

11
2ej

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
" ACATLAN "

DISEÑO EJECUTIVO DE LA RECTIFICACION
Y ENCAUZAMIENTO DEL RIO COTIJA
MICHOCAN.

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
TOMAS HERNANDEZ LEAL

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DISEÑO EJECUTIVO DE LA RECTIFICACION Y
ENCAUZAMIENTO DEL RIO COTIJA MICH..

I N D I C E

	INTRODUCCION	3
I	RECONOCIMIENTO DE CAMPO	4
II	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	12
III	TRABAJOS PRELIMINARES	13
III.1	TOPOGRAFIA	13
III.2	HIDROLOGIA	13
III.2.1	Análisis Hidrológico del Río y sus Afluentes	13
III.2.2	Obtención de Curvas Gastos-Periodo de Retorno	21
III.2.3	Obtención de Hidrogramas	24
III.3	HIDRAULICA FLUVIAL	
III.3.1	Análisis Hidráulico del Cauce del Río en Condiciones Naturales	43
III.3.1.1	Análisis Hidráulico del Río para Diferentes Gastos Considerando Diferentes Alternativas de la Rasante de Rectificación-Ancho de Plantilla	46
III.3.2	Gasto Formativo	48
III.3.3	Determinación del Gasto Sólido del Río	53
III.3.4	Determinación de las Características Estables del Cauce del Río	58
III.3.5	Determinación de las Velocidades Permisibles	64
III.3.6	Determinación de la Sucavación General y Local al Pie de Estructuras	65

IV	ALTERNATIVAS DE SOLUCION	73
IV-1	Presentación de Diversas Alternativas de Rectificación y Encauzamiento del Río	73
IV-2	Estimación de Cantidades de Obra Aproximada y Presupuesto para cada Alternativa	84
IV-3	Análisis Comparativo de las Alternativas de Solución y Proposición de la más Conveniente	92
V	DISEÑO EJECUTIVO INTEGRAL	93
V-1	Diseño de las Obras de Rectificación y/o Encauzamiento	93
V-2	Planos Constructivos para la Rectificación y Encauzamiento	95
V-3	Catálogo de Conceptos de Trabajo y Cantidades de Obra	96
V-4	Especificaciones de Construcción	99
V-5	Programa de Ejecución de la Obra	108
V-6	Presupuesto de la Obra	110
V-7	Metodología para el Diseño	113
	CONCLUSIONES	119
	BIBLIOGRAFIA	120

INTRODUCCION

El río Cotija nace al Noroeste del Poblado Cotija de La Paz, Micho., tiene sus orígenes en el cerro "Los Cerritos", el cual en su recorrido atraviesa el poblado para después descargar en la laguna San Juanico.

Durante su desarrollo, se le incorporan por su margen derecha el arroyo "Claro" y en su izquierda los arroyos "Las Tazas" y "El Cuervo"; tiene una longitud aproximada de 20 kilómetros; la parte que recorre el río- Aguas abajo del poblado Cotija de La Paz, frecuentemente sufren inundaciones, los poblados "El Sauz" y "El Barrio", así como las zonas agrícolas localizadas en este tramo por lo que ocasionan pérdidas frecuentes en los cultivos.

Esta situación se agrava por la falta de capacidad de conducción, ya que el cauce está azolvado por el depósito del acarreo de material, la presencia de vegetación y la existencia de puentes que obstruyen parcialmente el cauce.

En el presente trabajo se presenta el Diseño Ejecutivo de Rectificación y Encauzamiento del Río Cotija en una longitud aproximada de diez kilómetros con el fin de eliminar las inundaciones producidas por el río, mediante la rectificación del cauce, el desazolve de los puentes existentes en algunos casos y la demolición y reposición en otros, así como la remoción del material depositado en la zona de la descarga en la laguna San Juanico siguiendo la pendiente que da el cauce actual, protegiendo así centros de población y áreas de cultivo; para lo cual se presentan en este estudio: reconocimiento de campo, planteamiento del problema, trabajos preliminares, alternativas de solución y el diseño ejecutivo integral.

I. RECONOCIMIENTO DE CAMPO

Con base en las visitas de campo y el análisis de las condiciones preexistentes en el río que pasa por el poblado de Cotija de la Paz, Mich., se observa que el río Cotija presenta problemas de capacidad hidráulica reducida, sobre todo en el tramo que comprende del poblado a la descarga en la Laguna San Juanico, con una longitud aproximada de 10.5 km; asimismo, se observa que la zona federal se encuentra invadida por casas, lo cual limita la capacidad de conducción del cauce y la posibilidad de ampliar la sección. Se observó también que las márgenes están constituidas por material cohesivo, protegido con matorrales, en tanto que el fondo está formado por material arenoso, balces y centos rodados, lo cual da idea del tipo de escurrimiento que se presenta en el cauce.

En relación a la descarga, se observó atolamiento de la laguna en ese sitio, producido por la decantación del material fino que arrastra el río.

Por otro lado, los puentes vehiculares y peatonales que cruzan el río obstruyen parcialmente al escurrimiento por su escasa capacidad hidráulica.

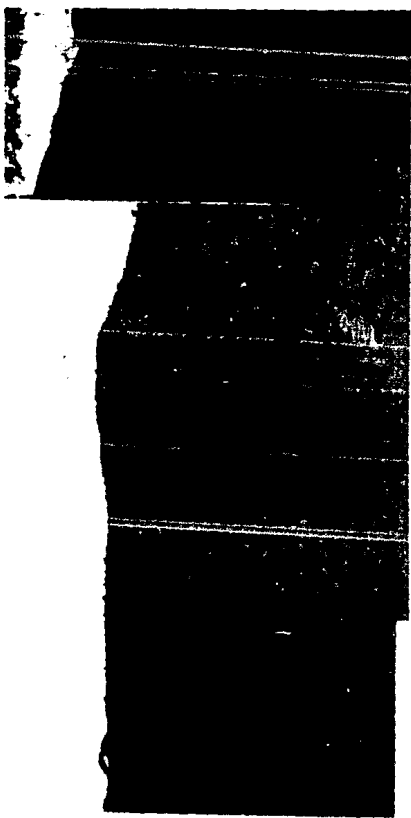


FOTO 1

PANORAMICA DEL CAUCE CERCA DE LA DESCARGA (LOS ARBOLES QUE SE OBSERVAN AL FINAL DE LOS TERRENOS DE CULTIVO SE ENCUENTRAN EN LAS MARGENES DEL RIO)-

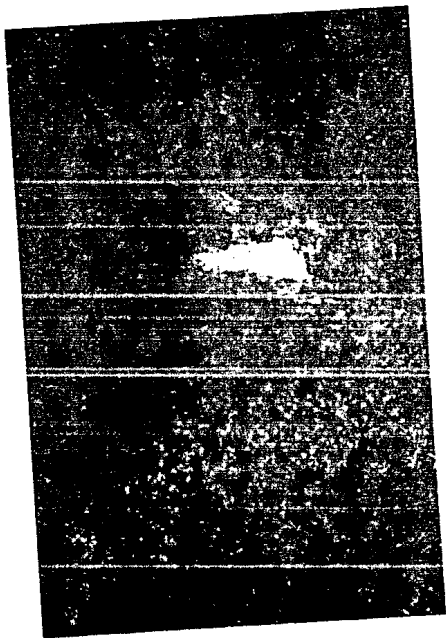


FOTO 2

EL CAUCE COMO A 200 M. DE LA DESCARGA. (SERVESE POCA
PENDIENTE, MUCHA VEGETACION EN LAS MARGENES, CAUCE
RELATIVAMENTE ESTRECHO FORMADO CON BORDOS).

FOTO 3

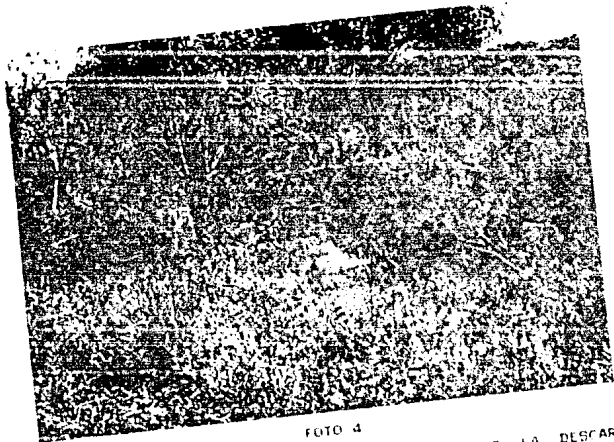
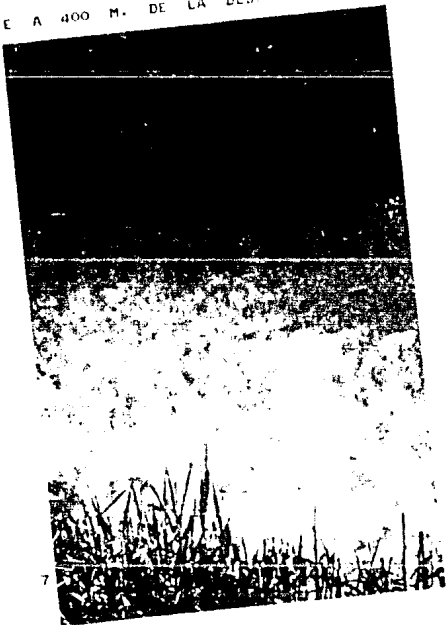


FOTO 4

PASO PEATONAL APROXIMADAMENTE A 400 M. DE LA DESCARGA
(OBSERVESE NIMO = 2.5 M.).

RIO LIGERAMENTE AGUAS
ABAJO DE PASO PEATONAL
(OBSERVESE ESTANCAMIENTO DE SEDI-
MENTOS Y BASURA).
FOTO 5.



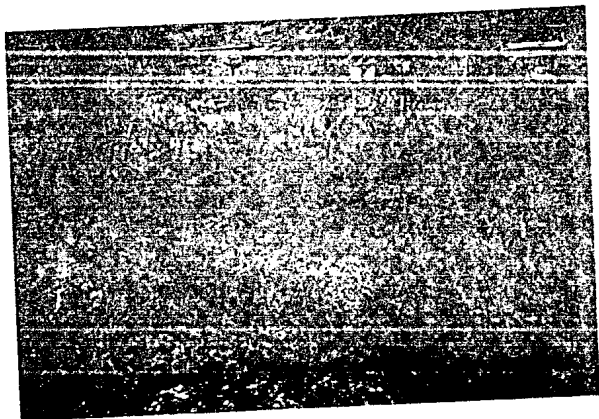


FOTO 6

EL RIO EN EL KM 5 + 000 APROXIMADAMENTE. (OBSERVESE
PERSISTENCIA DE CONDICIONES RESPECTO A LA ZONA CERCANA A LA
DESCARGA).

FOTO 7

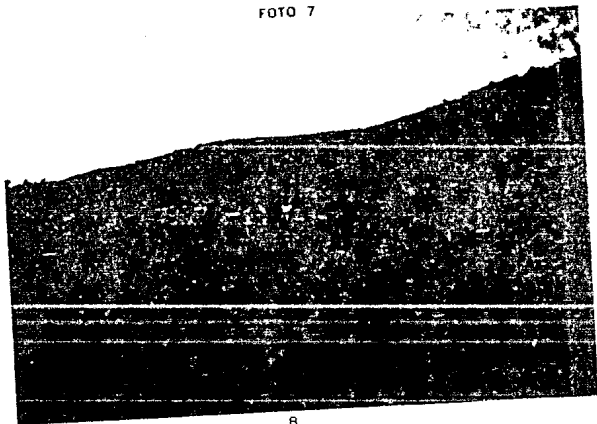


FOTO 8

ESTRUCTURAS DE
CRUCE VEHICULAR EN
LA LOCALIDAD DE
TOTILIA MICH.

FOTO 9

FOTO 10

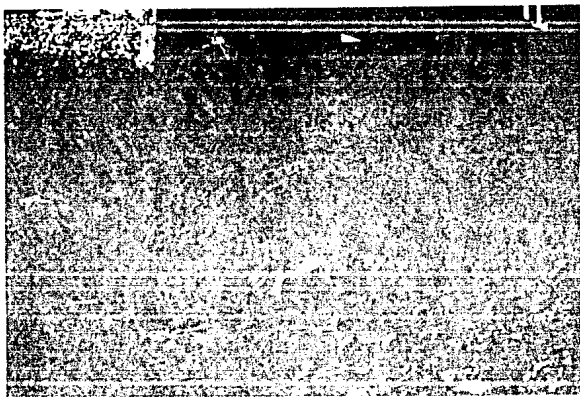


FOTO 11

CONFLUENCIA DEL ARRIBE DE LA BARRANCA "LA LEONA" CON EL RIO
COTIJA EN EL KM 10 + 700.

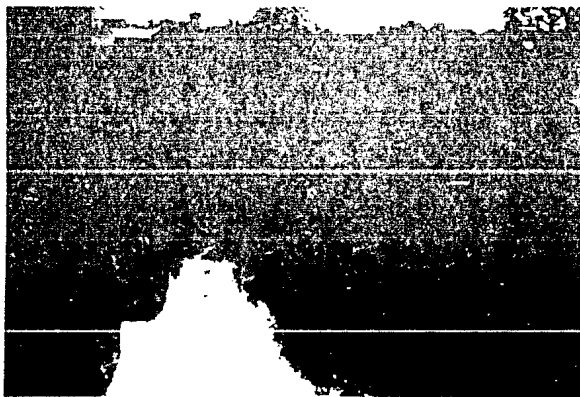


FOTO 12

PASO DEL RIO COTIJA A TRAVES DE LA LOCALIDAD QUE LE DA NOMBRE

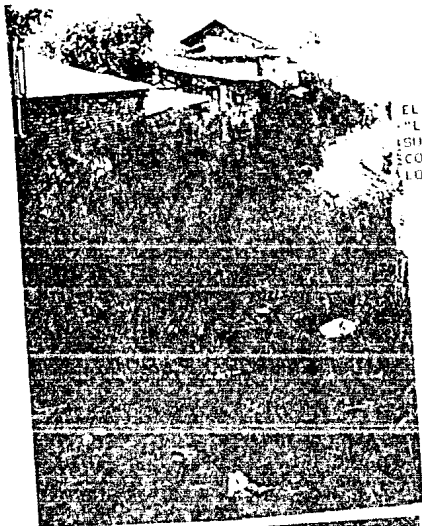


FOTO 13.

EL ARROYO DE LA BARRANCA
"LA LEONA" AGUAS ARRIBA DE
SUN CONFLUENCIA CON EL RIO
COTIJA, A TRAVES DE LA
LOCALIDAD.



FOTO 14

EL RIO COTIJA ATRAVESANDO
LA LOCALIDAD QUE LE DA
NOMBRE. (OBSERVESE EL
TAMANO DE LOS ACARREOS)

II. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

PROBLEMATICA DEL RIO, SUS AFLUENTES Y POSIBLES INCORPORACIONES DE CORRIENTES.

La cuenca del río Cotija comprende una superficie de 108 km². La corriente principal atraviesa el poblado que le da nombre y 10 km después descarga en las aguas de la Laguna San Juanico. Es en este tramo final, desde la localidad de Cotija hasta su desembocadura, donde el río ha presentado problemas frecuentes de desbordamiento lo que ha motivado el interés por estudiar las necesidades de rectificación y encauzamiento del río. Los principales problemas observados en recorridos de campo, en orden de importancia, consisten en:

1. Problemas en la descarga por azolvamiento de la Laguna con productos finos acarreados por el río.
2. Escasa pendiente del río en este tramo (3 al millar)
3. Cauce relativamente estrecho (10 m promedio)
4. Fuerte pendiente y aportación importante sobre todo de la cuenca de margen derecha, lo que implica gastos pico de consideración.
5. Restricciones al flujo por causa de puentes vehiculares y peatonales que cruzan el río.

Con relación a los problemas en la descarga, parece ser lo más apropiado reencauzar el tramo final del río y permitir su descarga en una zona donde la laguna tenga mayor profundidad.

La estrechez del cauce y su baja pendiente resaltan al observar el incremento en altura que se le ha dado a los bordes.

Con relación a los afluentes puede decirse que a partir del poblado de Cotija, donde confluye el arroyo de la barranca "La Leona" que parece manejar caudales importantes en épocas de lluvia, a juzgar por el tamaño de los boleos de acarreo, no se observan afluentes de importancia; sin embargo como se mencionó antes, por margen derecha la cuenca presenta fuerte pendiente y aporta caudales que acrecientan el pico en forma considerable.

Por otra parte no se tiene conocimiento de otras corrientes que quieran incorporarse al río Cotija, ni de nuevas estructuras de cruce que puedan incrementar la magnitud del problema actual.

III. TRABAJOS PRELIMINARES

III.1 TOPOGRAFIA

Con el fin de conocer las características topográficas del río Cotija para el encauzamiento y rectificación se levantó mediante una poligonal trazada en las margenes del río, tomando como origen la descarga en la Laguna San Juanico hacia aguas arriba, con un desarrollo total de 10.6 km. con base en dicha poligonal, se obtuvieron secciones transversales del río con nivel y estatal. Se levantó asimismo, el perfil longitudinal del río, el área aledaña a 7 puentes existentes, y las secciones transversales detalladas correspondientes. Finalmente, se configuro el terreno en la zona de la descarga propuesta como rectificación del río, con curvas de nivel a cada 50 cm.

III.2 ESTUDIO HIDROLOGICO

III.2.1 Analisis Hidrológico del Río y sus afluentes

La cuenca de captación del río Cotija y de sus afluentes, se obtuvo de las siguientes cartas topográficas de DETENAL, a escala 1:50 000:

E13B17, Jiquilpan de Juárez, E13B18, Tangamandapio, E13B27, Manuel M. Dieguez y E13B28, Los Reyes.

Unidas las cartas arriba mencionadas, se definió la cuenca del río y se obtuvo el área correspondiente, que resultó igual a 108 km², desde su nacimiento en el cerro El Lobo hasta su desembocadura en la Laguna San Juanico, como se aprecia en la figura III.2.1A. Este dato se verificó con la información contenida en el Boletín Hidrológico correspondiente a la región hidrológica 16, del Bajo Río Balsas.

En dicho boletín, se indica que la estación hidrométrica "Cotija" se encontraba sobre el río del mismo nombre dentro de la población de Cotija de La Paz, Mich., y los aforos se iniciaron el 14 de mayo de 1936 y se suspendieron el 9 de febrero de 1943. Posteriormente, 3.2 km aguas abajo, sobre el mismo río Cotija, se instaló la estación hidrométrica "El Puerto", que inició sus operaciones el 1 de marzo de 1943 y se continúan hasta la fecha, aunque sólo se conocen datos hasta el año 1977, de tal manera que se cuenta con 42 años de registros de gastos medios diarios y gastos anuales mínimos, medios y máximos.

Para definir las posibles incorporaciones de escurrimientos al cauce principal, se recurrió a la información topográfica emitida por DETENAL, citada con antelación, observándose que por margen derecha existen tributarios intermitentes de régimen torrencial, siendo el principal, el que baja por la barranca La Leona y se une al río Cotija dentro del poblado del mismo nombre.

Como se puede observar en las figuras III-2-1-B, III-2-1-C y III-2-1-D, se trazaron: el perfil longitudinal del río Cotija de su nacimiento hasta su confluencia con el arroyo de la barranca "La Leona", el perfil del arroyo de la barranca "La Leona" y de este punto hasta la descarga a la Laguna San Juanico, sobre el cauce principal, respectivamente. Por lo anterior, se concluyó que los gastos aforados en las estaciones hidrométricas "Cotija" y "El Puerto", son representativos de toda la cuenca de captación, incluyendo sus tributarios intermitentes de régimen torrencial.

Posteriormente, con los 42 años de registro, se analizaron los gastos máximos anuales y se les aplicaron los siguientes métodos:

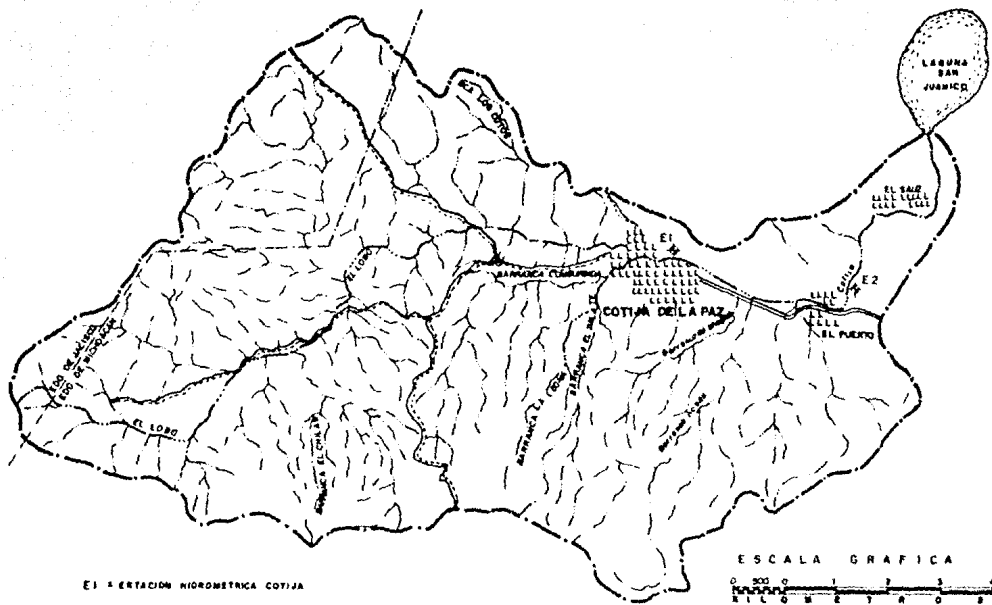
Ajuste Exponencial, Ajuste Normal, Ajuste Lognormal 2 parámetros, Ajuste Lognormal 3 parámetros, Ajuste Gumbel sencillo, Ajuste Gumbel doble y Ajuste con distribución Gamma.

Los datos originalmente registrados, son:

AÑO	GASTO MAXIMO (m ³ /s)	AÑO	GASTO MAXIMO (m ³ /s)
1936	113.30	1966	65.80
1937	97.0	1967	109.02
1938	12.29	1968	98.50
1939	91.96	1969	83.40
1940	85.60	1970	59.72
1941	83.10	1971	82.56
1942	98.60	1972	98.88
1943	166.55	1973	106.30
1944	47.33	1974	43.26
1945	211.50	1975	100.85
1946	28.37	1976	225.20
1947	30.33	1977	126.21
1948	67.60		
1949	87.36		
1950	106.68		
1951	83.10		
1952	282.00		
1953	64.6		
1954	179.10		
1955	417.60		
1956	240.40		
1957	9.61		
1958	56.80		
1959	140.60		
1960	117.00		
1961	57.10		
1962	59.10		
1963	52.20		
1964	75.00		
1965	55.93		

De la aplicación de los métodos antes citados, se obtuvieron los siguientes resultados:

AJUSTE	PARAMETROS	ERROR ²	GASTO Q m ³ /s	PERIODO DE RETORNO Tr (AÑOS)
Exponencial	Lambda= 9.403x10	-3 155.26	35.78	1.4
	Media = 106.342		342.30	25
			416.01	50
			489.72	100
Normal	Media = 106.34	3854.43	61.61	1.4
	Desv.S.= 77.95		242.61	25
			265.61	50
			287.61	100
Lognormal 2 Parámetros	Media = 4.43	768.69	53.61	1.4
	Desv.S.= 0.73		301.61	25
			376.61	50
			459.61	100
Lognormal 3 Parámetros	Media = 106.34	12071.19	57.61	1.4
	Desv.S.= 77.95		269.61	25
	AL = -23.16		323.61	50
	SL = 0.556		380.61	100
	ML = 4.709			
Gumbel Sen- cillo.	Media = 106.34	15404.81	53.91	1.4
	Desv.S.= 77.95		287.07	25
	A = -69.26		334.98	50
	C = 68.09		382.53	100
Doble Gumbel	P = 0.904	6506.38	61.61	1.4
	A = -66.62		295.61	25
	C = 35.09		351.61	50
	A = -251.91		401.61	100
	C = 68.26			
Distribución Gamma	Lambda = 2.31x10	-2 256152.6	64.61	1.4
	V = 4.91		259.61	25
			291.61	50
			323.61	100



E1 = ESTACION HIDROMETRICA COTIJA
 E2 = ESTACION HIDROMETRICA EL PUERTO.

ESCALA GRAFICA
 0 500 1000 1500 2000
 KILOMETROS

FIG. III. 2. 1A CUENCA HIDROLOGICA DEL RIO COTIJA, AREA = 108 Km²

PERFIL RIO COTIJA

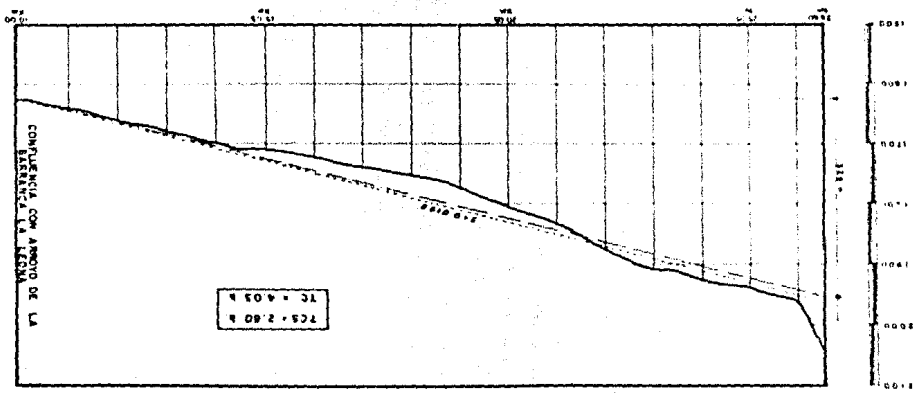
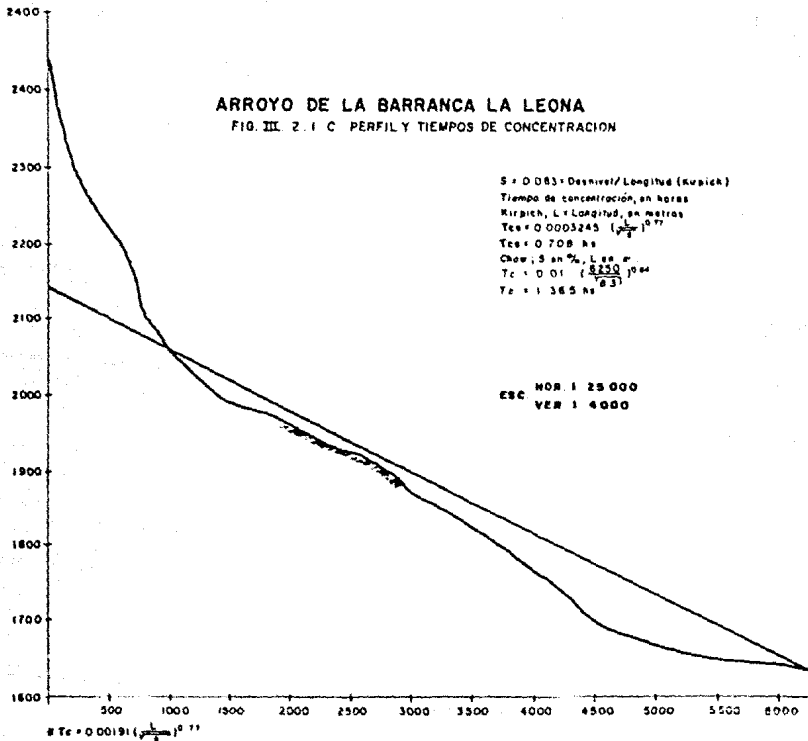
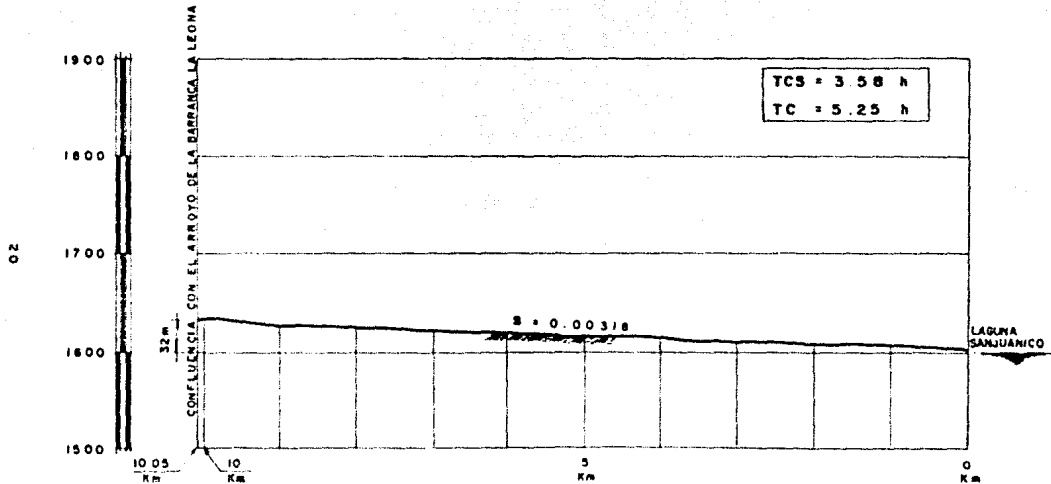


FIG. III. 2.18





PROLONGACION RIO COTIJA

FIG. III - 2 - I.D. PERFIL Y TIEMPOS DE CONCENTRACION

III-2-2 Obtención de Curvas Gastos-Perfodo de Retorno

De los resultados obtenidos en el apartado anterior (III-2-1), se observa claramente que el ajuste exponencial es el que presenta el menor error de todos los métodos aplicados y el que mejor representa la tendencia de los datos registrados en las estaciones de aforo "Cotija" y "El Puente". (ver figuras No. III-2-2-A y III-2-2-B).

Se hace hincapie en el hecho de que los valores de los gastos obtenidos corresponden a la cuenca integral del río Cotija, en la que se incluyen sus afluentes, que son de régimen torrencial y tiempos de concentración muy cortos (ver figuras Nos. III-2-1-A, B y C).

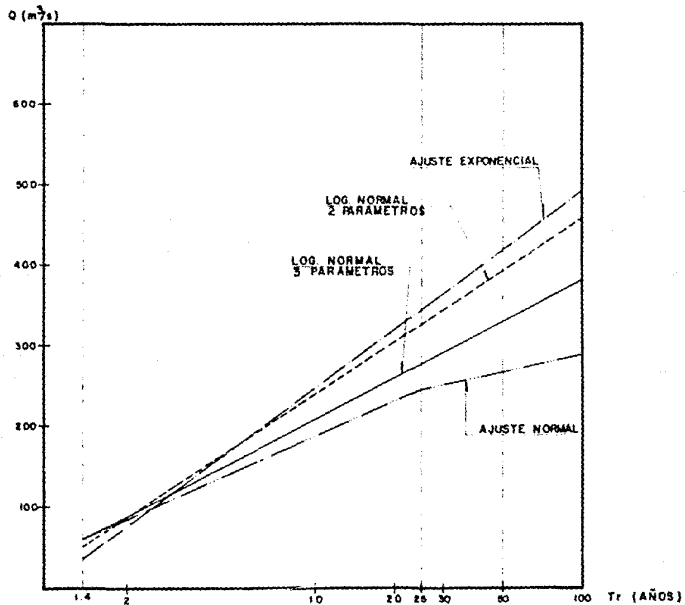


FIG. III. 2.2A

CURVAS GASTOS-PERIODOS DE RETORNO PARA 4 DIVERSOS
METODOS PARA EL RIO COTIJA, MICH.

RIO COTIJA

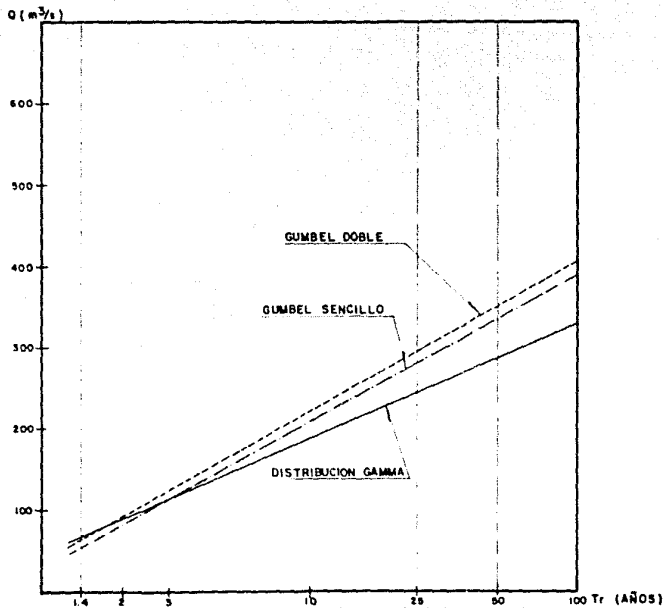


FIG. II. 2. 2B CURVAS GASTOS-PERIODOS DE RETORNO PARA 3 DIVERSOS
METODOS PARA EL RIO COTIJA, MICH.
RIO COTIJA

III-2-3 OBTENCION DE HIDROGRAMAS

INTRODUCCION

El presente capitulo tiene como objetivo el desarrollar una metodologia para encontrar la avenida que cumpla estadisticamente con gastos máximos instantáneos y sucesión de volúmenes, así como la discretización de la avenida obtenida.

La información necesaria para obtener esta avenida por medio de este método se limita a recopilar de los boletines hidrológicos los datos de gastos medios diarios y gastos máximos instantáneos.

METODOLOGIA

El procedimiento consta de cuatro pasos, los cuales se explican a continuación:

1. ANALISIS PROBABILISTICO DE VOLUMENES MAXIMOS

- a) De los registros de gastos medios diarios, se encuentra el volumen máximo de un día, de dos días sucesivos, en tres consecutivos hasta n días. En la cual n representa la duración de la avenida de diseño.

Es recomendable realizar el análisis para una duración mayor que la que corresponde a las avenidas típicas del lugar.

- b) Se ajustan los datos obtenidos para cada duración a una función de distribución.

Efectuado el ajuste para cada duración, se efectúa la extrapolación para uno o más periodos de retorno determinados.

En general se recomienda el mismo tipo de función probabilística para todas las duraciones.

Los resultados son volúmenes acumulados probables para diferentes duraciones.

2. HIDROGRAMA ADIMENSIONAL

- a) De los registros medios diarios para cada año se localiza el gasto medio más grande correspondiente al mes de máximo volumen anual.

- b) Se elaboran diagramas adimensionales anuales dividiendo entre el gasto medio encontrado en el paso anterior, los gastos medios de los $n/2$ días anteriores, subsecuentes y entre él mismo.

- c) Una vez obtenidos los diagramas adimensionales de todos los años de registro, se promedian obteniéndose un hidrograma que nos dará la forma promedio de las avenidas ocurridas durante la época de la cual se tiene información.

Será necesario tener en cuenta la forma de los hidrogramas adimensionales obtenidos para los años en los cuales se tienen los registros más grandes de volúmenes mensuales.

3. FORMA DE LA AVENIDA DE DISEÑO

Para obtener las ordenadas del hidrograma de la avenida se recurre a la forma de los hidrogramas adimensionales, colocando el volumen probable para un día en la posición de la ordenada más alta del hidrograma adimensional (la cual corresponde a uno); para la segunda ordenada se resta el valor obtenido del ajuste para dos días el correspondiente a un día y este volumen se acomoda antes o después del anterior dependiendo de la forma del hidrograma adimensional. El proceso se repite para tres, cuatro, días, etc. En cada caso se comprueba que la sucesión de volúmenes cumpla con los requisitos estadísticos dados por la curva de volúmenes acumulados. Es necesario convertir los volúmenes a gasto, ya que es la forma de representar el hidrograma.

4. DISCRETIZACION DE LA AVENIDA

Como las ordenadas de la avenida de diseño obtenida anteriormente son gastos medios para intervalos de un día, se propone la siguiente metodología para discretizarla. Los gastos máximos anuales se ajustan a una función de probabilidad.

Efectuando el ajuste se extrapola el gasto para un periodo igual al de la avenida de diseño.

En la discretización de la avenida se siguen los pasos que a continuación se explican.

1. El primero y último gasto medio de la avenida representan el gasto base.
2. Para el segundo día de avenida, se traza una recta con pendiente n de tal manera que cumplan la condición de gasto medio de ese día. Esto se logra trazando la recta con origen en el gasto medio del

día anterior a las 24 horas y que pase por el gasto medio a las 12 horas del día.

- 3- Lo anterior se repite para los días siguientes hasta el día antes del gasto medio máximo de la avenida.

El proceso anterior se repite en sentido inverso, partiendo del último día de la avenida.

4. Para el día de gasto medio máximo de la avenida, el gasto pico encontrado en el paso a) se coloca a las 12 horas del día, y luego por medio de una o varias rectas consecutivas se hace que cumpla la condición de gasto medio, partiendo del final de la recta del día anterior.

Aplicación de la metodología propuesta.

Avenida de diseño para periodos de retorno de 25, 50 y 100 años antes de la Laguna San Juanico, para el río Cotija.

Información utilizada.

Gastos máximos anuales instantáneos.

De los registros de gastos medios diarios de las estaciones hidrométricas Cotija (1936-1943) y El Puerto (1943-1977), se encontraron los 14 días sucesivos del máximo volumen afluente con año (ver cuadro No.1)

Tratamiento de la información.

Para cada una de las duraciones se ajustaron los valores anteriores a diferentes funciones de probabilidad (Exponencial, Normal, Log-Normal 2 y 3 parámetros, Gumbel, Gumbel 2 poblaciones y Gamma), tomando como parámetro de mejor ajuste la menor sumatoria del cuadrado de la diferencia entre el periodo de retorno real y el periodo de retorno al cual ajusta la función de probabilidad.

$$\text{Error} = \sum_{i=1}^n (T_r - T_{r_i})^2$$

T_r = Periodo de retorno de Weibull.

T_{r_i} = Periodo de retorno del dato ajustado a función de probabilidad.

El mejor ajuste para este caso fue la función de probabilidad exponencial, para duraciones de 1,2 y 3 días, comparada con la función Gumbel.

El mismo tratamiento se realizó con los gastos máximos anuales instantáneos logrando el mejor ajuste la misma función exponencial.

Deducción de la avenida.

Seleccionados los periodos de retorno de 25, 50 y 100, de los ajustes se obtuvieron los volúmenes acumulados para todo el rango de duraciones estudiadas. (ver cuadro No-2).

A partir de estos valores se calcularon las diferencias entre duraciones sucesivas y se convirtieron a gasto. (ver cuadros Nos. 3 y 4).

Se extrapolaron los gastos máximos anuales instantáneos a periodos de retorno de 25, 50 y 100 años, obteniéndose los siguientes valores:

Tr (años)	Q (m ³ /s)
25	336.70
50	409.21
100	481.71

Obtenidos los hidrogramas adimensionales para cada año de registro se promediaron (ver cuadros No. 5,) y en base a él se dió forma a la avenida, seguidamente se discretizó siguiendo la metodología propuesta (ver figuras Nos.1, 2 y 3)

Cuadro 1

Volúmenes para diferentes duraciones en millones de m³

Año /Día	1	2	3	4	5	6	7
1936	3.419	4.084	4.379	5.198	7.034	8.117	8.921
1937	1.018	1.886	2.371	2.493	2.695	2.898	3.018
1938	0.216	0.321	0.413	0.459	0.515	0.586	0.629
1939	1.061	1.687	1.852	1.924	2.085	2.186	2.280
1940	2.008	2.381	2.497	2.515	2.555	2.600	2.635
1941	1.816	2.107	2.179	2.210	2.245	2.358	2.554
1942	0.890	1.096	1.227	1.304	1.351	1.391	1.424
1943	1.905	2.412	2.448	2.517	2.788	3.671	3.942
1944	4.702	2.452	5.909	7.004	7.775	8.607	9.105
1945	2.022	2.404	2.530	2.683	2.733	2.756	2.986
1946	0.342	0.418	0.527	0.559	0.570	0.760	0.835
1947	0.309	0.494	0.618	0.859	1.076	1.223	1.328
1948	0.742	1.064	1.314	1.626	2.170	2.494	2.744
1949	0.566	0.662	0.849	0.974	1.087	1.149	1.185
1950	0.697	0.937	1.162	1.515	1.751	2.174	2.333
1951	1.016	1.300	1.533	1.676	1.946	2.179	2.411
1952	2.530	3.541	4.129	4.437	4.708	5.360	5.653
1953	0.658	0.693	0.866	0.874	0.877	0.880	0.974
1954	1.147	1.408	1.545	1.653	1.740	2.166	2.323
1955	7.193	7.912	8.130	8.240	8.312	8.383	8.473
1956	2.950	4.247	5.148	5.474	5.153	6.006	6.246
1957	0.284	0.400	0.531	0.633	0.701	0.770	0.853
1958	2.031	2.542	3.440	3.843	4.077	4.247	4.412
1959	5.918	7.561	8.065	8.418	8.694	9.092	9.320
1960	1.344	1.527	1.646	1.738	1.840	1.898	1.961
1961	0.594	0.652	0.927	1.145	1.341	1.524	1.855
1962	1.105	1.571	1.992	2.430	2.594	2.773	2.968
1963	1.128	2.061	2.711	3.067	3.635	3.991	4.156
1964	0.956	1.394	1.483	1.535	1.591	1.682	1.977
1965	0.937	1.435	1.873	2.212	2.806	3.244	3.338
1966	1.141	1.233	1.315	1.395	1.461	1.505	1.572
1967	2.498	3.722	4.210	4.385	4.653	4.915	5.339
1968	1.333	2.018	2.780	3.558	3.866	4.089	4.324
1969	0.917	1.699	2.450	2.979	3.256	3.495	3.901
1970	0.955	1.253	1.692	1.878	2.023	2.464	2.742

Continuacion Cuadro 1

Volumenes para diferentes duraciones en millones de m3

Año /Día	8	9	10	11	12	13	14
1936	9.153	10.653	11.236	11.784	12.367	12.834	13.659
1937	3.109	3.217	3.740	3.899	3.968	4.040	4.093
1938	0.667	0.717	0.792	0.852	0.914	0.951	0.974
1939	2.406	2.451	2.495	2.674	3.310	3.936	4.228
1940	2.651	2.723	2.797	2.814	2.855	2.899	2.934
1941	3.124	3.415	3.487	3.518	3.553	3.666	3.862
1942	1.450	1.615	1.877	1.963	1.995	2.020	2.039
1943	3.978	4.014	4.069	4.246	4.336	4.362	4.402
1944	9.704	10.161	10.398	10.594	10.753	10.908	11.420
1945	3.115	3.265	3.394	3.444	3.550	3.679	3.745
1946	0.870	0.890	0.918	0.956	0.993	1.012	1.024
1947	1.409	1.492	1.562	1.652	1.722	1.828	1.891
1948	3.008	3.258	3.456	3.624	3.721	3.908	4.232
1949	1.238	1.294	1.330	1.362	1.388	1.414	1.458
1950	2.458	2.553	2.622	2.698	2.895	3.032	3.192
1951	2.519	2.598	2.674	2.742	2.959	3.192	3.308
1952	5.941	6.109	6.210	6.296	6.397	6.498	6.682
1953	0.980	1.011	1.029	1.062	1.073	1.207	1.244
1954	2.498	2.742	3.003	3.141	3.249	3.336	3.762
1955	8.610	8.720	8.801	8.895	9.005	9.133	9.265
1956	6.481	6.698	7.000	7.139	7.316	7.569	7.809
1957	0.883	0.904	0.926	0.944	0.963	0.903	0.991
1958	5.030	5.433	5.667	5.832	5.959	6.065	6.154
1959	9.508	9.674	9.818	10.158	10.511	10.916	11.269
1960	2.019	2.084	2.122	2.159	2.188	2.212	2.232
1961	2.018	2.214	2.389	2.729	2.784	2.834	2.998
1962	3.256	3.417	3.518	3.616	3.673	3.718	3.757
1963	4.254	4.336	4.462	4.560	4.642	4.713	4.775
1964	2.204	2.289	2.342	2.395	2.913	3.044	3.099
1965	3.398	3.516	3.765	3.897	3.950	4.010	4.060
1966	1.705	1.789	2.007	2.292	2.572	2.634	2.673
1967	5.731	6.117	6.403	6.671	6.988	7.463	7.750
1968	4.497	4.874	5.036	5.163	5.267	5.537	5.747
1969	4.178	4.358	4.641	5.344	5.692	5.936	6.267
1970	3.202	3.387	3.514	3.633	3.884	4.123	4.264

Cuadro 2

Volumen acumulado para diferentes duraciones y periodos de retorno de 25, 50 y 100 años extrapolados de la función exponencial

Tr /n	1	2	3	4	5	6	7
25	5.330	6.897	7.917	8.708	9.515	10.355	11.005
50	6.479	8.323	9.622	10.584	11.564	12.584	13.374
100	7.627	9.868	11.327	12.459	13.612	14.814	15.744
Tr /n	8	9	10	11	12	13	14
25	11.645	12.218	12.719	13.242	13.765	14.255	14.781
50	14.104	14.849	15.458	16.093	16.729	17.325	17.964
100	16.603	17.479	18.197	18.944	19.693	20.395	21.147

CUADRO 3
HIDROGRAMA PARA 25 AÑOS

DIA	VOL. ACUM. mm3	INCREMENTEN mm3	Q MEDIO m3/s
1	5.330	5.330	61.190
2	6.897	1.567	18.137
3	7.917	1.020	11.806
4	8.708	0.791	9.155
5	9.515	0.807	9.340
6	10.355	0.840	9.722
7	11.005	0.650	7.523
8	11.645	0.640	7.407
9	12.218	0.573	6.632
10	12.719	0.501	5.799
11	13.242	0.523	6.053
12	13.765	0.523	6.053
13	14.255	0.490	5.671
14	14.781	0.526	6.030

HIDROGRAMA PARA 50 AÑOS

DIA	VOL. ACUM. mm3	INCREMENTEN mm3	Q MEDIO m3/s
1	6.479	6.479	74.988
2	8.323	1.844	21.343
3	9.622	1.299	15.035
4	10.584	0.962	11.134
5	11.564	0.980	11.343
6	12.584	1.020	11.806
7	13.374	0.790	9.144
8	14.104	0.730	8.449
9	14.849	0.745	8.623
10	15.458	0.609	7.049
11	16.093	0.635	7.350
12	16.729	0.636	7.361
13	17.325	0.596	6.898
14	17.964	0.639	7.376

CUADRO 4

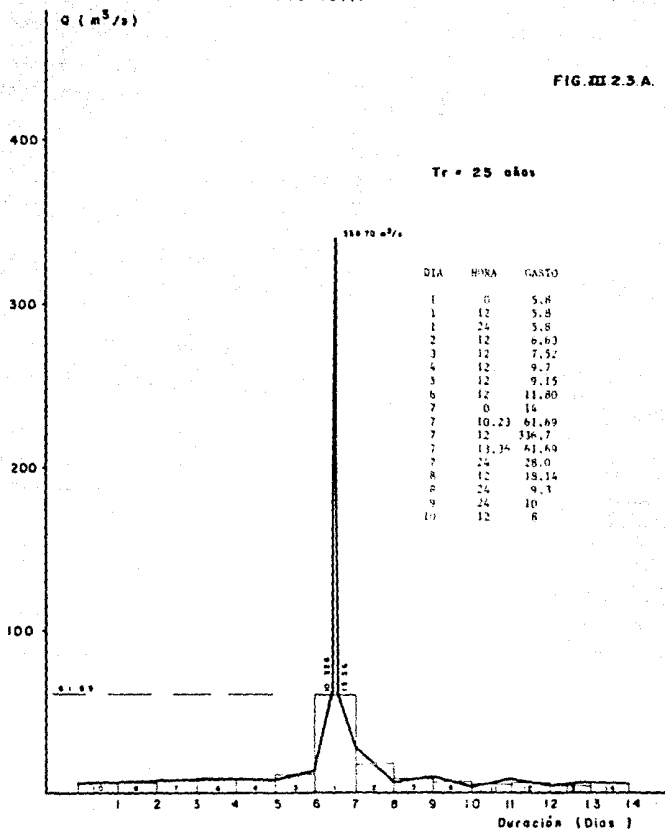
HIDROGRAMA PARA 100 AÑOS

DIA	VOL. ACUM. mm ³	INCREMENTO mm ³	Q MEDIO m ³ /s
1	7.627	7.627	88.275
2	9.868	2.241	25.938
3	11.327	1.459	16.887
4	12.459	1.132	13.102
5	13.612	1.153	13.345
6	14.814	1.202	13.912
7	15.744	0.930	10.764
8	16.603	0.859	9.942
9	17.479	0.876	10.139
10	18.197	0.718	9.236
11	18.944	0.747	8.646
12	19.693	0.749	8.669
13	20.395	0.702	8.125
14	21.147	0.752	8.704

ESTACION COTIJA

RIO COTIJA

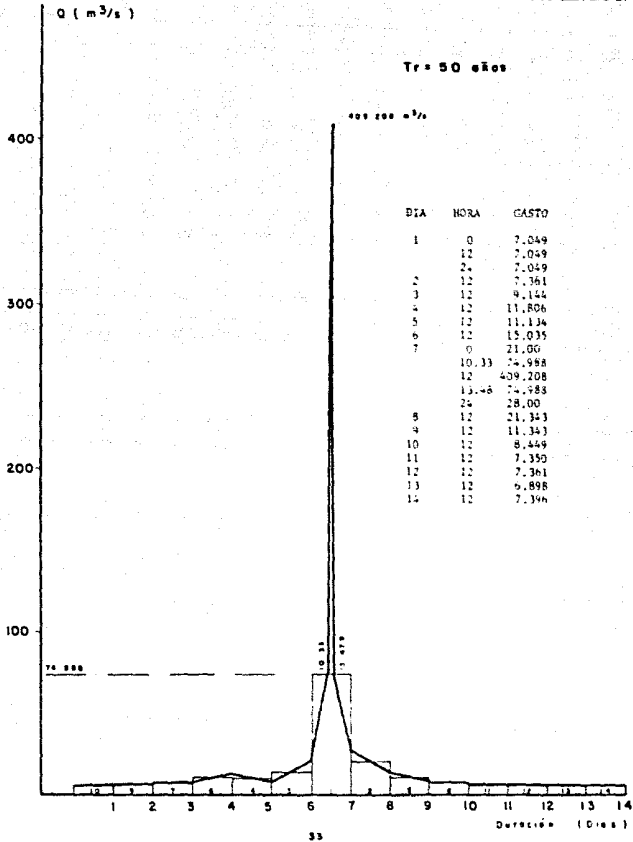
FIG. III 2.3. A.



ESTACION COTIJA

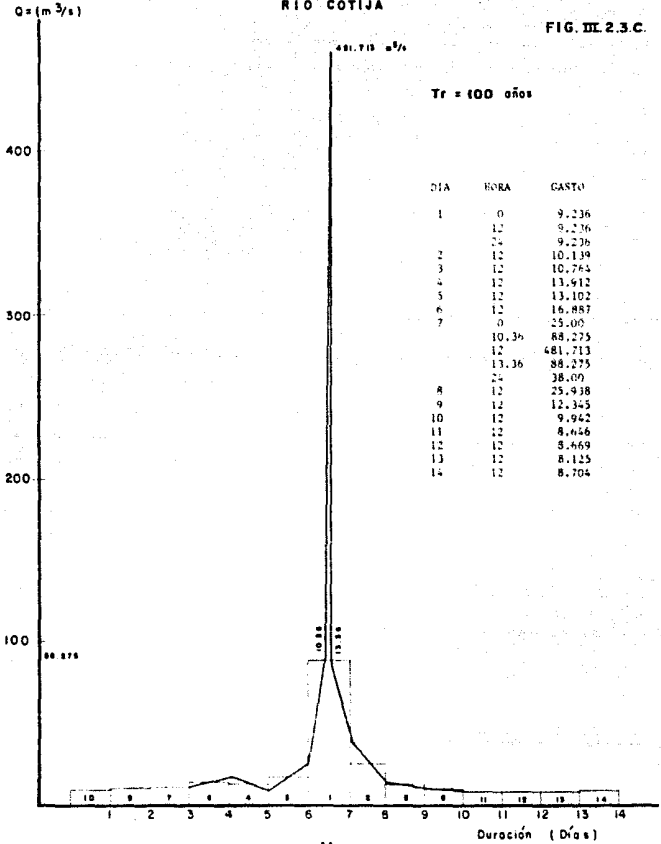
RIO COTIJA

FIG. III. 2.38.



ESTACION COTIJA
RIO COTIJA

FIG. III.2.3.C.



Exponencial

Vol. = u Ln Tr

u = medio de muestra
Tr = Periodo de retorno

Vol/u
Tr = e

DURACION	u	ORDENACION DE GASTOS
1	1.656111	7
2	2.142806	8
3	2.459528	6
4	2.705417	5
5	2.955889	9
6	3.216889	4
7	3.418778	3
8	3.605222	10
9	3.795612	2
10	3.951445	1
11	4.113738	11
12	4.276277	12
13	4.428612	13
14	4.592084	14

Para gasto pico

u = 104.6027

5 años 168.35 m³/s
10 años 240.86 m³/s

AVENIDAS DE DISEÑO

Hidrogramas obtenidos de forma adimensional

Para Tr = 1.4 años

DIA	Q MEDIO (m ³ /s)
1	0.61
2	0.74
3	0.79
4	1.01
5	0.95
6	1.24
7	6.45
8	1.90
9	0.98
10	0.73
11	0.62
12	0.64
13	0.59
14	0.64

Qp = 35.20 m³/s

Para Tr = 5 años

DIA	Q MEDIO (m ³ /s)
1	2.90
2	3.55
3	3.76
4	4.86
5	4.58
6	5.89
7	30.84
8	9.07
9	4.66
10	3.47
11	3.02
12	3.02
13	2.85
14	3.04

Qp = 168.35 m³/s

Para Tr = 10 años

DIA	Q MEDIO (m ³ /s)
1	4.16
2	5.08
3	5.38
4	6.96
5	6.55
6	8.44
7	44.13
8	12.97
9	6.68
10	4.97
11	4.32
12	4.33
13	4.06
14	4.36

Qp = 240.86 m³/s

Para Tr = 15 años

DIA	Q MEDIO (m ³ /s)
1	4.88
2	5.97
3	6.33
4	8.17
5	7.70
6	9.93
7	51.91
8	15.25
9	7.86
10	5.84
11	5.08
12	5.09
13	4.78
14	5.13

Qp = 283.27 m³/s

Para Tr = 20 años

DIA	Q MEDIO (m ³ /s)
1	5.39
2	6.61
3	7.00
4	9.05
5	8.53
6	10.98
7	57.42
8	16.88
9	8.68
10	6.46
11	6.64
12	6.64
13	5.28
14	5.67

Qp = 313.36 m³/s

HIDROGRAMA PARA 1.4 AÑOS

DIA	VOL.ACUM. mm ³	INCREMENTEN mm ³	Q MEDIO m ³ /s
1	0.557	0.557	6.450
2	0.721	0.164	1.900
3	0.828	0.107	1.240
4	0.910	0.082	0.950
5	0.995	0.085	0.980
6	1.082	0.087	1.010
7	1.150	0.068	0.790
8	1.213	0.063	0.730
9	1.277	0.064	0.740
10	1.330	0.053	0.610
11	1.384	0.054	0.620
12	1.439	0.055	0.640
13	1.490	0.051	0.590
14	1.545	0.055	0.640

Qp = 35.20 m³/s

HIDROGRAMA PARA 5 AÑOS

DIA	VOL.ACUM. mm ³	INCREMENTEN mm ³	Q MEDIO m ³ /s
1	2.665	2.665	30.840
2	3.449	0.784	9.070
3	3.958	0.509	5.890
4	4.354	0.396	4.580
5	4.757	0.403	4.660
6	5.177	0.420	4.860
7	5.502	0.325	3.760
8	5.802	0.300	3.470
9	6.109	0.307	3.550
10	6.360	0.251	2.900
11	6.621	0.261	3.020
12	6.882	0.261	3.020
13	7.128	0.246	2.850
14	7.391	0.263	3.040

Qp = 168.35 m³/s

HIDROGRAMA PARA 10 AÑOS

DIA	VOL.ACUM. mm3	INCREMEN mm3	Q MEDIO m3/s	
1	3.813	3.813	44.130	
2	4.934	1.121	12.970	
3	5.663	0.729	8.440	
4	6.229	0.566	6.550	
5	6.806	0.577	6.680	
6	7.407	0.601	6.960	
7	7.872	0.465	5.380	$Q_p = 240.86 \text{ m}^3/\text{s}$
8	8.301	0.429	4.970	
9	8.740	0.439	5.080	
10	9.099	0.359	4.160	
11	9.472	0.373	4.320	
12	9.846	0.374	4.330	
13	10.197	0.351	4.060	
14	10.574	0.377	4.360	

HIDROGRAMA PARA 15 AÑOS

DIA	VOL.ACUM. mm3	INCREMEN mm3	Q MEDIO m3/s	
1	4.485	4.485	51.910	
2	5.803	1.318	15.250	
3	6.661	0.858	9.930	
4	7.326	0.665	7.700	
5	8.005	0.679	7.860	
6	8.711	0.706	8.170	
7	9.258	0.547	6.330	$Q_p = 283.27 \text{ m}^3/\text{s}$
8	9.763	0.505	5.840	
9	10.279	0.516	5.970	
10	10.701	0.422	4.880	
11	11.140	0.439	5.080	
12	11.580	0.440	5.090	
13	11.993	0.413	4.780	
14	12.436	0.443	5.130	

HIDROGRAMA PARA 20 AÑOS

DIA	VOL.-ACUM. mm3	INCREMENTEN mm3	Q MEDIO m3/s
1	4.961	4.961	57.420
2	6.419	1.458	16.880
3	7.368	0.949	10.980
4	8.105	0.737	8.530
5	8.855	0.750	8.680
6	9.637	0.782	9.050
7	10.242	0.605	7.000
8	10.800	0.558	6.460
9	11.371	0.571	6.610
10	11.837	0.466	5.390
11	12.324	0.487	6.640
12	12.811	0.487	6.640
13	13.267	0.456	5.280
14	13.757	0.490	5.670

Qp = 313.36 m3/s

AVENIDA DE DISEÑO DISCRETIZADA

Tr = 1.4 años

Tr = 5 años

Tr = 10 años

Día	Hora	Q	Día	Hora	Q	Día	Hora	Q
1	0	0.61	1	0	2.90	1	0	4.16
	12	0.61		12	2.90		12	4.16
	24	0.61		24	2.90		24	4.16
2	12	0.74	2	12	3.55	2	12	5.08
	24	0.87		24	4.20		24	6.00
3	12	0.79	3	12	3.76	3	12	5.38
	24	0.71		24	3.32		24	4.76
4	12	1.01	4	12	4.86	4	12	6.96
	24	1.31		24	6.40		24	9.16
5	12	0.95	5	12	4.58	5	12	6.55
	24	0.59		24	2.76		24	3.94
6	12	1.24	6	12	5.89	6	12	8.44
	24	1.89		24	9.02		24	12.94
7	10.36	6.45	7	10.36	30.84	7	10.36	44.13
	12	35.20		12	168.35		12	240.86
	13.35	6.45		13.37	30.84		13.37	44.13
	24	2.80		24	13.10		24	18.78
8	12	1.90	8	12	9.07	8	12	12.97
	24	1.00		24	5.04		24	7.16
9	12	0.98	9	12	4.66	9	12	6.68
	24	0.96		24	4.28		24	6.20
10	12	0.73	10	12	3.47	10	12	4.97
	24	0.50		24	2.66		24	3.74
11	12	0.62	11	12	3.02	11	12	4.32
	24	0.74		24	3.38		24	4.90
12	12	0.64	12	12	3.02	12	12	4.33
	24	0.54		24	2.66		24	3.76
13	12	0.59	13	12	2.85	13	12	4.06
	24	0.64		24	3.04		24	4.36
14	12	0.64	14	12	3.04	14	12	4.36
	24	0.64		24	3.04		24	4.36

AVENIDA DE DISEÑO DISCRETIZADA

Tr = 15 años

Día	Hora	Q
1	0	4.88
	12	4.88
	24	4.88
2	12	5.97
	24	7.06
3	12	6.33
	24	5.60
4	12	8.17
	24	10.74
5	12	7.70
	24	4.66
6	12	9.93
	24	15.20
7	10.36	51.91
	12	283.27
	13.37	51.91
	24	22.05
8	12	15.25
	24	8.45
9	12	7.86
	24	7.27
10	12	5.84
	24	4.41
11	12	5.08
	24	5.75
12	12	5.09
	24	4.43
13	12	4.78
	24	5.13
14	12	5.13
	24	5.13

Tr = 20 años

Día	Hora	Q
1	0	5.39
	12	5.39
	24	5.39
2	12	6.61
	24	7.83
3	12	7.00
	24	6.17
4	12	9.05
	24	11.93
5	12	8.53
	24	5.13
6	12	10.98
	24	16.83
7	10.36	57.42
	12	313.36
	13.37	57.42
	24	24.43
8	12	16.88
	24	9.33
9	12	8.68
	24	8.03
10	12	6.46
	24	4.89
11	12	6.64
	24	8.39
12	12	6.64
	24	4.89
13	12	5.28
	24	5.67
14	12	5.67
	24	5.67

III.3 HIDRAULICA FLUVIAL

III.3.1 Analisis Hidraulico del Cauce del Rio, en Condiciones Naturales.

Tomando como base la informacion topografica recabada en campo, se trazo el perfil longitudinal del tramo de rio en estudio, en el que se indico el fondo del rio y la cota mas baja del bordo natural por margen izquierda o margen derecha; con esta informacion, se llevo a cabo el transito de avenidas para los siguientes gastos y periodos de retorno correspondientes:

GASTO Q (m ³ /s)	PERIODO DE RETORNO Tr (ANOS)
35.20	1.4
168.35	5
240.86	10
283.27	15
313.36	20
336.70	25
407.21	50
481.71	100

El transito de avenidas se simulo mediante la solucion de las ecuaciones de Saint-Venant, o sea las ecuaciones de conservacion de masa y de cantidad de movimiento para escurrimiento no permanente a superficie libre, considerando flujo subcritico; la solucion se realizo mediante un esquema de diferencias finitas, el cual permite incrementos de tiempo relativamente grandes en una integracion, sin problemas de estabilidad. (Manual de Diseño de Obras Civiles, C.F.E., Hidrotecnica, A.2.16 Metodos Numericos, Capitulo 16.4, "Transito de Avenidas en Sistemas de Rios", pag. 2.16.4.1).

El transito de avenidas para los periodos de retorno de 5, 25 y 50 años se presenta en la fig. III.3.1A

Del analisis y observación de los resultados obtenidos, se puede establecer que:

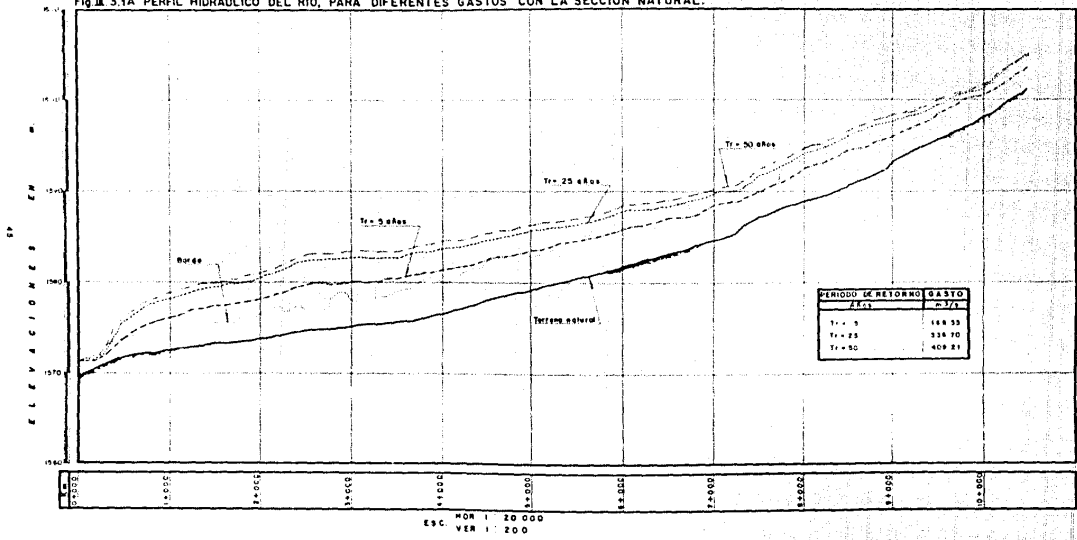
Tomando como origen la descarga del rio en la Laguna San Juanico, el gasto con periodo de retorno de 1.4 años, actualmente, llena la seccion y desborda en el tramo comprendido entre el km 1+250 y el 1+500; en todo el resto del cauce no se distingue problema para alojar el gasto de 35.20 m³/s.

Para el gasto con periodo de retorno de 5 años, los tramos sin capacidad de conduccion, son: el 0+250 al 8+000, del 8+250 al 8+500 y del 9+250 al 9+750, es decir, una longitud de rio de 8 500 m presentaria problemas de desbordamiento del cauce en caso de ocurrencia de un gasto de 168.25 m³/s.

En relación al gasto con período de retorno de 10 años, los tramos con capacidad de conducción de una descarga de 240.86 m³/s, son: del 6+500 al 6+750, del 8+000 al 8+250 y de 8+500 al 8+750, es decir que sólo una longitud de 750 m presenta el área suficiente para alojar el gasto antes mencionado.

Los gastos correspondientes a los períodos de retorno de 50 y 100 años, en condiciones naturales actuales, desbordarían todo el tramo en estudio de 10.5 km de longitud, en este capítulo se incluyen las gráficas para los gastos correspondientes a períodos de retorno de 5, 25 y 50 años con el fin de ilustrar la evidencia al respecto.

Fig. III. 3.1A PERFIL HIDRAULICO DEL RIO, PARA DIFERENTES GASTOS CON LA SECCION NATURAL.

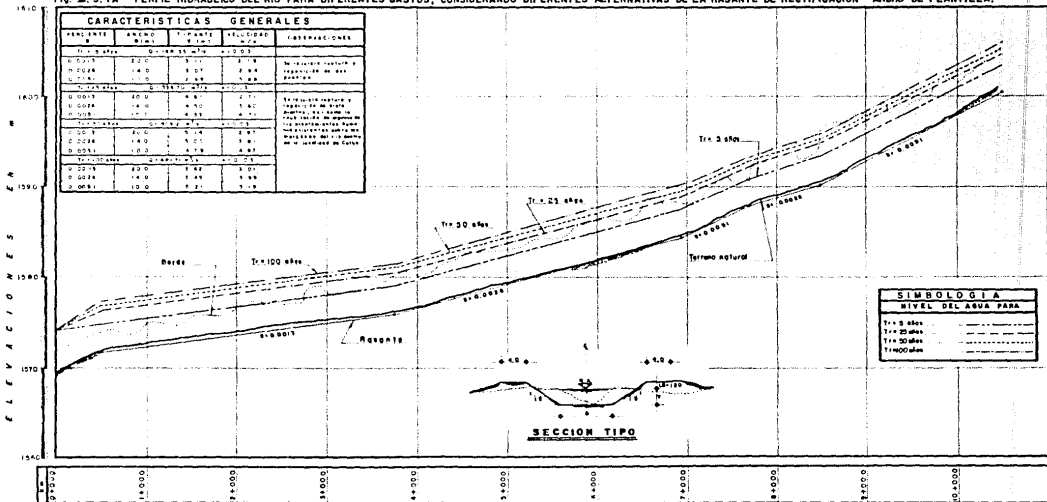


III.3-1.1 Análisis Hidráulico del Río para Diferentes Alternativas de la Rasante de Rectificación-Ancho de Plantilla.

En base al perfil longitudinal del río, se determinaron las pendientes que más se apegan al fondo natural del cauce, resultando tres en el tramo en estudio: 0.0013, 0.0026 y 0.0051. Con dichas pendientes y considerando un talud de 1.5:1 se analizaron varias secciones.

Tomando en cuenta los obstáculos físicos que presenta el río, así como la cubeta de rectificación que presenta el mínimo de excavación y formación de bordos, se determinó la sección óptima para los diferentes gastos de acuerdo a las condiciones prevalecientes en la zona del río Cotija, dichas secciones se presentan en la fig. III-3-1-1A.

Fig. 3.1A PERFIL HIDRAULICO DEL RIO PARA DIFERENTES GASTOS, CONSIDERANDO DIFERENTES ALTERNATIVAS DE LA RASANTE DE RECTIFICACION— ANCHO DE PLANTILLA.



III.3.2 GASTO FORMATIVO

Los tramos de todos los ríos, en condiciones normales, han alcanzado un cierto grado de equilibrio, lo cual significa que si en forma artificial no se modifican uno o varios de los parámetros que intervienen en esa condición de estabilidad, los diferentes tramos de los ríos conservarán su sección media y pendiente. Si se modifican artificialmente algunos parámetros, lentamente el tramo o tramos del río cambian su forma de equilibrio.

Los parámetros que intervienen en ese equilibrio son:

- Q Gasto líquido y su distribución a lo largo del año, en m^3/s .
- Q BT Gasto sólido. Es el transporte del material del fondo, tanto en la capa de fondo, como en suspensión, en m^3/s . En ocasiones se considera solo el arrastre en la capa de fondo Q, expresado en las mismas unidades.
- b Ancho de la superficie libre de la corriente, en m.
- d Tirante medio, en m. Se obtiene de dividir el área A entre el ancho de la superficie.
- S Pendiente longitudinal del río.
- D Diámetro del material del fondo, en m, en que el 1 por ciento del material es menor que ese diámetro.
- K Resistencia de las orillas.
- s Peso específico de las partículas del material del fondo, en kgf/m^3 .
- Cs Concentración del material de lavado, en kg/m^3 ; que es el material arrastrado en suspensión y cuyo tamaño es menor de 0.062 mm.
- n,C Coeficiente de rugosidad según Manning o Chezy, respectivamente.

En otras palabras, existe un equilibrio entre el gasto líquido, el gasto sólido que llega al tramo en estudio y el que es capaz de transportar el río dentro de dicho tramo, las características del material del fondo y orillas, la pendiente longitudinal del río y el ancho y tirante de la sección. En resumen, toda obra que haga el hombre en los ríos o en sus cuencas puede afectar el equilibrio o estabilidad de los cauces.

3-2-1. Grados de Libertad.

El grado de libertad de un escurrimiento a superficie libre es el número de parámetros que pueden ajustarse libremente, con el tiempo, al pasar gastos líquidos y sólidos preestablecidos.

a) Escurrimientos con un grado de libertad.

Supóngase un canal de sección geométrica constante cuyas paredes son rígidas y tiene una pendiente conocida. Al hacer pasar un gasto líquido, Q , se establecerá un escurrimiento con un tirante, d , cuyo valor será constante siempre que se haga pasar el mismo gasto. En otras palabras, cada gasto dado pasará siempre con un mismo tirante.

En el escurrimiento mencionado sólo se tiene una incógnita, el tirante d , y, por lo tanto, se requiere una sola ecuación para obtenerla. Se dice entonces que esa corriente o escurrimiento tiene un grado de libertad.

La ecuación que se necesita para obtener esa variante es una de fricción para canales con paredes fijas, como puede ser la de Manning o Chezy. La más usual es la primera.

b) Escurrimiento con dos grados de libertad.

Una corriente tiene dos grados de libertad cuando ajusta libremente dos variables geométricas, generalmente el tirante, d , y la pendiente, S .

Lo anterior, ocurre por ejemplo, cuando se tiene un canal con paredes fijas, y el fondo está formado por material que puede ser arrastrado por el líquido, o bien, un río cuyas márgenes están protegidas. Si por ese tramo se hace pasar un gasto líquido y un gasto de sedimentos dados, se ajustará la pendiente y el tirante hasta que lo anterior se logre. Con ello se obtendrá que para cada combinación dada de gastos líquidos y de sedimentos se tendrá una combinación fija de tirante y pendiente.

Cuando ocurre lo anterior se dice que la corriente tiene dos grados de libertad y se requieren dos ecuaciones para obtener las dos variables indicadas.

Las ecuaciones necesarias son: primero, una de fricción para canales con fondo móvil como pueden ser las propuestas por Cruickshank-Maza, Engelund o Einstein. En este trabajo se utilizará la primera porque es más simple de aplicar. Segundo, una ecuación de transporte de sedimentos del fondo, como puede ser la de Meyer - Peter y Muller, Kalinske-Engelund, etc.

c) Corriente con tres grados de libertad.

Una corriente tiene tres grados de libertad cuando ajusta libremente tres variables geométricas, generalmente el tirante, d , el ancho, b , y la pendiente S .

El ajuste anterior se puede lograr con aquellos cauces cuyas márgenes y fondo están formados por un material susceptible de ser movido y transportado por la corriente. Si por un cauce se hace pasar un gasto líquido y un gasto de sedimentos dado, se ajustarán las tres variables ya indicadas. Es decir, para cada combinación dada de gastos líquidos y sólidos que ocurren por un solo cauce se tendrá una combinación fija de tirante, ancho y pendiente.

Cuando se pueden ajustar tres variables, se tienen tres incógnitas y, por lo tanto, para obtenerlas se necesitan tres ecuaciones. Cuando ello ocurre se dice que la corriente tiene tres grados de libertad.

La selección de las tres ecuaciones necesarias depende de cada autor como se verá adelante.

Los ríos y arroyos generalmente tienen tres grados de libertad.

d) Corrientes con cuatro grados de libertad

Para algunos autores existen cuatro grados de libertad. Ese cuarto grado de libertad lo tienen los cauces de tres grados de libertad cuando llegan a desarrollar meandros.

Se considera en este estudio que las corrientes naturales tienen tres grados de libertad, y que si desarrollan meandros es porque la pendiente de la planicie es mayor que la pendiente hidráulica del escurrimiento y, por lo tanto, se ven obligados a aumentar su longitud de recorrido.

3.2.2 Definiciones de gasto formativo

Al hablar de los grados de libertad de una corriente, siempre se menciona un ajuste entre algunas variables geométricas con un gasto líquido que permanece constante, hasta que se logra la condición de estabilidad.

En los canales de riego se llegan a tener gastos que permanecen casi constantes durante un ciclo anual, y aunque varían, lo hacen dentro de límites estrechos. No ocurre lo mismo con las corrientes naturales, en donde el gasto sufre variaciones notables a lo largo del año, siendo además variable su distribución y magnitud de un año a otro.

A pesar de lo anterior, los ríos tienen ancho y pendiente que permanecen casi constantes y que al variar el gasto, el

parámetro es el tirante. Se puede pensar que si se tiene una pendiente y ancho estable se podrá tener un gasto asociado a ellos y por supuesto a ese gasto estará asociado también uno de los tirantes. Así, se puede hablar de un gasto formativo del río y por comodidad se considera que ese gasto único representa a todo el hidrograma anual.

Existen varios criterios para definir ese gasto formativo. Entre los más importantes y cuya realización se recomienda están los siguientes:

a) Capacidad Hidráulica de la sección principal

Autores como Kellerhals, Ackers y Charton, consideran como gasto formativo aquel gasto máximo que es capaz de escurrir por el cauce principal sin desbordar. Esta definición se aplica a ríos de planicie.

En los ríos encañonados con márgenes muy altas esta definición no procede. Ackers y Charton relacionan el gasto formativo con el desarrollo de menadros pero el valor encontrado está cercano al antes señalado.

b) Gasto correspondiente a un periodo de retorno de 1.4 años

Leopold, Wolman y Miller calcularon a partir de avenidas máximas anuales, que los gastos que llenan el cauce principal, tienen periodos de retorno entre 1.07 y 4 años, siendo el promedio de 1.4 años. Este criterio que para los cauces de planicie conduce a resultados similares a los dados por el punto a), es de utilidad en aquellos tramos en donde el río no pueda desbordarse por escurrir entre montañas o tener márgenes muy elevadas.

c) Gasto dominante.

En los métodos anteriores se ha tomado en cuenta el gasto de llenado del cauce pero no se ha hecho intervenir el sedimento arrastrado.

Se ha propuesto como gasto formativo aquel gasto contante que transporta un promedio del mismo volumen de sólidos arrastrados por el río en un periodo de tiempo dado, generalmente un año. Al gasto que cumple con la definición anterior se le denomina gasto dominante.

El gasto dominante se podrá definir como aquel que al pasar continua y constantemente durante un periodo de tiempo determinado, produce el promedio de las variaciones del fondo que en el mismo tiempo produciría la corriente con gasto variable; de lo que se deriva que el volumen de sedimentos sólidos que transporta con gasto variable (hidrograma) en un plazo de tiempo, por ejemplo un año, es igual al volumen de material sólido que durante el mismo periodo de tiempo es arrastrado al fluir constantemente el gasto dominante.

Desafortunadamente la formación de un cauce es más complicada como para suponer resuelto el problema con la definición anterior. De hecho un río trata de ajustar su ancho de acuerdo a los gastos, y trata de mantener el tirante casi constante. Sin embargo, variaciones rápidas de gasto causan variaciones acentuadas en los niveles (y por ende en los tirantes) y pequeñas en el ancho. En períodos largos entre dos niveles pueden esperarse grandes diferencias en sección transversal puesto que erosiones y depósitos laterales tienen oportunidad de desarrollarse.

III-3-3. DETERMINACION DEL GASTO SOLIDO DEL RIO

En el tramo en estudio del río Cotija, el fondo se encuentra formado por materiales con muy diversas características. Así hay tramos con roca, otros en que hay boleo y material no cohesivo como arenas finas, aunque en la mayoría predominan los materiales cohesivos.

El transporte de los materiales no cohesivos se realiza dentro de la capa del fondo y en suspensión, mientras que los cohesivos se transportan solo en suspensión cuando las partículas individuales son desprendidas del conjunto o matriz; ó bien en el fondo, cuando una fracción de la muestra de suelo cohesivo es desprendida y se separa del conjunto. Para calcular el transporte de los sedimentos no cohesivos se utilizó la fórmula de Meyer-Peter y Muller ya que en ella no interviene el tamaño de las partículas, siempre y cuando $\bar{z}_* \geq 0.3$. En el tramo del río Cotija aquí tratado hay partículas de muy diferentes tamaños lo que dificulta la utilización de cualquier ecuación de transporte de sedimentos, pero existe la ventaja de que en avenidas, las velocidades y pendientes son elevadas y por tanto $\bar{z}_* \geq 0.3$, siendo.

$$\bar{z}_* = \frac{\gamma' RS}{(\gamma'_s - \gamma') D} = \frac{RS}{\Delta D}$$

Puesto que $\bar{z}_* > 0.3$, se obtiene

$$D < \frac{RS}{0.495} = 2 RS$$

La ecuación anterior indica el diámetro del sedimento, por debajo del cual, el transporte de sedimentos no depende del tamaño de las partículas.

Ecuación de transporte

La última fórmula propuesta por Meyer-Peter y Muller en 1948 y la que por tanto tiene una aplicación más general es

$$Q_B = 8 \gamma'_s B (g \Delta D_m)^{3/2} \left[\left(\frac{n^{1.5}}{n} \right) \frac{RS}{\Delta D} - 0.047 \right]^{1.5}$$

donde

Q_B Transporte de sedimentos en el fondo, en m^3/s

B

Ancho del fondo, en m

g Aceleración de la gravedad, en m/s^2

- ρ_w Peso específico del agua, en kgf/m³
 ρ_s Peso específico de las partículas, en kgf/m³
 D_m Diámetro medio de la muestra de sedimentos, en m
 n' Coeficiente de rugosidad según Manning asociado a las partículas. Se obtiene la expresión.

$$n' = \frac{D_{90}^{1/6}}{26}$$

- D_{90} Diámetro de las partículas en que el 90 por ciento de ellas es menor que ese valor.
 n Coeficiente de rugosidad total del escurrimiento según Manning. Cuando hay datos hidráulicos del escurrimiento se obtiene de la relación.

$$n = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{U}$$

- U Velocidad media del flujo, en m/s
 R Radio hidráulico, en m
 S Pendiente hidráulica

Cuando la velocidad del escurrimiento es alta el término 0.047 puede despreciarse y la fórmula presentada se simplifica a

$$Q = \frac{8.49}{n} B^{0.5} \Delta^{1.5} (RS)^{1.5} \quad (n')$$

En esta última ecuación no interviene el diámetro de las partículas.

Cálculo del transporte

En el fondo del cauce del río Cotija hay normalmente arcilla y arena muy fina y en las primeras secciones se encuentran algunos boleos y gravas muy gruesas.

De las muestras tomadas, cuando el material es arenoso, se obtuvo un diámetro medio promedio de 0.00092 m. Mientras que como diámetro medio del boleo se considerará 0.11 m.

En la tabla III-3.3-1 se muestra el cálculo del transporte de sedimentos para la estación Cotija para el año más

lluvioso y en la tabla III-3.3.2 para la misma estación durante el año más seco.

El volumen anual de sedimentos transportados en el año más lluvioso es de 5 072.6 m³ y para el año más seco de 1 492.2 m³.

Puesto que el fondo del río no está cubierto con material no cohesivo en toda la longitud, ya que hay tramos en que solo hay material arcilloso, los valores estimados solo indican la capacidad de transporte que tiene el río Cotija, pero no necesariamente que el río Cotija arrastre efectivamente esos volúmenes.

En otras palabras, los volúmenes obtenidos de transporte son ciertos únicamente si la cuenca aporta al río esos volúmenes de material no cohesivo, lo cual no ocurre.

Aunque el cálculo se hizo para $D = 0.00092$ m, los resultados son idénticos para gastos líquidos mayores de 0.3 m³/cualquiera que sea el diámetro de las partículas.

TABLA III.3.3.1

CALCULO DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS ANUAL EN EL RIO COTIJA
DURANTE EL AÑO MAS LLUVIOSO

DATOS: $n = 0.025$ $b = 5$ $\Delta = 1.65$
 $n = 0.012$ $s = 0.0051$ $D_s = 0.0009$
 $k = 1.5$ $\tau_{oc} = 0.071$

LIMITES	GASTO	TIRANTE	DIAS	A	F	R	Tau	Tau*	(1)1.5	Qb	Vol Qb
										m ³ /s	m ³
0.00	0.020	0.03	0	0.151	5.195	0.029	0.149	0.100	0.000	0.00000	0.0
0.05	0.075	0.05	72	0.254	5.325	0.048	0.243	0.164	0.001	2.8E-06	17.5
0.10	0.150	0.07	82	0.357	5.455	0.065	0.325	0.225	0.005	2.0E-05	142.8
0.20	0.300	0.11	69	0.568	5.715	0.099	0.341	0.341	0.017	7.5E-05	444.6
0.40	0.500	0.15	35	0.784	5.975	0.131	0.450	0.450	0.033	1.4E-04	433.2
0.60	0.700	0.18	38	0.949	6.170	0.154	0.528	0.528	0.046	2.0E-04	657.8
0.80	0.900	0.21	15	1.116	6.365	0.175	0.602	0.602	0.060	2.6E-04	307.9
1.00	1.250	0.26	22	1.401	6.690	0.209	0.719	0.719	0.084	3.7E-04	696.2
1.50	1.750	0.31	8	1.694	7.015	0.241	0.829	0.829	0.109	4.8E-04	323.2
2.00	2.250	0.36	7	1.994	7.340	0.272	0.933	0.933	0.135	5.9E-04	355.1
2.50	2.750	0.41	0	2.302	7.665	0.300	1.031	1.031	0.161	7.0E-04	0.0
3.00	3.250	0.45	1	2.554	7.925	0.322	1.107	1.107	0.182	7.9E-04	68.3
3.50	3.750	0.49	2	2.810	8.185	0.343	1.179	1.179	0.203	8.8E-04	152.2
4.00	4.250	0.53	1	3.071	8.445	0.364	1.249	1.249	0.224	9.7E-04	83.9
4.50	4.750	0.56	1	3.270	8.640	0.378	1.300	1.300	0.239	1.0E-03	89.8
5.00	5.500	0.62	1	3.677	9.030	0.407	1.398	1.398	0.270	1.2E-03	101.5
6.00	6.500	0.68	2	4.094	9.420	0.435	1.492	1.492	0.301	1.3E-03	226.1
7.00	7.500	0.74	2	4.521	9.810	0.461	1.585	1.585	0.332	1.4E-03	249.2
8.00	8.500	0.79	0	4.886	10.13	0.482	1.656	1.656	0.357	1.6E-03	0.0
9.00	9.500	0.84	0	5.258	10.46	0.500	1.726	1.726	0.383	1.7E-03	0.0
10.00	12.500	0.99	4	6.423	11.44	0.561	1.920	1.920	0.458	2.0E-03	687.9
15.00											

VOLUMEN ANUAL EN m³/s = 5072.6

TABLA III.3.3.2

CALCULO DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS ANUAL EN EL RIO COTIJA
DURANTE EL AÑO MAS SECO

DATOS: $n = 0.025$
 $n' = 0.012$
 $k = 1.5$

$b = 5$
 $s = 0.0051$
 $Tau c = 0.071$

$\Delta = 1.65$
 $D_m = 0.0009$

LIMITES	GASTO	TIRANTE	DIAS	A	P	R	Tau	Tau ^c	() ^{1.5}	Qb m ³ /s	Vol Qb m ³
0.00	0.025	0.03	365	0.151	5.195	0.029	0.149	0.100	0.000	0.00000	0.0
0.05	0.075	0.05	215	0.254	5.325	0.048	0.243	0.164	0.001	2.8E-06	51.6
0.10	0.150	0.07	43	0.357	5.455	0.065	0.334	0.225	0.005	2.0E-05	74.9
0.20	0.300	0.11	32	0.568	5.715	0.099	0.507	0.341	0.017	7.5E-05	206.2
0.40	0.500	0.15	12	0.784	5.975	0.131	0.669	0.450	0.033	1.4E-04	148.5
0.60	0.700	0.18	5	0.949	6.170	0.154	0.784	0.528	0.046	2.0E-04	86.6
0.80	0.900	0.21	10	1.116	6.365	0.175	0.894	0.602	0.060	2.6E-04	225.5
1.00	1.250	0.26	4	1.401	6.690	0.209	1.068	0.719	0.084	3.7E-04	126.6
1.50	1.750	0.31	5	1.694	7.015	0.241	1.232	0.829	0.109	4.8E-04	205.5
2.00	2.250	0.36	1	1.994	7.340	0.272	1.386	0.933	0.135	5.9E-04	50.7
2.50	2.750	0.41	0	2.302	7.665	0.300	1.532	1.031	0.161	7.0E-04	0.0
3.00	3.250	0.45	1	2.554	7.925	0.322	1.643	1.107	0.182	7.9E-04	68.3
3.50	3.750	0.49	1	2.810	8.185	0.343	1.751	1.179	0.203	8.8E-04	76.1
4.00	4.250	0.53	0	3.071	8.445	0.364	1.855	1.249	0.224	9.7E-04	0.0
4.50	4.750	0.56	0	3.276	8.640	0.378	1.930	1.300	0.239	1.0E-03	0.0
5.00	5.500	0.62	0	3.677	9.030	0.407	2.075	1.398	0.270	1.2E-03	0.0
6.00	6.500	0.68	0	4.094	9.420	0.435	2.216	1.492	0.301	1.3E-03	0.0
7.00	7.500	0.74	0	4.521	9.810	0.461	2.351	1.587	0.332	1.4E-03	0.0
8.00	8.500	0.79	0	4.866	10.13	0.482	2.469	1.656	0.357	1.6E-03	0.0
9.00	9.500	0.84	0	5.258	10.46	0.507	2.564	1.726	0.387	1.7E-03	0.0
10.00	12.500	0.99	1	6.420	11.44	0.561	2.863	1.928	0.458	2.0E-03	172.0
15.00											
VOLUMEN ANUAL EN m ³ /s = 1492.2											

111.3.4 Determinación de las Características Estables del Cauce del Río.

De los criterios existentes para diseñar cauces estables conviene utilizar el de Lacey o el de Blanch ya que fueron obtenidos para canales con material cohesivo.

El gasto formativo de un cauce aluvial es aquel que debe considerarse para diseñar las características geométricas del mismo y es aquel que tiene un periodo de retorno de 1.4 años. Gastos mayores pueden ocasionar rotura de meandros o erosiones notables en algunas curvas pero no definen la geometría de la sección transversal. Por tanto el gasto de diseño del Río Cotija es de 35 m³/s en números redondos.

METODO DE LACEY

Este autor utiliza en sus fórmulas el radio hidráulico y el perímetro mojado, a diferencia de otros autores que utilizan el ancho y el tirante.

Sus tres fórmulas fundamentales válidas en sistema métrico, son:

$$P = 4.838 Q^{1/2} \quad (1)$$

$$R = 0.4725 (Q / f)^{0.333} \quad (2)$$

$$S = 0.000302 f^{5/3} / Q^{1/6} \quad (3)$$

en donde:

P Perímetro mojado; para una sección rectangular

$$P = B + 2d \quad (4)$$

R Radio hidráulico; para una sección rectangular

$$R = Bd / (B + 2d) \quad (5)$$

Cuando el ancho B de la plantilla es mayor que una 30 veces el tirante d, el radio hidráulico se considera igual al tirante.

S Pendiente hidráulica

Q Gasto de diseño

f Factor de sedimentación, cuyo valor se obtiene de la expresión:

$$f = 1.76 D_m^{1/2} \quad ; \quad D_m \text{ en mm} \quad (6)$$

$$f = 55.66 D_m^{1/2} ; D_m \text{ en m} \quad (6)$$

en que D_m diámetro medio del material del fondo. Se obtiene de la expresión.

$$D_m = 0.01 \sum D_i P_i \quad (7)$$

Como ecuación complementaria Lacey utiliza la ecuación de Manning en la que el coeficiente de rugosidad es obtenido en función del factor de sedimentación. Con ella se calcula la velocidad media de la corriente.

$$U = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{N_a} \quad (8)$$

en donde

N_a Coeficiente de rugosidad valuado según la expresión:

$$N_a = 0.0225 f^{0.25} \quad (9)$$

Al sustituir en esta última ecuación el valor de f se obtiene:

$$N_a = \frac{D^{1/8}}{16.27} \quad D \text{ en m.} \quad (10)$$

Si se sustituye en la ecuación 8 el valor de R dado por la ecuación 2; S por la ecuación 3 y N_a por la ecuación 10, se obtiene:

$$U = 0.2423 Q^{5/36} D^{13/72} \quad (11)$$

Cuando el cauce es muy amplio, es decir, si $B > 30 d$, conviene recordar que, $R = d$; $P = B$.

Las fórmulas fundamentales indicadas son al mismo tiempo fórmulas de diseño, ya que en función del gasto formativo o de diseño se obtiene el perímetro mojado P , el radio hidráulico R y la pendiente del canal S . El otro parámetro a ser tomado en cuenta es el factor f que considera la resistencia de las partículas del fondo y orillas.

Conocido P y R se deberán obtener el ancho de la plantilla B y el tirante d . Así, si la sección es trapecial se utilizarán las expresiones:

$$P = B + 2d (1 + k^2)^{1/2} \quad (12)$$

$$R = \frac{d (B + k d)}{B + 2d (1 + k^2)^{1/2}} \quad (13)$$

donde k es el talud de las orillas, dado como la cot α , en que α es el ángulo que forma la orilla con la horizontal.

Si la sección es rectangular, lo cual ocurre con frecuencia, o bien, es la sección que conviene considerar en cauces muy anchos, las ecuaciones de P y R se reducen a la expresada por las ecuaciones 4 y 5 y, por tanto, las dimensiones de la sección se obtienen de las expresiones:

$$B = P - 2d \quad (14)$$

y

$$2d^2 - Pd + PR = 0 \quad (15)$$

Tómese en cuenta que $P \times R$ es igual al Área hidráulica, ($A=PR$).

Una vez valuado P y R se puede revisar el cálculo obteniendo la velocidad media y el área de la sección. A partir de lo anterior el gasto que pasa por la sección es:

$$Q = U \times A \quad (16)$$

el que debe ser igual al gasto de diseño.

Otra forma de proceder en la revisión es calcular U dado por la ecuación 11 y posteriormente obtener el área de $A = Q / U$, la que debe ser igual también a $P \times R$.

Si no se obtiene concordancia con los resultados se podrá modificar ligeramente el coeficiente N_a o el f .

Al aplicar el método del autor tal como él lo expuso se llega a los siguientes resultados en función de D_m .

D_m (m)	B (m)	D (m)	S (m/m)
0.01	25.25	0.934	0.00292
0.0001	20.56	2.24	0.000063
0.00001	14.83	3.83	0.00000292

Los valores obtenidos con el método de Lacey no concuerdan con las características geométricas de la sección transversal ni la pendiente del cauce. De lo anterior se concluye que el gasto que ha formado el cauce actual del río Cotija no está relacionado con el gasto formativo deducido de acuerdo con los criterios tradicionales, por lo que se procedió en el cálculo en sentido inverso: conocidas las características del río Cotija se obtienen el gasto formativo, el factor de sedimentación y el diámetro del material del fondo. Los resultados obtenidos después de varios tanteos son

$$\begin{aligned}P &= 6.50 \text{ m} \\Q &= 1.605 \text{ m}^3/\text{s} \\f &= 5.78 \\D_m &= 0.0108 \text{ m} \\R &= 0.32 \text{ m} \\A &= 2.083 \text{ m}^2 \\U &= 0.87 \text{ m/s}\end{aligned}$$

y finalmente

$$\begin{aligned}d &= 0.43 \text{ m} \\b &= 5.00 \text{ m (dato inicial)} \\s &= 0.0051 \\n &= 0.038\end{aligned}$$

Los valores mostrados corresponden al primer tramo de aguas arriba del río dentro de la zona de estudio.

El cálculo se inició aceptando que el ancho de la plantilla era de 5 m, ya que corresponde al valor medio obtenido con las secciones levantadas. Con ese valor se supuso un perímetro mojado, P, y de él se valió el gasto formativo, Q. Aceptando la pendiente conocida $S=0.0051$ se obtuvo el factor sedimentación, f, y de él el diámetro medio de las partículas, D_m . En el río Cotija hay material cohesivo y no boleado. El diámetro obtenido se puede interpretar diciendo que el material cohesivo tiene, con relación al flujo, un comportamiento similar a partículas de 10.8 cm. Posteriormente se obtuvo el radio hidráulico R, el área hidráulica A, y la velocidad media U. Conocidas P y R se obtuvieron el tirante, d, y el ancho, b. El cálculo se terminó cuando este último ancho de plantilla era igual al supuesto de 5.00 m.

Discusión de Resultados.

Por los resultados obtenidos se concluye que el gasto formativo del cauce actual del río Cotija es del orden de 1.6 m³/s y no de 35 m³/s que se obtienen de uno de los criterios para valuar el gasto formativo. Por tanto el gasto formativo que se apega más a la realidad, en este problema en particular, es aquel que llena el cauce principal.

La diferencia mostrada en el párrafo anterior entre los gastos formativos, se debe a que el gasto máximo de avenidas dura solo unos minutos, y ese tiempo es muy reducido para erosionar y modificar la sección cuando el material que la constituye es arcilla muy cohesiva.

Por todo lo anterior el criterio de estabilidad de cauces no se aplica para ríos como el Cotija y la utilidad de ese criterio se reduce al análisis que se ha mostrado.

Puesto que el gasto formativo del río Cotija es muy bajo y el fondo y orillas muy resistentes a la erosión se procedió a diseñar un cauce por el que pudiera pasar el máximo gasto sin desbordar respetando las siguientes condiciones.

- a) La elevación del fondo del nuevo cauce debe coincidir prácticamente con la elevación del cauce actual.
- b) Se considera aceptable un talud en las nuevas márgenes de 1:511.
- c) Al ampliar los anchos de la plantilla no deben afectarse las construcciones aledañas construidas sobre la margen actual.
- d) Tramos con igual pendiente deberán tener ancho constante e igual al mínimo permitido por las construcciones.
- e) La capacidad hidráulica debe ser igual para todos los tramos, cualquiera que sea su pendiente y geometría.

Con las nuevas secciones ampliadas y rectificadas aumentará la velocidad media del escurrimiento cuando pase una avenida.

Mientras el cauce permanezca limpio y debido a que prácticamente no hay arrastre de arena y que esta no cubre el fondo y por tanto no se pueden formar ni dunas ni barras, las líneas de corriente a todo lo largo del canal tenderán a ser prácticamente paralelas al fondo y orillas. Por ello, las erosiones marginales, de producirse, se notarán únicamente en las curvas y no a lo largo de los tramos rectos, por largos que ellos sean. De todo esto se deduce la importancia que tiene el que el cauce se mantenga limpio, sin obstáculos formados por basura y desperdicios.

Si los obstáculos mencionados oponen resistencia a ser arrastrados por la corriente al pasar una avenida, las líneas de flujo sufrirán alteraciones y, podrán ser desviadas contra las márgenes ocasionando erosiones no esperadas.

Conviene tener en mente que por las condiciones climáticas de la zona, los taludes podrán cubrirse de vegetación. Si esta es pastizal incrementará la resistencia de los taludes al

efecto erosivo del agua, y no incrementará sustancialmente la rugosidad ni disminuirá el área hidráulica, por lo que, aún más debe favorecerse su crecimiento.

En cambio la presencia de arbustos deben evitarse, puesto que incrementa la rugosidad y disminuye la capacidad hidráulica del cauce.

III.3.5 Determinación de las Velocidades Permisibles.

Del análisis de estabilidad de cauces se concluyó que el material existente en el fondo y márgenes es resistente a la erosión y que tiene un comportamiento, a largo plazo, equivalente a partículas de 10.8 cm.

En este punto conviene tener en mente que aunque los gastos de las avenidas son altos, el tiempo y duración de las mismas es muy corta y por otra parte, abundan en el fondo y las orillas materiales muy cohesivos que si bien pueden ser erosionadas requieren de mucho tiempo para que esa erosión tenga lugar.

Por ello se recomienda no revestir las márgenes del río. Sin embargo, si pueden ocurrir erosiones después de varias avenidas en sitios que deban ser protegidos.

Esas erosiones probables como se ha dicho son muy lentas y no ponen en peligro construcciones en la margen porque con tiempo se podrá notar los lugares con erosión incipiente, y se verá que esa erosión avanza muy lentamente año con año.

La máxima velocidad permisible es la mayor velocidad media que puede soportar el material del fondo y márgenes de un canal sin que este sea erosionado.

Cuando el material es no cohesivo se aplica la definición anterior. Si el suelo es cohesivo o el fondo y márgenes están cubiertos de pasto se debe añadir "Si el gasto que produce esas velocidades se mantiene durante un tiempo razonablemente grande".

Si se aceptan las especificaciones del Bureau of Reclamation de Estados Unidos, las velocidades permisibles para el río Cotija valen.

MATERIAL	VELOCIDAD PERMISIBLE
Cohesivo sin pasto	entre 1.73 y 2.30 m/s (1.37 y 1.83 m/s)
Cohesivo con pasto	entre 2.69 y 3.07 m/s (2.13 y 2.44 m/s)

Los valores mostrados ya tienen en cuenta que el tirante durante la avenida es de 3.00 m en promedio.

Para tirante de 1.00 m se aceptan las velocidades que se indican entre parentesis.

III-3-6 Determinación de Socavación General y Local al Pie de Estructuras.

III-3-6.1 Socavación General

Para valuar la socavación general se dispone del método propuesto por Lischtvan-Levediev que se basa en la obtención de la condición de equilibrio entre la velocidad media del flujo y la velocidad media máxima necesaria para no erosionar el material del fondo.

Considerado un gasto de diseño Qd la velocidad media del flujo disminuye a medida que se profundiza el fondo y aumenta el Área hidráulica. El Área aumenta por incremento de la profundidad del cauce, pero no por erosiones laterales o ampliaciones del ancho, el que se considera constante durante todo el paso de la avenida; es decir, durante todo el proceso erosivo del fondo.

Por otra parte la velocidad media que necesita el flujo para garantizar el transporte de sedimentos sin erosión, depende de los materiales que vayan formando la superficie del fondo en contacto con el agua.

Para calcular la socavación general se requiere de los datos siguientes:

- Sección transversal indicando la elevación que alcanza el agua al pasar el gasto de diseño. Normalmente es obtenida en época de aguas bajas o secas cuando es más fácil hacer el levantamiento. Durante el cálculo, la sección se divide imaginariamente en franjas verticales. Las líneas verticales trazadas en el centro de esas franjas son a las que se hace mención más adelante.
- Gasto de diseño asociado a su periodo de retorno.
- Propiedades físicas del material del fondo inicial y de los diferentes estratos del subsuelo que pueden llegar a ser descubiertos y erosionados durante el paso de la avenida seleccionada. Las más importantes son la granulometría de suelos no cohesivos y el peso específico seco de los materiales cohesivos.

III-3-6.1.1 Cálculo de la Socavación para Suelos Homogéneos.

Conocido el material del fondo en la sección o tramo en estudio y aceptando que la rugosidad es constante en todo el ancho de la sección, la profundidad de la socavación se obtiene a partir de las siguientes ecuaciones.

Para suelos granulares no cohesivos

$$ds = \left(\frac{\alpha \frac{5/3}{d_0}}{4.7 \beta (D_{84})^{0.28}} \right) \frac{0.082}{(D_{84})} \cdot \frac{0.082}{0.232 + (D_{84})}$$

Para suelos cohesivos

$$ds = \left(\frac{5780 \alpha \frac{5/3}{d_0}}{\beta \delta_v^{1.18}} \right) \frac{\delta_v^{0.725}}{66.28 + \delta_v^{0.725}}$$

donde α se obtiene de la fórmula.

$$\alpha = \frac{Q_d}{M_{Be} \frac{5/3}{d_m}}$$

En las ecuaciones anteriores las variables tienen el siguiente significado.

- d_0 Profundidad inicial, en una línea vertical dada, entre el nivel del agua cuando se presenta el gasto de diseño y el nivel del fondo inicial (levantado normalmente en el estiaje anterior).
- ds Profundidad hasta el fondo ya socavado, se mide desde la elevación de la superficie del agua al presentarse el gasto de diseño y sobre la misma vertical que se mide d_0 .
- Q_d Gasto de diseño o gasto máximo de la avenida para la cual se desea calcular la erosión.
- d_m Tirante medio entre la superficie del agua al pasar el gasto Q_d y el perfil del fondo original. Se obtiene dividiendo el área hidráulica efectiva A_e entre el ancho efectivo B_e .

$$d_m = \frac{A_e}{B_e}$$

M Coeficiente que toma en cuenta las contracciones laterales del flujo que se produce en las caras de los obstáculos que están dentro de la corriente, como por

ejemplo las pilas de un puente. Es función de la velocidad media del flujo y del claro entre pilas. Se valua a partir de la expresión obtenida por J. A. Maza A., y tomando en cuenta los datos proporcionados por Licshtvan-Levediev. No tiene unidades

$$M = 1 - \frac{0.387 U_0}{L}$$

Cuando no hay obstáculos, $M=1$

En la ecuación U_0 es la velocidad media del agua en la sección, en m/s. Se obtiene de

$$U_0 = \frac{Q_d}{A_e}$$

y L el claro entre dos pilas y obstáculos, en m

B_e Ancho efectivo del cauce. Se calcula a partir del ancho real del cauce, al que se le reduce el ancho de todos los obstáculos. Para encontrar B_e se proyectan en un plano perpendicular a la dirección del flujo, todos los espacios libres delimitados por los obstáculos, que generalmente son pilas y estribos. Cuando no hay obstáculos dentro del cauce, B_e es igual al ancho del río.

β Coeficiente que toma en cuenta el periodo de retorno, T_r , del gasto de diseño y su valor se obtiene de la expresión.

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln T_r$$

la cual es válida para periodos de retorno comprendidos entre 15 y 1 500 años. No tiene unidades.

Para obtener la socavación se establece como condición que los gastos unitarios permanezcan constantes durante todo el proceso erosivo, es decir, que el ancho de la sección no varie y, por tanto, que las reducciones de la velocidad se deban únicamente al aumento del área por descenso del fondo.

Este punto es una de las debilidades del método, ya que para que la condición establecida se cumpla todos los tramos a lo ancho de la sección deben oponer una resistencia similar a ser erosionados, y lo mismo puede decirse de los materiales del subsuelo a medida que son descubiertos. Se pueden mencionar dos ejemplos sencillos donde esta condición no se

cumple. Primero, supóngase que el cauce principal está cubierto por vegetación, excepto en una zona por donde escurre el agua en estiaje. Cuando se presenta la avenida, en la zona desprotegida se alcanzan mayores velocidades que en la que se tiene vegetación; por tanto se erosionará más rápidamente y un mayor gasto tenderá a pasar por ella. Como segundo ejemplo cabe mencionar el de una sección que tenga una parte con fondo arcilloso y en la otra arena. Al pasar la avenida, la erosión será mayor en la zona con arena, porque se requiere de más tiempo para erosionar la arcilla.

En el río Cotija hay que cuidar que no haya vegetación en el fondo del cauce durante las avenidas. Los taludes conviene que estén cubiertos de pasto, pero tanto en el fondo como en los taludes hay que impedir que crezcan arbustos y que estos estén ahí durante la época de lluvias.

III-3-6-1-2 Cálculo de la Socavación para Suelos Heterogéneos.

Cuando la distribución del material en el subsuelo es heterogénea, la profundidad de la socavación se puede obtener ya sea por medio de un método semigráfico o analíticamente por tanteos. Por el uso generalizado de calculadoras programables y computadoras, solo este último se explica en este trabajo y consiste en los siguientes:

Conocida la estratigrafía en una vertical, se inicia el procedimiento escogiendo el material de la capa superior y, de acuerdo con su naturaleza, se calcula la profundidad "ds" utilizando las ecuaciones 1 ó 2 según sea el caso. Recuérdese que "ds" está medido desde la superficie del agua. Si la profundidad resultante, cae dentro del estrato analizado, esa es la profundidad de la erosión y se termina el cálculo. No hay erosión si la profundidad de la erosión "ds" es menor que "do" y por tanto queda arriba de la profundidad de la frontera superior del primer estrato, es decir, del fondo del río. Por último, si la profundidad de erosión cae por debajo de la frontera inferior del estrato en estudio, ello significa que todo el material del primer estrato es erosionado y la socavación, al continuar, depende ahora de las propiedades del siguiente estrato hacia abajo. Conocidas las propiedades del nuevo material se elige la fórmula 1 ó 2 y se obtiene un valor de "ds" conservando en las fórmulas el do original.

Nuevamente, si "ds" cae dentro del estrato considerado, esa es la profundidad de erosión y se termina el cálculo. Si "ds" cae arriba de la frontera entre el estrato considerado y el anterior, la erosión llega hasta la frontera superior del estrato en estudio y se termina el cálculo. En cambio si "ds" cae por debajo del estrato considerado se pasa al siguiente inferior y se repite el cálculo en la forma ya descrita.

III-3-6-1-3 Reducción de la Erosión cuando el Flujo Transporta mucho Sedimento.

Cuando por las características de la cuenca, la corriente transporta mucho material fino en suspensión, denominado material de lavado, se reduce la profundidad de la erosión general del fondo. Esto ocurre porque se requiere una cierta cantidad de energía para mantener en suspensión y transportar ese material. Al aumentar el sedimento en suspensión, la viscosidad y el peso específico m de la mezcla agua-sedimento se incrementan, factores estos que tienden a reducir la turbulencia del flujo. Por tanto, si se desea el mismo grado de erosión que con agua clara, la velocidad media debe incrementarse. Esto se logra al introducir en las ecuaciones 1 y 2 el coeficiente, Ψ , el cual depende del peso específico de la mezcla agua-sedimento. Con lo anterior, la profundidad de la erosión general para el material no cohesivo se obtiene con la expresión.

$$ds = \left(\frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{4.7 \Psi (DB4)^{0.28}} \right) \frac{0.082}{(DB4)} \cdot \frac{0.082}{0.232 + (DB4)}$$

y para material cohesivo con

$$ds = \left(\frac{5780 \cdot d_o^{5/3}}{\beta \Psi \gamma^{1.18}} \right) \frac{\gamma^{0.725}}{66.28 + \gamma^{0.725}}$$

El coeficiente se obtiene de la expresión

$$\Psi = 0.38 + 0.618 \left(\frac{\gamma_m}{1000} \right)^2$$

o bien

$$\Psi = 0.38 + 6.18 \cdot \gamma_m^{-7}$$

donde γ_m es el peso específico de la mezcla agua-sedimento, en kgf/m^3 . Además deben respetarse las siguientes unidades: U_s en m/s ; $DB4$ en m ; ds en m ; α en $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ y por último β y Ψ sin unidades.

III-3-6-1.4 Aplicación

El método expuesto se aplicó a las condiciones del río Cotija tomando como datos los valores del tramo con mayor pendiente y por tanto con mayor velocidad y menor ancho de plantilla y área.

DATOS:

Ancho de plantilla	b = 10.00 m
Talud	k = 1.5
Tirante medio de la corriente.	d = 3.00 m
Gasto de diseño	Qd = 168 m ³ /s
Ancho en la sección del puente.	bp = 24 m
Claro entre pilas (más desfavorable).	bl = 2.00 m
Ancho efectivo	Be = 18.30 m

El canal se ampliará en los cruces hasta el claro total del puente. Aquí se está analizando el más desfavorable que tiene tres pilas dentro del cauce con anchos de 2.20, 2.00 y 1.80 respectivamente.

El coeficiente β se considera igual a 1.00, ya que aunque el periodo de retorno es de 5 años se va a exponer material que no ha estado en contacto con la corriente. Este último como consecuencia de la excavación del canal. Por tanto.

$$\beta = 1.05$$

El coeficiente se calculó considerando claros entre pilas de 4.70 m y una velocidad en la sección del cauce de 3.10 m/s con ello.

$$M = 0.89$$

Como material del fondo se tiene material cohesivo. Sin embargo se demuestra en el capítulo de estabilidad de cauces, que, ese material tiene un comportamiento equivalente a 0.10 m. No se ha usado la fórmula de socavación, con material cohesivo, ya que ello indica la máxima socavación que puede alcanzarse si la avenida durará todo el tiempo suficiente para que dicha socavación ocurriera. Por tanto.

$$D_m = 0.10 \text{ m}$$

Como el mayor transporte tiene lugar durante las avenidas y ocurre en suspensión se consideró que la mezcla agua-sedimento tiene un peso específico de 1 100 kgf/m³, valor que es conservador; con ello.

$$u = 1.13$$

Teniendo en cuenta todo lo anterior no se produce socavación general.

Si se considera al material como cohesivo con peso específico seco de 1 400 kgf/m³ se obtiene una socavación general igual a 1.90 bajo el nivel de la plantilla del cauce.

Por ser el material cohesivo se requiere medio tiempo para que ello ocurra. Además de ocurrir, tendrá lugar a todo lo largo del canal con lo que al bajar el fondo aumentará la capacidad hidráulica del canal, lo cual es favorable desde el punto de vista del control de inundaciones.

III.3.6-2 Socavación Local

La socavación local al pie de pilas que descansan en material cohesivo no ha sido determinada y por tanto no es posible valorarla.

Sin embargo, conviene tener en cuenta que para arenas y gravas, Laursen y Maza y Sánchez han obtenido que la máxima socavación depende de la relación b/d (ancho de la pila entre el tirante) y es igual a 1.5 b/d para las condiciones existentes en el río cotija y para pilas con ancho de 2.00 m.

Ello indica que, en esos materiales la socavación vale

$$S=3.00 \text{ m}$$

por debajo del fondo del canal

Para los puentes actuales la socavación local se indica en la tabla 1.

TABLA No.1 SOCAVACION MAXIMA LOCAL

TIRANTE	ANCHO DE LA PILA	d b1	s+d b1	S
3.00	PUENTE KM 9+478 0.3	(TODAS LAS PILAS) 10	12.5	0.75
3.00	PUENTE KM 9+654.5 0.3	(TODAS LAS PILAS) 10	12.5	0.75
3.00	PUENTE KM 10+094.75 1.80	(TODAS LAS PILAS) 1.67	3.5	3.30
3.00	PUENTE KM 10+327.6 1.50	(TODAS LAS PILAS) 2.00	4	3.00
3.00	PUENTE KM 10+384.2 2.20	1.36	3.0	3.60
3.00	2.00	1.50	3.2	3.40
3.00	1.50	2.00	4	3.00

La socavación en material cohesivo sin duda es menor.

Ante la inseguridad de la determinación de la socavación local por tratarse de material cohesivo, deben observarse las pilas después del paso de cada avenida. Si se notara algún efecto de socavación pronunciado en algún claro o al pie de alguna de las pilas se recomienda, para los tres últimos puentes de la tabla 1, colocar una losa de concreto de 20 cm de espesor cubriendo todo el fondo, con detellón aguas arriba y abajo de 1.00 m y de ancho igual a lo largo de las pilas más el ancho de las pilas en la parte de aguas arriba.

IV. ALTERNATIVAS DE SOLUCION

IV.1. Presentación de Diversas Alternativas de Rectificación y Encauzamiento del Río.

Partiendo de la consideración de que el río cruza la población de Cotija y que los asentamientos humanos han llegado a las márgenes de este hasta estar formada la sección del río en algunos tramos por los muros de cimentación de las casas y considerando la capacidad de la sección de los puentes (5 dentro de la localidad de Cotija y 2 aguas abajo de esta), así como lo expuesto en los capítulos anteriores se determinó que el gasto de diseño sea de 168.35 m³/s que corresponde a un periodo de retorno de 5 años, ya que de tomar el gasto para un periodo mayor esto representaría demoler las estructuras existentes y construir otras con la capacidad necesaria, además de afectar las casas desplazadas en las márgenes del río, lo cual sería además de costoso un problema con tenencia de la tierra. De lo anterior se ha llegado al planteamiento de dos (2) alternativas de alivio y no de solución, ya que de presentarse el gasto para un periodo de retorno mayor la obra solo sería de alivio.

Alternativa 1

Esta alternativa consiste en limpiar el cauce del río dándole una sección constante que permita pasar el gasto de diseño, así como desasolar los puentes que se localizan dentro de la población de Cotija, para darles la sección que se aprecia debe ser la original de cuando se construyeron, así como demoler los dos puentes que se localizan aguas abajo, en el km 5+256.50 y km 3+392.50 (de la poligonal de apoyo) por tener una capacidad de apenas 26.09 m³/s y 40.73 m³/s respectivamente. Estos puentes sirven para cruzar el río a los habitantes del poblado El Puerto y El Barrio respectivamente por lo que se construirán dos nuevos puentes con la sección necesaria para el gasto de diseño.

Alternativa 2.

En esta alternativa la variante consiste en rectificar algunos tramos del río con lo que se librarían algunos meandros, para darle una mayor eficiencia hidráulica al cauce y evitar la demolición del puente ubicado en el km 3+392.50, no así la construcción de uno nuevo ya que este quedaría fuera de servicio.

La sección hidráulica del cauce y de los puentes fueron diseñadas y revisadas, respectivamente con la ecuación de Manning-

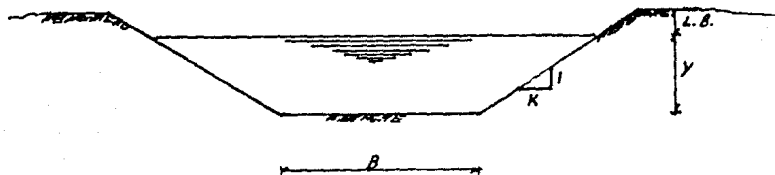
$$Q = \frac{A R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Tomando una $n=0.030$ que corresponde para un canal de tierra, limpio y sin fallas o pozos profundos.

Se obtuvieron 3 (tres) pendientes gobernadoras en todo el tramo en estudio, a saber:

del km 0+000 a km 3+750	$S=0.0013$
del km 3+750 a km 6+950	$S=0.0026$
del km 6+950 a km 7+700	$S=0.0051$
del km 7+700 a km 8+500	$S=0.0026$
y del km 8+500 a km 10+632 (P.F.)	$S=0.0051$

y tratando de conservar la sección natural del cauce se propone una sección trapecial con un talud $k=1.5$.



Con las condiciones y características mencionadas se analizaron varias secciones de las cuales se eligieron las que más se apegan a la sección natural del río con el fin de tener los menores volúmenes de obra, dichas secciones son las siguientes:

Del km 8+500 a km 10+632 (P-F.)
B = 10 m, y y = 3.0 m

Del km 7+700 a km 8+500
B = 14.0 m, y y = 3.07 m

Del km 6+950 a km 7+700
B = 10.0 m, y y = 3.0 m

Del km 3+750 a km 6+950
B = 14.0 m, y y = 3.07 m

Del km 0+000 a km 3+750
B = 20.0 m, y y = 3.07 m

El análisis hidráulico se realizó mediante el método de incrementos finitos, los resultados se presentan en el capítulo VII y el perfil del flujo es el consignado en la fig. III-3.1.1A del inciso III-3.1.1 .

ESTRUCTURAS EXISTENTES

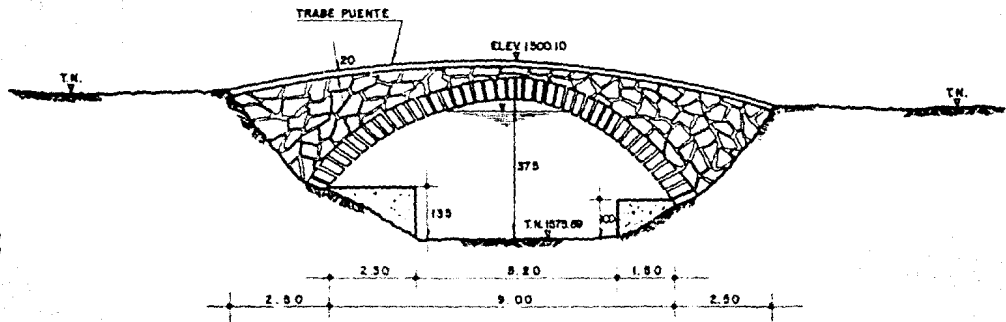
Al río Cotija en su tramo en estudio lo cruzan siete puentes, los cuales, se encuentran azolvados y obstruyen parcialmente el escurrimiento.

A continuación se presenta la sección de cada uno de estos puentes, con la sección levantada en campo y con la sección que se aprecia debe ser la original de su construcción.

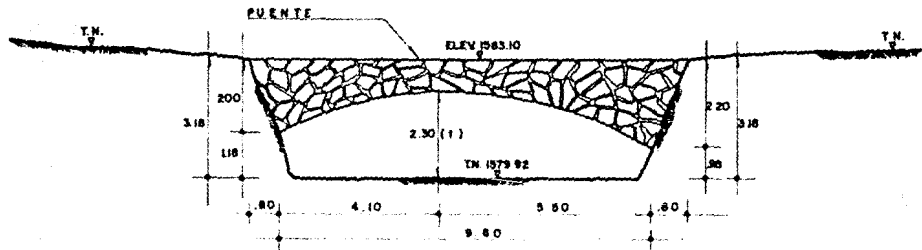
CAPACIDAD DE LAS ESTRUCTURAS

Los puentes se han identificado con respecto al kilometraje de la poligonal de apoyo. Asimismo, la capacidad de las estructuras se calculo con la sección del puente ya rectificadas.

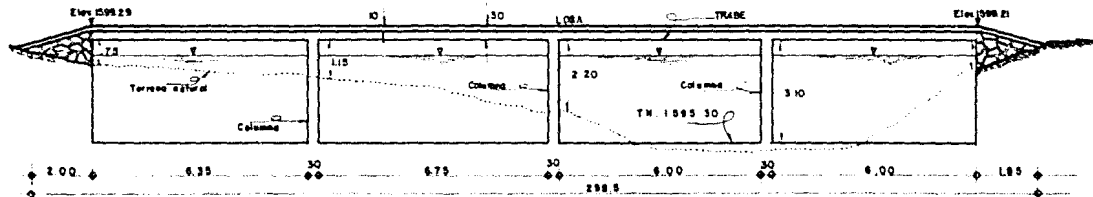
ESTRUCTURA Km	CAPACIDAD m ³ /s
3+392.5	40.73
5+256.5	26.09
9+478.0	196.49
9+654.5	205.90
10+094.75	236.29
10+327.60	166.07
10+384.20	166.89



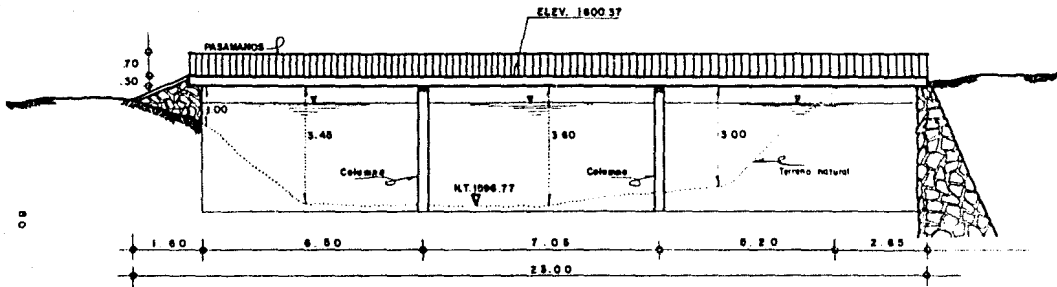
SECCION TRANSVERSAL
Km 3+392.5 ESC. 1:100



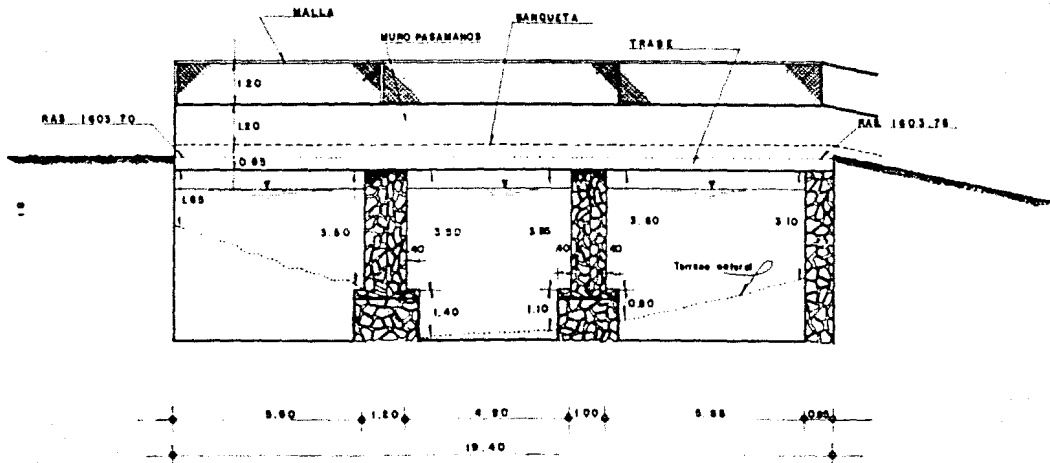
SECCION TRANSVERSAL
Km 5+256.5 ESC. 1:100



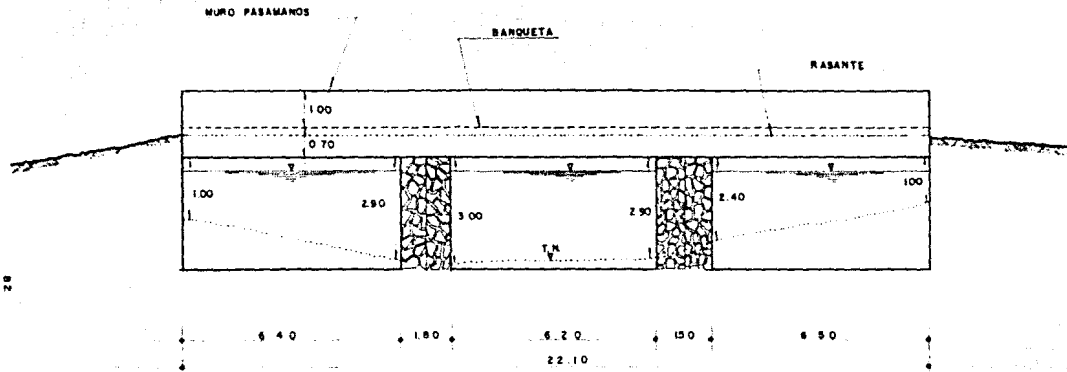
SECCION TRANSVERSAL
 Km 9 + 478
 ESC. 1:100



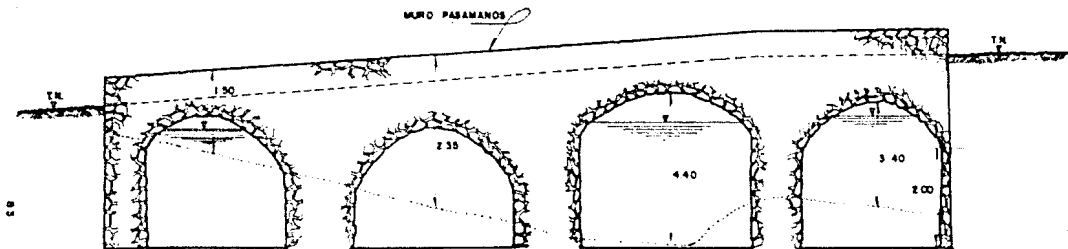
SECCION TRANSVERSAL
Km 9 + 654.5 ESC. 1:100



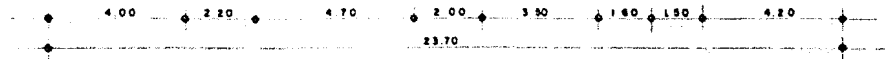
SECCION TRANSVERSAL
Km 10+094.75 ESC 1:100



SECCION TRANSVERSAL
Km 10+327.6
ESC. 1:100



83



SECCION TRANSVERSAL
Km 10+384.2
 Esc. 1:100

IV-2 Estimación de Cantidades de Obra Aproximada y Presupuesto para cada Alternativa.

Para el desmonte, desenraice, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción se consideró un ancho de 20 mts. en una longitud de 6000 mts., lo cual es equivalente a 12.0 Ha.

La excavación en cualquier material para rectificación de cauces se calculó sobre las secciones levantadas en campo y arrojan un volumen de 397,175 m³, mismo volumen que será utilizado para la formación de bordos y terraplenes.

La excavación en cualquier material para rectificación de cauces con acarreo libre de un kilómetro se estimó en 34,900 m³ que corresponden únicamente a la zona urbana.

El acarreo de los materiales producto de las excavaciones en los kilómetros subsiguientes al primero se calculó considerando que se encuentre un banco de desperdicio a 3 (tres) kilómetros de la zona urbana siendo este volumen de 69,800 m³-km.

Para la demolición de estructuras se obtuvieron las siguientes cantidades.

ESTRUCTURA	UNIDAD	CANTIDAD	
		Mampostería	Concreto
Km 3+392.5	m ³	183	10
Km 5+256.5	m ³	323	-

Las cantidades de obra para las estructuras (puentes) fueron tomadas del cuaderno de "Proyectos Tipo de Elementos de Concreto Reforzado de la extinta S.A.H.O.P.

Para la alternativa #2, se realizaron rectificaciones del cauce, consistentes en modificar el trazo para salvar algunos meandros que se presentan a lo largo del río. De esta manera se tiene que:

Trazo Km a Km	Longitud actual	Longitud modificada	Base de la sección	n. prom- del trazo rectificado	
3+000	4+000	1000 m.	650 m.	20.0 m	4.0 m.
6+900	7+200	300 m.	100 m.	14.0 m	5.0 m.
7+400	7+650	250 m.	150 m.	10.0 m.	4.0 m.
		1550 m.	900 m.		

Como se aprecia al modificar el trazo del cauce la longitud se acorta 650 m. en promedio.

Estimando volúmenes tenemos que:

Alternativa #1 Rectificación del cauce con la configuración actual (Es decir considerando una longitud de 1530 m.-)

Area		Longitud		Volumen
67.275	x	1000	=	67275
37.000	x	300	=	11100
37.400	x	250	=	9350

		Total	=	87725 m ³

Alternativa #2

Area		Longitud		Volumen
104.000	x	650	=	67600
107.500	x	100	=	10750
64.000	x	150	=	9600

		Total	=	87950 m ³

Se puede observar que la diferencia entre ambas alternativas es mínima apenas 225 m³ más en la segunda.

Cabe aclarar que los volúmenes presentados en este punto corresponden, solo a los tramos que no son comunes para ambas alternativas, por lo que los volúmenes totales para cada alternativa son los indicados en el presupuesto correspondiente.

PRESUPUESTO ALTERNATIVA #1

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$ \$)
7.1-1 DESMONTE				
7.1-1.1				
Desmante, desanraice, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	ha.	12.0	581000	6.972
7.1.2 EXCAVACIONES				
7.1.2.1				
Excavaciones en cualquier material, para rectificación de cauces.	m3	397175	1511	600.131
7.1.2.2				
Excavación en cualquier material, para rectificación de cauces, con acarreo libre de un kilómetro.	m3	34900	1600	55.840
7.1.3.2				
Compensación adicional por compactación de los terraplenes construidos según los Conceptos Nos. 7.1-2.1, 7.1-2.2 y 7.1-3.1.	m3	397175	2228	884.906
7.1.4 SOBRECARRERO DE TERRACERIA				
7.1.4.1				
Acarreo de los materiales producto de las excavaciones del concepto No.7.1.2.2, en los kilómetros subsiguientes al primero.	m3-km	69800	2500	174.500

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$ \$)
7.2.1 TERRACERIA PARA ESTRUCTURAS				
7.2.1.1 Desmante, desenraice, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	ha.	0.5	581000	0.291
7.2.1.2 Excavaciones en cualquier material para alojar las estructuras.	m3	1527	2839	4.335
7.2.1.5 Relleno compactado, de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	m3	745	8991	6.698
7.2.1.9 Rellenos de grava, o grava arena, inclusive "drenes", "lloraderos" y "filtros".	m3	71	5995	0.426
7.2.2 FABRICACION Y COLOCACION DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA ESTRUCTURAS.				
7.2.2.1 Zampeado seco.	m3	73	17350	1.267
7.2.2.2. Mamposterías para estructuras, inclusive zampeados con mortero.	m3	782	42019	32.859
7.2.2.3 Fabricación y colocación de concreto f'c=250 kg/cm2	m3	414	227530	94.197
7.2.2.5 Colocación de fierro de refuerzo.	kg-	67861	2488	168.838

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (M \$)
7.2.3 ACERO ESTRUCTURAL				
7.2.3.1 Suministro y colocación de acero estructural.	kg.	109	3317	0.362
7.2.5 CONCEPTOS DIVERSOS				
7.2.5.1 Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 (dos) centímetros de espesor.	m2	12.0	5468	0.066
3.4.7. DEMOLICION DE ESTRUCTURAS				
3.4.7.1 Demolición de estructuras de concreto.	m3	10.0	33716	0.337
3.4.7.2 Demolición de estructuras de mampostería.	m3	506.0	16858	8.530

IMPORTE TOTAL DE LA ALTERNATIVA #1 (EN MILLONES DE PESOS) = 2040.535

NOTA: Los precios unitarios fueron tomados del catálogo editado por la Subsecretaría de Agricultura y Operación, Dirección General de Distritos y Unidades de Riego, Departamento de Precios Unitarios, de la S.A.R.H., en Marzo de 1981, y fueron trasladados a marzo de 1988 según el Índice Nacional de Precios al Consumidor.

PREGUPUESTO ALTERNATIVA #2

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$ \$)
7-1-1 DESMONTE				
7-1-1-1				
Desmante, desunraice, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	ha.	12-0	581000	6.972
7-1-2 EXCAVACIONES				
7-1-2-1				
Excavaciones en cualquier material, para rectificación de cauces.	m3	397400	1511	600.471
7-1-2.2				
Excavación en cualquier material, para rectificación de cauces, con acarreo libre de un kilómetro.	m3	34900	1600	55.840
7-1.3-2				
Compensación adicional por compactación de los terraplenes construidos según los Conceptos Nos. 7-1.2-1; 7-1.2.2 y 7-1.3.1.	m3	397175	2228	884.906
7-1.4 SOBRECARRERO DE TERRACERIA				
7-1.4.1				
Acarreo de los materiales producto de las excavaciones del concepto No.7-1.2.2, en los kilómetros subsecuentes al primero.	m3-km	69800	2500	174.500

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$ \$)
7.2.1 TERRACERIA PARA ESTRUCTURAS				
7.2.1.1 Desmote, desenraice, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	ha.	0.5	581000	0.291
7.2.1.2 Excavaciones en cualquier material para alojar las estructuras.	m3	1527	2839	4.335
7.2.1.5 Relleno compactado, de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	m3	745	8991	6.698
7.2.1.9 Rellenos de grava, o grava arena, inclusive "drenes", "lloraderos" y "filtros".	m3	71	5995	0.426
7.2.2 FABRICACION Y COLOCACION DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA ESTRUCTURAS.				
7.2.2.1 Zampeado seco.	m3	73	17350	1.267
7.2.2.2. Mamposterías para estructuras, inclusive zampeados con mortero.	m3	782	42019	32.859
7.2.2.3 Fabricación y colocación de concreto f'c=250 kg/cm2	m3	414	227530	94.197
7.2.2.5 Colocación de fierro de refuerzo.	kg.	67861	2488	168.839

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$ \$)
7.2.3 ACERO ESTRUCTURAL				
7.2.3.1 Suministro y colocación de acero estructural.	kg.	109	3317	0.362
7.2.5 CONCEPTOS DIVERSOS				
7.2.5.1 Suministro y colocación de Junta asfáltica de 2 (dos) centímetros de espesor.	m2	12.0	5468	0.066
3.4.7. DEMOLICION DE ES-- TRUCTURAS				
3.4.7.1 Demolición de estructuras de concreto.	m3	-	33716	-
3.4.7.2 Demolición de estructuras de mampostería.	m3	323.0	16858	5.445

IMPORTE TOTAL DE LA ALTERNATIVA #2 (EN MILLONES DE PESOS) = 2037.473

NOTA: Los precios unitarios fueron tomados del catálogo editado por la Subsecretaría de Agricultura y Operación, Dirección General de Distritos y Unidades de Riego, Departamento de Precios Unitarios, de la S.A.R.H., en Marzo de 1981, y fueron trasladados a marzo de 1988 según el Índice Nacional de Precios al Consumidor.

IV-3 Análisis Comparativo de las Alternativas de Solución. y Proposición de la Alternativa de Solución que se Sugiere Resulta más Conveniente.

De las dos alternativas estudiadas la 2a. resulta ser la más conveniente, ya que aunque la diferencia económica es muy pequeña, presenta el menor costo y una mejor eficiencia hidráulica por los tramos rectificadas, por lo que se propone que el Diseño Ejecutivo se realice con la ruta y condiciones de la alternativa #2.

CUADRO		COMPARATIVO
Alternativa	Longitud	Costo
#	Km	millones de pesos
1	10.5	2040.533
2	9.8	2037.473

V. DISEÑO EJECUTIVO INTEGRAL

V.1 Diseño de las Obras de Rectificación y Encauzamiento.

En base a la alternativa de solución de rectificación y/o encauzamiento del río Cotija, elegida como óptima, por presentar los factores tanto técnicos como económicos más convenientes, apoyándose además en el estudio hidrológico efectuado para tal fin, se llevo a cabo el diseño ejecutivo. De esa manera, el periodo de retorno seleccionado para obtener el gasto de diseño, corresponde a $t_r = 5$ años mismo que genera un gasto de $168.35 \text{ m}^3/\text{s}$.

Con dicho gasto se revisó el río hidráulicamente, proyectándose el encauzamiento y rectificación del mismo, teniendo en cuenta que tanto la rasante de rectificación-ancho de plantilla no provocará velocidades fuera de lo permisible.

Se hizo en todo lo posible de que la cubeta de la rectificación quedara alojada en terreno excavado teniendo un mínimo de formación de bordos; los cuales podrán ser formados con el material producto de la excavación.

Asimismo, se contempló el efecto del remanso provocado por las estructuras existentes, obteniendo como resultado que el efecto del remanso es local y no es necesario construir ninguna otra estructura adicional.

El análisis hidráulico se efectuó a cada 250 metros y en los puntos donde existen estructuras.

En la zona urbana se respetó en su totalidad el encauzamiento actual del río, así como su pendiente natural, rectificándose su cubeta tomando en cuenta los límites físicos que se presentan.

Los libres bordos propuestos fueron de 1.20 metros de altura, dicha dimensión se considera suficiente para cubrir las necesidades hidráulicas analizadas, de la misma manera se protege con ello, ambos márgenes del río.

Por otra parte se considera que no es factible ni conveniente ejecutar la obra por etapas ya que efectuar solo una parte del encauzamiento o rectificación del río no resolvería parcialmente el problema que actualmente se presenta.

Descarga del río en el vaso

El canal, al llegar al vaso, se continuará con su pendiente hasta:

- a) Lo permita el espejo del agua durante la ejecución de la obra.
- b) Hasta que el fondo del canal corte el talud natural del vaso.

Conviene tener en mente que el vaso tiene zonas profundas retiradas de la cortina por lo que el agua almacenada no llega a la cortina cuando los niveles descienden. Esta condición obliga a dragar una zona del vaso para permitir que toda el agua almacenada reconozca la obra de toma. En este estudio no se contempló hacer el levantamiento completo del vaso, ni el cuantificar los volúmenes de sedimentos que pudiera ser necesario remover para garantizar el máximo aprovechamiento del agua almacenada.

En este estudio se ha verificado que la capacidad de transporte del Río Cotija es mayor que el sedimento que actualmente aporta la cuenta. Esta condición debe conservarse y mejorarse no permitiendo técnicas inadecuadas de cultivo dentro de ella, ni desforestación o remoción excesiva de la vegetación.

Todo el material transportado por el río Cotija llega y se sedimenta en la Laguna San Juanico. El transporte en la capa de fondo se deposita de inmediato al entrar al vaso y forma el delta o cono presente en su desembocadura. El material transportado en suspensión y sobre todo el de lavado se difunde en todo el vaso y en él se sedimenta excepción hecha del que sale por la obra de toma por estar todavía en suspensión.

Debido a las variaciones de los niveles que tiene la superficie del agua dentro del vaso a lo largo del año y al proceso de sedimentación que se produce en la desembocadura del río Cotija en el vaso no conviene hacer más obra que la indicada en el primer párrafo de este apartado.

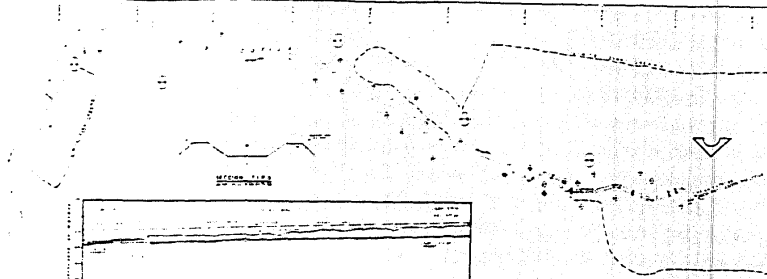
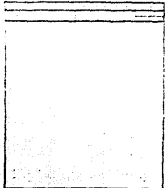
La única acción que debe realizarse periódicamente, cada vez que la obra de toma no esté comunicada con el vaso es la remoción mecánica de parte de los sedimentos depositados en el vaso.

V.2 Planos Constructivos para la Rectificación y Encauzamiento.

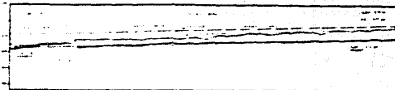
Del diseño ejecutivo se elaboraron cinco planos a detalle, donde se muestra la planta, el perfil, sección tipo, características geométrico-hidráulicas, datos del trazo, del perfil, de las márgenes, cantidades de obra, notas, croquis de localización y todos los datos necesarios para que se pueda llevar a cabo su construcción. Estos planos se dibujaron con escala en planta 1:2 000 y en perfil horizontal 1:2 000 y vertical 1:100.

También se formó un plano general con escala en planta 1:5000 y en perfil horizontal 1:5 000 y vertical 1:250.

En lo que respecta a estructuras, se formó un plano donde se presentan los esquemas, en planta y perfil de los dos puentes que será necesario construir, anexándose de los "PROYECTO TIPO DE ALCANTARILLAS Y PUENTES PARA CAMINOS RURALES" de la extinta SAHOP, tres planos más, en los cuales se presentan los detalles de construcción.



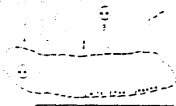
SECCION TRANSVERSAL



ESTACION	ALTURA	PROFUNDIDAD	ANCHO
0+00	100.00	0.00	10.00
0+10	100.50	0.00	10.00
0+20	101.00	0.00	10.00
0+30	101.50	0.00	10.00
0+40	102.00	0.00	10.00
0+50	102.50	0.00	10.00
0+60	103.00	0.00	10.00
0+70	103.50	0.00	10.00
0+80	104.00	0.00	10.00
0+90	104.50	0.00	10.00
1+00	105.00	0.00	10.00

PERFIL EN STA 0+00 A 1+00

PLANTA

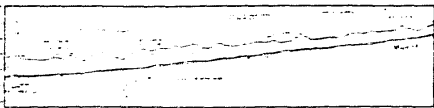


ESTACION	ALTURA	PROFUNDIDAD	ANCHO
0+00	100.00	0.00	10.00
0+10	100.50	0.00	10.00
0+20	101.00	0.00	10.00
0+30	101.50	0.00	10.00
0+40	102.00	0.00	10.00
0+50	102.50	0.00	10.00
0+60	103.00	0.00	10.00
0+70	103.50	0.00	10.00
0+80	104.00	0.00	10.00
0+90	104.50	0.00	10.00
1+00	105.00	0.00	10.00

ESTACION	ALTURA	PROFUNDIDAD	ANCHO
0+00	100.00	0.00	10.00
0+10	100.50	0.00	10.00
0+20	101.00	0.00	10.00
0+30	101.50	0.00	10.00
0+40	102.00	0.00	10.00
0+50	102.50	0.00	10.00
0+60	103.00	0.00	10.00
0+70	103.50	0.00	10.00
0+80	104.00	0.00	10.00
0+90	104.50	0.00	10.00
1+00	105.00	0.00	10.00



ESTACION	ALTURA	PROFUNDIDAD	ANCHO
0+00	100.00	0.00	10.00
0+10	100.50	0.00	10.00
0+20	101.00	0.00	10.00
0+30	101.50	0.00	10.00
0+40	102.00	0.00	10.00
0+50	102.50	0.00	10.00
0+60	103.00	0.00	10.00
0+70	103.50	0.00	10.00
0+80	104.00	0.00	10.00
0+90	104.50	0.00	10.00
1+00	105.00	0.00	10.00

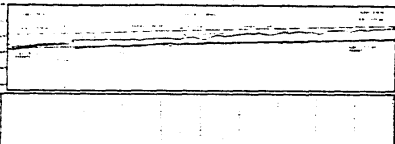
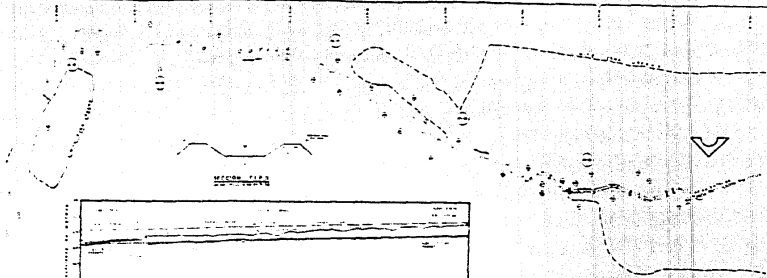
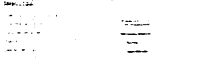
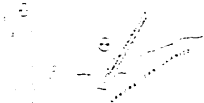
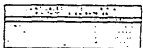
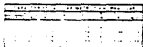
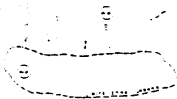
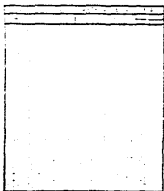


ESTACION	ALTURA	PROFUNDIDAD	ANCHO
0+00	100.00	0.00	10.00
0+10	100.50	0.00	10.00
0+20	101.00	0.00	10.00
0+30	101.50	0.00	10.00
0+40	102.00	0.00	10.00
0+50	102.50	0.00	10.00
0+60	103.00	0.00	10.00
0+70	103.50	0.00	10.00
0+80	104.00	0.00	10.00
0+90	104.50	0.00	10.00
1+00	105.00	0.00	10.00

NOTAS:
 1. SECCIONES TRANSVERSALES EN ESTACIONES 0+00, 0+50 Y 1+00.
 2. SECCION TRANSVERSAL EN ESTACION 0+50.
 3. SECCION TRANSVERSAL EN ESTACION 1+00.
 4. SECCION TRANSVERSAL EN ESTACION 0+25.
 5. SECCION TRANSVERSAL EN ESTACION 0+75.
 6. SECCION TRANSVERSAL EN ESTACION 0+25 Y 0+75.
 7. SECCION TRANSVERSAL EN ESTACION 0+25 Y 0+75.
 8. SECCION TRANSVERSAL EN ESTACION 0+25 Y 0+75.
 9. SECCION TRANSVERSAL EN ESTACION 0+25 Y 0+75.
 10. SECCION TRANSVERSAL EN ESTACION 0+25 Y 0+75.

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
Escuela de Ingeniería Civil
Escuela de Ingeniería de Transportación
Escuela de Ingeniería de Edificación
Escuela de Ingeniería de Mecánica
Escuela de Ingeniería de Electromecánica
Escuela de Ingeniería de Alimentos
Escuela de Ingeniería de Textiles
Escuela de Ingeniería de Cerámicas
Escuela de Ingeniería de Plásticos
Escuela de Ingeniería de Metales
Escuela de Ingeniería de Madera
Escuela de Ingeniería de Papel
Escuela de Ingeniería de Alimentos
Escuela de Ingeniería de Textiles
Escuela de Ingeniería de Cerámicas
Escuela de Ingeniería de Plásticos
Escuela de Ingeniería de Metales
Escuela de Ingeniería de Madera
Escuela de Ingeniería de Papel

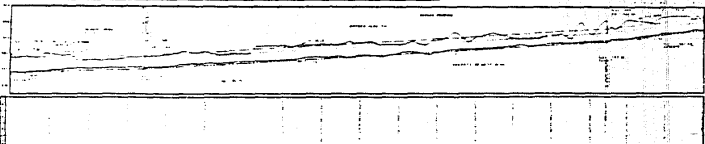
PLANO GENERAL
EM 0+00 A Km 0+75/69
1967



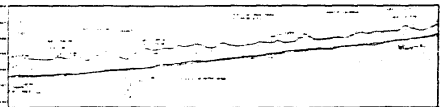
ESTADO	GUATEMALA
DEPARTAMENTO	EL PROGRESO
MUNICIPIO	LA UNIÓN
COMUNIDAD	LA UNIÓN
PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DE CARRETERA
FECHA	1969

PERFIL EN 1:100
1:100

PLANTA



ESTADO	GUATEMALA
DEPARTAMENTO	EL PROGRESO
MUNICIPIO	LA UNIÓN
COMUNIDAD	LA UNIÓN
PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DE CARRETERA
FECHA	1969

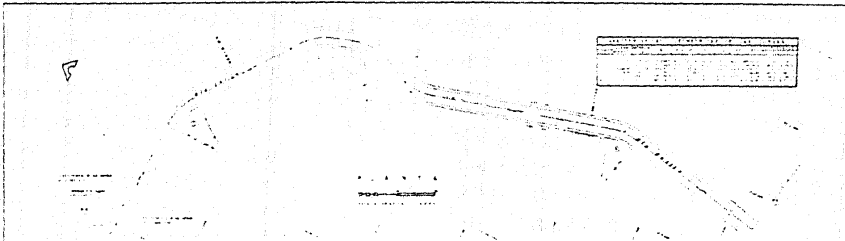


ESTADO	GUATEMALA
DEPARTAMENTO	EL PROGRESO
MUNICIPIO	LA UNIÓN
COMUNIDAD	LA UNIÓN
PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DE CARRETERA
FECHA	1969

- NOTAS
- 1. Sección transversal de la carretera.
 - 2. Sección transversal de la carretera.
 - 3. Sección transversal de la carretera.
 - 4. Sección transversal de la carretera.
 - 5. Sección transversal de la carretera.

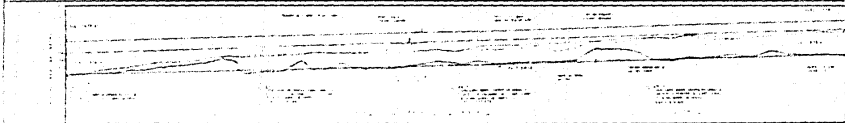

ENEP Acción UNAM
 Escuela Nacional de
 Ingeniería y Arquitectura
 P.O. BOX 100
 Toluca, México

Proyecto de construcción de la Carretera
PLANO GENERAL
 KM 0+300 A KM 2+761.69
 JUNIO 1969



ESTACION	ALICATA	ALICATA	ALICATA
0+00	100	100	100
0+10	100	100	100
0+20	100	100	100
0+30	100	100	100
0+40	100	100	100
0+50	100	100	100
0+60	100	100	100
0+70	100	100	100
0+80	100	100	100
0+90	100	100	100
1+00	100	100	100

ESTACION	ALICATA	ALICATA	ALICATA
0+00	100	100	100
0+10	100	100	100
0+20	100	100	100
0+30	100	100	100
0+40	100	100	100
0+50	100	100	100
0+60	100	100	100
0+70	100	100	100
0+80	100	100	100
0+90	100	100	100
1+00	100	100	100



ESTACION	ALICATA	ALICATA	ALICATA
0+00	100	100	100
0+10	100	100	100
0+20	100	100	100
0+30	100	100	100
0+40	100	100	100
0+50	100	100	100
0+60	100	100	100
0+70	100	100	100
0+80	100	100	100
0+90	100	100	100
1+00	100	100	100

NOTAS:
1. SECCION DE 1000 METROS DE LONGITUD.
2. SECCION DE 1000 METROS DE LONGITUD.
3. SECCION DE 1000 METROS DE LONGITUD.
4. SECCION DE 1000 METROS DE LONGITUD.



ENEP Accion UNAM
ESTADOS UNIDOS MEXICANOS
SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS Y VIVIENDA
DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS PÚBLICAS Y VIVIENDA

PLANTA Y PERFIL
Km 0+000 A Km 2+000

ESTADO DE GUATEMALA, DEL D.F. SECCION 1000

JULIO 1988 ADP 1 DE 2

V.3 Catálogo de Conceptos de Trabajo y Cantidades de Obra.

C O N C E P T O

NUMERO	D E S C R I P C I O N	UNIDAD	CANTIDAD
7.1-1 DESMONTE			
7.1-1.1	Desmante, desenraice, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	ha.	24.4
7.1-1.2 DESPALME			
7.1-1.2.1	Despalme, y remoción de las capas superficiales de terreno en el espesor y ancho indicado en el proyecto y/o por el Ingeniero.	m ³	19523
7.1-2 EXCAVACIONES			
7.1-2.1	Excavaciones en cualquier material, para rectificación de cauces.	m ³	226098
7.1-2.2	Excavación en cualquier material, para rectificación de cauces, con acarreo libre de un kilómetro.	m ³	226097
7.1-3 CONTRUCCION DE BORDOS Y TERRAPLENES			
7.1-3.1	Terraplén para bordos y caminos formado con material obtenido de excavaciones previas con acarreo.		
7.1-3.1.1	No mayor de 50 metros.	m ³	226098
7.1-3.2	Compensación adicional por compactación de los terraplenes contruidos según los Conceptos Nos. 7.1-2-1; 7.1-2-2 y 7.1-3.1.	m ³	226098
5.2-1 REVESTIMIENTOS			
5.2-1.1	Revestimiento en bordos propio para caminos (con acarreo libre de un kilómetro).	m ³	12800

C O N C E P T O

NUMERO	D E S C R I P C I O N	UNIDAD	CANTIDAD
5-2-2	SOBREACARREO DE TERRACERIAS		
5-2-2.1	Sobreacarreo de materiales para revestimiento de caminos a distancia mayores que un kilómetro.	m3	25600
7-1-4	SOBREACARREO DE TERRACERIA		
7-1-4.1	Acarreo de los materiales producto de las excavaciones del concepto No.7-1-2.2, en los kilómetros subsecuentes al primero.	m3-km	226097
7-2-1	TERRACERIA PARA ESTRUCTURAS		
7-2-1.1	Desmonte, desenraice, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	ha.	0.5
7-2-1.2	Excavaciones en cualquier material para alojar las estructuras.	m3	1527
7-2-1.5	Relleno compactado, de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	m3	745
7-2-1.9	Rellenos de grava, o grava y arena, inclusive "drenes", "lloraderos" y "filtros".	m3	71
7-2-2	FABRICACION Y COLOCACION DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA ESTRUCTURAS.		
7-2-2.1	Zampeado seco.	m3	28
7-2-2.2.	Mamposterias para estructuras, inclusive zampeados con mortero.	m3	293
7-2-2.3	Fabricación y colocación de concreto común.	m3	75

C O N C E P T O

NUMERO	D E S C R I P C I O N	UNIDAD	CANTIDAD
7.2.2-5	Colocación de fierro de refuerzo.	kg.	12886
7.2.3 ACERO ESTRUCTURAL			
7.2.3.1	Suministro y colocación de acero estructural.	kg.	109
7.2.5 CONCEPTOS DIVERSOS			
7.2.5.1	Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 (dos) centímetros de espesor.	m2	12
3.4.7. DEMOLICION DE ESTRUTURAS			
3.4.7.2	Demolición de estructuras de mamposteria.	m3	323

V.4 Elaboración de Especificaciones.

INTRODUCCION

El objeto de estas Especificaciones Técnicas Particulares de Construcción es definir las obras cuya realización se pretende lograr en cada uno de los conceptos de trabajo y establecer las normas Técnicas Generales a las que deberá sujetarse su ejecución, de manera que permita reglamentar el trabajo ejecutado y establecer las bases bajo las cuales se pagarán al Contratista las compensaciones a que tenga derecho.

OBJETIVO

El objetivo de las presentes especificaciones es la ejecución de las obras de rectificación y encauzamiento del Rio Cotija, Mich.

CONCEPTO	UNIDAD	OPERACIONES PRINCIPALES
7-1-1 DESMONTE		
7-1-1.1		
Desmante, desenraice, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	ha	<ol style="list-style-type: none"> 1) Desmante, desyerbe y limpia. 2) Retiro del producto a 40 m. del límite de zona de limpia. 3) Incineración del producto.
7-1-1.2 DESPALME		
7-1-1.2.1		
Despalme, y remoción de las capas superficiales de terreno en el espesor y ancho indicado en el proyecto y/o por el Ingeniero.	m3	<ol style="list-style-type: none"> 1) Despalme, y remoción de las capas superficiales. 2) Retiro del producto a 40 m. del límite de zona de despalme.
7-1-2 EXCAVACIONES		
7-1-2.1		
Excavaciones en cualquier material, para rectificación de cauces.	m3	<ol style="list-style-type: none"> 1) Excavación. 2) Afine exactamente a líneas de proyecto. 3) Relleno de sobreexcavaciones. 4) Formación de bordos con el producto de excavación. 5) Afine de los bordos con tolerancia de 10 cm. 6) Ampliación de los bordos en caso de que sobre material de la excavación.
7-1-2.2		
Excavación en cualquier material para rectificación de cauces con acarreo libre de un kilómetro.	m3	<ol style="list-style-type: none"> 1) Excavación. 2) Afine exactamente a líneas de proyecto. 3) Relleno de sobreexcavación. 4) Carga, acarreo a un kilómetro y descarga. 5) Formación de bordos con el producto de la excavación, despalmando y escarificando la superficie de despiante. 6) Afine de los bordos en caso de que sobre el material de la excavación.

C O N C E P T O

UNIDAD

OPERACIONES PRINCIPALES

7.1.3 CONTRUCCION DE BORDOS Y TERRAPLENES.

Adición se modifica prestamo por excavaciones previas

7.1.3-1

Terraplén para bordos y caminos formado con material obtenido de excavaciones previas con acarreo:

m3

7.1.3-1.1

Na mayor de 50 mts.

7.1.3-1.2

Mayor que 50 y hasta 100 metros

7.1.3-1.3

Mayor que 100 y --- hasta 500 metros

7.1.3-1.4

Mayor que 500 y hasta 1000 metros.

7.1.3-2

Compensación adicional por compactación de los terraplenes construidos según los Conceptos Nos.:

7.1.2-1; 7.1.2-2 y

7.1.3-1.

m3

1) Carga y transporte del material hasta el sitio de su utilización, incluyendo la carga y descarga cuando se requiera

2) Formación de bordo despalmado y escarificando la superficie de desplante.

3) Afine de los bordos con tolerancia de 10 cm.

4) Emparejamiento del terreno de los bancos con el producto del despalmado.

1) Adaptación del espesor y extendido de las capas del material.

2) Aplicación de la humedad necesaria incluyendo el suministro del agua.

3) Escarificación del material cuando se requiera.

4) Compactación de los bordos al 95% Proctor como mínimo.

C O N C E P T O	UNIDAD	OPERACIONES PRINCIPALES
5-2-1 REVESTIMIENTOS		
5-2-1.1 Revestimiento en bordos propio para caminos (con acarreo libre de un kilómetro).	m3	1) Extracción. 2) Carga en unidades de transporte. 3) Acarreos primer kilómetro. 4) Descarga en los sitios ordenados por el Ingeniero. 5) Operaciones necesarias para la mezcla de los materiales. 6) Incorporación del agua necesaria. 7) Formación del revestimiento compactado a un mínimo de 95% de la prueba Porter usada por la S.C.T.
5-2.2 SOBRECARRERO DE TERRACERIAS		
5-2-2.1 Sobrecarreo de materiales para revestimiento de caminos a distancia mayores que un kilómetro.	m3-km	1) Sobrecarreo en los kilómetros subsiguientes al primero

C O N C E P T O	UNIDAD	OPERACIONES PRINCIPALES
7-1-4 SOBRECARRERO DE TERRACERIA		
7-1-4.1 Acarreo de los materiales producido de las excavaciones del concepto No.7-1-2-2, en los kilómetros subsiguientes al primero.	m ³ -km	1) Sobrecarreo en los kilómetros subsiguientes al primero.
7-1-4.2 Acarreo de los materiales necesarios para el concepto No.7-1-3-1.4 en los kilómetros subsiguientes al primero.	m ³ -km	1) Sobrecarreo en los kilómetros subsiguientes al primero.
7-1-4.3 Acarreo de los materiales necesarios para los conceptos números 7-1-3-3 y 7-1-3-4 en los kilómetros subsiguientes al primero.	m ³ -km	1) Sobrecarreo en los kilómetros subsiguientes al primero.
7-2-1 TERRACERIA PARA ESTRUCTURAS		
7-2-1.1 Desmante, desentraque, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	ha.	1) Desmante, desentraque, desyerbe y limpia 2) Retiro del producto a 40 m. de las zonas de limpia. 3) Incineración del producto.

CONCEPTO	UNIDAD	OPERACIONES PRINCIPALES
7.2.1.2 Excavaciones en cualquier material para alojar las estructuras.	m3	<ol style="list-style-type: none"> 1) Excavación. 2) Afine exactamente a líneas de proyecto. 3) Relleno de sobreexcavaciones. 4) Retiro del material producto de la excavación hasta una distancia de 40 m. fuera de la zona de construcción.
7.2.1.5 Relleno compactado, de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	m3	<ol style="list-style-type: none"> 1) Obtención y transporte del material hasta el sitio de su utilización. 2) Operaciones de selección y clasificación. 3) Colocación del material de relleno de acuerdo con las estipulaciones del proyecto.
7.2.1.6 Relleno compactado, de cualquier material excepto roca, proveniente de bancos de préstamo.	m3	<ol style="list-style-type: none"> 1) Obtención (incluyendo la preparación del banco) y transporte del material hasta el sitio de su utilización. 2) Operaciones de selección y clasificación. 3) Colocación del material de relleno de acuerdo con las estipulaciones del proyecto.
7.2.1.9 Rellenos de grava, o grava y arena, inclusive "drenes", "lloraderos" y "filtros".	m3	<ol style="list-style-type: none"> 1) Obtención (incluyendo la preparación del banco y transporte del material hasta el sitio de su utilización. 2) Operaciones de selección y clasificación. 3) Colocación de acuerdo con las estipulaciones del proyecto.

C O N C E P T O	UNIDAD	OPERACIONES PRINCIPALES
7.2.2 FABRICACION Y COLOCACION DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA ESTRUCTURAS.		
7.2.2.1 Zampeado seco.	m3	1) Suministro de todos los materiales. 2) Fabricación del zampeado de acuerdo con las estipulaciones del proyecto.
7.2.2.2. Mamposterías para estructuras, inclusive zampeados con mortero.	m3	1) Suministro de todos los materiales incluyendo el cemento. 2) Descarga, acarreo y almacenamiento del cemento. 3) Fabricación de las mamposterías de acuerdo con los datos del proyecto.
7.2.2.3 Fabricación y colocación de concreto común.	m3	1) Obtención y acarreo de agregados y agua. 2) Descarga, acarreo, - suministro y almacenamiento del cemento. 3) Fabricación del concreto. 4) Acarreo del concreto. 5) Suministro, colocación y remoción de las formas y obra falsa. 6) Colocación del concreto. 7) Curado.

C O N C E P T O	UNIDAD	OPERACIONES PRINCIPALES
7.2.2.4 Fabricación y colocación de concreto ciclópeo.	m3	1) Obtención y acarreo de agregados y agua. 2) Descarga, acarreo y almacenamiento del cemento. 3) Fabricación del concreto. 4) Acarreo del concreto. 5) Suministro, colocación y remoción de las formas y obra falsa cuando se requiera su utilización. 6) Colocación del concreto. 7) Curado.
7.2.2.5 Colocación de fierro de refuerzo.	kg.	1) Suministro descarga, transporte y almacenaje. 2) Habilitación. 3) Colocación, suministrando silletas, separadores, alambre y demás accesorios.
7.2.3 ACERO ESTRUCTURAL		
7.2.3.1 Suministro y colocación de acero estructural.	kg.	1) Suministro precisamente en el sitio de su utilización. 2) Maquilado. 3) Colocación. 4) Pintura.
7.2.5 CONCEPTOS DIVERSOS		
7.2.5.1 Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 (dos) centímetros de espesor	m2	1) Suministro precisamente en el sitio de su utilización. 2) Colocación de las juntas de acuerdo con las estipulaciones del proyecto.

CONCEPTO	UNIDAD	OPERACIONES PRINCIPALES
7.2.5.2 Suministro y colocación de sello de hule de 3 bulbos o de cloruro de polivinilo corrugado.	m	1) Suministro precisamente en el sitio de su colocación. 2) Colocación de acuerdo con las estipulaciones del proyecto. 3) Pintura.
7.2.5.5 Suministro y colocación de barandales de tubo de fierro galvanizado de 5.08 cm (2") de diámetro nominal.	pza.	1) Suministro precisamente en el sitio de su colocación 2) Colocación de acuerdo con las estipulaciones del proyecto. 3) Pintura.
3.4.7. DEMOLICION DE ESTRUCTURAS		
3.4.7.1 Demolición de estructuras de concreto.	m ³	1) Demolición.
3.4.7.2 Demolición de estructuras de mampostería.	m ³	2) Retiro del producto de la demolición de los sitios ordenados por el Ingeniero.

V-5 PROGRAMA DE EJECUCION DE LA OBRA

El programa de ejecución de la obra esta regido por el tiempo de ejecución de las excavaciones, el cual se ha tomado como unidad de trabajo

Una draga de 1 1/2 yd³
Medio tiempo de apoyo de un tractor D-6

y para el acarreo

5 camiones Euclid Mod. R-10

Se considera que el equipo de construcción se encuentra en buen estado de conservación y mantenimiento y dentro del periodo de su vida económica, por lo que el rendimiento promedio será de:

$$82 \frac{\text{m}^3}{\text{he}} \times 8 \text{ h.} \times 0.8 = 525 \frac{\text{m}^3}{\text{turno}}$$

El total del volumen a excavar es de 452,200 m³

$$T = \frac{452\ 200}{525} = 862 \text{ días}$$

FRENTES DE TRABAJO	TURNO DE 8 HORAS	DIAS	SEMANAS	MESES
1	1	862	144	34
1	2	431	72	17
3	1	267	48	11
2	2	215	36	9
3	2	143	24	6

Por otro lado se tiene que el periodo de lluvias comprende los meses de julio, agosto y septiembre quedando nueve meses para poder ejecutar los trabajos.

Se adopta tres frentes de trabajo con dos turnos al día.

Para la formación del terraplén compactado se considera la unidad de trabajo para compactar

Un tractor D-4
Un rodillo doble
Una bomba de 3" de diámetro
Dos camiones con tanque F-600 de 5 m³

y para el tendido del material

Un tractor D-4

La formación de terraplenes compactados con material obtenido de las propias excavaciones de la rectificación del río Cotija se rige por la producción de las máquinas excavadoras que los abatezcan, no se excede el rendimiento del equipo de tendido de material ni del equipo para la compactación.

$$\text{Formación de terraplen} = 440 \frac{\text{m}^3}{\text{he}} \times 8 \text{ h.} \times 0.8 = 2\ 816 \text{ m}^3$$

$$\text{Compactación} = 160 \frac{\text{m}^3}{\text{he}} \times 8 \text{ h.} \times 0.8 = 1\ 024 \text{ m}^3$$

PROGRAMA DE OBRA
RESUMEN GENERAL

Demarcación de Rectificación y/o encauzamiento del Río Cotija
Estado de Michoacán
Fecha de inicio: 01-10-88. Fecha de terminación: 7-04-89

CONCEPTO No.	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNI.	VALOR UNITARIO P.V. 88	TIEMPO DE EJECUCION EN MESES																		
					OCTUBRE	NOVIEMBRE	DECEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO										
RECTIFICACION DEL RÍO																							
7.1.1.1	Desmonte, desesvalce, desyerbe y limpa	24.4	ha	8																			
7.1.1.2	Despalme	195.25	m ³	650																			
7.1.2.1	Excavación	226.098	m ³	525																			
7.1.2.2	Excavación con acarreo libre de un kilómetro	226.097	m ³	525																			
7.1.3.1	Terraplén	226.098	m ³	2816																			
7.1.3.2	Compactación de los terraplenes	226.098	m ³	1024																			
7.1.4.1	Acarreo de excavaciones adicionales al primer kilómetro	226.097	m ³	588																			
ESTRUCTURAS																							
7.2.1.1	Desmonte, desesvalce, desyerbe y limpa	0.5	ha	8																			
7.2.1.2	Excavación	152.7	m ³	64																			
7.2.1.5	Releno compactado	74.5	m ³	60																			
7.2.1.9	Releno de grava o gravayarena	7.1	m ³	96																			
7.2.2.1	Zampado seco	28	m ³	64																			
7.2.2.2	Mampostería	293	m ³	64																			
7.2.2.3	Fabricación y colocación de concreto	7.5	m ³	68																			
7.2.2.5	Fierro de refuerzo	12.886	kg	8000																			
7.2.3.1	Aceros estructurales	180	kg	430																			
7.2.5.1	Junta asfáltica	12	m ²	6																			
3.4.7.2	Demolición estructuras mampostería	323	m ³	173																			

V.6 Presupuesto de la Obra.

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$ \$)
7.1.1 DESMONTE				
7.1.1.1				
Desmante, desenraice, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	ha.	24.4	581000	14.176
7.1.1.2 DESPALME				
7.1.1.2.1				
Despalme, y remoción de las capas superficiales de terreno en el espesor y ancho indicado en el proyecto y/o por el Ingeniero.	m3	19523	1620	31.627
7.1.2 EXCAVACIONES				
7.1.2.1				
Excavaciones en cualquier material, para rectificación de cauces.	m3	226098	1511	341.634
7.1.2.2				
Excavación en cualquier material, para rectificación de cauces, con acarreo libre de un kilómetro.	m3	226097	1600	361.755
7.1.3.2				
Compensación adicional por compactación de los terraplenes construidos según los Conceptos Nos. 7.1.2.1; 7.1.2.2 y 7.1.3.1.	m3	226097	2228	503.744
5.2.1 REVESTIMIENTOS				
5.2.1.1				
Revestimiento en bordos propio para caminos (con acarreo libre de un kilómetro).	m3	12800	5886	75.341

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$ \$)
5.2.2 SOBRECARRERO DE TERRACERIAS				
5.2.2.1 Sobrecarreo de material para revestimiento de ca- minos a distancia mayores que un kilómetro.	m3-km	25600	2494	63.846
7.1.4 SOBRECARRERO DE TERRACERIA				
7.1.4.1 Acarreo de los materiales producto de las excava- ciones del concepto No.7.1.2.2, en los kiló- metros subsecuentes al primero.	m3-km	226097	2500	565.243
7.2.1 TERRACERIA PARA ESTRUCTURAS				
7.2.1.1 Desmonte, desenraice, des- yerbe y limpia del terre- no para propósitos de construcción.	ha.	0.5	581000	0.291
7.2.1.2 Excavaciones en cualquier material para alojar las estructuras.	m3	1527	2839	4.335
7.2.1.5 Relleno compactado, de cualquier material excepto roca, proveniente de excava- ciones previas.	m3	745	8991	6.698
7.2.1.9 Rellenos de grava, o grava arena, inclusive "drenes", "lloraderos" y "filtros".	m3	71	5995	0.426

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$ \$)
7.2.2 FABRICACION Y COLOCACION DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA ESTRUCTURAS.				
7.2.2.1 Zampeado seco.	m3	28	17350	0.486
7.2.2.2. Mamposterías para estructuras, inclusive zampeados con mortero.	m3	293	42019	12.312
7.2.2.3 Fabricación y colocación de concreto f'c=250 kg/cm2	m3	75	227530	17.065
7.2.2.5 Colocación de fierro de refuerzo.	kg.	12886	2488	32.060
7.2.3 ACERO ESTRUCTURAL				
7.2.3.1				
Suministro y colocación de acero estructural.	kg.	180	3317	0.597
7.2.5 CONCEPTOS DIVERSOS				
7.2.5.1				
Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 (dos) centímetros de espesor.	m2	12.0	5468	0.066
3.4.7. DEMOLICION DE ESTRUCTURAS				
3.4.7.2				
Demolición de estructuras de mampostería.	m3	323.0	16858	5.445

IMPORTE TOTAL DE LA OBRA (EN MILLONES DE PESOS) = 2037.147

NOTA: Los precios unitarios fueron tomados del catálogo editado por la Subsecretaría de Agricultura y Operación, Dirección General de Distritos y Unidades de Riego, Departamento de Precios Unitarios, de la S.A.R.H., en Marzo de 1981, y fueron trasladados a marzo de 1988 según el Índice Nacional de Precios al Consumidor.

V.7 METODOLOGIA PARA EL DISEÑO

En función al estudio de alternativas analizadas se determinaron tres dimensiones de las bases de la cubeta siendo estas 10, 14 y 20 metros, correspondiendo a cada una de ellas una pendiente geométrica de la plantilla de 0.0054, 0.0028, 0.0013 respectivamente.

De esa manera con los datos de las bases y las pendientes, así como el gasto de diseño, se procedió a calcular los tirantes normales mediante el empleo de la fórmula de Manning.

De la misma forma se efectuó el análisis hidráulico de los perfiles del flujo considerando como dato base el NAME de la Laguna San Juanico, siendo esta la elevación 1 574 m. El método usado para tal fin fue el de incrementos finitos, y los resultados se muestran en la tabla V.7.1A, B, C, D y E.

Se calculó también el efecto de remanso en las estructuras, arrojando como resultado una sobre elevación local de 1.20 m como máximo misma que puede ser absorbida por los libres bordos propuestos.

Por otra parte en el alineamiento horizontal de la rectificación y encauzamiento del río, se hicieron las siguientes consideraciones:

- El radio se propuso de 4 a 8 veces el ancho de la plantilla del cauce.
- El grado de curvatura varió entre 8 y 20 grados según las necesidades requeridas tratando de apegarse al trazo propuesto, (ver tabla V.7.3).
- La cuerda de las curvas se propusieron de 20 m.
- El trazo se definió tratando de diseñarlo sobre la cubeta original con el menor número de curvas posibles.
- Las transiciones proyectadas del encauzamiento del río se hicieron considerando un ángulo máximo del orden de 11 grados.

EXCELHO DE TERMO DE IDENTIFICAO DE ELIMINAO DE INCAPACIDADES ATIVAS.

Nº _____
 Nº 1-5
 Nº 167-25
 Nº 1-60
 Nº 0-0011

1	2	3	4	5	6		7	8	9	10	11	12
					13	14						
1-101	67-1510	31-0455	2-2515	1-7175	1-101	0-1146	0-1146	0-001272				
									0-001333	250-00	250-00	1574-00
1-107	70-0550	31-0119	1-2170	1-7442	1-104	0-1276	0-2214	0-001583				
									0-001521	250-00	250-00	1574-00
1-118	70-1854	31-0125	1-1941	1-7396	1-109	0-1242	0-2782	0-001475				
									0-001426	250-00	250-00	1575-27
1-127	70-1471	31-0187	2-4212	1-8129	1-104	0-1240	0-2187	0-001391				
									0-001375	250-00	1000-00	1575-54
1-137	70-2212	31-0291	2-4757	1-8112	1-102	0-1219	0-2286	0-001357				
									0-001344	250-00	1250-00	1575-92
1-149	70-1516	31-1048	2-4471	1-8149	1-101	0-1243	0-2461	0-001372				
									0-001328	250-00	1500-00	1576-25
1-156	70-1511	31-1367	2-4509	1-8178	1-105	0-1248	0-2473	0-001372				
									0-001317	250-00	1750-00	1576-52
1-165	70-1725	31-1367	2-4545	1-8136	1-103	0-1244	0-2518	0-001313				
									0-001311	250-00	2000-00	1576-91
1-169	70-0756	31-0187	2-4568	1-8137	1-101	0-1257	0-2546	0-001304				
									0-001307	257-44	2117-44	1577-06

Nº _____
 Nº 1-5
 Nº 164-25
 Nº 1-60
 Nº 0-0011

1	2	3	4	5	6		7	8	9	10	11	12
					13	14						
1-114	66-1461	25-1127	0-7122	0-7426	1-102	0-1257	0-2287	0-001246				
									0-001254	250-00	250-00	1574-00
1-116	66-1721	25-1127	0-7211	0-7374	1-106	0-1277	0-2542	0-001249				
									0-001217	250-00	250-00	1574-00
1-117	65-1524	24-1037	0-7447	0-7182	1-101	0-1414	0-4817	0-001254				
									0-001226	250-00	1120-00	1574-52
1-111	65-1645	24-1051	0-7472	0-7137	1-102	0-1445	0-4761	0-001247				
									0-001215	250-00	820-00	1574-57
1-115	65-1524	24-1037	0-7424	0-7132	1-101	0-1471	0-4761	0-001247				

B= 10
 C= 1.5
 D= 168.25
 E= 0.03
 F= 0.0054

115

T1	A1	P1	R1	213		2		E1	S1	S'	dx	KILOMETRO	ELEVACION
				R1	S1	V1	V1/21						
(h)	(h2)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)
1-010	41-4932	26-8527	2-0952	1-4274	1-07	0.7568	1.7668	0.004954				6250.00	1536-96
1-450	42-5526	29-6264	2-0621	1-4201	3-96	0.7977	1.7677	0.005366	0.005175	84-85		6421.65	1567-26

B= 10
 C= 1.5
 D= 168.25
 E= 0.03
 F= 0.0029

T1	A1	P1	R1	213		2		E1	S1	S'	dx	KILOMETRO	ELEVACION
				R1	S1	V1	V1/21						
(h)	(h2)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)
1-950	54-3328	24-4364	2-2042	1-4947	1-10	0.4890	1-4290	0.002906				7150.00	1591-22
1-977	54-9645	24-7326	2-2223	1-7020	1-06	0-4782	1-4564	0.002911	0.002958	100.00		7250.00	1591-53
1-064	55-5929	24-8296	2-2286	1-7113	1-03	0-4676	1-4712	0.002919	0.002965	250.00		7500.00	1592-25
1-038	55-4912	24-9456	2-2414	1-7127	1-02	0-4657	1-4741	0.002903	0.002911	250.00		7750.00	1592-96

B= 10
 C= 1.5
 D= 168.25
 E= 0.03
 F= 0.0054

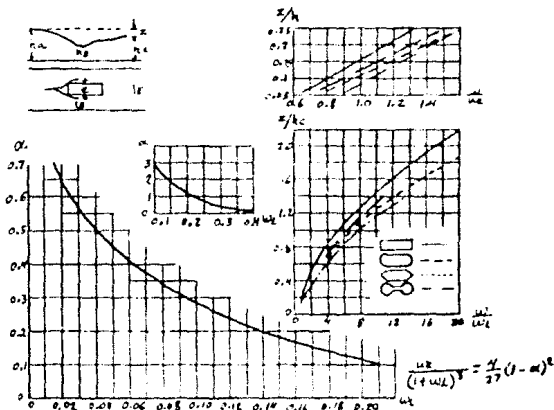
T1	A1	P1	R1	213		2		E1	S1	S'	dx	KILOMETRO	ELEVACION
				R1	S1	V1	V1/21						
(h)	(h2)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)	(h)
1-298	43-4580	29-9666	2-0942	1-4269	1-86	0.7579	1.7662	0.004950				7750.00	1592-96
1-970	42-5526	29-6264	2-0621	1-4201	1-96	0.7977	1.7677	0.005366	0.005180	84-23		7874.23	1597-25

115

Cálculo del Remanso.

En el curso del tramo a rectificar del Río Cotija, se localizan siete puentes, los cuales provocaran una sobre-elevación conocida como remanso. En esta parte se pretende observar si el efecto del remanso es local o si se requiere de alguna estructura adicional.

A continuación se presentan los valores obtenidos para cada uno de los puentes, empleando el método gráfico de Yarnell.



GRAFICA DE YARNELL

ESTRUC- CTURA	e	1E	e/1E: ($\frac{W}{2gHE}$)	W	WL	W/WL	Z/HE	HE	Z
9+618	5.7	23.70	0.24	0.27	0.13	2.08	0.40	2.99	1.20
9+580	3.0	22.10	0.14	0.27	0.195	1.38	0.22	2.99	0.66
9+340	2.2	19.40	0.11	0.27	0.205	1.32	0.21	2.99	0.63
8+894	0.6	23.0	0.03	0.27	0.76	0.36	0.02	2.99	0.06
8+720	0.9	29.85	0.03	0.27	0.76	0.36	0.02	2.99	0.06
4+850	0.8	21.0	0.04	0.15	0.82	0.18	0.01	3.01	0.03
2+750	0.8	26.5	0.03	0.08	0.76	0.11	0.02	3.11	0.03

De los resultados obtenidos se aprecia que en la estructura ubicada en el km 9 + 618 se presenta el mayor remanso, siendo este de 1.20 m- que es igual a la altura de libre bordo que se esta proponiendo en la sección tipo. Sin embargo en esta zona las margenes naturales del río presentan alturas mayores que las propuestas, por lo que respetando las alturas de bordo que den las márgenes naturales, el cauce tiene la capacidad hidráulica requerida.

PROYECTO RECONSTRUCCION Y ENLACE VIAL DEL RIO CAYAN

ESTUDIO DE LINEAS VIALS ALTERNATIVAS

FORMA DE ANCHO 19.50

SECCION TYPICA

E.C. 2010

PL DE A	ESTACION (m)	ALICATA (m)	RUMBO GR. MIN. SEG.	DEFLECCION GR. MIN. SEG.	ORDENADA X	ORDENADA Y	GRADO DE CURVATURA	LONGITUD (m)	ESTACION (m)	PI KILOMETRAJE	PC	PT
1	0.00	0.00			1000.00	1000.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	4.71	78.81	95	22 12	1338.40	996.20	0	0.00	0.00	0.00	338.42	338.42
3	9.42	157.61			1669.00	976.00	0	0.00	0.00	0.00	676.84	676.84
4	14.13	236.42	116	14 48	1910.60	911.00	0	0.00	0.00	0.00	1015.26	1015.26
5	18.84	315.22	207.54	27 27	2152.20	846.00	0	0.00	0.00	0.00	1353.68	1353.68
6	23.55	394.03	342.78	31 11	2393.80	826.00	0	0.00	0.00	0.00	1692.10	1692.10
7	28.26	472.83	478.02	27 27	2635.40	837.00	0	0.00	0.00	0.00	2030.52	2030.52
8	32.97	551.64	543.26	16 14	2877.00	827.00	0	0.00	0.00	0.00	2368.94	2368.94
9	37.68	630.44	628.50	12 12	3118.60	848.00	0	0.00	0.00	0.00	2707.36	2707.36
10	42.39	709.25	704.74	14 14	3360.20	899.00	0	0.00	0.00	0.00	3045.78	3045.78
11	47.10	788.05	783.54	14 14	3601.80	950.00	0	0.00	0.00	0.00	3384.20	3384.20
12	51.81	866.86	862.35	14 14	3843.40	1001.00	0	0.00	0.00	0.00	3722.62	3722.62
13	56.52	945.66	941.15	14 14	4085.00	1052.00	0	0.00	0.00	0.00	4061.04	4061.04
14	61.23	1024.47	1019.96	14 14	4326.60	1103.00	0	0.00	0.00	0.00	4399.46	4399.46
15	65.94	1103.27	1098.76	14 14	4568.20	1154.00	0	0.00	0.00	0.00	4737.88	4737.88
16	70.65	1182.08	1177.55	14 14	4809.80	1205.00	0	0.00	0.00	0.00	5076.30	5076.30
17	75.36	1260.88	1255.34	14 14	5051.40	1256.00	0	0.00	0.00	0.00	5414.72	5414.72
18	80.07	1339.69	1334.10	14 14	5293.00	1307.00	0	0.00	0.00	0.00	5753.14	5753.14
19	84.78	1418.49	1412.90	14 14	5534.60	1358.00	0	0.00	0.00	0.00	6091.56	6091.56
20	89.49	1497.30	1491.71	14 14	5776.20	1409.00	0	0.00	0.00	0.00	6430.00	6430.00
21	94.20	1576.10	1570.51	14 14	6017.80	1460.00	0	0.00	0.00	0.00	6768.42	6768.42
22	98.91	1654.91	1649.32	14 14	6259.40	1511.00	0	0.00	0.00	0.00	7106.84	7106.84
23	103.62	1733.71	1728.12	14 14	6501.00	1562.00	0	0.00	0.00	0.00	7445.26	7445.26
24	108.33	1812.52	1806.93	14 14	6742.60	1613.00	0	0.00	0.00	0.00	7783.68	7783.68
25	113.04	1891.32	1885.74	14 14	6984.20	1664.00	0	0.00	0.00	0.00	8122.10	8122.10
26	117.75	1970.13	1964.55	14 14	7225.80	1715.00	0	0.00	0.00	0.00	8460.52	8460.52
27	122.46	2048.93	2043.36	14 14	7467.40	1766.00	0	0.00	0.00	0.00	8798.94	8798.94
28	127.17	2127.74	2122.17	14 14	7709.00	1817.00	0	0.00	0.00	0.00	9137.36	9137.36
29	131.88	2206.54	2200.97	14 14	7950.60	1868.00	0	0.00	0.00	0.00	9475.78	9475.78
30	136.59	2285.35	2279.78	14 14	8192.20	1919.00	0	0.00	0.00	0.00	9814.20	9814.20
31	141.30	2364.15	2359.19	14 14	8433.80	1970.00	0	0.00	0.00	0.00	10152.62	10152.62
32	146.01	2442.96	2438.20	14 14	8675.40	2021.00	0	0.00	0.00	0.00	10491.04	10491.04
33	150.72	2521.76	2517.24	14 14	8917.00	2072.00	0	0.00	0.00	0.00	10829.46	10829.46
34	155.43	2600.57	2596.05	14 14	9158.60	2123.00	0	0.00	0.00	0.00	11167.88	11167.88
35	160.14	2679.37	2675.06	14 14	9400.20	2174.00	0	0.00	0.00	0.00	11506.30	11506.30
36	164.85	2758.18	2754.06	14 14	9641.80	2225.00	0	0.00	0.00	0.00	11844.72	11844.72
37	169.56	2836.98	2833.06	14 14	9883.40	2276.00	0	0.00	0.00	0.00	12183.14	12183.14
38	174.27	2915.79	2912.06	14 14	10125.00	2327.00	0	0.00	0.00	0.00	12521.56	12521.56
39	178.98	2994.59	2991.06	14 14	10366.60	2378.00	0	0.00	0.00	0.00	12860.00	12860.00
40	183.69	3073.40	3070.06	14 14	10608.20	2429.00	0	0.00	0.00	0.00	13198.42	13198.42
41	188.40	3152.20	3149.02	14 14	10849.80	2480.00	0	0.00	0.00	0.00	13536.84	13536.84
42	193.11	3231.01	3228.18	14 14	11091.40	2531.00	0	0.00	0.00	0.00	13875.26	13875.26
43	197.82	3309.81	3307.14	14 14	11333.00	2582.00	0	0.00	0.00	0.00	14213.68	14213.68
44	202.53	3388.62	3386.16	14 14	11574.60	2633.00	0	0.00	0.00	0.00	14552.10	14552.10
45	207.24	3467.42	3465.18	14 14	11816.20	2684.00	0	0.00	0.00	0.00	14890.52	14890.52
46	211.95	3546.23	3544.14	14 14	12057.80	2735.00	0	0.00	0.00	0.00	15228.94	15228.94
47	216.66	3625.03	3623.14	14 14	12299.40	2786.00	0	0.00	0.00	0.00	15567.36	15567.36
48	221.37	3703.84	3702.14	14 14	12541.00	2837.00	0	0.00	0.00	0.00	15905.78	15905.78
49	226.08	3782.64	3781.14	14 14	12782.60	2888.00	0	0.00	0.00	0.00	16244.20	16244.20
50	230.79	3861.45	3860.14	14 14	13024.20	2939.00	0	0.00	0.00	0.00	16582.62	16582.62

CONCLUSIONES

El desarrollo urbano de los centros de población del País se han dado sin tener control alguno, aun cuando se cuenta con planes para dicho desarrollo, lo que ha provocado que los asentamientos urbanos se den irregularmente y que la época de estiaje que se llega a presentar por 2, 3 o más años en algunas regiones, den confianza a los pobladores para que estos invadan las margenes de los ríos, desplantando sus viviendas en zonas peligrosas, sin respetar los derechos de vía correspondientes.

Estas condiciones se dieron en la localidad de Cotija de la Faz, Michoacán, la cual es atravesada por el río del mismo nombre.

La problemática principal del río Cotija consiste principalmente en que este presenta una capacidad hidráulica reducida en comparación con los gastos que arrojan periodos de retorno arriba de 1.4 años, lo que estadísticamente demuestra que dicha capacidad sea rebasada frecuentemente y esto provoque daños a las poblaciones y centros de cultivo que el río Cotija atraviesa en su recorrido, desde su nacimiento hasta su descarga en la Laguna San Juanico.

Si bien las obras para protección de poblaciones se realizan con periodos de retorno de 25 años o más, en este caso el diseño se realizó para un periodo de retorno de 5 años, ya que de no ser así y optar por un gasto de diseño asociado a un periodo de retorno mayor, las obras requeridas implicarían afectar dentro de la localidad de Cotija de la Faz las viviendas que se encuentran desplantadas en las margenes del río en aproximadamente 3 Ha, y así tener el claro que se requiere para alojar la sección resultante de acuerdo a la pendiente disponible. Adicionalmente habría que demoler y reponer a su vez los cinco puentes que dentro de la localidad de Cotija sirven para comunicación de ambas margenes, ya que estos cuentan con una capacidad hidráulica que escasamente aloje el gasto para un periodo de retorno de 5 años.

Se deja como alternativa el buscar aguas arriba de la localidad de Cotija un vaso que regule el pico del gasto asociado a un periodo de retorno de 25 años durante el tiempo que dure la avenida (para obtener el volumen a regular). Así como el desarrollar la zona de la descarga a la Laguna San Juanico.

BIBLIOGRAFIA

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, HIDROTECNIA"

TEMA 1. CAPITULOS:

5. RELACION ENTRE PRECIPITACION Y ESCURRIMIENTO, 1980.
6. ANALISIS ESTADISTICO, 1980.
TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS

TEMA 2. CAPITULOS:

11. HIDRAULICA FLUVIAL, 1980.

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS

BOLETIN HIDROLOGICO DE LA REGION 16, DEL BAJO RIO BALSAS

VEN TE CHOW, Ph.D. "HANDBOOK OF APPLIED HYDROLOGY",
EDITOR IN CHIEF. Mc GRAW HILL BOOK Co., 1964.

VEN TE CHOW, HIDRAULICA DE LOS CANALES ABIERTOS,
EDITORIAL DIANA, 1983.

DARL C. SIMONS AND EVAT SENTURK, "SEDIMENTO TRANSPORT
TECHNOLOGY - WATER RESOURCES PUBLICATIONS FOR COLLINS,
COLORADO 80502, USA, 1977.

INTRODUCTION TO RIVER ENGINEERING BY PROF. JOSE ANTONIO
MARIA ALVAREZ. UNIVERSITA ITALIANA PER STRANIERI,
ADVANCED COURSE ON WATER RESOURCES MANAGEMENT. PERUGIA,
ITALIA. MARZO, 1987.