	8.75

CURVAS

INTENSIDAD - DURACION - PERIODO DE RETORNO



3.4) FACTORES DE TRANSPORTE

Para utilizar las curvas Intensidad-Duración-Período de retorno en puntos diferentes dentro de la zona en estudio para la cual fueron calculadas, se debe tener presente que no llueve con la misma intensidad de un punto a otro y que por ello es necesario usar un factor de transporte que tome en cuenta esta consideración. Esta corrección se hace mediante la relación entre la precipitación anual media de la zona en estudio (P_a), tomada de la carta de isoyetas del período 1931-1960 de la S.A.R.H., y la precipitación media anual en la estación base (P_b).

IV) CALCULO DE AVENIDAS DE DISEÑO

4.1) SELECCION DE METODOS

En la vertiente Pacífico-Centro las avenidas de los ríos se originan por precipitaciones pluviales que se presentan sobre todo en los meses de verano, de Julio a Septiembre.

Los hidrogramas que se registran en las estaciones de aforo son el resultado de un proceso complicado, en donde intervienen un gran número de variables.

Los factores que pueden afectar al escurrimiento pueden clasificarse en dos grandes grupos:

CARACTERISTICAS DE LA PRECIPITACION

Dentro de estas se deben considerar la distribución en tiempo y espacio de la precipitación, es decir, la intensidad de la precipitación en todos los puntos de la cuenca y en cada intervalo de tiempo dentro de la duración de la tormenta.

CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA

Puede considerarse que una cuenca es un sistema que transforma entradas de agua en forma de precipitación en gastos de escurrimientos a la salida de la cuenca. Esta transformación es un fenómeno complejo en el que intervienen las características físicas del suelo y subsuelo, la cantidad de agua contenida en ellos, la topografía y geometría de la cuenca, las características de la red de drenaje, la cubierta vegetal y un número de variables que interrelacionadas, constituyen el sistema de transformación de precipitación en escurrimiento. Existen algunos valores de factores fisiográficos que son variables con el tiempo

y desde luego no son iguales para todos los puntos de la cuenca en estudio.

De acuerdo con las características físicas de las cuencas en estudio y principalmente con el tipo de información hidrológica disponible en la región fue necesario elegir los métodos que nos permitieran obtener el valor más aproximado del escurrimiento.

En este tipo de estudios es recomendable elegir más de un método para estimar los valores de las avenidas máximas, ya que esto permite asegurar la magnitud de los resultados. Atendiendo a la condición de cuencas pequeñas en la zona, en este estudio se emplearon los métodos de Ven-Te-Chow, Seshappa Rao Assenzo-Harp y el estudio Regional elaborado por el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. para la región Pacífico-Centro; el cálculo del escurrimiento sobre la pista y rodajes del aeropuerto se efectuó utilizando el método de "Escurrecimiento en Ladera" publicado por Izzard y Horton.

4.2) ANALISIS ESTADISTICO DE GASTOS MAXIMOS ANUALES

Dentro de las distribuciones de probabilidad más usadas para el análisis de gastos máximos anuales, se encuentran la de Gumbel I y la de Pearson III que se han ajustado ya sea a los gastos máximos o bien a sus logaritmos, a continuación analizaremos en forma breve las características de las dos distribuciones, así como la manera de estimar sus parámetros para ser usados en nuestra región en estudio.

Cuando los gastos máximos anuales son una mezcla de dos

poblaciones, el uso de una distribución de probabilidad que no considere este efecto puede llevar a conclusiones erróneas. Como éste parece ser el caso de la región Pacifico-Centro, se probó también una distribución Doble Gumbel para determinar la bondad de su ajuste.

4.2.1) DISTRIBUCION GUMBEL

La función de distribución de probabilidad tipo Gumbel I, puede representarse:

$$F_Q(q) = e^{-e^{-(q-b)/a}} \quad (4.1)$$

donde: Q gasto máximo anual.

q variable independiente.

$F_Q(q)$ prob. (Q = q)

a y b son los parámetros de la distribución. Puede encontrarse que es la distribución límite de Q, cuando:

$$Q = \max (X_1, X_2, X_3, \dots, X_N) \quad (4.2)$$

donde: Q es una variable aleatoria

X_1, X_2, \dots, X_N son N variables aleatorias idénticamente distribuidas, independientes, con media y variancia definidas y cuya función de densidad no es acotada superiormente.

De esta manera si se supone que el gasto máximo anual es el máximo de una serie de eventos constituidos por los gastos máximos de varias avenidas, que no es acotado superiormente y que todas las avenidas del año pertenecen a la misma población, la ecuación (4.1) describe el comportamiento probabilístico del gasto máximo anual.

La ecuación (4.1) se puede escribir como:

$$Q (Tr) = a LL (Tr/Tr -1) + b \quad (4.3)$$

donde: $Q (Tr)$ gasto máximo anual, para un determinado período de retorno. Tr .

La expresión (4.3) permite estimar a $Q (Tr)$ mediante una relación lineal. Si además se considera que a partir de la muestra de gastos máximos anuales se pueden estimar los períodos de retorno como:

$$Tr (q_i) = (N + 1)/i \quad (4.4)$$

donde: $Tr (q_i)$ período de retorno asociado a q_i .

i , rango que ocupa el gasto q_i en la secuencia de gastos observados.

Con la expresión (4.4) se puede tener una serie de N parejas de valores simultáneos de Q y Tr .

Con la ecuación (4.3), se puede estimar los parámetros a y b , por el método de mínimos cuadrados, y al mismo tiempo se pueden determinar intervalos de confianza para dichas estimaciones.

Es muy común que las estaciones de aforo cuenten con curvas de aforo verificadas solamente en los rangos de gastos pequeños, sin embargo, debido a que en las grandes avenidas es imposible hacer aforos, se hace necesario estimar dichos gastos mediante métodos de extrapolación de curvas de gastos.

Para gastos altos, estos métodos pueden conducir a errores, por lo tanto debe tenerse presente esto al estimar las avenidas de diseño, puesto que en general todos los métodos son muy sensibles a los valores extremos encontrados.

Para considerar la falta de precisión en las observaciones de estas grandes, se consideró en los errores cometidos tienen pesos diferentes.

Se estudiaron varios pesos, encontrando que:

$$W_i = K / T_i$$

producen buenos resultados en las cuencas en estudio.

4.2.2) DISTRIBUCION DOBLE GUMBEL.

Dentro de esta distribución y de probabilidad se introduce a la idea de dos poblaciones, o sea de dos tipos diferentes de avenidas, una provocada por ciclones y la otra provocada por los fenómenos metereológicos más frecuentes.

De esta manera los años en que no se presentan ciclones los gastos máximos siguen una distribución de probabilidad tipo Gumbel I, que pueden escribirse:

$$F_1(q) = e^{-e^{-(q+a_1)}/c_1} \quad (4.5)$$

donde: q gasto máximo anual (no ciclónico)

a_1 y c_1 son parámetros de la distribución

Si los gastos máximos provocados por los ciclones siguen una distribución de probabilidad tipo Gumbel I, puede escribirse:

$$F_2(q) = e^{-e^{-(q+a_2)}/c_2} \quad (4.6)$$

donde: q gasto máximo anual. (ciclónico)

a_2 y c_2 parámetros de la distribución.

Es posible darse una idea aproximada de la frecuencia de los años ciclónicos mediante un análisis de los registros

metereológicos, o bien, en su defecto por medio de la experiencia de los habitantes de la región. En el caso de la zona del Pacífico Centro esta probabilidad es aproximadamente 10%.

Cuando los gastos máximos anuales son provocados por una mezcla de las dos poblaciones, su función de distribución de probabilidad se puede escribir como:

$$F(q) = e^{-e^{-(q+a_1)/c_1}} (p + (1-p)e^{-e^{-(q+a_2)/c_2}}) \quad (4.7)$$

donde: p, a_1, a_2, c_1, c_2 son los parámetros
 q gasto máximo anual.

Para estimar la función de distribución dados los gastos máximos registrados en un periodo de N años, se puede utilizar la ecuación:

$$\bar{F}(qr) = 1-r / (N + 1) \quad (4.8)$$

donde: $\bar{F}(qr)$ Valor estimado de la función de distribución de probabilidad para el gasto máximo anual.

r rango que ocupa el gasto qr en la secuencia de gastos observados

N número de años de registro.

Para la estimación de los parámetros se probaron varios métodos, encontrándose que el que mejores resultados produce para las cuencas en estudio es el de minimizar la suma de los errores cuadráticos pesados, entre los valores estimados de

$\bar{F}(qr)$ de la ecuación (4.8) y de los teóricos de la ecuación (4.7).

La expresión matemática del problema es; encontrar;

a_1, a_2, c_1, c_2, P , tales que hagan mínimo:

$$E = F(q_i) - F_1(q)P + (1-p)F_2(q)^2 w_i \quad (4.9)$$

donde: w_i peso del error en el gasto de rango i

Para encontrar el mínimo de la ecuación (4.9), se probaron varios métodos, encontrándose que el que mejores resultados produce es el de máximo ascenso el cual consiste en:

1ª Obtener valores iniciales de a_1, c_1, a_2, c_2 y P .

Debido a que este método puede llevar una convergencia a mínimos relativos, es importante evitar esto dando valores iniciales cercanos a los reales.

Una manera fácil de dar los valores iniciales a los parámetros P, a_1, c_1, a_2, c_2 , es dibujando los resultados de la ecuación (4.8) en una gráfica en papel de probabilidad Gumbel, y separarlos aproximando los escurrimientos que pertenecen a cada población. El número relativo de puntos pertenecientes a cada una permite estimar P . Por igualación de momentos en cada una de las poblaciones por separado se calculan a_1, c_1, a_2, c_2 con los sistemas de ecuaciones:

$$\begin{aligned} a_1 &= 0.577 c_1 - \bar{X}_1 \\ c_1 &= (6)^{1/2} / S_1 \end{aligned} \quad (4.10)$$

$$\begin{aligned} a_2 &= 0.577 c_2 - \bar{X}_2 \\ c_2 &= (6)^{1/2} / S_2 \end{aligned} \quad (4.11)$$

donde: $\bar{X}_1, S_1, \bar{X}_2, S_2$, son los valores de la media y la desviación estandar, respectivamente, de los escurrimientos

registrados correspondientes a las dos poblaciones, según la separación hecha previamente.

- 2ª Calcular el gradiente de la función W.
- 3ª El gradiente calculado es la dirección de máximo ascenso o sea de la máxima reducción de E, en el entorno del punto escogido (a_1, a_2, c_1, c_2, P) .
- 4ª Buscar en esa dirección el punto (a_1, a_2, c_1, c_2, P) que haga mínimo el error E
- 5ª Tomar como punto inicial el encontrado con el inciso anterior y volver al punto 2ª.
- 6ª Si el decremento de E es muy pequeño en cada interacción, o el nuevo punto obtenido en 4ª es muy próximo al anterior, la operación se termina y se obtienen los valores de:

E mínimo.

$a_1, c_1, a_2, c_2, P.$

4.2.3) DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD PEARSON.

La función de probabilidad Pearson III, puede escribirse:

$$f(q) = \frac{1}{\Gamma(\alpha)\beta^\alpha} (q-\delta)^{\alpha-1} e^{-(q-\delta)/\beta} \quad \text{si } q \geq \delta \quad (4.12)$$

$$f(q) = 0 \quad \text{en caso contrario}$$

donde:

- $f(q)$ función de densidad de probabilidad
- q variable independiente
- α, β, δ parámetros de la distribución

Para la estimación de los parámetros se usó nuevamente el método de minimizar la suma de errores cuadráticos entre la suma de errores de F (qr) de la expresión (4.8) y de los teóricos de la expresión (4.12).

La estimación de los valores iniciales se hizo mediante el método de momentos, tomando en cuenta que para la distribución Pearson III:

$$Q = \alpha (\beta + \delta) \quad (4.13)$$

$$\sigma_{\phi}^2 = \alpha \beta^2 \quad (4.14)$$

$$\mu^3 = \sigma_{\phi}^2 c_s \quad (4.15)$$

$$c_s = 1 / \sqrt{\alpha} \quad (4.16)$$

donde:

\bar{Q} = media de los gastos máximos anuales.

σ_{ϕ}^2 = variancia

μ^3 = tercer momento respecto al origen

c_s = coeficiente de asimetría

α, β, δ = parámetros de la distribución.

Por otra parte, utilizando los datos hidrométricos, es posible calcular los momentos de la muestra con:

$$M = \sum q_i / N \quad (4.17)$$

$$S = \left[\sum (q_i - M)^2 / (N-1) \right]^{1/2} \quad (4.18)$$

$$g = N \sum_{i=1}^n (q_i - M)^3 / (N-1)(N-2) S^3 \quad (4.19)$$

donde:

M media de la muestra
 N número de años de registro
 S desviación estándar de la muestra
 q_i gasto máximo en el año i

g Coeficiente de asimetría de la muestra

De las ecuaciones (4.19) y (4.16) puede obtenerse:

$$\alpha = 1/g^2 \quad (4.20)$$

$$\beta = g^3 \quad (4.21)$$

$$s = M - S/g \quad (4.22)$$

Las ecuaciones (4.20), (4.21) y (4.22), sirvieron para encontrar los valores iniciales para el programa de máximo ascenso que minimiza el error cuadrático medio entre las funciones de la distribución teórica y la estimada:

$$E(\alpha, \beta, s) = \sum_{i=1}^n \left[F_R(q_i) - (1/\Gamma(\alpha)\beta^\alpha) \int_s^{q_i} (x-s)^{\alpha-1} e^{-(x-s)/\beta} dx \right] w_i \quad (4.23)$$

De esta manera, es posible encontrar los valores de

para cada una de las muestras de gastos máximos anuales constituidas por las estaciones de aforo de la zona.

4.2.4) AJUSTE DE LAS DISTRIBUCIONES PARA LAS CUENCAS AFORADAS

Se recabaron los datos de gastos máximos anuales registrados en las estaciones hidrométricas que funcionan en la zona y que se consignan en la tabla número 4.2.1. Se ajustaron las distribuciones de probabilidad Gumbel y Pearson III, a los gastos máximos anuales y a sus logaritmos; con estos últimos se obtienen en algunas cuencas, predicciones de gastos máximos que son demasiado elevados y por eso se eligió trabajar con los valores directos de los gastos.

Se estimaron los parámetros de las distribuciones Gumbel I, Doble Gumbel y Pearson III, mediante los métodos descritos anteriormente, encontrándose los valores que aparecen en las tablas 4.2.2, 4.2.3, 4.2.4.

4.2.5) SELECCION DE LA DISTRIBUCION TEORICA

En la tabla 4.2.5 se consignan los gastos estimados con las tres distribuciones, para un período de retorno de 10,000 años; puede observarse que la distribución Pearson III produce valores grandes para estaciones tales como Callejones Acaponeta en donde se presentaron gastos muy grandes. La distribución Doble Gumbel es un poco inestable cuando se tienen pocos años de registro y en general no parece indicado aplicarla cuando se tienen menos de 15 a 20 años de registro. La distribución de Gumbel I se apega muy bien para gastos medios y bajos, disparándose para valores grandes del gasto. Esto revela la existencia de dos poblaciones debido a la presencia de los huracanes.

Conceptualmente, la distribución doble Gumbel parece la más indicada aunque debe usarse solamente en aquellos casos en que se cuente con más de 20 años de registro. La distribución Gumbel parece superior a la Pearson III debido a la facilidad de ajuste y predicción a mayor exactitud para períodos de retorno grandes, ya que los parámetros tienen una relación bien definida con características de las cuencas.

Las predicciones realizadas con todas las distribuciones teóricas para la estación Cajón de Peña son del orden del 50% de la avenida que se obtendría si se transpone la tormenta de 1959 que afectó a Manzanillo. Lo anterior conduce a tomar con muchas

reservas los resultados que se obtengan de los métodos estadísticos cuando se aplican a una estación aislada y se extrapolan los resultados a periodos de retorno mucho más grandes que el periodo de registro disponible,

4.2.6) ANALISIS REGIONAL DE GASTOS MAXIMOS

Para realizar el análisis regional de frecuencias de los gastos máximos anuales, se buscaron relaciones entre las características fisiográficas y de precipitación en las cuencas aforadas, con los parámetros de las distribuciones ajustadas a los gastos máximos anuales aforados en ellas; después de intentar varias relaciones funcionales se encontró:

- i) Los parámetros de la distribución Pearson III no parecen tener relación con la fisiografía y precipitación en las cuencas respectivas.
- ii) La probabilidad de fenómeno ciclónico obtenida con la distribución Doble Gumbel es de 10% aproximadamente, que es congruente con la frecuencia observada de los ciclones que tocan tierra.
- iii) Cuando se ajusta una distribución Gumbel I a los datos, se observa que la recta ajustada en papel de Gumbel, puede estar muy por encima de los gastos intermedios, debido a la presencia de uno o dos valores muy grandes.

El efecto anterior se trató de eliminar ajustando la recta de tal manera de minimizar el cuadrado de los errores de estimación, pesados por el inverso del periodo de retorno de la

observación. De esta manera se obtuvieron los parámetros de la distribución de Gumbel I modificados, que aparecen en la tabla 4.2.6. Al tratar de estimar estos parámetros mediante características de precipitación y fisiografía, se obtuvieron coeficientes de correlación superiores a 0.90, lo que revela la existencia de una buena relación.

Como resultado de lo anterior, se eligieron los parámetros de la distribución Gumbel I estimados mediante el método de mínimos cuadrados, con pesos proporcionales al inverso del período de retorno, para hacer el análisis regional. Las características fisiográficas que se tomaron en cuenta fueron:

- a) Área de la Cuenca
- b) Longitud del cauce principal
- c) Pendiente del Cauce principal

La precipitación se consideró representada por:

- d) Precipitación media anual en la cuenca.
- e) Altura de pluviómetro de período de retorno de 10 años, media en la cuenca.

Las características anteriores se calcularon para cada una de las cuencas en estudio y aparecen en la tabla número 4.2.7.

Para evitar problemas inherentes a pocos años de registro en algunas estaciones, se desecharon todas aquellas con menos de ocho años de registro, disponiéndose de este modo de una muestra de 41 estaciones.

Para estas estaciones y sus cuencas, se buscó una relación entre sus características de la tabla 4.2.7 y los parámetros A y B de Gumbel; de la tabla 4.2.6, encontrándose mediante la

aplicación del método de regresión múltiple por pasos, las expresiones:

$$A = \frac{(AR)^{0.8} P^{1.89}}{10950 (L/S)^{0.19}} \quad (4.24)$$

$$B = \frac{(AR)^{0.81} P^{1.27} I^{0.68}}{(L/S)^{0.14} (34500)} \quad (4.25)$$

Donde:

- A y B son parámetros de Gumbel
- AR área de la cuenca en km²
- P altura, pluviométrica media para Tr = 10 años
- L longitud del cauce principal
- S pendiente del cauce principal
- I precipitación media anual

Para cada cuenca dentro de este grupo homogéneo, se puede escribir:

$$Y = \frac{Q - B}{A} \quad (4.26)$$

donde:

- Y variable aleatoria con distribución Gumbel estándar.
- Q variable aleatoria con distribución de Gumbel
- A, B son los parámetros de la distribución Gumbel de Q.

La ecuación (4.26) cuando se aplica a las observaciones de los gastos máximos se puede escribir.

$$Y_{ij} = \frac{q_i - B_i}{A_i} \quad (4.27)$$

- y_{ij} variable reducida en la estación i , año J .
- q_{ij} gasto máximo anual en el año J y estación i .
- A_i, B_i parámetros de Gumbel de la estación i

La ecuación (4.27) define a tantas muestras como estaciones, que tienen distribución aproximadamente Gumbel I. Si se supone independencia entre los gastos máximos anuales:

$$Y_{ij} \quad i = 1, \dots, N$$

$$j = 1, \dots, N$$

donde:

- N número de cuencas,
- n_i número de años de registro de la estación i ,

Constituye una muestra de NT elementos donde:

$$NT = \sum n_{ij}$$

De las 38 estaciones consideradas se obtuvo una muestra de 605 estaciones-año, de la que se estimó la relación de la variable estandarizada y su período de retorno, que aparece en la figura 4.11. En ella se puede apreciar que para períodos de retorno menores de 10 años, los datos coinciden con la función teórica, mientras que para Tr 10 años las observaciones son consistentemente mayores que la relación teórica de Gumbel.

Utilizando la expresión (4.26) y la figura 4.11, se puede escribir:

$$Q (Tr) = A + Y (Tr) + B \quad (4.28)$$

donde: $Y (Tr)$ es el valor de la variable reducida

estimada a partir de la figura 4.11 para un periodo de retorno T_r .

A y B son los parámetros de Gumbel estimados en la curva, mediante los gastos máximos observados δ con las expresiones (4.24) y (4.25).

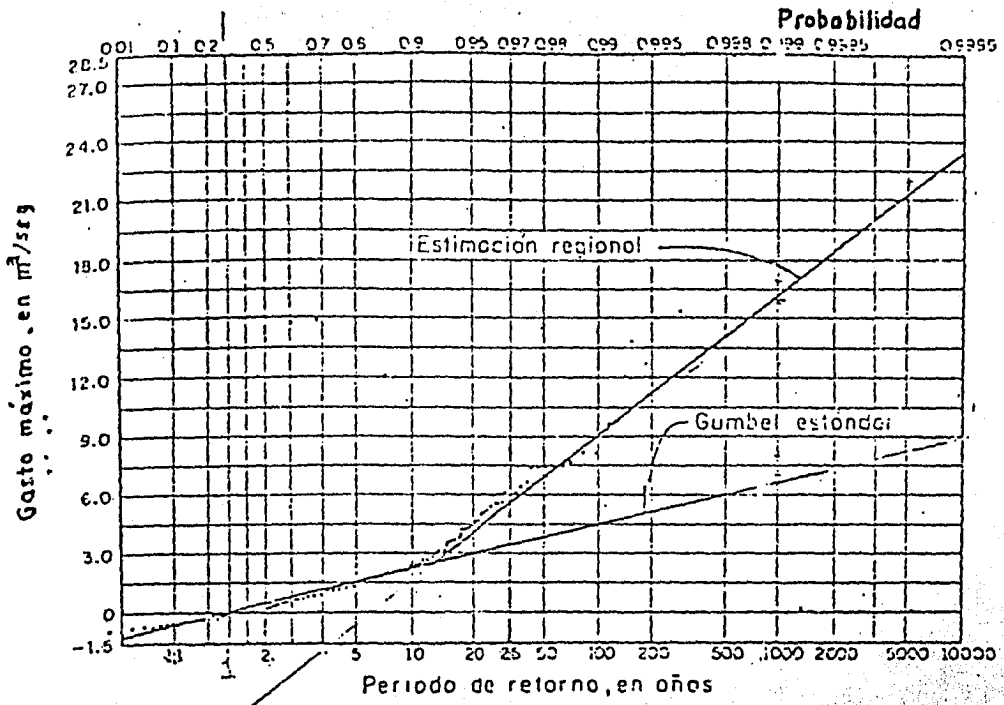


Fig 4.11 Variables estandarizadas utilizando parámetros estimados con los gastos observados

TABLA 4,2,1

GASTOS MAXIMOS ANUALES (m3/seg.) AFORADOS EN LAS ESTACIONES HIDROMETRICAS DE LA REGION PACIFICO CENTRO

AÑO	JUMATAN	PASO DE AROCHA	LAS GAVIOTAS
1949	-	141	-
1950	-	232	-
1951	-	655	-
1952	26.7	645	-
1953	23.9	1386	802
1954	24.2	130	795
1955	47.7	495	1390
1956	28.2	260	565
1957	46.9	49	492
1958	49.9	576	1183
1959	39.6	265	1274
1960	44.3	103	1673
1961	53.3	352	427
1962	51.4	149	1368
1963	34.4	99	474
1964	57.3	109	463
1965	32.8	-	1153
1966	50.5	-	634
1967	57.3	-	1287
1968	-	-	952
1969	-	-	751
1970	-	-	791
1971	-	-	1484
1972	-	-	382
1973	-	-	670
1974	-	-	580
1975	-	-	427
1976	-	-	890

TABLA 4,2,1 (cont.)

GASTOS MAXIMOS ANUALES (m3/seg.) AFORADOS EN LAS
ESTACIONES HIDROMETRICAS DE LA REGION PACIFICO CENTRO

AÑO	CORRINCHIS	LA DESEMBOCADA	EL CHIPLON
1949	-	220	-
1950	-	185	-
1951	-	810	-
1952	-	239	-
1953	-	135	194
1954	-	262	288
1955	-	446	315
1956	-	128	360
1957	-	443	461
1958	-	321	749
1959	-	177	451
1960	276	271	645
1961	115	158	509
1962	340	479	404
1963	187	252	386
1964	164	185	264
1965	228	407	226
1966	233	285	508
1967	231	570	355
1968	242	932	705
1969	262	471	457
1970	133	724	651
1971	353	1407	953
1972	137	541	353
1973	-	470	-
1974	-	680	-
1975	-	920	-
1976	-	560	-
1977	-	-	-
1978	-	-	-

TABLA 4.2,1 (cont.)

GASTOS MAXIMOS ANUALES (m³/seg.) AFORADOS EN LAS ESTACIONES HIDROMETRICAS DE LA REGION PACIFICO CENTRO

AÑO	CIHUATLAN	PENITAS	CALLEJONES
1949	-	-	442
1950	-	-	506
1951	-	-	253
1952	-	-	494
1953	-	-	203
1954	-	407	245
1955	-	1597	2380
1956	-	188	248
1957	-	317	339
1958	-	988	711
1959	-	3100	17000
1960	186	281	537
1961	406	165	1370
1962	340	235	1015
1963	457	290	950
1964	871	124	3016
1965	333	203	598
1966	1061	353	933
1967	761	1660	1334
1968	1870	1410	3550
1969	4960	870	1920
1970	2992	377	414
1971	2145	1306	860
1972	310	254	387
1973	870	860	-
1974	630	315	-
1975	570	480	-
1976	435	575	-
1977	-	-	-

TABLA 4,2,1 (cont.)

GASTOS MAXIMOS ANUALES (m3/seg.) AFORADOS EN LAS
ESTACIONES HIDROMETRICAS DE LA REGION PACIFICO CENTRO

AÑO	QUITO	EL NOGAL	PIJINTO	PUENTE F.F.C.C.
1941	151	-	-	-
1942	106	-	-	-
1943	172	-	-	-
1944	388	100	-	-
1945	136	52	-	-
1946	118	61	-	-
1947	225	33	-	-
1948	208	36	-	-
1949	43	26	-	-
1950	69	50	-	-
1951	146	48	-	-
1952	213	134	-	-
1953	261	75	450	-
1954	126	19	400	-
1955	1267	114	615	-
1956	304	141	448	37
1957	111	24	382	10
1958	693	96	363	49
1959	1266	132	633	12
1960	187	65	649	111
1961	149	50	501	24
1962	380	17	1218	31
1963	174	32	689	18
1964	106	14	-	21
1965	124	69	-	17
1966	216	30	-	6
1967	483	110	-	22
1968	312	115	-	36
1969	657	92	-	-
1970	73	125	-	-
1971	692	125	-	-
1972	-	-	-	-
1973	-	-	-	-

TABLA 4.2.1 (cont.)

GASTOS MAXIMOS ANUALES (m3/seg.) AFORADOS EN LAS ESTACIONES HIDROMETRICAS DE LA REGION PACIFICO CENTRO

ANO	PUENTE AMECA	LA CALERA	LA VEGA	SAN GREGORIO	CAJON DE PEÑA
1944	-	-	-	14.8	-
1945	-	-	-	19.9	-
1946	-	-	-	2.6	-
1947	-	-	-	23.4	-
1948	-	-	-	24.8	-
1949	-	-	-	14.0	-
1950	-	-	-	28.1	-
1951	-	-	-	34.3	-
1952	-	69.4	22.2	26.7	-
1953	-	60.0	40.1	23.2	-
1954	-	107.3	43.1	44.7	1845
1955	-	85.8	49.7	16.5	1579
1956	34.4	56.6	16.7	34.8	563
1957	110.0	93.8	7.7	84.0	1347
1958	92.5	69.3	28.8	67.4	1532
1959	40.0	101.8	27.4	97.5	535
1960	-	159.3	49.9	13.6	722
1961	-	98.9	27.9	16.2	769
1962	-	306.0	18.4	36.3	1009
1963	-	57.5	33.7	42.6	1265
1964	-	193.0	28.3	32.3	1305
1965	-	213.0	26.5	50.4	1146
1966	-	7.7	16.5	20.8	1066
1967	-	-	42.9	51.6	1331
1968	-	-	18.7	39.8	1148
1969	-	-	20.1	49.6	2040
1970	-	-	13.6	48.1	1929
1971	-	-	30.5	72.4	3109
1972	-	-	12.5	73.3	-
1973	-	-	-	-	-

TABLA 4.2.1 (cont.)

GASTOS MAXIMOS ANUALES (m3/seg.) AFORADOS EN LAS ESTACIONES HIDROMETRICAS DE LA REGION PACIFICO CENTRO

AÑO	EL BEJUCO	ACAPONETA	LA BALLONA	BALUARTE	SIQUEROS
1945	-	1185	-	-	-
1946	-	834	-	-	-
1947	-	1126	-	-	-
1948	-	1949	-	9000	-
1949	-	434	-	953	-
1950	-	1220	-	750	-
1951	-	1334	-	1771	-
1952	-	1390	-	2292	-
1953	-	1561	-	4155	-
1954	-	1041	-	1879	-
1955	-	2052	-	1290	541
1956	-	1442	-	1638	596
1957	-	3550	-	2915	132
1953	235	2080	-	4070	2375
1959	199	871	-	1089	391
1960	165	692	-	869	506
1961	-	875	404	1055	341
1962	262	597	159	2446	1073
1963	196	2706	535	1973	1692
1964	209	1691	606	3850	-
1965	117	6150	618	7094	-
1966	231	1066	92	1858	612
1967	211	2099	520	1159	656
1968	125	16000	1910	14139	7200
1969	210	4230	1252	2375	2585
1970	238	1582	1070	2939	1320
1971	175	1211	894	1620	677
1972	93	7050	1112	10300	-
1973	-	-	-	-	-

TABLA 4.2.1 (cont.)

GASTOS MAXIMOS ANUALES (m3/seg) AFORADOS EN LAS
ESTACIONES HIDROMETRICAS DE LA REGION PACIFICO CENTRO

AÑO	TAPICAHUA	EL QUELITE	PIAXTLA	ACATITAN
1955	316	-	-	579
1956	142	-	-	350
1957	157	-	-	320
1958	841	-	1343	840
1959	314	-	510	702
1960	366	117	443	1510
1961	633	290	821	646
1962	895	624	1276	1674
1963	1240	158	2855	622
1964	648	373	625	457
1965	1481	-	614	710
1966	637	56	631	1190
1967	639	101	937	522
1968	-	1008	-	4600
1969	-	183	872	400
1970	-	150	1020	568
1971	-	166	596	422
1972	-	1080	4365	1830
1973	-	-	-	-

TABLA 4,2,1 (cont.)

GASTOS MAXIMOS ANUALES (m3/seg.) AFORADOS EN LAS ESTACIONES HIDROMETRICAS DE LA REGION PACIFICO CENTRO

AÑO	IXPALINO	LA UNION	SAN JERONIMITO	PETATLAN	COYUQUILLA
1953	1046	-	-	-	-
1954	700	-	-	115	-
1955	1045	-	-	-	-
1956	322	-	-	-	100
1957	240	-	-	-	93
1958	1902	-	-	-	152
1959	722	-	-	-	206
1960	556	-	233	-	168
1961	864	-	567	-	247
1962	1766	241	617	-	241
1963	2205	213	549	50	157
1964	707	330	190	160	230
1965	1334	28	103	174	35
1966	842	267	330	143	169
1967	1055	1399	381	121	-
1968	6200	188	291	231	203
1969	872	374	328	277	-
1970	-	145	576	221	-
1971	-	402	407	161	-
1972	-	54	420	255	-
1973	-	-	-	-	-

TABLA 4,2,1 (cont.)

GASTOS MAXIMOS ANUALES (m3/seg.) AFORADOS EN LAS
ESTACIONES HIDROMETRICAS DE LA REGION PACIFICO CENTRO

AÑO	TECPAN	LAS PALMAS	ATOYAC	SAN JERONIMO	COYUCA
1953	278	133	-	-	-
1954	309	1524	-	-	-
1955	458	436	-	-	-
1956	1105	252	-	-	-
1957	173	409	494	-	-
1958	755	443	494	292	-
1959	746	578	-	201	-
1960	600	93	-	462	-
1961	1034	432	-	452	-
1962	-	-	-	268	-
1963	963	-	-	413	-
1964	568	-	-	171	-
1965	518	-	-	140	-
1966	460	-	-	395	-
1967	3549	-	-	302	-
1968	406	-	-	341	-
1969	1475	-	-	545	-
1970	505	-	-	-	-
1971	945	-	-	-	-
1972	258	-	-	-	-

TABLA 4.2.1 (cont.)

GASTOS MAXIMOS ANUALES (m3/seg.) AFORADOS EN LAS ESTACIONES HIDROMETRICAS DE LA REGION PACIFICO CENTRO

AÑO	COYUCA DE BTEZ,	SAN LUIS	COLOTLIPA	CANAL CONDUCCION
1947	-	-	31.4	5.0
1948	-	-	39.3	9.0
1949	-	-	286.0	8.5
1950	-	-	37.2	10.2
1951	-	-	37.2	6.0
1952	-	-	61.0	5.4
1953	-	-	55.0	10.6
1954	274	-	78.0	11.0
1955	207	-	88.0	13.0
1956	848	-	84.0	16.0
1957	161	-	47.0	20.0
1958	602	295	106.0	20.5
1959	265	860	51.0	20.1
1960	965	540	121.0	-
1961	2140	2820	85.0	20.4
1962	420	727	84.0	21.5
1963	1260	869	86.0	20.9
1964	531	550	75.0	21.4
1965	261	231	70.6	19.6
1966	378	499	79.0	20.8
1967	2660	2490	175.0	20.7
1968	560	1018	54.0	17.8
1969	200	804	-	-
1970	256	836	-	-
1971	196	204	-	-
1972	44	-	-	-

TABLA 4,2,1 (cont.)

GASTOS MAXIMOS ANUALES (m³/seg.) AFORADOS EN LAS
ESTACIONES HIDROMETRICAS DE LA REGION PACIFICO CENTRO

AÑO	PAPAGAYO	EL SALITRE	EL PUENTE	KM. 21 + 000	LA PAROTA
1950	-	549	-	-	-
1951	-	521	-	-	-
1952	-	3850	-	-	-
1953	-	734	285	-	-
1954	-	8577	816	-	-
1955	1376	943	640	9.5	-
1956	912	576	595	13.0	-
1957	1080	518	225	15.3	-
1958	1212	605	436	88.4	-
1959	789	608	246	140.0	-
1960	2387	1843	637	621.0	-
1961	1750	2242	1052	1043.0	-
1962	549	446	428	408.0	1201
1963	2125	-	1086	670.0	2632
1964	298	-	521	839.0	1888
1965	-	-	430	464.0	921
1966	-	-	531	113.0	659
1967	-	-	1325	160.0	-
1968	-	-	157	101.0	-
1969	-	-	-	291.0	-
1970	-	-	-	293.0	-
1971	-	-	-	336.0	-
1972	-	-	-	57.0	-

TABLA 4,2,1 (cont.)

GASTOS MAXIMOS ANUALES (m3/seg.) AFORADOS EN LAS
ESTACIONES HIDROMETRICAS DE LA REGION PACIFICO CENTRO

AÑO	LA VENTA	NEXPA
1963	836	638
1964	1821	-
1965	832	552
1966	751	402
1967	-	2306
1968	-	524
1969	-	1892
1970	-	-

TABLA 4,2,2

PARAMETROS DE LAS DISTRIBUCIONES GUMBEL AJUSTADAS
A LOS GASTOS MAXIMOS ANUALES

ESTACION	A	B
1 Jumatan	11.43	34.25
2 Paso de Arocha	265.69	208.35
3 Las Gaviotas	844.46	821.07
4 Corrinchis	74.46	176.79
5 La Desembocada	190.28	251.20
6 Higuera Blanca	-	-
7 Tomatlán	-	-
8 El Chiflón	151.13	333.05
9 Cihuatlán	814.80	116.37
10 Peñitas	714.82	393.41
11 Callejones	2367.57	568.07
12 Cuixmala	-	-
13 Quito	274.21	178.49
14 El Nogal	79.89	46.60
15 Pijinto	246.51	412.54
16 Puente F.F.C.C.	22.43	17.12
17 Puente Ameca	40.82	51.79
18 La Calera	142.06	89.41
19 La Vega	11.11	23.05
20 San Gregorio	26.67	27.46
21 Cajón de Peña	409.90	1035.57
22 El Bejuco	56.12	156.31
23 Acaponeta	2130.42	1164.10
24 La Ballona	494.47	246.63
25 Baluarte	2688.27	1583.42
26 Siqueros	1539.08	609.82
27 Tapichahua	382.06	449.38
28 El Quelite	294.87	144.97
29 Piaxtla	450.50	672.11
30 Acatitan	845.17	511.42
31 Sta. Cruz	431.15	706.22
32 Ixpalino	1060.30	767.51

TABLA 4.2.2 (cont.)

PARAMETROS DE LAS DISTRIBUCIONES GUMBEL AJUSTADAS
A LOS GASTOS MAXIMOS ANUALES

ESTACION	A	B
33 La Unión	359.27	162.34
34 San Jerónimito	166.24	276.87
35 Petatlán	88.70	54.49
36 Coyuquilla	79.97	96.76
37 Tecpan	655.19	450.17
38 Las Palmas	389.11	215.10
39 Atoyac	179.08	68.03
40 San Jerónimo	122.52	245.64
41 Coyuca	0.43	0.46
42 Coyuca de B.	622.37	385.92
43 San Luis	701.38	335.96
44 Tuncingo	0.60	0.40
45 Colotlipa	45.55	59.45
46 Canal Conducción	4.81	12.66
47 Papagayo	682.43	133.35
48 El Salitre	1801.62	658.37
49 El Puente	309.60	428.56
50 Km. 21 + 000	295.19	140.71
51 La Parota	892.13	1059.39
52 La Venta	542.13	828.31
53 Nexpa	875.79	583.72

TABLA 4.2.3

PARAMETROS DE LAS DISTRIBUCIONES DOS GUMBEL AJUSTADOS
A LOS GASTOS MAXIMOS ANUALES

ESTACION	P	C ₁	C ₂	A ₁	A ₂
Jumatán	0.79	31.18	53.03	10.66	1.32
Paso de A.	0.89	176.13	856.59	169.29	284.51
Las Gav.	0.83	654.55	1458.07	-	-
Corrinchis	0.80	175.29	277.95	54.66	36.53
La Desemb.	0.89	227.54	843.84	120.06	47.94
Higuera B.	-	-	-	-	-
Tomatlán	-	-	-	-	-
El Chiflón	0.87	312.85	717.36	108.37	18.88
Chihuahatlán	0.78	387.16	2721.02	286.04	1205.04
Peñitas	0.81	272.14	2067.60	216.46	557.00
Callejones	0.88	529.60	7249.42	531.62	5243.36
Cuixmala	-	-	-	-	-
Quito	0.89	147.73	1168.96	109.97	66.52
El Nogal	0.88	43.96	198.58	34.51	185.04
Pijinto	0.83	409.83	834.29	119.32	207.51
Pte. F.C.	0.87	16.47	66.90	7.98	25.35
Pte. Ameca	-	-	-	-	-
La Calera	0.84	77.51	431.72	38.21	178.15
La Vega	-	-	-	-	-
San Greg.	-	-	-	-	-
Cajón de P.	0.88	25.26	99.86	13.02	27.69
El Bejuco	0.77	156.21	229.52	52.12	13.01
Acaponeta	0.87	1118.23	6473.79	567.62	4019.80
La Ballona	0.80	153.96	975.58	265.65	503.68
Baluarte	0.85	1326.68	8740.27	903.24	2320.32
Siqueros	0.82	518.24	3703.05	289.69	1824.28
Tapichagua	0.85	374.58	1305.90	293.25	99.46
El Quelite	0.79	99.20	730.57	105.94	151.14
Piactla	0.57	160.03	1304.01	167.50	81.62
Acatitan	0.86	479.54	2479.26	263.58	1140.70
Sta. Cruz	0.90	762.98	2168.68	313.35	46.26
Ixpalino	0.80	751.03	3243.54	353.27	152.24

TABLA 4,2,3 (cont.)

PARAMETROS DE LAS DISTRIBUCIONES DOS GUMBEL AJUSTADOS
A LOS GASTOS MAXIMOS ANUALES

ESTACION	P	C ₁	C ₂	A ₁	A ₂
La Unión	0.77	120.51	653.55	131.81	404.80
San Jerónimo	0.79	241.13	579.92	112.10	26.44
Petatlán	0.85	31.16	242.43	80.11	19.22
Coyuquilla	0.87	84.06	235.79	76.75	0.00
Tecpan	0.87	416.60	2045.80	281.16	808.53
Las Palmas	0.80	155.17	839.53	176.10	369.72
Atoyac	0.59	51.22	191.76	13.30	162.89
San Jerónimo	0.83	217.20	475.61	101.22	39.13
Coyuca	-	-	-	-	-
Coyuca de B	0.87	323.28	2283.94	264.41	203.73
San Luis	0.88	247.08	2583.04	400.24	131.23
Tuncingo	-	-	-	-	-
Colotlipa	0.86	55.56	163.58	22.23	53.31
Canal Cond,	-	-	-	-	-
Papagayo	0.80	638.36	2181.27	559.33	137.40
El Salitre	0.85	544.22	5151.43	327.75	1343.46
El Puente	0.87	385.21	1152.43	217.59	94.50
Km 21 + 000	0.85	81.64	895.83	179.66	81.06
La Parota	0.58	730.54	2157.63	264.67	503.53
La Venta	0.48	750.57	1119.14	39.05	403.83
Nexpa	0.65	368.76	2012.56	130.21	174.62

TABLA 4,2,4

PARAMETROS DE LAS DISTRIBUCIONES PEARSON III AJUSTADAS
A LOS GASTOS MAXIMOS ANUALES

ESTACION	D	C	A
Jumatan	27.58	28.35	2.35
Paso de Arocha	19.70	1.17	279.48
Las Gaviotas	2599.80	81.42	43.51
Corrinchis	39.37	7.45	32.61
La Desembocada	36.58	2.16	140.16
Higuera Blanca	-	-	-
Tomatlán	-	-	-
El Chiflón	27.88	5.66	61.88
Cihuatlán	143.14	0.82	1463.48
Peñitas	217.16	1.39	643.59
Callejones	36.45	0.33	6693.88
Cuixmala	-	-	-
Quito	35.02	1.07	307.89
El Nogal	31.11	0.32	234.56
Pijinto	55.19	3.47	138.71
Puente F.C.	7.12	0.69	31.70
Puente Ameca	469.78	290.78	1.85
La Calera	32.26	0.56	233.96
La Vega	41.98	35.56	1.99
San Gregorio	14.74	0.72	37.96
Cajón de Peña	6059.47	283.28	25.79
El Bejuco	95.44	2.18	50.14
Acaponeta	675.96	0.35	5556.18
La Ballona	94.28	1.23	467.77
Baluarte	98.68	0.80	3518.75
Siqueros	80.33	0.62	2336.18
Tapichahua	535.63	0.67	136.33
El Quelite	135.55	1.97	203.33
Piaxtla	5655.46	304.25	21.47
Acatitan	192.72	0.58	313.04
Sta. Cruz	92.96	3.64	252.72
Ixpalino	394.68	0.53	1905.41

TABLA 4.2.4 (cont.)

PARAMETROS DE LAS DISTRIBUCIONES PEARSON III AJUSTADAS
A LOS GASTOS MAXIMOS ANUALES

ESTACION	D	C	A
La Unión	42.82	0.91	403.90
San Jeronimito	1130.18	84.71	17.58
Petatlán	338.35	23.06	18.98
Coyuquilla	1020.18	214.58	5.38
Tecpan	177.99	0.66	987.95
Las Palmas	34.23	1.44	378.98
Atoyac	82.61	1.53	127.57
San Jerónimo	435.83	37.41	19.86
Coyuca	0.66	8.00	0.18
Coyuca de B.	109.86	1.31	537.48
San Luis	256.66	1.41	648.92
Tuncingo	0.66	8.00	0.18
Colotlpa	38.27	0.72	65.66
Canal Conducción	11.50	20.36	1.31
Papagayo	5418.45	88.11	74.97
El Salitre	211.99	0.65	2616.33
El Puente	228.72	6.38	127.87
Km 21 + 000	342.98	3.79	157.71
La Parota	1155.71	0.74	200.77
La Venta	263.34	2.65	259.97
Nexpa	1149.38	6.63	294.51

TABLA 4,2,5

GASTOS MAXIMOS (m3/seg) PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10,000
AÑOS MEDIANTE VARIAS DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD

ESTACION	GUMBEL	DOS GUMBEL	GAMMA
Jumatán	139	130	98
Paso de Arocha	2655	2850	2750
Las Gaviotas	8598	5300	7900
Corrinchis	870	680	680
La Desembocada	2004	1340	1730
Higuera Blanca	-	-	-
Tomatlán	-	-	-
El Chiflón	1725	1310	1260
Cihuatlán	7621	12600	13500
Peñitas	6977	6250	6400
Callejones	22374	44300	46000
Cuixmala	-	-	-
Quito	2704	1635	2870
El Nogal	782	1500	1630
Pijínto	2683	2375	2120
Pte. FF.CC.	223	248	270
Pte. Ameca	427	-	-
La Calera	1397	1750	1870
La Vega	425	-	82
San Gregorio	273	295	335
Cajón de Peña	5233	4320	-
El Bejuco	673	640	710
Acaponeta	20786	35000	43950
La Ballona	4801	4790	4550
Baluarte	26243	25600	30500
Siqueros	14785	17800	18700
Tapichahua	3968	3075	2650
El Quelite	2260	1890	2270
Piaxtla	4821	2000	-
Acatitán	8296	10800	11150

TABLA 4,2,5 (cont.)

GASTOS MAXIMOS (m³/seg.) PARA UN PERIODO DE RETORNO DE
1000 AÑOS MEDIANTE VARIAS DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD

ESTACION	GUMBEL	DOS GUMBEL	GAMMA
Sta, Cruz	4785	3650	3950
Ixpalino	10533	14450	15100
La Unión	3471	3780	3600
San Jeronimito	1808	1275	1035
Petatlán	871	770	600
Coyuquilla	768	790	-
Tecpan	6484	7800	8300
Las Palmas	3798	3650	3650
Atoyac	1717	1550	1280
San Jerónimo	1374	1150	845
Coyuca	4	-	-
Coyuca de B.	6118	3750	5860
San Luis	6795	3950	6500
Tuncingo	6	-	-
Colotlipa	479	-	590
Canal Conducción	170	550	43
Papagayo	6418	-	4130
El Salitre	17251	5800	21000
El Puente	3280	18600	2360
Km 21 + 000	2859	2390	2110
La Parota	9267	-	5000
La Venta	89821	6360	3700
Nexpa	8650	-	4930

TABLA 4,2,6

VALORES DE LOS PARAMETROS DE LA DISTRIBUCION GUMBEL

AJUSTADA, UTILIZANDO PESOS $W_i = k/t_i$

ESTACION	A	GUMBEL	B
Jumatán	14.75		33.91
Paso de Arocha	207.66		214.36
Las Gaviotas	393.66		733.56
Corrinchis	93.19		172.72
La Desembocada	154.61		254.26
Higuera Blanca	-		-
Tomatlán	-		-
El Chiflón	144.02		333.46
Cihuatlán	761.03		582.62
Peñitas	497.82		413.20
Callejones	1030.43		757.76
Cuixmala	-		-
Quito	174.29		186.53
El Nogal	45.56		51.92
Pijinto	231.15		1218.00
Puente FF.CC.	14.84		18.24
Puente Ameca	40.32		51.75
La Calera	79.41		97.58
La Vega	11.71		50.00
San Gregorio	18.02		28.51
Cajón de Peña	456.28		1031.51
El Bejuco	82.88		154.70
Acaponeta	1043.43		1319.76
La Ballona	389.54		263.06
Baluarte	1707.10		1698.69
Siqueros	868.11		704.86
Tapichahua	357.32		451.17
El Quelite	227.59		153.50
Piaxtla	469.44		666.72
Acatitán	536.37		558.10
Sta. Cruz	419.68		793.53

TABLA 4.2.6 (cont.)

VALORES DE LOS PARAMETROS DE LA DISTRIBUCIÓN GUMBEL
AJUSTADA, UTILIZANDO PESOS $w_i = k/t_i$

ESTACION	GUMBEL	
	A	B
Ixpalino	655.87	827.44
La Unión	259.44	179.65
San Jeronimito	176.99	275.25
Petatlán	85.33	53.93
Coyuquilla	87.23	94.80
Tecpan	455.68	480.53
Las Palmas	297.32	229.35
Atoyac	37.12	69.21
San Jerónimo	126.21	244.88
Coyuca	0.59	0.44
Coyuca de B.	443.21	405.90
San Luis	527.08	354.50
Tuncingo	0.75	0.38
Colotlipa	32.57	61.40
Canal Conducción	6.89	12.43
Papagayo	772.51	818.32
El Salitre	991.45	763.72
El Puente	288.51	430.38
Km 21 + 000	238.90	143.04
La Parota	832.26	1059.72
La Venta	410.84	853.91
Nexpa	739.89	600.61

TABLA 4.2.7

CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LAS CUENCAS HIDROMETRICAS

ESTACION	AREA KM2	PENDIENTE CAUCE	PRECIPITACION MEDIA ANUAL (mm)	LONGITUD CAUCE Km
Jumatán	137.50	0.0065	1400	20
Paso de Arocha	540.00	0.0123	1300	50
Las Gaviotas	9763.75	0.0078	1300	205
Corrinchis	715.00	0.0256	1300	30
La Desembocada	2036.25	0.0171	1400	90
Higuera Blanca	2362.50	0.0039	-	60
Tomatlán	162.50	0.0022	-	70
El Chiflón	312.50	0.0010	1750	20
Cihuatlán	1991.25	0.0027	1300	80
Peñitas	8056.50	0.0041	850	180
Callejones	6827.50	0.0048	1000	200
Cuixmala	1146.25	0.0070	-	70
Quito	2445.00	0.0032	1000	30
El Nogal	337.75	0.0229	900	20
Pijinto	8035.00	0.0133	900	40
Puente FF.CC.	250.00	0.0050	1000	50
Puente Ameca	2400.00	0.0050	-	150
La Calera	375.00	0.2230	900	20
La Vega	862.50	0.0050	950	150
San Gregorio	120.00	0.0032	1100	60
Cajón de Peña	1176.20	0.0010	2500	10
El Bejuco	334.00	0.0064	1400	40

TABLA 4.2.7 (cont.)

CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LAS CUENCAS HIDROMETRICAS

ESTACION	AREA Km2	PENDIENTE CAUCE	PRECIPITACION MEDIA ANUAL mm	LONGITUD CAUCE Km
Acaponeta	5092.00	0.0062	1000	60
La Ballona	451.00	0.0047	1100	40
Baluarté	4700.00	0.0044	1100	200
Siqueros	5614.00	0.0045	1000	150
Tapichahua	3981.00	0.0144	1000	50
El Quelite	835.00	0.0035	600	42
Piáxtla	5371.00	0.0044	800	190
Acatitán	1864.00	0.0054	1000	50
Sta. Cruz	8751.00	-	-	-
Ixpalino	6213.00	0.0036	850	210
La Unión	1091.00	0.0043	1100	20
San Jeronimito	713.00	0.0049	1250	30
Petatlán	456.00	0.0100	1250	40
Coyuquilla	564.00	0.0057	1050	60
Tecpan	1176.00	0.0013	1000	50
Las Palmas	762.20	0.0057	1050	60
Atoyac	150.00	0.0057	1000	60
San Jerónimo	859.00	0.0057	1000	60
Coyuca	1392.30	0.0043	1200	60
Coyuca de B.	1210.00	0.0043	1300	60
San Luis	900.00	0.0054	1000	60
Tuncingo	399.00	0.0066	1200	50
Colotlipa	812.00	0.0661	1200	40

TABLA 4.2.7 (cont.)

CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LAS CUENCAS HIDROMETRICAS

ESTACION	AREA Km ²	PENDIENTE CAUCE	PRECIPITACION MEDIA ANUAL mm	LONGITUD CAUCE Km
Canal Conducción	1189.00	0.0061	1200	40
Papagayo	2184.00	0.0044	1500	40
El Salitre	4277.00	0.0035	1200	130
El Puente	4016.00	0.0038	1250	150
Km 21 + 000	296.00	0.0066	1350	50
La Parota	7067.00	0.0035	1250	130
La Venta	6500.00	0.0035	-	130
Nexpa	1113.00	0.0017	1600	40

4.3) METODO DE VEN-TE-CHOW

El método de Chow fue deducido basándose en el concepto de hidrogramas unitarios e hidrogramas unitarios sintéticos. El desarrollo del método se presenta a continuación.

El gasto de pico del escurrimiento directo de una cuenca puede calcularse como el producto de la lluvia en exceso por el gasto de pico de un hidrograma unitario, o sea:

$$Q_m = q_m \cdot P_e \quad (1)$$

Considerando una lluvia en exceso igual a un centímetro por "d" horas y un área drenada de "A" km², el equilibrio del escurrimiento será igual a 2,78 A/d. La relación del gasto de pico del hidrograma unitario q_m a 2,78 A/d, se define como factor de reducción de pico, Z

$$Z = \frac{q_m \cdot d}{2.78 \cdot A} \quad (2)$$

y entonces

$$q_m = \frac{2.78 \cdot A \cdot Z}{d} \quad (3)$$

Si se sustituye la ecuación 3 en la ecuación 1:

$$(4)$$

El factor 2.78 P_e/d puede reemplazarse por el producto de dos factores: X y Y. X es el factor de escurrimiento expresado por:

$$X = P_{eb}/d \quad (5)$$

El factor climático es Y. considerando que P_e/P_{eb} = P/P_b, este factor se puede representar por:

$$Y = 2,78 \quad P/Pb \quad (6)$$

por lo tanto la ecuación 4 puede escribirse:

$$Qm = X Y Z A \quad (7)$$

Si el gasto base en el tiempo del gasto de pico es Qb , entonces el de diseño es:

$$Qd = Qb + Qm \quad (8)$$

4.3.1) FACTORES QUE AFECTAN AL ESCURRIMIENTO

Los factores que afectan al escurrimiento, considerados en este método, pueden dividirse en dos grupos. Uno que afecta directamente a la cantidad de lluvia en exceso ó escurrimiento directo, el cual consiste principalmente en el uso de la tierra, condición de la superficie, tipo de suelo y la cantidad y duración de la lluvia. El otro grupo afecta la distribución del escurrimiento directo e incluye el tamaño y la forma de la cuenca, la pendiente del terreno y el efecto de retención del flujo por medio del tiempo de retraso. Esta distribución del escurrimiento directo está expresada en términos del hidrograma unitario.

Existe una cierta interdependencia entre los dos grupos de factores. Sin embargo, esta interdependencia es desconocida y para propósitos prácticos, puede considerarse que no afecta a la relación entre el escurrimiento directo y la lluvia en exceso. Esta hipótesis es la base para poder establecer la ecuación N^o 1.

Para tomar en cuenta el efecto del primer grupo, se tiene el número de escurrimiento "N" este número "N" es un coeficiente de peso del escurrimiento directo, y es función del uso del suelo y de las características de éste.

Los suelos se clasifican, según afecten las características del material en el escurrimiento, en cuatro tipos;

TIPO A. (Escorrimento mínimo). Incluye grayas y arenas de tamaño medio, limpias, y mezcla de ambas.

TIPO B. Incluye arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena y limo.

TIPO C. Comprende arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezclas de arena, limo y arcilla.

TIPO D. (Escorrimento máximo). Incluye principalmente arcillas de alta plasticidad, suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie.

Conocido el tipo de suelo de acuerdo con la clasificación anterior y tomando en cuenta el uso que tenga el suelo con la tabla 4.3.1.1 se podrá conocer el valor de N. Para condiciones de escurrimiento compuesto, se deberá determinar un número de escurrimiento pesado, considerando el área total unitaria.

Una vez conocido el número de escurrimiento el valor de la lluvia en exceso P_e , puede calcularse para un tirante de lluvia dada P , a partir de la ecuación:

$$P_e = \frac{(P-508/N + 5,08)^2}{P + 2032/N-20,32} \quad (9)$$

DETERMINACION DEL FACTOR DE ESCURRIMIENTO X

Para calcular el factor de escurrimiento X, se requiere conocer la precipitación en exceso de la estación base P_{eb} . Para conocer P_{eb} , se emplea la ecuación 9, basándose en la lluvia registrada en la estación base durante la tormenta de "t" horas P_b . La estación base es donde se conoce la distribución de la llu-

via respecto al tiempo, o sea donde se tiene un pluviógrafo.

Para determinar P_b , se deberán conocer las curvas de intensidad de lluvia-duración de la tormenta-período de retorno, o sea, se requiere de un análisis climático de los registros. Se puede calcular para cada período de retorno una gráfica que ligue el tiempo de la tormenta y al factor X con base en el número de escurrimiento N, haciendo el cálculo más directo.

DETERMINACION DEL FACTOR CLIMATICO, Y.

Este factor trata de tomar en cuenta, por una parte, la forma como se distribuye el escurrimiento Y, por otra, el hecho de que el sitio donde se quiere valorar el gasto está alejado de la estación base. Sirve para transportar la tormenta.

El valor de Y está dado por la ecuación 6. La liga entre la estación base y la zona en estudio se debe hacer tomando en cuenta las condiciones más desfavorables. Para tomar en cuenta la variación de P_b a P, o sea lo que llueve en la estación base a lo que llueve en la zona en estudio, Chow emplea un plano de isoyetas de precipitaciones diarias con período de retorno de 50 años. En última instancia, se puede hacer la liga con base en alturas de lluvias producto de la tormenta más desfavorable registrada.

DETERMINACION DEL FACTOR DE REDUCCION DEL PICO, Z

El factor Z, representado por la ecuación 2 es igual a la relación entre el gasto del pico de un hidrograma unitario debido a una lluvia de duración dada, d, y el escurrimiento de equilibrio, o sea el escurrimiento de la misma intensidad de lluvia

pero de duración infinita.

El valor de Z se puede calcular como una función de la relación entre la duración de la tormenta d y el tiempo de retraso t_p . Dicho tiempo t_p se define como el intervalo de tiempo medido del centro de masa de un bloque de intensidad de lluvia al pico resultante del hidrograma. Para un hidrograma unitario instantáneo este tiempo de retraso es igual al tiempo de pico del escurrimiento.

Debe aclararse que el tiempo de retraso así definido no corresponde exactamente al concepto clásico de tiempo de concentración. Para cuencas de gran tamaño y configuración de drenaje complejo, el escurrimiento de agua originado en la parte más remota de la cuenca, generalmente llegará a la salida demasiado tarde para contribuir al pico del flujo. De acuerdo con esto, el tiempo de retraso generalmente es menor que el tiempo de concentración para una cuenca grande. Para cuencas pequeñas y de configuración de drenaje simple, el tiempo de retraso se aproxima mucho al de concentración.

Por otra parte, el tiempo de retraso depende principalmente de la forma del hidrograma y de las características fisiográficas de las cuencas, y es independiente de la duración de la lluvia. Chow encontró para su zona en estudio que el tiempo de retraso se podría representar como:

$$t_p = 0.0050 \left(\frac{L}{S^{1/2}} \right)^{0.64} \quad (10)$$

Conocido el valor de t_p de la cuenca en estudio, para cada duración de tormenta se puede calcular Z . La relación d/t_p , con Z obtenida por Chow,

TABLA 4,3,1,1

SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO "N"

USO DE LA TIERRA O COBERTURA	CONDICION DE LA SUPERFICIE	TIPO DE SUELO			
		A	B	C	D
Bosques sembrados y cultivados	Ralo baja transp.	45	66	77	83
	Normal transp. m.	36	60	73	79
	espeso alta trans.	25	55	70	77
Camino	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo	56	75	86	91
	Ralo	46	68	78	84
	Normal	36	60	70	76
	Espeso	26	52	62	69
	Muy espeso	15	44	54	61
Descanso sin cult	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos de surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curvas	67	77	83	87
	terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas o potrero	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curvas	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	64	74	80
	Curvas, pobre	47	67	81	88
	Curvas, normal	25	59	75	83
	Curvas, bueno	6	35	70	79
Potrero	Normal	30	58	71	78
Suelo impermeable		00	00	00	00

4.4) METODO DE SESHAPPA RAO, ASSENZO, HARP,

Este método se emplea para el cálculo de las avenidas máximas en cauces con cuencas pequeñas suponiendo que la forma del hidrograma de la avenida se apega a una función de distribución tipo Pearson III.

El gasto máximo unitario se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$q = -0.5217 + 0.7466 R_{30} - 0.00302 L_c + 0.0092 L$$

esta fórmula expresa el gasto unitario en $m^3/seg./km^2$ que al multiplicarlo por el área de la cuenca se obtiene el gasto de la avenida máxima esperada, para un cierto período de retorno.

Notación: L_c Distancia de la sección en estudio al centro del área drenada, en metros.

L Longitud del cauce principal en metros.

R_{30} Intensidad de precipitación promedio para 30 minutos de lluvia consecutiva en cm/h.

Al aplicar este método se observa que los valores obtenidos comparados con los otros métodos no difieren en más de un 15%, como se muestra en la tabla de la pág. 84 de resultados en este estudio.

4.5) METODO DE ESCURRIMIENTO EN LADERA

Este método se utilizó para obtener el gasto producto del escurrimiento superficial sobre la pista.

El método se deriva del análisis para flujo inestable, en dos dimensiones, para poder analizar este tipo de flujo es nece-

sario considerarlo como si fuese estable, con la adición de las variables en función del tiempo que son necesarias. Estos tiempos fluctúan tomando en consideración las variaciones de la velocidad del flujo y de acuerdo a la aceleración producida por las fuerzas propias de éste y las pérdidas de carga en el mismo.

Para el caso del flujo turbulento, Horton desarrolló la siguiente ecuación para la descarga del flujo producido por la precipitación en exceso:

$$q = \sigma \tan h^m \left(\frac{m+1}{m} (\sigma - \kappa)^{1/m} t / 60 \right)$$

donde: q. gasto en pies cúbicos por segundo por acre.

σ precipitación en exceso en in/hs. La precipitación en exceso tiene un valor proporcional a la descarga, siendo también proporcional la precipitación total a las pérdidas por evaporación, infiltración, etc.

m exponente que depende del estado de flujo, m = 3 para flujo laminar y m = 5/3 para flujo turbulento.

t tiempo desde el comienzo del flujo, en minutos.

K Constante que depende de las características de la superficie drenada, y se expresa por:

$$\kappa = \frac{1020 S^{1/2}}{I C L}$$

donde "S" es la pendiente de la superficie en la dirección del flujo; y se denomina factor de turbulencia y es igual a:

$$I = 0.75 (3-m)$$

C es el factor de rugosidad; L es la longitud del elemento en pies.

De acuerdo con Horton, la ecuación se cumple estrictamente en un 75% para flujo turbulento.

Con $m=2$, esta ecuación se usa para el diseño de drenaje en aeropuertos, para lo cual toma la siguiente forma:

$$q = \sigma \tan h^2 (0.922 t (\sigma / CL)^{1/2} S^{1/4})$$

Los valores de C recomendados son:

TIPO DE SUPERFICIE	VALOR DE "C"
Pavimento Liso	0.02
Suelo compactado, libre de piedras	0.10
Superficie con pasto más o menos tupido	0.40
Superficie con pasto ralo ó moderadamente cubierto.	0.20
Superficie con pasto densamente cubierto	0.80

V) CONCLUSIONES Y RESULTADOS

5.1) CONSIDERACIONES PARA LA DETERMINACION DEL GASTO DE DISEÑO

En general la selección de la frecuencia de la avenida máxima que debe usarse para un sistema de drenaje queda a juicio del proyectista, sin embargo se deben tener presentes los siguientes puntos:

- a) La importancia de la obra por lo que respecta a su costo y al volumen de tráfico aéreo.
- b) Daños posibles a las propiedades adyacentes.
- c) Costo de mantenimiento.
- d) Peligro de la vida humana.

En la tabla siguiente se muestran los resultados obtenidos para cada una de las cuencas en estudio, para diferentes periodos de retorno; dicha tabla muestra los valores de las avenidas máximas probables estimadas por cada uno de los métodos utilizados en este trabajo.

Posteriormente anotamos los valores de las avenidas más representativas en este problema, esta elección se basa fundamentalmente en la confianza que se puede tener en cada uno de los métodos y fundamentalmente en el tipo de información que éstos requieren para su desarrollo.

En la parte final de este inciso se muestran los valores de las probabilidades de ocurrencia de un gasto igual o mayor que el calculado como se diseñó, todo esto en función del periodo de retorno de la avenida y el valor estimado de la vida útil de la obra.

Así mismo se muestran los planos Núms. 2, 3, 4 y 5 en los que se puede apreciar los ductos llamados Las Amazonas y la Huerta, el primero con una longitud de 380.00 metros y el segundo con una longitud de 450.00 metros, ambos con una pendiente del 0.15% y cuatro tanques amortiguadores respectivamente. El Amazonas pasa solventar un desnivel entre la cota inicial y la final de 11.62 metros y La Huerta con un desnivel de 9.50 m. el primero se compone de cuatro rejillas de concreto armado y el segundo de cinco rejillas ambas rejillas son de 3.50 x 2.70 metros cada una. Este sistema de ductos es el que se adoptó para resolver el sistema de drenaje pluvial de la pista del aeropuerto en estudio.

RESULTADOS OBTENIDOS POR LOS DIFERENTES METODOS

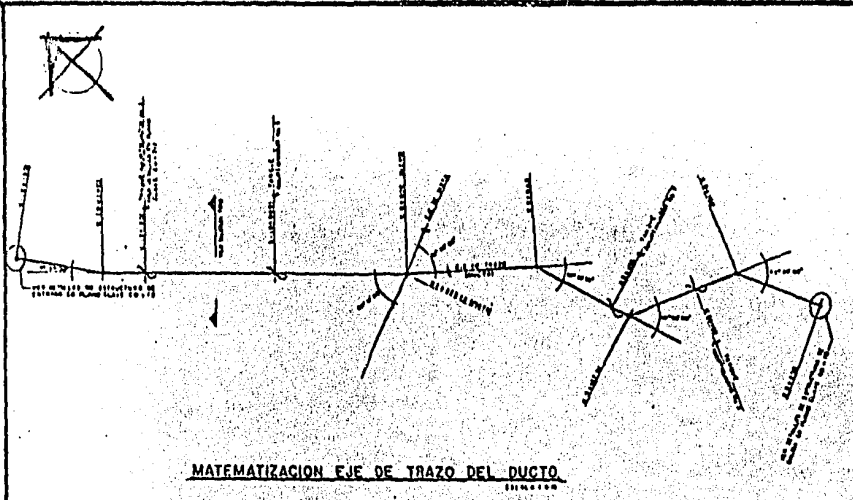
METODO	TR (años)	GASTO (m ³ /seg.)			
		CUENCA 1	CUENCA 2	CUENCA 3	CUENCA 4
ANALISIS ESTADISTICO	10	8.52	34.46	24.47	18.19
	20	12.52	50.94	36.03	26.81
	50	18.86	77.02	54.34	40.46
	100	23.54	96.25	67.83	50.51
VEN-TE-CHOW	10	15.09	82.66	54.97	41.67
	20	19.56	118.68	71.26	55.31
	50	26.36	144.41	96.03	74.54
	100	29.16	159.72	106.22	82.45
SESHAPPA RAO	10	34.05	267.65	152.61	107.90
	20	38.09	299.40	169.91	120.13
	50	43.18	339.43	191.71	135.55
	100	48.31	379.72	213.66	151.07

GASTOS DE DISEÑO (m³/seg.)

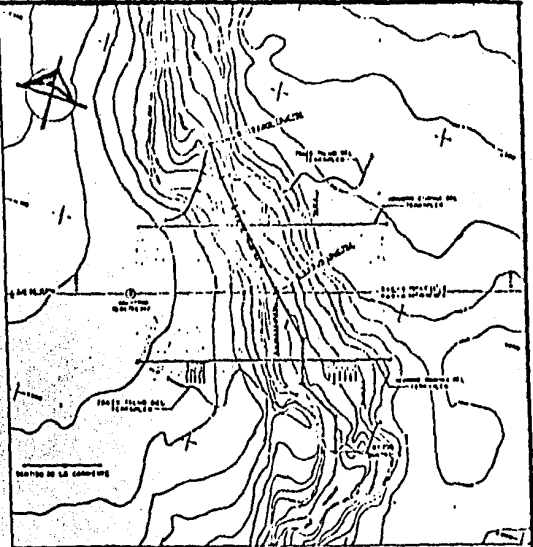
CUENCA	TR(años)	Q (m ³ /seg.)
1	10	8.52
1	20	12.52
1	50	18.87
1	100	23.54
2	10	34.46
2	20	50.94
2	50	77.02
2	100	96.25
3	10	24.47
3	20	36.03
3	50	54.34
3	100	67.83
4	10	18.19
4	20	26.81
4	50	40.46
4	100	50.51

PROBABILIDAD DE QUE OCURRA UNA AVENIDA IGUAL
O MAYOR QUE LA SUPUESTA

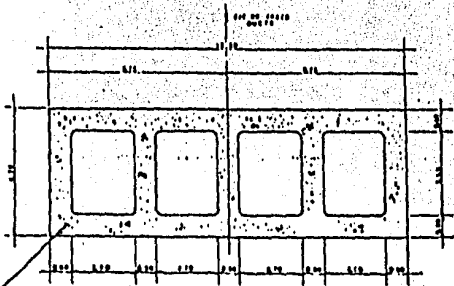
TR (años)	VIDA UTIL (años)			
	10	20	50	100
10	0.651	0.878	0.995	0.999
20	0.401	0.641	0.923	0.994
50	0.184	0.340	0.640	0.993
100	0.095	0.182	0.395	0.634



MATEMATIZACIÓN EJE DE TRAZO DEL DUCTO



PLANTA DE LOCALIZACIÓN



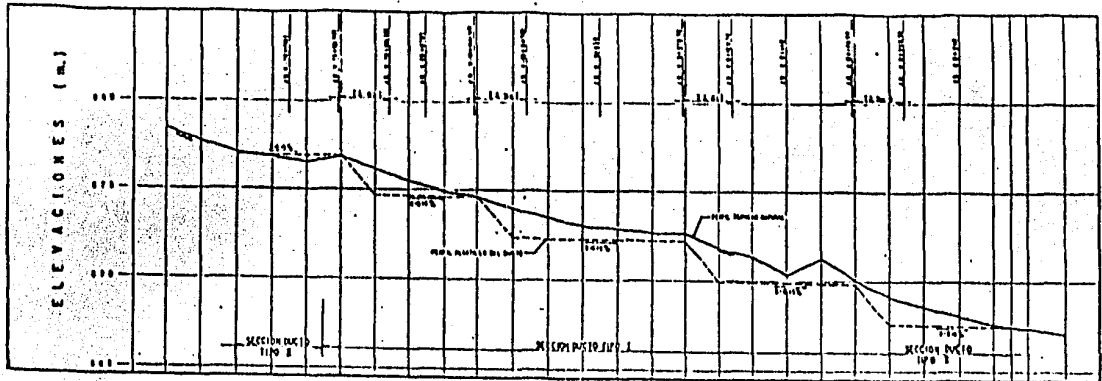
SECCION TIPO DUCTO

DATOS DEL PROYECTO	
TIPO DE OBRAS	2000000
PLAZO DE TRABAJO	30 AÑOS
PENDIENTE PLANTA DEL DUCTO	0.10 %
VELOCIDAD DE OBRAS	2.00 m/a
CAPACIDAD DE INVESTIGACION DE OBRAS	0.010
TIPICO NORMAL PARA OBRAS DE OBRAS	1.00 m
LONGITUD TOTAL DEL DUCTO	100.00 m
ANCHO DEL DUCTO	1.00 m
ÁNGULO ENTRE OBRAS VERTICALES Y HORIZONALES	90° 00' 00"
TIPO DE OBRAS ENTRE OBRAS VERTICALES Y HORIZONALES	1.00 m
TIPICO DE OBRAS VERTICALES Y HORIZONALES	1.00 m

- NOTAS:**
- 1.- VERIFICACIONES Y REVISIONES EN OBRAS.
 - 2.- EL DISEÑO DEL DUCTO DE LOCALIZACION EN EL CASO DE OBRAS EN LA PLANTA.
 - 3.- EL TIPO DE TRABAJO DEL DUCTO, ESTE OBRAS DE OBRAS A LA DISTRIBUCION DE OBRAS PARA ESTAS OBRAS Y OBRAS DE OBRAS.
 - 4.- NO SE CONSIDERAN OBRAS EN LA DISTRIBUCION DE OBRAS EN LA DISTRIBUCION DE OBRAS.
 - 5.- EL DISEÑO DEL DUCTO EN LA DISTRIBUCION DE OBRAS, A LA OBRAS DE OBRAS DE OBRAS EN LA DISTRIBUCION DE OBRAS.
 - 6.- VER PLANO DE PERFIL CLAVE 00-10.

UNAM
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
JOSE LUIS ROMO VAZQUEZ
PLANO N°2

NOTA:
 VER OBRAS DE OBRAS EN LA PLANTA
 CLAVE 00-10



ELEVACIONES (M.)	PLANTILLA DUCTO		ELEVACIONES (M.)
	NIVEL DE DESPLANTE	PLANTILLA DUCTO	
800			
805			
810			
815			
820			
825			
830			
835			
840			
845			
850			
855			
860			
865			
870			
875			
880			
885			
890			
895			
900			

- ABREVIATURAS:**
- 1. S. S. - Sección de Planta
 - 2. D. - Ducto
 - 3. P. - Perfil

- NOTAS:**
1. SECCIONES EN METROS
 2. UNIDADES EN METROS
 3. LAS UNIDADES ESTAN EN PLANTAS Y LAS BANDAS EMPLEADAS SON LAS DE C.T.
 4. LOS DATOS DE LAS UNIDADES DEL PERFIL SON LOS DE TAMAÑO DEL ESTABLECIMIENTO PROPORCIONADO POR LA OFICINA DE LOS DATOS
 5. LAS UNIDADES ESTAN EMPLEADAS EN SECCIONES TAMAÑO 1:1000
 6. EL DUCTO DEL DUCTO DEL DUCTO EN EL DUCTO DE LA PLANTA SON EN METROS EN EL PLANO DE LOS DATOS

UNAM
 FACULTAD DE INGENIERIA
 TESIS PROFESIONAL
 JOSE LUIS ROMO VAZQUEZ
 PLANO N° 3

BIBLIOGRAFIA

- Manual de Hidrología. Ven Te Chow
- Hidrología para Ingenieros Linsley, Kohler, Paulus.
- Probabilidad y Estadística en Ingeniería Civil Jack R. Benjamin, Mc. Graw. Hill.
- Capítulos de Hidrología del Manual de C.F.E.
- Boletín Hidrológico de la Región N° 16 de la S.A.R.H.
- Publicación del Instituto de Ingeniería N° 143, 146.
- Open Channel Hydraulics. Ven Te Chow.

BIBLIOGRAFIA

- Manual de Hidrología. Ven Te Chow
- Hidrología para Ingenieros Linsley, Kohler, Paulus.
- Probabilidad y Estadística en Ingeniería Civil Jack R. Benjamin, Mc. Graw. Hill.
- Capítulos de Hidrología del Manual de C.F.E.
- Boletín Hidrológico de la Región N° 16 de la S.A.R.H.
- Publicación del Instituto de Ingeniería N° 143, 146.
- Open Channel Hydraulics. Ven Te Chow.