

VII. ANALISIS DE HIDROGRAMAS.

1. Definiciones.

1.1. Hidrograma.

Cuando en una sección de un río se tiene un registro continuo de los niveles de agua y se tiene el gráfico de elevaciones-gasto se puede construir un gráfico que muestre la variación del gasto con respecto al tiempo, a éste gráfico se le conoce como hidrograma.

1.2. Hietograma.

Es la gráfica que muestra la intensidad de lluvia contra tiempo.

1.3. Tiempo de Concentración (Tc).

Es el tiempo que requiere una partícula para viajar desde el punto hidrológicamente más alejado de la cuenca hasta la salida de ésta.

1.4. Tiempo de Retraso (Tl).

Es el tiempo desde el centroide de la duración efectiva de la lluvia en exceso de la tormenta hasta el tiempo pico del hidrograma.

1.5. Gasto Pico (Qp).

Es el gasto máximo observado en el hidrograma de escurrimiento.

1.6. Tiempo Base (Tb).

Es el tiempo que abarca el ancho del hidrograma de escurrimiento directo.

1.7. Tiempo Pico (Tp).

Es el tiempo que transcurre desde que empieza el escurrimiento directo hasta presentarse el gasto al pico.

2. Tipos de Hidrogramas. (1)

Según Horton existen 4 tipos de hidrogramas (Figura VII.1)

- Hidrograma Tipo 0.





La intensidad de lluvia es menor que la capacidad de infiltración y no existe escurrimiento directo, el volumen infiltrado es menor que la deficiencia de humedad del suelo y por lo tanto no hay recarga en el agua subterránea.

- Hidrograma Tipo 2.

En éste si existe escurrimiento directo pero si hay recarga en el agua subterránea, éste es el hidrograma típico de los meses de julio y agosto en la zona de estudio ya que por ser una zona semiárida los mantos freáticos se encuentran muy al fondo.

- Hidrograma Tipo 3.

Es una combinación de el tipo 1 y 2 cuando si existe recarga en el agua subterránea.

				
TIPO DE HIDROGRAMA.	0	1	2	3
INTENSIDAD DE LLUVIA (i)	$< f^*$	$< f$	$> f$	$> f$
DEFICIENCIA DE HUMEDAD DEL SUELO (DHS)	$> F^{**}$	$< F$	$> F$	$< F$
ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL (O)	NO EXISTE	NO EXISTE	$O = P - F^{***}$	$O = P - F$
RECARGA DEL AGUA SUBTERRANEA	NO EXISTE	$F - DHS$	NO EXISTE	$F - DHS$
INCREMENTO EN EL FLUJO.	NO EXISTE	Del gasto base únicamente	Del escurrimiento directo únicamente	Del escurrimiento directo y del gasto base.

* f = Capacidad de infiltración ** F = Volumen infiltrado *** $P - F$ = Lluvia en exceso

Figura VII.1 Diferentes tipos de Hidrogramas según Horton.

En base a su origen SNYDER clasificó a los hidrogramas como:

- *Hidrogramas Naturales:* Se obtienen directamente de los registros de una corriente.
- *Hidrogramas Sintéticos:* Obtenidos usando parámetros de la cuenca y características de las tormentas para simular uno natural.
- *Hidrogramas Unitarios:* Hidrograma natural o sintético de un centímetro de escurrimiento directo y ocurre uniformemente sobre toda la cuenca en un tiempo dado.
- *Hidrogramas Adimensionales:* Nos permiten comparar varios hidrogramas para adoptar uno representativo.

3. Cálculo del Hidrograma Sintético Unitario.

La determinación del hidrograma unitario, depende de la disponibilidad de la información hidrométrica. En áreas en donde esto no es disponible, los hidrólogos han desarrollado técnicas para relacionar partes del hidrograma a características físicas de la cuenca. Las características de interés del hidrograma son el gasto pico, el tiempo al gasto pico, la duración efectiva de la tormenta y el tiempo base del hidrograma unitario. Conociendo éstos puntos, las curvas de volumen unitario pueden ser elaboradas las cuales serían una justa aproximación de la respuesta del sistema en estudio (4).

3.1. Método del U.S.S.C.S.

El sistema de conservación de los Estados Unidos basa su diagrama sintético unitario en un hidrograma unitario adimensional desarrollado en estudios de muchas cuencas de los Estados Unidos. El hidrograma adimensional es un hidrograma sintético unitario el cual su descarga es expresada en términos de la relación del gasto con el gasto pico (q_p) y el tiempo con relación al tiempo pico (t_p) del hidrograma unitario. Dadas la descarga pico y el tiempo de retraso para la duración de la lluvia en exceso, el hidrograma unitario puede ser estimado del hidrograma sintético adimensional para una cuenca dada. (5)

Los valores de Q_p y T_p pueden ser estimados usando un modelo triangular simplificado del hidrograma unitario como se muestra en la siguiente figura.

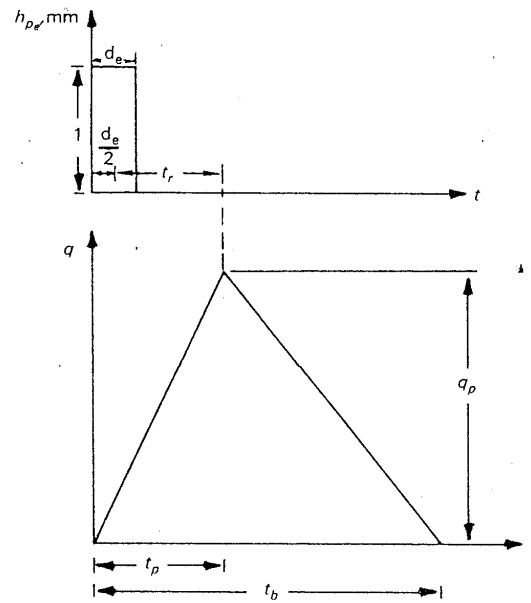


Figura VII.2

Después de un análisis de un gran número de hidrogramas unitarios el S.C.S. sugiere que el tiempo de recesión de la cuenca de vaciado puede ser aproximado como $1.67T_p$. El área debajo del hidrograma unitario debe ser igual al escurrimiento directo de un centímetro el cual será:

$$q_p = \frac{CA}{T_p} \quad (\text{VII.1})$$

En donde $C = 2.08$ y A es el área drenada en km^2 .

En un estudio de hidrogramas unitarios de cuencas grandes y pequeñas indicó que el tiempo de retraso T_r es igual a $0.6T_c$ en donde T_c es el tiempo de concentración de la cuenca. Como se mostró en la figura el tiempo al pico T_p puede ser expresado en términos del tiempo de retraso T_r y la duración de la tormenta efectiva D como:

$$T_p = \frac{D}{2} + T_r \quad (\text{VII.2})$$

El tiempo de concentración de la cuenca puede ser calculado usando varios métodos.

3.1.1. Método de Rowe.

$$T_c = \left(\frac{0.86 L^3}{H-h} \right)^{0.385}$$

En donde L es la longitud del cauce principal en kms. y H - h es la diferencia de alturas de la cuenca expresada en metros.

$$T_c = \left(\frac{0.86 (83)^3}{1800 - 600} \right)^{0.385} = 10.13 \text{ horas.}$$

3.1.2. Método de Kirpich.

$$T_c = 0.39 \left(\frac{L^2}{S} \right)^{0.385}$$

Donde:

L = Longitud del cauce principal en kilómetros.

S = Es la pendiente del cauce en por ciento.

$$T_c = 0.39 \left(\frac{83^2}{0.7} \right)^{0.385} = 13.43 \text{ hrs.}$$

3.1.3. Método de Basso .

$$T_c = 0.03483 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

Donde :

L = Longitud del cauce principal en kilómetros.

S = Es la pendiente del cauce en m/m .

$$T_c = 0.03483 \left(\frac{83}{\sqrt{0.007}} \right)^{0.77} = 7.06 \text{ hrs}$$

3.1.4. Método de Chow .

$$T_c = 0.005 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$$

Donde :

L = Longitud del cauce principal en metros.

S = Es la pendiente del cauce en por ciento.

$$T_c = 0.005 \left(\frac{83000}{\sqrt{0.7}} \right)^{0.64} = 7.88 \text{ horas.}$$

Sacando un promedio aritmético de los cuatro métodos tenemos que:

$T_c = 9.63$ horas.

Como se dijo anteriormente $Tr = 0.6T_c$

El tiempo de retraso será $Tr = 0.6(9.63) = 5.778$ horas.

3.2. Determinación de la duración efectiva de la tormenta en la región de estudio.

Se analizaron estaciones pluviográficas cercanas a la región de estudio como la estación de "El Plomo" y la estación de "Imuris". Obteniendo las duraciones totales y las precipitaciones ocurridas en esos lugares para poder así correlacionarlas con las duraciones de tormenta en la cuenca del río Altar. Los resultados fueron los siguientes:

Estación "El Plomo"		
Tiempo (horas)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/hr)
3.5	7.1	2.0
5.9	5.9	1.0
9.4	19.0	2.0
7.0	16.7	2.4
Estación "Imuris"		
Tiempo (horas)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/hr)
4.7	7.1	1.5
2.9	28.6	9.8
2.4	16.7	6.9

Tabla VII.1 Información de estaciones meteorológicas cercanas a la cuenca del río Altar.

La intensidad más fuerte se registró en estación Imuris con 9.8 mm/hr. \approx 10 mm/hr. Si se presentara una precipitación de 86.4 mm. calculada con el período de retorno de 50 años tuviéramos un tiempo de tormenta igual a:

$$t = \frac{P}{i} = \frac{86.4}{10} = 8.6 \text{ horas de duración total de la tormenta.}$$

La duración efectiva de la tormenta puede estimarse como $D_e = 0.21Dt$ debido a que la relación entre la precipitación efectiva o precipitación en exceso y la precipitación total está dada como:

$$\frac{P_e}{P_t} = \frac{17.8}{86.4} = 0.21$$

$$D_e = 0.21Dt = 0.21(8.6) = 1.8 \text{ horas.}$$

Según Snyder la duración de la tormenta efectiva también se puede estimar como:

$$Dc = \frac{Tl}{5.5} \quad (3.B.1)$$

En donde Tl es el tiempo del centroide de la tormenta de pico del hidrograma unitario que viene dado por la fórmula:

$$Tl = 0.75 Ct (L Lca)^{0.3} \quad (3.B.2)$$

En donde:

L = Es la longitud del cauce principal en kilómetros.

Lca = Es la longitud a lo largo del cauce principal hasta un punto más cercano al centroide de la cuenca.

Ct = Representa las variaciones de la pendiente del terreno dado por la fórmula:

$$Ct = \frac{0.60}{\sqrt{Sc}} \quad (3.B.3)$$

En donde Sc es la pendiente media de la cuenca, en el estudio geomorfológico de la cuenca se obtuvieron los valores de Lca = 39 kms., Sc = 10 % (10.A y 8.8).

$$Ct = \frac{0.60}{\sqrt{0.10}} = 1.90$$

Sustituyendo los valores en Tl:

$$Tl = 0.705(1.90)[(83)(39)]^{0.3}$$

$$Tl = 16.1 \text{ horas.}$$

La duración efectiva es:

$$De = \frac{16.1 \text{ horas}}{5.5} = 2.93 \text{ horas}$$

Que es aproximadamente también el 30 % de la duración total de la tormenta. En este caso se tomará al más crítico que corresponde al de 1.8 horas.

3.3. Gasto pico con el Método del S.C.S.

Sustituyendo los valores de T_r y D_e en la ecuación para T_p (Ecuación VII.2) se obtiene:

$$T_p = \frac{1.8}{2} + 5.8 = 6.7$$

Sustituyendo en la ecuación VII.1

$$q_p = \frac{(0.208)(1980)}{6.7} = 61.46 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{mm}.$$

Que es el gasto para una lámina de escurrimiento de un milímetro; multiplicándolo por 17.8 mm. de precipitación en exceso se tiene el gasto de diseño:

$$Q_p = 61.46(17.8) = 1094 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

4. Cálculo del volumen escurrido de la avenida de diseño con el método de la duración del escurrimiento.

De un análisis de los gastos de entrada a la presa Cuauhtémoc se obtienen las duraciones de los escurrimientos en diferentes años como lo muestra la tabla VII.2.

Año	Duración (días)	Gasto medio (m ³ /seg)
1954	3	21.9
1955	21	7.8
1959	4	8.3
1960	2	16.5
1961	1	24.9
1962	1	23.8
1982	3	40.8
1983	3	32.4
1984	3	28.8

Tabla VII.2 Diferentes duraciones de escurrimiento para varios años en la presa Cuauhtémoc.

La duración del escurrimiento más corto fue de un día.

El volumen de escurrimiento se obtuvo en el capítulo V utilizando la precipitación en exceso:

$$Ve = 35'244,000 \text{ m}^3$$

El gasto medio escurrido es el cociente de dividir el volumen de escurrimiento directo (Ve) entre el tiempo base en m³/seg.

En un estudio de varias cuencas del estado de Sonora se muestra que el gasto pico se relaciona con el gasto medio por medio del cociente: $Q_{me} = 0.28Q_p$, como se muestra en la siguiente figura:

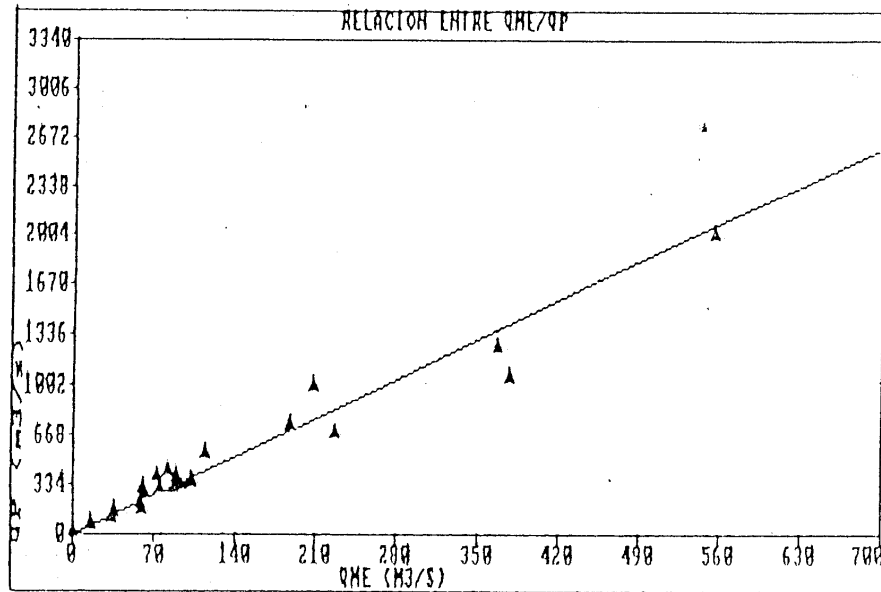


Figura VII.3 Relación Q_{me} y Q_p para diferentes cuencas del estado de Sonora.

Con las duraciones del escurrimiento obtenidos anteriormente por medio del cálculo del gasto medio por medio de la relación:

$$Q_{me} = \frac{V_e}{D(3600)}$$

y con la relación de gasto pico a gasto medio:

$Q_p = Q_{me}/0.28$ se puede construir la siguiente tabla:

Duración	Qme	Qp
24	407.9	1359.7
30	326.3	1087.8
36	271.9	906.5
48	203.9	679.9

Tabla VII.3 Duración del escurrimiento y gastos obtenidos para la cuenca de estudio.

El cual se puede obtener como gasto de diseño por éste método, para una duración de un día:

$$Q = 1359.7 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

VIII. METODOS EMPIRICOS PARA LA DETERMINACION DE AVENIDAS MAXIMAS.

Los métodos empíricos se utilizan para obtener una idea preliminar sobre la avenida de diseño, o cuando no se conocen las características de precipitación en una cuenca determinada, ya que en ellas sólo intervienen variables que dependen de las características físicas de la cuenca como el área y un coeficiente que depende de la zona que se esté analizando.

1.- MÉTODO DE CREAGER (2)

Creager graficó los gastos máximos por unidad de área observados en cuencas de todo el mundo, contra el área de la cuenca. después trazó una envolvente de todos los puntos cuya función es:

$$q = 0.503C(0.386 A) \left(\frac{0.894}{(0.386 A)^{0.048}} \right)^{-1} \quad (\text{VIII.1})$$

q = gasto unitario en m³

A = área de la cuenca en Km²

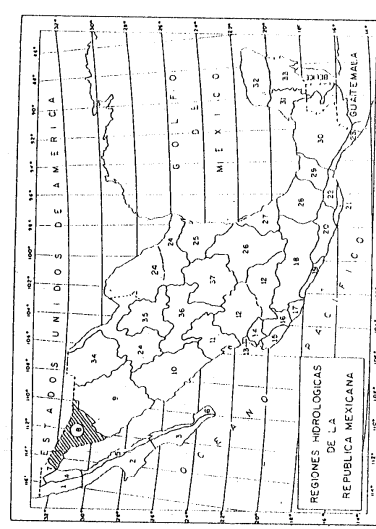
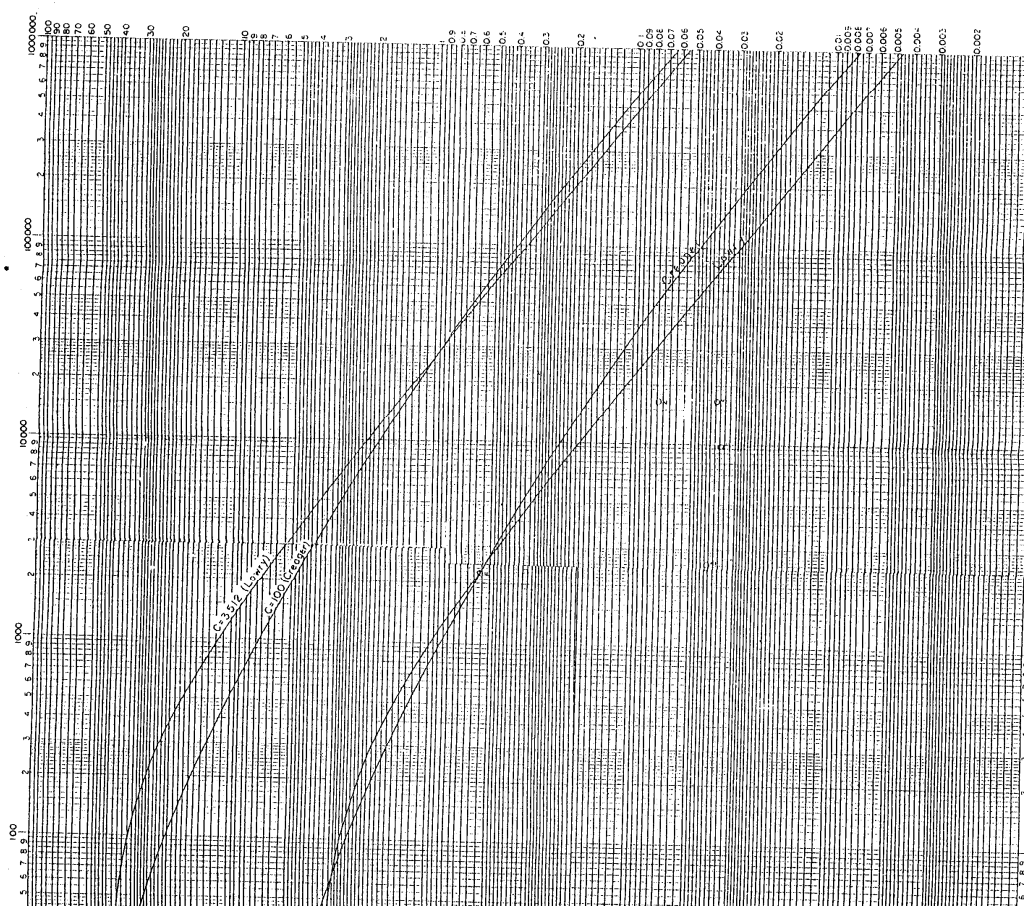
C = parámetro que depende de la región considerada.

La Secretaría de Agricultura y recursos Hidráulicos a través de su departamento de estudios Hidráulicos, realizó un estudio para determinar el coeficiente C considerando por separado a 37 zonas del país llamadas regiones hidrológicas. En el caso de la cuenca del río Altar, ésta se encuentra localizada en la región hidrológica No. 8 según la clasificación de la SARH según se ilustra en la figura VIII.1. Para la estación No. 6 en Santa Teresa el Coeficiente de Creager es 12 como se ve en el recuadro superior derecho de la figura VIII.2.

Sustituyendo en la ecuación VIII.1:

$$q = 12 (0.503) (0.386 (1980) \left(\frac{0.894}{(0.386)(1980)^{0.048}} \right)^{-1}$$

$$q = 0.5911 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$



VALORES Y FORMULAS DEL COEFICIENTE "C"

ZONA	C	CREAGER	LOWRY
Mundel (Crosger)	100	$C = \frac{100}{C}$	
Texas, L. U. A. (Lowry)	352	$C = 0.503 [0.386 \frac{0.882}{(C+0.125)}] - 1$	$C = 0.1 (A+259) 0.1$

VALORES DEL COEFICIENTE "C" DE LA REGION HIDROLOGICA N.º 8 SONORA NORTE

N.º ESTACION	CORRIENTE	CUENCA	CREAGER	LOWRY
6	SANTA TERESA	SONORA NORTE	12	29.5
4	PITIQUITO I.	RODELAJACION SONORA NORTE	5	17.3

C Datos de Estaciones Operativas por la S. P. H.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 SUBSECRETARIA DE PLANEACION-DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS
 DIRECCION DE HIDROLOGIA
 ENVOLVENTES DE GASTOS MAXIMOS INSTANTANEOS
 DE LA REGION HIDROLOGICA N.º 8

Multiplicando por el área que es de 1980 Km²

$$Q = 0.5911 \times 1980 \text{ Km}^2$$

$$Q = 1171 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.- Método de Lowry (2)

El método de lowry se basa en el mismo procedimiento que el de Creager, utilizando las mismas literales, la ecuación es:

$$q = \frac{C}{(A + 259)^{0.8}} \quad (\text{VII.2})$$

Este método da valores más altas para cuencas de 100 a 1000 Km², y para cuencas de 1000 a 10000 Km² puede dar valores más altos o más bajos que los de Creager. Según se ilustró en la figura VIII.2 para la estación Santa Teresa el coeficiente de Lowry es 296. sustituyendo valores en la ecuación VIII.2

$$q = \frac{296}{(1980 + 259)^{0.8}}$$

$$q = 0.618 \text{ m}^3/\text{s}/\text{Km}^2$$

Multiplicando por el área de la cuenca.

$$Q = (0.618) (1980 \text{ Km}^2)$$

$$Q = 1224 \text{ m}^3/\text{s}$$

El valor de Lowry resultó mayor que el de Creager.

IX. METODOS SEMIEMPIRICOS

Los métodos semiempíricos son similares a los empíricos, lo que los difiere es que se hace intervenir la intensidad de lluvia en el gasto de diseño. Estos métodos se basan en el ciclo hidrológico haciendo intervenir algunas de sus variables. A continuación se presentará uno de estos.

1. Método de Chow (2)

Este método se basa también en la obtención del número de curva con los datos del tipo y uso del suelo en la cuenca. El cual resultó de 65.15.

A continuación se escoge una duración de lluvia (d)

En la publicación de la S.C.T. de Isoyetas de duración; intensidad y período de retorno, las duraciones de estas isoyetas están dadas en 10,30,60,120 y 240 minutos. Primeramente se escogerá la duración menor que es de 10 minutos.

Con el valor de $d = 10$ minutos y con el período de retorno establecido se obtiene la intensidad de lluvia en mm/h, que en este caso es de 180mm/h (Presa "Cuauhtémoc") como se ve en la figura IX.1

Multiplicando la intensidad por la duración (d) se obtiene la precipitación total P.

$$P = (180\text{mm/h})(0.1666 \text{ hrs.}) = 30\text{mm} = 3 \text{ cm}$$

Con el número de curva (N) y el valor de la precipitación (P) se obtiene la precipitación en exceso (Pe) con la siguiente ecuación:

$$Pe = \frac{(P-508/N+5.08)^2}{(P+2032/N-20.32)} \quad (\text{IX.1})$$

$$Pe = \frac{(3-508/65.15+5.08)^2}{(3+2032/65.15-20.32)} = 0.006 \text{ cm.}$$

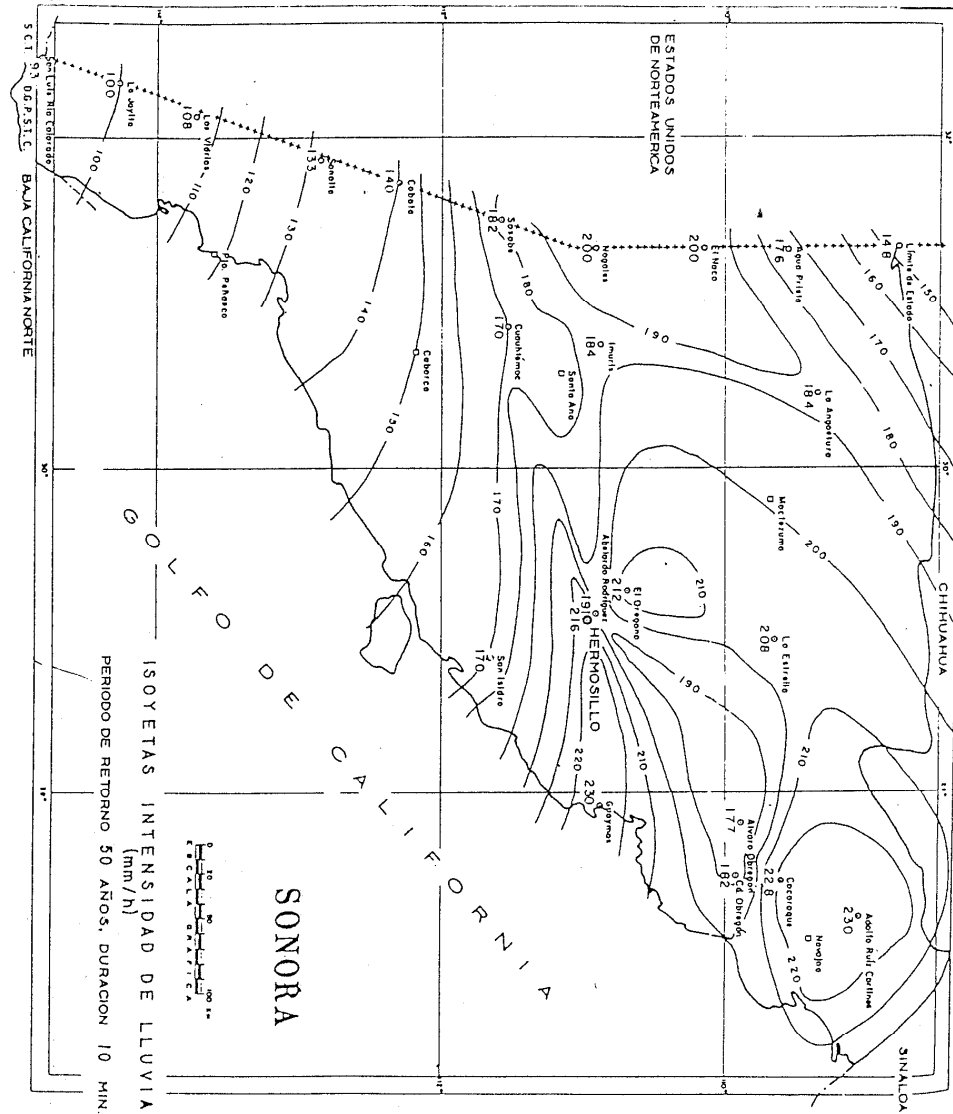


Fig. IX.1 Isoyetas de intensidad de lluvia, duración (10 min.), períodos de retorno (50 años) para el Estado de Sonora.

Con el valor de $Pe = 0.005$ mm y el valor de $d = 10$ min. se calcula X (factor de escurrimiento) con la siguiente ecuación.

$$X = \frac{Pe}{d} \quad (IX.2)$$

$$X = \frac{0.005 \text{ cm}}{0.166 \text{ hrs.}}$$

$$X = 0.03 \text{ cm/hr}$$

Aplicando la ecuación de Chow en el inciso 3.A.4 en el capítulo VII se obtuvo el tiempo de concentración para la cuenca del río Altar con una longitud de cauce de 83000 m. y una pendiente de 7 al millar, un tiempo de 7.88 horas.

Se encuentra el cociente de d/tc que es:

$$d/tc = (0.166 \text{ hrs}) / (7.88 \text{ hrs})$$

$$d/tc = 0.02$$

Con este valor, y con la figura IX.2 se determina el valor de Z (factor de reducción del pico).

$$Z = 0.04$$

Aplicando la siguiente ecuación, con los valores de Z, X y A = área de la cuenca, se obtiene el gasto pico del hidrograma de escurrimiento directo, si la corriente es perenne se le agregará el flujo base Qb .

$$Qm = 2.78 A X Z \quad (IX.3)$$

$$Qm = 2.78 (1980 \text{ km}^2) (0.03) (0.04)$$

$$Qm = 6.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

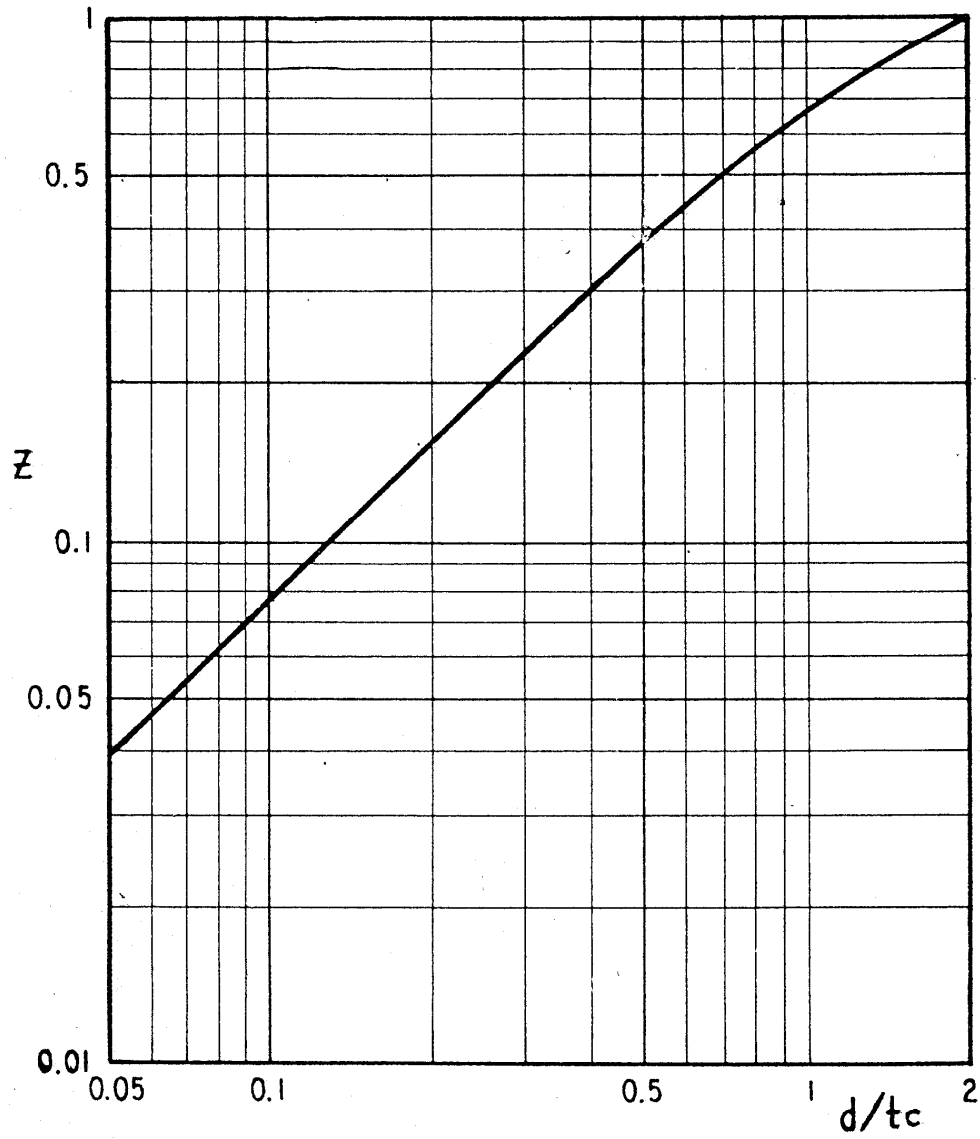


Figura IX.2 Relación entre Z y d/tc

Se repiten los mismos pasos para las demás duraciones de tormenta, los que se presentan en la siguiente figura:

Duración (minutos)	Intensidad (mm/hr)	Precip. (mm)	Precip. exc. (cm)	X	Z	Qm
10	180.0	30.0	0.006	0.03	0.040	6.6
30	104.0	52.0	0.380	0.76	0.045	188.0
60	67.5	67.5	0.920	0.92	0.080	405.0
120	39.0	78.0	1.380	0.69	0.200	760.0
240	23.0	92.0	2.090	0.52	0.380	1088.0

Tabla IX.1 Valores utilizados para la construcción de la gráfica de la figura IX.3.

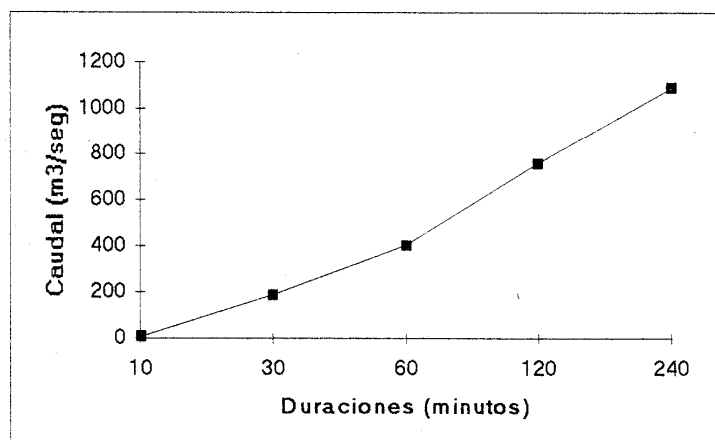


Figura IX.3 gráfica de duraciones de tormenta con gastos

El gasto máximo obtenido es de 1088 m³/seg.

X. METODOS ESTADISTICOS

Los métodos estadísticos se basan en suponer que los gastos máximos anuales aforados en una cuenca, son una muestra aleatoria de una población de gastos máximos. En el caso de la cuenca de estudio existen estaciones hidrométricas sólo en los gastos de salida de la presa Cuauhtémoc por lo cual no puede utilizarse esta información. La información que si puede utilizarse es la de una estación que se instaló antes de la construcción de ésta misma presa llamada "Santa Teresa" la cual cuenta con 9 años de datos, de 1941 a 1949, ya que en 1950 fué el año de la construcción de dicha presa.

Debido a la antigüedad de los datos, sólo se cuentan con los gastos máximos anuales presentados en la tabla X.1. A continuación se utilizará la distribución tipo Gumbel para estimar la avenida máxima con esta información.

Año	Gasto (m ³ /s)
1941	128
1942	336
1943	650
1944	493
1945	918
1946	763
1947	1278
1948	391
1949	287

Tabla X.1. Gastos máximos anuales aforados en la estación "Santa Teresa".

1. Distribución tipo Gumbel (2)

El gasto máximo de una serie de datos según la distribución tipo Gumbel está dada por la siguiente ecuación:

$$Q_{\max} = \bar{Q} - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (Y_N + \ln(1/T)) \quad (X.1)$$

De donde :

Q_{\max} = gasto máximo en un período de retorno T

\bar{Q} = Media de los gastos registrados

σ_Q = Desviación estándar de los datos

σ_N y Y_N = Son funciones del tamaño de la muestra, las cuales se obtienen por medio de la tabla X.2.

T = Período de retorno en años

N	Y_N	σ_N
8	0.4843	0.9043
9	0.4902	0.9288
10	0.4952	0.9497
11	0.4996	0.9676
12	0.5035	0.9833
13	0.5070	0.9972
14	0.5100	1.0095
15	0.5128	1.0206
16	0.5157	1.0316
17	0.5181	1.0411
18	0.5202	1.0493
19	0.5220	1.0566
20	0.5235	1.0628

Tabla X.2 Valores de σ_N y Y_N según el tamaño de la muestra

La desviación estándar se calcula mediante la fórmula:

$$\sigma_Q = \frac{\sqrt{\sum Q_i^2 - N\bar{Q}^2}}{N-1} \quad (X.2)$$

de donde:

- σ_Q = Desviación estándar de los datos
- Q_i = Gasto máximo aforado en el año i.
- \bar{Q} = Media de los gastos de la muestra

N = Número de datos

Los valores para la muestra de la tabla (X.1) son:

$N = 9$; $\bar{Q} = 582.7 \text{ m}^3/\text{s}$, $\sum Qi^2 = 4088256$; sustituyendo en (X.2)

$$\sigma_Q = \frac{\sqrt{4088256 - 9(582.7)^2}}{8} = 359.3$$

Obteniendo los valores de σ_N y Y_N con $N=9$ en la tabla X.2 se tiene que $\sigma_N = 0.9288$, $Y_N = 0.4902$. Sustituyendo todos los valores con $T=50$ en la ecuación X.1:

$$Q_{\max} = 582.7 - \frac{359.3}{0.9288} (0.4902 + \ln(1/50)) = 1906 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Como la estación Santa Teresa afora un área total de 2292 km^2 y la cuenca de estudio es de 1980 km^2 , habrá que hacer una corrección al valor anterior:

$$Q_{\max} = \frac{1980 \text{ km}^2}{2292 \text{ km}^2} (1906 \text{ m}^3/\text{seg}) = 1646 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se puede calcular el intervalo de confianza, es decir, el intervalo que Q_{\max} puede variar dependiendo del registro disponible con un nivel de confiabilidad del orden de $(1-1/T) \times 100$, donde T es el período de retorno en años, que en este caso es del 98%. A mayor número de datos registrados menor será éste intervalo, el cual se calcula, con la siguiente fórmula cuando en nivel de confianza es mayor del 90%:

$$\Delta Q = \frac{\pm 1.14 \sigma_Q}{\sigma_N}$$

Sustituyendo $\sigma_Q = 359.3$ y $\sigma_N = 0.9288$ en la ecuación anterior:

$$\Delta Q = \frac{\pm 1.14 (359.3)}{(0.9288)} = 441 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$1465 \text{ m}^3/\text{seg} < Q_{\text{máx.}} < 2027 \text{ m}^3/\text{seg}$$

XI. METODO HIDRAULICO DE SECCION Y PENDIENTE

Con éste método se puede estimar el gasto máximo que se presentó en una avenida reciente. Se requiere para su aplicación el contar con una sección transversal del cauce topográficamente levantada y las marcas del nivel máximo del agua durante el paso de la avenida. En éste método se aplica la fórmula de Manning cuya ecuación para calcular la velocidad es:

$$v = (1/\eta) R^{2/3} S^{1/2} \quad (XI.1)$$

En donde:

v = Velocidad de la corriente en m/seg

R = Radio hidráulico en metros: (área hidráulica/perímetro mojado)

S = Pendiente hidráulica en decimales

η = Coeficiente de rugosidad.

El gasto se calcula mediante la ecuación de continuidad:

$$Q = A v \quad (XI.2)$$

Q = Gasto de la corriente en m³/seg.

A = Sección transversal en m²

v = Velocidad de la corriente en m/seg.

El coeficiente de rugosidad depende de la naturaleza y de la condición general del cauce como se muestra en la tabla XI.1.

Para éste estudio se escogió un coeficiente de rugosidad de 0.03. Se levantó una sección en el cruce, debido a que, como se muestra en las fotos, la tupidez de los árboles hace difícil el levantamiento de más.

Cursos naturales de agua Naturaleza del cauce	Condición general del cauce			
	Muy buena	Buena	Regular	Mala
(1) Limpio, con márgenes rectas, tirante grande, sin bajos ni pozos profundos.	0.025	0.0275	0.030	0.033
(2) Limpio, con márgenes rectas, tirante grande sin bajos ni pozos profundos y con algo de yerbas y piedras.	0.030	0.033	0.035	0.040
(3) Sinuoso, con algunos pozos y bancos de arena, limpio.	0.033	0.035	0.040	0.045
(4) Sinuoso, con algunos pozos y bancos de arena, limpio, tirante pequeño y secciones y pendientes menos efectivas.	0.040	0.045	0.050	0.055
(5) Sinuoso con algunos pozos y bancos de arena, con algo de yerbas y piedras.	0.035	0.040	0.045	0.050
(6) Sinuoso, con algunos pozos y bancos de arena, tirante pequeño, secciones y pendientes menos efectivas, cauce pedregoso,	0.045	0.050	0.055	0.060
(7) Tramos de corriente muy lenta, con mucha yerba o con pozos muy profundos.	0.050	0.060	0.070	0.080
(8) Tramos demasiado llenos de yerba, y muy poca profundidad.	0.075	0.100	0.125	0.150

Tabla XI.1 Coeficiente de rugosidad " η " (6)



Foto (XI.1). El cruce principal visto desde aguas arriba del sitio del puente en abril.



Foto (XI.2) El puente "Atil" de izquierda a derecha, aguas abajo y aguas arriba del cruce respectivamente.

Como se ve en las fotos se muestra una abundante vegetación debido a que el lugar se mantiene húmedo la mayor parte de su tiempo. También se puede observar que el material del fondo del cauce está formado principalmente por arcillas totalmente saturadas de humedad; el hecho de encontrar arcillas en este lugar se debe a que los ríos acarrean materiales de diversas graduaciones, depositándolos a lo largo de su perfil, según varíe la velocidad de su curso; al ir disminuyendo ésta, la capacidad de acarreo de la corriente se hace menor, depositando los materiales más gruesos. De ésta manera el río transporta y deposita suelos según sus tamaños decrecientes, correspondiendo a las partículas finas como arcillas y limos a lugares próximos a su desembocadura. En éste caso la Presa "Cuauhtémoc" hace una disminución en la velocidad de la corriente provocando el depósito de éstas partículas, además su construcción está provocando una acumulación de sedimentos ya que se modificó también la morfología natural del perfil del cauce a lo largo del tiempo debido a éste cambio de velocidad que hace que en las partes de baja velocidad se formen las zonas más planas y en las de alta velocidad las zonas de más pendiente del perfil del cauce, tal como se vió en la curva hipsométrica en el capítulo III.

Según la experiencia de la gente del lugar se estableció un nivel de aguas máximas extraordinarias de 127.00 m. Tomando en cuenta también una pendiente longitudinal del 4 al millar (Tomada en los kilómetros más cercanos al sitio de cruce) y el levantamiento de la sección en el cruce (Figura XI.1), se puede calcular el gasto con la fórmula de Manning.

Datos:

$$\eta = 0.03$$

$$S = 0.004$$

$$\text{Area} = 524.47 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro} = 348.46 \text{ m}$$

$$\text{Radio hidráulico} = \frac{524.47 \text{ m}^2}{348.46 \text{ m}} = 1.505 \text{ m}$$

$$v = (1/0.03)^{2/3} (1.505)^{1/2} (0.004) = 2.77 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 524.47 \text{ m}^2 \times 2.77 \text{ m/seg.} = 1452 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

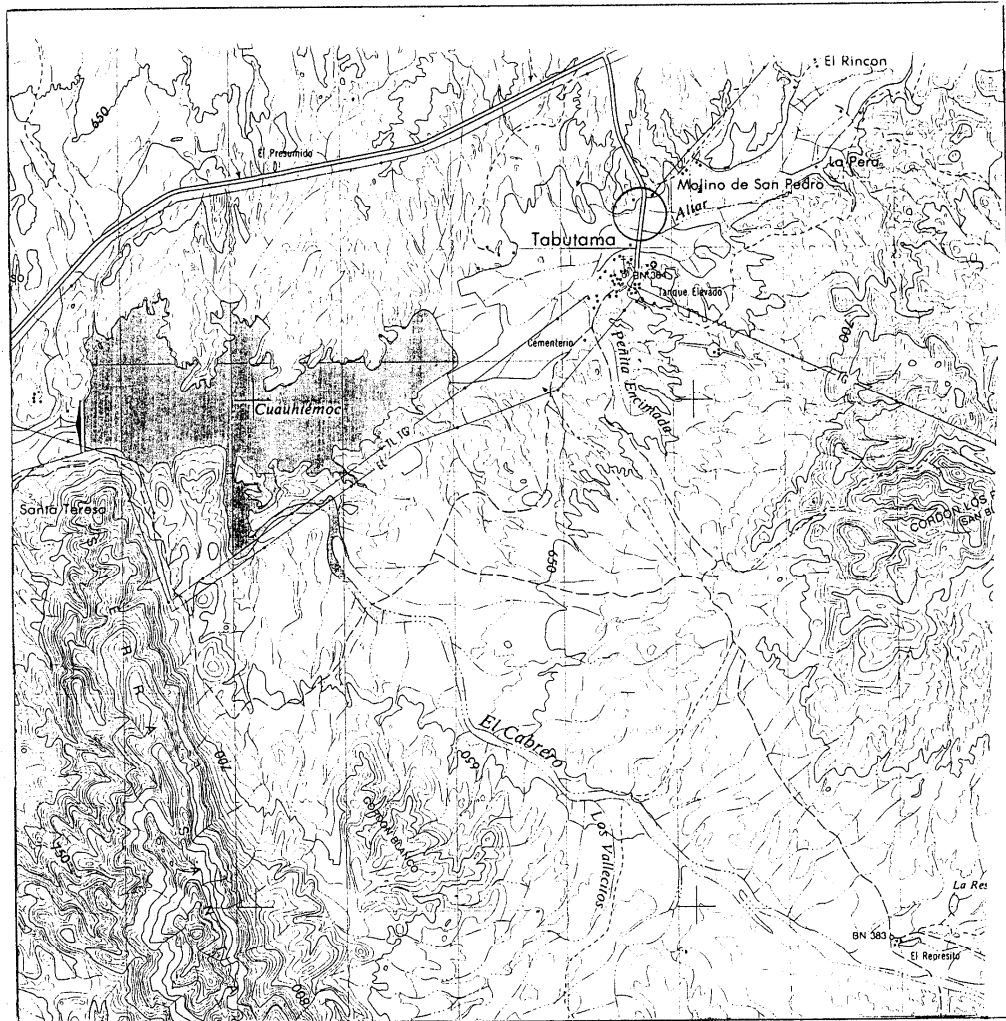


Fig. XI.2 El sitio de cruce a escala 1:50,000.

XII. CONCLUSIONES.

1. Resultados de los métodos

A continuación se muestran los gastos calculados con los diferentes métodos:

Método	Gasto (m ³ /seg)
Método del U.S.S.C.S.	1094
Método de la duración del escurrimiento.	1360
Método de Creager.	1171
Método de Lowry.	1224
Método de Chow.	1088
Método de Gumbel.	1646
Método de Sección - Pendiente.	1452

Tabla XII.1 Resultados de los diferentes métodos utilizados.

Como se puede observar existe una gran diferencia entre los gastos obtenidos por métodos estadísticos y los gastos obtenidos por métodos semiempíricos en donde se involucran mayores características de la cuenca. Aquí se reafirma el hecho de que en cuencas grandes se debe poner más atención a la hidrología del cauce principal que a las características morfológicas de la cuenca para predecir su escurrimiento máximo en un período determinado, aunque cabe aquí también la aclaración de que el gasto obtenido por la distribución tipo Gumbel es algo conservador debido principalmente a la poca cantidad de datos. Si se toma un promedio de todos los métodos sin preferencia por alguno de ellos:

$$Q \text{ prom.} = Q_d = 1291 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

2. Prueba de Hipótesis

Si se toma el valor de diseño de 1291 m³/seg. se puede hacer una aplicación práctica de los intervalos de confianza que es la llamada prueba de hipótesis, la cual está asociada a un proceso de decisión dependiendo si la Hipótesis establecida se puede o no sostener en base a la información muestral obtenida, en este caso las únicas muestras con que se cuentan son las de la Estación Santa Teresa.

Con la media y la desviación estándar obtenidas en la sección X ya corregidas por área de cuenca:

$$\sigma_Q = 310.39 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_m = 503.38 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Tomando como hipótesis nula que $Q_d \leq 1291 \text{ m}^3/\text{seg}$ y como hipótesis alternativa de que $Q_d > 1291 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Utilizando una distribución tipo t - student para evaluar la anterior hipótesis con un grado de confianza del 98%.

$$t_{sp} = \frac{Q_m - Q_d}{\sigma_Q / (n-1)^{1/2}}$$

Sustituyendo los datos con $n=9$:

$$t_{sp} = (503.4 - 1291) / (310.4 / 2.828)$$

$$t_{sp} = -7.17$$

Utilizando la tabla de la distribución t-student con 8 grados de libertad y un nivel de significancia del 2.5%.

$$t_{sc} = -2.306$$

$$\text{Como } Q_d \leq 1291 \text{ m}^3/\text{seg}$$

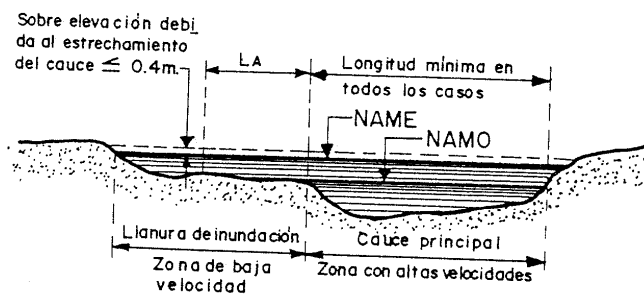
$$t_{sp} \leq t_{sc}$$

$$-7.17 < -2.306$$

Por lo que se cumple el hecho de que el gasto de $1291 \text{ m}^3/\text{seg}$. no se sobrepasará con un nivel de confianza del 98% o un período de retorno de 50 años utilizando una distribución tipo t-student para hacer ésta prueba de hipótesis; haciendo la aclaración de que al utilizar una distribución de valores extremos como la tipo Gumbel dan valores demasiado conservadores.

3. Determinación de la longitud del puente.

Para fijar la longitud del puente es necesario fijar el nivel de aguas máximas extraordinarias utilizando el gasto de diseño obtenido anteriormente y establecer un nivel de aguas máximas ordinarias; para esto, se puede utilizar como criterio el gasto máximo registrado. Con éste último nivel se establece la longitud mínima del puente y a ésta longitud se agrega a criterio una longitud adicional que dependerá de la existencia de llanuras de inundación y de el factor de la sobre elevación que es el efecto de la elevación del nivel por reducción del área por la existencia de las pilas como se muestra en la figura XII.1. Para el caso del puente del sitio de cruce se utilizó toda la longitud del NAME debido a la existencia de llanuras de inundación.



LA = Longitud adicional, de acuerdo con la fracción del gasto total que escurre en la llanura de inundación y con la seguridad de la subestructura contra la socavación.

Fig. XII.1 Criterios para determinar la longitud del puente.

4. Espacio libre vertical

Para establecer el espacio libre vertical se debe tomar en cuenta el ancho máximo de los cuerpos flotantes mas la altura total de los sedimentos que han de acumularse en la vida útil de la obra. En este caso se estableció un ancho máximo de los cuerpos flotantes de 2 metros mas 2.5 metros para el depósito de los sedimentos. Este último se estimó en base a una acumulación de sólidos de 5 centímetros por año en un período de 50 años, éste es un valor menor que el reportado desde la construcción de la Presa Cuauhtémoc ala fecha que es de 15 cm. debido a que con el tiempo dicho espesor se reduce por razones geomorfológicas vistas con anterioridad.