

202



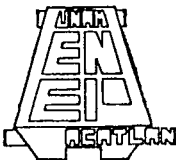
**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"**

"DISEÑO ESTRATEGICO DE DRENAJE COMO SOLUCION AL
PROBLEMA DE INUNDACIONES QUE AFECTA A LA NUEVA
ZONA URBANA DE PUERTO VALLARTA, JALISCO"

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
LUCAS PEREZ, TOMAS



ACATLAN, EDO. DE MEX.

1994

**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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

P.I.C.- 165/94

SR. LUCAS PEREZ TOMAS
ALUMNO DE LA CARRERA DE
INGENIERIA CIVIL.
P R E S E N T E .

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 2 de octubre de 1991, me complace notificarle que esta Jefatura del Programa tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "DISEÑO ESTRATEGICO DE DRENAJE COMO SOLUCION AL PROBLEMA DE INUNDACIONES QUE AFECTA A LA NUEVA ZONA URBANA DE PUERTO VALLARTA, JALISCO", el cual se desarrolla como sigue:

- INTRODUCCION.
- I.- ANTECEDENTES.
- II.- RECOPIACION Y ANALISIS DE INFORMACION.
- III.- ESTUDIO HIDROLOGICO.
- IV.- SISTEMA ACTUAL DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.
- V.- SOLUCION AL PROBLEMA DE INUNDACIONES.
- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.
- BIBLIOGRAFIA.

Así mismo fue designado como asesor de tesis ING. HERMENEGILDO ARDOS SERRANO.

Pido a usted tomar nota que en cumplimiento de la especificado en la ley de profesiones, deberá prestar su Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar exámen profesional así como en la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título de trabajo realizado, esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

Sin más por el momento, aprovecho la oportunidad de enviarle un cordial

ATENTAMENTE .
"FOR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
ACATLÁN, EDO. DE MEX., A 14 DE JULIO DE 1994



ENEP-ACATLÁN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA

ING. CARLOS ROSALES AGUILAR
JEFE DEL PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

CRA*ehs

AGRADECIMIENTOS

Mis más sincero agradecimiento a la Universidad Nacional Autónoma de México, en particular a la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán, por haberme proporcionado la oportunidad de formarme profesionalmente en sus aulas.

A mis profesores, por haberme brindado su tiempo, sus atenciones y sus conocimientos, de forma esmerada y desinteresada.

Al Ing. J. Carlos Orozco y Orozco y al Ing. Manuel R. Vazquez Tirado, por la información proporcionada, apoyo técnico y facilidades brindadas para el buen desarrollo del presente trabajo.

Al honorable jurado, por sus comentarios y observaciones :

Ing. Salvador Acevedo Márquez.
Ing. Alejandro Gómez Jiménez.
Ing. Jesus Humberto Torres Feria.
Ing. Roberto Gómez Moure.

En especial al Ing. Hermenegildo Arcos Serrano asesor del presente trabajo.

A G R A D E C I M I E N T O S

A mis padres, María del Carmen y Nicéforo, que con su amor, dedicación y ejemplo me han dado una norma de vida y conducta.

A mis hermanos, José Cleofas, Berenice y Alfredo, por el cariño, apoyo y respeto que nos hemos brindado mutuamente.

A mis amigos y familiares, por el desinteresado apoyo que nos hemos brindado mutuamente.

Y a todas las personas, que me ayudarán de alguna manera, a través del tiempo en la realización de este objetivo.

Tomás Lucas Pérez.

INDICE

FABINA

INTRODUCCION

1.	ANTECEDENTES	4
1.1	DESCRIPCION DEL AREA DE ESTUDIO	7
II.	RECOPIACION Y ANALISIS DE INFORMACION	11
2.1	RECOPIACION DE LA INFORMACION EXISTENTE	12
2.2	ANALISIS ESTADISTICO PLUVIOMETRICO	21
2.3	ANALISIS ESTADISTICO HIDROMETRICO	28
2.4	CARACTERISTICAS GENERALES DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO.....	33
III.	ANALISIS HIDROLOGICO	52
3.1	ASPECTOS GENERALES	53
3.2	SELECCION DEL PERIODO DE RETORNO	55
3.3	RELACION LLUVIA - ESCURRIMIENTO	70
3.4	OBTENCION DE GASTOS DE DISEÑO UTILIZANDO REGISTROS PLUVIOMETRICOS	74
3.5	OBTENCION DE GASTOS DE DISEÑO UTILIZANDO REGISTROS HIDROMETRICOS	81
3.6	GASTOS DE DISEÑO	83
IV.	SISTEMA ACTUAL DE ALCANTARILLADO PLUVIAL	85
4.1	ANTECEDENTES	86
4.2	FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO	86
4.3	ANALISIS HIDRAULICO	91
4.4	RESULTADO DEL ANALISIS HIDRAULICO	94

	PAGINA
V. SOLUCIONES AL PROBLEMA DE INUNDACIONES	107
5.1 PARAMETROS DE DISEÑO	108
5.2 DISEÑO HIDRAULICO	112
5.3 MODIFICACIONES PROPUESTAS.....	120
5.4 CATALOGO DE CONCEPTOS DE OBRA.....	132
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	140
BIBLIOGRAFIA	144

INDICE DE TABLAS

NO.	TITULO	PAGINA
2.1	Tabla resumen climatológica "La Desembocada".....	14
2.2	Tabla resumen climatológica "Mascota".....	15
2.3	Tabla resumen climatológica "Puerto Vallarta".....	16
2.4	Relación de registros de precipitación máxima en 24 horas de las estaciones en estudio.....	22
2.5	Ordenamiento y probabilidad de ocurrencia de los registros recopilados (espacio muestral).....	23
2.6	Precipitaciones máximas esperadas en 24 horas para diferentes periodos de retorno, en la estación "Puerto Vallarta".....	27
2.7	Gastos máximos registrados en las estaciones hidrométricas de la zona de estudio	28
2.8	Ordenamiento y probabilidad de ocurrencia de los registros hidrométricos recopilados (espacio muestral)	29
2.9	Gastos máximos esperados en las estaciones hidrométricas de la zona de estudio	30
2.10	Gastos máximos esperados en las estaciones hidrométricas de la zona de estudio, en base al Método de Nash	33
2.11	Pendiente media de las Cuencas en estudio	36
2.12	Áreas de influencia de los polígonos de THIESEN en la zona de estudio	46
2.13	Tiempos de concentración de las cuencas en estudio.	50
2.14	Características generales de las cuencas de estudio	51
3.1	Intensidades de precipitación esperadas para la hora deseada (tc), obtenidos con base del método de la envolvente de registros mundiales de lluvia..	61
3.2	Descripción estadística de los valores de lluvia y de escurrimientos máximos esperados	63

INDICE DE TABLAS

NO.	TITULO	PAGINA
3.3	Variación del costo de construcción de un ducto para diferentes periodos de retorno	66
3.4	Indicadores de beneficio y costo	67
3.5	Cálculo de gastos picos esperados, obtenidos con el Método de Hidrograma Unitario Triangular	74
3.6	Intensidades de precipitación esperadas para la hora deseada (tp), obtenidas con base en el Método de la envolvente de registros mundiales de lluvia..	78
3.7	Cálculo de gastos de diseño para Tr = 10 años con base del Método del Hidrograma Unitario Triangular.	79
3.8	Cálculo de gastos de diseño para Tr = 50 años con base del Método del Hidrograma Unitario Triangular.	80
3.9	Cálculo de gastos de diseño esperados para la estación Carrinches en base al Método del Hidrograma Unitario Triangular	81
3.10	Cálculo de los gastos de diseño empleando Registros Hidrométricos	83
3.11	Gastos de diseño de los cauces localizados en la nueva zona urbana de Puerto Vallarta.....	84
4.1	Cálculo de los gastos máximos transitables en las estructuras existentes	95
5.1	Relación de datos hidráulicos resultantes de las estructuras modificadas, diseño hidráulico	128

INDICE DE FIGURAS

CLAVE	CONCEPTO	PAGINA
1.1	Ubicación de los cruces de los arroyos con la vialidad de Ingreso Norte en la ciudad de Puerto Vallarta, Jalisco	8
1.2	Localización del municipio de Puerto Vallarta en el estado de Jalisco	9
2.1	isoyetas medias anuales (1931-1970)	18
2.2	isoyetas del 29 de agosto al 16 de septiembre de 1971	19
2.3	isoyetas del 9 al 16 de octubre de 1971	20
2.4	Cuencas de escurrimiento a la zona urbana de Puerto Vallarta	37
2.5	Cuencas de escurrimiento de los ríos Pitillal y Mascota	38
2.6a	Pendiente media del río Mascota (Estación Corrinches)	41
2.6b	Pendiente media del río Mascota (Estación Desembocada)	41
2.6c	Pendiente media de la Vena Los Tules	42
2.6d	Pendiente media del Río Pitillal	42
2.6e	Pendiente media de la Vena Santa María	43
2.6f	Pendiente media de la Vena Las Glorias	43
2.6g	Pendiente media del Arroyo Camarones	44
2.6h	Pendiente media de la Vena Santa Elena	44
2.7	Polígonos de THIESSSEN en la zona de estudio	47
3.1	Presentación de los resultados del análisis del método del D.D.F. para la obtención del período de retorno más adecuado	57
3.2	Envolvente de registros mundiales de lluvia aplicados a un período de retorno de 25 años.....	60

INDICE DE FIGURAS

CLAVE	CONCEPTO	PAGINA
3.3	Variación del costo de un ducto con respecto a diferentes gastos	69
3.4	Presentación de los resultados del análisis para la obtención de los períodos de retorno	69
3.5	Método del Hidrograma Unitario Triangular	75
3.6	Envolvente de registros mundiales de lluvia aplicado a un período de retorno de 25 años	77
4.1	Estado actual del cruce del Arroyo Camarones con la avenida de Ingreso Norte, km 0+200, margen derecha, aguas arriba	97
4.2	Estado actual del cruce del Arroyo Camarones con la avenida de Ingreso Norte km 0 +200, margen izquierda, aguas abajo	97
4.3	Estado actual del cruce de la Vena Santa Elena con la avenida de Ingreso Norte, km 0+809, margen derecha, aguas arriba	98
4.4	Andador del Hotel Bugambillas Sheraton, en donde se localiza el ducto de la Vena Santa Elena km 0+809, margen izquierda	98
4.5	Desembocadura de la Vena Santa Elena en la playa del Hotel Bugambillas Sheraton, margen derecha, aguas arriba	99
4.6	Estado actual del cruce de la Vena Santa María con la vialidad de Ingreso Norte, km +1230, margen derecha, aguas arriba	99
4.7	Estado actual del cruce de la Vena Santa María con la avenida de Ingreso Norte, km 1+230, margen izquierda, aguas abajo.....	100
4.8	Estado actual del cruce de la Vena Las Glorias con la avenida de Ingreso Norte, km 1+742, margen derecha, aguas arriba	100
4.9	Calle de Niza en donde escurre actualmente el cauce de la Vena Las Glorias, margen izquierda de la avenida de Ingreso Norte, aguas abajo	101

INDICE DE FIGURAS

CLAVE	CONCEPTO	PAGINA
4.10	Estado actual del cruce de la Vena Los Tules con la avenida de Ingreso Norte, km 2+226, margen derecha, aguas arriba	101
4.11	Estado actual del cruce de la Vena Los Tules con la avenida de Ingreso Norte, km 3+192, margen izquierda, aguas abajo	102
4.12	Estado actual del cruce del Río Pitillal con la avenida de Ingreso Norte, km 3+192, margen izquierda, aguas abajo	102
4.13	Restitución fotogramétrica en la desembocadura del Río Pitillal	103
4.14	Vista aérea del cauce actual del Río Pitillal (Descarga)	104
4.15	Áreas afectadas por los desbordamientos del Río Pitillal en época de avenidas	105
5.1	Obtención de los peraltes máximos para los cruces	111
5.2	Curvas de energía específica	118
5.3	Ubicación de los bordos propuestos para el encauzamiento del Río Pitillal	129
5.4	Sección rectificadora del Río Pitillal	130

INDICE DE PLANOS

NO.	TITULO	CAPITULO
PLANOS TOPOGRAFICOS		
1	Arroyo Camarones	IV
2	Vena Santa Elena	IV
3	Vena Santa Maria	IV
4	Vena Las Glorias	IV
5	Vena Los Tules	IV
PLANOS DE DISEÑO		
1	Arroyo Camarones	V
2	Vena Santa Elena	V
3	Vena Santa Maria	V
4	Vena Las Glorias	V
5	Vena Los Tules	V
6	Río Pitillal	V

NOMENCLATURA

T_r	Periodo de retorno, en años.
L	Longitud, en m.
S	Pendiente, en enteros.
C	Coefficiente de Escurrimiento, adimensional.
i	Intensidad de lluvia, en mm/hr.
A	Area hidráulica, en m^2 .
n	Coefficiente de rugosidad, adimensional.
R	Radio hidráulico, en m.
P	Perimetro mojado, en m.
b	Ancho de plantilla, en m.
V	Velocidad, en m/seg.
k	Talud, adimensional.
Q	Gasto, en m^3 /seg.
Fr	Número de Froude, adimensional.
U	Profundidad hidráulica, en m.
h	Carga estática, en m.
q_p	Gasto pico, en m^3 /seg/mm
t_p	Tiempo pico, en Hrs.
t_b	Tiempo base, en Hrs.
t_r	Tiempo de retraso, en Hrs.
t_c	Tiempo de concentración, en Hrs.
e	Base de los logaritmos naturales

INTRODUCCION

La insuficiencia económica del país aunado al crecimiento desmedido y mal planeado de las poblaciones más importantes del país, ha ocasionado que los servicios que conforman la infraestructura urbana sean cada vez más insuficientes.

Adecuar dichos servicios a las actuales necesidades urbanas implica efectuar grandes inversiones, las que por lo general resultan difíciles de realizar. Por tal motivo se elaboran numerosos estudios que tratan de aprovechar al máximo los recursos existentes. Diferentes organismos en coordinación con distintas instituciones se encargan de promover, coordinar e implantar acciones que permitan mejorar los sistemas que conforman la infraestructura urbana del país.

Del conjunto de ciudades que han tenido un crecimiento acelerado en los últimos años, destacan las consideradas como centros turísticos, debido al impulso de la iniciativa privada y del Gobierno Federal, esto ha traído consigo que sus manchas urbanas se expandan con mayor rapidez y que los servicios urbanos sean cada vez más insuficientes, este es el caso de la ciudad de Puerto Vallarta, en el estado de Jalisco. En esta ciudad la mancha urbana se ha expandido principalmente al noroeste, provocando que la infraestructura hidráulica sea insuficiente; dicho crecimiento ha traído como consecuencia que las condiciones originales de las cuencas de los arroyos que drenan al mar se alteren y que la urbanización provoque que los volúmenes escurridos se incrementen

y por ende los gastos máximos de las avenidas, provocando un sinnúmero de molestias y afectaciones a causa de las frecuentes inundaciones localizadas a lo largo de la Vialidad de Ingreso Norte.

El Gobierno Estatal a través del Fideicomiso de la ciudad tiene como objetivo principal el de adecuar los servicios de la infraestructura urbana a la nueva zona de Puerto Vallarta.

**CAPITULO I
ANTECEDENTES**

EL desarrollo hotelero que se ha presentado en la ciudad de Puerto Vallarta, ha tenido mayores proporciones en su zona noroeste, propiciando que la mancha urbana se expanda e invada las áreas de inundación de los arroyos que drenan al mar.

Dado el cambio de uso de suelo, de rural a urbano, se ha vuelto necesario drenar con seguridad dichos arroyos, estos se ubican en la zona oriente de la Avenida de Ingreso Norte, avenida de mayor importancia en la ciudad. Esta corre paralela a la costa, cruzando de forma natural los escurrimientos que drenan al mar y comunicando a la antigua zona de Puerto Vallarta con el Puerto Aéreo. Actualmente la avenida cuenta con seis cruces, los cuales no cubren las demandas de los escurrimientos, ya que ocasionan remansos e inundaciones, debido a que su diseño se realizó en base a criterios aplicables a zona rurales, con periodos de retorno reducidos, convirtiendo a la Avenida de Ingreso en el principal obstáculo que impide el buen desalojo de los escurrimientos.

Aunado a esta situación los arroyos que drenan a la antigua zona sur; tales como Panteón Uno, Panteón Dos, Camarones y Arroyo sin nombre, figura No. 2.4, han sido canalizados a la Vena Santa María, obra que se encuentra en condiciones similares a las anteriores.

Actualmente la Avenida de Ingreso cuenta con cuatro carriles de circulación, dos por cada sentido. Dada la importancia de dicha

avenida se ha proyectado ampliar de cuatro a ocho carriles, siendo cuatro para cada sentido, proyecto del que se tiene información, consistente en planos de trazo, de perfiles y de secciones perpendiculares.

Tomando como base el nuevo kilometraje de la Avenida de Ingreso se procedió a ubicar los cruces en estudio, siendo los siguientes:

1) Arroyo Camarones, cerca del inicio de la vialidad, km 0+200; 2) La Vena Santa Elena, al costado norte del Hotel Bugambillas Sheraton, km 0+809; 3) La Vena Santa María, en el entronque con el libramiento, km 1+230; 4) La Vena las Glorias, en la plaza las Glorias, km 1+742; 5) La Vena los Tules, al costado norte del edificio del IMSS, km 2+226 y 6) El Río Pitillal, a la margen de la actual zona urbana, km 3+192, siendo este el cauce de mayor importancia, dado el volumen de agua que puede conducir. Figura No 1.1.

OBJETIVOS

Determinar la magnitud de los caudales que pueden pasar por los escurrimientos en estudio, asociándolos a los períodos de retorno adecuados a una zona urbana.

Revisar las condiciones actuales de las estructuras para el paso de estos caudales. Proponer las modificaciones necesarias para que las estructuras operen en forma segura y funcional.

1.1 Descripción del área de estudio.

- Localización.

El estado de Jalisco se ubica en la zona central poniente del país, en el Pacífico Centro, está limitado al norte por los estados de Nayarit y Zacatecas; al oriente por los estados de Guanajuato y Michoacán; al sur por los estados de Michoacán y Colima, y al Poniente por el Océano Pacífico. Figura No. 1.2.

Puerto Vallarta se localiza entre los meridianos $105^{\circ}12'00''$ y $105^{\circ}10'00''$ de longitud oeste y entre los paralelos $20^{\circ}35'00''$ y $20^{\circ}39'00''$ de latitud norte. La ciudad es cabecera municipal del municipio del mismo nombre, esta se localiza al noroeste del estado de Jalisco, ubicándose a 301 km al poniente de la ciudad de Guadalajara; esta comunicado por la carretera federal que comunica al noroeste con Tepic, Nayarit y al sur con Manzanillo, Colima.

El municipio limita al norte con el municipio de San Sebastián del Oeste; al este con el municipio de Mascota; al sureste con el municipio de Talpa de Allende y al suroeste con el municipio de Cabo Corrientes, Figura No. 1.2, su extensión geográfica es de $1,430 \text{ km}^2$, conteniendo una población de 111,175 habitantes según cifras preliminares del censo de 1990.

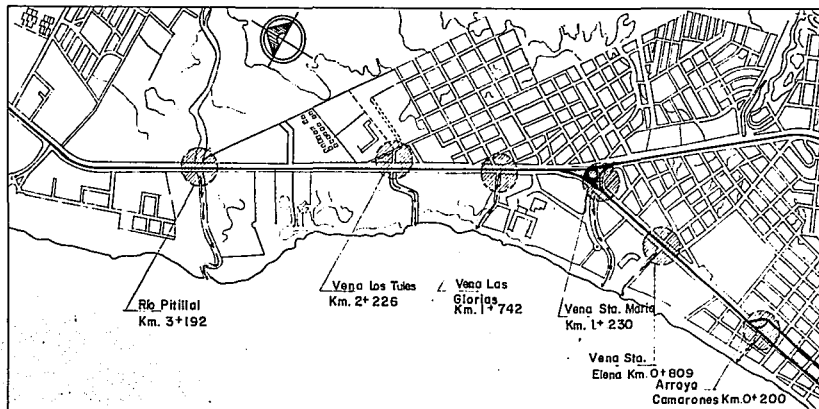


FIGURA No 1.4 UBICACION DE LOS CRUCES DE LOS ARROYOS CON LA AVENIDA DE INGRESO NORTE EN LA CIUDAD DE PUERTO VALLARTA, JALISCO.

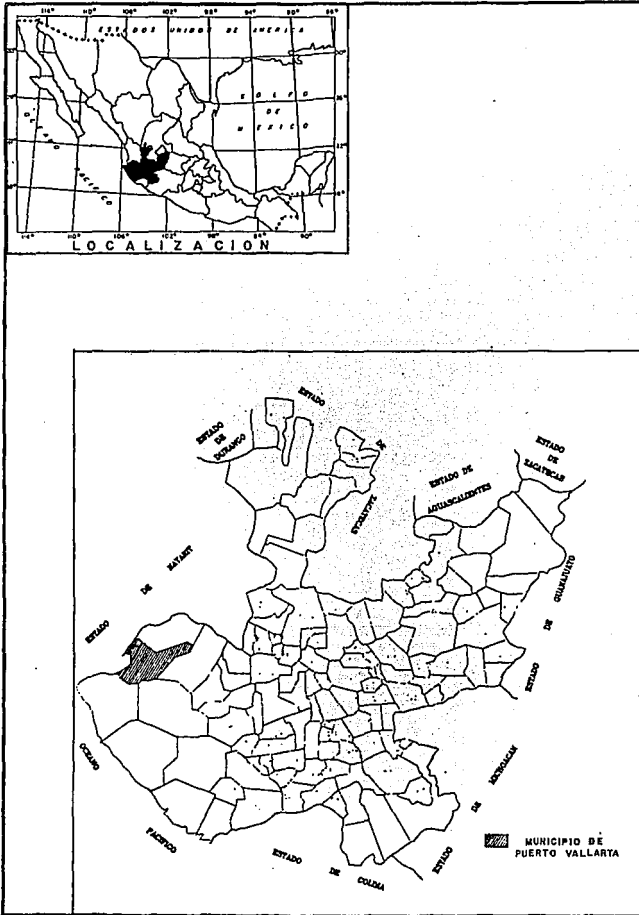


FIGURA No 1.2 LOCALIZACION DEL MUNICIPIO DE PUERTO VALLARTA EN EL ESTADO DE JALISCO.

- **Clima y Lluvia media anual.**

El clima predominante es cálido y sub-húmedo con lluvias en verano y otoño; y con régimen menor de lluvias en el mes de Octubre.

La temperatura media anual es de 26°C con una oscilación térmica de 2 a 12°C. La precipitación anual promedio es de 2,050 mm, presentandose dichas precipitaciones en forma moderada sin granizo y con un número reducido de tormentas eléctricas.

- **Hidrografía**

Los principales rios que conforman la hidrografía de la zona son: el río Mascota, afluente del río Ameca, el río Pitillal al norte y el río Cuale en el sur de la ciudad.

- **Orografía**

La Sierra Madre Occidental atraviesa el estado de Jalisco, con sus estribaciones forman las sierras del Tigre, las Bufas, Pihuamo, Tapalpa y Jolotán; las más occidentales, como Tapalpa, forman la Bahía Banderas, lugar en donde se localiza la ciudad de Puerto Vallarta.

**CAPITULO II
RECOPIACION Y ANALISIS
DE INFORMACION**

2.1 Recopilación de la información existente.

- Cartografía

La cartografía disponible fue obtenida del INEGI, siendo la siguiente: a) Carta Topográfica Puerto Vallarta, con clave F13-11 y escala 1:250,000; b) Carta Topográfica El Tuito, con clave F13-C-79 y escala 1:50,000 y c) Carta Topográfica Puerto Vallarta, con clave F13-C-69 y escala 1:50,000.

También se dispuso de fotografías aéreas, amplificadas a escala 1:5,000, con sus respectivas restituciones fotogramétricas, información proporcionada por el FIDEICOMISO de Puerto Vallarta.

- Planimetría

Los planos disponibles, que complementan la información topográfica de la zona de estudio, fueron los siguientes: A) planos de proyecto de ampliación de la vialidad de Ingreso Norte; siendo estos planos de plantas, perfiles y secciones transversales y B) planos topográficos a detalle de las estructuras que permiten el paso de los escurrimientos.

- Información Climatológica

Se recopiló la información climatológica de las estaciones del servicio Meteorológico Nacional "La Desembocada", "Mascota" y "Puerto Vallarta", consistente en tablas resumen de temperaturas, precipitación y de frecuencia de elementos y fenómenos especiales, en el período general de datos de 1941 a 1970, tablas 2.1, 2.2 y 2.3.

- Información Pluviométrica

La información pluviométrica de la zona en estudio se obtuvo de las estaciones climatológicas del Servicio Meteorológico Nacional, cercanas a la ciudad de Puerto Vallarta, siendo estas: "La Desembocada", "Mascota", "Corrinches", "El Tuito" y "Puerto Vallarta". Los datos recopilados son referentes a las precipitaciones máximas registradas en 24 horas; no se tiene información registrada de tormentas, debido a que dichas estaciones solo cuentan con pluviómetros.

SECRETARÍA DE AGRICULTURA Y GANADERÍA
DIRECCIÓN GENERAL DE GEOGRAFÍA Y METEOROLOGÍA

NORMALES CLIMATOLÓGICAS

ESTACION CLAVE 13-0447 LA DESEMBOCADA, PUERTO VALLARTA, JAL.
LATITUD (N) 20-44 LONGITUD (W) 105-09 ALTITUD 60 MSNM DRG. S.R.H.M.

PARAMETROS		AGO	SEPT	OCT	NOV	DIC	ANUAL								
TEMPERATURAS															
MÁXIMA EXTREMA	9	35.0	36.5	36.0	36.5	36.5	37.5	37.5	38.5	36.0	36.5	37.5	37.5	38.5	38.5
-FECHA (DIA/MO)		17/65	07/68	V5/69	V5/75	V5/75	08/63	16/65	13/67	24/63	21/64	13/67	01/65	13/08/67	
MÍNIMO DE MÁXIMA	9	25.9	29.8	25.9	32.1	33.5	33.2	33.5	33.4	33.2	33.2	32.9	30.4	34.0	
MEDIA	9	22.5	22.7	22.8	24.7	26.9	28.5	28.5	28.5	28.4	27.7	26.0	23.7	25.8	
PLUMBO DE MÍNIMA	9	15.1	15.7	15.8	17.3	20.4	23.5	23.6	23.7	23.6	22.2	19.1	17.0	19.7	
MÍNIMA EXTREMA	9	10.0	10.0	8.0	12.5	14.5	15.5	20.0	21.5	21.0	17.0	13.0	11.1	8.0	
-FECHA (DIA/MO)		07/67	V5/67	17/69	07/62	03/67	03/69	10/65	24/63	13/68	24/65	26/64	31/62	17/09/69	
OSCILACION	9	14.8	14.1	14.1	14.8	13.1	9.7	9.9	9.7	9.6	11.0	13.9	13.4	12.3	
PRECIPITACION															
TOTAL	20	16.8	4.2	9.0	12.7	7.3	162.9	278.6	260.4	236.0	102.6	11.7	17.4	1341.4	
MÁXIMA	20	81.2	49.0	136.4	188.8	111.1	502.9	832.6	519.4	613.5	212.5	115.3	10.2	813.5	
-FECHA (AÑO)		61	66	68	59	56	59	55	69	51	67	58	65	09/51	
MÁXIMA DEL MES EN 24 HRS.	20	81.7	29.5	64.0	111.6	52.4	104.5	122.2	127.3	162.5	45.5	38.0	30.6	162.5	
-FECHA (DIA/MO)		22/61	08/66	03/68	18/59	12/56	21/56	13/51	17/51	04/62	03/63	26/58	02/65	06/09/62	
MÍNIMA	20	0.2	0.7	7.1	2.5	1.4	6.6	115.0	148.6	73.5	24.0	2.0	1.4	0.2	
-FECHA (AÑO)		64	56	51	65	52	55	62	63	53	70	59	65	01/64	
EVAPORACION	7	100.7	118.3	148.5	191.1	220.2	179.0	139.5	127.0	125.4	117.8	108.4	84.9	1678.8	
VISIBILIDAD DOMINANTE	19	8	5	8	9	8	5	5	5	5	5	8	8	8	
FRECUENCIA DE ELEMENTOS Y FENOMENOS ESPECIALES															
M.M. DIAS CON LLUVIAS APREC.	20	1.10	1.05	0.50	0.60	0.50	10.90	19.15	17.10	16.10	7.20	1.05	2.00	77.25	
M.M. DIAS CON LLUVIAS IMP.	20	1.90	1.45	0.60	0.65	1.05	3.50	2.25	3.10	2.55	1.95	1.10	2.35	22.05	
M.M. DIAS DESPEGADOS	20	20.20	17.25	21.75	21.65	21.95	7.20	4.95	6.75	6.15	15.75	20.10	11.40	181.08	
M.M. DIAS MEDIO NUBLADOS	20	5.75	4.95	5.30	5.80	6.80	9.70	12.45	10.68	10.70	8.25	6.50	6.65	95.53	
M.M. DIAS NUBLADOS/DESARADO	20	5.05	4.05	3.45	2.55	2.25	13.10	13.60	13.57	13.15	7.00	3.40	6.95	86.82	
M.M. DIAS CON ARDOR	20	3.00	3.85	1.45	0.75	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.85	0.00	0.00	14.40	
M.M. DIAS CON GRANIZO	20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
M.M. DIAS CON HIELOS	20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
M.M. DIAS CON TEMP. ELEC.	20	0.10	0.00	0.00	0.05	0.00	1.35	3.05	3.84	1.25	0.75	0.05	0.05	10.49	
M.M. DIAS CON HIEBLA	20	1.60	0.60	0.60	1.40	0.60	4.50	3.55	3.61	3.65	2.10	0.50	0.60	23.01	
M.M. DIAS CON NEVADA	20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

TABLA No 2.1 TABLA CLIMATOLÓGICA RESUMEN "LA DESEMBOCADA".

SECRETARÍA DE AGRICULTURA Y GANADERÍA
DIRECCIÓN GENERAL DE GEOGRAFÍA Y METEOROLOGÍA

NORMALES CLIMATOLÓGICAS

ESTACION CLAYE 13-0410 MASCOTA, MASCOTA, JAL.

LATITUD (N) 20-31 LONGITUD (W) 104-49 ALTITUD 1235J MSHN GRG. S.M.N.

PERIODO GENERAL DE DATOS DESDE 1941 A 1970

P A R A M E T R O S		AGOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGS	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
TEMPERATURAS															
MAXIMA EXTREMA	22	34.5	33.0	35.5	40.5	40.0	43.0	42.5	38.5	34.0	38.5	34.0	33.0	43.0	
-FECHA (DIARIANA)		09/53	VS/V5	30/69	23/59	07/59	07/52	01/52	VS/V5	VS/V5	31/59	VS/V5	VS/70	07/04/52	
PROBIDAD DE MAXIMA	22	27.0	27.4	29.5	31.9	32.4	31.1	29.3	29.2	29.0	28.7	28.5	27.2	29.3	
MEDIA	22	17.1	17.4	18.9	21.3	22.7	24.1	23.4	23.4	23.2	21.9	19.7	18.1	21.0	
PROBIDAD DE MINIMA	22	7.3	7.8	8.4	10.8	13.1	17.2	17.5	17.7	17.5	15.2	11.0	9.1	12.7	
MINIMA EXTREMA	22	-2.0	-2.5	0.0	3.0	3.0	9.0	11.0	12.0	10.0	4.0	0.5	-2.2	-2.5	
-FECHA (DIARIANA)		02/59	14/50	06/57	VS/V5	02/52	03/57	VS/V5	VS/V5	24/56	30/49	VS/50	12/53	14/02/50	
OSCILACION	22	19.7	20.0	21.1	21.1	19.3	13.9	11.8	11.5	11.5	13.5	17.5	18.1	16.6	
PRECIPITACION															
TOTAL	22	21.0	6.0	11.9	11.7	31.2	196.1	265.4	214.0	183.8	95.4	10.7	19.4	101.7	
MAXIMA	22	134.0	45.4	200.5	142.5	151.0	358.4	399.9	358.0	382.5	172.0	50.3	72.6	399.9	
-FECHA (ANIO)		61	70	68	59	67	61	55	60	55	66	58	53	07/55	
MAXIMA DEL MES EN 24 HAS.	22	80.0	26.0	110.5	40.5	51.0	81.5	93.8	80.0	65.5	53.9	20.0	40.0	110.5	
-FECHA (DIARIANA)		27/61	11/66	04/68	17/59	16/67	20/50	28/55	30/66	10/62	04/53	15/48	12/63	04/03/68	
MINIMA	22	0.3	0.1	0.2	2.0	0.9	34.0	170.5	100.9	70.6	15.2	1.0	0.6	0.1	
-FECHA (ANIO)		57	57	54	63	68	65	49	57	56	70	47	61	02/57	
EVAPORACION	18	113.4	127.1	176.4	206.5	218.9	185.2	154.1	136.4	129.1	138.4	127.5	98.8	1815.2	
VISIBILIDAD DOMINANTE															
FRECUENCIA DE ELEMENTOS Y FENOMENOS ESPECIALES															
NUM. DIAS CON LLUVIAS APREC.	22	1.95	1.21	0.73	0.76	2.05	15.09	22.85	20.13	15.63	8.33	1.47	2.08	92.88	
NUM. DIAS CON LLUVIAS INAP.	22	2.95	2.65	1.95	1.28	2.50	2.00	2.09	2.31	2.40	2.87	2.26	1.95	27.51	
NUM. DIAS DESPEJADOS	22	22.60	22.39	22.39	24.42	21.35	9.71	4.33	5.43	6.36	16.42	22.17	17.20	181.99	
NUM. DIAS MEDIO NUBLADOS	22	6.60	5.65	3.60	3.99	4.70	9.61	10.19	9.72	8.31	8.20	4.91	7.95	85.39	
NUM. DIAS NUBLADO/CERRADO	22	3.76	2.39	2.00	1.61	2.95	10.66	16.47	15.81	15.31	8.16	2.91	5.63	87.88	
NUM. DIAS CON GRANIZO	22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.14	0.09	0.22	0.09	0.04	0.00	0.00	0.63	
NUM. DIAS CON NEBLADAS	22	2.73	1.65	1.04	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.45	1.20	7.44	
NUM. DIAS CON TEMP. ELEC.	22	0.04	0.00	0.00	0.00	0.05	0.52	1.28	1.22	0.54	0.42	0.04	0.04	4.35	
NUM. DIAS CON NIEBLA	22	0.21	0.17	0.21	0.00	0.21	0.95	1.14	0.72	1.00	1.04	0.65	0.16	6.46	
NUM. DIAS CON NEVADA	22	0.00	0.00	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	

TABLA No 2.2 TABLA CLIMATOLÓGICA RESUMEN "MASCOTA".

SECRETARÍA DE AGRICULTURA Y GANADERÍA
DIRECCIÓN GENERAL DE GEOGRAFÍA Y METEOROLOGÍA

NORMALES CLIMATOLÓGICAS

ESTACION CLAVE 13-0414 PUERTO VALLARTA, PUERTO VALLARTA, JAL.

LATITUD (N) 20-37	LONGITUD (W) 105-15	ALTITUD	S MSHN	PERIODO GENERAL DE DATOS DESDE 1961 A 1970											
				ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
TEMPERATURAS															
MAXIMA EXTREMA	29	35.0	36.0	35.0	42.5	43.5	46.0	45.0	42.0	41.0	41.0	37.5	37.5	46.0	
-FECHA (DIA/MES)		07/62	07/62	22/67	30/57	09/66	09/66	07/68	17/68	07/68	03/68	03/66	03/66	09/08/76	
PROMEDIO DE MAXIMA	29	29.4	29.6	29.8	31.0	32.7	33.8	34.7	34.7	34.3	34.3	32.5	30.1	32.2	
MEDIA	29	22.9	23.0	23.2	24.4	26.5	28.3	28.9	28.9	28.7	28.3	26.1	24.0	26.1	
PROMEDIO DE MINIMA	29	16.5	16.4	16.6	17.8	20.4	22.9	23.1	23.1	23.1	22.3	19.8	18.0	20.0	
MINIMA EXTREMA	29	10.0	10.5	10.0	10.5	12.0	16.5	17.0	17.0	17.0	15.0	13.0	9.0	9.0	
-FECHA (DIA/MES)		03/60	03/60	03/60	10/69	05/75	12/66	20/67	11/68	23/66	03/75	05/67	05/12/67		
OSCILACION	29	12.9	13.2	13.2	13.2	12.3	10.9	11.6	11.6	11.2	12.0	12.7	12.1	12.2	
PRECIPITACION															
TOTAL	30	20.5	9.9	8.1	8.5	4.4	234.6	360.2	340.8	338.7	141.9	10.0	14.0	1491.6	
MAXIMA	30	123.5	119.0	141.5	172.7	102.5	572.3	621.5	749.0	644.8	379.0	102.4	92.4	749.0	
-FECHA (AÑO)		47	51	68	59	56	59	70	50	66	67	58	69	68/50	
MAXIMA DEL MES EN 24 HRS.	30	64.5	82.0	76.5	76.5	39.0	155.0	218.5	168.5	162.0	131.5	66.5	41.3	218.5	
-FECHA (DIA/AÑO)		21/61	09/61	04/66	16/59	30/56	24/56	13/51	21/65	06/60	08/67	13/67	05/69	13/05/51	
MINIMA	30	1.0	1.0	1.0	0.1	0.1	33.5	117.0	99.5	100.1	9.5	1.0	0.6	0.1	
-FECHA (AÑO)		45	57	05	48	05	55	46	41	53	70	41	47	02/75	
EVAPORACION															
VISIBILIDAD DOMINANTE															
	27	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	
FRECUENCIA DE ELEMENTOS Y FENOMENOS ESPECIALES															
NUM. DIAS COM LLUVIAS SPREC.	30	1.46	0.86	0.60	0.46	0.50	12.07	17.54	18.13	18.23	7.20	1.26	1.33	78.64	
NUM. DIAS COM LLUVIAS INAP.	30	1.10	0.96	0.70	0.58	0.83	2.67	3.23	3.40	2.83	1.99	0.96	1.15	20.31	
NUM. DIAS DESPEJADOS	30	20.80	19.76	22.56	21.70	20.26	7.28	5.60	7.83	7.43	17.31	20.66	19.03	190.30	
NUM. DIAS MEDIO NUBLADOS	30	3.83	4.16	3.40	3.43	4.24	6.46	10.83	9.76	9.03	5.24	3.40	5.00	71.18	
NUM. DIAS NUBLADO/CERRADO	30	6.26	4.36	5.03	4.66	6.31	14.25	14.56	13.40	13.53	8.44	5.73	6.98	103.69	
NUM. DIAS COM RIGID	28	0.23	0.25	0.14	0.07	0.36	0.20	0.10	0.30	0.36	0.35	0.17	0.30	2.88	
NUM. DIAS COM GRANIZO	29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
NUM. DIAS COM HELADAS	29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
NUM. DIAS COM TEP. ELEC.	29	0.24	0.00	0.00	0.03	0.25	3.38	7.33	9.80	7.06	3.14	0.37	0.06	31.62	
NUM. DIAS COM NIEBLA	29	0.23	0.37	0.72	0.16	0.00	0.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.33	2.07	
NUM. DIAS COM NEVADA	29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

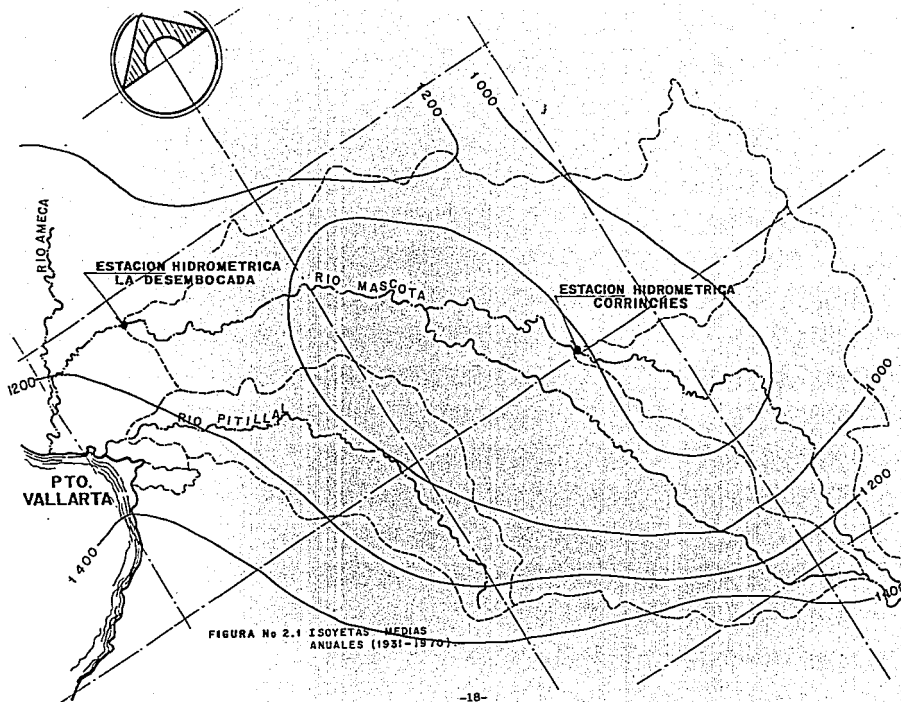
TABLA No 2.3 TABLA CLIMATOLÓGICA RESUMEN "PUERTO VALLARTA".

Complementando esta información, se obtuvieron los planos de isoyetas medias anuales para el período comprendido de 1931 al año de 1970 y los planos de isoyetas de las tormentas presentadas los días 29 de Agosto y 9 de Octubre de 1971, siendo estas tormentas las que han provocado las avenidas más importantes en los ríos de la zona en estudio, figuras 2.1, 2.2 y 2.3 .

- Información Hidrométrica

La información hidrométrica de la zona de estudio se obtuvo de los boletines de la Dirección Hidrométrica de la SARH. La región hidrológica a la que pertenece todo los cauces en estudio es la No. 14, Cuenca Baja del Río Lerma, debido a que las cuencas en estudio no cuentan con estaciones hidrométricas, se optó por buscar estaciones hidrométricas sobre los ríos cercanos a la zona de estudio, encontrándose dos de ellas en el río Mascota, afluente del río Ameca, teniendo la cuenca más cercana a Puerto Vallarta, vecina de la cuenca del río Pitillal, teniendo características similares de vegetación y de terreno, dichas estaciones son "La Desembocada" y "Corrinches".

Los datos recopilados consisten en los gastos máximos registrados mensualmente para el período que comprende del año de 1949 al año de 1969 para la estación "La Desembocada" y del año de 1959 al año de 1969 para la estación "Corrinches".



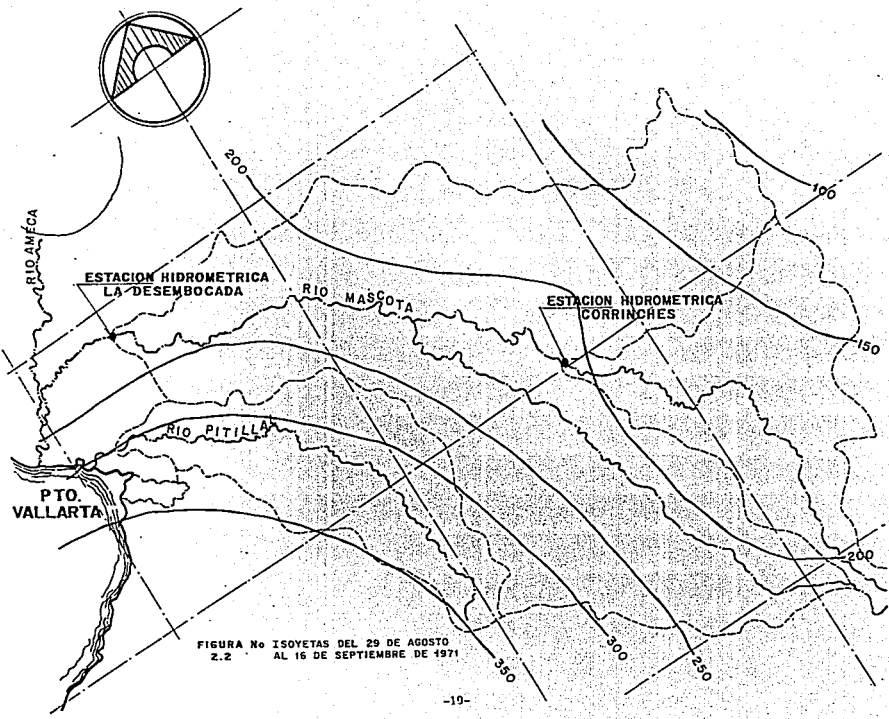
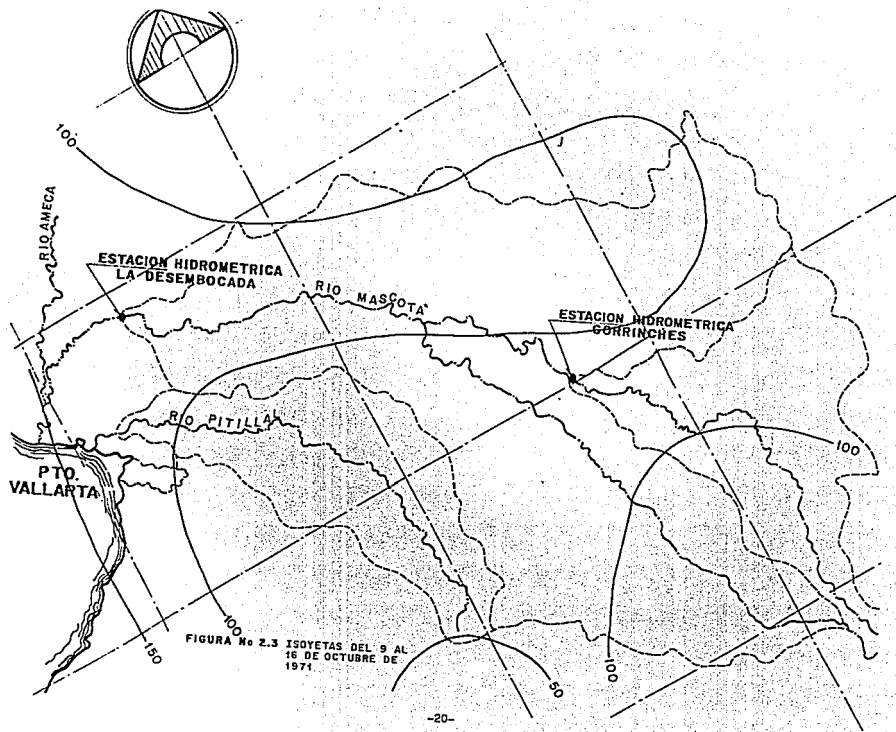


FIGURA No ISOVETAS DEL 29 DE AGOSTO
2.2 AL 16 DE SEPTIEMBRE DE 1971



2.2 Análisis Estadístico Pluviométrico.

Una vez obtenidos los registros pluviométricos se procedió a asociarlos con su probabilidad de ocurrencia. Lo usual, en el caso de eventos hidrológicos es el de manejar conceptos de período de retorno en lugar de probabilidad, ya que es la frecuencia media en que la magnitud es igualada o rebasada, además de que el concepto resulta más claro por tener las mismas unidades que la vida útil de las obras y puede compararse con estas, en la tabla No. 2.4 se relacionan los registros máximos.

Para observar la probabilidad de ocurrencia de los eventos registrados, se realizó un ordenamiento ascendente de estos, mostrando la probabilidad de cada evento, tabla No. 2.5.

No	AÑO	LLUVIA (Hp MAX. 24 h)				
		ESTACION DESEMB. (mm)	ESTACION MASCOTA (mm)	ESTACION VALLARTA (mm)	ESTACION CORRINCH. (mm)	ESTACION EL TUITO (mm)
1	1961	81.70	80.00	100.00	98.80	108.50
2	1962	162.50	68.50	103.50	61.00	104.50
3	1963	95.50	54.20	103.00	59.00	107.50
4	1964	62.20	60.00	97.00	92.00	87.50
5	1965	84.50	44.50	144.00	110.50	64.50
6	1966	80.50	80.00	145.00	69.00	85.00
7	1967	89.50	51.00	131.50	46.50	91.50
8	1968	75.50	110.50	84.00	111.00	126.00
9	1969	95.40	58.50	106.00	78.60	108.00
10	1970	95.50	65.00	155.00	65.00	170.00
11	1971	145.50	105.60	192.00	112.50	260.00
12	1972	82.50	46.50	152.00	95.50	78.50
13	1973	101.50	58.00	200.00	72.50	86.00
14	1974	65.50	63.00	120.00	47.50	195.00
15	1975	82.00	51.00	90.00	45.50	85.00
16	1976	109.50	40.00	151.50	48.00	157.00
17	1977	280.50	46.50	82.00	48.10	66.00
18	1978	92.50	45.00	241.50	45.00	70.00
19	1979	71.90	43.00	120.00	36.60	70.00
20	1980	71.50	50.30	167.00	57.10	140.50
21	1981	63.50	47.50	90.00	60.30	75.00
22	1982	73.00	52.60	121.50	57.70	72.80
23	1983	104.50	53.60	123.20	41.00	100.80
24	1984	71.50	48.50	98.00	57.70	89.60
25	1985	161.50	50.40	132.00	76.70	86.20
S U M A		2499.70	1473.70	3249.70	1693.10	2685.40
H MEDIA		99.99	58.95	129.99	67.72	107.42
DESV.						
ESTANDAR		45.59	17.66	38.73	22.88	45.23

TABLA No. 2.4
 RELACION DE REGISTROS DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS
 DE LAS ESTACIONES DE ESTUDIO

No	LLUVIA (Hp MAX. 24 h)					PROBABILI- DAD
	ESTACION DESEMB. (mm)	ESTACION MASCOTA (mm)	ESTACION VALLARTA (mm)	ESTACION CORRINCH. (mm)	ESTACION EL TUITO (mm)	
1	62.20	40.00	82.00	36.60	64.50	1/25
2	63.50	43.00	84.00	41.00	66.00	2/25
3	65.50	44.50	90.00	45.00	70.00	3/25
4	71.50	45.00	90.00	45.50	70.00	4/25
5	71.50	46.50	97.00	46.50	72.80	5/25
6	71.90	46.50	98.00	47.50	75.00	6/25
7	73.00	47.50	100.00	48.00	78.50	7/25
8	75.50	48.50	103.00	48.10	85.00	8/25
9	80.50	50.30	103.50	57.10	85.00	9/25
10	81.70	50.40	106.00	57.70	86.00	10/25
11	82.00	51.00	120.00	57.70	86.20	11/25
12	82.50	51.00	120.00	59.00	87.50	12/25
13	84.50	52.60	121.50	60.30	89.60	13/25
14	89.50	53.60	123.20	61.00	91.50	14/25
15	92.50	54.20	131.50	65.00	100.80	15/25
16	95.40	58.00	132.00	69.00	104.50	16/25
17	95.50	58.50	144.00	72.50	107.50	17/25
18	95.50	60.00	145.00	76.70	108.00	18/25
19	101.50	63.00	151.50	78.60	108.50	19/25
20	104.50	65.00	152.00	92.00	126.00	20/25
21	109.50	68.50	155.00	95.50	140.50	21/25
22	145.50	80.00	167.00	98.80	157.00	22/25
23	161.50	80.00	192.00	110.50	170.00	23/25
24	162.50	105.60	200.00	111.00	195.00	24/25
25	280.50	110.50	241.50	112.50	260.00	25/25

ORDENAMIENTO Y PROBABILIDAD DE OCURRENCIA DE LOS REGISTROS RECOPIADOS (ESPACIO MUESTRAL)

Lo recomendable en el diseño de una obra hidráulica, es que ésta se analice para resistir eventos de baja probabilidad de ocurrencia, para garantizar un período mayor de utilidad y contar con un margen mayor de seguridad. Dado a que por lo general los períodos de los registros son menores al período de retorno seleccionado, se hace necesario obtener registros para períodos de retorno mayores. Si se utilizarán todos los factores físicos que intervienen en la generación futura de registros la complejidad de estos harían imposible una estimación confiable.

Por este motivo el camino indicado para resolver problemas de este tipo, es en base al método estadístico. En la estadística existen numerosas funciones de probabilidad y no es posible ni recomendable aplicarlas todas en el análisis de un problema particular, de ahí la necesidad de escoger la función que más se adapte al problema en cuestión.

MÉTODOS ESTADÍSTICOS

Entre las funciones de distribución de probabilidad más usadas en hidrología destacan: A) Normal; B) Lognormal; C) Gumbel y D) Pearson III.

Las funciones Normal y Lognormal son apropiadas para el manejo de variables aleatorias que cubren todo el rango de valores de los resultados posibles del problema en análisis, como lo pueden ser los volúmenes de escurrimiento mensual de un cauce. Las funciones

Gumbel son apropiadas para el análisis de valores extremos de dichos resultados, como lo son volúmenes de gastos máximos y mínimos anuales. Las funciones Pearson III desempeñan el lugar intermedio en comparación a las funciones anteriores.

Dados los registros recopilados de las estaciones climatológicas localizadas en la zona de estudio se optó por aplicar el Método de Gumbel, por ser este el que más se ajusta a el tipo de registros recopilados, dicho Método se representa con base a la siguiente ecuación:

$$H_p \text{ máx.} = H_m - \frac{\sigma H}{\sigma N} (Y_N - \text{Loge } T_r)$$

De donde:

$H_p \text{ máx.}$ - Precipitación máxima en 24 hrs. para un período de retorno dado, en mm.

H_m - Precipitación media de la muestra, en mm.

σH - Desviación estándar de la muestra.

σN y Y_N - Parametros que dependen del número de registros de la muestra, adimensional.

T_r - Período de retorno, en años.

Ejemplo: (Estación Puerto Vallarta)

Datos:

Hm= 129.99 mm

oH= 38.73 mm

oN= 1.0915 (25 registros)

YN= 0.5309 (25 registros)

Tr= 5 años

Sustituyendo:

$$H_p \text{ máx.} = 129.99 - \frac{38.73}{1.09145} \left[0.5309 - \text{Loge}(5) \right]$$

Por lo que: $H_p \text{ máx.} = 168.26 \text{ mm}$ para $Tr = 5 \text{ años}$

Los valores de oN y YN se obtuvieron del folleto No. 146, Ecurrimiento en Cuencas Grandes, del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

El período de retorno en la ecuación anterior representa el tiempo en que un evento es igualado ó rebasado, siendo esta una medida inversa de probabilidad, entre mayor período de retorno menor probabilidad de ocurrencia.

Los registros recopilados de la estación climatológica de Puerto Vallarta, referentes a la precipitación máxima en 24 horas, fueron los procesados mediante la función de distribución de tipo Gumbel. Se escogió esta estación, por ser la más representativa de la zona en estudio; así lo confirman los planos de isoyetas, en donde se

observa, que las áreas de mayor precipitación se encuentran en la vecindad de Puerto Vallarta. Además de que dicha estación tiene la mayor área de influencia, como así lo muestra el Método de los Polígonos de Thiessen, figura No. 2.7.

Conforme a lo anterior se obtuvieron las alturas esperadas de precipitación en 24 horas, para un periodo de retorno de 1 a 10,000 años. Los resultados se relacionan en la Tabla No 2.6.

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	LLUVIA (Hp MAX. 24 h) ESTACION PUERTO VALLARTA (mm)
1	111.15
2	135.75
5	168.24
10	192.86
25	225.37
50	249.97
100	274.57
200	299.16
500	331.68
1000	356.27
10000	437.98

TABLA No 2.6

PRECIPITACIONES MAXIMAS ESPERADAS EN 24 HORAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO, EN LA ESTACION "PUERTO VALLARTA".

2.3 Análisis Estadístico Hidrométrico

Las estaciones hidrométricas más cercanas a la zona de estudio, fueron las localizadas en el Río Mascota, vecino al Río Pitillal, localizado hacia el norte de Puerto Vallarta. De dichas estaciones se recopiló la información referente a los gastos máximos registrados mensual y anualmente, relacionados en la Tabla No 2.7.

No.	ARO	ESTACION LA DESEBOCADA (M3/S)	ESTACION CORRINCHES (M3/S)
1	1949	220.00	
2	1950	185.00	
3	1951	809.40	
4	1952	239.50	
5	1953	135.00	
6	1954	262.00	
7	1955	438.00	
8	1956	128.00	
9	1957	443.00	
10	1958	344.60	
11	1959	177.00	43.40
12	1960	270.80	276.00
13	1961	158.00	114.60
14	1962	479.00	340.00
15	1963	252.80	186.83
16	1964	184.47	164.00
17	1965	406.50	228.04
18	1966	284.80	233.22
19	1967	569.63	230.93
20	1968	931.60	242.40
21	1969	470.60	262.00
S U M A		7389.70	2321.42
H MEDIA		351.89	211.04
DESV. ESTANDAR		209.54	77.35

TABLA No. 2.7.
GASTOS MAXIMOS REGISTRADOS EN LAS ESTACIONES HIDROMETRICAS DE LA ZONA EN ESTUDIO.

Esta información se proceso de forma similar a la pluviométrica. El primer paso a seguir fue el de ordenar los registros en forma ascendente, para así poder visualizar la probabilidad de ocurrencia de cada evento. Como se muestra en la Tabla No 2.8 .

No	ESTACION LA DESEMBOCADA (M ³ /S)	PROBABILIDAD	ESTACION CORRINCHES (M ³ /S)	PROBABILIDAD
1	128.00	1/21		
2	135.00	2/21		
3	158.00	3/21		
4	177.00	4/21		
5	184.47	5/21		
6	185.00	6/21		
7	220.00	7/21		
8	239.50	8/21		
9	252.80	9/21		
10	262.00	10/21		
11	270.80	11/21	43.40	1/11
12	284.80	12/21	114.40	2/11
13	344.60	13/21	164.00	3/11
14	406.50	14/21	186.83	4/11
15	438.00	15/21	228.04	5/11
16	443.00	16/21	230.93	6/11
17	470.60	17/21	233.22	7/11
18	479.00	18/21	242.40	8/11
19	569.63	19/21	262.00	9/11
20	809.40	20/21	276.00	10/11
21	931.60	21/21	340.00	11/11

TABLA No. 2.8.
ORDENAMIENTO Y PROBABILIDAD DE LOS REGISTROS HIDROMETRICOS
RECOPIRADOS (ESPACIO MUESTRAL)

Ajustando los registros a la función de distribución de tipo Gumbel, se obtuvieron los volúmenes esperados de gastos máximos, para un periodo de retorno de 1 a 10,000 años. Los resultados se muestran en la tabla No 2.9.

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	ESTACION LA DESEMBOCADA (M3/S)	ESTACION CORRINCHES (M3/S)
1	249.00	171.10
2	384.79	226.51
5	564.30	299.76
10	700.09	355.17
25	879.59	428.42
50	1015.39	483.83
100	1151.18	539.24
200	1286.97	594.65
500	1466.47	667.90
1000	1602.26	723.31
10000	2053.35	907.38

TABLA No 2.9.

GASTOS MAXIMOS ESPERADOS EN LAS ESTACIONES HIDROMETRICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

METODO DE NASH

Otro método comúnmente usado es el Método de Nash, representado con la siguiente relación:

$$Q_{max} = a + c \log \log \frac{Tr}{Tr - 1}$$

De donde:

a, c - Constante en función del registro de gastos máximos anuales.

Q_{max} - Gasto máximo para un período de retorno determinado, en m³/seg.

Tr - Período de retorno, en años.

Las constantes a y c se evalúan de los registros en la siguiente ecuación:

$$a = Q_m - cx_m$$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - NX_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - NX^2_m}$$

Siendo:

$$X_i = \log \log \frac{T_r}{T_r - 1}$$

De donde:

N - Número de años de los registros

$\sum_{i=1}^N Q_i$ - Gastos máximos registrados, en m³/seg

$Q_m = \sum_{i=1}^N Q_i / N$ - Gasto medio, en m³/seg.

X_i - Constante para cada gasto "Q" registrado

$X_m = \sum_{i=1}^N X_i / N$ - Valor medio de las x

Para calcular los valores de "X_i" correspondientes a los valores de los gastos registrados "Q_i", se ordenan de forma decreciente, asignándole a cada uno un número, del orden m_i; como por ejemplo para el gasto Q_i (máximo), le corresponderá el valor uno, al inmediato siguiente el número dos, etc. El valor del período de retorno para cada Q_i se calcula con base a la siguiente relación:

$$T_r = \frac{N + 1}{m_i}$$

Finalmente el valor de x_i se obtiene sustituyendo Tr en la relación de x_i .

Ejemplo: los valores de las constantes "a" y "c" para la estación Corrinches, tabla No. 2.8 se obtienen a continuación:

Registro Q_1 (m ³ /s)	m_1	Tr $\frac{N+1}{m_1}$	X_i $\log \log \frac{Tr}{Tr-1}$	X_i^2	$X_i Q_i$	
340.00	1	12.00	-1.42	2.016	-482.80	
276.00	2	6.00	-1.10	1.210	-303.62	
262.00	3	4.00	-0.90	0.816	-235.80	
242.40	4	3.00	-0.75	0.569	-182.83	
233.22	5	2.40	-0.65	0.398	-147.08	
230.93	6	2.00	-0.52	0.272	-120.40	
228.04	7	1.71	-0.42	0.175	-95.37	
186.83	8	1.50	-0.32	0.103	-60.04	
164.00	9	1.33	-0.22	0.047	-35.74	
114.64	10	1.20	-0.11	0.012	-12.48	
43.40	11	1.09	-0.04	0.001	-1.51	
SUMA	2,321.42	66.0	36.24	-6.37	5.63	-1,677.66
MEDIA	211.04	6.0	3.29	-0.58	0.51	-152.51

Sustituyendo las ecuaciones anteriores se obtuvieron los valores de las constantes "a" y "c", siendo éstas las siguientes:

$$a = 114.99$$

$$c = -165.61$$

De igual forma se obtuvieron los valores de las constantes para las demás estaciones hidrométricas, éstas se relacionan a continuación:

No.	Estación	Tipo	c	a
1	Corrinches	Hidrométrica	-165.61	114.99
2	La Desembocada	Hidrométrica	-220.53	221.78

Una vez obtenidos los valores de las constantes, se sustituyeron en la ecuación de Nash, para los periodos de retorno seleccionados, los resultados se muestran a continuación:

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	ESTACION LA DESEMBOCADA M ³ /S	ESTACION CORRINCHES M ³ /S
1	245.80	170.45
2	336.76	201.31
5	445.32	336.76
10	517.19	382.81
25	608.00	404.94
50	675.37	455.51
100	742.24	505.72
500	896.76	621.75
1000	963.20	671.60
10000	1,183.77	877.19

TABLA No. 2.10.
GASTOS MAXIMOS ESPERADOS EN LAS ESTACIONES HIDROMETRICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO, EN BASE AL METODO DE NASH.

Comparando los resultados del Método de Gumbel, tabla No. 2.9, con los resultados del Método de Nash, tabla No. 2.10, observamos que los resultados del primero son ligeramente mayores; dado el tipo de dato empleado, datos máximos anuales, y por tener un margen mayor de seguridad se optó por emplear los resultados del Método de Gumbel para el diseño de las estructuras en cuestión.

2.4 Características Generales de las Cuencas en Estudio

Definición.

Una cuenca hidrológica es una superficie terrestre, en donde el agua de precipitación que cae en ella es drenada por un sistema de corrientes, hacia un mismo punto de salida.

Delimitación de las cuencas en estudio.

Con la cartografía disponible y la restitución fotogramétrica a escala 1:5,000, se procedió a delimitar las cuencas en el área de estudio. Dicha delimitación se realizó conforme al trazo del parte aguas, siendo esta una línea imaginaria que une los puntos de mayor nivel topográfico y que separa a una cuenca de las cuencas vecinas, Figuras 2.4 y 2.5 .

Areas

Una vez determinadas las cuencas, se procedió a obtener sus áreas de aportación ó superficie en proyección horizontal. Dicho cálculo se realizó a base de triangulaciones.

Tamaño de Cuenca

Es difícil distinguir una cuenca pequeña de una cuenca grande considerando solamente el tamaño de la misma. La forma y cantidad de escurrimiento para una cuenca pequeña están influidas principalmente por las condiciones físicas del suelo. Por lo tanto, el estudio hidrológico debe prestarle mayor atención a la cuenca misma. Para una cuenca grande, el efecto de almacenaje del cauce es más importante, por lo que se deberá prestarle mayor atención a las características del mismo.

Una cuenca pequeña se define como aquella cuyo escurrimiento es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración y donde predominan las características físicas del suelo con respecto al

cauce. Con esta definición el tamaño de una cuenca pequeña puede variar desde unas pocas hectáreas hasta un límite que, para propósitos prácticos, Chow considera de 250 km².

Pendiente Media de la Cuenca

Uno de los indicadores del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta, es la pendiente de la misma, el criterio más utilizado es el de Alvord, esta se relaciona con la siguiente ecuación:

$$S_c = \frac{D}{A^{1/2}}$$

De donde:

S_c = Pendiente Media de la Cuenca, en porcentaje.

D = Desnivel entre el punto más elevado y punto más bajo, en Km.

A = Area de la Cuenca, en Km².

Las pendientes medias de las cuencas en estudio se relacionan en la tabla No. 2.11

No	CAUCE	ELEVACION MAXIMA (MSNM)	MINIMA (MSNM)	DESNIVEL D' (KM)	AREA A (KM2)	PEND. MEDIA DE CUENCAS (%)
1	RIO MASCOTA EST. CORRINCHES	2,400.00	1,300.00	1.100	565.50	0.04626
2	RIO MASCOTA EST. LA DESEMBOCADA	1,300.00	55.00	1.245	2,089.80	0.02723
3	RIO PITILLAL	2,000.00	0.00	2.000	362.80	0.10500
4	VENA LOS TULES	13.30	2.30	0.011	1.42	0.00923
5	VENA LAS GLORIAS	10.00	2.30	0.008	0.74	0.00895
6	VENA SANTA MARIA	1,040.00	6.40	1.034	22.31	0.21883
7	VENA SANTA ELENA	20.00	2.00	0.018	0.34	0.03087
8	ARROYO CAMARONES	1,160.00	0.00	1.160	0.58	1.52315

TABLA No 2.11
PENDIENTE MEDIA DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO.

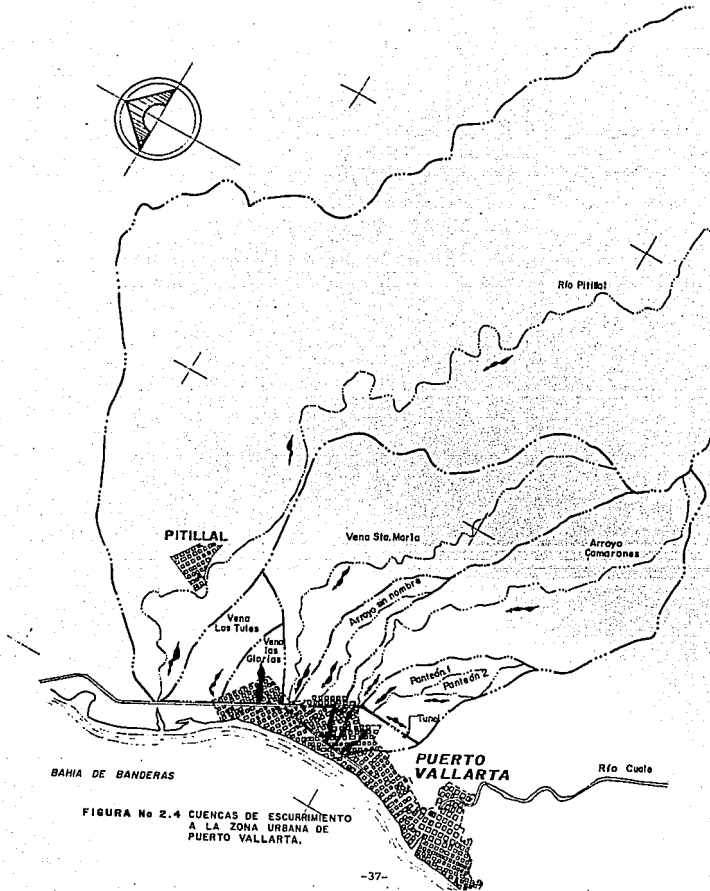


FIGURA No 2.4 CUENCAS DE ESCURRIMIENTO A LA ZONA URBANA DE PUERTO VALLARTA.

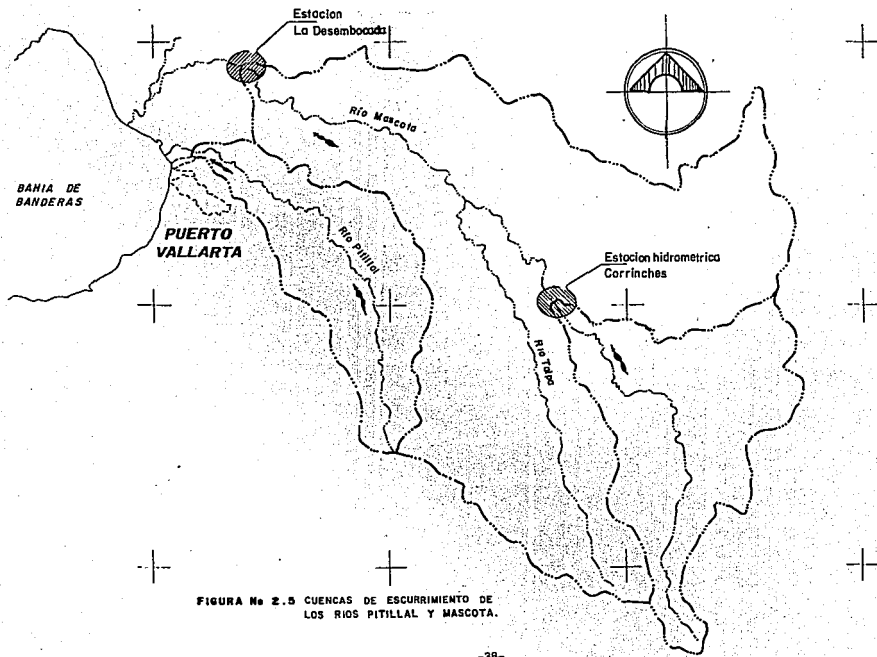


FIGURA No 2.5 CUENCAS DE ESCURRIMIENTO DE LOS RIOS PITILLAL Y MASCOTA.

Cauce Principal.

Por definición, el cauce principal es la corriente que pasa por la salida de la cuenca. Generalmente tiene la mayor longitud y/o la menor pendiente; esto con la finalidad de maximizar el tiempo de concentración del agua producto de la precipitación, obteniendo así el mayor gasto de diseño.

Perfil

Una vez definido el cauce principal de las cuencas se procedió a obtener sus longitudes asociándolas a sus niveles topográficos, obteniéndose así los perfiles de los cauces en estudio.

Pendiente Media

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal. Dado a que la pendiente varía a lo largo del cauce, se vuelve necesario definir una pendiente media. Para ello existen varios Métodos, los cuales se mencionan a continuación:

- 1) La pendiente media se obtiene dividiendo el desnivel existente en los extremos del cauce, entre su longitud en proyección horizontal.
- 2) La pendiente media se obtiene colocando una línea recta en el extremo inferior del cauce e igualando con dicha línea las áreas formadas por el perfil del terreno, arriba y abajo de la misma.

3) La pendiente media se obtiene suponiendo un canal de sección constante, con la longitud y con el tiempo recorrido igual al cauce en cuestión. Por lo que se hace necesario obtener las velocidades del agua en cada tramo y con estas obtener la velocidad media para asociarla a su longitud y así obtener el tiempo de recorrido.

El método aplicado, fue el, de compensación de áreas, ya que resultó ser el más convincente y práctico, Figuras 2.6 a,b,c,f,e,f,g y h.

ELEVACIONES EN METROS
(Thousands)

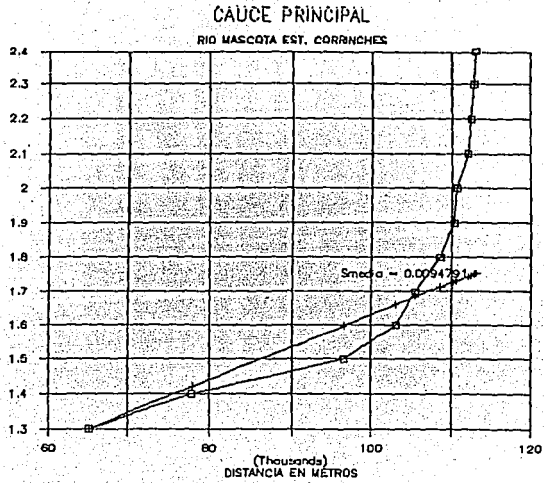


FIGURA No 2.6a PENDIENTE MEDIA DEL RIO MASCOTA.

ELEVACIONES EN METROS
(Thousands)

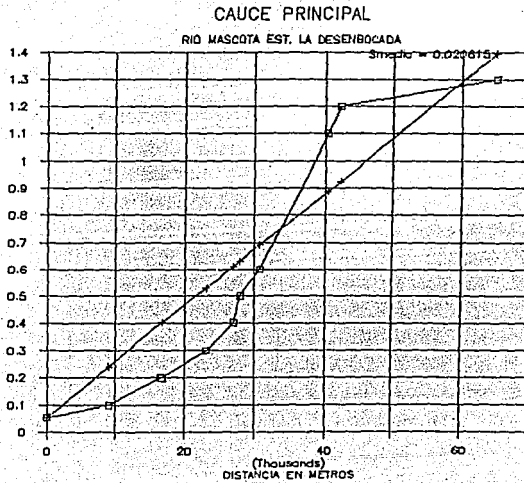


FIGURA No 2.6b PENDIENTE MEDIA DEL RIO MASCOTA.

ELEVACIONES EN METROS

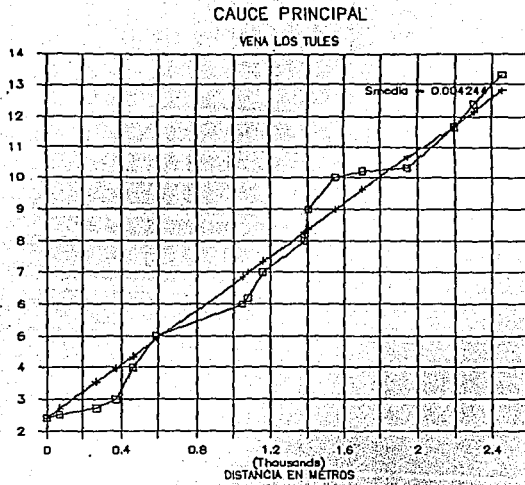


FIGURA No 2.6 c PENDIENTE MEDIA DE LAS VENA LOS TULES.

ELEVACIONES EN METROS
(Thousands)

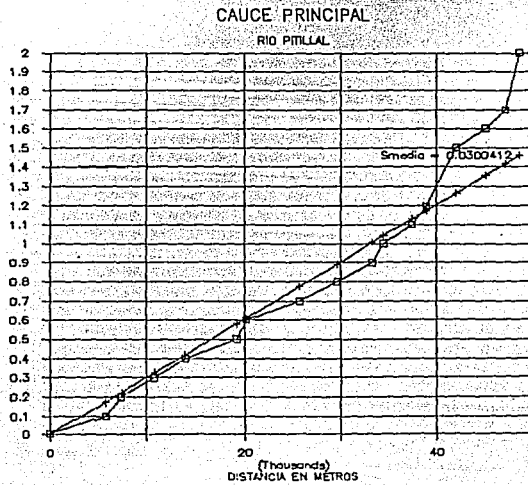


FIGURA No 2.6 d PENDIENTE MEDIA DEL RIO PITILLAL.

ELEVACIONES EN METROS
(Thousands)

CAUCE PRINCIPAL VENA SANTA MARIA

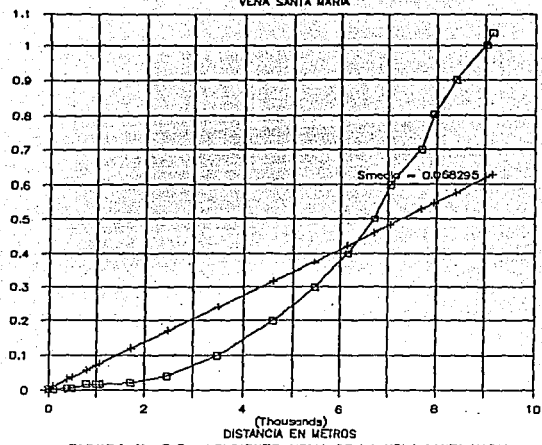


FIGURA No 2.6 e PENDIENTE MEDIA DE LA VENA SANTA MARIA

ELEVACIONES EN METROS

CAUCE PRINCIPAL VENA LAS GLORIAS

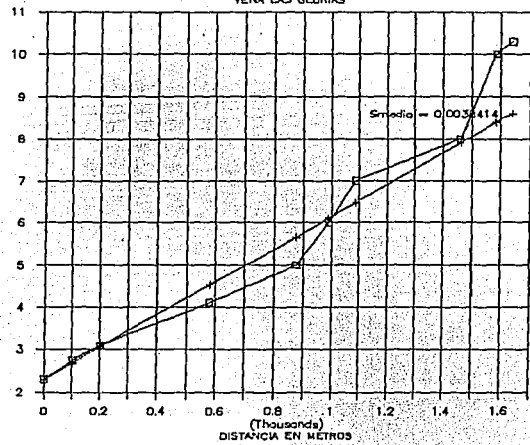
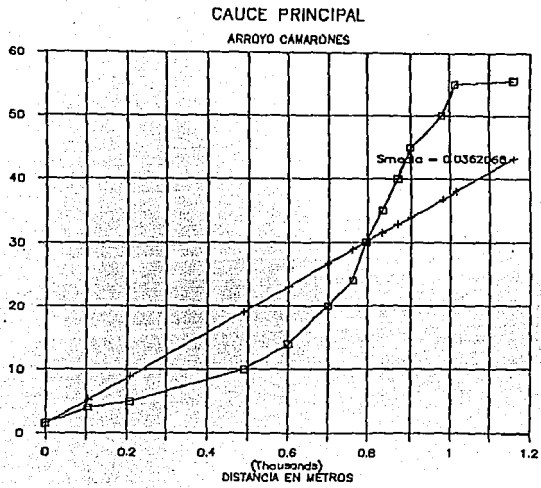
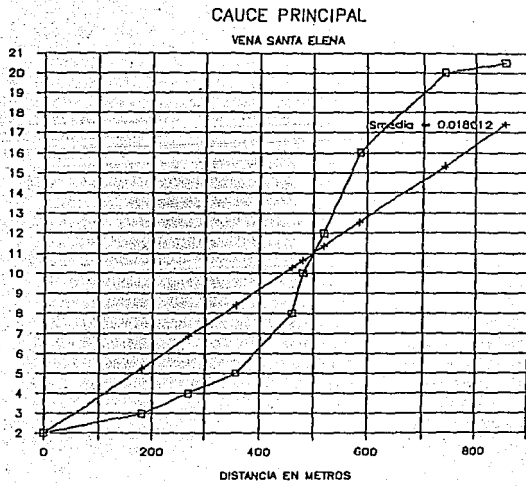


FIGURA No 2.6 f PENDIENTE MEDIA DE LA VENA LAS GLORIAS

ELEVACIONES EN METROS



ELEVACIONES EN METROS



Método Thiessen

Debido a que la altura de precipitación que cae en un punto dado, difiere de los alrededores, se vuelve necesario obtener la altura de precipitación media, para fines de cálculo. Uno de los métodos más utilizados es el de los polígonos de Thiessen, como se describe a continuación:

- 1) Se unen las estaciones localizadas en la zona de estudio, con una línea punteada.
- 2) Se trazan líneas continuas perpendiculares a la distancia media existente entre las estaciones.
- 3) Cada estación quedará rodeada por las líneas continuas, formando polígonos. Dichos polígonos son los del Método de Thiessen.

La relación de las áreas de los polígonos con respecto a las áreas de influencia de las cuencas en estudio se describe en la Tabla No 2.12.

Como se puede observar en la figura 2.7 y en la tabla anterior la estación El Tuito no tiene influencia en las cuencas en estudio.

AREA DE INFLUENCIA DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO					
E S T A C I O N	CUENCA LA CORRIN CHES km ²	CUENCA LA DESEM BOCADA km ²	CUENCA DEL RIO PI TILLAL km ²	CUENCA DE LA ZONA URBANA km ²	AREA TOTAL POLIGONOS THIESEN km ²
LA DESEMBOCADA	0.00	251.56	31.66	0.00	283.22
MASCOTA	0.00	636.26	1.95	0.00	638.39
CORRINCHES	565.50	636.44	109.11	0.00	1,310.87
EL TUITO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PUERTO VALLARTA	0.00	0.00	220.08	25.39	245.47
SUMA	565.50	1,524.26	362.80	25.39	2,477.95

TABLA No. 2.12.
 AREAS DE INFLUENCIA DE LOS POLIGONOS DE THIESEN EN LA ZONA DE
 ESTUDIO.

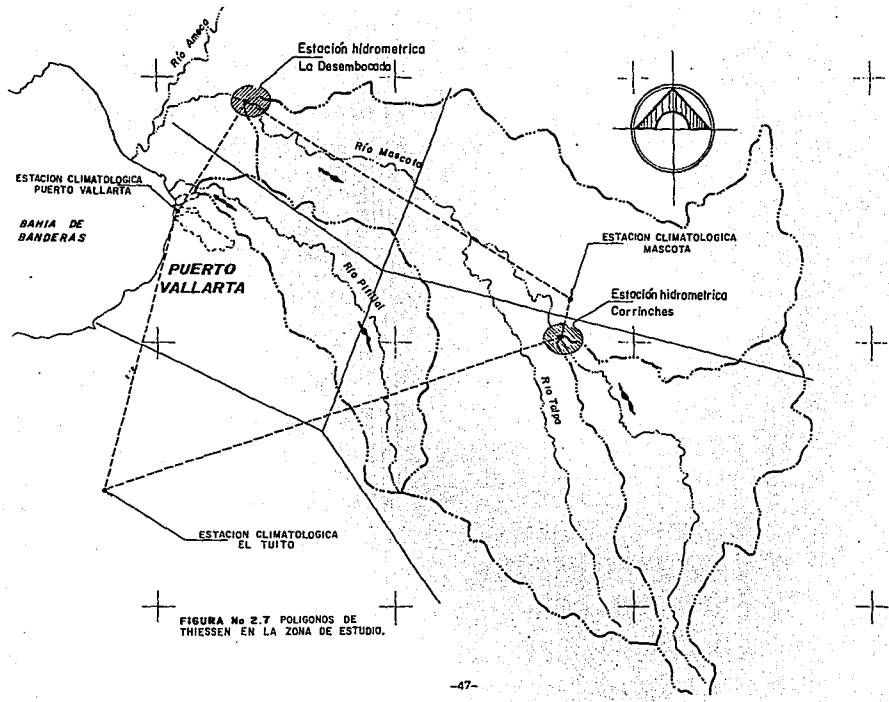


FIGURA No 2.7 POLIGONOS DE THIESEN EN LA ZONA DE ESTUDIO.

Tiempos de concentración

El tiempo que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del gasto de equilibrio se denomina tiempo de concentración, y equivale al tiempo que tarda una partícula de agua en pasar desde el punto más remoto hasta la salida de la cuenca.

El tiempo de concentración depende de la longitud máxima que debe recorrer el agua desde el punto más alejado hasta la salida de la cuenca, y de la velocidad promedio que adquiere. Dicha velocidad está en función de las pendientes del terreno, de los cauces y de la rugosidad de la superficie de los mismos. El tiempo de concentración se calcula con la ecuación de Kirpich:

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{s^{0.385}}$$

De donde:

- tc = Tiempo de concentración en horas.
- L = Longitud del cauce principal, en metros.
- s = Pendiente media, en por ciento.

Por lo tanto, el tiempo de concentración de cada cuenca se obtiene con la siguiente relación:

$$t_c = t_i + t_r$$

De donde el tiempo de ingreso "ti", es el tiempo que recorre una partícula de agua desde el punto más alejado de la cuenca hasta el

cauce, mientras que el tiempo de traslado "t", es el tiempo que recorre esa misma partícula desde el punto de ingreso al cauce hasta su desembocadura, ambos se obtienen aplicando la ecuación de Kirpich, utilizando la pendiente media de la cuenca para el primero y la pendiente media del cauce para el segundo, los tiempos de concentración resultantes se relacionan en la tabla No. 2.13.

No	CAUCE	LONG. DEL PTO. MAS ELEJADO AL CAUCE (KM)	LONG. DEL CAUCE DESDE EL PTO. DE INGRESO (KM)	PENDIENTE MEDIA		T I E M P O S		
				DE LA CUENCA S (%)	DEL CAUCE S (%)	t _i (HRS)	t _t (HRS)	t _c (HRS)
1	RIO MASCOTA EST. CORRINCHES	9.60	38.40	0.04626	0.94791	7.28	6.62	13.90
2	RIO MASCOTA EST. LA DESEMBOCADA	22.60	90.40	0.02723	2.06150	17.26	9.49	26.75
3	RIO PITILLAL	9.70	38.80	0.10500	3.00412	5.35	4.28	9.63
4	VENA LOS TULES	0.49	1.94	0.00923	0.42440	1.37	0.91	2.28
5	VENA LAS GLORIAS	0.33	1.31	0.00929	0.38414	1.01	0.70	1.70
6	VENA SANTA MARIA	1.75	7.00	0.21891	6.82950	1.08	0.83	1.91
7	VENA SANTA ELENA	0.17	0.69	0.03087	1.80120	0.38	0.23	0.62
8	ARROYO CAMARONES	0.23	0.93	1.52315	3.62068	0.11	0.23	0.33

TABLA No 2.13
TIEMPO DE CONCENTRACION DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO, OBTENIDO CON BASE A LA ECUACION DE KIRPICH.

Resumen de las Características Generales de las Cuencas en Estudio

Conforme a los métodos mencionados, se obtuvieron las características generales de las cuencas en estudio, estas se relacionan a continuación:

No.	CAUCE	AREA DE CUENCA km ²	LONG. TOTAL DEL CAUCE PRINC. km	PEND. MEDIA DEL CAUCE PRINC. %	TIEMPO DE CONCENTRACION Hrs.
1	RIO MASCOTA ESTACION CORRINCHES	565.50	48.00	0.94791	13.90
2	RIO MASCOTA ESTACION LA DESEMBOCADA	2,089.80	113.00	2.06150	26.75
3	RIO PITILLAL	362.80	48.50	3.00412	9.63
4	VENA LOS TULES	1.42	2.43	0.42440	2.28
5	VENA LAS GLORIAS	0.74	1.44	0.38414	1.70
6	VENA SANTA MARIA	22.31	8.75	6.82950	1.91
7	VENA SANTA ELENA	0.34	0.86	1.80120	0.62
8	ARROYO CAMARONES	0.58	1.16	3.62068	0.33

TABLA No 2.14 CARACTERISTICAS GENERALES DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO.

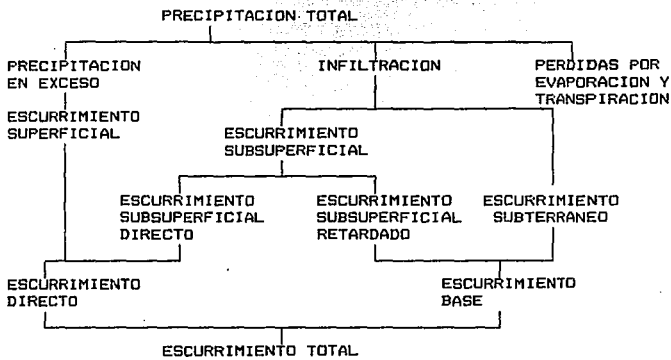
N	γ_w	σ_w	N	γ_L	σ_w
0	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
7	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4966	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18538
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56022	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

PARAMETROS DE LA MUESTRA UTILIZADOS EN EL METODO DE GUMBEL, PARA 25 REGISTROS.

CAPITULO III
ANALISIS HIDROLOGICO

3.1 ASPECTOS GENERALES.

El agua que recibe la superficie terrestre proveniente de la atmósfera se llama precipitación: esta origina lo que se conoce como escurrimiento. La relación entre precipitación y escurrimiento se muestra en el siguiente esquema:



Como se puede observar, el escurrimiento total esta compuesto por el Escurrimiento Directo y por el Escurrimiento Base. En época de estiaje solo el Escurrimiento Base contribuye al escurrimiento de un cauce. El Directo aparece cada vez que la intensidad de una tormenta es mayor que la capacidad de infiltración del terreno, y representa el mayor porcentaje del volumen de una avenida. Las mediciones hidrométricas se realizan con dos aparatos, los limnómetros manuales y los limnigrafos, automaticos.

Es común que no se cuenten con registros hidrométricos adecuados en el sitio de interés para determinar los parámetros de diseño, como lo es en este caso. Por lo general, los registros de precipitación son más abundantes, y estos no son afectados por los cambios de cuenca como lo suelen ser talas, urbanización, construcción de obras de almacenamiento, etc. Por esta razón es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento de una cuenca mediante los registros y características de la misma. Las características, de la cuenca se conocen por medio de planos topográficos y de uso de suelo, y la precipitación a través de registros directos.

Para efectuar el diseño de una obra es de mucha importancia conocer el gasto máximo, producto de una avenida y en ocasiones la distribución de dicha avenida con respecto al tiempo.

La magnitud de la avenida es función directa del período de retorno que se le asigne, éste a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de la misma.

En este caso, las obras se catalogan de gran importancia ya que se localizan sobre la avenida de acceso principal de una zona urbana, y los daños directos e indirectos que podría causar una inundación en la misma serían numerosos. La vida útil de estas obras se estima de 50 años.

3.2 SELECCION DEL PERIODO DE RETORNO.

El método que se utilizó en la selección del período de retorno, fue el recomendado por el Manual de Hidráulica Urbana editado por el D.D.F. el que se basa en el siguiente proceso de cálculo.

Los parámetros que intervienen en la selección del período de retorno son básicamente dos. El primero consiste en la evaluación de beneficios que se obtienen al efectuar alguna alternativa. El segundo consiste, en la evaluación de costos de la construcción de dicha alternativa.

El criterio consiste en simular el funcionamiento hidráulico de diferentes alternativas de diseño, para tormentas con diversos períodos de retorno, presentando una descripción organizada de las consecuencias asociadas a cada alternativa, pero sin traducirlas a valores monetarios. La figura No 3.1 muestra la tendencia general que puede esperarse del análisis mencionado, su interpretación es la siguiente:

Los costos (curva Cr). tienden a incrementarse paulatinamente con relación al gasto de diseño, hasta que, para determinados valores del gasto, el costo tiende a aumentar rápidamente por razones de tipo constructivo.

Los beneficios, (curva B), tienen otra tendencia. Al principio, un incremento en el costo de diseño representa una disminución importante de inundaciones, pero después de cierto gasto, debido

a la baja probabilidad de que sea excedido, la probabilidad de inundaciones tiende a ser muy pequeña.

De acuerdo a lo anterior, un diseño para un gasto mayor que Q_2 no sería adecuado debido a que se requeriría incrementar mucho la inversión por un beneficio muy pequeño. De la misma forma, un diseño para un gasto menor que Q_1 no sería adecuado, debido a que con una inversión adicional, los beneficios aumentarían sensiblemente.

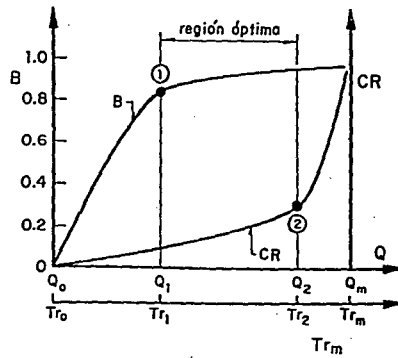


FIGURA No 3.1 PRESENTACION DE LOS RESULTADOS DEL ANALISIS DEL METODO DEL D.D.F PARA OBTENCION DEL PERIODO DE RETORNO MAS ADECUADO.

La aplicación del método en la zona de estudio, se efectuó sobre una cuenca escogida arbitrariamente, siendo esta la Vena Los Tules, el procedimiento fue el siguiente:

A) Utilizando las precipitaciones máximas esperadas para 24 horas, de la estación Puerto Vallarta, obtenidas con la función de distribución tipo Gumbel, Tabla No. 2.6, transformadas a la hora deseada; para este caso, el tiempo de concentración, con base a el Método de la Envolvente de Registros Mundiales de Lluvia.

El método se aplica utilizando la Figura No. 3.2. los resultados se obtienen con base a las siguientes relaciones:

- 1o. Se localizan los valores de las precipitaciones esperadas para 24 horas, obtenidas con la función de distribución de tipo Gumbel, sobre la línea vertical de 24 horas de la gráfica.
- 2o. Se trazan líneas paralelas a la envolvente de Registros Mundiales de Lluvia, partiendo desde los puntos anteriores.
- 3o. Se localiza en la parte inferior de la gráfica, el tiempo deseado, en este caso, el tiempo de concentración, "tc", trazando de dicho punto una línea vertical.
- 4o. Los puntos de intersección de las líneas colocadas son leídas en la margen izquierda, siendo estas los valores de las alturas de precipitación esperadas, para la hora deseada.

Ejemplo:

- 1) Para la estación hidrométrica Corrinches la intensidad esperada para un periodo de retorno de 25 años es de 225.37mm

de donde se traza una línea paralela a envolvente de Registros Mundiales de Lluvia.

- 2) Se procede a ubicar el tiempo deseado, $t_c = 13.90$ hrs. trazando una línea vertical hasta la línea paralela trazada.
- 3) En el punto de la intersección se traza otra línea horizontal procediendo a leer el valor de intensidad en la margen izquierda de la figura, $i = 180$ mm.

Se repitió el procedimiento para los demás períodos de retorno, para las demás estaciones climatológicas, los resultados se relacionan en la tabla No. 3.1.

B) Se procedió a obtener la relación de precipitación y escurrimiento esperado con base a un método simplificado. El método aplicado fue el Racional Americano, cuya ecuación para la cuenca de La Vena Los Tules es:

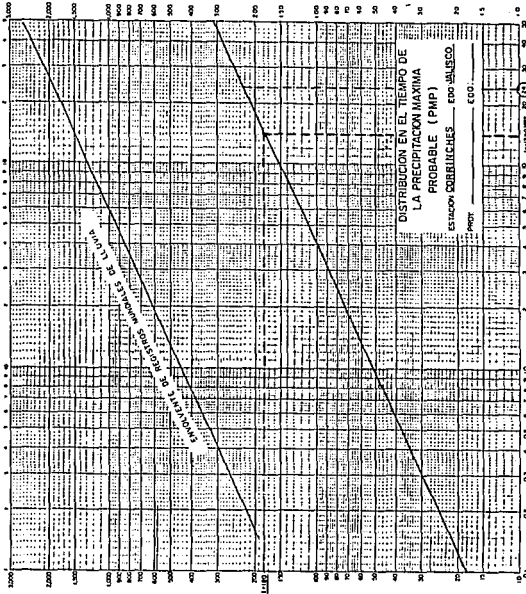
$$Q_D = 1.218 \times 10^{-7} C I A$$

De donde:

Q_D = Gasto de diseño, en m^3/seg .

C = Coeficiente de escurrimiento, adimensional.

VALOR DE LA PMP, EN MM.



VALOR DE LA PMP, EN MM.

FIGURA Nº 3.2 ENVOLVENTES DE LOS VALORES ANUALES DE LLUVIA, APLICADO A UN PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS

No	CAUCE	tc (HRS)	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (Tr)											
			1	2	5	10	25	50	100	200	500	1000	10000	
1	RIO MASCOTA EST. CORRINCHES	13.90	87.00	105.00	130.00	150.00	180.00	200.00	220.00	232.00	260.00	280.00	345.00	
2	RIO MASCOTA EST. LA DESEMBOCADA	26.75	120.00	140.00	180.00	203.00	233.00	260.00	290.00	315.00	335.00	350.00	440.00	
3	RIO PITILLAL	9.63	74.00	88.00	111.00	125.00	150.00	167.00	185.00	203.00	220.00	233.00	290.00	
4	VENA LOS TULES	2.28	37.00	44.00	58.00	65.00	79.00	88.00	96.00	105.00	115.00	125.00	153.00	
5	VENA LAS GLORIAS	1.71	32.00	39.00	49.00	56.00	68.00	76.00	84.00	93.00	100.00	108.00	135.00	
6	VENA SANTA MARIA	1.90	34.00	41.00	51.00	60.00	72.00	80.00	89.00	96.00	105.00	115.00	140.00	
7	VENA SANTA ELENA	0.61	20.50	24.50	31.00	35.00	42.00	46.00	51.00	56.00	63.00	68.00	85.00	
8	ARROYO CAMARONES	0.34	15.50	18.50	24.00	27.00	32.00	35.50	39.00	42.00	47.00	50.00	64.00	

TABLA No 3.1
 INTENSIDADES DE PRECIPITACION ESPERADAS PARA LA HORA DESEADA (tc), OBTENIDAS CON BASE A EL METODO
 DE LA ENVOLVENTE DE REGISTROS MUNDIALES DE LLUVIA.

i = Intensidad de lluvia, en mm/hr

A = Area de aportación, en m².

1.218×10^{-7} = Coeficiente de conversión de unidades, adimensional.

Para este caso:

C = 0.40 para zonas semiurbanas

A = 1'420,000 m² Area de aportación de la vena Los Tules

Los gastos resultantes se relacionan a continuación:

Período de Retorno (Tr) años	Precipitación Esperada (tc) i mm	Gasto de diseño Qd m ³ /seg
1	37	2.56
2	44	3.04
5	58	4.01
10	66	4.57
25	79	5.47
50	88	6.09
100	96	6.64
200	105	7.26
500	115	7.96
1000	125	8.65
10000	153	10.58

Σ = 66.83 SUMA DE GASTO
X = 3.04 MEDIA DEL GASTO
S = 1.17 DESVIACION ESTANDAR

C) Determinación de la función de distribución y de la función de densidad de probabilidad de los gastos calculados. Como ya se ha mencionado, la función de distribución se expresa de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$F(x) = e^{-\alpha(x-\beta)}$$

De donde:

x = Valor analizado.

e = Inv. Log. Natural.

α y β = Parámetros de la muestra.

El valor de los parámetros se obtuvo conforme a las ecuaciones:

$$\alpha = \frac{0.9496}{s} = 0.811628 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\beta = \bar{x} - 0.4952 s = 2.461 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

La función de densidad de probabilidad de tipo Gumbel, es:

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

En base a los resultados obtenidos en la aplicación de los métodos mencionados se integro la tabla siguiente:

PERIODO RETORNO AÑOS	PRECIPITACION ESPERADA (tc) mm	GASTO Qd m ³ /seg	FUNCION DE DISTRIBUCION f(x)
1	37	2.56	0.39741
2	44	3.04	0.53523
5	58	4.01	0.75243
10	66	4.57	0.83480
25	79	5.47	0.91670
50	88	6.09	0.94878
100	96	6.64	0.96691
200	105	7.26	0.97986
500	115	7.96	0.98854
1000	125	8.65	0.99344
10000	153	10.58	0.99863

Tabla No 3.2

Descripción estadística de los valores de lluvia y de escurrimientos máximos esperados.

D) Cálculo del indicador indirecto de beneficios.

Para obtener el indicador de beneficios, se calculó el valor esperado de los gastos mayores al que puede controlar una alternativa seleccionada. Así, mientras menor sea la esperanza de gastos, mayor será el beneficio correspondiente. El desarrollo del cálculo es el siguiente:

- 1) Se seleccionó un período de retorno pequeño, T_{ro} , a fin de asegurar que el diseño final corresponderá a un valor mayor.
- 2) Se calculó para cada alternativa, el valor esperado de los gastos anuales mayores que el de diseño.

$$E_{di} = \int_{Q_i}^{\infty} Q f(Q) dQ$$

De donde:

E_{di} = Valor esperado de los gastos mayores que el de diseño, para la alternativa i .

Q = Gasto de diseño para la alternativa i .

$f(Q)$ = Función de densidad de probabilidad.

Sustituyendo la función de distribución en la ecuación anterior, se obtiene:

$$E_{di} = \int_{Q_i}^{\infty} Q \alpha e^{-\alpha(x-\beta)} e^{-\alpha(x-\beta)} dx$$

$$E_{di} = \left[e^{-\alpha(x-\beta)} - e^{-\alpha(x-\beta)} \right]_{(Q_i)}^{\infty}$$

Los resultados de la ecuación anterior se relacionan en la tabla No. 3.3

3) Se calculó el estimador numérico de los beneficios para cada alternativa, con la siguiente ecuación:

$$B_i = \frac{ED_0 - ED_i}{ED_0}$$

De donde:

ED₀ - Es el valor inicial de los datos mayores que Q₀, en este caso ED₀ = 1.236 (Tabla 3.3)

E) Cálculo del indicador de costos.

Debido a que se desea comparar los beneficios con los costos, sin tener que calcular los valores monetarios, y debido a que el indicador de los beneficios se encuentra acotado entre cero y uno, se vuelve necesario acotar los costos en el mismo intervalo. Para ello se efectuaron los siguientes cálculos:

1) Se determinarán los costos C_i para cada alternativa *i*. Para evitar cálculos engorrosos se utilizó la figura No 3.3 en donde se relacionan los costos por kilómetro de un ducto de concreto, con respecto a diferentes gastos de diseño.

La figura No 3.3 se dedujo de la siguiente ecuación:

$$y = f ax^a = \frac{ax^a}{3}$$

De donde:

y = Costo de alternativa, en millones de nuevos pesos/km.

x = Gasto de la alternativa, en m³/seg.

a = Constante, adimensional.

Suponiendo valores, para una alternativa dada:

$y = 1.711$ millones de nuevos pesos por km.

$x = 5.50 \text{ m}^3/\text{seg.}$ ($\text{Tr} = 20$ años)

Se obtuvo:

$a = 0.0309$

Sustituyendo los gastos de diseño para cada alternativa, se obtuvieron sus costos de construcción esperados. Estos se relacionan en la siguiente tabla:

Tr (AÑOS)	GASTO (M ³ /SEG)	COSTO (MDNP/KM)
1	2.56	0.1728
2	3.04	0.2894
5	4.01	0.6642
10	4.57	0.9831
20	5.47	1.6858
50	6.59	2.3264
100	6.64	3.0154
200	7.26	3.9414
500	7.96	5.1949
1000	8.65	6.6663
10000	10.58	12.1982

TABLA No. 3.3
VARIACION DEL COSTO DE CONSTRUCCION DE UN DUCTO PARA
DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO.

2) Se seleccionó un periodo de retorno Tr_m grande, a fin de asegurar que el diseño final corresponderá a un valor menor, por último se calculó el costo C_m correspondiente.

3) Se calculó el indicador de costos CRi para cada alternativa en base a la siguiente ecuación:

$$CRi = \frac{Ci - Co}{Cm - Co}$$

De donde:

Co - Costo correspondiente al diseño para costo

Qo , 0.173 MDMP/Km

Cm - costo correspondiente al diseño para costo

Qm = 12.118 MDMP/Km (Tabla 3.3)

F) Presentación de resultados.

Los resultados de la aplicación del método del D.D.F. se relacionan a continuación:

Tr (AÑOS)	GASTO (M ³ /SEG)	EDi	Bi $\frac{EDo-EDi}{ED}$	CRi $\frac{Ci-Co}{Cm-Co}$
1	2.56	1.23646	0.000	0.000
2	3.04	1.28855	0.042	0.009
5	4.01	1.03196	0.165	0.041
10	4.57	0.81117	0.344	0.067
25	5.47	0.50082	0.595	0.126
50	6.09	0.34432	0.722	0.179
100	6.64	0.24245	0.804	0.236
200	7.26	0.16090	0.870	0.313
500	7.96	0.09995	0.919	0.418
1000	8.65	0.06188	0.949	0.540
10000	10.58	0.01564	0.987	1.000

TABLA No. 3.4
INDICADORES DE BENEFICIO Y COSTO.

La selección de la alternativa de diseño se definió en base a la figura No 3.4, obtenida de la tabla No 3.4. De donde se dedujo la región óptima, esta se localizó entre los periodos de retorno de 25 a 500 años.

Con base a los resultados del Método del D.D.F. para la obtención del período de retorno de diseño y a los períodos de retorno recomendados para una obra de drenaje en una vialidad de importancia de $Tr = 10$ años, del Manual de Hidráulica Urbana, se decidió tomar un período de $Tr = 10$ años a excepción del Río Pitillal, ya que los resultados del Método del D.D.F. no se consideran 100% confiables, dado que los costos calculados son teóricos.

Para la obra del Río Pitillal se considerará un período de retorno mayor, $Tr = 50$ años, debido a que esta obra se considera de gran importancia, ya que su desbordamiento causara daños de gran magnitud. Cabe mencionar que el período de retorno se selecciona con base a la magnitud de la obra.

VARIACION DEL COSTOS DE UN DUCTO
PARA DIFERENTES TIPOS DE DUCTO

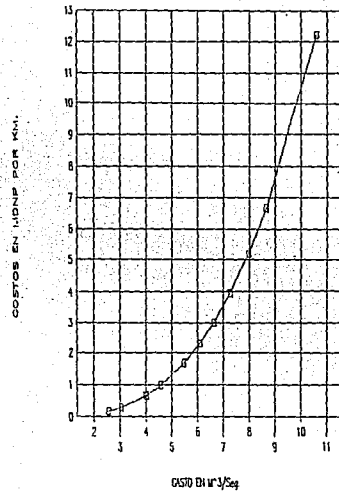


FIGURA N° 3.3 VARIACION DEL COSTO DE UN DUCTO CON RESPECTO A DIFERENTES GASTOS.

RESULTADOS DEL ANALISIS
PARA DETERMINAR EL PERIODO DE RETORNO

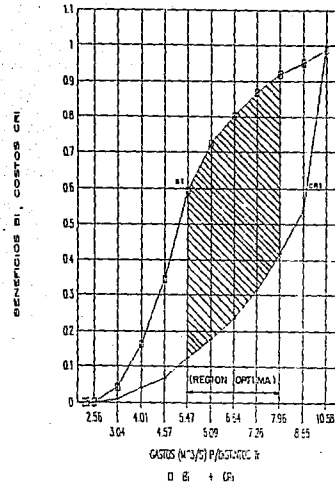


FIGURA N° 3.4 PRESENTACION DE LOS RESULTADOS DEL ANALISIS PARA LA OBTENCION DEL PERIODO DE RETORNO.

3.3 RELACION LLUVIA-ESCURRIMIENTO.

MÉTODOS DE ANALISIS.

Debido a que la cantidad y a la calidad de información varia de un problema a otro, y a que, no siempre se requiere de la misma precisión en los resultados, se han desarrollado distintos Métodos para elaborar la relación de lluvia-escorrimento. Métodos que estiman el gasto producido por una tormenta en una cuenca dada. Dichos métodos se clasifican en los siguientes grupos:

a) Métodos Directos ó Empíricos.

Consideran que las características principales del hidrograma producido por una tormenta dada, pueden calcularse a partir de las características físicas promedio de la cuenca. A este grupo pertenecen el Método Racional, el Método Gráfico Alemán y el Método Burky-Ziegler.

b) Métodos Hidrológicos.

Consideran que existe una relación funcional única entre la distribución de lluvias en el tiempo y el hidrograma a la salida de la cuenca. Dicha relación funcional se basa en principios hidrológicos y puede calibrarse con registros simultáneos de lluvias y escurrimientos en la cuenca de estudio, sin considerar sus características físicas. A este grupo pertenecen el Método del Hidrograma Unitario y Método del 'Road Research Laboratory.

c) Métodos Hidráulicos y Semi-Hidráulicos.

Estiman el hidrograma en las diferentes partes de la cuenca en estudio mediante las ecuaciones de conservación de la masa y la cantidad de movimiento con diversos grados de simplificación, considerando explícitamente las características físicas de la cuenca. A este grupo pertenece el Método de Chicago.

En el caso de Puerto Vallarta, las estaciones climatológicas localizadas en la zona de estudio, cuentan solo con pluviómetros, es decir, con mediciones tomadas a cada 24 horas. Por tal motivo se decidió estimar los gastos de diseño en base a algún Método Hidrológico, para aplicar tal Método se hace necesario contar con al menos un hidrograma a la salida de cada cuenca, además de los registros de precipitación.

Dado a que los escurrimientos en estudio no cuentan con estaciones hidrométricas, se decidió utilizar un Método Sintético, el cual obtiene hidrogramas unitarios en base a las características generales de cada cuenca.

METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

El Hidrograma Unitario Sintético Triangular, conserva tal geometría, figura No. 3.4, Mockus fue el que desarrollo el método. De la geometría de éste se obtiene el gasto pico, con la siguiente ecuación:

$$q_p = \frac{0.208 A}{t_p}$$

De Donde:

q_p = Gasto pico, en $m^3/seg./mm.$

t_p = Tiempo pico, en horas.

A = Area de la cuenca, en km^2

En tiempo pico se obtuvo con las siguientes relaciones:

a) Tiempo base:

$$t_b = 2.67 t_p$$

De Donde:

t_b = Tiempo base, en horas

t_p = Tiempo pico, en horas

b) Tiempo pico:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r$$

De Donde:

d_e = Duración en exceso, en horas

t_r = Tiempo de retraso, en horas

c) Tiempo de retraso:

$$t_r = 0.6 t_c$$

De Donde:

t_c = Tiempo de concentración, en horas

d) Duración en exceso:

$$d_e = 2\sqrt{t_c}$$

Para cuencas pequeñas $d_e = t_c$

e) Tiempo de concentración:

$$T_c = 0.000365 \frac{L^{0.77}}{s^{0.385}}$$

De donde:

t_c = Tiempo de concentración, en horas

L = Longitud del cauce principal, en metros

s = Pendiente Media, en porcentaje.

Tiempos obtenidos con anterioridad, capítulo 2.4.

Sustituyendo las ecuaciones anteriores, se obtuvieron los gastos picos de las cuencas en estudio, estos se relacionan a continuación:

N	CAUCE	AREA DE CUENCA KM ²	LONG. CAUCE PRINC. m	Smed DEL CAUCE %	tc hrs	de hrs	tr hrs	tp hrs	tb hrs	qp m ³ / seg/ mm
1	RIO MAS COTA ESTACION CORRINCHES	565.50	48000	0.9479	13.90	7.46	8.34	12.07	32.23	9.75
2	RIO MAS COTA ESTACION LA DESEMBOCADA	2089.80	113000	2.0615	26.75	10.34	16.05	21.22	56.66	20.48
3	RIO PITILLAL	362.80	48500	3.0041	9.63	6.21	5.78	8.89	23.74	8.49
4	VENA LOS TULES	1.42	2430	0.4244	2.28	2.28	1.37	2.51	6.70	0.12
5	VENA LAS GLORIAS	0.74	1640	0.3841	1.70	1.70	1.03	1.89	5.05	0.08
6	VENA STA MARIA	22.31	8750	6.8295	1.91	1.91	1.14	2.09	5.58	2.22
7	VENA STA ELENA	0.31	860	1.8012	0.62	0.62	0.37	0.68	1.82	0.09
8	ARROYO CAMARDINES	0.58	1160	3.6206	0.33	0.33	0.20	0.37	0.99	0.33

TABLA No 3.5
Cálculo de Gastos Picos esperados, obtenidos con el Método del Hidrograma Unitario Triangular.

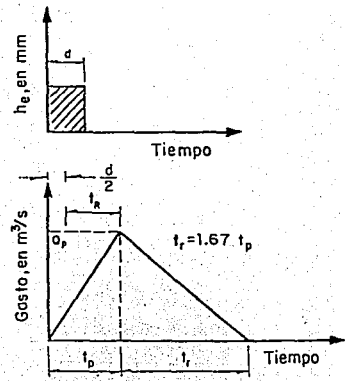


FIGURA 3.5 METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR.

3.4 OBTENCION DE GASTOS DE DISEÑO UTILIZANDO REGISTROS PLUVIOMETRICOS

Con base al Método del Hidrograma Triangular se procedió a obtener los gastos de diseño, la ecuación que se utilizó fue la siguiente:

$$Q_d = q_p \cdot I \cdot C$$

De Donde:

Q_d = Gasto de diseño, en m^3/seg

q_p = Gasto pico, en $m^3/seg/mm$

I = Intensidad máxima esperada, para una hora deseada (t_p) en $mm/hrs.$

C = Coeficiente de escurrimiento, adimensional.

La intensidad de precipitación utilizada fue la obtenida con base a el Método de Gumbel, tabla No. 2.6, transformada a la intensidad de precipitación esperada para la hora deseada (t_p), con base a el Método de la Envolvente de registros Mundiales de Lluvia, tabla No. 3.6. Los gastos de diseño resultantes para los periodos de retorno $T_r = 10$ años y $T_r = 50$ años se relacionan en las Tablas No. 3.7 y 3.8.

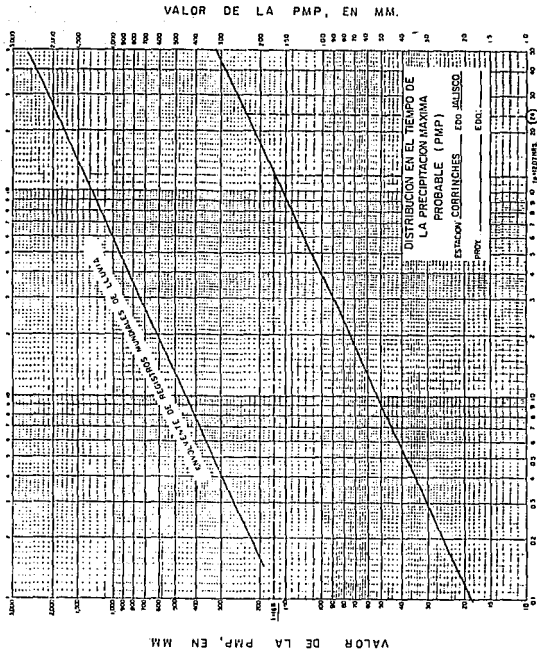


FIGURA Nº 3.6 ENVUELVE DE REGISTROS MENSUALES DE LLUVIA, APLICADO A UN PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS

No	CAUCE	tp (HRS)	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (Tr)										
			1	2	5	10	25	50	100	200	500	1000	10000
1	RIO MASCOTA EST. CORRINCHES	12.07	82.00	98.00	125.00	140.00	168.00	188.00	205.00	220.00	245.00	257.00	325.00
2	RIO MASCOTA EST. LA DESEMBOCADA	21.22	104.00	125.00	160.00	182.00	215.00	237.00	260.00	282.00	312.00	330.00	420.00
3	RIO PITILLAL	8.39	71.00	85.00	108.00	123.00	145.00	163.00	178.00	195.00	215.00	225.00	285.00
4	VENA LOS TULES	2.51	39.00	46.00	61.00	69.00	83.00	92.00	100.00	110.00	122.00	128.00	162.00
5	VENA LAS GLORIAS	1.89	34.00	41.00	52.00	61.00	73.00	82.00	89.00	97.00	108.00	113.00	145.00
6	VENA SANTA MARIA	2.09	36.00	43.00	54.00	63.00	76.00	85.00	94.00	101.00	112.00	120.00	150.00
7	VENA SANTA ELENA	0.68	21.00	26.00	32.00	37.00	44.00	49.00	54.00	61.00	67.00	71.00	89.00
8	ARROYO CAMARONES	0.37	16.00	19.50	25.00	28.00	34.00	37.00	41.00	44.00	49.00	52.00	68.00

TABLA No 3.6
 INTENSIDADES DE PRECIPITACION ESPERADAS PARA LA HORA DESEADA (tp), OBTENIDAS CON BASE A EL METODO
 DE LA ENVOLVENTE DE REGISTROS MUNDIALES DE LLUVIA.

Los coeficientes de escurrimiento varían conforme a la impermeabilidad del suelo, los valores utilizados fueron obtenidos del libro Fundamentos de Hidrología de Superficie, de Francisco J. Aparicio.

Valores de c:

- C = 0.90 Zonas Urbanas (Calles Asfaltadas)
- C = 0.40 Zonas Residenciales (Multifamiliares con espacios)
- C = 0.25 Parques y Cementerios
- C = 0.35 Combinación de Parques (80%) y Zonas urbanas (20%)

Los gastos de diseño generados se relacionan a continuación:

No.	CAUCE	T_r (años)	q_p (m ³ /s/mm)	i (mm/hr)	c	Q_d (m ³ /seg)
1	Río Mascota	10	9.75	140	0.35	477.75
	Est. Corrinches					
2	Río Mascota	10	20.48	182	0.35	1,304.58
	Est. La Desembocada					
3	Río Pitillal	10	8.49	123	0.35	365.49
4	Vena					
	Los Tules	10	0.12	69	0.40	3.31
5	Vena					
	Las Glorias	10	0.08	61	0.90	4.39
6	Vena					
	Sta. María	10	2.22	63	0.35	48.95
7	Vena					
	Sta. Elena	10	0.09	37	0.90	3.00
8	Arroyo					
	Camaronés	10	0.33	28	0.90	8.32

TABLA NO. 3.7

CALCULO DE GASTOS DE DISEÑO PARA $T_r = 10$ AÑOS CON BASE AL METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

No.	CAUCE	Tr (años)	q _p (m ³ /s/mm)	i (mm/hr)	c	Qd (m ³ /seg)
1	Río Mascota	50	9.75	188	0.35	641.55
	Est. Corrinches					
2	Río Mascota	50	20.48	237	0.35	1,740.29
	Est. La Deseembocada					
3	Río Pitillal	50	8.49	163	0.35	484.35
4	Vena					
	Los Tules	50	0.12	92	0.40	4.42
5	Vena					
	Las Glorias	50	0.08	85	0.90	5.90
6	Vena					
	Sta. María	50	2.22	49	0.35	66.55
7	Vena					
	Sta. Elena	50	0.09	37	0.90	3.97
8	Arroyo					
	Camarones	50	0.33	28	0.90	10.99

TABLA NO. 3.8

CALCULO DE GASTOS DE DISEÑO PARA Tr = 50 AÑOS CON BASE AL METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

3.5 OBTENCION DE GASTOS DE DISEÑO UTILIZANDO REGISTROS
HIDROMETRICOS

El cálculo de los gastos esperados utilizando Registros Hidrométricos se efectuó correlacionando los gastos esperados, obtenidos con base a la función de distribución de tipo Gumbel, tabla No. 2.9, con los gastos esperados aplicando el Método del Hidrograma Unitario Triangular, los parámetros utilizados fueron los siguientes:

- a) Se procedió a obtener los gastos esperados con base al Método del Hidrograma Unitario Triangular, para los distintos períodos de retorno, para una estación con información hidrométrica, en este caso para la estación Corrinches, y los resultados se relacionan a continuación:

Tr (años)	q_p (m ³ /s/mm)	i (mm/hr)	c (Adim)	Q_d (m ³ /s)
1	9.75	82	0.35	279.83
2	9.75	98	0.35	334.43
5	9.75	125	0.35	426.56
10	9.75	140	0.35	477.75
25	9.75	168	0.35	573.30
50	9.75	188	0.35	641.55
100	9.75	205	0.35	699.56
200	9.75	220	0.35	750.75
500	9.75	245	0.35	836.06
1,000	9.75	257	0.35	877.01
10,000	9.75	325	0.35	1,109.06

TABLA NO. 3.9
CALCULO DE GASTOS DE DISEÑO ESPERADOS PARA LA ESTACION CORRINCHES
CON BASE AL METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR.

- b) Se procedió a obtener el valor intermedio entre los valores de los gastos esperados, para ambos métodos.

c) Se procedió a obtener el porcentaje del valor intermedio con respecto a los valores de los gastos esperados del Método del Hidrograma Unitario Triangular.

d) Se procedió a obtener la media de los porcentajes, estos se relacionan a continuación.

Tr (años)	Qds Gumbel (m ³ /seg)	Qdz M.H.U.T. (m ³ /seg)	Qds INTERMEDIO (m ³ /s)	% C/M.H.U.T.
1	171.10	279.83	225.47	81
2	226.51	334.43	280.47	84
5	299.76	426.56	363.16	85
10	355.17	477.75	416.46	87
25	428.42	573.30	500.86	87
50	483.83	641.55	562.69	88
100	539.24	699.56	619.40	89
500	667.90	836.06	751.98	90
1,000	722.31	877.01	800.16	91
10,000	907.38	1,109.06	1,008.22	91

SUMA = 873.00
 MEDIA = 87.30

e) Se obtuvieron los gastos de diseño, utilizando registros hidráulicos, de diseño obtenidos del Método del Hidrograma Unitario Triangular; los gastos resultantes se relacionan en la tabla siguiente:

No.	CAUCE	Qd	Factor	Qd por
		M.H.U.T. m ³ /s	Correlación %	Correlación m ³ /s
1	RIO MASCOTA EST. CORRINCHES	641.55	87.30	560.07
2	RIO MASCOTA EST. LA DESEMBOCADA	1,740.29	87.30	1,519.27
3	RIO PITILLAL	484.35	87.30	422.84
4	VENA LOS TULES	3.31	87.30	2.89
5	VENA LAS GLORIAS	4.39	87.30	3.83
6	VENA STA. MARIA	48.95	87.30	42.73
7	VENA STA. ELENA	3.00	87.30	2.62
8	ARROYO CAMARONES	8.32	87.30	7.26

TABLA NO. 3.10
CALCULO DE GASTOS DE DISEÑO EMPLEANDO REGISTROS HIDROMETRICOS

3.6 GASTOS DE DISEÑO

En el caso de los cálculos realizados por el Método del Hidrograma Unitario Triangular el coeficiente de escurrimiento fue el elemento de mayor incertidumbre, debido a que su determinación exacta requiere de mediciones directas.

Los cálculos realizados en el inciso anterior, suponen que los valores medidos en las estaciones del Río Mascota pueden ser transportados a las cuencas vecinas debido a la homogeneidad de las condiciones del suelo y vegetación de sus cuencas, esto es muy cercano a la realidad de acuerdo a las fotografías aéreas y a la cartografía disponible. Las cuencas que exceptúan el criterio anterior, son las localizadas dentro de la zona urbana, los cuales tienen un mayor coeficiente de escurrimiento.

Por lo tanto, se decidió emplear los gastos de diseño obtenidos por el Método del Hidrograma Unitario Triangular, por ser los más desfavorables. Los gastos de diseño definitivo se describen a continuación:

No	C A U C E	PERIODO DE RETORNO Tr (AÑOS)	GASTO DE DISEÑO m ³ /seg
1	RIO MASCOTA ESTACION CORRINCHES	50	641.55
2	RIO MASCOTA EST. LA DESEMBOCADA	50	1,740.29
3	RIO PITILLAL	50	484.35
4	VENA LOS TULES	10	3.31
5	VENA LAS GLORIAS	10	4.39
6	VENA SANTA MARIA	10	48.95
7	VENA SANTA ELENA	10	3.00
8	ARROYO CAMARONES	10	8.32

TABLA No 3.11
GASTOS DE DISEÑO DE LOS CAUCES LOCALIZADOS EN LA NUEVA ZONA URBANA DE PUERTO VALLARTA.

CAPITULO IV
SISTEMA ACTUAL DEL
ALCANTARILLADO PLUVIAL

4.1 ANTECEDENTES

Actualmente la mancha urbana ha invadido las antiguas zonas de inundación, de los arroyos que drenan al mar, modificando sus áreas tributarias, el material de superficies y los mismos cauces.

Para plantear las soluciones necesarias para su buena operación, se vuelve necesario conocer sus actuales características y funcionamiento, estas se describen a continuación.

4.2 FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

- CRUCE DE ARROYO CAMARONES.

El Arroyo Camarones se localiza en la zona antigua de Puerto Vallarta, km 0+200 de la Vialidad de Acceso Norte. Dicho arroyo es seccionado por el canal interceptor a la altura del libramiento carretero; canal que conduce las aguas de zona alta de la cuenca a la vena Santa María y esta hacia el mar.

De esta manera el escurrimiento que drena por el arroyo Camarones lo conforma la precipitación que cae sobre el área tributaria, localizada entre el canal interceptor y la Vialidad de Ingreso Norte, urbanizada en un 90% . El Escurrimiento corre por las vialidades hasta llegar a la vialidad de Ingreso Norte, calles Guatemala y Brasilia.

El cruce actual lo forma un puente con una altura de entrepiso de 1.80 m. Hacia aguas arriba del puente se forma un canal de sección variable, con muros de mampostería y plantilla de zampeado y de material natural compactado, Figura No 4.1. Hacia aguas abajo, margen izquierda, existe un murete de concreto, en la margen derecha solo existe terreno natural, Figura No 4.2, las dimensiones y elevaciones, se obtuvieron del levantamiento a detalle, proporcionado por el FIDEICOMISO de Puerto Vallarta plano topográfico T-1.

- CAUCE DE UNA VENA SANTA ELENA.

La Vena Santa Elena, se localiza actualmente en el km 0+809, de la Avenida de Ingreso Norte. El escurimiento de esta vena, lo forma la precipitación que cae sobre su área tributaria, delimitada por el entronque carretero hacia el oriente y por la Avenida de Ingreso Norte al poniente, Figura No 2.4, el flujo resultante corre por las calles hasta llegar a la Vialidad de Ingreso Norte, por la calle Prolongación de Sierra Rocallosa, privada sin pavimentar, Figura No 4.3.

El cruce lo forma actualmente un ducto de concreto de secciones variables, plano Topográfico T-2 proporcionado por el FIDEICOMISO de Puerto Vallarta. Dicho ducto se localiza a un costado del Hotel Bugambillas Sheraton, descargando en la playa, Figura No 4.4 y No 4.5. La sección mínima del ducto, se localiza al termino de este,

teniendo las siguientes dimensiones, 1.90 m de ancho por 0.90 m de altura, con una longitud total de 287.0 m y con una pendiente de $s = 2.22\text{m/ms}$.

- CRUCE DE LA VENA SANTA MARIA.

La vena Santa María, se localiza en el km 1+230 de la Avenida de Ingreso Norte. Actualmente la estructura es la prolongación del canal interceptor el cual recibe las aguas de los arroyos localizados en la zona alta de Puerto Vallarta, más la precipitación que escurre de sus áreas tributarias de cada uno de ellos.

El canal interceptor ó vena Santa María, tiene sección rectangular, con un ancho que va desde 11.50 m. a la altura del Arroyo Camarones hasta 15.0 m. en el cruce con la Avenida de Ingreso Norte, cabe mencionar que dicho canal corre paralelo al entronque carretero, y forma una curva en "S" en el cruce con la Avenida Ingreso, curva que ofrece un comportamiento poco confiable del flujo en la época de avenidas: ya que puede provocar velocidades altas y oleajes encontrados, los cuales pueden causar desbordamientos, plano topográfico T-3, por esta razón se recomienda la rectificación de dicho tramo.

Las paredes del canal estan formadas por muros de contención de mampostería, mientras que la plantilla la forma el terreno natural, con un enrocamiento al centro del claro, Figura No 4.6. Las dimensiones en la zona del cruce son las siguientes: ancho

igual a 15 m, con una altura de muros igual a 2.50 m y con una pendiente de $s = 3.24$ m/ms.

Aguas abajo del cruce la sección se ensancha hasta 20.0 m., lugar donde no existen muros de contención con una altura promedio de 3.0 m. y con talud, $k = 1.5$ y en donde se obtiene una pendiente de $s = 0.897$ m/ms, Plano Topográfico T-3.

- CRUCE DE LA VENA LAS GLORIAS.

El cruce de la Vena las Glorias se localiza en el km 1+742, de la Avenida de Ingreso Norte. El escurrimiento que fluye a esta obra, lo forma la precipitación que cae sobre su área tributaria, urbanizada al 100%, Figura No 2.4, corriendo por las vialidades hasta llegar a la Avenida de Ingreso, plano topográfico T-4; por las calles de Niza y Liverpool. La estructura actual la forma un ducto de sección reducida, sus dimensiones son: base de 1.90 m, y una altura de 0.50 m y con pendiente $s = 7.50$ m/ms. Ducto que tan solo cruza los 4 carriles centrales de Avenida de Ingreso Norte, propiciando que el escurrimiento fluya por la calle de Niza, hasta llegar al mar. El material del ducto existente es de concreto. Figuras No 4.8, 4.9.

- CRUCE DE LA VENA LOS TULES.

El cruce de la vena los Tules se localiza en el km 2+226 de la Avenida Ingreso Norte. El escurrimiento que fluye por esta obra,

lo forma la precipitación que cae sobre el área tributaria de dicha vena urbanizada en un 50%, este escurrimiento corre por las vialidades, hasta llegar a la Avenida de Ingreso. La obra actual que permite la descarga de los escurrimientos al mar la conforman dos ductos de concreto y un canal de mampostería. Uno de los ductos se localiza sobre el camellón oriente de la Avenida de Ingreso Norte, captando los escurrimientos de la calle Melchor Ocampo y conduciendolos al ducto de cruce, sus dimensiones son, 2.50 m de ancho, 1.05m de altura y con una pendiente, $s=18.68\text{m/ms}$. El canal de mampostería es de sección trapezoidal el cual se localiza en la siguiente calle perpendicular hacia el norte de la Av. Ingreso Norte, dividiendo la calle en dos, captando las aguas que escurren hacia el mar, sus dimensiones son: 0.95 m de base, 1.41 m de altura, con una pendiente igual a $s=0.20\text{m/ms}$, Figuras No 4.10 y 4.11. El ducto de cruce es la prolongación del canal, este tiene las siguientes dimensiones, 4.27 m. de base, por 1.00 m. de altura, y con una pendiente igual a $s=12.16\text{m/ms}$. Aguas abajo del ducto de cruce se localiza un canal natural, el que tiene las siguientes dimensiones: 9.30 m. de base promedio, con altura promedio de paramentos de 2.50 m, con una pendiente de $s=5.09\text{m/ms}$ y un talud $k=1.0$, plano topográfico T-5.

- CAUCE DEL RIO PITILLAL

El Río Pitillal se localiza en la margen de la nueva zona urbana de la ciudad de Puerto Vallarta, en el km 3+192 de la Avenida

Ingreso Norte. El cruce actual lo forma un puente de 43.00 m de longitud el cual cuenta con una altura de entrepiso de 2.80 m, Figura No.4.12 .

La sección promedio del cauce a la altura del puente, Figura No.4.13, tiene las siguientes dimensiones: un ancho de plantilla igual a 24.00 m por 34.0 m de ancho a la altura de las márgenes del río, con una profundidad promedio de 2.00 y con una pendiente promedio de $s = 7.23$ m/ms.

El río Pitillal es el cauce más importante de toda la zona en estudio, ya que su área de influencia es la mayor de todas. El escurrimiento de este río lo forma el escurrimiento base más el escurrimiento directo propiciado por la precipitación que cae sobre su área tributaria, urbanizada en un 5%.

Actualmente el río divaga en una zona de planicie, la cual provoca desbordamientos que inundan áreas dedicadas a la agricultura, las cuales están pasando a formar parte de la mancha urbana Figuras No 4.14 y 4.15, de ahí la gran importancia de su buen funcionamiento.

4.3 ANALISIS HIDRAULICO.

Con base a las dimensiones de las estructuras, obtenidas de los levantamientos topográficos proporcionados por el FIDEICOMISO, se procedió a obtener sus capacidades máximas, el procedimiento fue el siguiente:

Se consideró que las estructuras de cruce funcionarían como canal, por ser lo más recomendable, ya que en el caso de ductos, al funcionar totalmente llenas ocasionarían el deterioro de las estructuras por trabajar a presión y succión, además de disminuir su capacidad al aumentar el valor del perímetro mojado. Las ecuaciones que se utilizaron para su análisis fueron las siguientes:

Se aplicó la fórmula de Manning:

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

De Donde:

Q= Gasto, en m³/seg.

n= Coeficiente de rugosidad, adimensional.

A= Area hidráulica, en m²

R= Radio hidráulico, en metros.

S= Pendiente del cauce, en porcentaje

En este caso la incógnita fue el gasto. El coeficiente de rugosidad, varía según el material de la estructura, los valores utilizados, fueron los sugeridos por Ven Te Chow, Hidráulica de Canales Abiertos.

El área hidráulica se obtuvo con base a la relación de área para secciones trapeciales:

$$A = By + ky^2$$

De Donde:

A= Area hidráulica, en m².

B= Ancho de plantilla, en metros.

k= Talud, adimensional.

y= Tirante, en metros.

El tirante máximo, se obtuvo restando a la altura de paramento un bordo libre. Dicho bordo fue propuesto, según la magnitud del caudal y de las características de cada cauce.

El radio hidráulico se obtuvo con base a la siguiente relación:

$$R = \frac{A}{P}$$

De Donde:

R= Radio hidráulico, en metros.

A= Area hidráulica, en metros cuadrados.

P= Perímetro mojado, en metros.

Con base a resultados se obtuvo la velocidad en el flujo, aplicando la ecuación de Continuidad:

$$V = \frac{Q}{A}$$

De Donde:

V= Velocidad del flujo, en m/seg.

Q= Gasto de diseño ó máximo, en m³/seg.

A= Area hidráulica, en m².

Los resultados del análisis hidráulico se relacionan en la tabla No. 4.1.

4.4 RESULTADOS DEL ANALISIS HIDRAULICO.

Con base a los resultados del análisis hidráulico de las estructuras existentes, se procedió a compararlos con los gastos de diseño, encontrándose que dos de las estructuras actuales tienen la capacidad para dejar transitar los caudales de diseño, siendo estas la Vena Los Tules y la del Arroyo Camarones, estructuras que se decidió modificar por las siguientes razones:

- a) Por la ampliación de la vialidad de Ingreso Norte, de cuatro a ocho carriles, situación que modificara las actuales características de los escurrimientos. Situación que se desea aprovechar para colocar estructuras idóneas como rejillas boca de tormenta en sitios estratégicos.
- b) Permitir la captación de escurrimientos pluviales de la Avenida de Ingreso Norte.
- c) La estructura actual de la Vena Los Tules tiene pendientes que propician que las velocidades sean excesivas.
- d) El cruce actual del Arroyo Camarones no tiene una adecuada captación de los escurrimientos, ya que no existe ninguna rejilla de tormenta, sobre las vialidades de Brazilia y Guatemala.

No	CAUCE	TRAMO		BORDO LIBRE	TIRANTE m	BASE m	TALUD k	n	PEND. S	GASTO m ³ /s	VEL. m/s (mlm)
		DEL KM	AL KM								
1	RIO PITILLAL	0+000	5+400	0.00	2.00	24.00	2.5	0.035	0.2232	83.1400	1.43
2	VENA LOS TULES	0+000	0+141	0.10	0.95	2.50	0.0	0.014	1.8680	15.3700	6.47
		0+000	0+200	0.10	1.31	0.97	1.0	0.020	0.2000	4.0500	1.37
		0+015	0+070	0.10	0.90	4.97	0.0	0.014	1.2160	27.7300	5.98
		0+070	0+345	0.40	2.10	4.80	2.5	0.027	0.5097	71.1300	2.25
3	VENA LAS GLORIAS	0+000	0+322	0.10	0.40	1.90	0.0	0.014	0.7500	2.0200	2.68
4	VENA SANTA MARIA	0+000	0+260	0.40	1.80	15.00	0.0	0.025	0.3240	78.8100	2.92
		0+260	0+752	0.40	1.20	20.00	3.0	0.027	0.0897	23.4200	0.83
5	VENA SANTA ELENA	0+000	0+294	0.10	0.80	1.90	0.0	0.014	0.2220	2.9300	1.93
6	ARROYO CAMARONES	0+000	0+270	0.20	1.00	5.00	0.0	0.025	1.5333	19.7900	3.96

TABLA No 4.1 CALCULO DE GASTOS MAXIMOS TRANSITABLES EN LAS ESTRUCTURAS EXISTENTES.

FIGURAS



FIGURA No 4.1 ESTADO ACTUAL DEL CRUCE DEL ARROYO CAMARONES
CON LA AV. DE INGRESO NORTE EN EL Km. 0+200, MARGEN DERECHA,
AGUAS ARRIBA .

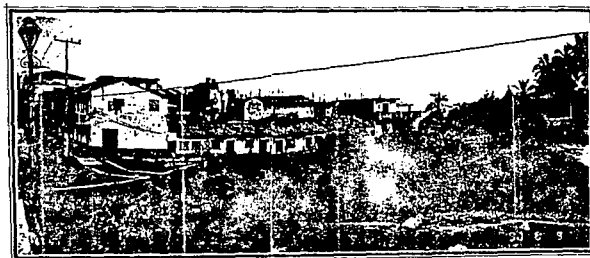


FIGURA No 4.2 ESTADO ACTUAL DEL CRUCE DEL
ARROYO CAMARONES CON LA AV. DE INGRESO NORTE,
Km. 0+200 MARGEN IZQUIERDA, AGUAS ABAJO.

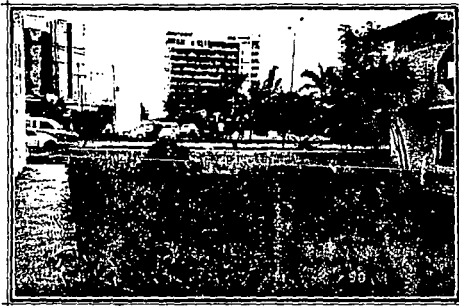


FIGURA No 4.3 ESTADO ACTUAL DEL CRUCE DE LA VENA SANTA ELENA CON LA AV. DE INGRESO NORTE, Km. 0+809 MARGEN DERECHA AGUAS ARRIBA.

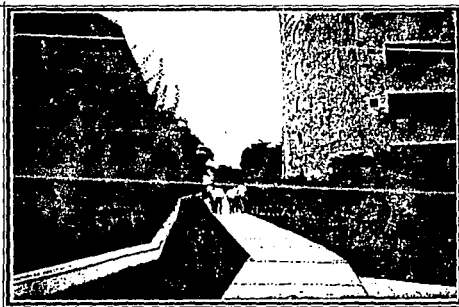


FIGURA No 4.4 ANDADOR DEL HOTEL BUGAMBILIAS SHERATON EN DONDE SE LOCALIZA EL DUCTO DE LA VENA STA. ELENA Km. 0+809, MARGEN IZQUIERDA, AGUAS ABAJO.



FIGURA No 4.5 DESEMBOCADA DE LA VENA STA. ELENA EN LA PLAYA DEL HOTEL BUMBILIAS SHERATON, MARGEN DERECHA, AGUAS ARRIBA.

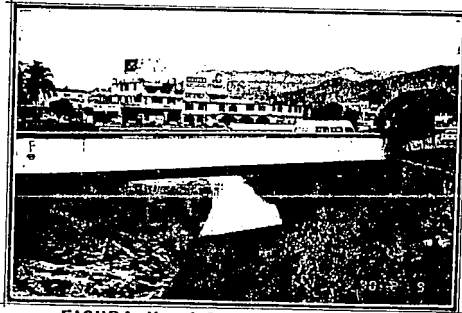


FIGURA No 4.6 ESTADO ACTUAL DEL CRUCE DE LA VENA SANTA MARIA CON LA VIALIDAD DE INGRESO, Km. 1+230, MARGEN DERECHA, AGUAS ARRIBA.



FIGURA No 4.7. ESTADO ACTUAL DEL CRUCE DE LA VENA SANTA MARIA CON LA AV. DE INGRESO, MARGEN IZQUIERDO, - AGUAS ABAJO.

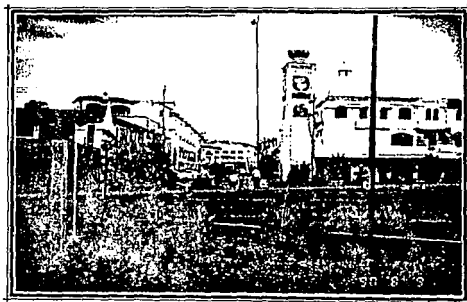


FIGURA No 4.8 ESTADO ACTUAL DEL CRUCE DE LA VENA LAS GLORIAS CON LA AV. DE INGRESO, Km 1+742, MARGEN DERECHA, AGUAS ARRIBA.



FIGURA No 4.9 CALLE DE NIZA EN DONDE ESCURRE ACTUALMENTE EL CAUCE DE LA VENA LAS GLORIAS, MARGEN IZQUIERDO DE LA AVENIDA DE INGRESO NORTE, AGUAS ABAJO.

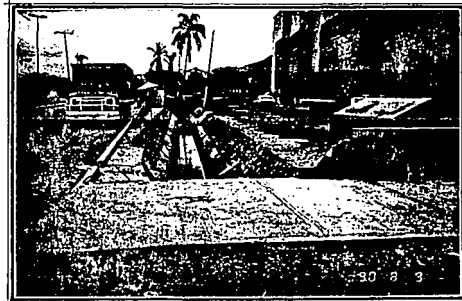


FIGURA No 4.10 ESTADO ACTUAL DEL CRUCE DE LA VENA LOS TULES CON LA AV. DE INGRESO, Km 2+226, MARGEN DERECHA AGUAS ARRIBA.



FIGURA N° 4.11 ESTADO ACTUAL
DEL CRUCE DE LA VENA LOS TULES
CON LA AV. DE INGRESO NORTE, MARGEN
IZQUIERDA, AGUAS ABAJO.

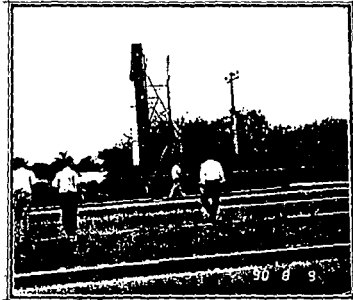


FIGURA No 4.12 ESTADO ACTUAL
DEL CRUCE DEL RIO PITILLAL CON LA
AV. DE INGRESO, Km. 3+192, MARGEN
IZQUIERDA, AGUAS ABAJO.

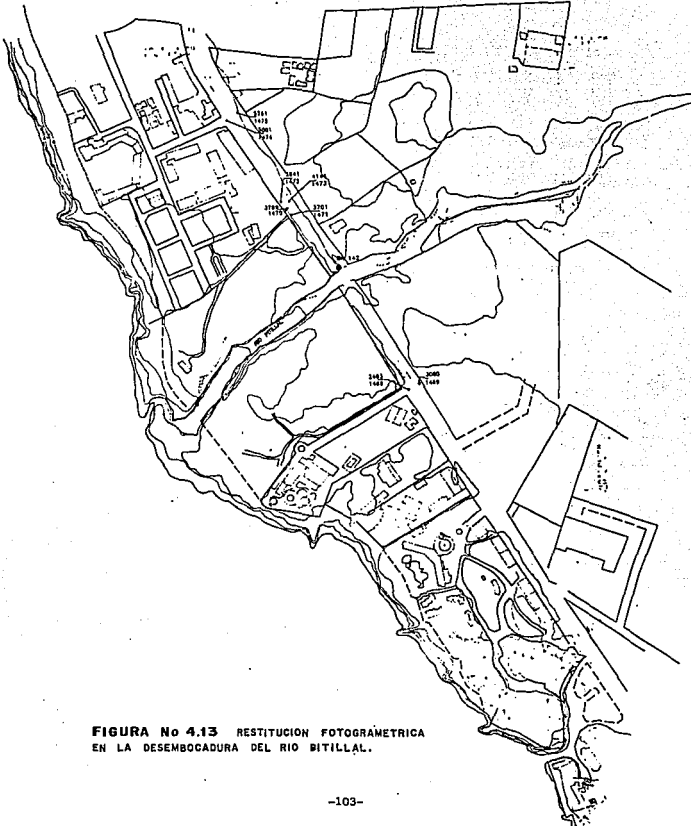


FIGURA No 4.13 RESTITUCION FOTOGRAFOMETRICA
EN LA DESEMBOCADURA DEL RIO BITILLAL.



FIGURA No 4.14 VISTA AEREA DEL CAUCE
ACTUAL DEL RIO PITILLAL
(DESCARGA)

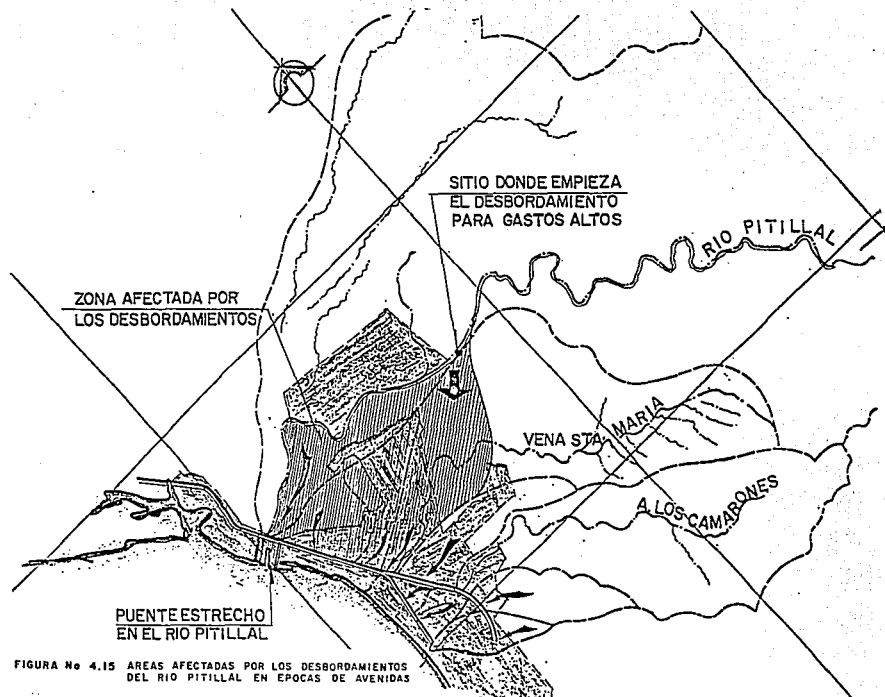


FIGURA No 4.15 AREAS AFECTADAS POR LOS DESBORDAMIENTOS DEL RIO PITILLAL EN EPOCAS DE AVENIDAS

**PLANOS
TOPOGRAFICOS**

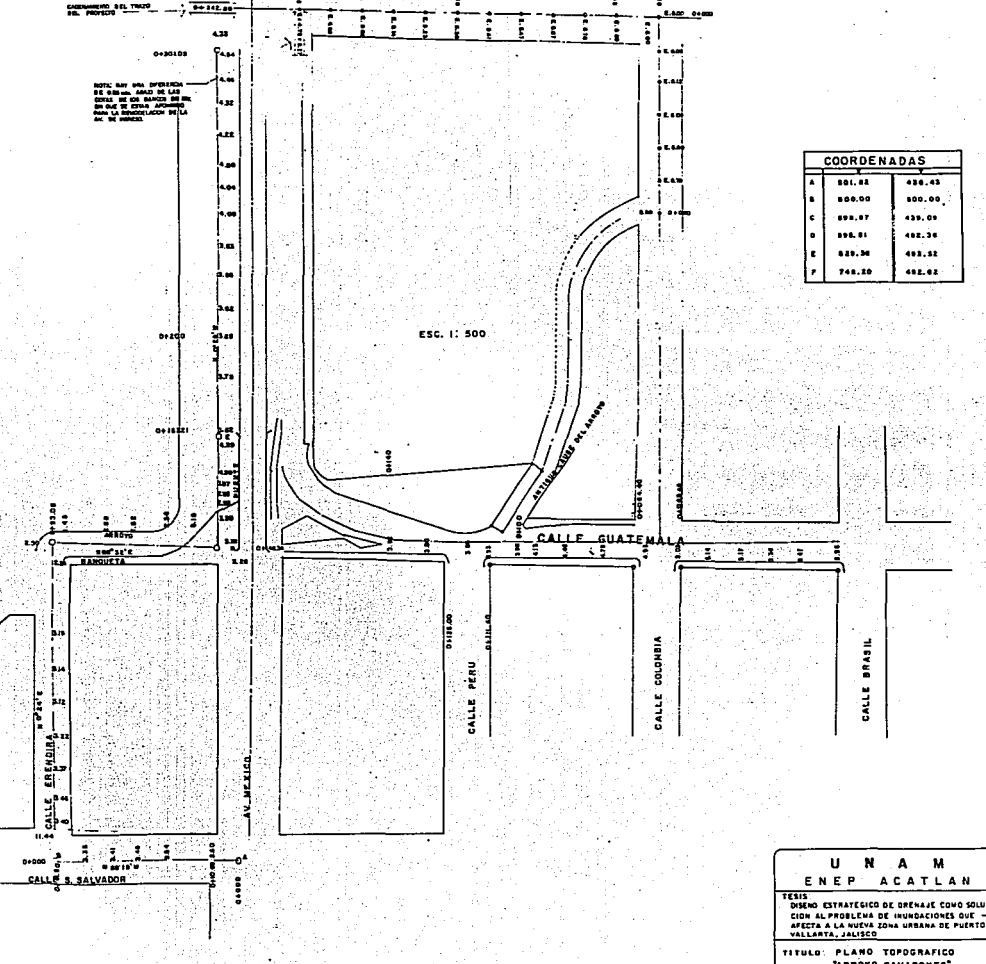
GOBIERNO DEL TRUJO
DEL PROYECTO

NOTICAR QUE ESTA INFORMACION
ES UN PLAN, MUESTRA DE LAS
CONDICIONES DE LOS TERRENOS
EN UN MOMENTO DETERMINADO
PARA LA EJECUCION DE LA
OBRA, NO GARANTIZA

COORDENADAS	
A	801.83 438.43
B	800.00 500.00
C	898.97 439.00
D	898.91 482.36
E	828.36 482.82
F	742.80 482.82

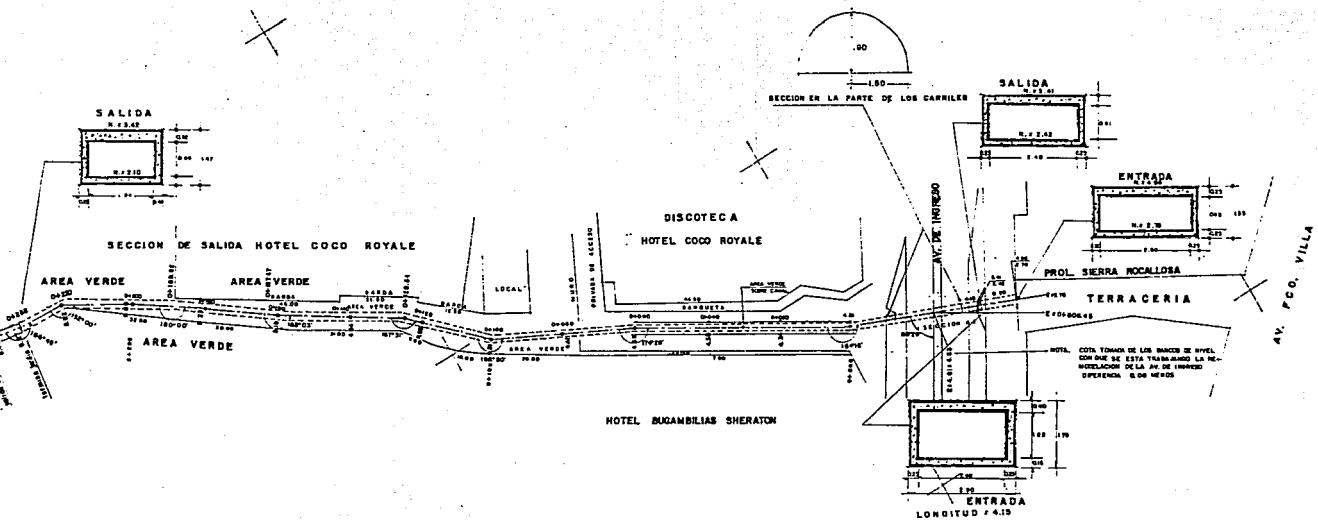
ESC. 1: 500

AV. GUATEMALA
CALLE PERU
CALLE COLOMBIA
CALLE BRASIL



U N A M		
EN E P A C T L A N		
<p>TESIS DISEÑO ESTRATÉGICO DE DRENAJE COMO SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE INUNDACIONES QUE AFECTA A LA NUEVA ZONA URBANA DE PUERTO VALLARTA, JALISCO</p>		
<p>TITULO: PLANO TOPOGRAFICO "ARROYO CAMARONES"</p>		
<p>ELABORADO LUCAS PÉREZ TOMAS</p>	<p>REVISADO D. E. V.</p>	<p>FECHA T - I</p>

ZONA FEDERAL MEXICANA



U N A M
ENEP ACATLAN

TESIS:
DISEÑO ESTRATEGICO DE DRENAJE COMO SOLUCION AL PROBLEMA DE INUNDACIONES QUE AFECTA A LA NUEVA ZONA URBANA DE PUERTO VALLARTA, JALISCO.

TITULO: PLANO TOPOGRAFICO
"VENA SANTA ELENA"

ALUMNO: LUCAS PEREZ TOMAS DISEÑO: D C M PLANO: T-2

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000

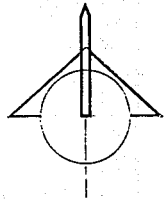
1000

1000

1000

1000

NOTA: LAS ELEVACIONES CON QUE ESTE LEVANTADO SE HA REALIZADO ESTAN EN METROS SOBRE EL NIVEL DEL MARI EN LA ESTACION DE LAS GLORIAS.



COMERCIAL MEXICANA

CENTRO COMERCIAL VILLA VALLARTA

HOTEL PLAZA LAS GLORIAS

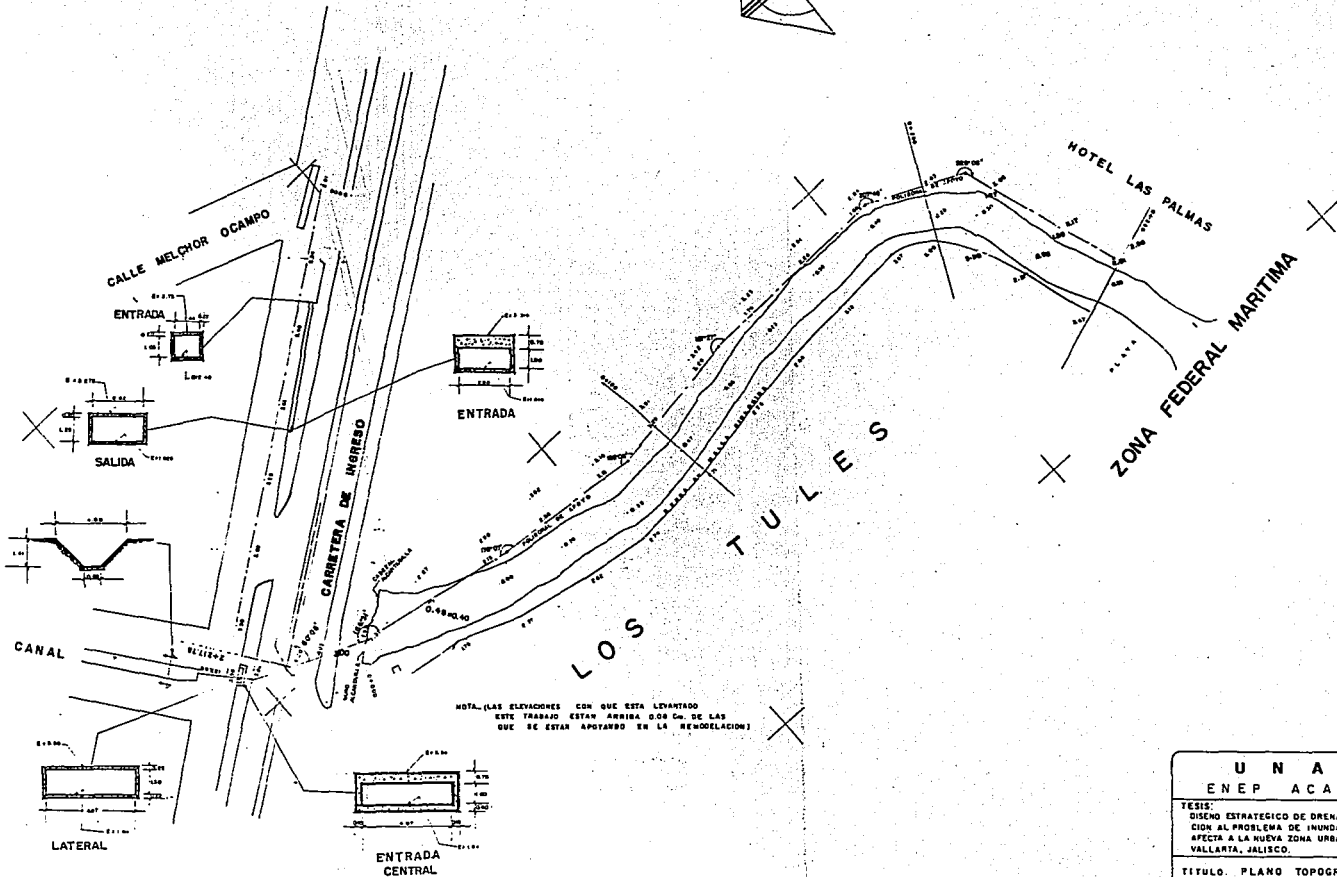
C. LUCERNA

C. LATERAL

C. LATERAL

ENFERMEDAD

U N A M			
ENEP ACATLAN			
TESIS DISEÑO ESTRATEGICO DE DRENAJE COMO SOLUCION AL PROBLEMA DE INUNDACIONES QUE AFECTA A LA NUEVA ZONA URBANA DE PUERTO VALLARTA, JALISCO.			
TITULO PLANO TOPOGRAFICO "VENAS LAS GLORIAS"			
ALUMNO LUCAS PEREZ TOMAS	DIRECTOR D. C. M.	PLANO T-4	



NOTA: (LAS ELEVACIONES CON QUE ESTA LEVANTADO ESTE TRABAJO ESTAN ARRIBA 0.04 Cm. DE LAS QUE SE ESTAN APLICANDO EN LA REMODELACION)

U N A M			
EN E P A C A T L A N			
TESIS: DISEÑO ESTRATEGICO DE DRENAJE COMO SOLUCION AL PROBLEMA DE INUNDACIONES QUE AFECTA A LA NUEVA ZONA URBANA DE PUERTO VALLARTA, JALISCO.			
TITULO: PLANO TOPOGRAFICO "VENA LOS TULES"			
DISEÑADO	DISEÑO	PLANO	T-5
SALVINO LUCAS PEREZ TOMAS	D.C.H.		

5.1. PARAMETROS DE DISEÑO

Las estructuras resultantes del diseño, deberán adaptarse a la rectificación de la avenida de Ingreso Norte, sin que esto afecte su buen funcionamiento.

Los criterios de diseño de las estructuras que se tomarán en cuenta se enumeran a continuación:

1° TIPO DE ESTRUCTURA.

Como se puede observar en la tabla No 3.11, los gastos de diseño son bastante grandes, repercutiendo directamente en el área hidráulica que necesitarán las estructuras, aunada a esta situación, el desnivel existente, entre la rasante de la avenida de Ingreso Norte con respecto al nivel medio del mar, es reducido. Generalmente las estructuras empleadas para el desalojo de los escurrimientos, lo conforman tuberías y ductos circulares. Dado a que las tuberías y ductos circulares utilizan peraltes mayores; en el caso de los primeros necesitan un colchón mínimo de 90 cm a lomo de tubo, por lo que se decidió descartarlos, dado el reducido desnivel antes mencionado. Por esta razones se optó por utilizar ductos ó en su caso por la rectificación de canales ya existentes.

2° DESNIVEL DE LA RASANTE DE LA VIALIDAD CON RESPECTO AL LOMO DEL DUCTO.

El colchón mínimo, que se decidió utilizar fue de 60 cm., entre la rasante del pavimento con respecto al lomo del ducto. Esto con la

finalidad de permitir la adecuada colocación de las capas del nuevo pavimento, subrasante y base, de la avenida Ingreso Norte.

3° ELEVACION DE LA PLANTILLA DE LAS ESTRUCTURAS EN LA DESCARGA.

El nivel mínimo de la plantilla de las estructuras a la descarga, será a 1.20 metros. Para evitar que la barra de arena que forma el mar, en base al oleaje, sepulte con rapidez la descarga. Dicha barra se prevee que puede cubrir hasta un nivel 2.50 m, por lo que se recomienda desalojar frecuentemente la arena en la descarga. En el caso de los cauces naturales se conservará el actual a nivel de la descarga.

4° VELOCIDAD MINIMA DE DISEÑO

El diseño hidráulico en las estructuras, deberá garantizar que la velocidad mínima en éstas no deberá ser menor a 0.5 m/seg., ya que una velocidad menor propiciaría el depósito de los elementos en suspensión, provocando asolvamientos, propiciando a su vez la reducción del área hidráulica y consigo su ineficacia.

5° VELOCIDAD MAXIMA DEL DISEÑO

El diseño hidráulico de las estructuras, deberá garantizar que la velocidad máxima no excederá los 5.0 m/seg., velocidad máxima permisible en concreto armado, ya que una velocidad mayor ocasionaría la erosión en las estructuras y consigo su destrucción.

6° SECCIONES DE LAS ESTRUCTURAS

Peraltes.- Los peraltes máximos de las estructuras se obtuvieron de la siguiente forma:

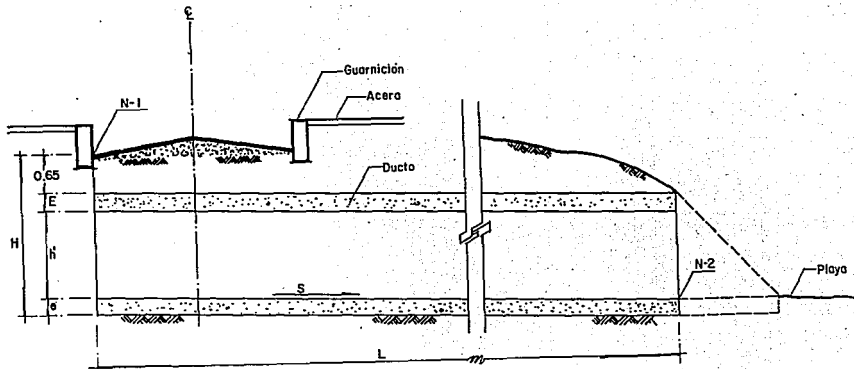
- a) Se obtuvo el desnivel "H", existente entre el nuevo nivel de la rasante (N1) en la margen derecha de la vialidad, con respecto al nivel de la descarga (N2).
- b) Se obtuvo el desnivel "d" del ducto, proponiendo una pendiente "s", la cual proporcione una velocidad intermedia de la mínima y a la máxima ya indicada.
- c) Se obtuvo el peralte "h", restando a "H" los valores de "E", "e" y 0.65 m, consultar Figura No. 5.1, las relaciones aplicadas fueron las siguientes:

$$H = N1 - N2$$

$$d = s \times L$$

$$h = H - E - d - 0.65.$$

Anchos.- Los anchos variarán con base al gasto de diseño de cada estructura. Si estas son mayores a 1.5 m, se procederá a dividir la estructura con muros longitudinales de carga los cuales dividirán la estructura en ductos con secciones pequeñas, estos se comunicarán por la interrupción de los muros, los cuales tendrán la función de distribuir uniformemente el flujo.



- DE DONDE:
- N-1 = Nivel de la rasante de la vialidad
 - N-2 = Nivel de la descarga, 1.20 m.
 - S = Pendiente del ducto en decimales
 - L = Longitud del ducto en metros.
 - E = Espesor de la bsa superior del ducto
 - e = Espesor de la plantilla del ducto
 - h = Peralte del ducto

FIGURA No. 5.1 OBTENCION DE LOS PERALTES MAXIMOS PARA LOS CRUCES

7° MATERIAL DE LAS ESTRUCTURAS

El material del que constarán los ductos, será de concreto armado, debido a que el coeficiente de rugosidad es menor al de mampostería, material comúnmente usado en alcantarillado de vialidades; esto permitirá el paso de un mayor flujo, lo que equivaldrá en la reducción de las secciones de los nuevos ductos. En el caso de canales se considerará paramentos de mampostería de 3a clase, junteados con mortero cemento-arena, proporción 1:5; dichas estructuras tendrán plantillas de concreto armado.

5.2 DISEÑO HIDRAULICO

Los ductos son las estructuras que más se ajustan a las necesidades del problema, los cuales funcionarán como canales individuales.

Por esta razón se utilizarán las ecuaciones aplicables a canales. Para uniformizar dichas ecuaciones se decidió emplear para todos los cruces las ecuaciones aplicadas a secciones trapeziales, las cuales funcionarán de igual manera para secciones rectangulares, al asignarsele el valor cero, a la variable del talud "k".

La estructura óptima de cada cruce se obtuvo, en base a la proposición de secciones con distintas pendientes, hasta encontrar la que se ajustará a los parámetros de diseño anteriormente mencionados. El procedimiento de cálculo fue el siguiente:

CÁRACTERISTICAS HIDRAULICAS

a) COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

Los valores medios de los coeficientes de rugosidad, que se utilizarón fueron los recomendados por Ven Te Chow páginas 98,99 y 100.

En este caso:

n= 0.030 Bordos de Roca

n= 0.025 Canal de Mampostería

n= 0.017 Canal de Mampostería con plantilla de concreto.

n= 0.015 Canal de Concreto Armado

b) AREA HIDRAULICA

El área hidráulica para una sección trapecial se obtiene con base a la siguiente relación:

$$A = (B + ky)y$$

De donde:

A= Area Hidráulica, en m²

B= Base de la plantilla, en m

k= Talud, Proporción Horizontal-Vertical, Adimensional.

y= Tirante, en m

c) PERIMETRO MOJADO

Se le asigna, la letra P, siendo el perímetro de contacto de la sección con el flujo, esta se obtiene en base a la siguiente relación:

$$P = b + 2y \sqrt{1+k^2}$$

De Donde:

P - Perímetro Mojado, en m.

Las demás variables fueron vistas, con anterioridad.

d) RADIO HIDRAULICO

El radio hidráulico de una sección dada, es la relación que existe entre el área hidráulica y el perímetro mojado, este se obtiene con base a la siguiente relación:

$$Rh = \frac{A}{P}$$

De Donde:

Rh= Radio Hidráulico, en m.

A= Area Hidráulico, en m².

P= Perímetro Mojado, en m.

e) TIRANTE NORMAL

El tirante normal, y_n , es el desnivel que existe entre la superficie del flujo y la plantilla del canal, para una sección, una pendiente y un gasto constantes.

La ecuación que se aplicó para obtener el tirante normal fue la de Manning, que se muestra a continuación.

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

De Donde:

Q= Gasto de diseño, en m^3/seg .

n= Coeficiente de Rugosidad, adimensional.

A= Area Hidráulica, en m^2 .

R= radio Hidráulico, en m.

s= Pendiente del Cauce, en enteros.

El tirante normal se obtiene por tanteos, en donde se debe de cumplir la siguiente relación.

$$\frac{Qn}{s^{1/2}} = A R^{2/3}$$

De donde el valor del miembro izquierdo es constante, mientras que el del derecho, varía según el valor propuesto del tirante.

f) ENERGIA ESPECIFICA

La Energía Específica en la sección de un canal se define como la energía por kilogramo de agua que fluye a través de la sección, medida con respecto al fondo del canal. Por lo tanto la Energía Específica vale:

$$E = y \cos^2 \theta + \alpha \frac{v^2}{2g}$$

Esto equivale a la suma de tirante y carga de velocidad, aceptando que el incremento de presión con la profundidad sigue la ley hidrostática. En el caso de que θ sea pequeño, $\cos\theta = 1$ y para un canal de cualquier forma y área hidráulica A , con $v = Q/A$ la Energía Específica vale:

$$E = y + \alpha \frac{v^2}{2g} = y + \alpha \frac{Q^2}{2gA^2}$$

Suponiendo que Q es constante y A es función del tirante, la energía específica es función únicamente del tirante. En la figura No. 5.2 se presenta gráficamente la ecuación anterior.

La curva muestra que para una determinada energía específica existen dos valores del tirante: y_1 , y_2 que reciben el nombre de tirantes alternados: el alternado menor y_1 y el mayor y_2 . En el punto C la energía específica es la mínima con la cual puede pasar un gasto Q a través de la sección y para lo cual existe un sólo valor del tirante y_c , que recibe el nombre de tirante crítico y al

cual corresponde una velocidad crítica. El estado del flujo que se desarrolla con el tirante crítico recibe el nombre de régimen crítico.

Cuando el tirante es mayor que el crítico, la velocidad es menor que la crítica para el gasto dado, en estas condiciones, el flujo se encuentra en régimen subcrítico. Cuando el tirante es menor que el crítico, la velocidad es mayor que la crítica y el flujo se encuentra en régimen supercrítico. En cada régimen, el tirante y la velocidad adquieren el nombre que corresponda, subcríticos ó supercríticos.

TIRANTE CRITICO

La ecuación que se aplicó para obtener el tirante crítico, sección trapecial, fue la siguiente:

$$\frac{Q}{g} = \left[\frac{(b + kyc)^3 yc^3}{b + 2kyc} \right]^{1/2}$$

De donde:

g = Aceleración de la Gravedad, en m/s^2 .

yc = Tirante Crítico, en m .

El resto de las variables fueron vistas con anterioridad. El valor del tirante crítico se obtiene cuando la ecuación se iguala.

g) Número de Froude

Tomando como condición el valor del gasto constante se puede comprobar el tipo de régimen en el que se encuentra el flujo.

El Número de Froude, es la relación que nos define el régimen del flujo en estudio, dicha relación se expresa a continuación:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{VDg}}$$

De donde:

- Fr - Número de Froude, adimensional
- V - Velocidad para un tirante dado, m/seg
- D - Profundidad Hidráulica, en m.
- g - Aceleración de la gravedad, en m/seg²

La profundidad hidráulica, "D", se obtiene en base a la siguiente relación:

$$D = \frac{(B + ky)}{B + 2ky} =$$

Cuando:

- Fr = 1.0 El Régimen es Crítico.
- Fr > 1.0 El Régimen es Supercrítico.
- Fr < 1.0 El Régimen es Subcrítico

Basándose en los parámetros de diseño anteriores, se llegó a las dimensiones y pendientes mínimas requeridas por las estructuras de cruce, la problemática particular de cada una de ellas se describe a continuación.

5.3 MODIFICACIONES PROPUESTAS

Las nuevas estructuras que permitirán el paso de los escurrimientos de cada arroyo se obtuvieron con base al diseño hidráulico antes mencionado. La problemática y el criterio tomado en cada cruce se describe a continuación:

CRUCE DEL ARROYO CAMARONES

El Arroyo Camarones se encuentra en la margen antigua de la ciudad de Puerto Vallarta, km 0+200, de la Vialidad de Ingreso Norte, dicho arroyo se encuentra seccionado por el canal interceptor, localizado a un costado del libramiento carretero, el cual conduce las aguas de la parte alta de la cuenca a la Vena Santa María.

El gasto de diseño es de $8.32 \text{ m}^3/\text{seg}$. para un período de retorno de 10 años, caudal que escurrirá por las vialidades, por lo que la solución propuesta contempla la captación de dichos escurrimientos en base a rejillas boca de tormenta, para conducirlos después por ductos de sección rectangular para aprovechar así el paso que

ofrece el antiguo puente del Arroyo Camarones, plano, No 1. De dichos caudales se estima que drenará el 60% por la calle de Brasilia y el restante 40% por la calle de Guatemala.

Dado el caudal que deberán conducir los ductos, los claros de estos resultaron grandes por lo que se decidió reducirlos, con base a muros de carga longitudinales, los cuales dividieron los ductos; estos se comunicarán con base a interrupciones de los muros divisorios, para evitar una irregular distribución del gasto.

El material del que se construirán los ductos será de concreto armado debido a su moldeabilidad y a su manejabilidad. El diseño de la estructura se restringió a los parámetros anteriormente mencionados, los datos hidráulicos resultantes se muestran en la tabla No 5.5.

CRUCE DE LA VENA SANTA ELENA.

La vena Santa Elena se ubica en el km 0+807 de la Vialidad de Ingreso Norte. Dicha vena tiene una cuenca tributaria limitada por el libramiento carretero hacia el este y por la Vialidad de Ingreso Norte hacia el oeste.

El gasto de diseño es de $3.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$, para un período de retorno de 10 años el cual corre por las vialidades hasta llegar a la

vialidad de ingreso, por la calle Sierra Rocallosa, lugar en donde se concentra el gasto. La solución propuesta fue la de captar el escurrimiento mediante una rejilla de boca de tormenta, para piso y banqueteta, para que de ahí conducir el cauce por medio de un nuevo ducto de sección rectangular, que sustituirá al existente ya que este no tiene la capacidad necesaria; se desechó la posibilidad de utilizar el ducto existente dada la superficie reducida, en la que se debería alojar la estructura, Plano No 2.

Dado el caudal que deberá conducir la estructura, el claro resultante fue grande por lo que se redujo, dividiendo el ducto por un muro de carga, el cual tendrá varias interrupciones, para permitir una regular distribución del gasto.

El material del que se construirá el ducto será de concreto armado, dado a su manejabilidad, moldeabilidad, durabilidad y resistencia. El diseño de la estructura se restringió a los parámetros anteriormente mencionados, los datos hidráulicos resultantes se muestran en la tabla No 5.5.

CRUCE DE LA VENA SANTA MARIA.

La Vena Santa María se ubica en el km 1+230 de la Avenida de Ingreso Norte, la actual estructura es la prolongación del canal interceptor, canal que corre paralelo al libramiento carretero,

éste capta los escurrimientos de la zona alta de Puerto Vallarta, estos escurrimientos son los siguientes: el Arroyo Panteón Uno, el Arroyo Panteón Dos, el Arroyo Camarones, el Arroyo Sin Nombre y la Vena Santa María. De la superficie total drenada sólo el 5% se encuentra urbanizada, pero constituye la mayor área a drenar por una estructura localizada dentro de la zona urbana.

El gasto de diseño es de $49 \text{ m}^3/\text{seg.}$, para un período de retorno de 10 años, caudal que escurrirá por los cauces hasta concentrarse en el canal interceptor. La solución propuesta fue la de aumentar la actual capacidad mediante el aumento de la pendiente existente, se descartó el aumento del ancho de la sección, ya que equivaldría a realizar una fuerte inversión en la rectificación del libramiento carretero.

La estructura requiere de la corrección del trazo a la altura del cruce con la Vialidad de Ingreso Norte ya que actualmente existe una curva en "s", que no garantiza su buen funcionamiento hidráulico en época de avenidas.

El material del que constará la estructura será por muros de contención de mampostería y por una plantilla de concreto armado, los detalles constructivos se muestran en los planos correspondientes, 3.1 y 3.2. El diseño hidráulico de la estructura se restringió a los parámetros anteriormente mencionados, los datos hidráulicos resultantes se muestran en la tabla No 5.5.

CRUCE DE LA VENA LAS GLORIAS

La Vena las Glorias se ubica en el km 1+742 de la vialidad de Ingreso Norte. Dicha vena tiene una cuenca tributaria limitada por los parteaguas que la separan de las cuencas vecinas, por la Vena los Tules hacia el norte y por la Vena Santa María hacia el sur; de la superficie total sólo el 40% se encuentra urbanizada.

El gasto de diseño es de $4.40 \text{ m}^3/\text{seg.}$, para un período de retorno de 10 años, caudal que escurre por las vialidades, por lo que la solución propuesta contempla la captación de los escurrimientos en base de rejillas de boca de tormenta, para conducirlos por ductos de sección rectangular, de estos caudales se estima en captar el 30% total del escurrimiento por la calle de Liverpool y el restante 70% por la calle de Niza. Ambos ductos se unen a la altura de la vialidad de ingreso, para que de ahí conducir el gasto hasta el mar por la prolongación de la calle de Niza, obra detallada en el plano No 4.

Dado el caudal de agua que conducirán los ductos, los claros resultaron grandes por lo que se decidió reducirlos mediante muros de carga longitudinales, dividiendo los ductos en varios, los cuales se comunicarán interrumpiendo los muros, para evitar una distribución irregular del gasto.

El material del que se construirán los ductos será de concreto armado, dado a su moldeabilidad, manejabilidad y resistencia. El

diseño de la estructura se restringió a los parámetros anteriormente mencionados, los datos hidráulicos se muestran en la tabla No 5.5 .

CRUCE DE LA VENA LOS TULES

La Vena los Tules se ubica en el km 2+226, de la Vialidad de Ingreso Norte. Dicha vena tiene una cuenca tributaria limitada por los parteaguas que la separan de las cuencas vecinas, por la cuenca Río Pitillal hacia el norte y por la cuenca vena las Glorias hacia el sur; de la superficie total drenada sólo el 10% se encuentra urbanizada.

El gasto de diseño es de $3.31 \text{ m}^3/\text{seg}$, para un período de retorno de 10 años caudal que escurre por las vialidades, por lo que la solución propuesta contempla la captación de los escurrimientos en base de rejillas boca de tormenta y con base al canal existente, para conducirlos por ductos de sección rectangular, hasta cruzar la avenida de ingreso en donde se aprovechará el cauce natural existente, el cual se recomienda revestir, para descargar al mar, obra detallada en el plano No 5 .

Dado el volumen de agua que se conducirá los ductos, los claros resultarán grandes por lo que se decidió reducirlos mediante muros de carga longitudinales; dividiendo de este modo a el ducto en

varios y estos se comunican a través de interrupciones de los muros divisorios, con el fin de evitar una irregular distribución del gasto.

El material del que se construirán los ductos será de concreto armado. El diseño de la estructura se restringió a los parámetros ya mencionados, los datos hidráulicos resultantes se muestran en la tabla No 5.5 .

CRUCE DEL RÍO PITILLAL

El cruce del Río Pitillal se ubica en el km 3+190 de la vialidad de ingreso norte. Dicho cauce tiene la mayor superficie a drenar de todos los cauces localizados en la zona de estudio por lo que se convierte en el cruce más importante localizado en la zona urbana.

El Río Pitillal actualmente divaga en su zona de planicie, existiendo continuos desbordamientos que inundan zonas que hasta ahora se han dedicado a labores agrícolas y que están pasando a formar parte de la mancha urbana, Figura No 4.15, por lo que se ha vuelto necesario tomar acciones que permitan garantizar la seguridad de la nueva zona urbana.

Actualmente el cruce lo forma un puente de 45 metros de claro, con una altura máxima de entrepiso al centro del claro de 2.80 metros,

sección que resulta insuficiente dado el caudal esperado, de 484.40 m³/seg., para un periodo de retorno de 50 años, por está razón la solución propuesta es de construir bordos paralelos al cauce, que iniciarán desde el poblado de Playa Grande hasta su descarga al mar; como obra complementaria, se requiere la construcción de un nuevo puente, el que tendrá un claro de 100 metros de longitud y de separación de bordos, obra detallada en el plano No 6 .

Se recomienda construir primero el puente, para prevenir una eventual avenida, con características similares a la de diseño que en caso de tener construidos los bordos y el puente aún no, ocasionaría el colapso del puente existente incomunicando a la ciudad.

El material del que se formarán los bordos será material sobrante del producto de excavación de los demás cruces y de la renivelación del terreno interior de los bordos, finalmente estos tendrán un pedraplén que los protejera de la erosión.

El diseño hidráulico de la estructura se restringió a los parámetros anteriormente mencionados, los datos hidráulicos resultantes se muestran en la tabla No 5.1.

Nº	CAUCE	T R A M O DEL (KM)	AL (KM)	LONG. L (M)	ELEMENTO	Nº DE ELEMENTOS	GASTO Q (M ³ /S)	BASE (M)	COEF.RUG. n	TALUD K	PEND. S (mln)	TIRANTE Y (M)	AREA A (M ²)	PER. MOJ. P (M)	RAD. HD. RH (M)	VEL. V (M/S)	PROF. HD. D	Nº FROUDE F
1	RIO PITILLAL	0+000	5+180	5,180	CANAL	1	484.35	100.00	0.030	2.00	0.00223	1.95	202.91	108.73	1.87	2.39	1.88	0.260
2	VENA LOS TULES	0+000	0+141	141	DUCTO	1	0.99	2.00	0.013	0.00	0.00200	0.35	0.71	2.71	0.28	1.41	0.35	0.637
		0+000	0+020	20	CANAL	1	2.32	0.95	0.020	1.00	0.00200	0.91	1.99	3.52	0.48	1.37	0.81	0.478
		0+020	0+070	50	DUCTO	3	1.10	2.00	0.013	0.00	0.00130	0.44	0.88	2.58	0.31	1.28	0.44	0.540
		0+070	0+340	270	CANAL	1	3.31	9.80	0.025	0.80	0.00131	0.42	4.27	10.88	0.39	0.78	0.41	0.440
3	VENA LAS GLORIAS	0+000	0+089	89	DUCTO	2	1.32	1.50	0.013	0.00	0.00250	0.51	0.78	2.52	0.30	1.73	0.51	0.589
		0+000	0+320	320	DUCTO	3	1.46	2.00	0.013	0.00	0.00146	0.51	1.02	3.02	0.34	1.43	0.51	0.533
4	VENA SANTA MARIA	0+000	0+250	250	CANAL	1	48.95	15.00	0.017	0.00	0.00324	1.04	15.58	17.07	0.91	3.15	1.94	0.558
		0+250	0+300	50	CANAL	1	48.85	15.00	0.017	0.00	0.00400	0.97	14.58	16.94	0.88	3.38	0.97	0.594
		0+300	0+707	407	CANAL	1	48.85	20.00	0.017	0.00	0.00501	0.75	14.97	21.50	0.70	3.27	0.75	0.667
5	VENA SANTA ELENA	0+000	0+294	294	DUCTO	2	1.50	2.00	0.013	0.00	0.00200	0.47	0.93	2.93	0.32	1.81	0.47	0.592
6	ARROYO CAMARONES	0+000	0+123	123	DUCTO	2	3.53	1.80	0.013	0.00	0.00270	0.81	1.45	3.42	0.43	2.29	0.81	0.527
		0+000	0+150	150	DUCTO	2	4.99	2.00	0.013	0.00	0.00330	0.92	1.84	3.84	0.48	2.71	0.82	0.548
		0+123	0+270	147	DUCTO	3	2.77	2.00	0.013	0.00	0.00290	0.83	1.28	3.28	0.39	2.21	0.63	0.596

TABLA No 5.1 RELACION DE DATOS RESULTANTES DEL ANALISIS HIDRAULICO DE LAS ESTRUCTURAS MODIFICADAS

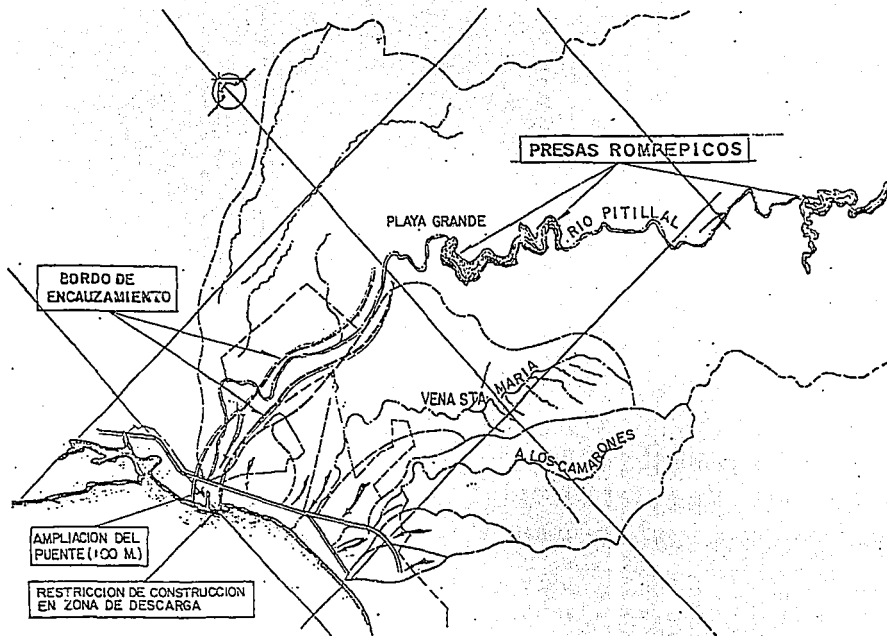


FIGURA No 5.3 UBICACION DE LOS BORDOS PROPUESTOS
PARA EL ENCAUZAMIENTO DEL RIO PITILLAL

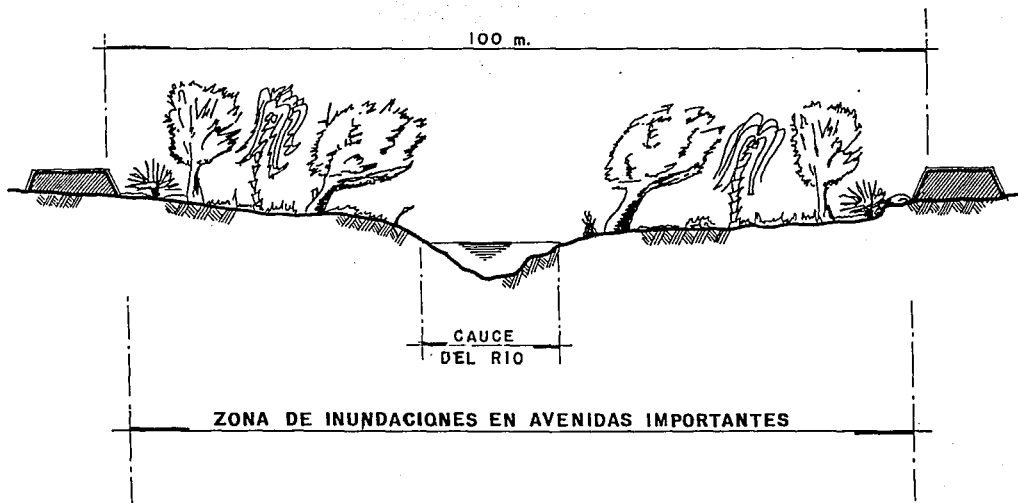
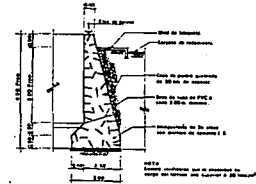
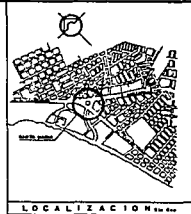
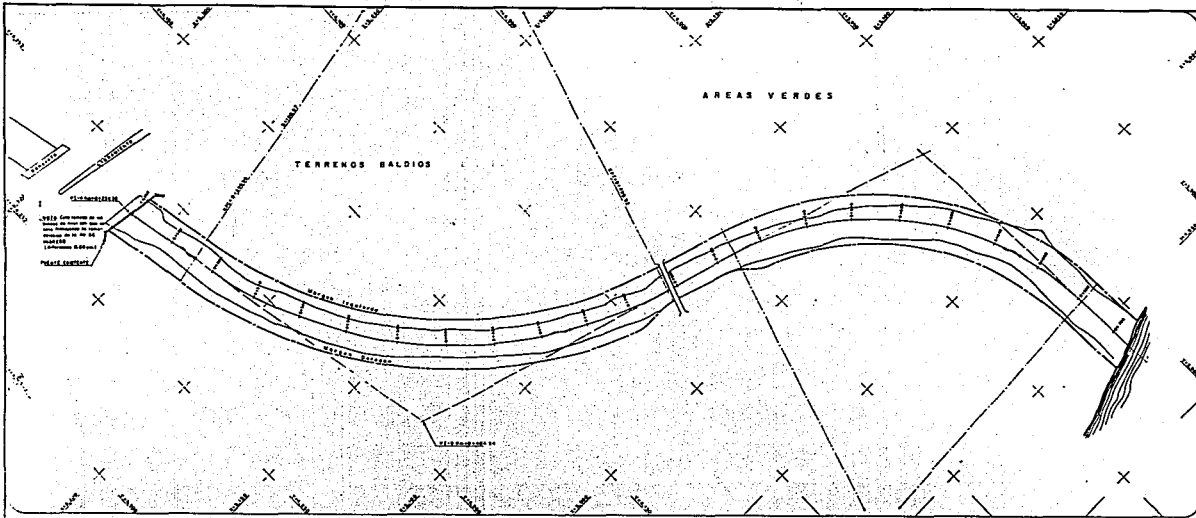
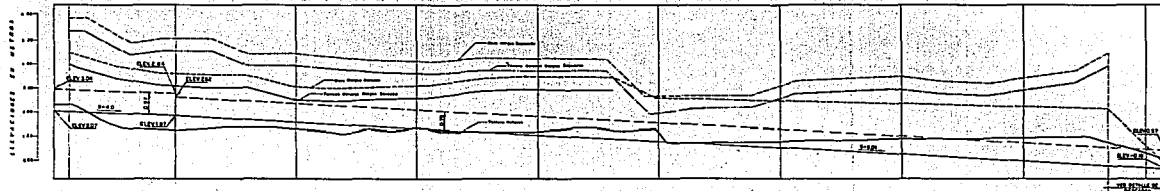


FIGURA No. 5.4 SECCION RECTIFICADA DEL RIO PITILLAL

PLANOS DE DISEÑO



DETALLE DE MURO DE CONTENCIÓN DE MAMPUESTA
CORTE A-A
E.T. S.A.

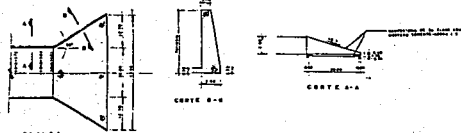


ELEVACIONES EN METROS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100																																																																																																			
ELEVACIONES EXISTENTES	10.10	10.15	10.20	10.25	10.30	10.35	10.40	10.45	10.50	10.55	10.60	10.65	10.70	10.75	10.80	10.85	10.90	10.95	11.00	11.05	11.10	11.15	11.20	11.25	11.30	11.35	11.40	11.45	11.50	11.55	11.60	11.65	11.70	11.75	11.80	11.85	11.90	11.95	12.00	12.05	12.10	12.15	12.20	12.25	12.30	12.35	12.40	12.45	12.50	12.55	12.60	12.65	12.70	12.75	12.80	12.85	12.90	12.95	13.00	13.05	13.10	13.15	13.20	13.25	13.30	13.35	13.40	13.45	13.50	13.55	13.60	13.65	13.70	13.75	13.80	13.85	13.90	13.95	14.00	14.05	14.10	14.15	14.20	14.25	14.30	14.35	14.40	14.45	14.50	14.55	14.60	14.65	14.70	14.75	14.80	14.85	14.90	14.95	15.00	15.05	15.10	15.15	15.20	15.25	15.30	15.35	15.40	15.45	15.50	15.55	15.60	15.65	15.70	15.75	15.80	15.85	15.90	15.95	16.00	16.05	16.10	16.15	16.20	16.25	16.30	16.35	16.40	16.45	16.50	16.55	16.60	16.65	16.70	16.75	16.80	16.85	16.90	16.95	17.00	17.05	17.10	17.15	17.20	17.25	17.30	17.35	17.40	17.45	17.50	17.55	17.60	17.65	17.70	17.75	17.80	17.85	17.90	17.95	18.00	18.05	18.10	18.15	18.20	18.25	18.30	18.35	18.40	18.45	18.50	18.55	18.60	18.65	18.70	18.75	18.80	18.85	18.90	18.95	19.00	19.05	19.10	19.15	19.20	19.25	19.30	19.35	19.40	19.45	19.50	19.55	19.60	19.65	19.70	19.75	19.80	19.85	19.90	19.95	20.00
ELEVACIONES PROPUESTAS	10.10	10.15	10.20	10.25	10.30	10.35	10.40	10.45	10.50	10.55	10.60	10.65	10.70	10.75	10.80	10.85	10.90	10.95	11.00	11.05	11.10	11.15	11.20	11.25	11.30	11.35	11.40	11.45	11.50	11.55	11.60	11.65	11.70	11.75	11.80	11.85	11.90	11.95	12.00	12.05	12.10	12.15	12.20	12.25	12.30	12.35	12.40	12.45	12.50	12.55	12.60	12.65	12.70	12.75	12.80	12.85	12.90	12.95	13.00	13.05	13.10	13.15	13.20	13.25	13.30	13.35	13.40	13.45	13.50	13.55	13.60	13.65	13.70	13.75	13.80	13.85	13.90	13.95	14.00	14.05	14.10	14.15	14.20	14.25	14.30	14.35	14.40	14.45	14.50	14.55	14.60	14.65	14.70	14.75	14.80	14.85	14.90	14.95	15.00	15.05	15.10	15.15	15.20	15.25	15.30	15.35	15.40	15.45	15.50	15.55	15.60	15.65	15.70	15.75	15.80	15.85	15.90	15.95	16.00	16.05	16.10	16.15	16.20	16.25	16.30	16.35	16.40	16.45	16.50	16.55	16.60	16.65	16.70	16.75	16.80	16.85	16.90	16.95	17.00	17.05	17.10	17.15	17.20	17.25	17.30	17.35	17.40	17.45	17.50	17.55	17.60	17.65	17.70	17.75	17.80	17.85	17.90	17.95	18.00	18.05	18.10	18.15	18.20	18.25	18.30	18.35	18.40	18.45	18.50	18.55	18.60	18.65	18.70	18.75	18.80	18.85	18.90	18.95	19.00	19.05	19.10	19.15	19.20	19.25	19.30	19.35	19.40	19.45	19.50	19.55	19.60	19.65	19.70	19.75	19.80	19.85	19.90	19.95	20.00

CANTIDADES ESTIMADAS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
1.- Tierra a remover	1.127	m ³
2.- Espesura de canal	25,846	m ²
3.- Proyección de mampuestas en el fondo del canal	214,000	m ²
4.- Mampuestas de muros y vertederos	2,400	m ²
5.- Pisos de concreto	997.00	m ²
6.- Muros de concreto	5,263.00	m ²
7.- Proyección de mampuestas en el muro del fondo del canal	1,287.00	m ²

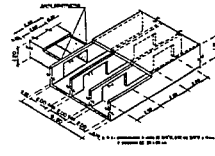
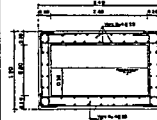
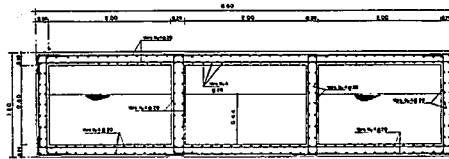
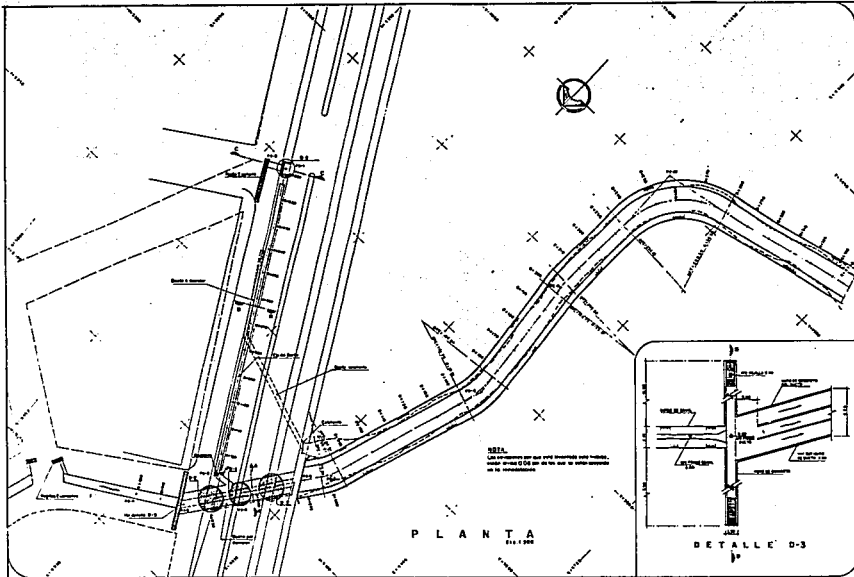
- NOTAS:**
- 1.- Las cantidades están referidas al presupuesto del proyecto, no a los datos de campo.
 - 2.- Las cantidades están referidas al presupuesto del proyecto, no a los datos de campo.
 - 3.- Las cantidades están referidas al presupuesto del proyecto, no a los datos de campo.
 - 4.- Para cualquier otro detalle, consultar el proyecto de ingeniería.



DETALLE DE DESCARGA
E.T. S.A.

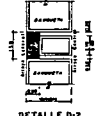
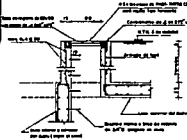
TESIS
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES AGUILA

ARTERIA INGRESO NORTE		MATERIA: Ingeniería Civil	
PUERTO VALLARTA, JAL.		CARRERA: Ingeniería Civil	
TÍTULO: CRUCE VENA DE SANTA MARIA		PLANE (PUNTO): 3.2	
Nombre:	Grado:	Fecha:	Unidad:
ALFONSO TORRES			

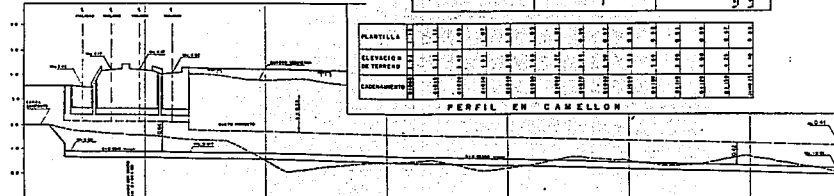
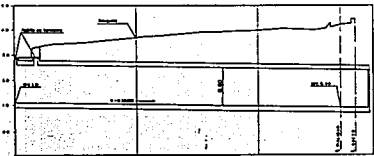
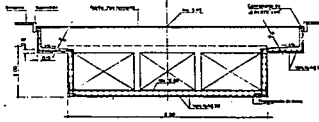


CANTIDADES ESTIMADAS

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
1. Bacheo y reparación de pavimento	310.00	m ²
2. Bacheo	1000.00	m ²
3. Pavimento de calles tipo de 12x12 cm Espal	42.00	m ²
4. Saneamiento de canal de drenaje de 12x12 cm Espal	210.00	m ²
5. Saneamiento de canal de drenaje de 12x12 cm Espal	1250.00	m ²
6. Saneamiento de canal de drenaje de 12x12 cm Espal	1272.00	m ²
7. Saneamiento de canal de drenaje de 12x12 cm Espal	1020.00	m ²
8. Saneamiento de canal de drenaje de 12x12 cm Espal	310.00	m ²
9. Saneamiento de canal de drenaje de 12x12 cm Espal	1.00	m ³
10. Saneamiento de canal de drenaje de 12x12 cm Espal	1460.00	m ³
11. Saneamiento de canal de drenaje de 12x12 cm Espal	1.00	m ³
12. Saneamiento de canal de drenaje de 12x12 cm Espal	0.00	m ³



- NOTAS:**
- 1- Las dimensiones dadas en el plano, serán de tipo nominal, no serán de tipo real.
 - 2- Las dimensiones dadas en el plano, serán de tipo nominal, no serán de tipo real.
 - 3- Las dimensiones dadas en el plano, serán de tipo nominal, no serán de tipo real.
 - 4- Para detalles de la realidad, ver con el personal proyectante.

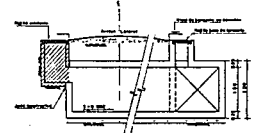


DATOS DE TRAZO

PI	SM	ESQUE	REDACTO	COMPRIMEN	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	
1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

DATOS HIDRAULICOS

PI	SM	ESQUE	REDACTO	COMPRIMEN	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	AL	
1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100



PLANTILLA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50					
ELEVACION DE TERRENO	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100		
CANALIZACION	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUOLA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN

TESIS

ANTEREA INGRESO NORTE
PUERTO VALLARTA, JAL.

TEMA: JARCE VERA LOS TELES

ALUMNO: [Nombre]

FECHA: [Fecha]

PAGINAS: 5

**CATALOGO DE
CONCEPTOS DE OBRA**

CATALOGO DE CONCEPTOS DE OBRA

OBRA: ARROYO CAMARONES

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. NS	IMPORTE MDNP
1.	TRAZO				
1.1	TRAZO Y NIVELACION	M2	4,000.00	1.52	0.006
2.	DEMOLICIONES				
2.2	DEMOLICIONES DE MURO DE TABIQUE 6 MAMPOSTERIA, MEDIDA EN SITIO, IN- CLUYE ACARREO LIBRE DEL PRODUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	57.00	19.90	0.001
2.3	ROPTURA Y REPOSICION DE GUARNICIO- NES, BANQUETAS Y PAVIMENTOS IN- CLUYE ACARREO LIBRE DEL PRODUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	310.00	16.00	0.005
3.	TERRACERIAS				
3.1	DESPALME DE MATERIAL SECO HASTA 30 CM DE ESPESOR, INCLUYE REMOCION, EXTRACCION Y ACARREO LIBRE DEL PRO- DUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	358.00	2.80	0.001
3.2	EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA, INCLUYE REMOCION, EX- TRACCION Y ACARREO LIBRE DEL PRO- DUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	9,532.00	13.90	0.132
4.	ESTRUCTURAS				
4.1	FABRICACION, COLADO, VIBRADO Y CU- RADO DE CONCRETO, INCLUYE SUMINIS- TRO Y ACARREO DE LOS MATERIALES.				
4.1.1	DE F' C = 100 KG/CM2	M3	269.00	304.30	0.082
4.1.3	DE F' C = 250 KG/CM2	M3	1,246.00	382.95	0.477
4.2	UTILIZACION DE CIMBRA DE MADERA PA- RA ACABADO APARENTE EN ESTRUCTURA, MEDIDA POR SUPERFICE DE CONTACTO, INCLUYE OBRA FALSA, CIMBRADO Y DE- CIMBRADO.	M2	5,755.00	68.10	0.392
4.3	SUMINISTRO, HABILITADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO, F'Y = 4,000 KG/CM2.	TON	150.00	3000.00	0.450
4.4	FABRICACION DE ELEMENTOS DE MAMPOS- TERIA DE 3A CLASE, JUNTEADA CON MORTERO CEMENTO-ARENA, PROP. 1:5.	M3	37.00	185.25	0.007
4.5	RELLENO COMPACTADO PARA ESTRUCTURAS EN CAPAS DE 20 CM, AL 80% DE PRUEBA PROCTOR.	M3	5,931.00	11.15	0.066
4.6	CARGA, ACARREO 1ER KM DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICION, EN CAMION DE VOLTEO.	M3	3,604.00	3.50	0.013
				SUMA =	1.632

CATALOGO DE CONCEPTOS DE OBRA

OBRA : VENA SANTA ELENA

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. NS	IMPORTE MDNP
1.	TRAZO				
1.1	TRAZO Y NIVELACION	M2	2,500.00	1.52	0.004
2.	DEMOLICIONES				
2.1	DEMOLICIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO. INCLUYE ACARREO LIBRE DEL PRODUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	295.00	54.80	0.016
2.3	ROPTURA Y REPOSICION DE GUARNICIONES, BANQUETAS Y PAVIMENTOS INCLUYE ACARREO LIBRE DEL PRODUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	127.00	16.00	0.002
3.	TERRACERIAS				
3.1	DESPALME DE MATERIAL SECO HASTA 30 CM DE ESPESOR, INCLUYE REMOCION EXTRACCION Y ACARREO LIBRE DEL PRODUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	120.00	2.80	0.000
3.2	EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA, INCLUYE REMOCION, EXTRACCION Y ACARREO LIBRE DEL PRODUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	5,310.00	13.90	0.074
4.	ESTRUCTURAS				
4.1	FABRICACION, COLADO, VIBRADO Y CURADO DE CONCRETO, INCLUYE SUMINISTRO Y ACARREO DE LOS MATERIALES.				
4.1.1	DE F'c = 100 KG/CM2	M3	165.00	304.30	0.050
4.1.3	DE F'c = 250 KG/CM2	M3	700.00	382.95	0.268
4.2	UTILIZACION DE CIMBRA DE MADERA PARA ACABADO APARENTE EN ESTRUCTURA, MEDIDA POR SUPERFICIE DE CONTACTO, INCLUYE OBRA FALSA, CIMBRADO Y DE--CIMBRADO.	M2	3,000.00	68.10	0.204
4.3	SUMINISTRO, HABILITADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO, F'Y = 4,000 KG/CM2.	TON	84.00	3000.00	0.252
4.4	FABRICACION DE ELEMENTOS DE MAMPONERIA DE 3A CLASE, JUNTEADA CON MORTERO CEMENTO-ARENA, PROP. 1:5.	M3	25.00	185.25	0.005
4.5	RELLENO COMPACTADO PARA ESTRUCTURAS EN CAPAS DE 20 CM, AL 80% DE PRUEBA PROCTOR.	M3	3,552.00	11.15	0.040
4.6	CARGA, ACARREO 1ER KM DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICION, EN CAMION DE VOLTEO.	M3	1,760.00	3.50	0.005
				SUMA =	0.921

CATALOGO DE CONCEPTOS DE OBRA

OBRA: VENA SANTA MARIA

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. N\$	IMPORTE MDNP
1.	TRAZO				
1.1	TRAZO Y NIVELACION	M2	18,700.00	1.52	0.028
2.	DEMOLICIONES				
2.2	DEMOLICIONES DE MURO DE TABIQUE O MAMPOSTERIA, MEDIDA EN SITIO, IN- CLUYE ACARREO LIBRE DEL PRODUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	1,095.00	19.90	0.022
2.3	ROPTURA Y REPOSICION DE GUARNICIO- NES, BANQUETAS Y PAVIMENTOS IN- CLUYE ACARREO LIBRE DEL PRODUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	686.00	16.00	0.011
3.	TERRACERIAS				
3.1	DESPALME DE MATERIAL SECO HASTA 30 CM DE ESPESOR, INCLUYE REMOCION, EXTRACCION Y ACARREO LIBRE DEL PRO- DUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	750.00	2.80	0.002
3.2	EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA, INCLUYE REMOCION, EX- TRACCION Y ACARREO LIBRE DEL PRO- DUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	34,064.00	13.90	0.473
4.	ESTRUCTURAS				
4.1	FABRICACION, COLADO, VIBRADO Y CU- RADO DE CONCRETO, INCLUYE SUMINIS- TRO Y ACARREO DE LOS MATERIALES.				
4.1.1	DE F'c = 100 KG/CM2	M3	534.00	304.30	0.162
4.1.2	DE F'c = 150 KG/CM2	M3	1,830.00	334.30	0.612
4.2	UTILIZACION DE CIMBRA DE MADERA PA- RA ACABADO APARENTE EN ESTRUCTURA, MEDIDA POR SUPERFICE DE CONTACTO, INCLUYE OBRA FALSA, CIMBRADO Y DE- CIMBRADO.	M2	0.00	68.10	0.000
4.3.1	SUMINISTRO Y COLOCACION MALLA ELECTROSOLDADA E66 - 10 - 10.	M2	12,620.00	6.90	0.087
4.4	FABRICACION DE ELEMENTOS DE MAMPOS- TERIA DE 3A CLASE, JUNTEADA CON MORTERO CEMENTO-ARENA, PROP. 1:5.	M3	8,755.00	185.25	1.622
4.5	RELLENO COMPACTADO PARA ESTRUCTURAS EN CAPAS DE 20 CM, AL 80% DE PRUEBA PROCTOR.	M3	13,195.00	11.15	0.147
4.6	CARGA, ACARREO 1ER KM DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICION, EN CAMION DE VOLTEO.	M3	19,291.00	3.50	0.066
				SUMA =	3.235

CATALOGO DE CONCEPTOS DE OBRA

OBRA: VENA LAS GLORIAS

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. NS	IMPORTE MDNP
1.	TRAZO				
1.1	TRAZO Y NIVELACION	M2	4,100.00	1.52	0.006
2.	DEMOLICIONES				
2.1	DEMOLICIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO, INCLUYE ACARREO LIBRE DEL PRODUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	50.00	54.80	0.003
2.3	ROPTURA Y REPOSICION DE GUARNICIONES, BANQUETAS Y PAVIMENTOS INCLUYE ACARREO LIBRE DEL PRODUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	261.00	16.00	0.004
3.	TERRACERIAS				
3.1	DESPALME DE MATERIAL SECO HASTA 30 CM DE ESPESOR, INCLUYE REMOCION, EXTRACCION Y ACARREO LIBRE DEL PRODUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	310.00	2.80	0.001
3.2	EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA, INCLUYE REMOCION, EXTRACCION Y ACARREO LIBRE DEL PRODUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	8,677.00	13.90	0.121
4.	ESTRUCTURAS				
4.1	FABRICACION, COLADO, VIBRADO Y CURADO DE CONCRETO, INCLUYE SUMINISTRO Y ACARREO DE LOS MATERIALES.				
4.1.1	DE F'c = 100 KG/CM2	M3	291.00	304.30	0.089
4.1.3	DE F'c = 250 KG/CM2	M3	1,277.00	382.95	0.489
4.2	UTILIZACION DE CIMBRA DE MADERA PARA ACABADO APARENTE EN ESTRUCTURA, MEDIDA POR SUPERFICE DE CONTACTO, INCLUYE OBRA FALSA, CIMBRADO Y DE-CIMBRADO.	M2	5,300.00	68.10	0.361
4.3	SUMINISTRO, HABILITADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO, F'Y = 4,000 KG/CM2.	TON	153.00	3000.00	0.459
4.4	FABRICACION DE ELEMENTOS DE MAMPOSTERIA DE 3A CLASE, JUNTEADA CON MORTERO CEMENTO-ARENA, PROP. 1:5.	M3	37.00	185.25	0.007
4.5	RELLENO COMPACTADO PARA ESTRUCTURAS EN CAPAS DE 20 CM, AL 80% DE PRUEBA PROCTOR.	M3	5,434.00	11.15	0.061
4.6	CARGA, ACARREO 1ER KM DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICION, EN CAMION DE VOLTEO.	M3	843.00	3.50	0.003
				SUMA =	1.603

CATALOGO DE CONCEPTOS DE OBRA

OBRA : VENA LOS TULES

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. N\$	IMPORTE MDNP
1.	TRAZO				
1.1	TRAZO Y NIVELACION	M2	6,030.00	1.52	0.009
2.	DEMOLICIONES				
2.1	DEMOLICIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO, INCLUYE ACARREO LIBRE DEL PRODUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	315.00	54.80	0.017
2.3	ROPTURA Y REPOSICION DE GUARNICIONES, BANQUETAS Y PAVIMENTOS INCLUYE ACARREO LIBRE DEL PRODUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	65.00	16.00	0.001
3.	TERRACERIAS				
3.1	DESPALME DE MATERIAL SECO HASTA 30 CM DE ESPESOR, INCLUYE REMOCION, EXTRACCION Y ACARREO LIBRE DEL PRODUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	455.00	2.80	0.001
3.2	EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA, INCLUYE REMOCION, EXTRACCION Y ACARREO LIBRE DEL PRODUCTO HASTA EL PIE DEL CAMION.	M3	4,700.00	13.90	0.065
4.	ESTRUCTURAS				
4.1	FABRICACION, COLADO, VIBRADO Y CURADO DE CONCRETO, INCLUYE SUMINISTRO Y ACARREO DE LOS MATERIALES.				
4.1.1	DE F'C = 100 KG/CM2	M3	352.00	304.30	0.107
4.1.3	DE F'C = 250 KG/CM2	M3	348.00	382.95	0.134
4.2	UTILIZACION DE CIMBRA DE MADERA PARA ACABADO APARENTE EN ESTRUCTURA, MEDIDA POR SUPERFICIE DE CONTACTO, INCLUYE OBRA FALSA, CIMBRADO Y DE-CIMBRADO.	M2	1,506.00	68.10	0.103
4.3	SUMINISTRO, HABILITADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO, FY = 4,000 KG/CM2.	TON	42.00	3000.00	0.126
4.4	FABRICACION DE ELEMENTOS DE MAMPOSTERIA DE 3A CLASE, JUNTEADA CON MORTERO CEMENTO-ARENA, PROP. 1:5.	M3	1,660.00	165.25	0.308
4.5	RELLENO COMPACTADO PARA ESTRUCTURAS EN CAPAS DE 20 CM, AL 80% DE PRUEBA PROCTOR.	M3	2,072.00	11.15	0.023
4.6	CARGA, ACARREO 1ER KM DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICION, EN CAMION DE VOLTEO.	M3	2,642.00	3.50	0.009
				SUMA =	0.903

**CAPITULO VI
CONCLUSIONES
Y
RECOMENDACIONES**

CONCLUSIONES

La conclusión a la que se llegó en el presente estudio, es que actualmente las estructuras no tienen la capacidad necesaria para permitir el buen desalojo de los escurrimientos de diseño y de que las estructuras que actualmente tienen la capacidad, no cuentan con la adecuada captación de los caudales y que sus actuales dimensiones no garantizan su buen funcionamiento, razones por lo que se optó por modificar todas las estructuras.

Cabe aclarar que existen obras de impostergable realización, dichas obras se relacionan a continuación:

- a) Proyecto y construcción del puente vehicular del Río Pitillal, el cual constará de cuatro carriles y un claro de 100 metros. Dicho puente se deberá ejecutar antes de la construcción de los bordos localizados en sus márgenes, ya que una eventual avenida con características similares a las de diseño provocará el eclipsamiento de puente existente, y con ello la incomunicación y posible paralización de la ciudad.
- b) La construcción de la obra localizada en el cruce de la Vena las Glorias con la Vialidad Ingreso Norte, ya que actualmente tiene dimensiones reducidas, las cuales provocan problemas, sin que se presente una avenida de consideración.

Debe quedar claro que los gastos de diseño no contemplan las aportaciones de aguas negras de la localidad, estas son más probables de que existán en tres de los seis cruces existentes, como son: el Río Pitillal, la Vena los Tules y la Vena Santa María. Además de que estas aguas son focos de contaminación, de mayor grado en flujos intermitentes ó de bajo caudal como lo son Vena los Tules y Vena Santa María, se recomienda localizar las posibles descargas y encausarlas mediante colectores marginales a las redes de distribución de dichas aguas.

Por último los procesos constructivos que se desarrollarán en la ejecución de las obras deberán garantizar la estabilidad de las estructuras adyacentes a las mismas.

RECOMENDACIONES

Con respecto al diseño de las estructuras de cruce, estas no contemplan las modificaciones de las instalaciones subterráneas existentes, por lo que se recomienda obtener planos de proyectos ejecutivos y realizar las modificaciones necesarias de los siguientes servicios: agua potable, alcantarillado sanitario, energía eléctrica y red telefónica.

Con respecto a la estructura del Río Pitillal, se recomienda realizar análisis técnico-económico de la construcción de presas rompepicos, las cuales disminuirán los caudales esperados en el río, disminuyendo así el área de inundación y la longitud del claro del puente.

Referente a la infraestructura hidráulica propuesta, formada por las estructuras de cruce se recomienda realizar un programa anual de desazolamiento, los cuales garantizarán su buen funcionamiento.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Open Chanel Flow, Henderson, F.W., New York.
Ed. Mc Millan Series in Civil Ingeneering, 1976, 515 p.
- 2.- Hidrología Primera Parte, Springall G. Rolando, México.
Ed. Instituto de Ingeniería, 1970, 210 p.
- 3.- Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow, México.
Ed. Diana, Traductor Alberto Val., 2a. Edición, 1982, 621p
- 4.- Manual de Diseño de Obras Civiles, Hidrotecnia, Instituto
de Investigaciones Eléctricas, Ed. C.F.E., 1980.
- 5.- Apuntes de Alcantarillado, Jorge Luis Lara González,
Ed. Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. 1991.
- 6.- Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario,
Steel Ernest W. Mc Gee, Ed. Gustavo Gil.
- 7.- Ingeniería Sanitaria Melcak-Eddy, Tomo I, Drenaje y Bombeo
de Aguas Residuales, Ed. Labor, 1985.
- 8.- Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales,
Fair Geyer y Okun, Vol. 1, México, Ed. Limusa, 4a.
Reimpresión, 1980, 531 p.
- 9.- Fundamentos de Hidrología de Superficie, Francisco J.
Aparicio Mijares, México, Ed. Limusa, 1989, 303 p.
- 10.- Manual de Hidráulica Urbana, D.G.C.O.H., México, D.F., Ed.
D.D.F., 1982, 70 p.
- 11.- Escurrimiento en Cuencas Pequeñas, Folleto No. 143,
Springall G. Rolando, México. Ed. Instituto de Ingeniería,
1969, 24 p.
- 12.- Escurrimiento en Cuencas Grandes, Springall G. Rolando,
México, Ed. Instituto de Ingeniería, 1970, 40 p.
- 13.- Censo Preliminar de 1990. Instituto Nacional de
Estadística, Geografía e Informática, 1992.
- 14.- Estudio Complementario a la Elaboración y Trazo de
Isoyetas Medias Anuales de la República Mexicana en el
período de 1931-1970, S.A.R.H., Subsecretaría de
Planeación, Dirección General de Estudios.
- 15.- Manual de Drenaje. Instituto Mexicano de Tecnología del
Agua, Dirección General de Irrigación y Drenaje, S.A.R.H.,
Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica, 1986, 247 p.