



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGON

"PROYECTO DE OBRAS DE PROTECCION SOBRE
EL RIO SANDIEGANO A LA ALTURA DE LA
POBLACION FLORES MAGON, MPIO. DE
VENUSTIANO CARRANZA, CHIS."

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

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

P R E S E N T A :

U L I S E S A L E J O B A L T A Z A R

DIRECTOR DE TESIS:
ING. JOEL MENDOZA JIMENEZ

SAN JUAN DE ARAGON, MEXICO

2002

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

PAGINACION DESCONTINUA



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGÓN

SECRETARÍA ACADÉMICA

Ing. MA. DE LOS ÁNGELES SÁNCHEZ CAMPOS
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 20 de mayo del año en curso, por la que se comunica que el alumno ULISES ALEJO BALTAZAR, de la carrera de Ingeniero Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "PROYECTO DE OBRAS DE PROTECCIÓN SOBRE EL RÍO SANDIEGANO A LA ALTURA DE LA POBLACIÓN FLORES MAGÓN, MPIO. DE VENUSTIANO CARRANZA, CHIS.", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

Sin otro particular, reitero a usted las seguridades de mi atenta consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 20 de mayo del 2002
EL SECRETARIO


LIC. ALBERTO IBARRA ROSAS

C p Asesor de Tesis.
C p Interesado.

AIR/RCC/vr



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

ESCUELA NACIONAL
DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN, MEXICO

ULISES ALEJO BALTAZAR
PRESENTE.

En contestación a la solicitud de fecha 25 de enero del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOEL MENDOZA JIMÉNEZ pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado "PROYECTO DE OBRAS DE PROTECCIÓN SOBRE EL RÍO SANDIEGANO A LA ALTURA DE LA POBLACIÓN FLORES MAGÓN, MPIO. DE VENUSTIANO CARRANZA, CHIS.", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento, me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 7 de febrero del 2002
LA DIRECTORA

L. Turcott

ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



G. J.

- C p Secretaria Académica.
- C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
- C p Asesor de Tesis.

LTG/AIR/la.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES ARAGON - UNAM

JEFATURA DE CARRERA
DE INGENIERIA CIVIL

OFICIO No. ENAR/JCIC/0265/2002

ASUNTO: Asignación de jurado

LIC. ALBERTO IBARRA ROSAS
SECRETARIO ACADÉMICO
P R E S E N T E

Por medio del presente me permito relacionar los nombres de los profesores que sugiero integren el Sinodo del Examen Profesional del C. ULISES ALEJO BALTAZAR, con número de cuenta: 09756566-2, con el tema de tesis "PROYECTO DE OBRAS DE PROTECCIÓN SOBRE EL RÍO SANDIEGANO A LA ALTURA DE LA POBLACIÓN FLORES MAGÓN".

PRESIDENTE:	ING. BENJAMÍN PEÑA ALCALÁ
VOCAL:	ING. JOEL MENDOZA JIMMÉNEZ
SECRETARIO:	ING. LUIS POMPOSO VIGUERAS MUÑOZ
SUPLENTE:	ING. MA. DE LA LUZ FERNÁNDEZ ZURITA
SUPLENTE:	ING. MARTÍN ORTIZ LEÓN

Quiero subrayar que el director de tesis es el Ing. Joel Mendoza Jiménez, el cual está incluido en base a lo que reza el Reglamento de Exámenes Profesionales de esta Escuela.

A T E N T A M E N T E
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Bosques de Aragón, Estado de México, a 20 de mayo del 2002

LA JEFA DE LA CARRERA


ING. MA. DE LOS ANGELES SANCHEZ CAMPOS



c.c.p. Lic. Ma. Teresa Luna Sánchez - Jefa del Departamento de Servicios Escolares
Ing. Earla Ivonne Gutierrez Vázquez - Secretaria Técnica de la carrera de Ingeniería Civil
Ing. Joel Mendoza Jiménez - Director de Tesis
Comité de Tesis
Interesado

MANU/gevc

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

DEDICATORIA.

A quienes me brindaron su apoyo, consejo y
En los momentos más difíciles me alentaron a
Seguir adelante, anhelando que siempre me
Preparará para enfrentarme a la vida.

Hoy se ven culminados nuestros esfuerzos y mis
Deseos, iniciándose así una etapa en mi vida,
En la que siempre estarán en mi corazón.

Mis padres Luis Alejo y Bernardina Baltazar

Mis hermanos Marco y Miro, a los cuales quiero
y admiro, ya que me han ayudado a
superarme como persona, con su ejemplo al
terminar sus carreras.

Por último a Diana; espero que este trabajo
Sirva de estímulo, para que se esfuerce
Más en sus estudios y termine una carrera.

AGRADECIMIENTO

Espero que este trabajo, sea un reconocimiento
Al esfuerzo y colaboración desinteresada, de todas las personas,
que de alguna manera contribuyeron en su elaboración.

También quiero agradecer de una forma
Muy especial la ayuda y amistad sincera de los ingenieros:

Joel Mendoza Jiménez
Octavio Esquivias Campoy
Luis Espinoza Núñez
Rafael de la Cruz Gutiérrez
Guillermo Pérez Luna
Enrique González Guzmán
Jesús Granados Ordóñez.

ÍNDICE.

ÍNDICE	I
PRÓLOGO	VIII
INTRODUCCIÓN	1
I.- ANTECEDENTES	5
II.- PROBLEMÁTICA	10
III.- OBJETIVO	12
IV.- ESTUDIO HIDROLÓGICO	14
<i>Recopilación de información climatológica</i>	18
<i>Cálculo de las pendientes medias</i>	29
<i>Cálculo del número de escurrimiento N</i>	31
<i>Funciones de la distribución de probabilidad</i>	44
<i>Selección de una función de distribución</i>	60
<i>Resultados del cálculo del gasto máximo mediante la Aplicación del modelo lluvia escurrimiento cuenca total.</i>	76
<i>Resultados del cálculo del gasto máximo mediante la Aplicación del modelo lluvia escurrimiento cuenca Sandiegano.</i>	78
<i>Resultados del cálculo del gasto máximo mediante la Aplicación del modelo lluvia escurrimiento cuenca Saclum.</i>	80

V.- ANÁLISIS HIDRÁULICO DE ALTERNATIVAS	81
Topografía	82
Análisis hidráulico	92
Aplicación del HEC-RAS	96
Análisis de alternativas	99
VI.- PROYECTO DEFINITIVO DE LA OBRA DE PROTECCIÓN.	104
Trazo de la planta	111
Diseño de la confluencia	117
Diseño del espigón de encauzamiento	124
Diseño de la protección marginal	130
VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	135
BIBLIOGRAFÍA.	139

ÍNDICE DE FIGURAS.

I.1	UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.	9
IV.1.	PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LA AVENIDA DE DISEÑO ASOCIADA A UN PERIODO DE RETORNO PARA OBRAS DE PROTECCIÓN .	16
IV.2.	ÁREA DE LA ZONA DE ESTUDIO	23
IV.3.	PERFILES DE LOS RÍOS SANDIEGANO Y SACLUM RESPECTIVAMENTE	28
IV.4.	TIPO DE SUELO	32
IV.5.	USO DE SUELO	33
IV.6.	PAPEL DE PROBABILIDAD DE Gumbel	58
IV.7.	POLÍGONOS DE THIESSEN.	64
IV.8.	VARIACIÓN DEL PARÁMETRO "N" EN FUNCIÓN DEL ÁREA DE LA CUENCA.	70
IV.9	RELACIÓN ENTRE Z Y d/Tr .	71
V.1	CORTES TRANSVERSALES DEL RÍO SACLUM DEL CADENAMIENTO 0+000 AL 1+500	86
V.2.	SECCIONES DEL RÍO SANDIEGANO.	89
V.3	TOPOGRAFÍA DEL RÍO SACLUM Y EL RÍO SANDIEGANO.	91
VI.1	SECCIONES PROPUESTAS PARA UNA PLANTILLA DE 35 M.	108
VI.2.	ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR	112

VI.3 CURVAS DEL RÍO SACLUM CON UNA PLANTILLA DE 35 M.	114
VI.4 PERFIL DEL RÍO SACLUM	116
VI.5 PERFIL DEL RÍO SANDIEGANO	117
VI.6 TOPOGRAFÍA DE LA CONFLUENCIA	118
VI.7 SECCIONES TRANSVERSALES DEL RÍO SACLUM DEL CADENAMIENTO 0+000 AL 0+233.07	122
VI.8 CURVAS DE CONFLUENCIA DEL RÍO SANDIEGANO Y SACLUM	123
VI.9 DISEÑO DEL ESPIGÓN	129
VI.10 DISEÑO DEL ESPIGÓN	134

ÍNDICE DE TABLAS.

IV.1. REGISTROS DE LLUVIAS MÁXIMAS EN 24 HORAS DE LAS ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS EN EL SITIO DE ESTUDIO.	19
IV.2. ÁREA DE LA CUENCA EN ESTUDIO	24
IV.3. CADENAMIENTOS Y ELEVACIONES DEL RÍO SANDIEGANO Y SACLUM	26
IV.4. CÁLCULO DE LA PENDIENTE MEDIA DEL RÍO SANDIEGANO	29
IV.5. CÁLCULO DE LA PENDIENTE MEDIA DEL RÍO SACLUM	30
IV.6. SELECCIÓN DEL NÚMERO DE ESCURRIMIENTO N, PARA CONDICIONES DE HUMEDAD PREVIA MEDIA.	34
IV.7 CLAVES PARA UNIDADES DE SUELO.	35
IV.8. CÁLCULO DEL NÚMERO DE ESCURRIMIENTO N PARA LA CUENCA TOTAL.	36
IV.9 PERIODOS DE RETORNO QUE SE ASIGNAN EN TÉRMINOS DEL TIPO DE OBRA Y RIESGOS DE LA MISMA.	38
IV.10. ORDENAMIENTO DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS ESTACIÓN VENUSTIANO CARRANZA.	43
IV.11. VALORES DE LA FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN NORMAL SPIEGEL (1987)	47
IV.12 AJUSTE DE LA LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS POR DISTRIBUCIÓN NORMAL ESTACIÓN VENUSTIANO CARRANZA.	48
IV.13 AJUSTE DE LA LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS POR DISTRIBUCIÓN LOG-NORMAL ESTACIÓN VENUSTIANO CARRANZA.	50
IV.14. VALORES PERCENTILES DE LA DISTRIBUCIÓN χ^2 CON U GRADOS DE LIBERTAD.	52
IV.15. AJUSTE DE LA LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS POR DISTRIBUCIÓN PEARSON III ESTACIÓN VENUSTIANO CARRANZA.	53
IV.16. CONSTANTES DEL TAMAÑO DE LA MUESTRA N EN LA FIGURA DE DISTRIBUCIÓN GUMBEL.	55

IV.17 AJUSTE DE LA LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS POR DISTRIBUCIÓN GUMBEL ESTACIÓN VENUSTIANO CARRANZA.	56
IV.18. AJUSTE DE LA LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS POR DISTRIBUCIÓN GUMBEL DOBLE ESTACIÓN VENUSTIANO CARRANZA.	59
IV.19. RESULTADO DEL ANÁLISIS PROBABILÍSTICA EFECTUADO A LOS DATOS DE PRECIPITACIONES EN LA CUENCA TOTAL.	61
IV.20. RESULTADO DEL ANÁLISIS PROBABILÍSTICA EFECTUADO A LOS DATOS DE PRECIPITACIONES EN LA CUENCA TOTAL.	62
IV.21. CÁLCULO DE LA LLUVIA MEDIA MEDIANTE POLÍGONOS DE THIESSEN.	65
IV.22. VALORES DEL COEFICIENTE e DEL MÉTODO DE EMIL E KUIHILING. Y C. E. GRANSKY.	68
IV.23. CÁLCULO DEL GASTO MÁXIMO MEDIANTE LA APLICACIÓN DEL MODELO LLUVIA-ESCURRIMIENTO.	72
IV.24. RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE LOS GASTOS POR LOS MÉTODOS DE VEN TE CHOW, HUT, RACIONAL.	76
IV.25 RESULTADO DEL ANÁLISIS PROBABILÍSTICO EFECTUADO A LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN DE LA CUENCA SANDIEGANO	77
IV.26 CÁLCULO DEL GASTO MÁXIMO MEDIANTE LA APLICACIÓN DEL MODELO LLUVIA-ESCURRIMIENTO	78
IV.27 RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE LOS GASTOS DE DISEÑO POR LOS MÉTODOS DE VEN TE CHOW. HUT, RACIONAL	78
IV.28 RESULTADO DEL ANÁLISIS PROBABILÍSTICO EFECTUADO A LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN DE LA CUENCA SACLUM	79
IV.29 CÁLCULO DEL GASTO MÁXIMO MEDIANTE LA APLICACIÓN DEL MODELO LLUVIA-ESCURRIMIENTO	80
IV.30 RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE LOS GASTOS DE DISEÑO POR LOS MÉTODOS DE VEN TE CHOW. HUT, RACIONAL	80

V.1 SECCIONES DEL RÍO SACLUM	82
V.2 SECCIONES DEL RÍO SANDIEGANO	88
V.3 NOMBRE DE LAS SECCIONES SEGÚN EL PROGRAMA HEC-RAS	98
V.4 RESUMEN DE ALTERNATIVAS 1	100
V.5 RESUMEN DE ALTERNATIVAS 2	101
V.6 RESUMEN DE ALTERNATIVAS 3	102
VI.1 SECCIONES DE ALTERNATIVAS 2	105
VI.2 CARACTERÍSTICAS DEL EJE	111
VI.3 CARACTERÍSTICAS DE LAS CURVAS UTILIZADAS EN EL EJE DEL CAUCE	113
VI.4 PERFIL DEL RÍO SACLUM	115
VI.5 ELEMENTOS DE LA CURVA DE CONFLUENCIA	119
VI.6 RESULTADOS DEL PROYECTO DE CONFLUENCIA	120
VI.7 SECCIONES CORREGIDAS PARA LA ZONA DE CONFLUENCIA	121
VI.8 VELOCIDADES MEDIAS DE LA CORRIENTE QUE SON ADMISIBLES PARA SUELOS NO COHESIVOS, EN M/S	132
VI.9 PROTECCIÓN DE TALUDES CON CHAPA DE ENROCAMIENTO	132

PRÓLOGO

La finalidad del presente trabajo, es ofrecer una solución a base de obras de protección a los problemas de inundación y erosión, provocados por el río Sandiegano, a la población Ricardo Flores Magón en el municipio Venustiano Carranza, Estado de Chiapas.

Para llevar a cabo el estudio de las obras de protección, se hace necesario la recopilación de: información hidrométrica, climatológica, topográfica, tipo, uso y cobertura vegetal del suelo en el área de estudio; todo ello, para estimar la avenida de diseño de la obra propuesta, mediante el empleo de un análisis estadístico en base al modelo de lluvia-escorrentamiento, si es que la información con la que se cuenta es del tipo climatológica.

Un vez obtenida la avenida de diseño, se determina la capacidad de conducción del cauce, en condiciones naturales mediante un análisis hidráulico en el que se hacen intervenir las secciones transversales levantadas topográficamente; y con la aplicación del modelo de computo "HEC-RAS" se hace una simulación del paso de la avenida por dicho cauce, para determinar el perfil del flujo conocida como tránsito de la avenida, y que permite conocer, la variación de la elevación del agua a través del cauce de acuerdo a una propuesta de encauzamiento.

Además, el programa nos permite obtener niveles de bordos, para diferentes gastos, en el área en estudio.

El presente trabajo esta integrado por siete capitulos, además una introducción, en la cual se explican algunos conceptos básicos de la hidrología, con el fin de ofrecer una mejor comprensión de este estudio.

En el primer capítulo, denominado antecedentes, se hace una descripción general del estado de Chiapas, y en particular el municipio de Venustiano Carranza además, de proporcionar algunas características de la región.

El segundo capítulo, describe la problemática, los alcances del estudio.

El tercer capítulo, es el de objetivos, en que se plantea la finalidad de la elaboración de este trabajo.

El cuarto capítulo, es referente al estudio hidrológico, que se considera uno de los más importantes, para nuestro estudio, y es en donde se aplican algunas metodologías en base a la información disponible para la obtención de gastos asociados a diferentes periodos de retorno.

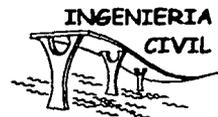
El quinto capítulo, corresponde a los análisis hidráulicos y de alternativas en la que se proponen diferentes soluciones a los problemas, y se analiza la más factible técnicamente.

El sexto capítulo, es el de proyecto definitivo de la obra de protección en donde se hace una descripción más detallada a la propuesta de solución seleccionada en el capítulo anterior.

Y finalmente un séptimo capítulo, que corresponde a conclusiones y recomendaciones, apoyados en los resultados obtenidos en todos los capítulos anteriores para integrar la solución de las obras de protección.



INTRODUCCIÓN



INTRODUCCIÓN

La relación histórica entre el hombre y los ríos ha sido de lucha constante por aprovechar sus beneficios y evitar o reducir sus daños. Algunos de los beneficios que proporcionan los ríos son: fuente de agua y fertilizantes para la agricultura; vías de navegación y medio de transporte, fuente de energía mecánica y eléctrica, fuente de materiales pétreos para construcción, lugar de recreo y esparcimiento. Entre sus principales desventajas se encuentran los siguientes: presentan un obstáculo para su cruce, tienden a destruir continuamente las obras hidráulicas que se construyen, dañan a las construcciones y cultivos que están en sus márgenes cuando ocurren desbordamientos; en épocas de lluvias y pueden producir inundaciones.

La situación geográfica del país ocasiona que año con año se registren lluvias intensas que generan avenidas e inundaciones.

Una avenida es el producto del escurrimiento causado por la lluvia y /o por el deshielo, en cantidades tan grandes como para impedir su acomodo en los cauces de los ríos. El hombre puede hacer poco para evitar una gran inundación pero puede desarrollar las acciones que permiten reducir los daños a los cultivos y a la infraestructura en la llanura de inundación del río.

Dentro de la ingeniería hidráulica, se llama Control de Avenidas a los métodos y acciones que se llevan a cabo para combatir los efectos del exceso de agua en las corrientes, con la finalidad de evitar los daños causados por las inundaciones.

Las acciones o trabajos comúnmente utilizados para tratar de reducir los daños que causan las inundaciones son:

- 1.- Presas para control de avenidas, receptoras y rompepicos.
- 2.- Encauzamiento del escurrimiento, mediante bordos longitudinales, muros de defensa o por un conducto cerrado.
- 3.- Reducción de un régimen de niveles altos, mediante el aumento de la velocidad producida con una rectificación y ajuste de la sección hidráulica.
- 4.- Desviación de avenidas o crecientes, por medio de canales y cauces de alivio hacia otras corrientes de otras cuencas.
- 5.- Reducción del escurrimiento de una avenida por medio de prácticas de manejo de terrenos en una cuenca.
- 6.- Evacuación temporal de la población.
- 7.- Manejo de la planicie de inundación.

Los proyectos u obras para el alivio de las inundaciones por lo general utilizan una combinación de estas medidas.

Las llanuras aluviales han sido generalmente atractivas para el establecimiento de actividades agrícolas y ganaderas, y con frecuencia se desarrollan en ellas, importantes centros urbanos con actividad comercial e industrial.

Algunas de estas regiones son afectadas por fenómenos meteorológicos que producen precipitaciones intensas que ocasionan frecuentes desbordamientos de los ríos e inundaciones en las zonas bajas de las llanuras adyacentes. Esto ha propiciado que en las zonas afectadas se construyan obras locales de protección.

No siempre es posible abordar el estudio de los problemas de inundación en todas las regiones del país, ya que en ocasiones no se dispone de la información básica suficiente como es la topografía con el detalle requerido para estudios precisos; información meteorológica que describa de manera confiable la ocurrencia de la avenida en todos los sitios de interés; estimación de daños ocasionados por avenidas anteriores; delimitación de las áreas afectadas; frecuencia, duración e intensidad de las inundaciones, etc.

Tampoco se dispone de una metodología de análisis, suficientemente precisa, para hacer el estudio hidráulico que contemple el fenómeno en toda la región de inundación, con todas las interacciones del río con las llanuras y lagunas, bajo las condiciones de frontera impuestas por cada problema en particular.

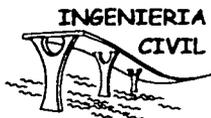
La formulación de los modelos que simulan el comportamiento hidráulico de las llanuras de inundación, permiten disponer de un método de cálculo que describe las características de flujo cuando el agua se desborda e inunda las llanuras adyacentes a los cauces.

Los modelos hidráulicos se han utilizado con éxito en el estudio del comportamiento de algunas zonas de inundación, pero tienen el inconveniente de su alto costo de construcción y operación, las dificultades para cambiar con rapidez las características físicas del modelo, para realizar diversas alternativas de estudio, además de otras desventajas como el tamaño del modelo, tiempo de calibración, procesamiento de resultados, etc.

Los modelos matemáticos evitan los inconvenientes anteriormente señalados, pueden adaptarse con facilidad a las condiciones de frontera más comunes, de manera que se pueden efectuar los cambios necesarios para el estudio de diversas alternativas de proyecto. Una vez calibrados permiten el estudio de los efectos producidos al modificar las características físicas de la región, como son: la construcción de bordos, llanuras de inundación, cauces de alivio, o acciones de dragado del cauce, etc. De la misma manera, es posible estudiar diversas políticas de operación cuando se disponga de presas y estructuras para el control de avenidas.



I. ANTECEDENTES



I. ANTECEDENTES

El sitio de estudio, para las obras de protección en el río Sandiegano cercanas a la población conocida como Ricardo Flores Magón pertenece al municipio Venustiano Carranza, Chiapas, se encuentra ubicado, en la parte noroeste del referido municipio, con coordenadas geográficas: latitud norte 16°25'; y longitud oeste 92°53', y una elevación sobre el nivel del mar de 500 metros.

El área de estudio de la cuenca es de 340.94km², cuyos límites son: al Norte el río san Rafael, al Sur con el río Grijalva, al Este con el río blanco y al Oeste con la presa Belisario Domínguez (la angostura).

POBLACIÓN.

De acuerdo con los datos del INEGI, el censo de población del año 2000, nos proporciona las siguientes estadísticas. En la localidad Ricardo Flores Magón, en el municipio Venustiano Carranza, Chiapas.

Población total.	2 835 hab.
Hombres	1 455 hab.
Mujeres	1 380 hab.

Además, se encontraron algunas características propias de la población, como son la educación.

Van a la escuela niños de hasta 5 años	37.
No van a la escuela niños de hasta 5 años	44.
Van a la escuela niños de 6 - 14 años	535.
No van a la escuela niños de 6 - 14 años	234.
Hablan lengua indígena menores de 5 y no español	0.
Hablan lengua indígena menores de 5 y español	7.

También se presentan algunos datos como son población económicamente activa, para este concepto se tiene la siguiente información: aproximadamente hay 722 hab. La población económicamente activa es de 1 136 hab. Pero la ocupada es de solo 691 hab.

En el área de viviendas, se encuentran 520 viviendas habitables, los ocupantes de las viviendas son 2 835 hab. Lo que nos da un promedio de 5.43 habitantes por vivienda

Los tipos de vivienda presentan las características siguientes:

Viviendas particulares con pared y techo de lamina de cartón o material de desecho.	12
Vivienda particular con techo de lamina de cartón o material de desecho y pared de ladrillo.	15
Vivienda particular con piso diferente a Tierra y construida de ladrillo.	392
Vivienda publica con piso diferente a Tierra y construida de ladrillo.	101

Servicios con los que cuenta la comunidad, tomando como base 520 viviendas particulares.

Viviendas con agua potable.	399.
Viviendas con drenaje.	94.
Viviendas con electricidad.	469.
Vivienda particular propia.	481.

El nivel de educación agrícola, en esta región son comunes los agricultores que usan maquinaria agrícola para efectuar sus labores; sin embargo la siembra en general se realiza por medio de yuntas de bueyes y gran parte de los agricultores aplican fertilizantes a los principales cultivos, elevando por este motivo los rendimientos. El uso de insecticidas ha sido práctica poco común, a pesar de que en ocasiones se han presentado fuertes problemas con las plagas.

En la actualidad se generaliza el uso de maquinaria agrícola, semillas mejoradas, insecticidas y está por desaparecer el sistema de roza-tumba-quema-siembra que tradicionalmente se aplica en las zonas tropicales.

El nivel económico, en general de la zona tiene un nivel muy bajo, ya que existen pocas fuentes de trabajo, siendo la actividad principal la agricultura y la ganadería.

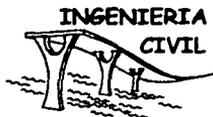
Vías de comunicación, el acceso al poblado de Venustiano Carranza se efectúa principalmente por tres carreteras, las cuales parten de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez.

- 1.- Tuxtla Gutiérrez - Chiapa de Corzo - Acalá - Venustiano Carranza.
- 2.- Tuxtla Gutiérrez - presa La Angostura - Venustiano Carranza.
- 3.- Tuxtla Gutiérrez - Chiapa de Corzo - San Cristóbal de las Casas - Amatenango del Valle - Villa las Rosas Pujilic - Venustiano Carranza.

Dentro del área de estudio existen varios caminos vecinales que comunican a los ranchos existentes. Algunos de estos caminos son transitables todo el año y otros sólo en la época de secas.



II. PROBLEMÁTICA



II. PROBLEMÁTICA.

Debido a las frecuentes lluvias, se presentan problemas de inundación provocados por el río Sandiegano a la población de Ricardo Flores Magón, municipio de Venustiano Carranza, Chiapas.

La Comisión Nacional del Agua asumió el compromiso de realizar el proyecto de las obras de protección y rectificación al cauce del río Sandiegano con los habitantes de dicha localidad dado que se han tenido pérdidas de bienes materiales y la consecuente incomunicación con los demás poblados.

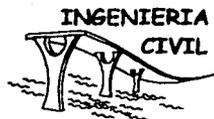
Además se pierden las cosechas de algunas parcelas situadas en las márgenes del río. Así como la erosión de zonas fértiles debido a las velocidades excesivas del río, en el tramo del cauce en estudio.

Aunado a los daños materiales del poblado, se presentan problemas del tipo social al quedar los agricultores sin el sustento económico y alimenticio, que esperaban obtener al final de la cosecha, lo que provoca emigración de campesinos a las ciudades. Y como consecuencia el aumento de la tasa de desempleo en las ciudades.

Por lo anterior se realizará una serie de análisis para determinar las condiciones hidráulicas en la que se encuentra actualmente el cauce en el tramo que atraviesa la población, con base en las cuales, se propondrán una serie de obras que eviten las inundaciones y mitiguen los problemas de erosión, provocados por el flujo de agua en una avenida extraordinaria.



III. OBJETIVO



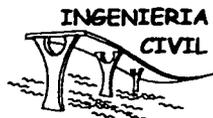
III. OBJETIVO.

El objetivo del presente trabajo es ofrecer una solución técnicamente factible, a los problemas de inundación y erosión en la comunidad de Ricardo Flores Magón , municipio de Venustiano Carranza, Chiapas.

Para tal efecto, se utiliza información: climatológica e hidrométrica disponible; también se emplea como bibliografía, trabajos anteriores; así como, los manuales de Ingeniería de Ríos, editados para la Comisión Nacional del Agua, con el propósito de obtener los elementos de juicio necesarios para hacer una evaluación de los resultados obtenidos y dar la recomendación pertinente.



IV. ESTUDIO HIDROLÓGICO



IV.- ESTUDIO HIDROLÓGICO.

ESTUDIO HIDROLÓGICO.

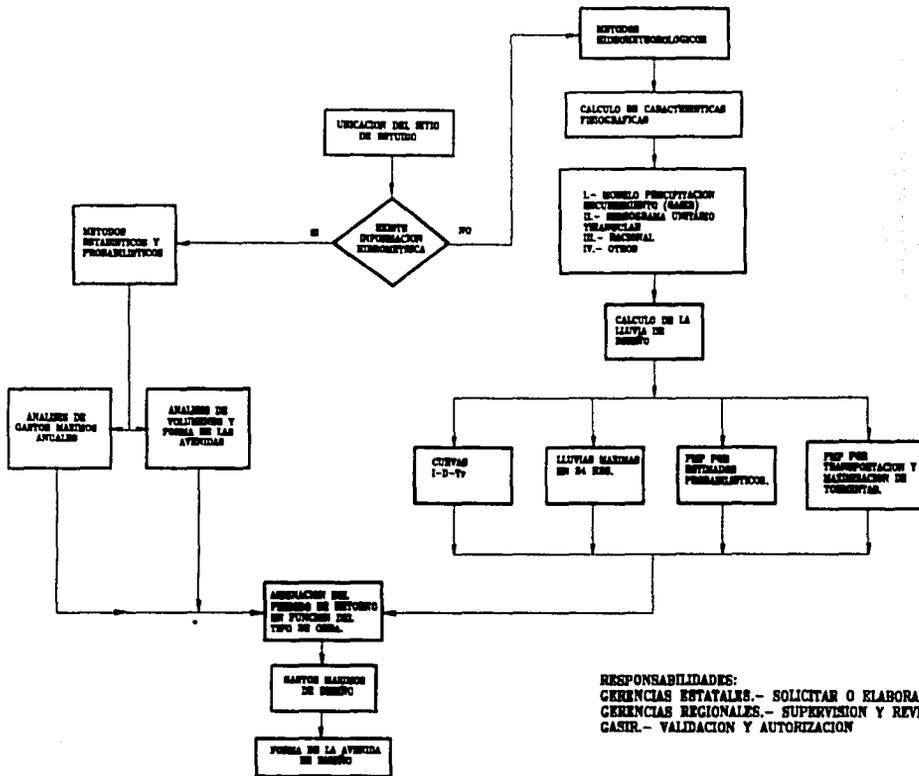
La metodología y procedimientos con fines a la determinación del gasto máximo ordinario para la delimitación de la zona federal de una corriente en un sitio o tramo dado, se orientan según la disponibilidad de información, de precipitación pluvial (climatológica) e hidrométrica, registradas ambas en las estaciones correspondientes, especialmente instaladas en los sitios de interés. En la figura IV.1 se muestra un diagrama de flujo que expresa el algoritmo para la obtención de la avenida de diseño, de acuerdo a la información disponible. Para el caso de la cuenca en estudio, se dispone de los dos tipos, como ya se mencionó con anterioridad. En ambos casos señalados la confiabilidad de los resultados obtenidos está en razón directa de la calidad y cantidad de información disponible, lo cual se tuvo presente para normar su alcance.

DEFINICIÓN.

Se denomina gasto máximo ordinario, aquél que por su magnitud, delimita dentro de la muestra de gastos máximos registrados, dos tendencias o comportamientos, una obedece a condiciones de precipitaciones extremas y otra, a precipitaciones imperantes, siendo éstas últimas mucho más frecuentes que las primeras.

Se consideran como extremas aquellas manifestaciones exageradas o muy intensas de precipitación o gasto poco frecuente, e imperante, aquellas manifestaciones dominantes que ocurren más frecuentemente. El gasto máximo ordinario, delimita la frontera de estas tendencias, para continuar con gastos cuyos incrementos son mayores y que conforman la tendencia de los grandes gastos; pero de menor frecuencia.

FIGURA IV. 1 PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LA AVENIDA DE DISEÑO ASOCIADA A UN PERIODO DE RETORNO PARA OBRAS DE PROTECCIÓN



RESPONSABILIDADES:
 CERENCIAS ESTATALES.- SOLICITAR O ELABORAR
 CERENCIAS REGIONALES.- SUPERVISION Y REVISION
 CASER.- VALIDACION Y AUTORIZACION

TESIS CON
 FALTA DE ORIGEN

FUENTES DE INFORMACIÓN.

Debido a la complejidad de los procesos naturales que intervienen en los fenómenos hidrológicos, es difícil examinarlos mediante un razonamiento deductivo riguroso. No siempre es aplicable una ley física fundamental para determinar el resultado hidrológico esperado.

Más bien lo que parece razonable es partir de una serie de datos observados, analizarlos estadísticamente y después tratar de establecer la norma que gobierna dichos procesos.

Con lo anterior queda clara la necesidad de contar con registros de varios años de las diversas componentes que intervienen en los estudios hidrológicos.

En la República Mexicana las principales fuentes de información sobre datos hidrológicos son la Comisión Nacional del Agua (CNA), Comisión Federal de Electricidad (CFE), y la Dirección General de Construcciones y Operaciones Hidráulica (DGCOH-DDF).

INFORMACIÓN DISPONIBLE.

La zona de estudio que comprende los ríos Sandiegano y Saclum pertenecientes al afluente del río Grijalva. Cuentan con registros pluviométricos de las estaciones la Angostura y Venustiano Carranza a los cuales se les aplicará el modelo de lluvia-escorrimento, empleando para dicho modelo los datos de lluvia máxima en 24 horas.

ANÁLISIS DEL SISTEMA CON BASE EN EL MODELO DE LLUVIA ESCURRIMIENTO.

El modelo se aplica a la cuenca en estudio, para determinar el gasto de diseño fundamentado en un modelo racional de lluvia - escurrimiento en el cual se hacen intervenir las principales características físicas y geométricas de la cuenca en estudio, así como la lámina de precipitación máxima probable, obtenida a partir de procedimientos estadísticos y probabilísticos.

RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN CLIMATOLÓGICA.

Del extractor rápido de información climatológica (ERIC), que es una base de datos de variables meteorológicas, se obtuvieron los registros de precipitación (lluvia máxima en 24 horas) de la extinta S.R.H.

Una estación climatológica es aquella que permite medir precipitaciones, evaporaciones, temperatura, viento, y humedad del aire. La precipitación es el agua que recibe la superficie terrestre en cualquier estado físico proveniente de la atmósfera. Para que se origine la precipitación es necesario que una parte de la atmósfera se enfríe hasta que el aire se sature con el vapor de agua, originándose la condensación del vapor atmosférico. El enfriamiento de la atmósfera se logra por la elevación del aire. De acuerdo con la condición que provoca dicha elevación, la precipitación se clasifica en convectiva, orográfica, ciclónica, por choque de masas de aire y por radiación. La precipitación se mide en altura de lámina de agua, en milímetros (mm). Los aparatos de medición se basan en la exposición a la intemperie de un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior, en el cual se recoge el agua producto de la lluvia u otro tipo de precipitación, registrando su altura. Los aparatos de medición se clasifican de acuerdo con el registro de las precipitaciones en pluviómetros y pluviógrafos.

En la siguiente tabla IV.1. se muestran los registros (lluvias máximas en 24 horas) de las estaciones climatológicas en el sitio de interés y en la figura IV.2 se ilustran sus correspondientes ubicaciones en planta.

Tabla IV.1.

REGISTROS DE LLUVIAS MÁXIMAS EN 24 HORAS DE LAS ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS EN EL SITIO DE ESTUDIO.

Estación climatológica Venustiano Carranza

Año	Hp máx. 24 horas	Año	Hp máx. 24 horas
1927	67.00	1956	150.00
1928	98.00	1957	80.20
1929	115.00	1958	115.20
1930	120.00	1959	60.20
1931	58.00	1960	100.20
1932	64.00	1961	80.20
1933	105.00	1962	90.40
1934	149.50	1963	90.20
1935	67.20	1964	80.20
1936	85.20	1965	90.20
1937	135.00	1966	-----
1938	-----	1967	50.00
1939	56.90	1968	210.00
1940	38.70	1969	90.20
1941	90.60	1970	112.30
1942	56.70	1971	80.00
1943	60.00	1972	57.20
1944	-----	1973	78.50
1945	-----	1974	59.50
1946	84.00	1975	54.20
1947	-----	1976	65.50
1948	72.10	1977	89.40
1949	83.00	1978	171.80
1950	60.20	1979	70.40
1951	55.00	1980	75.50
1952	130.20	1981	95.00
1953	160.20	1982	85.00
1954	120.20	1983	120.00
1955	80.20		

Tabla IV.1.
REGISTROS DE LLUVIAS MÁXIMAS EN 24 HORAS DE LAS ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS
EN EL SITIO DE ESTUDIO

Estación climatológica La Angostura.

Año	Hp máx. 24 horas	Año	Hp máx. 24 horas
1962	69.00	1978	74.00
1963	94.50	1979	89.40
1964	93.00	1980	104.50
1965	73.00	1981	112.50
1966	81.50	1982	85.00
1967	61.00	1983	84.50
1968	109.00	1984	81.00
1969	81.00	1985	111.00
1970	89.00	1986	71.00
1971	-----	1987	67.50
1972	50.00	1988	60.40
1973	90.50	1989	71.00
1974	116.00	1990	61.70
1975	69.60		
1976	85.80		
1977	80.00		

FISIOGRAFÍA DE LA CUENCA HIDROLÓGICA.

El ciclo hidrológico es el concepto fundamental de la hidrología y la "cuenca hidrológica" en su unidad básica de estudio. Con lo anterior se entiende que uno de los primeros pasos en un estudio hidrológico es la obtención de las características fisiográficas de la cuenca.

La cuenca de drenaje de una corriente es el área que contribuye al escurrimiento y que proporciona parte o todo el flujo de la corriente principal y sus tributarios. Está limitada por su parteaguas que es una línea imaginaria que la divide de las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación. El parteaguas o también llamado divisoria está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida. A continuación se mencionan algunos puntos importantes considerados para el trazo del parteaguas:

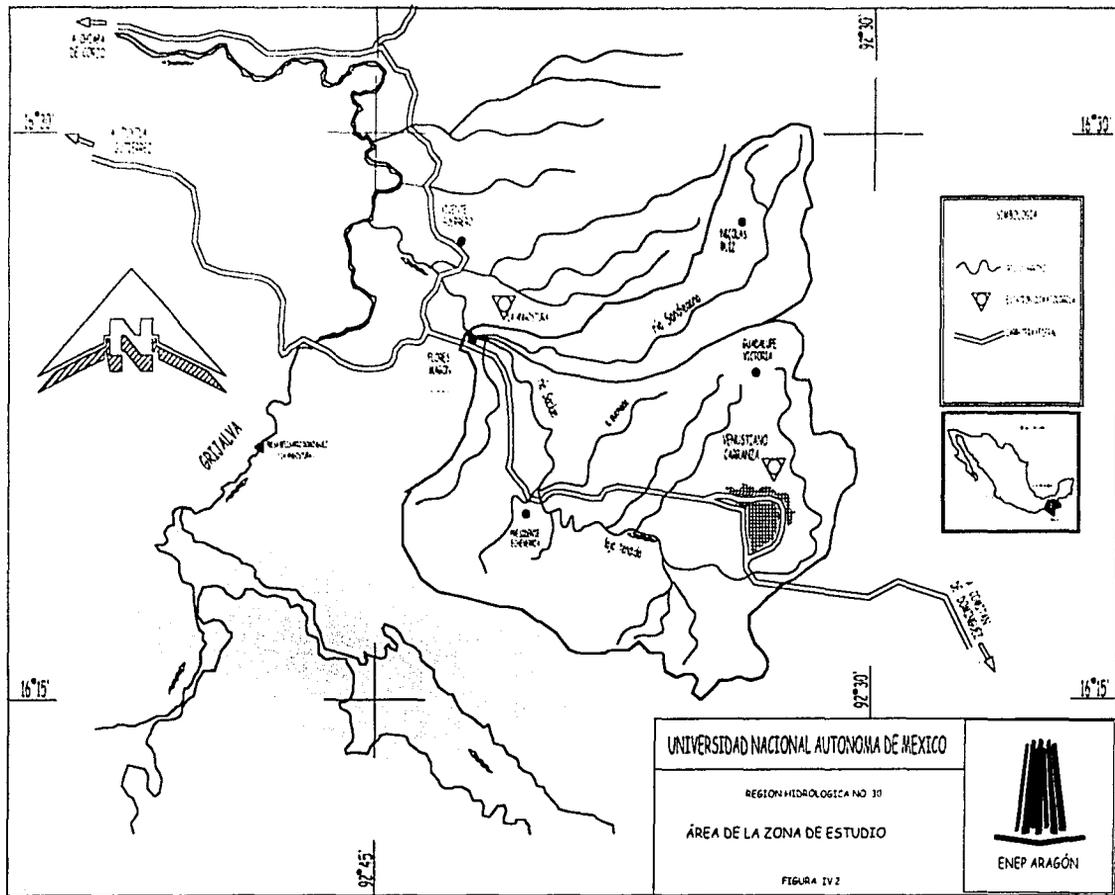
- 1.- La línea divisoria o parteaguas corta ortogonalmente a las curvas de nivel y pasa por los puntos de mayor nivel topográfico.
- 2.- Cuando el parteaguas va aumentando su altitud, corta a las curvas de nivel por la parte convexa.
- 3.- Cuando la altitud del parteaguas va decreciendo, corta a las curvas de nivel por su parte cóncava.
- 4.- Como comprobación, el parteaguas nunca corta a un arroyo o río, excepto en el punto de interés de la cuenca (salida).

El escurrimiento de agua de una cuenca depende de diversos factores siendo uno de los más importantes las características fisiográficas de la misma. Algunas de esas características son: área de la cuenca, tipo de suelo y cobertura vegetal (que condicionan el volumen y concentración del escurrimiento); topografía, pendiente de la cuenca y cauce principal, elevación y red de drenaje, longitud del cauce principal, etc. (que condicionan la velocidad de respuesta).

Área de la cuenca.

El área drenada de una cuenca es aquella en su proyección horizontal encerrada por el parteaguas. Por lo general esta área, expresada en km^2 , se determina por lo general con un planímetro. Para delimitar el área de estudio se efectuó la delimitación de la cuenca por medio del parteaguas. Los ríos que se estudian son el río Sandiegano, y el río Saclum. Los cuales afectan a la población de R. Flores Magón, en la siguiente figura IV.2. se muestran las estaciones climatológicas, las poblaciones cercanas y el área de estudio.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



De la figura anterior, el área de la cuenca en estudio esta compuesta por dos importantes ríos, el río Sandiegano y el río Saclum los cuales presentan un área de influencia.

TABLA IV.2. ÁREAS DE LA CUENCA EN ESTUDIO.

CUENCA	ÁREA (KM ²)
RÍO SAN DIEGO	86.1250
RÍO SACLUM	254.8125
CUENCA TOTAL*	340.9375

*Se aclara que desde este momento, cuando se mencione a la cuenca total se considerará la sumatoria de la cuenca del río Sandiegano y la cuenca del río Saclum.

PERFIL DEL CAUCE PRINCIPAL.

El perfil de un cauce se puede representar llevando en una gráfica los valores de sus distancias horizontales, medidas sobre el cauce, contra sus cambios de elevaciones respectivas. En las figuras IV.3. se muestra el perfil del río Sandiegano, y el río Saclum.

PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL.

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal. En general, la pendiente de un tramo de río se considera como el desnivel entre los extremos del tramo dividido, por la longitud horizontal de dicho tramo. Así

$$S = H / L$$

donde:

H es el desnivel entre los extremos del tramo de cauce, en metros.

L es la longitud del tramo de cauce, en metros.

S es la pendiente del tramo de cauce.

La definición anterior se aproxima más a la pendiente real del cauce conforme disminuye la longitud del tramo por analizar. Una manera más real de valuar la pendiente de un cauce es compensándola, al aceptarla como la pendiente de una línea que se apoya en el extremo final del tramo por estudiar y cuya propiedad es contener la misma área abajo de ella como en su parte superior, respecto al perfil del cauce.

Otra forma de valuar la pendiente, y que trata de ajustarse a la pendiente real, es usando la ecuación que propone Taylor y Schwartz, la cual se basa en considerar que el río está formado por una serie de canales con pendiente uniforme, cuyo tiempo de recorrido es igual al del río. Si se subdivide el río en estudio en m tramos iguales de longitud Δx , se obtiene para cada tramo su pendiente respectiva. La ecuación que Taylor - Schwartz proponen es:

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right]^2$$

donde

m es el número de tramos, de igual longitud
 S_m pendiente del tramo.

Análogamente, en el caso de que las longitudes de los tramos no sean iguales, como en el caso de este estudio, se tiene:

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right]^2$$

donde

L Es la longitud total del cauce analizado
 l_m Es la longitud del tramo.

Esta ecuación tiende a una mayor aproximación cuanto más grande sea el número de segmentos en los cuales se subdivide el tramo del río por analizar. En las siguientes tablas IV.4. se muestra el cálculo de las pendientes de los principales ríos, empleando para ello, el método de Taylor - Schwartz.

Tabla IV.3.
CADENAMIENTOS Y ELEVACIONES DEL RÍO SANDIEGANO Y SACLUM.

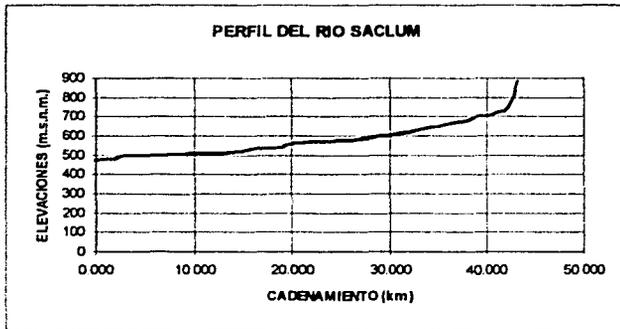
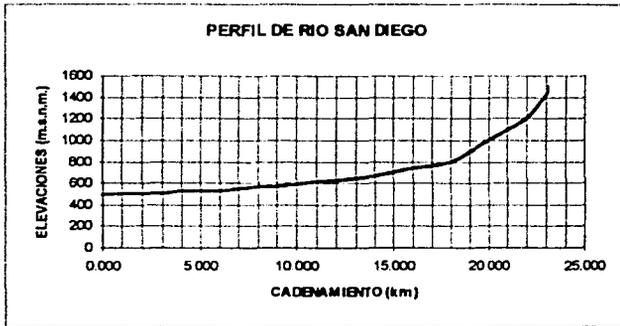
RÍO SANDIEGANO.

N	CADENAMIENTO KM.	ELEVACIÓN M.
1	0.000	490
2	1.000	500
3	2.000	500
4	3.000	510
5	4.000	530
6	5.000	530
7	6.000	530
8	7.000	550
9	8.000	570
10	9.000	570
11	10.000	590
12	11.000	610
13	12.000	620
14	13.000	640
15	14.000	670
16	15.000	700
17	16.000	740
18	17.000	760
19	18.000	800
20	19.000	890
21	20.000	1000
22	21.000	1090
23	22.000	1200
24	23.100	1500

RÍO SACLUM.

N	CADENAMIENTO KM.	ELEVACIÓN M.
1	0,000	475
2	1,000	479
3	2,000	480
4	3,000	500
5	4,000	500
6	5,000	500
7	6,000	500
8	7,000	500
9	8,000	504
10	9,000	506
11	10,000	508
12	11,000	510
13	12,000	512
14	13,000	513
15	14,000	515
16	15,000	520
17	16,000	535
18	17,000	535
19	18,000	537
20	19,000	540
21	20,000	560
22	21,000	565
23	22,000	570
24	23,000	572
25	24,000	573
26	25,000	574
27	26,000	575
28	27,000	580
29	28,000	590
30	29,000	600
31	30,000	600
32	31,000	610
33	32,000	620
34	33,000	630
35	34,000	640
36	35,000	650
37	36,000	660
38	37,000	670
39	38,000	680
40	39,000	700
41	40,000	700
42	41,000	720
43	42,000	740
44	43,000	830
45	43,300	880

FIGURA IV.3
PERFILES DE LOS RÍOS SAN DIEGO Y SACLUM, RESPECTIVAMENTE



IV.4 CÁLCULO DE LA PENDIENTE MEDIA

RÍO SANDIEGANO

N	CADENAMIENTO KM	ELEVACIÓN M	DESNIVEL M	LTM M	S PARCIAL	(S PARCIAL) ^{1/2}	LTM / (S PARCIAL) ^{1/2}
1	0.000	490					
2	1.000	500	10	1000	0.01	0.1000	10000.000
3	2.000	500	0	1000	0	0.0000	0.000
4	3.000	510	10	1000	0.01	0.1000	10000.000
5	4.000	530	20	1000	0.02	0.1414	7071.068
6	5.000	530	0	1000	0	0.0000	0.000
7	6.000	530	0	1000	0	0.0000	0.000
8	7.000	550	20	1000	0.02	0.1414	7071.068
9	8.000	570	20	1000	0.02	0.1414	7071.068
10	9.000	570	0	1000	0	0.0000	0.000
11	10.000	590	20	1000	0.02	0.1414	7071.068
12	11.000	610	20	1000	0.02	0.1414	7071.068
13	12.000	620	10	1000	0.01	0.1000	10000.000
14	13.000	640	20	1000	0.02	0.1414	7071.068
15	14.000	670	30	1000	0.03	0.1732	5773.503
16	15.000	700	30	1000	0.03	0.1732	5773.503
17	16.000	740	40	1000	0.04	0.2000	5000.000
18	17.000	760	20	1000	0.02	0.1414	7071.068
19	18.000	800	40	1000	0.04	0.2000	5000.000
20	19.000	890	90	1000	0.09	0.3000	3333.333
21	20.000	1000	110	1000	0.11	0.3317	3015.113
22	21.000	1090	90	1000	0.09	0.3000	3333.333
23	22.000	1200	110	1000	0.11	0.3317	3015.113
24	23.300	1500	300	1300	0.23077	0.4804	2706.166

$$\Sigma = 116447.5394$$

$$S \text{ MEDIA} = 0.040036049$$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

IV. 5 CALCULO DE LA PENDIENTE MEDIA

RÍO SACLUM

N	CADERNAMENTO	ELEVACION	DESIVVEL	LTI	S PARCIAL	(S PARCIAL) ^{1/2}	lm / (S PARCIAL) ^{1/2}
	KM	M	M	M			
1	0.000	475					
2	1.000	479	4	1000	0.004	0.0632	15811.388
3	2.000	480	1	1000	0.001	0.0316	0.000
4	3.000	500	20	1000	0.02	0.1414	7071.068
5	4.000	500	0	1000	0	0.0000	0.000
6	5.000	500	0	1000	0	0.0000	0.000
7	6.000	500	0	1000	0	0.0000	0.000
8	7.000	500	0	1000	0	0.0000	0.000
9	8.000	504	4	1000	0.004	0.0632	15811.388
10	9.000	506	2	1000	0.002	0.0447	0.000
11	10.000	508	2	1000	0.002	0.0447	22360.680
12	11.000	510	2	1000	0.002	0.0447	22360.680
13	12.000	512	2	1000	0.002	0.0447	22360.680
14	13.000	513	1	1000	0.001	0.0316	31622.777
15	14.000	515	2	1000	0.002	0.0447	22360.680
16	15.000	520	5	1000	0.005	0.0707	14142.136
17	16.000	535	15	1000	0.015	0.1225	8164.966
18	17.000	535	0	1000	0	0.0000	0.000
19	18.000	537	2	1000	0.002	0.0447	22360.680
20	19.000	540	3	1000	0.003	0.0548	18257.419
21	20.000	560	20	1000	0.02	0.1414	7071.068
22	21.000	565	5	1000	0.005	0.0707	14142.136
23	22.000	570	5	1000	0.005	0.0707	14142.136
24	23.000	572	2	1000	0.002	0.0447	22360.680
25	24.000	573	1	1000	0.001	0.0316	31622.777
26	25.000	574	1	1000	0.001	0.0316	31622.777
27	26.000	575	1	1000	0.001	0.0316	31622.777
28	27.000	580	5	1000	0.005	0.0707	14142.136
29	28.000	590	10	1000	0.01	0.1000	10000.000
30	29.000	600	10	1000	0.01	0.1000	10000.000
31	30.000	600	0	1000	0	0.0000	0.000
32	31.000	610	10	1000	0.01	0.1000	10000.000
33	32.000	620	10	1000	0.01	0.1000	10000.000
34	33.000	630	10	1000	0.01	0.1000	10000.000
35	34.000	640	10	1000	0.01	0.1000	10000.000
36	35.000	650	10	1000	0.01	0.1000	10000.000
37	36.000	660	10	1000	0.01	0.1000	10000.000
38	37.000	670	10	1000	0.01	0.1000	10000.000
39	38.000	680	10	1000	0.01	0.1000	10000.000
40	39.000	700	20	1000	0.02	0.1414	7071.068
41	40.000	700	0	1000	0	0.0000	0.000
42	41.000	720	20	1000	0.02	0.1414	7071.068
43	42.000	740	20	1000	0.02	0.1414	7071.068
44	43.000	880	140	1300	0.107692368	0.3282	3961.421

$$\Sigma = 514585.649$$

$$S_{MEDIA} = 0.007080443$$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

NUMERO DE ESCURRIMIENTO "N"

Para determinar este parámetro se obtienen las áreas de cada tipo de suelo de la cuenca en estudio. Apoyándose en las cartas disponibles de uso de suelo y vegetación de la cuenca, se utiliza la tabla IV.6.

Para seleccionar el tipo de suelo es necesario apoyarse en las cartas edafológicas y la textura como se muestra en los tipos hidrológicos siguientes:

Tipo A.- Suelos de gravas y de arenas de tamaño medio, limpias y mezcla de ambas. Estos generan el menor escurrimiento.

Tipo B.- Suelos de arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezcla de arena y limo. Generan escurrimiento inferior al medio.

Tipo C.- Suelos de arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezcla de arena, limo y arcilla, generan escurrimiento superior al medio.

Tipo D.- Suelos arcillosos de alta plasticidad, con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie. Generan el mayor escurrimiento.

Conocidas las características del suelo según las figuras IV.4. y IV.5. para tipo y uso de suelo, respectivamente y de acuerdo con la clasificación anterior o bien con ayuda de las claves de las unidades de suelos (tabla IV.7.), con la tabla IV.6.se podrá conocer el valor N.

Se calculan así, los promedios pesados para cada tipo y uso de suelo de la cuenca, para estimar de esta forma su **N** ponderado, cuyo cálculo para la subcuenca ubicada aguas abajo de las presas, se muestra en la tabla IV.8.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

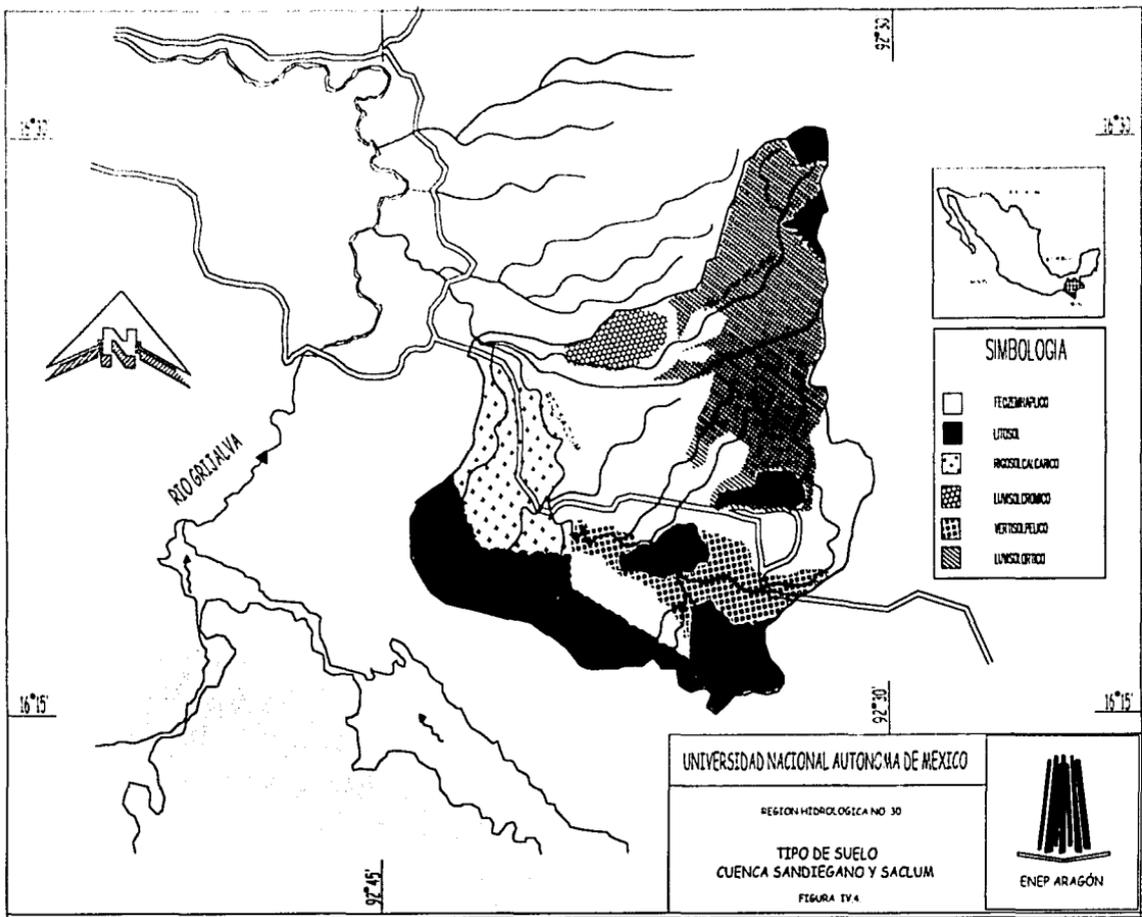


Tabla IV.6. Selección del número escurrimiento N, para condiciones de humedad previa media.

Uso de tierra	Condición de la cobertura vegetal de la superficie	Tipo de suelo			
		A	B	C	D
Bosques cultivados	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	38	60	73	79
	Espeso, alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo, muy baja transpiración	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	38	60	70	76
	Espeso, alta transpiración	26	52	62	69
	Muy espeso, muy alta transpiración	15	44	54	61
Descanso sin cultivo	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos en surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surco en curva de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas sembradas con maquinaria o al voleo	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curva de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curva de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curva de nivel, normal	25	59	75	83
Curva de nivel, bueno	6	35	70	79	
Potrero permanente	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

TABLA IV.7. Las unidades de suelos, están referidas a los horizontes y características, diagnosticadas enfocadas al aspecto de permeabilidad y no a su uso actual, o potencial.

Clave	Unidad	Tipo	Clave	Unidad	Tipo
Ao	Acisoles árticos	C	I	Litosoles	D
Af	Acisoles férricos	D	Io	Luviosoles árticos	C-D
Ar	Acisoles húmicos	C	Ic	Luviosoles cármicos	C-D
Ap	Acisoles plánticos	C	Ik	Luviosoles cálcicos	C-D
Ag	Acisoles gléicos	D	Iv	Luviosoles verticales	C-D
To	Andosoles óxicos	A-B	Ii	Luviosoles férricos	C-D
Tm	Andosoles mólicos	A-B	Io	Luviosoles óxicos	C-D
Th	Andosoles húmicos	A-B	Ip	Luviosoles plánticos	C-D
Tt	Andosoles vitricos	A-B	Ig	Luviosoles gléicos	C-D
Of	Arenosoles férricos	A-B	Ne	Nitrosoles eútricos	C
Oq	Arenosoles luvicos	A-B	Nd	Nitrosoles districos	C
Oc	Arenosoles cámbicos	B	Nh	Nitrosoles húmicos	C
Oa	Arenosoles óxicos	A-B	Pa	Podzoles árticos	D
Bcl	Combisoles districos	D	Ph	Podzoles húmicos	D
Be	Combisoles eútricos	C	Pp	Podzoles plánticos	D
Bh	Combisoles húmicos	C	Pg	Podzoles gléicos	D
Bg	Combisoles gléicos	D	We	Planosoles eútricos	D
Ba	Combisoles óxicos	D	Wd	Planosoles districos	D
Bk	Combisoles cálcicos	C	Wm	Planosoles mólicos	D
Bc	Combisoles cármicos	C	Wh	Planosoles húmicos	D
Bv	Combisoles verticales	D	Wl	Planosoles solódicos	D
Bf	Combisoles férricos	C	Wt	Planosoles gléicos	D
Kh	Kastanozemas háplicos	C-D	Dg	Podzoluviosol gléicos	B
Kk	Kastanozemas cálcicos	C-D	Dd	Podzoluviosol districo	B
Kl	Kastanozemas luvicos	C-D	De	Podzoluviosol eútrico	B
Cl	Chermozem luvico	C	ll	Ranker	C
Ck	Chermozem cálcico	B	Pe	Regosoles eútricos	B
Ch	Chermozem hápico	B	Pc	Regosoles cálcicos	B
Hh	Phaeozemas háplicos	C	Pd	Regosoles districos	B
Hc	Phaeozemas cálcicos	C	Ps	Regosoles gléicos	D
Ht	Phaeozemas luvicos	C	E	Entisemas	C
Hg	Phaeozemas gléicos	D	Zo	Solochales árticos	D
Fo	Ferrosales árticos	D	Zm	Solochales mólicos	D
Fi	Ferrosales cálcicos	D	Zl	Solochales taquincos	D
Fr	Ferrosales cármicos	D	Zg	Solochales gléicos	D
Fh	Ferrosales húmicos	D	So	Solonetz óxicos	D
Fa	Ferrosales árticos	D	Sm	Solonetz mólico	D
Fp	Ferrosales plánticos	D	Sg	Solonetz gléicos	D
Je	Luviosoles eútricos	B	Sa	Solonetz óxico	D
Jc	Luviosoles cálcicos	B	Vp	Xerosoles pétricos	C-D
Jd	Luviosoles districos	B	Vc	Xerosoles cármicos	C-D
Jf	Luviosoles férricos	B	Xh	Xerosoles háplicos	B-C
Jg	Luviosoles gléicos	C	Xk	Xerosoles cálcicos	B-C
Ge	Gleysoles eútricos	D	Xo	Xerosoles ópticos	B-C
Gc	Gleysoles cálcicos	D	Xl	Xerosoles luvicos	D
Ga	Gleysoles districos	D	Yh	Termosoles háplicos	C
Gm	Gleysoles mólicos	D	Yc	Termosoles cálcicos	C
Gh	Gleysoles húmicos	D	Yg	Termosoles gléicos	C
Gp	Gleysoles plánticos	D	Yl	Termosoles luvicos	D
De	Nitrosoles eútricos	D			
Od	Nitrosoles districos	D			
Os	Nitrosoles gléicos	D			

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla IV.8. Cálculo del número de escurrimiento N para la cuenca total.

CLAVE	TIPO DE SUELO	% ÁREA	TIPO
Lo	Luvisol órtico	19.42	D
Lc	Luvisol crómico	0.86	D
Hh	Feozem hápico	47.77	C
I	Litosol	19.14	D
Vp	Vertisol pélico	4.46	D
Rc	Rigosol calcárico	8.35	B

CLAVE	USO DE SUELO	ÁREA	%
Bc	Selva baja caducifolia	213.88	61.11
Pq	Bosque de pino - encino	8.06	2.31
Q	Bosque de encino	48.88	13.96
To	Agric. De temp. Cultiv. Annual	69.63	19.89
I	Pastizal inducido	6.06	1.73
C	Pastizal cultivado	3.50	1.00

TIPO DE SUELO:	B	8.35 %	TIPO DE VEGETACIÓN:	Bosque	77.38	B	60	C	73	D	79
	C	47.77 %		Cultivos	19.89	77	83				87
	D	43.88 %		Pastizal Inducido	1.73	69	79				84
				Pastizal cultivado	1.00	61	74				80

Cálculo de la N.

$$N = 0.0835 [0.7738 (60) + 0.1989 (77) + 0.0173 (69) + 0.01 (61)] + 0.4777 [0.7738 (73) + 0.1989 (83) + 0.0173 (79) + 0.01 (74)] + 0.4388 [0.7738 (79) + 0.1989 (87) + 0.0173 (84) + 0.01 (80)]$$

$$N = 76.588$$

$$N \approx 77.00$$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

PERIODO DE RETORNO

El grado óptimo de la seguridad de una estructura depende, por un lado, de su costo y por otro, del costo de las pérdidas asociadas con una falla. La magnitud de un riesgo aceptable, depende del balance entre el costo de la obra y el de los daños que se producirían al verificarse una falla, y para poder determinar cuál es el riesgo que se corre al proponer los parámetros de diseño de una obra, es necesario analizar estadísticamente los datos hidrológicos recabados en la zona de estudio. El número de años en que, en promedio, se presenta un evento dado, que pueda ser igualado o excedido, se llama periodo de retorno, que es el intervalo de recurrencia o simplemente frecuencia y se acostumbra denotarlo con T_r . Probabilísticamente, si un evento dado ocurre una vez en T_r años. Su probabilidad de ocurrencia P es igual a 1 en T_r casos, o sea que:

$$T_r = 1 / P$$

Análogamente, la probabilidad P' de no ocurrencia es igual a T_r casos menos 1 entre T_r casos, o bien 1 menos la probabilidad de ocurrencia P .

En una muestra determinada de datos, a cada miembro de la serie ordenada por magnitudes, se asigna un periodo de retorno el cual se basa en el número de orden " m " y el número " n " de años ordenados. Se han propuesto varias fórmulas para valuar el periodo de retorno, pero la siguiente es la que tiene menos objeciones:

$$T_r = (n + 1) / m$$

La Comisión Nacional del Agua, por medio de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos y la Subgerencia de hidrología Operativa ha determinado la tabla IV.9. de periodos de retorno que se asignan en términos del tipo de obra y riesgos de la misma.

TABLA IV.9

RECOMENDACIÓN DE PERÍODOS DE RETORNO PARA LA ESTIMACIÓN DEL GASTO MÁXIMO DE DISEÑO EN LAS OBRAS HIDRAULICAS; Error! No se encuentra el origen de la referencia.

;Error! ! No se encuen tra el origen de la refere ncia.	TIPO DE OBRA HIDRAULICA	Tr (AÑOS)
1	DRENAJE FLUVIAL	
1.1	Lateral libre en calles de poblados donde se tolera encharcamiento de corta duración	2
1.2	Lateral libre en calles de poblados donde no se tolera encharcamiento temporal	2
1.3	Zonas agrícolas	5
1.4	Zonas urbanas: a) Poblados pequeños con menos de 100,000 habitantes	2-5
	b) Poblados medianos entre 100,000 y 1 000,000 habitantes	5-10
	c) Poblados grandes con mas de 1 000,000 de habitantes	10-25
1.5	Aeropuertos, estaciones de Ferrocarril y Autobuses	10
1.6	Cunetas y contracunetas en caminos y carreteras	5
2	ESTRUCTURAS DE CRUCE	
2.1	Puentes carreteros en: a) Caminos locales que comunican poblados pequeños	25-50
	b) Caminos regionales que comunican poblados medianos	50-100
	c) Carreteras que comunican poblados grandes (ciudades)	500-1000
2.2	Puentes ferrocarrileros en: a) Vías locales aisladas (desvios)	50-100
	b) Vías secundarias regionales	100-500
	c) Vías primarias del país	500-1000
2.3	Puentes, canales o tuberías de conducción de agua: a) Para riego área menor de 1,000 Ha	10-25
	b) Para riego área de 1,000 a 10,000 Ha	25-50
	c) Para riego área mayor de 10,000 Ha	50-100
	d) Abastecimiento industrial	50-100
	e) Abastecimiento de agua potable	100-500
2.4	Puentes para tuberías de petróleo y gas: a) Abastecimiento secundario local	25-50
	b) Abastecimiento regional	50-100
	c) Abastecimiento primario	100-500

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

TABLA IV.9. Continuación ...

Error: No se encuentra el origen de la referencia.	TIPO DE OBRA HIDRAULICA	Tr (AÑOS)
3	ALCANTARILLAS PARA PASO DE PEQUEÑAS CORRIENTES	
	a) En caminos locales que comunican poblados pequeños b) En caminos regionales que comunican poblados medianos c) En caminos primarios que comunican poblados grandes (ciudades)	10-25 25-50 50-100
4	DELIMITACION DE ZONAS FEDERALES	
4.1	Corrientes libres en: a) Zonas semiáridas a húmedas b) Zonas áridas con régimen de escurrimiento errático c) Zonas de desbordamiento	5 10 ó Mayor Con base en la capacidad del cauce natural cavado
4.2	Corrientes con obras de control: Además del tramo libre debe tenerse en cuenta el gasto regulado .	5 ó 10 en ambos, o el regulado de diseño de la obra si es superior
5	DELIMITACION DE ZONAS DE PROTECCION EN OBRAS HIDRAULICAS	A juicio de la CNA
6	ENCAUZAMIENTO DE CORRIENTES	
6.1	Corrientes libres en zona: a) Agrícola de pequeña extensión, menor a 1,000 Ha b) Agrícola de extensión mediana, de 1,000 a 10,000 Ha c) Agrícola de extensión grande, de 10,000 Ha en adelante d) Para protección a poblaciones pequeñas e) Para protección a poblaciones medianas f) Para protección a poblaciones grandes	10-25 25-50 50-100 50-100 100-500 500-1000

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

TABLA IV.9. Continuación ...

;Error! No se encuentra el origen de la referencia	TIPO DE OBRA HIDRAULICA	Tr (AÑOS)
6.2	Corrientes controladas: a) Existe un tramo libre b) No existe un tramo libre	Tramo libre Idem que (6.1) más el gasto regulado para ese periodo de retorno o gasto de diseño del control si es superior Igual a el gasto de diseño del control
7	PRESAS DERIVADORAS	
	a) Zona de riego pequeña (menor de 1,000 Ha) b) Zona de riego mediana (1,000 a 10,000 Ha) c) Zona de riego grande (más de 10,000 Ha)	50-100 100-500 500-1000
8	OBRAS DE DESVIO TEMPORAL	
8.1 8.2 8.3 8.4	Presas pequeñas Presas medianas Presas grandes Cauce de alivio en corriente	10-25 25-50 50-100 25-50 (o mayor, según importancia)
9	PRESAS DE ALMACENAMIENTO.	
9.1 9.2 9.3	De Jales (todo del procesamiento de minerales en minas) Azolve del acarreo del suelo en cuencas De agua para abastecimiento a poblaciones, riego, energía, etc	500-1000 500-1000 Se presentan en el siguiente cuadro:

TABLA IV.9. Continuación ...

;Error! No se encuentra el origen de la referencia, CATEGORÍA	ALMACENAMIENTO Mm ³	ALTURA m	PERDIDA DE VIDAS	DAÑOS MATERIALES	CRECIENTES DE DISEÑO
PEQUEÑA	Menor de 15	Menor de 1.5	Ninguna Moderada Considerable	Menor que costo de la presa Del orden del costo de la presa Mayor que el costo de la presa	Basada en de estudios de probabilidad Tr= 500años Basada en de estudios de probabilidad Tr=1000años Basada en de estudios de probabilidad Tr= 10000 años.
MEDIANA	Entre 1.5 y 60	Entre 12 y 30	Ninguna Moderada Considerable	Dentro de la capacidad financiera Ligeramente mayor que la capacidad financiera Mayor que la capacidad financiera	Estudio de probabilidad Tr=1000 a 10000 años Estudio de probabilidad Tr=10000 años Tormentas severas. Tormentas maximizadas. Transposición de tormentas: Tr>= 10000 años
MAYOR: NO SE TOLERARA FALLA	Mayor de 60	Mayor de 18	Considerable	Excesivos o como norma política establecida	Máxima posible con base en análisis hidrometeorológicos. Análisis de maximización de tormentas locales y transposición de tormentas con Tr>= 10000 años

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

ORDENAMIENTO DE DATOS

Para ajustar los datos de las lluvias máximas en 24 horas, es necesario llevar un orden, por lo que se facilita el cálculo si se acomodan los registros (tabla IV.10) por orden de magnitud, para posteriormente determinar el período de retorno que le corresponde a cada uno, así como también su probabilidad de excedencia y no excedencia, con las expresiones ya mencionadas anteriormente; también es importante conocer la media y la desviación estándar del grupo de datos, pues todos estos parámetros pueden indicar en cierta forma la tendencia que puede seguir cada valor y además serán punto de partida en los subsecuentes análisis probabilísticos que se realicen. En la tabla IV.10. se muestra el ordenamiento descrito anteriormente de los registros de precipitación máxima en 24 horas de la estación Venustiano Carranza.

Las expresiones con las que se calcula la media y desviación estándar son:

Media

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$$

Desviación estándar

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}}$$

ORDENAMIENTO DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS

ANOS	LLUVIAS POR ORDEN CRONOLÓGICO	LLUVIAS POR ORDEN DE MAGNITUD	NO. DE ORDEN "M"	PERIODO DE RETORNO $T_r = (n+1)/m$	PROBABILIDAD DE QUE SEA IGUALADO O EXCEDIDO $P = 1 / T_r$	PROBABILIDAD DE QUE NO SEA IGUALADO O EXCEDIDO $P' = (1 - P)$
	mm	Mm	Núm.	Años	Adimensional	Adimensional
1	2	3	4	5	6	7
1950	60.20	210.00	1	35.0000	0.0286	0.9714
1951	55.00	171.80	2	17.5000	0.0571	0.9429
1952	130.20	160.00	3	11.6667	0.0857	0.9143
1953	160.00	150.00	4	8.7500	0.1143	0.8857
1954	120.20	130.20	5	7.0000	0.1429	0.8571
1955	80.20	120.20	6	5.8333	0.1714	0.8286
1956	150.00	120.00	7	5.0000	0.2000	0.8000
1957	80.20	115.20	8	4.3750	0.2286	0.7714
1958	115.20	112.30	9	3.8889	0.2571	0.7429
1959	60.20	100.00	10	3.5000	0.2857	0.7143
1960	100.00	95.00	11	3.1818	0.3143	0.6857
1961	80.20	90.40	12	2.9167	0.3429	0.6571
1962	90.40	90.20	13	2.6923	0.3714	0.6286
1963	90.20	90.20	14	2.5000	0.4000	0.6000
1964	80.20	90.20	15	2.3333	0.4286	0.5714
1965	90.20	89.40	16	2.1875	0.4571	0.5429
1966	0.00	85.00	17	2.0588	0.4857	0.5143
1967	50.00	80.20	18	1.9444	0.5143	0.4857
1968	210.00	80.20	19	1.8421	0.5429	0.4571
1969	90.20	80.20	20	1.7500	0.5714	0.4286
1970	112.30	80.20	21	1.6667	0.6000	0.4000
1971	80.00	80.00	22	1.5909	0.6286	0.3714
1972	57.20	78.50	23	1.5217	0.6571	0.3429
1973	78.50	75.50	24	1.4583	0.6857	0.3143
1974	59.50	70.40	25	1.4000	0.7143	0.2857
1975	54.20	65.50	26	1.3462	0.7429	0.2571
1976	65.50	60.20	27	1.2963	0.7714	0.2286
1977	89.40	60.20	28	1.2500	0.8000	0.2000
1978	171.80	59.50	29	1.2069	0.8286	0.1714
1979	70.40	57.20	30	1.1667	0.8571	0.1429
1980	75.50	55.00	31	1.1290	0.8857	0.1143
1981	95.00	54.20	32	1.0938	0.9143	0.0857
1982	85.00	50.00	33	1.0606	0.9429	0.0571
1983	120.00	0.00	34	1.0294	0.9714	0.0286

$$\mu = 94.150$$

$$\sigma = 36.278$$

FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD

una vez que se ha asignado el periodo de retorno a la lluvia de diseño de la obra en cuestión, generalmente es necesario, para conocer dicha lluvia de diseño, hacer extrapolaciones a partir de las lluvias máximas en 24 horas registradas, pues rara vez este periodo es menor al periodo de datos.

Un método adecuado para elegir la lluvia de diseño es la aplicación de las diferentes funciones de distribución de probabilidad y a partir de la función que presente un mejor ajuste de los datos medidos, se podrá seleccionar esta para la extrapolación.

En la estadística existen infinidad de funciones de distribución de probabilidad teóricas; pero obviamente no es posible probarlas todas para un problema en particular. Por lo cual, es necesario escoger entre esas funciones, las que mejor se adapten al problema bajo análisis.

En el presente estudio, se eligieron las funciones que a continuación se enlistan, debido a que son de las más comúnmente usadas en la hidrología aplicada.

Normal
Lognormal
Pearson III
Gumbel simple
Gumbel para dos poblaciones

De las anteriores funciones, la normal y Lognormal son generalmente apropiadas para variables aleatorias que cubren el rango de valores de los resultados positivos del experimento bajo análisis. Las funciones Gumbel se desarrollaron para el análisis de los valores extremos de dichos resultados. La función Pearson III ocupa un lugar intermedio.

DISTRIBUCIÓN NORMAL

La función de distribución de probabilidad esta definida por la siguiente ecuación:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} dz$$

En donde la función $F(x)$ se ha calculado numéricamente y se han publicado tablas de ella. En la tabla IV.11. se muestran los valores para esta función.

Partiendo de los datos de lluvia máxima en 24 horas ordenados, y obtenida su probabilidad de no excedencia (P), se entra a la tabla IV.11. de donde se obtiene la variable estandarizada, cuya fórmula es:

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

Conocidas la media (μ) y la desviación estándar (σ), se tiene que ahora la incógnita es la variable x , que en este caso representa a la lluvia ajustada (H_p ajust.), por lo que la despejamos obteniendo:

$$H_p \text{ ajustada} = x = z \sigma + \mu$$

Para cada valor que tenemos de lluvia (X_i), se obtiene su respectivo ajuste como se acaba de describir. Después, con el propósito de poder elegir los valores de alguna función en particular, conviene comparar uno y otro método de ajuste de los datos a las distintas funciones de distribución, uno de estos métodos es el del mínimo error cuadrático, que en si consiste en obtener la raíz cuadrada del cuadrado de la suma de las diferencias existentes entre el dato X_i menos el valor ajustado X , esto es:

$$E^2 = \sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - H_{p_{ajus}})^2}$$

A cada valor ajustado le corresponde un determinado período de retorno, pero para una obra en particular, esos valores ajustados no tienen el mismo valor de T_r años con el que se pretende diseñar dicha obra.

Por lo que el objetivo del ajuste probabilístico es determinar el valor de dicho evento (lluvia o gasto) en el período de años para el cual se pretenda diseñar determinada obra. En el diseño hidráulico, se suelen utilizar diferentes períodos de retorno asociados a las distintas obras, en la GASIR en particular, los períodos de retorno que con mayor recurrencia se emplean son de 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1000 y 10000 años. El T_r para zona Federal es de 5 o 10 años, en el caso del presente estudio se ha determinado que sea de 100 años, de acuerdo con la tabla IV.9. por ser una corriente perenne, pero se calculan los valores también, para los otros T_r mencionados.

En la tabla IV.12. se muestra el ajuste de los datos de precipitación hecho para la estación Venustiano Carranza.

Tabla IV.11.- Valores de la función de distribución normal, Spiegel (1987)

Z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998
3.5	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998
3.6	0.9998	0.9998	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.7	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.8	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.9	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

TABLA IV.12
AJUSTE DE LA LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS POR DISTRIBUCIÓN NORMAL,
ESTACIÓN VENUSTIANO CARRANZA

M	Tr(años) $Tr=(n+1)/m$	Hp 24 hrs Xi	Prob. de no Excedencia $P^*=(Tr-1)/Tr$	Z (Tabla)	Hp ajus. $Hp=Z\sigma+\mu$	$(Xi-Hp)ajus.^2$
1	35.0000	210.00	0.9714	1.9017	163.1387	2195.985
2	17.5000	171.80	0.9429	1.5800	151.4692	413.340
3	11.6667	160.00	0.9143	1.3675	143.7602	263.732
4	8.7500	150.00	0.8857	1.2040	137.8287	148.140
5	7.0000	130.20	0.8571	1.0673	132.8695	7.126
6	5.8333	120.20	0.8286	0.9488	128.5706	70.066
7	5.0000	120.00	0.8000	0.8418	124.6883	21.980
8	4.3750	115.20	0.7714	0.7433	121.1165	35.005
9	3.8889	112.30	0.7429	0.6522	117.8100	30.361
10	3.5000	100.00	0.7143	0.5659	114.6790	215.473
11	3.1818	95.00	0.6857	0.4837	111.6980	278.824
12	2.9167	90.40	0.6571	0.4046	108.8277	339.581
13	2.6923	90.20	0.6286	0.3182	105.6921	240.005
14	2.5000	90.20	0.6000	0.2533	103.3404	172.670
15	2.3333	90.20	0.5714	0.1800	100.6800	109.831
16	2.1875	89.40	0.5429	0.1078	98.0590	74.977
17	2.0588	85.00	0.5143	0.0358	95.4469	109.139
18	1.9444	80.20	0.4857	-0.0358	92.8531	160.100
19	1.8421	80.20	0.4571	-0.1078	90.2392	100.786
20	1.7500	80.20	0.4286	-0.1800	87.6200	55.056
21	1.6667	80.20	0.4000	-0.2533	84.9596	22.654
22	1.5909	80.00	0.3714	-0.3182	82.6079	6.801
23	1.5217	78.50	0.3429	-0.4046	79.4723	0.945
24	1.4583	75.50	0.3143	-0.4837	76.6020	1.214
25	1.4000	70.40	0.2857	-0.5659	73.6210	10.375
26	1.3462	65.50	0.2571	-0.6522	70.4900	24.900
27	1.2963	60.20	0.2286	-0.7433	67.1835	48.769
28	1.2500	60.20	0.2000	-0.8418	63.6117	11.640
29	1.2069	59.50	0.1714	-0.9488	59.7294	0.053
30	1.1667	57.20	0.1429	-1.0673	55.4305	3.131
31	1.1290	55.00	0.1143	-1.2040	50.4713	20.509
32	1.0938	54.20	0.0857	-1.3675	44.5398	93.319
33	1.0606	50.00	0.0571	-1.5800	36.8308	173.429
34	1.0294		0.0286	-1.9017	25.1613	633.093
$\mu = 94.15$						
$\sigma = 36.278628$						
						$\Sigma = 6093.010$
ERROR CUADRATIC O						$E^* = 78.0577$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

DISTRIBUCIÓN LOGNORMAL

En esta función, los logaritmos naturales de la variable aleatoria se distribuyen normalmente. La función de distribución de probabilidad es:

$$F(x) = \int_0^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \frac{1}{x\beta} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^2} dx$$

donde α y β son los parámetros de la distribución y son respectivamente la media y la desviación estándar de los logaritmos de la variable aleatoria. Se calculan con las siguientes expresiones:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n \ln x_i}{n}$$

$$\beta = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (\ln x_i - \alpha)^2}{n} \right]^{1/2}$$

La variable estandarizada se calcula con la fórmula:

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

Conocidas α y β , y determinado z de la tabla IV.11, se tiene la expresión con la cuál se calcula la precipitación para el período de retorno en particular de que se trate:

$$x = e^{\beta z + \alpha}$$

Se obtienen de esta manera cada uno de los valores de lluvia ajustados, para posteriormente calcular el error cuadrático como ya se describió anteriormente. en la tabla IV.12. se muestra el ajuste de los datos de precipitación hecho para la estación Venustiano Carranza nuevamente, pero ahora con la distribución Lognormal.

TABLA IV.13.

VENUSTIANO AJUSTE DE LA LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS POR DISTRIBUCIÓN LOG-NORMAL ESTACIÓN CARRANZA.

m	Tr (años) Tr = (n+1)/m	Hp 24 horas XI	Ln XI	Ln XI -	(LnX -)	Prob. de no Excedencia P' = (Tr-1)/Tr	Z (Tabla)	Hp ajus. Hp = e	(XI-Hp ajus.)
1	35.0000	210.000	5.34711	0.99766	0.99532	0.9714	1.9017	155.1824	3004.966117
2	17.5000	171.800	5.14633	0.79688	0.63502	0.9429	1.5800	137.9674	1144.644501
3	11.6667	160.000	5.07517	0.72572	0.52667	0.9143	1.3675	127.6560	1046.135864
4	8.7500	150.000	5.01064	0.66119	0.43717	0.8857	1.2040	120.2499	885.0674985
5	7.0000	130.200	4.86907	0.51962	0.27001	0.8571	1.0673	114.3887	249.9979628
6	5.8333	120.200	4.78916	0.43971	0.19334	0.8286	0.9488	109.5395	113.646989
7	5.0000	120.000	4.78749	0.43804	0.19188	0.8000	0.8418	105.3372	214.9984969
8	4.3750	115.200	4.74667	0.39722	0.15778	0.7714	0.7433	101.6135	184.5935586
9	3.8889	112.300	4.72117	0.37172	0.13818	0.7429	0.6522	98.2838	196.4537747
10	3.5000	100.000	4.60517	0.25572	0.06539	0.7143	0.5659	95.2314	22.73922215
11	3.1818	95.000	4.55388	0.20443	0.04179	0.6857	0.4837	92.4135	6.689934753
12	2.9167	90.400	4.50424	0.15479	0.02396	0.6571	0.4046	89.7790	0.385631349
13	2.6923	90.200	4.50203	0.15258	0.02328	0.6286	0.3182	86.9868	10.32489362
14	2.5000	90.200	4.50203	0.15258	0.02328	0.6000	0.2533	84.9497	27.56521096
15	2.3333	90.200	4.50203	0.15258	0.02328	0.5714	0.1800	82.7028	56.2082876
16	2.1875	89.400	4.49312	0.14367	0.02064	0.5429	0.1078	80.5471	78.373215
17	2.0588	85.000	4.44265	0.09320	0.00869	0.5143	0.0358	78.4548	42.83904968
18	1.9444	80.200	4.38452	0.03507	0.00123	0.4857	-0.0358	76.4309	14.20631893
19	1.8421	80.200	4.38452	0.03507	0.00123	0.4571	-0.1078	74.4441	33.1298519
20	1.7500	80.200	4.38452	0.03507	0.00123	0.4286	-0.1800	72.5051	59.21169407
21	1.6667	80.200	4.38452	0.03507	0.00123	0.4000	-0.2533	70.5873	92.40413648
22	1.5909	80.000	4.38203	0.03258	0.00106	0.3714	-0.3182	68.9343	122.4495349
23	1.5217	78.500	4.3431	0.01365	0.00019	0.3429	-0.4046	66.7904	137.1156522
24	1.4583	75.500	4.32413	-0.02532	0.00064	0.3143	-0.4837	64.8883	112.6502527
25	1.4000	70.400	4.25419	-0.09526	0.00907	0.2857	-0.5659	62.9663	55.25969684
26	1.3462	65.500	4.18205	-0.16740	0.02802	0.2571	-0.6522	61.0108	20.15302103
27	1.2963	60.200	4.09767	-0.25178	0.06339	0.2286	-0.7433	59.0116	1.412333191
28	1.2500	60.200	4.09767	-0.25178	0.06339	0.2000	-0.8418	56.9255	10.72228346
29	1.2069	59.500	4.08598	-0.26347	0.06942	0.1714	-0.9488	54.7417	22.64178923
30	1.1667	57.200	4.04655	-0.30290	0.09175	0.1429	-1.0673	52.4210	22.83854668
31	1.1296	55.000	4.00733	-0.34212	0.11704	0.1143	-1.2040	49.8659	26.35880968
32	1.0938	54.200	3.99268	-0.35677	0.12728	0.0857	-1.3675	46.9729	52.23087248
33	1.0604	50.000	3.91202	-0.43743	0.19134	0.0571	-1.5800	43.4622	42.74231948
34	1.0294	S/N	S/N	S/N	S/N	0.0286	-1.9017	38.6408	S/N

4.34946
0.36555

4.543209

8111.157321

ERROR CUADRATICO E = 90.06196379

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

DISTRIBUCIÓN PEARSON III O GAMA DE TRES PARÁMETROS

La función de distribución de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \int_0^{\frac{x-\delta_1}{\delta_1}} e^{-\left(\frac{x-\delta_1}{\delta_1}\right)} \left(\frac{x-\delta_1}{\delta_1}\right)^{\beta_1-1} dx$$

donde los parámetros α_1 , β_1 , y δ_1 se evalúan, a partir de n datos medidos, mediante el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\bar{x} = \alpha_1 \beta_1 + \delta_1$$

$$S^2 = \alpha_1^2 \beta_1$$

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}}$$

donde \bar{x} es la media de los datos, S^2 su varianza y γ su coeficiente de sesgo, que se define como:

$$\gamma = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 / n}{S^3}$$

Sustituyendo en la función de distribución de probabilidad $y = \frac{x - \delta_1}{\alpha_1}$, queda:

$$f(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta_1)} \int_0^y y^{\beta_1-1} e^{-y} dy$$

donde la función χ^2 con $2\beta_1$ grados de libertad y $\chi^2 = 2Y$:

$$F(y) = F(\chi^2/v) = F_{\chi^2}(2y/2\beta_1)$$

Mediante la solución de las ecuaciones de los parámetros descritos, se obtiene v cuyo valor, grados de libertad, se empleará con la probabilidad de excedencia P , para entrar a la tabla IV.14, que es la función de distribución χ^2 , para obtener este valor, con el cual se obtiene el parámetro Y ($Y = \chi^2/2$), para posteriormente determinar la lluvia ajustada con la expresión: $X = Y\alpha_1 + \beta_1$, cuyos resultados, efectuados para la estación Venustiano Carranza, aparecen en la tabla IV.15.

Tabla IV.14 - Valores Percentiles de la distribución χ^2 con u grados de libertad

u	PROBABILIDAD													
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.9	0.75	0.5	0.25	0.1	0.05	0.025	0.01	0.005	
1	7.8794	6.6349	5.0229	3.8415	2.7055	1.3233	0.4549	0.1015	0.0158	0.0039	0.001	0.0002	0	
2	10.5965	9.2104	7.3778	5.9915	4.6052	2.7726	1.3863	0.5754	0.2107	0.1026	0.0506	0.0201	0.01	
3	12.8381	11.3449	9.3484	7.8147	6.2514	4.1063	2.366	1.2125	0.5844	0.3518	0.2158	0.1148	0.0717	
4	14.8602	13.2767	11.1433	9.4877	7.7794	5.3853	3.3567	1.9226	1.0636	0.7107	0.4844	0.2971	0.207	
5	16.7596	15.0883	12.8325	11.0705	9.2363	6.6257	4.3515	2.6746	1.6103	1.1455	0.6312	0.5543	0.4118	
6	18.5475	16.8119	14.4494	12.5916	10.6446	7.8408	5.3481	3.4546	2.2041	1.6354	1.2373	0.8721	0.6757	
7	20.2777	18.4753	16.0128	14.0671	12.017	9.0371	6.3458	4.2549	2.8331	2.1673	1.6999	1.239	0.9893	
8	21.9549	20.0902	17.5345	15.5073	13.3616	10.2189	7.3441	5.0706	3.4895	2.7326	2.1797	1.6465	1.3444	
9	23.5893	21.666	19.0228	16.919	14.6837	11.3887	8.3428	5.8988	4.1682	3.3251	2.7004	2.0879	1.7349	
10	25.1881	23.2093	20.4832	18.307	15.9872	12.5489	9.3418	6.7372	4.8652	3.9403	3.247	2.5582	2.1558	
11	26.7569	24.725	21.92	19.6752	17.275	13.7007	10.341	7.5841	5.5778	4.5748	3.8157	3.0535	2.6032	
12	28.2997	26.217	23.3367	21.0261	18.5493	14.8454	11.3403	8.4384	6.3038	5.226	4.4038	3.5706	3.0738	
13	29.8193	27.6882	24.7356	22.362	19.8119	15.9839	12.3398	9.2991	7.0415	5.8919	5.0087	4.1069	3.565	
14	31.3194	29.1412	26.1189	23.6848	21.0641	17.1169	13.3393	10.1653	7.7895	6.5706	5.6287	4.6804	4.0747	
15	32.8015	30.578	27.4884	24.9958	22.3071	18.2451	14.3389	11.0365	8.5468	7.2609	6.2821	5.2294	4.6009	
16	34.2671	31.9999	28.8453	26.2962	23.5418	19.3689	15.3385	11.9122	9.3122	7.9616	6.9077	5.8122	5.1422	
17	35.7184	33.4087	30.191	27.5871	24.769	20.4887	16.3382	12.7919	10.0852	8.6718	7.5642	6.4077	5.6973	
18	37.1564	34.8052	31.5264	28.8693	25.9894	21.6049	17.3379	13.6753	10.8649	9.3904	8.2307	7.0149	6.2648	
19	38.5821	36.1906	32.8523	30.1435	27.2036	22.7178	18.3376	14.562	11.6509	10.117	8.9065	7.6327	6.8439	
20	39.9969	37.5663	34.1696	31.4104	28.412	23.8277	19.3374	15.4518	12.4426	10.8508	9.5908	8.2604	7.4338	
30	53.6719	50.8922	46.9792	43.773	40.256	34.7997	29.336	24.4776	20.5992	18.4927	16.7908	14.9535	13.7867	
40	66.766	63.6908	59.3417	55.7585	51.805	45.616	39.3353	33.6603	29.0505	26.5093	24.4331	22.1642	20.7066	
50	79.4898	76.1538	71.4202	67.5048	63.1671	56.3336	49.3349	42.9421	37.6886	34.7642	32.3574	29.7067	27.9908	
60	91.9518	88.3794	83.2977	79.082	74.397	66.9815	59.3347	52.2938	46.4589	43.188	40.4817	37.4848	35.5344	
70	104.2148	100.4251	95.0231	90.5313	85.527	77.5766	69.3345	61.6983	55.3289	51.7393	48.7575	45.4417	43.2753	
80	116.3209	112.3288	106.6285	101.8795	96.5782	88.1303	79.3343	71.1445	64.2778	60.3915	57.1532	53.54	51.1719	
90	128.2987	124.1162	118.1359	113.1452	107.565	98.6499	89.3342	80.6247	73.2911	69.126	65.6466	61.754	59.1963	
100	140.1697	135.8069	129.5613	124.3421	118.498	109.1412	99.3341	90.1332	82.3581	77.9294	74.2219	70.065	67.3275	

U=GRADOS DE LIBERTAD

**TESIS CON
FALTA DE ORIGEN**

TABLA IV. 15.
Ajuste de la lluvia máxima en 24 horas por distribución Pearson III,
estación Venustiano Carranza.

m	Tr (años) Tr=(n+1)/m	Hp 24 horas Xi	Prob. de Excedencia P = 1 / Tr	(Xi-μ) ²	X ² (Tabla)	Y = x/2	Hp ajus. X=Yα ₁ +δ ₁	(Xi-Hp ajus.) ²
1	35.000	210.000	0.0286	1554849	7.2280	3.6140	171.347	1494.0458
2	17.500	171.800	0.0571	468192	5.8010	2.9005	147.939	569.36622
3	11.667	160.000	0.0857	285540	4.9240	2.4620	133.552	699.48105
4	8.750	150.000	0.1143	174209	4.3450	2.1725	124.054	673.1752
5	7.000	130.200	0.1429	46850.7	3.8930	1.9465	116.64	183.87978
6	5.833	120.200	0.1714	17677.6	3.5310	1.7655	110.702	90.221046
7	5.000	120.000	0.2000	17273.6	3.2190	1.6095	105.583	207.83616
8	4.375	115.200	0.2286	9327.31	2.9530	1.4765	101.22	195.44006
9	3.889	112.300	0.2571	5979.02	2.7170	1.3585	97.3487	223.54233
10	3.500	100.000	0.2857	200.202	2.5070	1.2535	93.9038	37.163313
11	3.182	95.000	0.3143	0.61412	2.3160	1.1580	90.7707	17.887283
12	2.917	90.400	0.3429	-52.734	2.1410	1.0705	87.9	6.25018
13	2.692	90.200	0.3714	-61.63	1.9810	0.9905	85.2753	24.252434
14	2.500	90.200	0.4000	-61.63	1.8330	0.9165	82.8475	54.058786
15	2.333	90.200	0.4286	-61.63	1.6950	0.8475	80.5838	92.471687
16	2.188	89.400	0.4571	-107.17	1.5660	0.7830	78.4677	119.51597
17	2.059	85.000	0.4857	-766.06	1.4450	0.7225	76.4828	72.543037
18	1.944	80.200	0.5143	-2714.7	1.3300	0.6650	74.5963	31.40123
19	1.842	80.200	0.5429	-2714.7	1.2220	0.6110	72.8247	54.395227
20	1.750	80.200	0.5714	-2714.7	1.1200	0.5600	71.1515	81.875714
21	1.667	80.200	0.6000	-2714.7	1.0220	0.5110	69.5439	113.55272
22	1.591	80.000	0.6286	-2833.1	0.9290	0.4645	68.0183	143.56075
23	1.522	78.500	0.6572	-3833	0.8400	0.4200	66.5584	142.60277
24	1.458	75.500	0.6857	-6486.9	0.7540	0.3770	65.1476	107.17185
25	1.400	70.400	0.7143	-13396	0.6730	0.3365	63.8189	43.310983
26	1.346	65.500	0.7428	-23517	0.5950	0.2975	62.5394	8.7652708
27	1.296	60.200	0.7714	-39131	0.5190	0.2595	61.2927	1.1939408
28	1.250	60.200	0.8000	-39131	0.4460	0.2230	60.0952	0.0109864
29	1.207	59.500	0.8286	-41602	0.3760	0.1880	58.9469	0.3059152
30	1.167	57.200	0.8571	-50448	0.3090	0.1545	57.8478	0.4196915
31	1.129	55.000	0.8857	-60006	0.2430	0.1215	56.7652	3.1158322
32	1.094	54.200	0.9142	-63760	0.1800	0.0900	55.7317	2.3461662
33	1.061	50.000	0.9429	-86058	0.1180	0.0590	54.7147	22.228132
34	1.029	5/14	0.9714	5/14	0.0580	0.0290	53.7304	5/N

Σ = 2137927

Σ = 5517.3875

γ = 1.2575

β₁ = 1.2610

α₁ = 32.8080

δ₁ = 52.7790

υ = 2.5220

Error cuadrático Σ² = 74.279119

Grados de
libertad.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

DISTRIBUCIÓN GUMBEL.

Si se tienen N muestras, cada una de las cuales contienen n eventos; y se selecciona el máximo x de los n eventos de cada muestra, a medida que n aumenta, la función de distribución de probabilidad de x tiende a:

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

y la función de densidad de probabilidad es:

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

donde α y β son parámetros de la función y se calculan con:

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{S}$$

$$\beta = \bar{x} - \frac{\mu_y}{\alpha}$$

donde σ_y y μ_y se obtienen de la tabla IV.16 \bar{x} es la media de los datos y S es la desviación estándar.

Obtenidos los anteriores parámetros (tabla IV.16.), de los datos registrados en la estación Venustiano Carranza, se despeja x de la función de probabilidad, que representa en este caso la lluvia ajustada, llegando así a la expresión siguiente:

$$x = \beta - \frac{1}{\alpha} \ln \ln \left(\frac{Tr}{Tr-1} \right)$$

para cada valor X_i se calcula su valor x , y consecuentemente el error cuadrático, siendo los resultados los que se muestran en la tabla IV.17.

TABLA IV.16. CONSTANTES DEL TAMAÑO DE LA MUESTRA n ,
EN LA FIGURA DE DISTRIBUCIÓN GUMBEL.

n	μ_y	σ_y	n	μ_y	σ_y	n	μ_y	σ_y	n	μ_y	σ_y
8	0.484	0.904	28	0.534	1.104	48	0.547	1.157	76	0.556	1.190
9	0.490	0.928	29	0.535	1.108	49	0.548	1.159	78	0.556	1.192
10	0.495	0.949	30	0.536	1.112	50	0.548	1.160	80	0.556	1.193
11	0.499	0.967	31	0.537	1.115	51	0.548	1.162	82	0.557	1.195
12	0.503	0.983	32	0.538	1.119	52	0.549	1.163	84	0.557	1.196
13	0.507	0.997	33	0.538	1.122	53	0.549	1.165	86	0.558	1.198
14	0.510	1.009	34	0.539	1.125	54	0.550	1.166	88	0.558	1.199
15	0.512	1.020	35	0.540	1.128	55	0.550	1.168	90	0.558	1.200
16	0.515	1.031	36	0.541	1.131	56	0.550	1.169	92	0.558	1.202
17	0.518	1.041	37	0.541	1.133	57	0.551	1.170	94	0.559	1.203
18	0.520	1.049	38	0.542	1.136	58	0.551	1.172	96	0.559	1.204
19	0.522	1.056	39	0.543	1.138	59	0.551	1.173	98	0.559	1.205
20	0.523	1.062	40	0.543	1.141	60	0.552	1.174	100	0.560	1.206
21	0.525	1.069	41	0.544	1.143	62	0.552	1.177	150	0.564	1.225
22	0.526	1.075	42	0.544	1.145	64	0.553	1.179	200	0.567	1.236
23	0.528	1.081	43	0.545	1.148	66	0.553	1.181	250	0.568	1.242
24	0.529	1.086	44	0.545	1.149	68	0.554	1.183	300	0.569	1.247
25	0.530	1.091	45	0.546	1.151	70	0.554	1.185	500	0.572	1.258
26	0.532	1.096	46	0.546	1.153	72	0.555	1.187	1000	0.574	1.268
27	0.533	1.100	47	0.547	1.157	74	0.556	1.189		0.577	1.282

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

TABLA IV.17.
AJUSTE DE LA LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS POR DISTRIBUCIÓN GUMBEL,
ESTACIÓN VENUSTIANO CARRANZA

Medio:	94.150	n = 34
Máximo:	210.00	(Tabla XXXX)
Mínimo:	50.00	$\mu_y = 0.539$
Desv. Estand.:	42.057	$\sigma_y = 1.158$
$\alpha = \sigma_y/S =$	0.031	
$\beta = \mu - \mu_y/\alpha =$	76.499	$X = \beta - \left(\frac{1}{\alpha}\right) \text{LnLn}\left(\frac{Tr}{Tr - 1}\right)$

m	Tr (años)	Hp 24 horas	Prob. de no Excedencia $P' = (Tr-1)/Tr$	Hp ajust.	(Xi-Hp ajust.) ²
	$Tr=(n+1)/m$	Xi		X	
1	35.000	210.000	0.971	192.45587	307.796
2	17.500	171.800	0.943	169.27145	6.394
3	11.667	160.000	0.914	155.49566	20.289
4	8.750	150.000	0.886	145.56393	19.679
5	7.000	130.200	0.857	137.73185	56.729
6	5.833	120.200	0.829	131.2219	121.482
7	5.000	120.000	0.800	125.61886	31.572
8	4.375	115.200	0.771	120.67442	29.969
9	3.889	112.300	0.743	116.22794	15.429
10	3.500	100.000	0.714	112.16925	148.091
11	3.182	95.000	0.686	108.41928	180.077
12	2.917	90.400	0.657	104.91913	210.805
13	2.692	90.200	0.629	101.6235	130.496
14	2.500	90.200	0.600	98.496544	68.833
15	2.333	90.200	0.571	95.5092	28.188
16	2.188	89.400	0.543	92.637276	10.480
17	2.059	85.000	0.514	89.860139	23.621
18	1.944	80.200	0.486	87.159729	48.438
19	1.842	80.200	0.457	84.519795	18.661
20	1.750	80.200	0.429	81.925269	2.977
21	1.667	80.200	0.400	79.36171	0.703
22	1.591	80.000	0.371	76.814771	10.146
23	1.522	78.500	0.343	74.269636	17.896
24	1.458	75.500	0.314	71.710359	14.361
25	1.400	70.400	0.286	69.119018	1.641
26	1.346	65.500	0.257	66.474536	0.950
27	1.296	60.200	0.229	63.750936	12.609
28	1.250	60.200	0.200	60.914546	0.511
29	1.207	59.500	0.171	57.919227	2.499
30	1.167	57.200	0.143	54.697508	6.262
31	1.129	55.000	0.114	51.142347	14.881
32	1.094	54.200	0.086	47.063827	50.925
33	1.061	50.000	0.057	42.061331	63.022
34	1.029	S/N	0.029	34.959531	S/N

$\Sigma = 1676.4103$
ERROR CUADRATICO = 40.343989

DISTRIBUCIÓN GUMBEL PARA DOS POBLACIONES.

Esta función de distribución se utiliza en los casos en que se tienen datos de tipo ciclónico: los primeros producidos por tormentas ciclónicas, y los segundos resultados de los fenómenos meteorológicos dominantes de la región en estudio.

De la función de distribución de probabilidad de Gumbel se deduce la ecuación para el mismo método para el caso de dos poblaciones:

$$F(x) = e^{-\sigma_1(x-\mu_1)^{\beta_1}} \left[p + (1-p)e^{-\sigma_2(x-\mu_2)^{\beta_2}} \right]$$

donde α_1 y β_1 son los parámetros correspondientes a la población no ciclónica y α_2 y β_2 corresponden a la población ciclónica.

El valor de p se calcula con:

$$p = \frac{N_c}{N_t}$$

donde:

N_c número de años de registro no ciclónico

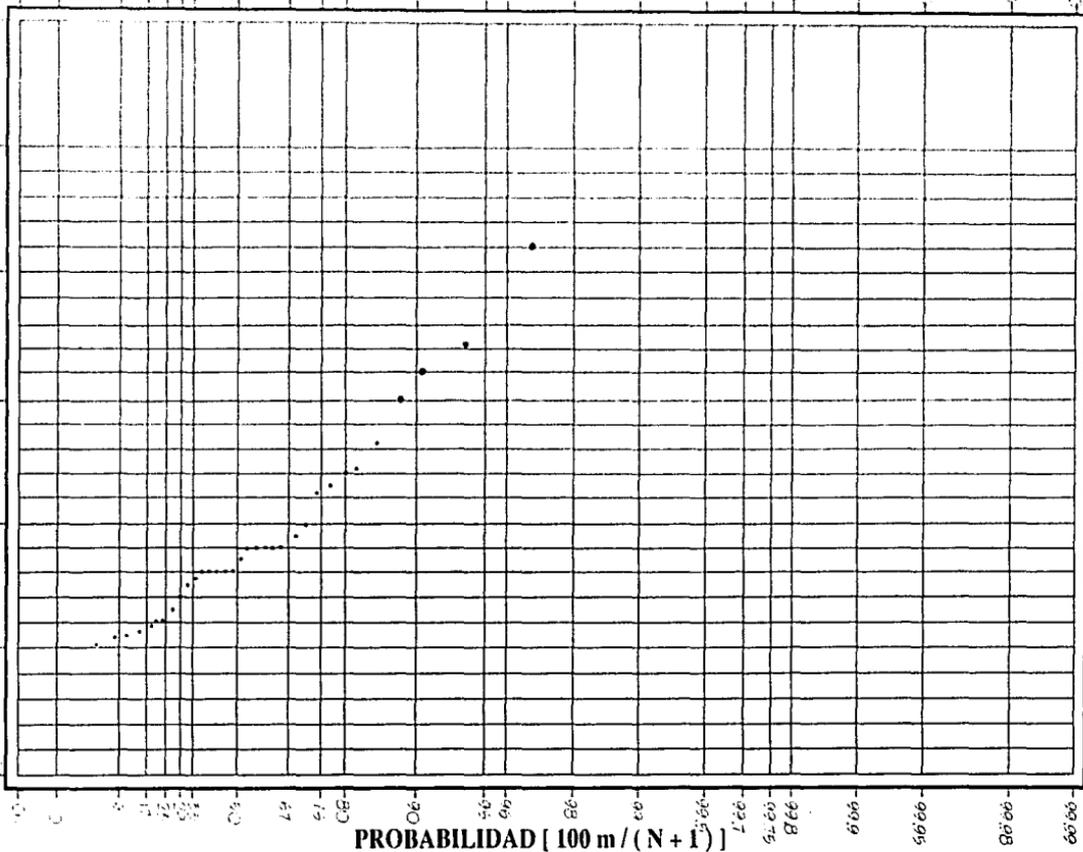
N_t número total de años de registro

Ahora bien. Para saber si un dato es ciclónico o no lo es. Se pueden inspeccionar los datos. En general, se grafican los registros contra su periodo de retorno. En escala Gumbel y en donde se observa un salto brusco, se dice que la población es ciclónica. Lo cual se muestra en la gráfica IV.6. para la estación climatológica Venustiano Carranza, y posteriormente, nuevamente haciendo uso de la tabla IV.16. se obtienen σ , e μ , para la población no ciclónica y total. Para terminar se determinan los parámetros de esta función para cada tipo de población y mediante tanteos se determina el valor ajustado x . Hasta dar con la probabilidad de no excedencia P' que es el valor de la función de densidad de probabilidad. Los resultados para este ajuste hecho para los datos de la estación Venustiano Carranza. Se muestra en la tabla IV.18.

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

58

Z-NORMA DE LUBRIFICACION EN 2M HRS (MM)



10-3-55

TABLA IV.18.
AJUSTE DE LA LUBIA MÁXIMA EN 24 HORAS POR DISTRIBUCIÓN GUMBEL DOBLE
ESTACIÓN VENUSTIANO CARRANZA.

$N_1 = 31$	TABLA XXXX.
$N_2 = 34$	n
$p = N_2/N_1 = 0.911$	3
Población no ciclónica ($n=31$)	μ_1
$\alpha_1 = \sigma_1 / \beta_1 = 0.0455114$	0.4610
$\beta_1 = \mu_1 - \mu_2 / \alpha_1 = 73.7108$	0.5370
	σ_1
	1.1150
	31
	μ_2
	0.88571429
	$\sigma_2 = \sigma_1 / \beta_2 = 0.031030$
	$\beta_2 = \mu_2 - \mu_1 / \alpha_2 = 165.7434$

$$F^* = F(x) = e^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}} \left[0.911 + (1-0.911)e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}} \right]$$

m	T(años)	Hp24horas	Población Ciclónica	Población No ciclónica	Prob. de no Excedencia $F^*(T-1)/T$	Hp ajus.	(X)-Hp ajus.)
	$T=(n+1)/m$	XI				X	
1	35.000	210.000	210.000		0.97142857	200.450	91.203
2	17.500	171.800	171.800		0.94285714	174.200	5.760
3	11.667	160.000	160.000		0.91428571	156.800	10.240
4	8.750	150.000		150.000	0.88571429	143.400	43.560
5	7.000	130.200		130.200	0.85714286	132.840	6.970
6	5.833	120.200		120.200	0.82857143	124.650	19.803
7	5.000	120.000		120.000	0.80000000	118.280	2.958
8	4.375	115.200		115.200	0.77142857	112.950	5.063
9	3.889	112.300		112.300	0.74285714	108.510	14.364
10	3.500	100.000		100.000	0.71428571	104.680	21.902
11	3.182	95.000		95.000	0.68571429	101.300	39.690
12	2.917	90.400		90.400	0.65714286	98.240	61.466
13	2.692	90.200		90.200	0.62857143	95.440	27.458
14	2.500	90.200		90.200	0.60000000	92.860	7.076
15	2.333	90.200		90.200	0.57142857	90.430	0.053
16	2.188	89.400		89.400	0.54285714	88.140	1.588
17	2.059	85.000		85.000	0.51428571	85.960	0.922
18	1.944	80.200		80.200	0.48571429	83.875	13.506
19	1.842	80.200		80.200	0.45714286	81.850	2.722
20	1.750	80.200		80.200	0.42857143	79.890	0.096
21	1.667	80.200		80.200	0.40000000	77.967	4.988
22	1.591	80.000		80.000	0.37142857	76.074	15.413
23	1.522	78.500		78.500	0.34285714	74.197	18.516
24	1.458	75.500		75.500	0.31428571	72.325	10.081
25	1.400	70.400		70.400	0.28571429	70.442	0.002
26	1.346	65.500		65.500	0.25714286	68.530	9.181
27	1.295	60.200		60.200	0.22857143	66.575	40.641
28	1.250	60.200		60.200	0.20000000	64.555	18.966
29	1.207	59.500		59.500	0.17142857	62.430	8.585
30	1.167	57.200		57.200	0.14285714	60.150	8.702
31	1.129	55.000		55.000	0.11428571	57.654	7.044
32	1.094	54.200		54.200	0.08571429	54.810	0.372
33	1.061	50.000		50.000	0.05714286	51.327	1.761
34	1.029				0.02857143		0.000
			180.600	85.510			
			26.135799	24.4992097			

520.6481

ERROR CUADRATICO = 22.8177

SELECCIÓN DE UNA FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN.

De los anteriores ajustes de los datos de la estación climatológica Venustiano Carranza, efectuados para diferentes funciones de distribución que se mencionaron, de acuerdo a los resultados obtenidos, vemos que de todas esas funciones la que mejor se ajustó para este caso fue la función de distribución Gumbel para dos poblaciones, pero los análisis presentados solo fueron para conocer entre una y otra función que error cuadrático tenían al realizarles el ajuste, como eso ya se determinó, lo que convendría ahora conocer es para un periodo de retorno específico el valor que tendría el ajuste para una función de distribución dada. A continuación se presentan en la tabla IV.19. los valores de los ajustes de las diferentes funciones para diversos periodos de retorno, así como su respectivo error cuadrático, para la estación Venustiano Carranza y la Angostura., cuyos resultados se emplearán en la determinación del gasto máximo mediante el modelo de lluvia-escorrentamiento, cabe aclarar que también se realizó el mismo ajuste para la estación La Angostura, la cual se omite por ser repetitivo y por que en realidad lo que nos interesa es la lluvia ajustada, la cual se presenta en las siguientes páginas.

TABLA IV.19. RESULTADO DEL ANÁLISIS PROBABILÍSTICO EFECTUADO A LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN DE LA CUENCA EN ESTUDIO.

ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA VENUSTIANO CARRANZA

ERRORES CUADRATICOS

FUNCIÓN	EA2
NORMAL	78.0577
LOG-NORMAL	90.0619
PEARSON III	74.2791
GUMBEL SIMPLE	40.3439
GUMBEL DOBLE	22.8177

FUNCIÓN QUE PRESENTO EL MÍNIMO ERROR CUADRATICO: GUMBEL DOBLE

**AJUSTES DE LA LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS
PARA LAS DIFERENTES DISTRIBUCIONES**

Tr	NORMAL	LOG-NORMAL	PEARSON III	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBLE
2	94.15	77.43	83.90	88.50	84.95
5	124.68	105.33	117.76	125.61	118.40
10	140.64	123.71	142.41	150.19	150.00
20	153.83	141.28	166.67	173.75	179.60
50	168.66	164.07	198.36	204.27	213.00
100	178.55	181.26	222.14	227.14	236.20
500	198.63	221.90	276.93	279.98	288.41
1000	206.61	240.48	300.38	302.69	310.71
10000	230.19	304.98	377.96	378.11	385.00

FUNCIÓN ELEGIDA: GUMBEL DOBLE

TABLA IV.20 RESULTADO DEL ANÁLISIS PROBABILÍSTICO EFECTUADO A LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN DE LA CUENCA EN ESTUDIO.

ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA LA ANGOSTURA

ERRORES CUADRATICOS

FUNCIÓN	EA2
NORMAL	18.588
LOG-NORMAL	56.7776
PEARSON III	21.5892
GUMBEL SIMPLE	17.6584
GUMBEL DOBLE	23.3966

FUNCIÓN QUE PRESENTO EL MÍNIMO ERROR CUADRATICO: GUMBEL SIMPLE

**AJUSTES DE LA LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS
PARA LAS DIFERENTES DISTRIBUCIONES**

Tr	NORMAL	LOGARITMO NORMAL	PEARSON III	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBLE
2	82.72	69.63	78.06	80.11	79.68
5	97.13	85.99	93.21	97.54	106.59
10	104.65	96.02	102.05	109.09	112.29
20	110.86	105.17	109.84	120.16	117.39
50	117.86	116.52	119.15	134.49	126.11
100	122.53	124.77	125.68	145.24	134.77
500	131.99	143.34	139.72	170.06	157.05
1000	135.75	151.47	145.40	180.73	166.75
10000	146.87	178.27	163.27	216.16	198.98

FUNCIÓN ELEGIDA: GUMBEL SIMPLE

LLUVIA MEDIA

Obtenidos los ajustes de la lluvia en cada estación, para un período de retorno determinado. Convendría saber ahora que cantidad de lluvia de cada estación influye en la cuenca que se tiene en estudio. En general, la altura de lluvia que cae en un sitio dado difiere de la que cae en los alrededores aunque sea en sitios cercanos. Los aparatos (pluviómetro y pluviógrafos) registran la lluvia puntual. Es decir la que se produce en el punto en que está instalado el aparato y para los cálculos ingenieriles, es necesario conocer la lluvia media en una zona. Para calcular la lluvia media de una tormenta dada, existen varios métodos, el que se emplea en el presente estudio es el método de polígonos de Thiessen, que en general proporciona resultados confiables y consiste en el siguiente procedimiento:

- 1.- Se unen mediante líneas rectas dibujadas en un plano de la cuenca, las estaciones más próximas entre sí. Con ello se forman triángulos en cuyos vértices están las estaciones pluviométricas.
- 2.- Se trazan líneas rectas que bisectan los lados de los triángulos. Por geometría las líneas correspondientes a cada triángulo convergerán en un solo punto.
- 3.- Cada estación pluviométrica quedará rodeada por las líneas rectas del paso 2. Que forman los llamados polígonos de Thiessen y en algunos casos en parte por el parteaguas de la cuenca. El área encerrada por los polígonos de Thiessen y el parteaguas será el área de influencia de la estación correspondiente.
- 4.- La lluvia media se calcula entonces con un promedio pesado de las precipitaciones registradas en cada estación usando como peso el área de influencia correspondiente:

$$\bar{h}_p = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i h_{pi}$$

donde A_i es el área de influencia de la estación i y A_T es el área total de la cuenca.

En la figura VI.7 se muestra la división en áreas de influencia de la cuenca. Las lluvias y áreas de influencia de cada estación para la cuenca. Así como el cálculo de su lluvia media se muestran a continuación.

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

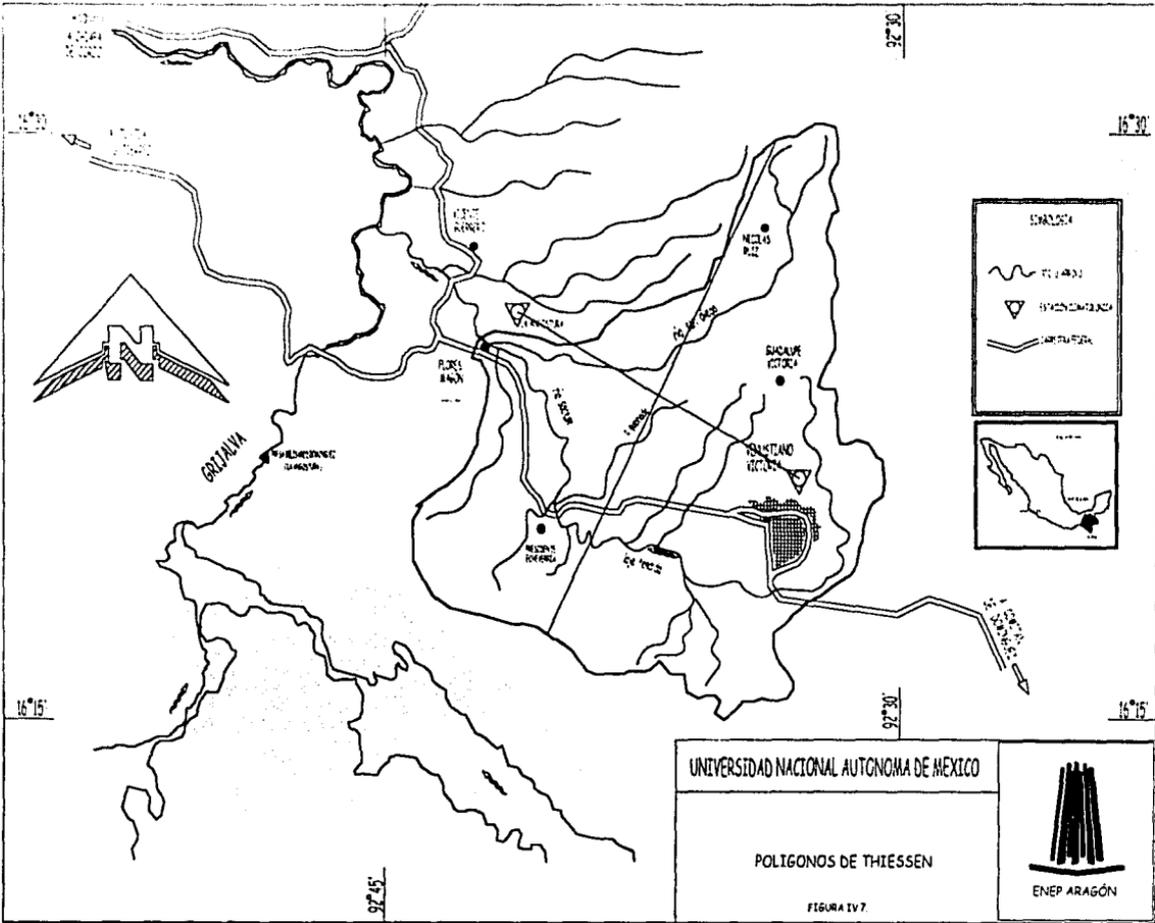


FIGURA IV.7

**TABLA IV.21.- CÁLCULO DE LA LLUVIA MEDIA
MEDIANTE POLÍGONOS DE THIESSEN**

CUENCA TOTAL

ESTACION CLIMATOLÓGICA	LLUVIA AJUSTADA mm	AREA DE INFLUENCIA Km ²	A _i x H _{p_i}
VENUSTIANO C.	236.20	186.00	439332.00
LA ANGOSTURA	145.24	154.93	22502.03
		Σ 340.93	Σ 66435.233

Sustituyendo en la expresión, para obtener la lluvia media para la cuenca en estudio.

$$\bar{h}_p = \frac{1}{34093} [66435.233]$$

por lo que la lluvia media es:

$$\bar{h}_p = 194.8647 \text{ mm}$$

APLICACIÓN DE MÉTODOS EMPÍRICOS

A partir de las relaciones de precipitación - escurrimiento conocidas en algunas cuencas se han propuesto ecuaciones que hacen intervenir algunas de las características fisiográficas de la cuenca, así como información sobre el uso de la tierra, condiciones de suelo, pendiente del terreno. Longitud o pendiente del cauce principal y la intensidad o altura de precipitación total que provocó el gasto máximo. Estos métodos sólo proporcionan el gasto pico.

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en viajar desde un punto dado de la cuenca hasta la salida de la misma. El tiempo de concentración (T_c) es una condición para obtener el gasto máximo. Ya que teóricamente la duración de la lluvia de diseño debe ser igual o mayor que el tiempo de concentración en la cuenca. Algunos autores han propuesto fórmulas empíricas para determinar de manera aproximada el tiempo de concentración, entre las cuales una de las más empleadas es la Kirpich, la cual se define como:

$$T_c = \left[\frac{0.87L^3}{D} \right]^{0.385}$$

donde T_c está en horas; L longitud del cauce principal, en m, S pendiente media del cauce. También se puede utilizar para obtener el valor de T_c la ecuación propuesta por Rowe, dada por:

$$T_c = 0.0003245 \left[\frac{L}{S^{1/2}} \right]^{0.77}$$

donde D es el desnivel entre el punto más alejado y la salida de la cuenca medido sobre el cauce principal; L longitud entre los dos puntos mencionados para definir D en Km.

El Servicio de Conservación del Suelo en E.U. (SCS) propone usar la siguiente ecuación:

$$T_c = \left[\frac{L^{1.15}}{3085D^{0.38}} \right]$$

Con el objeto de comparar entre una y otra expresión, se calcularán con las tres los tiempos de concentración.

LLUVIA EN EXCESO.

La parte de la precipitación que queda atrapada en la vegetación, más la interceptada en la superficie del suelo y la que se infiltra se conoce como "pérdida de precipitación". Ante la dificultad de valuar por separado cada uno de los conceptos anteriores y por ser el tercero de ellos el más grande se considera que los tres corresponden a la infiltración.

A la altura de precipitación que resulta de restar a la total la debida a las pérdidas se les conoce como altura de precipitación en exceso o efectiva y es la que da origen al escurrimiento directo.

Teniendo el tiempo de concentración y la precipitación media de la cuenca en estudio, se aplica el modelo de lluvia propuesto por Emil E. Kuishling y C. E. Gransky, quienes consideran que la duración de la tormenta es igual al tiempo de concentración. Este método sugiere las siguientes expresiones:

$$H_p = \frac{KTc^{1-e}}{1-e} ; K = \frac{\bar{h}_p(1-e)}{24^{1-e}} ; I = \frac{K}{(1-e)Tc^e}$$

donde H_p es la lluvia media de diseño, en mm; K constante que depende de la precipitación correspondiente a 24 horas; I intensidad para una determinada duración de lluvia en mm/hr; e es un factor adimensional cuyo valor oscila por su mayor incidencia entre 0.45 y 0.80.

A medida que aumenta positivamente el valor de e , la lluvia va siendo más intensa al principio hasta convertirse en tormenta violenta. Para apegar la distribución de una tormenta a la forma de la curva de máxima intensidad. El método sugiere un valor para e que depende del tiempo de concentración. De acuerdo al valor de e , se pueden distinguir las dimensiones de una cuenca así para:

$e = 0.45$ a 0.50	Cuencas muy grandes con T_c igual o mayor de 48 horas
$e = 0.50$ a 0.55	Cuencas grandes con T_c mayor de 24 horas y menor de 48
$e = 0.55$ a 0.60	Cuencas medianas con T_c entre 6 y 24 horas
$e = 0.60$ a 0.70	Cuencas chicas con T_c entre 6 y 1 hora
$e = 0.70$ a 0.80	Para cuencas muy pequeñas con T_c menor de 1 hora.

A continuación se proporcionan valores de e de acuerdo con su T_c

TABLA IV.22. VALORES DEL COEFICIENTE "e" DEL MÉTODO DE EMIL E. KUSHLING Y C. E. GRANSKY

Tc	e	Tc	E	Tc	e	Tc	e
0.2	0.800	3.2	0.656	7.0	0.597	22.0	0.554
0.4	0.775	3.4	0.652	8.0	0.594	23.0	0.552
0.6	0.750	3.6	0.648	9.0	0.591	24.0	0.550
0.8	0.725	3.8	0.644	10.0	0.588	26.0	0.548
1.0	0.700	4.0	0.640	11.0	0.585	28.0	0.543
1.2	0.696	4.2	0.636	12.0	0.582	30.0	0.539
1.4	0.692	4.4	0.632	13.0	0.579	32.0	0.535
1.6	0.688	4.6	0.628	14.0	0.576	34.0	0.530
1.8	0.684	4.8	0.624	15.0	0.573	36.0	0.526
2.0	0.680	5.0	0.620	16.0	0.570	38.0	0.522
2.2	0.676	5.2	0.616	17.0	0.567	40.0	0.517
2.4	0.672	5.4	0.612	18.0	0.564	42.0	0.513
2.6	0.668	5.6	0.608	19.0	0.561	44.0	0.509
2.8	0.664	5.8	0.604	20.0	0.558	46.0	0.504
3.0	0.660	6.0	0.600	21.0	0.556	48.0	0.500

Posterior a la determinación de la lluvia media de diseño, se calcula ahora la lluvia en exceso mediante el criterio del SCS que sugiere la siguiente expresión:

$$He = \frac{\left(Hp - \frac{508}{N} + 508 \right)^2}{\left(Hp + \frac{2032}{N} - 20.32 \right)}$$

En donde se conocen las variables Hp y N. Calculadas previamente.

MÉTODO RACIONAL BÁSICO.

Casi todos los métodos empíricos se derivan de la fórmula racional, la cual aparece citada en la literatura americana en 1889 por Emil E. Kushing, pero otros autores dicen que los principios básicos de este método están explícitos en el trabajo desarrollado por Mulvaney en Irlanda en 1851. La citada fórmula que determina el gasto máximo es:

$$Qd = 0.278 CIA$$

donde C es el coeficiente de escurrimiento. Calculándose con $C = \frac{He}{Hp}$

MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

Este método tiene la ventaja de que permite predecir la forma del hidrograma de la avenida y no solo el gasto máximo por lo anterior es necesario conocer las características del Hidrograma Unitario Triangular, mediante las siguientes expresiones:

$$Ip = 0.607c + \frac{\Delta t}{2} ; n = 2 + \frac{A - 250}{158.33} ; Tb = nIp$$

donde T_p es el tiempo pico en horas; n es un parámetro en función del área de la cuenca, que también se puede valorar mediante la figura IV.7, Δt es el intervalo de tiempo base, en horas.

Así con la siguiente fórmula se determina el gasto máximo:

$$Q_d = \frac{0.556 H e A}{n T_p}$$

MÉTODO DE VEN TE CHOW

Permite conocer el gasto máximo del hidrograma de escurrimiento directo para un período de retorno dado. El gasto máximo se determina mediante la fórmula.

$$Q_d = AXYZ$$

donde

- $X = H_e/D$. Factor de escurrimiento;
 $Y = 0.278$ Factor climático;
 $Z = Q_p/Q_e$. Factor de reducción del pico

Q_p es el gasto pico de un hidrograma unitario debido a una lluvia de duración dada

D ; y Q_e es el gasto de equilibrio, o sea, el escurrimiento de la misma intensidad de lluvia pero de duración infinita; el valor de Z se puede determinar como una función de relación de la tormenta que consideramos igual al tiempo de concentración y el tiempo de retraso. T_c/T_r obtenida la anterior relación y con ayuda de la figura IV.9 se obtiene el valor de Z .

El tiempo de retraso se define como el intervalo de tiempo medido del centro de masa de un bloque de intensidad de lluvia, al pico resultante del hidrograma, se calcula la expresión.

$$T_r = 0.00505 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$$

A continuación se determinan los gastos máximos para la cuenca en estudio, el cálculo que se muestra en la tabla IV.23. Así como la ubicación de dicha cuenca.

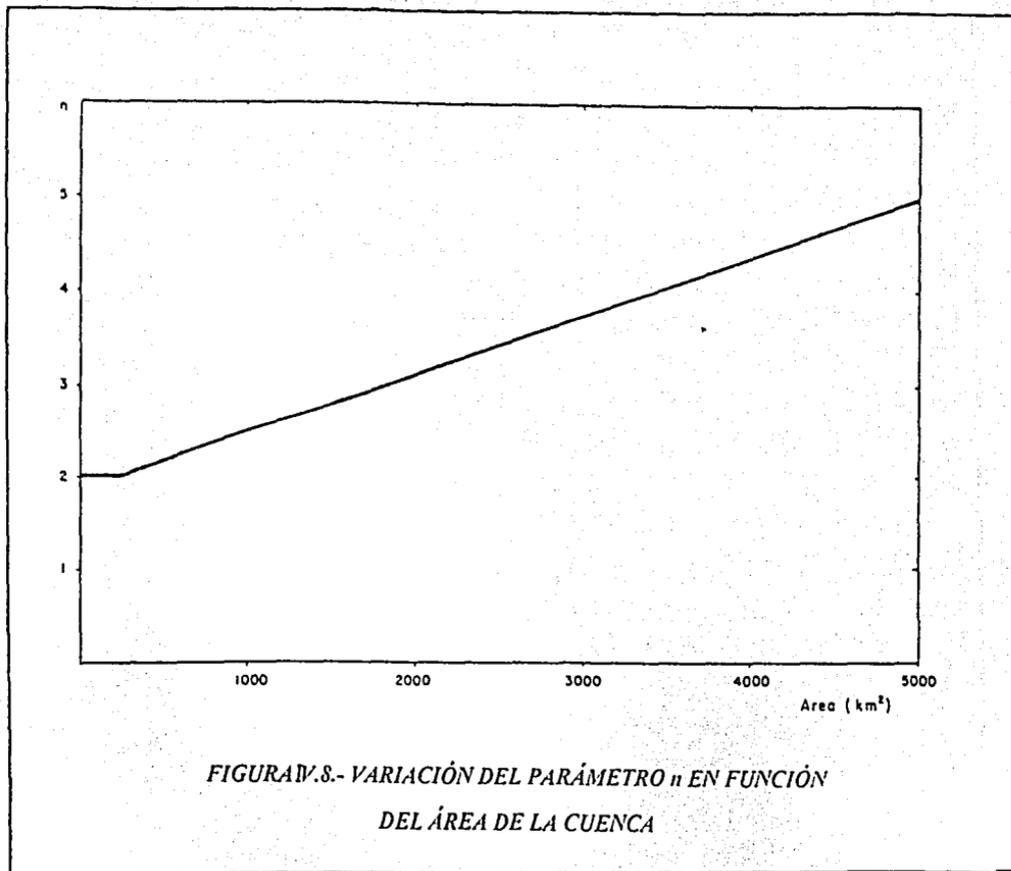


FIGURA IV.8.- VARIACIÓN DEL PARÁMETRO n EN FUNCIÓN
DEL ÁREA DE LA CUENCA

FIGURA IV.9.- RELACIÓN ENTRE Z Y d/tr

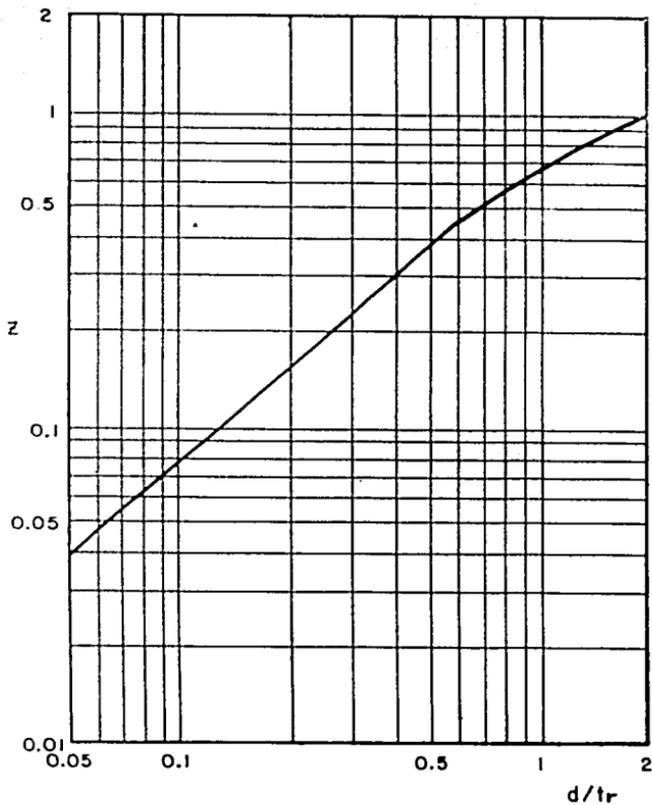


TABLA IV.23. CÁLCULO DEL GASTO MÁXIMO MEDIANTE LA APLICACIÓN DEL MODELO LLUVIA-ESCURRIMIENTO

CUENCA TOTAL

Área de la cuenca	340.94 Km ²
Longitud del cauce principal	43.30 Km
Desnivel del cauce principal	405.00 m
Pendiente promedio del cauce	0.009650 milésimas
Taylor-Schwarz	
Valor (e) de la fórmula de Kuishiling	0.597 adimensional

Estaciones climatológicas analizadas: **Venustiano Carranza y La Angostura**

Método probabilístico elegido: **Gumbel y Gumbel Doble**

Ponderación del coeficiente de escurrimiento para un 100% del área **77**

Para un Tr de **50 y 100 años**

I.- DETERMINACIÓN DEL GASTO DE DISEÑO MEDIANTE LA APLICACIÓN DEL MÉTODO LLUVIA-ESCURRIMIENTO

I.1 CARACTERÍSTICAS FISIOGRÁFICAS DE LA CUENCA

ÁREA DE LA CUENCA	(A)	340.94 Km ²
LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL	(L)	43.3 Km
DESNIVEL DEL CAUCE PRINCIPAL	(D)	405.0 m
PENDIENTE PROMEDIO DEL CAUCE		
TAYLOR-SCHWARZ		0.009650

I.2 CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (Tc)

A) Método de Rowe

$$T_c = \left(\frac{0.87L^3}{D} \right)^{0.34} = 7.29 \text{ HRS}$$

B) Método de Kirpich

$$Tc = 0.0003245 \left(\frac{L}{S^{1/2}} \right)^{0.77} = 7.20 \text{ HRS}$$

C) Método SCS

$$Tc = \frac{L^{1.15}}{3085D^{0.16}} = 7.11 \text{ HRS}$$

$$Tc \text{ seleccionado} = 7.20 \text{ HRS}$$

1.3.- CÁLCULO DEL NÚMERO DE ESCURRIMIENTO (N)

Mediante el empleo de la cartografía del tipo y uso de suelo del INEGI, escala 1: 50,000 se obtuvo el siguiente valor ponderado de N correspondiente a la cuenca en estudio.

$$N \text{ ponderado de la cuenca} = 77$$

1.4.- DETERMINACIÓN DE LA LLUVIA MEDIA DE DISEÑO

Una vez aplicados los diferentes métodos de distribución probabilística, se decidió utilizar la correspondiente al método de Doble Gumbel y Gumbel. Por ser estos los que presentaron mejor ajuste con respecto a los datos de las estaciones Venustiano Carranza y La Angostura.

Tr (años)	Hp media en 24 hrs (mm)
5	116.88
10	137.99
20	158.28
50	177.32
100	194.86
500	252.24
1000	273.55
10,000	346.36

Para obtener la HP de diseño se utilizó la fórmula de Emil Kuishiling y C.E. Gransky. Quiénes consideran que la duración de la tormenta es igual al tiempo de concentración.

Este método sugiere las siguientes expresiones:

$$Hp = \frac{K Tc^{1-\epsilon}}{(1-\epsilon)} \quad \text{De donde:} \quad K = \frac{Hp(1-\epsilon)}{Tc^{1-\epsilon}}$$

Para apegar la distribución de la tormenta a la forma de la curva de máxima intensidad el método sugiere emplear un factor (e), el cual depende del tiempo de concentración y cuyo valor oscila entre 0.45 y 0.80, en nuestro caso su valor será de : 0.597

Al aplicar las ecuaciones anteriores, se obtienen los siguientes resultados

Tr (años)	K	Hp media de diseño (mm)
5	13.09	71.58
10	15.45	84.51
20	17.72	96.93
50	18.58	113.13
100	21.82	119.34
500	28.24	154.47
1000	30.63	167.52
10.000	38.78	212.11

1.5.- CÁLCULO DEL GASTO MÁXIMO

1.5.1.- MÉTODO RACIONAL

$$O_d = 0.278 \text{ CIA}$$

Para calcular la lluvia en exceso se aplicó el criterio del Servicio de Conservación de Suelos en EUA (SCS).

$$He = \frac{\left[Hp - \left(\frac{508}{N} \right) + 5.08 \right]}{\left[Hp + \left(\frac{2032}{N} \right) - 20.32 \right]}$$

$$C = \frac{He}{Hp_d} \quad ; \quad I = \frac{K}{(1+e)T_c^e}$$

Al utilizar las ecuaciones anteriores, se obtienen los siguientes resultados:

Tr (años)	He (mm)	I (mm/hr)	Qmáx (m³/seg)
5	22.72	10.07	302.87
10	31.53	11.89	420.27
20	40.61	13.63	541.41
50	53.16	15.91	687.2
100	60.26	16.78	803.40
500	87.65	21.73	1168.36
1000	99.04	23.56	1320.23
10.000	139.15	29.83	1854.88

1.5.2 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

Las características del hidrograma unitario triangular se determinaron mediante las fórmulas siguientes:

$$Qd = \frac{0.556HeA}{nTp}$$

donde:

$$Tp = 0.60Tc + \frac{D}{2} = 7.82 \quad n = 2 + \frac{\dot{a} \text{ rea} - 250}{1583.33} = 2.057$$

Tr (años)	Q máximo (m ³ /seg)
5	267.7
10	371.4
20	478.5
50	607.0
100	709.9
500	1032.5
1000	1166.7
10.000	1639.2

1.5.3.- MÉTODO DE VEN TE CHOW

$$Qd = A X Y Z$$

Donde X = He/D (Factor de escurrimiento)
 Y = 0.278 (Factor climático)
 Z = Qp/Qe (Factor de reducción)

$$Tr = 0.0050 [L/S^{1/2}]^{0.44} = 4.6911 \text{ hrs}$$

Cálculo de la relación Tc/Tr, se tiene: Z = Qp / Qe = 0.89

imaginario 0.89

Tr (años)	X	Q máximo (m ³ /seg)
5	3.20	269.5
10	4.43	374.0
20	5.71	481.8
50	7.25	611.5
100	8.48	714.9
500	12.33	1039.7
1000	13.93	1174.9
10,000	19.57	1650.7

TABLA IV.24. RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE LOS GASTOS DE DISEÑO POR LOS MÉTODOS DE VEN TE CHOW, HUT, RACIONAL

PARA N = 77

GASTOS MÁXIMO (M³/SEG)

Tr	RACIONAL	HUT	VEN TE CHOW
5	303	268	270
10	420	371	374
20	541	478	482
50	687	607	612
100	803	709.94	715
500	1168	1032	1040
1000	1320	1167	1175
10,000	1855	1639	1651

Por último el gasto máximo de diseño será el propuesto por el Hidrograma Unitario Triangular con valor de 709.94 para un periodo de retorno de 100 años.

Como el proceso es repetitivo y lo que nos interesa son los resultados, solo se presentaran los resúmenes de los resultados obtenidos por los diferentes métodos probabilísticos, así como el gasto de diseño.

TABLA IV.25 RESULTADO DEL ANÁLISIS PROBABILÍSTICO EFECTUADO A LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN DE LA CUENCA SANDIEGANO. ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA LA ANGOSTURA

ERRORES CUADRÁTICOS

FUNCIÓN	EA²
NORMAL	3.06
LOG-NORMAL	2.99
PEARSON III	2.86
GUMBEL SIMPLE	3.64
GUMBEL DOBLE	5.75

FUNCIÓN QUE PRESENTÓ EL MÍNIMO ERROR CUADRÁTICO: PEARSON III

**AJUSTES DE LA LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS
PARA LAS DIFERENTES DISTRIBUCIONES**

T_r	NORMAL	LOGARITMO NORMAL	PEARSON III	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBLE
2	82.72	81.02	81.55	79.92	77.48
5	97.13	92.24	97.10	95.04	93.15
10	104.65	105.30	108.90	105.05	105.01
20	110.66	113.43	120.30	114.65	116.87
50	117.86	123.33	134.90	127.07	132.54
100	122.53	130.41	145.09	136.39	144.40
500	131.99	146.01	171.20	157.91	171.93
1000	135.75	152.57	182.20	167.16	183.79
10000	146.87	173.39	218.40	197.88	223.17

FUNCIÓN ELEGIDA: PEARSON III

TABLA IV.26. CÁLCULO DEL GASTO MÁXIMO MEDIANTE LA APLICACIÓN DEL MODELO LLUVIA-ESCURRIMIENTO

CUENCA SANDIEGANO

Área de la cuenca	86.13 Km ²
Longitud del cauce principal	23.1 Km
Desnivel del cauce principal	1010 m
Pendiente promedio del cauce	0.042727 milésimas
Taylor-Schwarz	
Valor (e) de la fórmula de Kuishiling	0.671 adimensional

Estaciones climatológicas analizadas: **La Angostura**

Método probabilístico elegido: **Gumbel y Gumbel Doble**

Ponderación del coeficiente de escurrimiento para un 100% del área **78**

Para un Tr de **50 y 100 años**

TABLA IV.27. RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE LOS GASTOS DE DISEÑO POR LOS MÉTODOS DE VEN TE CHOW, HUT, RACIONAL.

PARA N = 77

GASTOS MÁXIMO (M³/SEG)

Tr	RACIONAL	HUT	VENTE CHOW
5	94	86	75
10	124	113	98
20	155	141	122
50	197	179	156
100	231	210	182
500	314	285	248
1000	351	319	277
10.000	481	437	380

Por último el gasto máximo de diseño será el propuesto por el Hidrograma Unitario Triangular con valor de 210 m³/seg.

TABLA IV.25 RESULTADO DEL ANÁLISIS PROBABILÍSTICO EFECTUADO A LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN DE LA CUENCA SACLUM.

ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA VENUSTIANO CARRANZA

ERRORES CUADRÁTICOS

FUNCIÓN	EA ²
NORMAL	13.95
LOG-NORMAL	8.57
PEARSON III	10.04
GUMBEL SIMPLE	8.61
GUMBEL DOBLE	3.66

FUNCIÓN QUE PRESENTÓ EL MÍNIMO ERROR CUADRÁTICO: GUMBEL SIMPLE

**AJUSTES DE LA LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS
PARA LAS DIFERENTES DISTRIBUCIONES**

T _r	NORMAL	LOGARITMO NORMAL	PEARSON III	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBLE
2	93.20	86.95	78.06	88.62	82.16
5	123.39	116.90	93.21	121.37	115.13
10	139.26	138.00	102.05	141.25	140.07
20	152.57	158.30	109.84	159.15	165.00
50	167.12	184.70	119.15	180.95	197.97
100	176.95	204.80	125.68	196.42	222.91
500	196.83	252.20	139.72	229.91	280.82
1000	204.47	273.60	145.40	243.47	305.76
10000	227.11	346.40	163.27	282.13	388.60

FUNCIÓN ELEGIDA: GUMBEL SIMPLE

TABLA IV.26. CÁLCULO DEL GASTO MÁXIMO MEDIANTE LA APLICACIÓN DEL MODELO LLUVIA-ESCURRIMIENTO

CUENCA SACLUM

Área de la cuenca	254.81 Km ²
Longitud del cauce principal	43.30 Km
Desnivel del cauce principal	405.00 m
Pendiente promedio del cauce	0.009650 milésimas
Taylor-Schwarz	
Valor (e) de la fórmula de Kuishiling	0.597 adimensional

Estaciones climatológicas analizadas: **La Angostura**

Método probabilístico elegido: **Gumbel y Gumbel Doble**

Ponderación del coeficiente de escurrimiento para un 100% del área: **73**

Para un Tr de **50 y 100 años**

TABLA IV.27. RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE LOS GASTOS DE DISEÑO POR LOS MÉTODOS DE VEN TE CHOW, HUT, RACIONAL

PARA N = 77

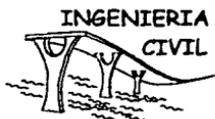
GASTOS MÁXIMO (M³/SEG)

Tr	RACIONAL	HUT	VEN TE CHOW
5	189	172	168
10	269	245	240
20	354	321	315
50	471	427	419
100	565	499.94	502
500	799	725	711
1000	908	824	808
10,000	1296	1177	1153

Por último el gasto máximo de diseño será el propuesto por el Hidrograma Unitario Triangular con valor de 499.94 m³/seg.



V. ANÁLISIS HIDRÁULICO Y ALTERNATIVAS



V. ANÁLISIS HIDRÁULICO DE ALTERNATIVAS.

V.1 TOPOGRAFÍA.

Con base a una poligonal, se levantaron 43 secciones transversales en el río Saclum y 8 secciones transversales en el río Sandiegano, de las cuales se presentan las codificaciones de ambos.

Tabla V.1 Secciones del río Saclum.

0+000		43 0+050		42 0+100		41 0+150		40 0+200		39	
POST. AL.E.JE.	ELEVACIÓN										
25.50	564.360	32.50	564.000	-46.00	554.000	-67.00	554.000	-110.00	553.000		
23.80	564.250	31.50	553.000	-44.50	553.000	-65.00	553.000	-82.00	552.000		
20.80	552.265	29.00	552.800	-41.50	552.000	-63.00	552.000	-68.00	551.000		
-16.20	548.750	23.60	549.710	-39.00	551.000	-62.00	551.540	-64.00	550.000		
-14.80	547.120	-16.10	549.510	-36.60	550.450	-58.00	549.460	-25.20	549.310		
-11.10	547.190	-13.20	547.540	-35.40	549.340	-50.00	549.130	22.00	548.000		
-6.00	547.830	0.00	547.740	-19.40	548.050	-13.60	548.990	-19.50	548.800		
0.00	548.110	2.00	547.910	-16.90	547.520	-11.80	546.980	-15.70	549.470		
12.70	548.040	6.50	548.000	-12.30	547.480	-10.30	546.980	-11.10	547.880		
14.20	548.330	13.10	548.250	-10.00	547.560	-8.90	547.190	-10.40	547.080		
29.40	548.590	20.10	548.430	0.00	547.790	0.00	547.130	0.00	547.010		
50.00	548.420	21.20	549.060	10.80	547.600	5.40	547.180	3.60	546.960		
57.00	549.020	37.00	549.620	27.20	547.340	6.00	547.430	5.60	546.680		
71.20	550.000	47.00	550.000			12.80	547.670	11.20	546.780		
83.00	550.060	55.00	550.800								
120.00	551.000										

0+220		38 0+240		37 0+260		36 0+280		35 0+300		34	
POST. AL.E.JE.	ELEVACIÓN										
122.0	552.000	-84.0	554.000	-111.0	554.000	-115.0	554.000	-120.0	554.000		
104.0	551.000	-78.0	553.000	-92.0	553.000	-103.0	553.000	-112.0	553.000		
90.0	550.000	-72.0	552.000	-81.0	552.000	-90.0	552.000	-98.0	552.000		
35.0	549.000	-65.0	551.000	-72.0	551.000	-80.0	551.000	-86.0	551.000		
34.0	548.150	-67.5	550.000	-70.0	550.000	-72.0	550.000	-74.0	550.000		
28.0	549.180	-33.0	549.000	-38.2	549.100	30.3	549.170	-27.4	548.610		
25.3	550.770	-31.4	548.000	-32.0	547.450	26.0	548.070	-24.7	547.540		
22.6	549.810	27.5	549.750	-26.4	549.450	24.5	548.950	-23.0	548.060		
18.6	547.710	23.6	547.710	-19.9	547.300	-20.5	550.630	-19.0	549.000		
17.6	546.940	-11.1	547.330	-6.3	546.840	17.1	548.420	-18.0	550.400		
1.7	546.750	-7.5	546.590	-5.3	546.500	-14.8	546.720	-17.0	548.000		
0.0	547.210	-6.1	546.610	-4.7	546.380	-11.6	549.560	-15.0	547.000		
7.5	546.700	-5.7	546.650	-4.2	546.510	-9.1	546.480	-12.7	546.990		
12.5	546.430	5.3	546.770	-3.9	546.630	-7.8	546.450	-10.7	546.050		
17.4	546.680	6.0	546.960	-3.2	546.510	-6.7	546.430	-10.0	546.020		
21.8	547.210	2.7	546.800	0.0	546.810	-5.9	546.560	-9.3	546.150		
28.1	547.320	4.5	546.550	11.1	546.580	-3.6	546.310	-8.1	546.420		
34.0	548.620	6.7	546.370	11.8	546.560	0.0	546.720	0.0	546.660		
42.0	548.620	17.0	546.320	20.2	546.320	13.3	546.650	19.4	546.430		
50.0	548.830	25.2	547.010	28.9	546.570	19.4	546.560	24.0	546.230		
54.5	546.000	33.7	548.000	37.0	548.000	25.7	546.200	35.3	545.670		
		36.0	548.100	110.0	549.000	41.3	546.240	47.8	545.800		
		43.5	548.690			50.6	547.020	50.0	546.590		
		50.0	548.600			54.0	547.620	70.0	548.710		
		50.0	549.000			62.0	548.360	90.0	549.690		
						120.0	548.520				

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

0+320		0+340		0+360		0+380		0+400	
JST	AL.EJ.								
-121.0	554 000	-120.0	554 000	-119.0	554 000	-117.0	554 000	-119.0	554 000
-113.0	553 000	-113.0	553 000	-110.0	553 000	-106.0	553 000	-105.0	553 000
-96.0	552 000	-96.0	552 000	-95.0	552 000	-91.0	552 000	-84.0	552 000
-82.0	551 000	-79.0	551 000	-80.0	551 000	-80.0	551 000	-80.0	551 000
-64.0	550 000	-67.0	550 000	-64.0	550 000	-67.0	550 000	-73.0	550 000
-25.1	547 940	-22.0	548 830	-24.2	547 060	-23.2	546 870	-17.9	548 680
-21.8	548 850	-18.6	548 370	-18.9	548 180	-19.6	546 950	-16.0	549 000
-18.7	548 740	-17.0	549 000	-16.5	548 540	-17.4	546 040	-14.5	548 000
-15.9	550 090	-15.0	548 000	-15.0	549 000	-17.0	546 110	-13.1	548 700
-13.9	549 290	-14.6	546 900	-12.5	549 010	-13.6	549 000	-7.5	545 570
-11.0	546 250	-13.5	547 370	-8.1	546 000	-12.0	548 000	0.0	545 580
-8.3	546 180	-8.8	546 110	-7.3	545 570	-10.0	547 000	5.7	545 380
-7.4	546 300	-6.2	545 990	-5.6	545 440	-9.6	546 520	7.7	544 920
-6.6	546 510	-3.6	546 180	-3.2	545 560	-4.6	545 740	8.4	544 870
-5.6	546 640	-2.9	546 340	0.0	545 850	-3.9	545 500	10.9	544 670
0.0	548 430	-2.6	546 470	10.0	545 690	0.0	545 650	13.9	544 770
12.8	546 150	0.0	546 170	18.4	545 170	5.4	545 450	15.8	544 940
34.2	545 540	12.9	545 700	26.5	545 100	10.6	545 120	26.5	544 970
40.9	545 140	26.9	545 030	29.6	545 050	15.8	544 910	28.2	544 650
42.4	545 410	30.2	544 580	32.0	547 800	24.6	545 050	38.0	547 510
46.9	547 000	36.0	545 250	37.7	547 980	26.6	545 090	47.1	547 380
55.0	548 000	40.0	546 400	70.0	548 350	31.7	547 830	45.1	547 960
98.0	548 480	46.0	547 000			38.2	547 990	70.0	547 700
		50.0	548 480			50.0	548 080	100.0	548 000
						70.0	547 930		
						90.0	548 020		

0+420		0+440		0+460		0+480		0+500	
JST	AL.EJ.								
-140.0	552 700	-130.0	552 000	-110.0	551 000	-107.0	550 000	-127.0	550 000
-78.0	552 000	-72.0	551 000	-86.0	550 730	-55.0	549 000	-91.0	549 000
-60.0	551 000	-66.0	550 000	-83.0	550 000	-50.0	548 000	-73.5	548 320
-45.0	550 000	-21.0	548 340	-43.0	549 000	-40.0	547 000	-70.0	548 000
-18.7	547 120	-18.0	549 000	-28.0	548 000	-39.0	546 020	-51.0	547 000
-16.0	549 000	-17.6	547 800	-25.9	545 950	-30.3	545 890	-31.8	547 080
-14.0	549 270	-13.0	548 000	-23.2	547 850	-28.0	547 650	-26.3	544 780
-12.0	548 000	-11.0	547 000	-19.8	545 410	-23.3	544 770	-23.8	544 380
-10.2	546 750	-10.6	544 930	-14.3	544 590	-20.1	544 410	-16.2	544 260
-6.5	545 480	-3.5	544 580	-6.9	544 520	-13.8	544 360	-11.9	544 570
6.0	547 000	0.0	544 530	-4.7	544 770	-9.7	544 640	-11.0	544 770
-3.2	545 510	1.8	544 600	-1.5	545 570	-5.6	544 760	0.0	544 910
0.0	545 480	3.1	544 790	0.0	544 850	0.0	544 940	12.5	544 720
2.0	545 130	6.3	545 030	2.4	544 690	16.4	544 740	15.0	546 260
3.0	544 800	23.0	545 190	22.3	545 380	17.8	546 240	20.7	546 630
5.6	544 490	24.0	546 650	27.0	546 840	23.5	546 850	25.0	547 000
9.7	544 600	30.0	548 380	30.3	547 970	26.6	547 840	27.5	547 180
11.2	544 810	50.0	547 460	40.0	547 310	30.5	547 270	50.0	547 250
14.3	544 990	75.0	547 450	50.0	547 380	50.0	547 300	70.0	547 220
17.6	545 170	100.0	548 000	70.0	547 340	70.0	547 280	90.0	247 200
31.0	548 270			90.0	547 370	60.0	547 310		
36.5	547 330			115.0	548 000				
45.0	547 510								
70.0	547 630								
82.0	548 000								

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE ALTERNATIVAS

0+520		23		0+540		22		0+560		21		0+580		20		0+600		19	
POST. AL.EJE	ELEVACIÓN																		
-120.0	549.000			-87.0	548.000			-124.0	548.000			-110.0	547.000			-126.0	547.000		
-74.0	548.000			-57.0	547.000			-182.0	547.000			-42.7	544.720			-43.6	546.770		
-51.0	547.000			-36.0	546.550			-39.9	544.930			-40.5	544.680			-41.0	546.130		
-40.0	545.010			-30.8	544.450			-36.0	547.180			-36.0	547.210			-37.5	547.050		
-36.3	545.390			-25.4	544.030			-32.0	545.830			-32.7	545.960			-32.0	544.400		
-34.4	546.590			-18.8	543.920			-32.0	544.930			-31.0	544.480			-25.0	544.130		
-28.3	544.500			-14.2	544.140			-29.6	544.210			-29.5	544.120			-18.5	543.900		
-17.0	544.100			-11.6	544.320			-22.6	544.100			-17.0	543.960			-13.9	543.910		
-14.3	544.290			-8.0	544.530			-17.6	543.970			-14.6	544.010			-8.9	544.010		
-12.5	544.400			0.0	544.680			-14.6	543.970			-11.6	544.150			0.0	544.230		
-7.8	544.700			10.2	546.690			-12.4	544.200			0.0	544.520			11.5	544.670		
0.0	544.850			12.9	547.010			0.0	544.550			3.4	544.390			15.0	546.710		
14.0	544.640			15.0	547.650			9.6	544.590			11.0	546.010			19.0	545.640		
17.0	547.810			18.0	546.580			12.0	547.800			14.5	546.430			20.0	547.000		
20.0	546.670			50.0	546.680			15.0	546.400			16.7	546.250			50.0	546.430		
25.0	547.000			76.0	549.700			50.0	546.520			50.0	546.450						
50.0	546.850			99.0	546.690			74.0	546.480										
70.0	546.810																		
98.0	546.790																		

0+650		14		0+700		17		0+750		16		0+800		15		0+850		14	
POST. AL.EJE	ELEVACIÓN																		
-46.0	545.410			-45.7	546.570			-48.0	546.000			-87.0	546.000			-87.0	545.000		
-35.5	546.300			-43.7	545.680			-21.4	545.220			-47.0	545.000			-16.5	544.140		
-33.0	545.670			-39.2	546.000			-17.4	546.050			-25.0	544.130			-14.7	544.540		
-31.5	545.750			-31.5	545.760			-16.0	546.320			-18.5	543.900			-10.4	543.140		
-26.1	543.910			-26.8	545.150			-6.2	543.070			-13.9	543.910			-6.6	542.730		
-13.2	543.520			-23.9	545.240			-5.2	542.930			-8.9	544.010			0.0	542.680		
-8.6	543.280			-19.4	545.170			0.0	542.960			0.0	544.230			6.4	542.520		
-5.8	543.300			-12.2	543.240			6.0	542.920			11.5	544.670			6.9	542.520		
-4.0	543.490			-7.1	542.920			21.5	542.610			15.0	546.710			10.4	542.320		
-2.7	543.600			-5.7	543.060			23.0	544.240			19.0	545.640			16.8	542.310		
0.0	543.870			0.0	543.270			27.0	545.000			21.8	546.280			23.9	542.050		
15.4	543.850			0.0	543.230			117.0	546.000			50.0	546.430			24.9	543.070		
17.7	544.740			19.6	543.410											34.4	544.770		
25.8	546.300			21.0	544.600											112.0	545.000		
50.0	546.400			25.0	546.000														
117.0	547.000																		

0+900		13		0+950		12		1+000		11		1+050		10		1+100		9	
POST. AL.EJE	ELEVACIÓN																		
-149.0	545.000			-75.0	544.000			-100.0	544.000			-127.0	544.000			-74.0	543.000		
-71.0	544.000			-19.2	543.650			-11.4	543.290			-11.2	543.960			-14.6	542.520		
25.6	544.050			-16.6	543.730			-7.9	544.010			-3.9	542.320			-5.0	541.400		
20.7	544.940			-13.4	544.190			-4.5	542.130			0.0	541.530			-3.4	541.140		
-19.9	544.940			-9.2	542.290			0.0	541.890			1.1	540.890			0.0	540.880		
12.6	542.900			-7.2	542.460			1.9	541.870			1.1	540.690			1.3	540.640		
-6.1	542.610			-5.8	542.530			5.1	541.370			6.7	541.000			5.9	540.690		
0.0	542.490			-3.2	542.640			6.4	541.170			13.0	540.770			9.3	540.840		
-3.4	542.430			0.0	542.280			8.8	541.030			16.3	540.900			16.9	540.810		
8.9	542.320			2.6	542.080			11.2	540.840			17.8	542.200			18.3	541.580		
24.4	542.320			10.0	541.630			15.4	541.360			22.7	542.850			18.8	540.890		
26.2	542.400			11.8	541.590			22.2	541.420			31.3	541.700			28.0	541.000		
27.2	543.040			13.2	541.260			24.5	542.640			107.0	543.000			44.0	542.000		
54.7	544.490			16.6	541.260			45.4	543.260							121.0	543.000		
				18.9	541.510			47.1	542.750										
				21.5	542.550			50.0	542.670										
				22.9	543.370			53.0	543.050										
				33.9	543.600			77.0	543.310										
				36.6	542.500														
				50.0	542.460														
				55.1	542.530														
				61.0	543.640														
				67.4	542.750														

ESTRUC. CON
BARRA DE ORDEN

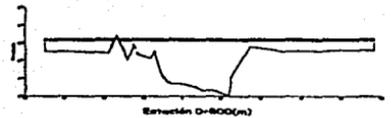
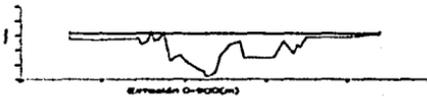
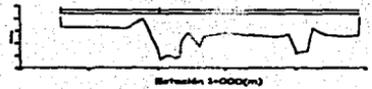
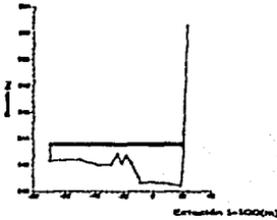
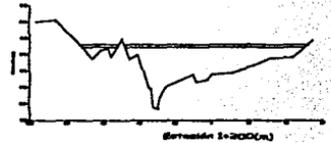
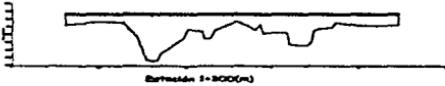
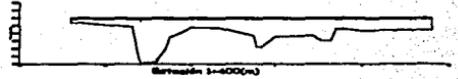
1+150		1+200		1+250		1+300		1+350	
DIST. AL EJE	ELEVACIÓN								
-90.0	543.000	-95.0	543.000	-85.0	544.000	-132.0	543.000	-122.0	541.000
-18.5	542.750	-18.7	542.140	-75.0	543.000	-118.0	542.000	-80.0	540.000
-14.8	542.180	-13.7	540.990	-48.0	542.000	-100.0	541.000	-78.8	540.380
-10.0	541.100	-11.6	540.410	-40.0	541.000	-62.0	541.170	-74.2	538.920
-6.8	540.630	-5.6	540.320	-34.8	540.050	-55.6	539.180	-70.7	538.810
0.0	540.730	-4.4	540.730	-33.0	538.900	-52.6	539.020	-68.0	538.870
2.8	540.650	0.0	540.770	-31.7	538.790	-49.0	539.090	-66.9	539.090
6.2	540.660	4.9	540.640	-29.4	538.720	-47.5	539.250	-66.2	539.240
11.2	540.550	10.0	540.440	-28.0	539.380	-44.0	539.810	-51.8	540.280
18.7	540.440	13.9	540.340	-25.2	540.030	-37.5	540.180	-49.1	540.900
20.0	541.510	20.1	540.500	-10.2	540.780	-34.0	540.180	0.0	540.680
23.5	552.580	24.1	541.290	-8.4	540.330	0.0	540.570	20.4	539.840
		40.0	542.000	-2.7	540.460	14.0	540.000	76.0	541.140
		57.0	543.000	0.0	540.790	47.0	541.000		
				14.0	541.000	76.0	542.000		
				48.0	542.000	97.0	543.000		
				56.0	543.000				

1+400		1+450		1+500	
DIST. AL EJE	ELEVACIÓN	DIST. AL EJE	ELEVACIÓN	DIST. AL EJE	ELEVACIÓN
-95.0	541.000	-88.0	541.000	-68.8	539.830
-86.8	539.450	-84.4	540.450	-64.9	541.200
-84.3	538.120	-79.2	538.060	-58.4	539.880
-83.2	537.960	-75.1	538.130	-50.0	538.970
-79.2	538.060	-71.1	538.060	-45.8	538.260
-79.2	539.250	-69.4	538.250	-43.3	537.290
-77.0	538.360	-68.9	538.330	-41.2	537.340
-72.8	538.720	-64.8	538.990	-39.5	537.540
-68.6	540.150	-62.8	539.720	-34.0	537.830
-50.0	540.640	-50.0	540.350	-32.8	538.330
0.0	540.520	0.0	539.770	-29.7	538.300
24.0	540.410	45.0	540.000	0.0	539.830
				55.0	540.190

A continuación se presenta la figura V.1 en donde se observa gráficamente las secciones de río Sactum.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

SECCIONES TRANSVERSALES DEL RIO SACLUM



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

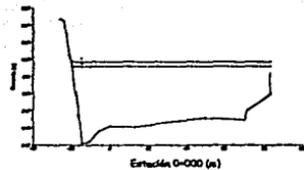
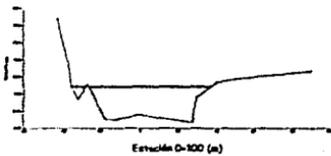
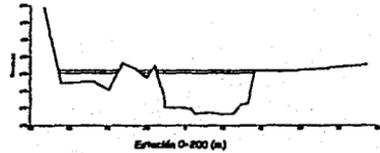
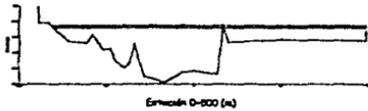
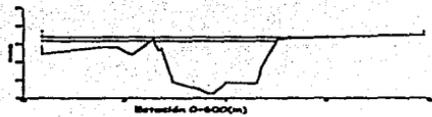
SECCIONES TRANSVERSALES
DEL RÍO SACLUM

FOLIO 51



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

SECCIONES TRANSVERSALES DEL RIO SACLUM



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

SECCIONES TRANSVERSALES
DEL RÍO SACLUM

FOLIO 1



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla V.2 Secciones del río Sandlegano.

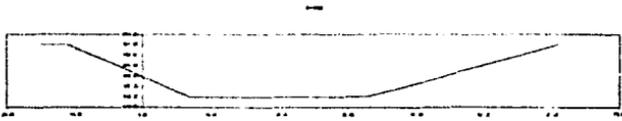
0+000		0+020		0+040	
DIST AL EJE	ELEVACIÓN	DIST AL EJE	ELEVACIÓN	DIST AL EJE	ELEVACIÓN
-15.00	551.00	-13.00	551.00	-20.00	551.00
-11.00	551.00	-2.00	550.00	-15.00	551.00
0.00	550.40	0.00	550.30	-10.00	550.00
7.00	550.00	25.00	550.00	0.00	550.10
33.00	550.00	53.00	551.00	18.00	550.00
61.00	551.00			51.00	551.00

0+060		0+080		0+100	
DIST AL EJE	ELEVACIÓN	DIST AL EJE	ELEVACIÓN	DIST AL EJE	ELEVACIÓN
-20.00	551.00	-19.00	551.00	-51.00	550.00
-15.00	551.00	-11.00	550.00	-13.00	550.00
-12.00	550.00	0.00	550.10	-11.00	549.00
0.00	550.25	14.00	550.00	-8.00	549.00
15.00	550.00	47.00	551.00	0.00	549.50
49.00	551.00			8.00	550.00
				44.00	551.00

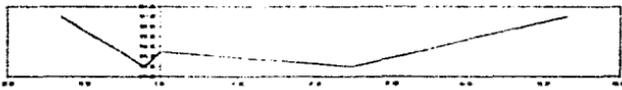
0+120		0+140		0+160	
DIST AL EJE	ELEVACIÓN	DIST AL EJE	ELEVACIÓN	DIST AL EJE	ELEVACIÓN
-35.00	550.00	-40.00	549.00	-30.00	549.00
-17.00	550.00	-16.00	549.00	-17.00	548.00
-14.00	549.00	0.00	548.60	-7.00	548.00
0.00	548.80	20.00	549.00	0.00	548.20
8.00	549.00	30.00	550.00	24.00	549.00
18.00	550.00	65.00	551.00	32.00	550.00
55.00	551.00			76.00	551.00

En la figura V.2 Se presentan las secciones del río Sandiegano.

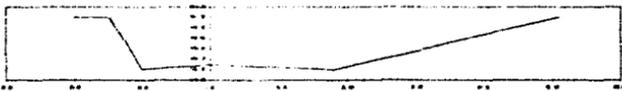
SECCIÓN 0+000



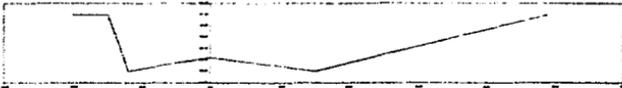
SECCIÓN 0+020



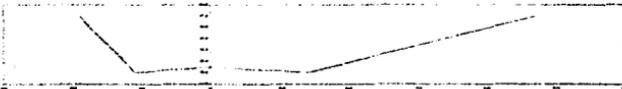
SECCIÓN 0+040



SECCIÓN 0+060

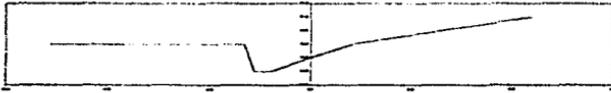


SECCIÓN 0+080

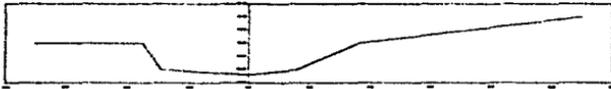


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

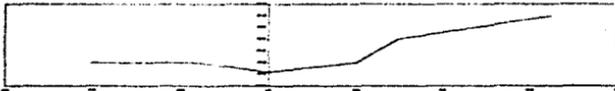
SECCIÓN 0+100



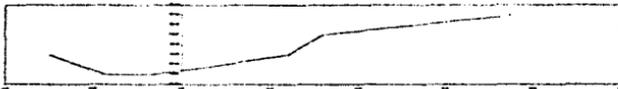
SECCIÓN 0+120



SECCIÓN 0+140

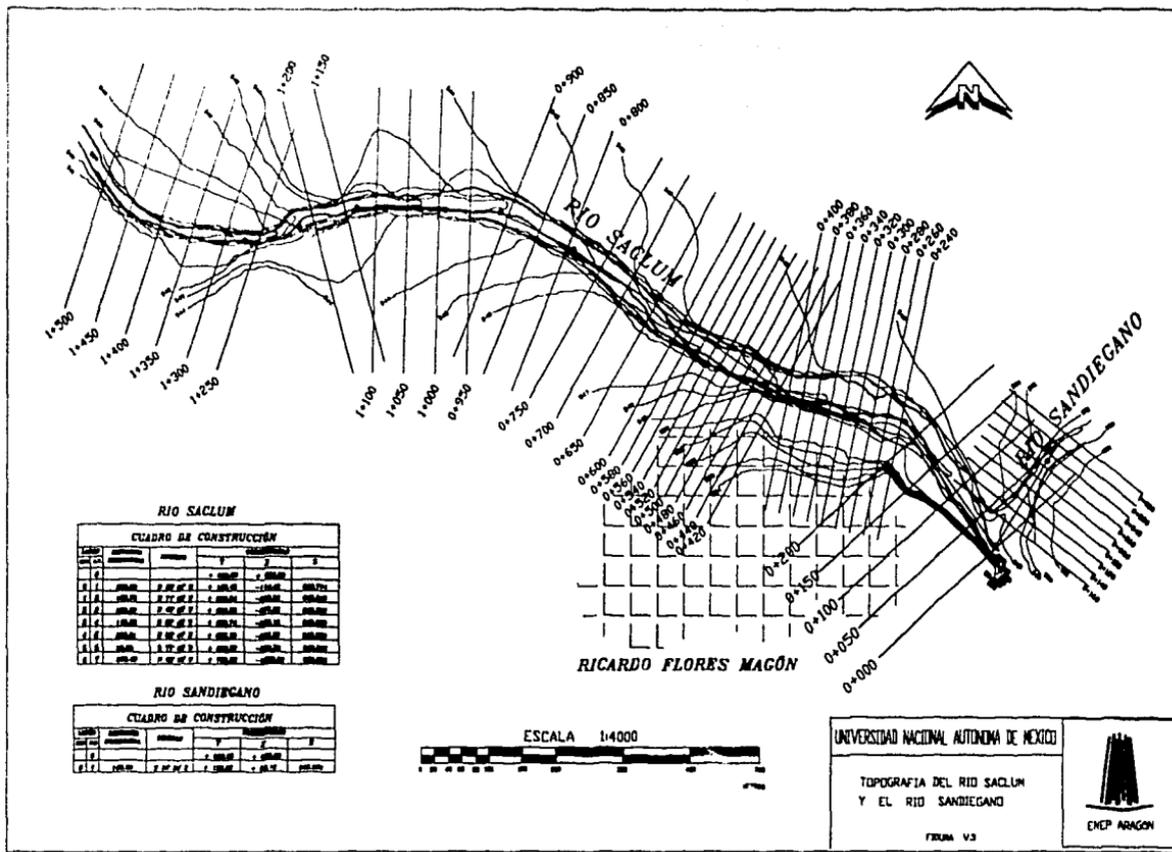


SECCIÓN 0+160



Y con esta información se genero la planta topográfica de la zona en estudio que en el plano V.3 se muestra a continuación.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



RIO SACULM

CUADRO DE CONSTRUCCIÓN

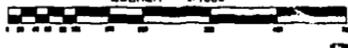
LINEA	PROYECTO	PROYECTO	PROYECTO	PROYECTO
1	100.00	100.00	100.00	100.00
2	100.00	100.00	100.00	100.00
3	100.00	100.00	100.00	100.00
4	100.00	100.00	100.00	100.00
5	100.00	100.00	100.00	100.00
6	100.00	100.00	100.00	100.00
7	100.00	100.00	100.00	100.00
8	100.00	100.00	100.00	100.00
9	100.00	100.00	100.00	100.00
10	100.00	100.00	100.00	100.00
11	100.00	100.00	100.00	100.00
12	100.00	100.00	100.00	100.00
13	100.00	100.00	100.00	100.00
14	100.00	100.00	100.00	100.00
15	100.00	100.00	100.00	100.00
16	100.00	100.00	100.00	100.00
17	100.00	100.00	100.00	100.00

RIO SANDIEGANO

CUADRO DE CONSTRUCCIÓN

LINEA	PROYECTO	PROYECTO	PROYECTO	PROYECTO
1	100.00	100.00	100.00	100.00
2	100.00	100.00	100.00	100.00
3	100.00	100.00	100.00	100.00
4	100.00	100.00	100.00	100.00
5	100.00	100.00	100.00	100.00
6	100.00	100.00	100.00	100.00
7	100.00	100.00	100.00	100.00
8	100.00	100.00	100.00	100.00
9	100.00	100.00	100.00	100.00
10	100.00	100.00	100.00	100.00
11	100.00	100.00	100.00	100.00
12	100.00	100.00	100.00	100.00
13	100.00	100.00	100.00	100.00
14	100.00	100.00	100.00	100.00
15	100.00	100.00	100.00	100.00
16	100.00	100.00	100.00	100.00
17	100.00	100.00	100.00	100.00

ESCALA 1:4000



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

TOPOGRAFIA DEL RIO SACULM
Y EL RIO SANDIEGANO

FIGURA V.3



ENEP ARAGON

V.2 ANÁLISIS HIDRÁULICO.

Para el análisis hidráulico se aplicó el paquete de computo, desarrollado por la armada de los EEUU, denominada "HEC-RAS" (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System). El "HEC-RAS" prevé de una interfase gráfica para introducción de datos de resultados y generación de reportes.

El programa "HEC-RAS" resuelve:

- ❖ **La ecuación unidimensional de la energía**
 - + cálculo de pérdidas por fricción usando Manning
 - + pérdidas por contracción y expansión, calculadas por medio de un coeficiente de la carga de velocidad.
- ❖ **La ecuación de la cantidad de movimiento.**
 - + cálculo de flujo mixto (salto hidráulico)
 - + uniones de tramos.
- ❖ **La ecuación de continuidad**

Las ecuaciones fundamentales de la hidráulica aplicables al caso específico de que el flujo sea unidimensional y permanente (ecuación de continuidad, de la conservación de la cantidad de movimiento y de la energía) que se usan en canales o cauces, se obtienen al considerar un volumen de control formando una vena líquida limitada por paredes, el fondo del canal y por la superficie libre del agua. Por lo que a continuación se explican dichas ecuaciones.

ECUACIÓN DE LA ENERGÍA.

La aplicación del principio de la conservación de la energía, conduce a la ecuación de la energía.

$$ws_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} = ws_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{U_2^2}{2g} + h_e$$

Los términos de la anterior ecuación tienen unidad de longitud y se les denomina: **ws** nivel de la superficie libre del agua; **y** carga de presión referida al fondo del canal llamada tirante; $y = p/\gamma$; $U^2/2g$ carga de velocidad; α coeficiente de coriolis o corrección de energía; **he** pérdida de energía; **U** velocidad media.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

ECUACIÓN DE LA CONSERVACIÓN DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO

La ecuación del impulso y cantidad de movimiento, la cual explica el principio de la conservación de la cantidad de movimiento, establece que la suma vectorial de todas las fuerzas, que actúan sobre un cuerpo, es igual a la variación en el tiempo del vector cantidad de movimiento que experimenta dicho cuerpo. La aplicación del principio de la cantidad de movimiento al volumen de control, la ecuación vectorial de la cantidad de movimiento es:

$$F_r + F_t + F_c = \frac{\rho}{g} \sum \beta Q V$$

Para aplicarla conviene no olvidar.

- ❖ Las fuerzas son externas al volumen de control y toman su signo en función a su proyección.
- ❖ Los términos de $\sum \beta Q V$ se consideran aplicados en dirección normal a las secciones que limitan al volumen de control.
- ❖ Cada producto $\beta Q V$ es un vector con la dirección y sentido de V al pasar la sección que limita al volumen de control.
- ❖ Además de signo que le corresponde (según el sentido y dirección de V), cada término de la suma $\sum \beta Q V$ deberá afeclarse por otro signo; positivo si $\beta Q V$ sale del volumen de control y negativo en caso contrario.

El término β , llamado coeficiente de Boussinesq, es un factor de corrección para tener en cuenta el hecho de que no se trabaja con las velocidades puntuales cuya distribución no siempre se conoce. Para determinar el valor de β se utiliza la siguiente ecuación.

$$\beta = \frac{1}{U^2 A} \int U^2 dA = \frac{\sum U^2 \Delta A}{U^2 A}$$

Donde β esta expresado como una función del área de la sección, velocidad media (U) y de la velocidad (U_1) en cada punto de la sección y su distribución deberá conocerse de antemano.

ECUACIÓN DE CONTINUIDAD

El principio de continuidad, que expresa la conservación de la masa establece que la masa de fluido que entra a una región del espacio menos la que sale de la misma región, es igual al cambio de masa fluida dentro de la región, durante el mismo intervalo de tiempo, si el fluido es incompresible se llega a:

$$Q = A_1U_1 = A_2U_2 = AU$$

Que es la ecuación de continuidad para escurrimiento unidimensional y permanece en un fluido incompresible.

Las velocidades U_1 y U_2 representan la velocidad media en las secciones de área A_1 y A_2 es decir, con una velocidad media, se representa a la distribución de velocidades en la sección.

Como ya se mencionó anteriormente, el programa "HEC-RAS" se basa en las anteriores ecuaciones para su funcionamiento; por lo tanto, ahora se explicará el procedimiento que utiliza el programa.

PROCEDIMIENTO QUE USA EL "HEC-RAS".

Esta es la ecuación que se resuelve entre cada dos secciones transversales.

$$WS_2 = WS_1 + \frac{1}{2g}(\alpha_1U_1^2 - \alpha_2U_2^2) + h_e$$

1.- Inicia con condiciones conocidas en la sección 1.

- ❖ Elevación de la superficie libre del agua.
- ❖ Velocidad media y factor de corrección.
- ❖ Áreas de la sección transversal, canal principal, llanuras izquierda y llanura derecha.
- ❖ Conductividad* de las diferentes subsecciones.

2.- Supone una elevación de la superficie del agua en la sección 2.

3.- Usando el nivel supuesto calcula para la sección 2, área y conductividad de llanura izquierda, canal principal y llanura derecha.

- 4.- Calcula la conductividad total como suma de la conductividades de las tres subsecciones.
- 5.- Calcula el gasto que transportan las tres subsecciones.
- 6.- Calcula la velocidad media en cada subsección.
- 7.- Calcula la carga de velocidades para la sección 2.
- 8.- Determina la pendiente de fricción promedio entre las secciones 1 y 2.
- 9.- Calcula la pérdida de carga total entre las secciones 1 y 2.

$$h_e = S_f L + C \left[\frac{\alpha_2 U_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 U_1^2}{2g} \right]$$

- 10.- Calcula la elevación de la superficie del agua para la sección 2.
- 11.- Compara el resultado del paso anterior con lo supuesto en el paso 2, si coincide cumpliendo con la tolerancia especificada (0.01 ft) que es la predeterminada por HEC-RAS la cual se puede modificar entre los límites 0.001-0.0 ft.
- 12.- Si no se cumple con la tolerancia especificada se repite el procedimiento a partir del paso 2.

*CÁLCULO DE CONDUCTIVIDAD.

$$K = \frac{Q}{\sqrt{S}} = \frac{1}{n} AK^{\frac{2}{3}}$$

El concepto de conductividad es extremadamente importante en el cálculo de perfiles de flujo.

Es usada para calcular las pérdidas por fricción entre dos secciones.

Es usada también para determinar los límites en la zona de inundación.

En el paso de una avenida:

HEC-RAS calcula la conductividad en cada subsección basada solamente en los cambios de rugosidad.

V.3 APLICACIÓN DEL "HEC-RAS".

V.3.1 DATOS BÁSICOS DE ENTRADA.

Para construir un proyecto "HEC-RAS" se necesita definir los siguientes archivos:

- ❖ Un proyecto.
- ❖ Una geometría.
- ❖ Un flujo permanente.
- ❖ Un plan.

Para definir un proyecto:

- Se inicia el programa.
- En el menú **File** se inicia un nuevo proyecto.
- Se captura el título y nombre del archivo.

Datos de la geometría:

- Se debe capturar el esquema del río.
- Secciones transversales.
- Estructuras especiales.

Esquemas del río:

- No tiene influencia en los cálculos.
- Solo sirve para representar el cauce en planta.
- "HEC-RAS" automáticamente supone que la entrada de aguas corresponde con el punto donde se inició el trazo del esquema.

Secciones transversales.

Capturar:

- La sección transversal en forma de estación y elevación
- El hombro izquierdo y el hombro derecho del canal principal.
- Las longitudes entre secciones transversales.
- Coeficientes de rugosidad para cada subsección del canal o para cada tramo definido entre dos estaciones consecutivas (variaciones horizontales).
- Coeficientes de contracción y expansión.

NOTAS

- Las secciones transversales se deben de capturar de izquierda a derecha viendo hacia aguas abajo y los valores de las estaciones deberán crecer en este mismo sentido. Deberán ser perpendiculares al río.
- Se deben colocar donde existan cambios de pendiente, forma de la sección transversal, gasto, rugosidad, donde existan secciones especiales.
- La numeración con valor mayor será colocada aguas arriba y así sucesivamente.
- Aporta hasta 500 puntos del terreno para definirlo.

Adicionalmente, a las secciones transversales se les puede incluir:

Adicionalmente, a las secciones transversales se les puede incluir:

- ❖ Áreas de flujo inefectivo (zonas de estancamiento) considerada en el perímetro mojado pero no en el flujo activo.
- ❖ Obstrucciones, usadas para definir áreas permanentemente bloqueadas.
- ❖ Bordos, simulados como una pared vertical, adicionan perímetro mojado no permiten flujo fuera de ellos hasta que el nivel es rebasado.

Datos del flujo permanente.

- ❖ Se pueden especificar hasta 100 perfiles diferentes.
- ❖ Para cada uno de ellos se captura el gasto a utilizar para el cálculo del perfil correspondiente en la sección aguas arriba.
- ❖ Adicionalmente, se pueden especificar cambio de gasto en cualquier sección transversal.
- ❖ "HEC-RAS" utiliza el mismo gasto especificado a la entrada aguas arriba en todas las secciones aguas abajo, hasta que exista un cambio de gasto.
- ❖ Se deben especificar las condiciones de frontera aguas arriba, para simular flujo supercrítico y aguas abajo, para simular flujo subcrítico, o ambas para la simulación de flujo mixto.
- ❖ Se pueden especificar las fronteras iguales para todos los perfiles.
- ❖ De manera diferente para cada uno de ellos.

Las condiciones de frontera disponibles son:

- nivel del agua conocido, correspondiente al gasto especificado en la frontera
- tirante crítico, correspondiente al gasto especificado en la frontera.
- Tirante normal, correspondiente al gasto especificado en la frontera y la pendiente de fricción capturada por el usuario.
- Curva elevación gastos.

Generando un plan.

Después de capturar la geometría y los datos de flujo permanente se selecciona del menú la opción **simulate steady flow análisis**.

Aquí se debe seleccionar una geometría en particular, así como una condición de flujo permanente con esto se puede obtener diferentes combinaciones llamada cada una de ellas un plan.

Después de seleccionar la geometría a utilizar y el archivo de flujo permanente se graba esta información en un plan, se selecciona de manera adecuada el tipo de flujo a simular y se presiona en la barra **compute**.

Revisión de resultados.

Después de ejecutado el cálculo se procede a revisar los resultados.

- 1.- Revisar la lista de errores.
- 2.- Resultados a detalle de cada sección transversal.
- 3.- Revisar los resultados tabulares de todas las secciones transversales.
- 4.- Resultados gráficos.
- 5.- Secciones en perfil.
- 6.- Perfil del río.

Con base a la información topográfica y codificación de las 43 secciones transversales en coordenadas "X" y "Y" del río Saclun; así como, un coeficiente de rugosidad de 0.03 (valor obtenido de la tabla de coeficientes de Manning para una "n" en canal de tierra, con curvas y en régimen lento, sin vegetación) y un coeficiente de contracción y expansión de 0.1 y 0.3 se considera como primera aproximación para determinar el tipo de régimen; además, como condición de frontera, el tirante normal aguas abajo, para la pendiente natural de este tramo, que es de $S = 0.0053$ y un gasto de $499.94 \text{ m}^3/\text{s}$, asociado a un periodo de retorno de 100 años para la sección 43 y un incremento en el gasto de $709.94 \text{ m}^3/\text{s}$, para el mismo periodo de retorno de en la sección 42 a la sección 1.

El programa requiere que se le de un nombre a cada sección transversal por lo que a continuación, en la tabla V.3, se describe su nomenclatura de los cuales de aquí en adelante, se hará referencia.

**TABLA V.3 NOMBRE DE LAS SECCIONES SEGÚN EL PROGRAMA
HEC-RAS**

CAD	SECC								
0+000	43	0+220	38	0+320	33	0+420	28	0+520	23
0+050	42	0+240	37	0+345	32	0+440	27	0+540	22
0+100	41	0+260	36	0+360	31	0+460	26	0+560	21
0+150	40	0+280	35	0+385	30	0+485	25	0+580	20
0+200	39	0+300	34	0+400	29	0+500	24	0+600	19

CAD	SECC	CAD	SECC	CAD	SECC	CAD	SECC
0+650	18	0+900	13	1+150	8	1+400	3
0+700	17	0+950	12	1+200	7	1+450	2
0+750	16	1+000	11	1+250	6	1+500	1
0+800	15	1+050	10	1+300	5		
0+850	14	1+100	9	1+350	4		

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Del análisis de los resultados obtenidos, se determinó que el régimen aguas arriba es subcrítico; en la parte media, se producen saltos; y para la parte de aguas abajo, es supercrítico; la capacidad hidráulica del cauce natural es de 300 m³/s.

Mientras que para el río Sandiegano se utilizaron 9 secciones a cada 20 m. Con un gasto de 210 m³/s, para un periodo de retorno de 100 años y una "n" de Manning de 0.03 (anteriormente descrita), una pendiente aguas arriba de 0.0001 y una pendiente aguas abajo de 0.0025, con coeficientes de contracción y expansión de 0.01 y 0.03 se corre el programa en régimen mixto. Los resultados nos determinan un régimen subcrítico aguas arriba y supercrítico en la parte aguas abajo, con una capacidad hidráulica del cauce natural de 70 m³/s.

La confluencia del río Sandiegano con el río Saclum provoca turbulencias, debido a la intersección que se da en forma perpendicular y a las altas velocidades provocadas por una pendiente pronunciada, la cual se pretende modificar por medio de una curva auxiliándonos de 5 secciones transversales nuevas. Cabe aclarar que la modificación del cauce se aplicará a la alternativa que ofrezca un mejor funcionamiento.

V.4 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS.

Para el análisis de alternativas, se definió un eje al centro del cauce; además de proponer un ancho de 70 m. a todo lo largo del cauce del río Saclum, respetando el bordo margen izquierda de dicho río. Se utilizará un talud de 1.5:1 de la sección 43 a la 1, ya que las características del suelo limos y arcillas, así lo permiten con un gasto de diseño de 499.94 m³/s para un periodo de retorno de 100 años, en la sección 43 y un incremento en el gasto de 799.94 m³/s para el mismo periodo, a partir de la sección 42 hasta la sección 1, que es en donde se inicia la intersección de los ríos.

La pendiente natural del río Saclum se modificó para disminuir las velocidades y para homogeneizar el cauce. La pendiente resultante es de **0.0104**, para las secciones 43 a la 35; **0.0122**, para las secciones 35 a la 28; **0.00695**, para las secciones 28 a la 6; y por último **0.0057**, para las secciones 6 a la 1. se propone un ancho de corona de 3.5 m. para los bordos de protección.

ALTERNATIVA 1.

Se propone un plantilla de 30 m. que va desde la sección 43 a la sección 1; una pendiente aguas arriba de 0.00328 y un pendiente aguas abajo de 0.00572, una "n" de Manning de 0.03 y coeficientes de contracción y expansión de 0.1 y 0.3 respectivamente; el programa se correrá en régimen mixto. A continuación se presenta el resumen de la corrida en la tabla V.4

TABLA V.4 RESUMEN DE ALTERNATIVA 1

SECC. No	CADERNAM M/S	GASTO M ³ /S	ELEV. MINIMA DEL CANAL M/S	SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA		TRANTE M/S	VELOCIDAD M/S	ELEVACIÓN DEL BORDO M/S
				M/S	M/S			
43	0+000	499.94	547.12	550.45	3.33	7.88	551.114	
42	0+050	709.94	546.96	549.79	2.83	6.35	550.354	
41	0+100	709.94	546.79	549.62	3.03	4.17	550.426	
40	0+150	709.94	546.63	549.34	2.71	5.41	549.862	
39	0+200	709.94	546.45	549.13	2.47	5.32	549.664	
38	0+250	709.94	546.29	548.94	2.34	5.75	549.448	
37	0+300	709.94	546.13	548.83	2.30	5.75	549.330	
36	0+350	709.94	546.27	548.37	2.10	7.12	548.790	
35	0+400	709.94	546.20	548.23	2.03	4.46	548.636	
34	0+450	709.94	545.95	548.30	2.35	5.03	548.770	
33	0+500	709.94	545.71	548.23	2.42	3.01	548.734	
32	0+550	709.94	545.47	548.04	2.59	5.51	548.578	
31	0+600	709.94	545.22	547.60	2.38	7.08	548.074	
30	0+650	709.94	544.98	547.51	2.53	4.71	548.014	
29	0+700	709.94	544.74	547.48	2.74	4.11	548.028	
28	0+750	709.94	544.49	547.45	2.96	5.63	548.042	
27	0+800	709.94	544.35	547.33	2.96	5.84	547.844	
26	0+850	709.94	544.21	547.24	3.03	5.84	547.826	
25	0+900	709.94	544.11	547.00	2.93	4.58	547.584	
24	0+950	709.94	543.93	546.90	2.97	6.52	547.494	
23	0+1000	709.94	543.79	546.68	3.09	5.95	547.498	
22	0+1050	709.94	543.66	546.74	3.08	6.11	547.354	
21	0+1100	709.94	543.52	546.60	3.08	4.18	547.216	
20	0+1150	709.94	543.38	546.18	2.80	7.41	546.740	
19	0+1200	709.94	543.24	546.05	2.81	7.27	546.612	
18	0+1250	709.94	542.89	545.80	2.91	6.47	546.382	
17	0+1300	709.94	542.54	545.59	3.05	6.11	546.200	
16	0+1350	709.94	542.20	545.02	2.82	7.34	545.584	
15	0+1400	709.94	541.85	544.73	2.80	7.12	545.304	
14	0+1450	709.94	541.50	544.44	2.94	7.02	545.028	
13	0+1500	709.94	541.15	543.86	2.73	7.76	544.426	
12	0+1550	709.94	540.81	543.90	3.09	5.52	544.518	
11	0+1600	709.94	540.46	543.30	2.84	6.46	543.848	
10	0+1650	709.94	540.11	543.08	2.97	6.20	543.674	
9	0+1700	709.94	539.76	542.79	3.03	6.30	543.396	
8	0+1750	709.94	539.41	542.28	2.67	7.19	542.854	
7	0+1800	709.94	539.07	541.97	2.90	7.00	542.530	
6	0+1850	709.94	538.72	541.89	3.17	5.35	542.524	
5	0+1900	709.94	538.44	541.45	3.21	5.47	542.292	
4	0+1950	709.94	538.15	541.20	3.05	6.55	541.810	
3	0+2000	709.94	537.86	540.90	3.04	6.52	541.508	
2	0+2050	709.94	537.58	540.36	2.78	7.14	540.916	
1	0+2100	709.94	537.29	540.15	2.94	5.84	540.722	

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ALTERNATIVA 2.

Se propone una plantilla de 35 m. que va desde la sección 43 a la sección 1, una pendiente aguas arriba de 0.00328 y un pendiente aguas abajo de 0.00572. una "n" de Manning de 0.03 y coeficientes de contracción y expansión de 0.1 y 0.3 respectivamente; el programa se correrá en régimen mixto. A continuación se presenta el resumen de la corrida en la tabla V.5

TABLA V.5 RESUMEN DE ALTERNATIVA 2

SECC. No	CADENAM. MTS.	GASPO M./S.	ELEV. ANMAMA DEL CANAL MTS.	SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA MTS.	TIRANTE MTS.	VELOCIDAD M/S.	ELEVACIÓN DEL BORDO MTS.
43	0+500	799.94	547.12	551.59	4.47	2.01	552.484
42	0+550	799.94	546.94	550.64	3.70	4.37	551.400
41	0+100	799.94	546.79	550.74	3.97	3.14	551.554
40	0+150	799.94	546.63	549.85	3.22	4.60	550.494
39	0+200	799.94	546.44	549.74	3.30	3.84	550.420
38	0+250	799.94	546.40	549.70	3.30	3.79	550.340
37	0+240	799.94	546.33	549.44	3.13	4.16	550.086
36	0+240	799.94	546.27	549.09	2.82	4.48	549.654
35	0+290	799.94	546.25	548.19	1.99	5.88	548.588
34	0+300	799.94	545.95	549.07	3.12	3.78	549.494
33	0+320	799.94	545.71	549.07	3.34	3.57	549.742
32	0+340	799.94	545.47	548.94	3.47	3.74	549.434
31	0+340	799.94	545.22	548.39	3.17	4.89	549.024
30	0+380	799.94	544.98	547.95	2.97	5.23	548.544
29	0+400	799.94	544.74	548.34	3.40	3.93	549.040
28	0+420	799.94	544.49	548.34	3.85	3.64	549.110
27	0+440	799.94	544.35	548.21	3.84	3.80	548.982
26	0+440	799.94	544.21	548.07	3.84	3.94	548.842
25	0+480	799.94	544.07	547.42	3.55	4.48	548.330
24	0+500	799.94	543.93	547.71	3.78	4.05	548.464
23	0+520	799.94	543.79	547.44	3.45	4.44	548.170
22	0+540	799.94	543.64	547.40	3.74	4.25	548.148
21	0+540	799.94	543.52	547.38	3.84	4.01	548.152
20	0+580	799.94	543.38	547.32	3.94	3.94	548.108
19	0+600	799.94	543.24	544.43	3.29	5.14	547.308
18	0+630	799.94	542.89	544.83	3.94	3.84	547.618
17	0+700	799.94	542.54	544.04	3.52	4.97	544.764
16	0+750	799.94	542.29	545.54	3.34	5.23	544.208
15	0+800	799.94	541.85	545.25	3.38	5.18	545.904
14	0+850	799.94	541.50	545.02	3.52	4.89	545.724
13	0+900	799.94	541.15	544.34	3.19	5.45	544.978
12	0+950	799.94	540.81	543.44	2.83	5.83	544.204
11	1+000	799.94	540.44	543.75	3.29	5.01	544.408
10	1+050	799.94	540.11	543.48	3.57	4.44	544.294
9	1+100	799.94	539.74	543.33	3.57	4.71	544.044
8	1+150	799.94	539.41	542.87	3.44	5.03	543.542
7	1+200	799.94	539.07	542.32	3.25	5.35	542.970
6	1+250	799.94	538.72	542.45	3.73	4.10	543.194
5	1+300	799.94	538.44	542.31	3.87	3.97	543.084
4	1+350	799.94	538.15	541.75	3.40	4.72	542.470
3	1+400	799.94	537.86	541.24	3.38	5.11	541.914
2	1+450	799.94	537.58	541.27	3.49	4.00	542.008
1	1+500	799.94	537.29	540.90	3.41	4.31	541.422

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ALTERNATIVA 3.

Se propone una plantilla de 40 m. que va desde la sección 43 a la sección 1, una pendiente aguas arriba de 0.00328 y un pendiente aguas abajo de 0.00572, una "n" de Manning de 0.03 y coeficientes de contracción y expansión de 0.1 y 0.3 respectivamente; el programa se correrá en régimen mixto. A continuación se presenta el resumen de la corrida en la tabla V.6

TABLA V.6 RESUMEN DE ALTERNATIVA 3

SECC. No	CADERNAM. M/S	GASTO M ³ /S	ELEV. MÍNIMA DEL CANAL M/S	SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA M/S	BRANTE M/S	VELOCIDAD M/S	ELEVACIÓN DEL BORDO M/S
43	0+000	499.94	547.12	551.21	4.09	2.08	552.028
42	0+050	706.94	546.94	550.24	3.28	4.46	550.894
41	0+100	709.94	546.79	550.56	3.77	2.60	551.214
40	0+150	706.94	546.63	549.94	3.33	3.85	550.626
39	0+200	706.94	546.46	549.73	3.27	3.94	550.304
38	0+250	709.94	546.40	549.60	3.20	4.04	550.240
37	0+300	706.94	546.33	549.56	3.23	3.90	550.206
36	0+350	706.94	546.27	549.56	3.29	4.73	549.618
35	0+398	706.94	546.20	548.69	2.49	5.15	549.188
34	0+398	709.94	545.95	547.89	1.94	6.07	548.278
33	0+370	709.94	545.71	548.89	3.18	3.73	549.526
32	0+340	706.94	545.47	548.37	2.85	4.74	548.890
31	0+300	706.94	545.27	548.20	2.98	4.70	548.796
30	0+300	706.94	544.98	548.16	3.18	4.41	548.796
29	0+450	706.94	544.74	548.22	3.48	3.89	548.916
28	0+420	709.94	544.49	548.20	3.71	3.67	548.942
27	0+440	709.94	544.35	547.87	3.52	4.24	548.374
26	0+460	709.94	544.21	547.87	3.61	4.10	548.542
25	0+480	709.94	544.07	547.14	3.07	5.21	547.754
24	0+500	709.94	543.93	547.14	3.21	4.87	547.782
23	0+520	709.94	543.79	547.16	3.37	4.46	547.824
22	0+540	709.94	543.66	547.07	3.36	4.53	547.897
21	0+560	709.94	543.52	546.88	3.36	4.57	547.352
20	0+580	709.94	543.38	546.81	3.43	4.42	547.496
19	0+600	709.94	543.24	546.41	3.17	4.96	547.044
18	0+650	709.94	542.89	546.41	3.52	4.21	547.114
17	0+700	709.94	542.54	545.65	3.11	5.17	546.272
16	0+750	709.94	542.20	545.53	3.33	4.44	546.194
15	0+800	709.94	541.85	545.02	3.17	5.10	545.654
14	0+850	709.94	541.50	544.65	3.35	4.70	545.520
13	0+900	709.94	541.15	544.23	3.08	5.25	544.844
12	0+950	709.94	540.81	543.41	2.60	5.87	543.930
11	0+980	709.94	540.46	543.31	2.85	5.40	543.880
10	0+990	709.94	540.11	543.01	2.90	5.31	543.590
9	0+990	709.94	539.76	543.02	3.26	4.49	543.472
8	0+990	709.94	539.41	542.67	3.28	4.79	543.346
7	0+990	709.94	539.07	542.20	3.13	5.09	542.826
6	0+990	709.94	538.72	541.59	2.87	5.38	542.164
5	0+990	709.94	538.44	541.93	3.49	4.20	542.628
4	0+990	709.94	538.15	541.52	3.37	4.59	542.194
3	0+990	709.94	537.86	540.95	3.09	5.13	541.596
2	0+990	709.94	537.58	540.50	2.92	5.21	541.084
1	0+990	709.94	537.29	540.27	2.98	5.01	540.866

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS.

Como se puede observar en las tablas de resúmenes, la alternativa 1 que propone una plantilla de 30 m., arroja velocidades en promedio de 6.19 m/s, con una velocidad máxima de 7.76 m/s y tirantes en promedio de 2.83 m. Lo que nos demuestra que se utilizarían bordos no muy altos, pero se tendrían altas velocidades, que podría erosionar el bordo de protección hasta hacerlo fallar por socavación. La parte que contempla la subrasante y el terraplén no presentaría ningún problema ya que se tendrá poco corte y poco terraplén.

La alternativa 2 que contempla una plantilla de 35 m. produce velocidades de 4.41 m/s en promedio, con una velocidad máxima de 5.88 m/s y un tirante promedio de 3.48 m. Estos datos nos revelan un cauce más estable con velocidades menores, que producirían menos erosión. Con respecto a la altura de los bordos serían un poco mayor que los anteriores, la relación terraplén y corte tampoco se altera.

La alternativa 3 utiliza una plantilla de 40 m. en la que las velocidades promedio son de 4.58 m/s, con una máxima de 6.07 m/s y un tirante promedio de 3.89 m. Se observa que la diferencia con la alternativa 2, es casi despreciable, ya que las velocidades y tirantes son parecidos, pero la diferencia es la relación corte y terraplén, que en este caso el corte, sería mayor al terraplén que se necesita, lo que se ve reflejado en los horas máquina y desde el punto de vista económico no sería factible.

Con base en los resultados, de las tres alternativas, propuestas para la canalización del río Sactum y buscando la eficiencia hidráulica; se optó por utilizar la alternativa 2, que ofrece menores velocidades con lo que tendremos menor problema de erosión; así mismo una buena relación corte y terraplén.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



**VI. PROYECTO DEFINITIVO DE
LA OBRA DE PROTECCIÓN**



PROYECTO DEFINITIVO

Como anteriormente se mencionó, la alternativa que será llevada a proyecto definitivo es la No. 2, por que permite tirantes, en promedio de 3.48 m. y velocidades poco erosivas; además, de una relación corte terraplén aceptable.

La topografía de la alternativa seleccionada, se presenta en la tabla VI. 1 con una distancia al eje "X" y una elevación "Y".

TABLA VI. 1 SECCIONES ALTERNATIVA 2

D=000		D=050		D=100		D=150		D=200	
DIST. AL EJE	ELEVACIÓN								
-34	557.7	-34	551.7	-34	551.7	-31	550.7	-32	550.45
-30.5	552.6	-30.5	551.7	-30.5	551.7	-27.5	550.7	-28.5	550.45
-23	549	24.5	547.8	-24	547.8	-25	549	-27	549.4
-20	548.2	-19	547.8	-19	547.8	-21	549	-22	549.4
-17.5	547.12	-17.5	546.96	-17.5	546.791	-17.5	546.627	-17.5	546.46
0	547.12	0	546.96	0	546.791	0	546.627	0	546.46
17.5	547.12	17.5	546.96	17.5	546.791	17.5	546.627	17.5	546.46
19	546.4	20	549.9	22	547.8	20	548	18.5	546.65
29	548.3	27.5	552	31	549.9	23	548	20	546.65
35	549	35	550.6	71	550.2	26	549	34	546.7
41	552.6	36.5	551.7	95	550.4	45	549.2	40	550.45
44.5	552.6	40	551.7	101.5	550.8	47	550.7	43.5	550.45
				103	551.7	50.5	550.7		
				106.5	551.7				

D=220		D=240		D=260		D=280		D=300	
DIST. AL EJE	ELEVACIÓN								
-34	550.4	34	550.3	-34	549.75	-34	552	-34	552
-30.5	550.4	-30.5	550.3	-30.5	549.75	-30.5	552	-30.5	552
-28.5	547.9	27	547.8	26	547.3	26	546.8	-21	545.94
-18.5	547.6	-19	547.4	-19	547.2	-22	546	-18	546.5
-17.5	546.4	-17.5	546.33	-17.5	546.27	-18	546.6	-17.5	545.96
0	546.4	0	546.33	0	546.27	-17.5	546.2	0	545.96
17.5	546.4	17.5	546.33	17.5	546.27	0	546.2	17.5	545.96
18	546.8	18	546.8	17.8	546.5	17.5	546.2	35	546.2
21.5	547.2	26	547	22	546.8	34	546.2	40	550
28	547.4	32	548	30	548	40	550	43.5	550
34	548	37	548.2	37	548	43.5	550		
39	548.4	45	550.7	40	549.75				
41	550.4	43.5	550.3	43.5	549.75				
44.5	550.4								

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

D=320		D=340		D=360		D=380		D=400	
DST.	AL.E. ELEVACIÓN								
-34.5	552	-34	551	-35	549.7	-35.5	548.85	-37.5	549.25
-31	550	-30.5	550	-31.5	549.7	-32	548.85	-34	549.25
-25	546	-24	544	-25.5	545.4	-27	540	-28	545.5
21	546.8	-19	546.4	-19.5	545.9	-25	545.6	-18.5	545.5
19	546.8	-17.5	545.67	17.5	545.22	-21	545.8	-17.5	544.73
-17.5	545.711	0	545.467	0	545.22	-18	545.7	0	544.73
0	545.711	17.5	545.67	17.5	545.22	-17.5	544.98	17.5	544.73
17.5	545.711	20	545.67	21	548	0	544.98	23	548
28	545.711	22.5	546.4	37.5	548.2	17.5	544.98	38	547.8
32	547	35	547.4	39	549.2	22.5	548	40	549.25
38	547.4	39	548	47.5	549.2	37	548	43.5	549.25
39	550	42.5	550			38	548.85		
42.5	550					41.5	548.85		

D=420		D=440		D=460		D=480		D=500	
DST.	AL.E. ELEVACIÓN								
-36	549.35	-32	549	-32	549	-29	548.0	-32	548.8
-32.5	549.35	-28.5	544	-28.5	549	-25.5	548.0	-28.5	548.8
24	545.6	-22	544.4	-21.5	544.4	-19.5	544.5	-22.5	544.3
23	545.5	-18	544.2	-20	544.4	-18.5	544.6	-19	544.4
25	545	17.5	544.35	-16	544.6	-17.5	544.073	-17.5	543.93
22	544.8	0	544.35	-17.5	544.211	0	544.073	0	543.93
19	544.6	17.5	544.35	0	544.211	17.5	544.073	17.5	543.93
-17.5	544.49	23	547.8	17.5	544.211	23	547.4	22	547
0	544.49	31	547.8	22.5	547.8	39.5	547.4	25	547.2
17.5	544.49	40	547.2	27	549.4	41	548.0	36	547.2
20	547.5	40	549	37	547.4	44.5	548.0	39	548.8
36	547.5	45.5	549	40	549			42.5	548.8
41	549.35			43.5	549				
43.5	549.35								

D=520		D=540		D=560		D=600		D=650	
DST.	AL.E. ELEVACIÓN								
30	548.5	-30	548.4	-29	548.4	-27	547.45	-26	548
26.5	548.5	-26.5	548.4	-25.5	548.4	-23.5	547.45	-22.5	548
20	544.4	-20	544	-20.5	544	-17	543.24	-14	542.89
18	544.2	-18	544	-18.5	544	0	543.74	0	542.89
17.5	543.795	-17.5	543.656	-17.5	543.517	18	543.24	21	542.89
0	543.795	0	543.656	0	543.517	23	546.4	36	546.4
17.5	543.795	17.5	543.656	17.5	543.517	25	545.0	38	546.4
20	544.8	22	546.8	20	546.5	26	547	40	548
25	547	38	546.85	37.5	546.2	39	546.8	43.5	548
38	547	40	548.4	40	548.4	40	547.45		
41	549.5	43.5	549.4	43.5	548.4	43.5	547.45		
43.5	549.5								

D=700		D=750		D=800		D=850		D=900	
DST.	AL.E. ELEVACIÓN								
27.5	546.8	-18.5	546.2	26	545.85	25	545.4	-23	545.15
20	546.8	-12.5	542.196	24.5	545.85	-21.5	545.4	-19.5	545.15
13.4	542.543	0	542.196	22	544	-16	541.5	-12.5	541.153
0	542.543	22.5	542.196	-21	544	0	541.5	0	541.153
21.5	542.543	26.5	545.2	-17.5	541.82	19	541.5	22.5	541.153
25	545.3	30	545.2	-11	541.82	24	544.8	29	544
24	549	39	545.0	17.5	541.85	27	544.8	34	544.0
28.5	545.8	40	546.2	24	546.4	39	544.7	39	544.9
41	546.8	43.5	546.2	27	546.4	40	545.4	40	545.15
43.5	546.8					43.5	545.4	43.5	545.15

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

I=950		I=100		I=150		I=200		I=250	
DST.	AL.EJ. ELEVACIÓN								
-27	544.37	-23	544.7	-20	544.55	-20	543.97	-23.5	543.8
-18.5	544.37	-19.5	544.7	-16.5	544.55	-16.5	543.97	-20	543.8
-13.5	540.87	-13	540.44	-8	540.11	-10	539.763	-13.5	539.415
0	540.87	0	540.44	0	540.11	0	539.763	0	539.415
21.5	540.87	27	540.44	27	540.11	25	539.763	21.5	539.415
24	542.5	28	543.3	35	542.1	31.5	542.3	26	542.4
37.5	542.5	30	542.8	38	544.55	40	544	36.5	542.4
40	544.37	33	542.4	41.5	544.55			38	543.8
43.5	544.37	35	543					41.5	543.8
		38	544.7						
		41.5	544.7						

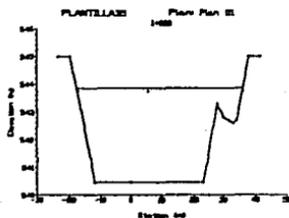
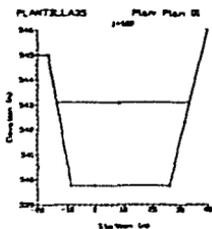
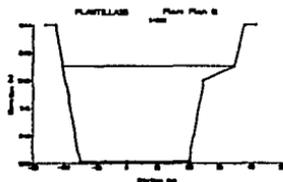
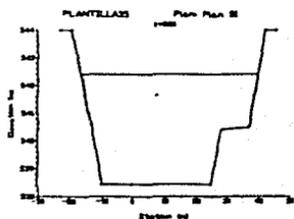
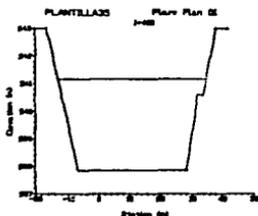
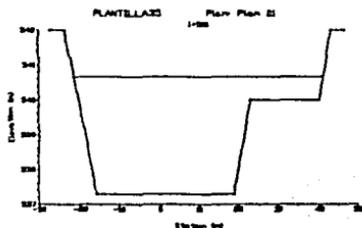
I=250		I=300		I=350		I=400	
DST.	AL.EJ. ELEVACIÓN						
-26	543.4	-21.5	543.5	-22	543.4	-18	542.3
-20.5	543.4	-18	543.5	-18.5	543.4	-14.5	542.3
-14	539.77	-11	538.72	-11	538.43	-7	538.148
0	539.77	0	538.72	0	538.43	0	538.148
19	539.77	24	538.72	24	538.43	28	538.148
24.5	542	27	540.4	27	540.35	32	540.4
36.5	542.5	37.5	540.5	38	540.5	36	541
38	543.4	42	543.5	41.5	543.4	39	542.3
41.5	543.4	45.5	543.5	45	543.4	42.5	542.3
						41.5	542

I=450		I=500	
DST.	AL.EJ. ELEVACIÓN	DST.	AL.EJ. ELEVACIÓN
-30.5	542.3	-27	541.5
-27	542.3	-23.5	541.5
-21	538	-17	537.29
-18	538	0	537.29
-17.5	537.574	8	537.29
0	537.574	23	540
17.5	537.574	41.5	540
20	540.1	43	541.5
38	540	46.5	541.5
41	542.7		
44.5	542.3		

A continuación, se presentan en la figura VI. 1 las graficas de las secciones definitivas

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

SECCIONES DEL RIO SACLUM CON UNA
PLANTILLA DE 35 M.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

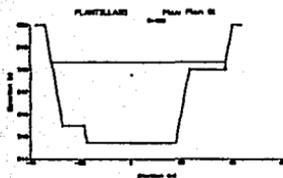
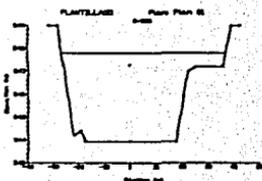
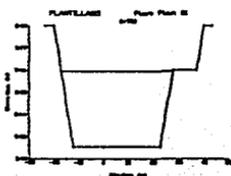
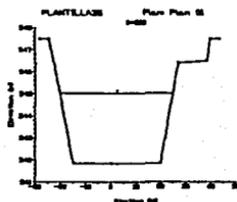
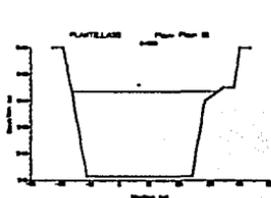
SECCIONES PROPUESTAS PARA UNA PLANTILLA
DE 35 M.

SECC. 10.1



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

SECCIONES DEL RIO SAQLUM CON UNA
PLANTILLA DE 35 M.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

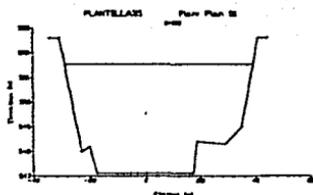
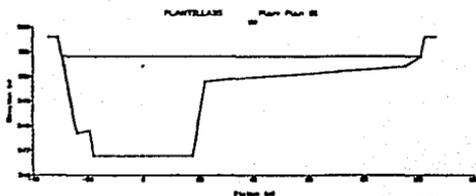
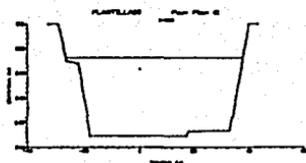
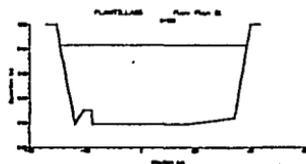
SECCIONES PROPUESTAS PARA UNA PLANTILLA
DE 35 M.

Hoja No. 1



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

SECCIONES DEL RIO SACUM CON UNA
PLANTILLA DE 35 M.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE SÉCCO

SECCIONES PROPUESTAS PARA UNA PLANTILLA
DE 35 M.



ENEP ARAGÓN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

VI.1 TRAZO EN PLANTA.

Para darle mayor capacidad al cauce, se propuso, un cauce piloto, por lo que, es necesario un eje de localización en planta del mismo, cuyas características se presentan en la tabla VI.2:

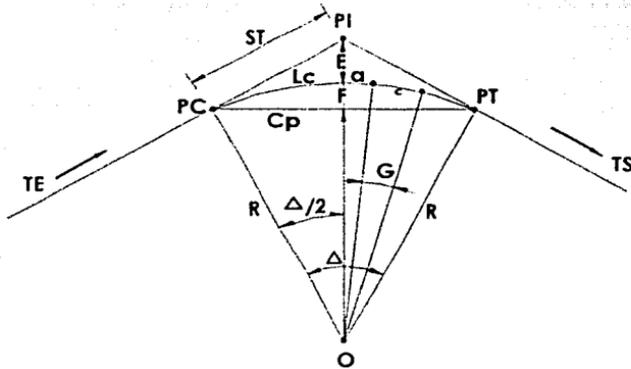
TABLA VI.2 CARACTERÍSTICAS DEL EJE

LADOS		DISTANCIA m.	AZIMUT. DIR. grad. Y min.	AZIMUT. INV. grad. Y min.	COORDENADAS	
EST.	P.V.				X	Y
	0				17.20	10.00
0	1	216.95	300' 28"	120' 28"	-92.80	197.00
1	2	289.26	336' 28"	156' 28"	-358.00	312.50
2	3	166.45	324' 11"	144' 11"	-493.00	409.90
3	4	117.08	307' 20"	127' 20"	-564.00	503.00
4	5	133.15	327' 16"	147' 16"	-676.00	575.00
5	6	207.80	350' 35"	170' 35"	-881.50	609.00
6	7	185.78	253' 54"	73' 54"	-1060.00	557.50
7	8	143.04	346' 52"	166' 52"	-1199.30	590.00
8	9	96.52	304' 01"	124' 01"	-1253.30	670.50

CURVAS CIRCULARES SIMPLES.

Las curvas circulares simples son elementos que nos sirven para trazar rectas, en las vías de comunicación, tienen una aplicación directa en carreteras, calles, avenidas, ferrocarriles y obras de conducción: canales, acueductos y oleoductos. A continuación se presentan las fórmulas para determinarlas; así como, en la figura VI.2 su representación.

Figura VI.2 Elementos de la curva circular.



- PI = Punto de inflexión
- PC = Principio de curva.
- PT = Término de curva.
- Lc = Longitud de curva.
- F = Flecha.
- Δ = Deflexión total de la curva
- a = Arco unitario (20 m.)
- TE = Tangente de entrada.
- PSC = Punto sobre curva.

- PSC = Punto sobre curva.
- R = Radio de curvatura
- ST = Subtangente
- G = Grado de curvatura
- Cp = Cuerda principal
- E = Externa
- c = cuerda unitaria (20 m.)
- TS = Tangente de salida

Para calcular los elementos anteriores se utilizan las siguientes fórmulas

RADIO. R

$$R = \frac{c/2}{\text{sen}(G/2)} \quad \text{para } 0^\circ < G < 8^\circ$$

$$R = \frac{c/4}{\text{sen}(G/4)} \quad \text{para } 8^\circ < G < 22^\circ$$

$$R = \frac{c/8}{\text{sen}(G/8)} \quad \text{para } 22^\circ < G < 62^\circ$$

SUBTANGENTE. ST

$$ST = R \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

LONGITUD DE CUERDA L_c .

$$L_c = \left(\frac{\Delta}{G}\right)F$$

CUERDA PRINCIPAL C_p .

$$C_p = 2R\text{sen}\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

EXTERIOR E

$$E = R\left[\sec\left(\frac{\Delta}{2}\right) - 1\right]$$

FLECHA F

$$F = \left[1 - \cos\left(\frac{\Delta}{2}\right)\right]$$

PRINCIPIO DE CURVA PC .

$$PC = PI - ST$$

TÉRMINO DE CURVA PT .

$$PT = PC + L_c$$

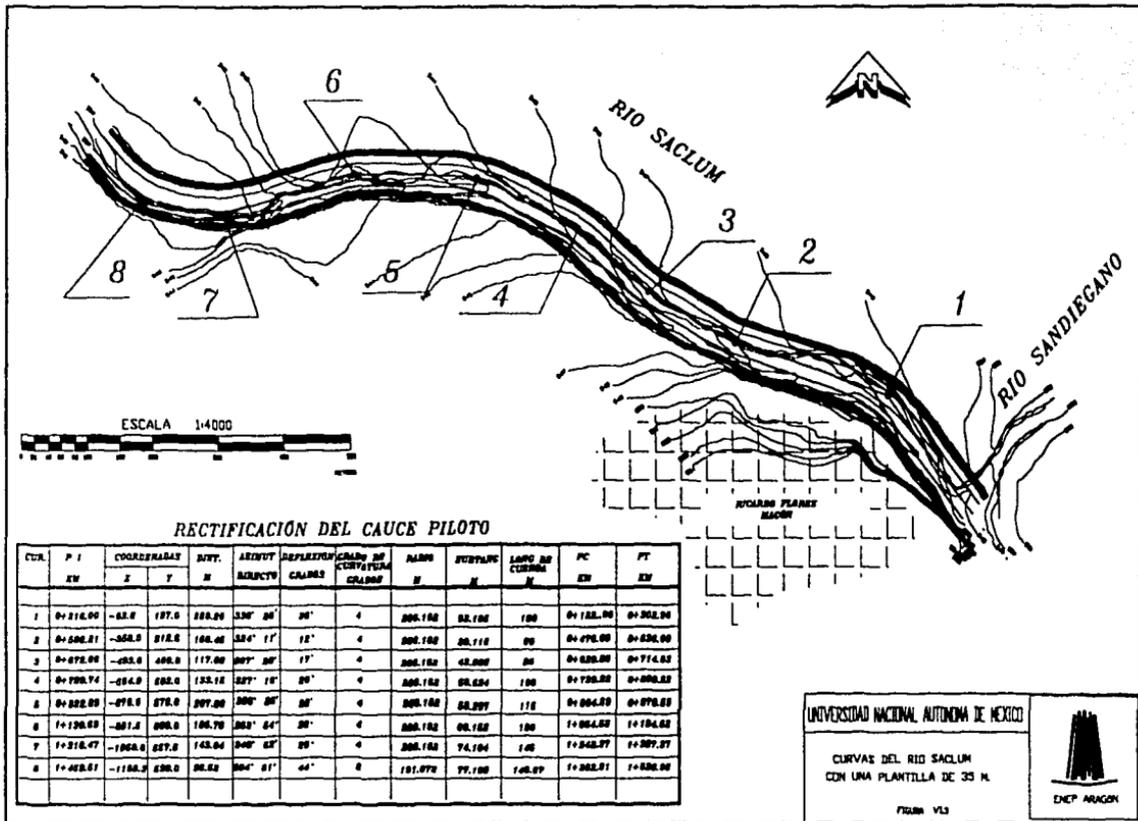
Con ayuda de las anteriores fórmulas se calcularon los elementos necesarios para las curvas, utilizadas en el eje del cauce. El resumen se presenta en la tabla VI.3

Tabla VI.3 características de las curvas utilizadas en el eje del cauce.

No De curva	PI km.	COORDENADAS		DIST m	AZIMUT DER.	ANG DE INFLEX.	GRADO DE CUR.	RADIO m.	SUSTAN m.	Lc m.	PC km.	PT km.
		X	Y									
1	1+2.500	-92.80	197.00	285.05	336° 28'	36	4	286.537	93.102	180	0+122.900	0+302.900
2	2+566.21	-358.00	212.50	166.45	324° 11'	12	4	286.537	30.116	60	0+476.094	0+536.090
3	0+476.56	-493.06	456.95	117.08	307° 20'	17	4	286.537	42.823	85	0+629.834	0+714.834
4	0+719.74	-564.07	503.00	131.15	327° 16'	20	4	286.537	50.524	100	0+739.216	0+839.216
5	0+122.85	-676.00	571.00	207.80	350° 35'	23	4	286.537	58.297	115	0+864.593	0+979.593
6	1+130.18	-881.50	626.00	185.78	253° 54'	26	4	286.537	66.152	130	1+064.534	1+194.530
7	1+210.47	-1060.00	557.50	143.04	346° 52'	29	4	286.537	74.104	145	1+242.366	1+387.360
8	1+520.51	-1159.30	590.00	76.52	354° 01'	44	6	191.073	77.199	146.67	1+382.311	1+528.980

En la figura VI.3 se presenta la planta con las secciones propuestas y las curvas así como sus características.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



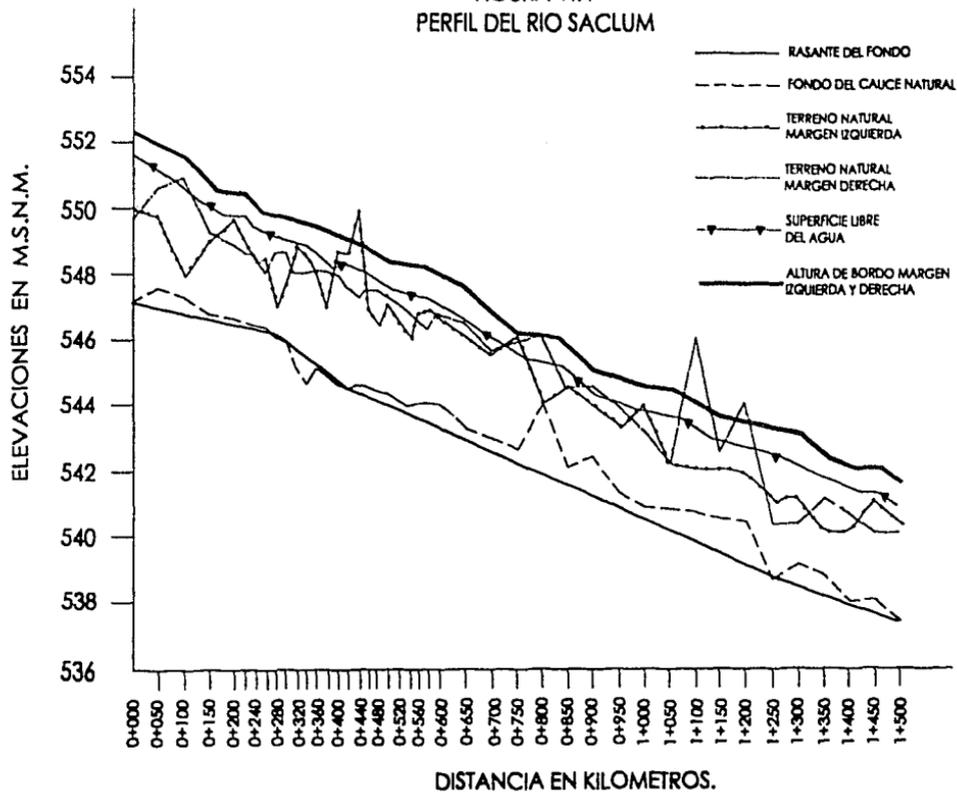
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 CURVAS DEL RIO SACULM
 CON UNA PLANTILLA DE 35 M.
 FIGURA V-3

En la tabla VI.4 se presenta la elevación de la superficie libre del agua, con la elevación de los bordos; así como, las coordenadas en "X" y "Y" del terreno natural del fondo y márgenes.

PLANTILLA DE 35 M. A LO LARGO DEL RIO SACIUM						
CADENAMIE.	T.NAT. F.	ELEV.MIN.CA	SLA	ALT.DE BORD.	T.NAT.MI.ZQ	T.NAT.M.DER
0+000	547.12	547.12	551.59	552.484	550	549.7
0+050	547.54	546.96	550.66	551.4	549.7	550.6
0+100	547.34	546.79	550.76	551.554	548	550.8
0+150	546.78	546.63	549.85	550.494	549	549.2
0+200	546.66	546.46	549.76	550.42	547.6	548.8
0+250	546.43	546.4	549.7	550.36	549	548.6
0+240	546.33	546.33	549.46	550.096	548.5	548.6
0+260	546.36	546.27	549.09	549.654	548.5	548
0+280	546.02	546.2	548.19	548.588	547	548.6
0+300	545.8	545.95	547.07	549.694	547.6	548.6
0+320	545.14	545.71	549.07	549.742	548.8	548
0+340	544.58	545.47	548.94	549.634	548.5	548
0+360	545.05	545.22	548.39	549.024	548.1	548.2
0+380	544.91	544.98	547.95	548.544	547	548
0+400	544.67	544.74	548.34	549.06	548.7	547.9
0+420	544.49	544.49	548.34	549.11	548.6	547.6
0+440	544.53	544.35	548.21	548.982	549.9	547.3
0+460	544.52	544.21	548.07	548.842	547	547.4
0+480	544.36	544.07	547.62	548.33	546.4	547.4
0+500	544.26	543.93	547.71	548.466	547	547.2
0+520	544.1	543.79	547.44	548.17	546.5	547
0+540	543.92	543.66	547.4	548.148	546.1	546.8
0+560	543.97	543.52	547.38	548.152	546.8	546.5
0+580	543.96	543.38	547.32	548.108	546.8	546.3
0+600	543.9	543.24	546.63	547.308	546.6	546.7
0+650	543.2	542.89	546.83	547.618	546	546.4
0+700	542.92	542.54	546.06	546.764	545.5	545.6
0+750	542.61	542.2	545.54	546.208	546	545.8
0+800	543.91	541.85	545.23	545.906	544	546
0+850	542.05	541.5	545.02	545.724	544.45	544.5
0+900	542.32	541.15	544.34	544.978	544	544.5
0+950	541.29	540.81	543.64	544.206	543.2	543.8
1+000	540.84	540.46	543.75	544.408	544	543
1+050	540.77	540.11	543.68	544.394	542.2	542.2
1+100	540.64	539.76	543.33	544.044	542	546
1+150	540.44	539.41	542.87	543.567	542	542.4
1+200	540.32	539.07	542.32	542.97	541.9	544
1+250	538.72	538.72	542.45	543.196	541	540.3
1+300	539.02	538.44	542.31	543.094	541	540.3
1+350	538.81	538.15	541.75	542.47	540.1	541
1+400	537.96	537.84	541.24	541.916	540	540.6
1+450	538.06	537.58	541.27	542.096	541	540
1+500	537.29	537.29	540.9	541.622	540.3	540

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

FIGURA VI.4
PERFIL DEL RIO SACLUM



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

11b

VI.3 DISEÑO DE LA CONFLUENCIA.

La población de Ricardo Flores Mogón sufre de frecuentes inundaciones en época de lluvias, ya que la localidad se encuentra cerca del punto de confluencia del río Saclum y el río Sandiegano quedando incomunicada, a veces por largos periodos de tiempo, para lo cual se propone el diseño de la confluencia.

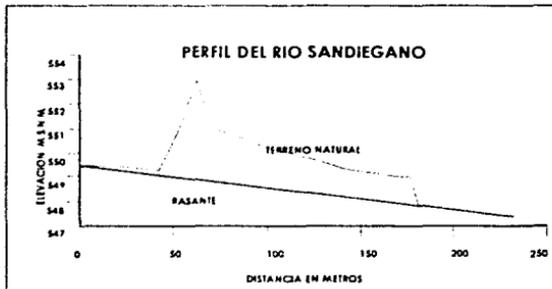
TOPOGRAFÍA.

Con base a una poligonal se levantaron 9 secciones transversales en la confluencia de los ríos Saclum y Sandiegano las cuales se mostraron en la figura V.2.

Esta confluencia se presenta con un ángulo aproximado de 115° además de que el terreno natural del río Sandiegano presenta un escalón que provoca un remanso en este punto, la pendiente del río Sandiegano $S = 0.009$ que servirá para el diseño.

El perfil del río Sandiegano en la zona de confluencia se muestra en la figura VI.5; así como, en la figura VI.6 se presenta la planta de dicha zona. Para el diseño de la rasante se respetaron los puntos más bajos. Cuyo valor se mencionó en el párrafo anterior.

FIGURA VI.5 PERFIL DEL RÍO SANDIEGANO.





RIO SACLUM

CUADRO DE CONSTRUCCIÓN DE LA POLIGONAL

ESTACION	COORDENADAS	ALICATA	ANGULOS		
			Y	Z	X
0			1.000.00	1.000.00	
1	100.00	0.00 00 0	1.000.00	-100.00	0.00 00 0
2	100.00	0.00 00 0	1.000.00	-100.00	0.00 00 0

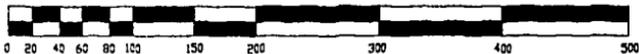
RIO SANDIEGANO

CUADRO DE CONSTRUCCIÓN DE LA POLIGONAL

ESTACION	COORDENADAS	ALICATA	ANGULOS		
			Y	Z	X
0			1.000.00	1.000.00	
1	100.00	0.00 00 0	1.000.00	-100.00	0.00 00 0
2	100.00	0.00 00 0	1.000.00	-100.00	0.00 00 0

RICARDO FLORES MACÓN

ESCALA 1:4000



METROS

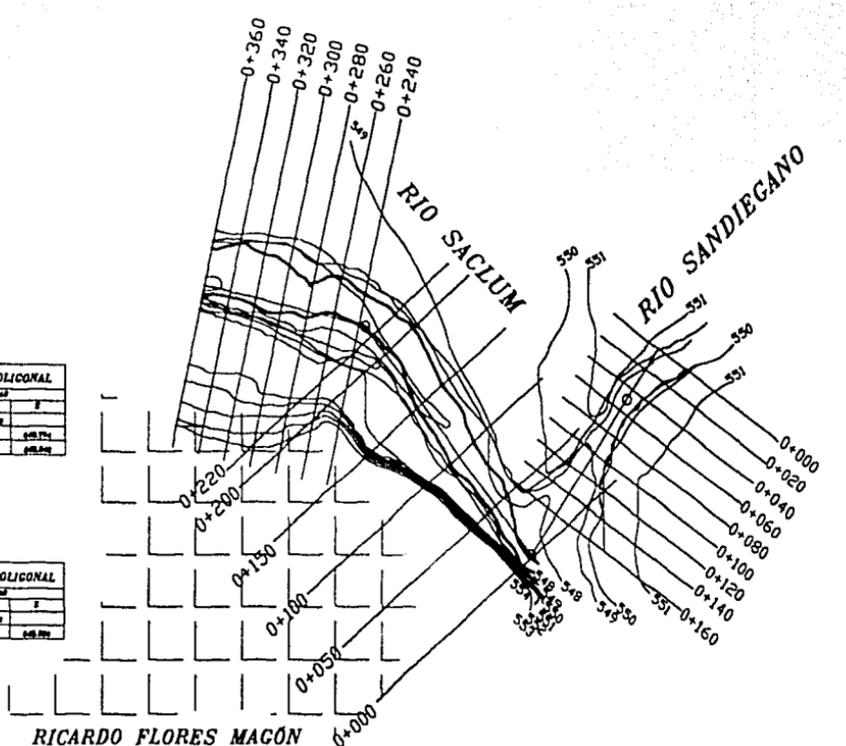
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

TOPOGRAFÍA DEL RIO SACLUM
Y EL RIO SANDIEGANO

FOLIO 016



UNAM



ANÁLISIS HIDRÁULICO.

Para determinar los elementos de la curva en la zona de confluencia; se utilizaron las fórmulas propuestas anteriormente, los resultados se muestran en la tabla VI.5.

TABLA VI.5 ELEMENTOS DE LA CURVA DE CONFLUENCIA

ELEMENTOS DE LA CURVA	
PI (A)	0+133.0
COORDENADAS EN "X"	7.20
EN "Y"	85.0
DISTANCIA	150.146
AZIMUT. DIRECTO	311°46'
DEFLEXIÓN	75°
GRADO	8°
RADIO	143.27
SUBTANGENTE	109.93
LONG. DE CUERDA	187.50
PC	0+023.07
PT	0+210.57

En el diseño del río Sandiegano se definió un eje con una plantilla de 15 m. y un ancho total del cauce de aproximadamente para el cauce piloto de 75 m., la pendiente de la rasante de fondo es de 0.00901, con un talud de 1.5:1 ya que las características del suelo (limos y arcillas) lo permiten. Y el bordo de protección de la margen izquierda con una corona de 3.5 m.

Los datos con los que será corrido el programa para el diseño de la confluencia son los siguientes:

- Plantilla de 15 m.
- Gasto de 210 m³/s para el cadenamiento 0+000 al 0+102.57
- Gasto de 709.94 m³/s para el cadenamiento 0+102.57 al 0+233.07

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

- Pendiente aguas arriba 0.0047
- Pendiente aguas abajo 0.0099
- coeficientes de contracción y expansión de 0.1 y 0.3
- el programa será corrido en régimen mixto

Distancia entre los hombros a la izquierda, centro y derecha.

Para la sección 8 23, 23, 23
 Para la sección 7 54, 40, 31
 Para la sección 6 54, 40, 31
 Para la sección 5 60, 40, 31
 Para la sección 4 45, 40, 31
 Para la sección 3 31, 27, 21
 Para la sección 2 25, 23, 23
 Para la sección 1 0, 0, 0

TABLA VI.6 RESULTADOS DEL PROYECTO DE CONFLUENCIA.

SECC. No.	CADENAM. MTS.	GASTO M /S	ELEV. MINIMA DEL CANAL MTS.	SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA MTS.	TIRANTE MTS.	VELOCIDAD M/S	ELEVAC. DEL BORDO MTS.
8	0+000	210.00	549.50	551.40	1.90	2.41	552.000
7	0+022.57	210.00	549.30	551.35	2.05	2.23	551.900
6	0+062.57	210.00	548.92	550.85	1.93	3.25	551.700
5	0+102.57	210.00	548.57	550.86	2.29	2.23	551.700
4	0+142.57	709.94	548.21	550.73	2.52	2.48	551.500
3	0+182.57	709.94	547.85	549.77	1.92	4.60	550.700
2	0+210.07	709.94	547.60	548.69	1.09	5.98	550.450
1	0+233.07	709.94	547.40	549.21	1.81	4.65	550.400

Después de realizar el análisis hidráulico las secciones en coordenadas X y Y corregidas se muestran en la tabla VI.7

TABLA VI.7 SECCIONES CORREGIDAS PARA LA ZONA DE CONFLUENCIA

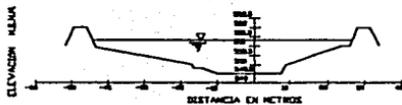
D+000		D+022.57		D+042.57		D+120.57	
DIS. AL EJE	ELEVACIÓN						
-49.5	552.00	-49	551.90	-49	551.70	-49	551.70
-46	552.00	-45.5	551.90	-45.5	551.70	-45.5	551.70
-43	550.90	-42.5	550.50	-41.5	550.00	-42	550.00
-37	550.00	-16	550.00	-35	549.80	-10	550.20
-16.5	549.80	-16	549.50	-28	549.90	-7.5	548.57
14.5	549.80	-15	549.45	-21	549.70	0	548.57
10	549.50	-9.5	549.45	-17	549.70	7.5	548.57
-7.5	549.50	-8	549.45	-15	550.10	10	548.57
0	549.50	-7.5	549.30	-14	550.00	25.5	550.00
7.5	549.50	0	549.30	-10	550.80	28.5	551.70
9	550.00	7.5	549.30	-7.5	548.92	32	551.70
24	551.00	9.5	549.30	0	548.92		
26	551.00	18	551.00	7.5	548.92		
28	552.00	20	551.00	10.5	551.00		
31.5	552.00	25.5	551.00	27	551.00		
		28	551.90	28.5	551.70		
		31.5	551.90	32	551.70		

D+142.57		D+182.57		D+210.07		D+233.07	
DIS. AL EJE	ELEVACIÓN						
-66	551.50	-31	550.70	-43.75	550.45	-46.75	550.40
-64.5	551.50	-27.5	550.70	-40.25	550.45	-43.25	550.40
-79	548.00	-25	549.00	-38.75	549.40	-41.25	547.60
-64.5	548.00	-21	549.00	-33.75	549.40	-31.25	547.60
-63	546.876	-17.5	546.627	-29.25	546.46	-30.25	546.40
-28	546.876	0	546.627	-11.75	546.46	0	546.40
-23.1	549.00	17.5	546.627	5.75	546.46	4.75	546.40
-7	549.20	20	547.85	6.75	546.65	5.25	546.80
11	548.21	28	547.85	8.25	546.65	8.75	547.20
5	548.21	29.5	549.00	22.25	546.70	15.25	547.40
11	548.21	45	549.20	28.25	550.45	21.25	548.00
7	549.40	47	550.70	31.75	550.45	26.25	548.60
24.1	549.20	50.5	550.70			28.25	550.40
27.5	551.50					31.75	550.40
31	551.50						

Y las secciones en forma grafica se presentan en la figura: VI.7

SECCIONES TRANSVERSALES DEL RIO SANDIEGANO

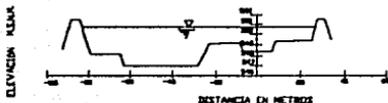
0+000



0+062.57



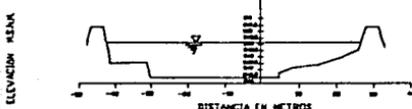
0+142.57



0+210.07



0+233.07



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

SECCIONES TRANSVERSALES
DEL RIO SANDIEGANO

FOLIO 127



ENEP ARAGON

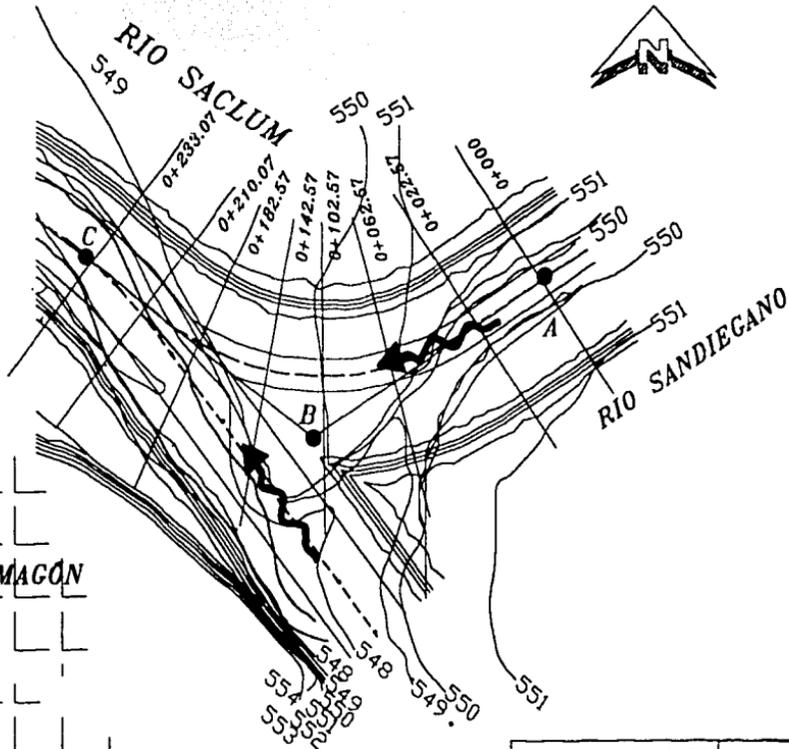
**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

CURVA DE CONFLUENCIA

PI (B) 0+133
COORDENADAS
EN "X" 7.20
EN "Y" 85.00
DISTANCIA 150.15
AZUMUT. DIRECTO 331 46
DEFLEXIÓN 75
GRADO DE CURVATURA
SUBTANGENTE 109.93
LONGITUD DE CURVA 187.5
PC (A) 0+023.07
PT (C) 0+210.57

RICARDO FLORES MAGÓN



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

TOPOGRAFIA DEL RIO SACLUM
Y EL RIO SANDIEGANO

FEBRERO 1952



RICARDO FLORES MAGÓN

DISEÑO DEL ESPIGÓN DE ENCAUZAMIENTO.

Uno de los procedimientos más comunes para proteger las márgenes de los ríos, sobre todo las exteriores de las curvas son los espigones. El propósito principal de la obra mencionada consiste en evitar el contacto directo entre el flujo con alta velocidad y el material que forma la orilla; además, permiten guiar o conducir el flujo en una dirección deseada y conveniente.

ESPIGONES.

Son estructuras interpuestas a la corriente, uno de cuyos extremos está unido a la margen. El propósito de estas estructuras consiste en alejar de la orilla a las líneas de corriente con alta velocidad, y evitar así que el material de la margen pueda ser transportado y se erosione. Además, los espigones facilitan que los sedimentos se depositen entre ellos, con lo que se logra una protección adicional de la orilla. Los espigones pueden estar unidos simplemente a la orilla en contacto con ella, o bien, pueden estar empotrados una cierta longitud dentro del material que forma la margen.

Se ha mencionado que los espigones son estructuras que están unidas a la margen e interpuestas a la corriente, lo que permite desviar y alejar la corriente de la orilla y evitar que ésta arrastre las partículas que la forman.

Los datos necesarios para el diseño de espigones son:

La topografía y baltimetría del río en la zona por proteger. Abarcará todo el cauce y orillas.

Secciones transversales a lo largo de las orillas que serán protegidas. La separación entre ellas puede variar entre 50 m. y 200 m. dependiendo de las dimensiones del cauce

Características hidráulicas de la corriente.

Granulometría y peso específico de los materiales del fondo y orillas del cauce.

Materiales de construcción disponibles.

Los aspectos más importantes a tener en cuenta cuando se diseña una protección con espigones, son los siguientes.

- 1.-localización en planta
- 2.-longitud de los espigones
- 3.-forma de los espigones en planta
- 4.-pendiente longitudinal y elevación de la cresta de los espigones
- 5.-ángulo de orientación de cada espigón, con respecto al flujo
- 6.-permeabilidad del espigón
- 7.-materiales de construcción
- 8.-socavación al pie del espigón y sobre todo en el extremo dentro de la corriente

localización en planta.

Para ubicar los espigones en planta, lo primero que se requiere es trazar el eje del río tal como quedará una vez que él sea rectificado, al terminar el trazo del eje del río se conoce el radio o radios que forman cada curva y la longitud de los tramos rectos.

Posteriormente se trazan dos líneas paralelas a ese eje y separadas entre sí una distancia igual al ancho que tendrá el río una vez protegido, dichas líneas se denominarán líneas extremas de defensa. Todos los espigones partirán de las márgenes y llegarán hasta una de esas dos líneas, por lo que la longitud final de cada espigón es función de la separación que existe entre cada una de esas líneas y su margen correspondiente.

En caso de que se desee rectificar un tramo de río defender sus curvas y si los márgenes son arenosas o ligeramente limosas, los radios de curvatura r , medidos hasta el eje del río conveniente que estén comprendidos entre los siguientes límites

$$2B \leq r \leq 8B$$

Donde B es el ancho medio de la superficie libre en los tramos rectos.

Longitud de los espigones

La longitud total, L , de un espigón queda definida por la longitud de trabajo, L_t que es aquella que está dentro del río y la longitud de empotramiento L_e que está embebida dentro de la margen.

$$L = L_t + L_e$$

La longitud de trabajo de los espigones está dada por su distancia entre la margen y la línea extrema de defensa, comentada anteriormente y normalmente debe estar comprendida entre los siguientes límites.

$$d \leq L_t \leq B / 4$$

Donde d es el tirante del río asociado al gasto dominante, en el sitio donde se construirá el espigón. En los ríos de planicie es igual a la distancia verticalmente la elevación de la margen y la elevación del fondo del río en el sitio señalado.

Los espigones pueden empotrarse en la margen o bien terminar en contacto con ella cuando esto último ocurre $L_e = 0$. La máxima longitud de anclaje recomendada es igual a un cuarto de la longitud de trabajo, **0.25 L_t** . De tal manera la longitud máxima de un espigón llega a ser:

$$L = 1.25 L_t$$

Forma de los espigones en planta.

La forma en planta de los espigones puede ser recta, curvadas hacia aguas arriba o hacia aguas abajo, en L con el brazo también dirigido hacia aguas arriba o hacia aguas abajo y en T .

Los más usuales son los rectos por su facilidad constructiva y más económicos. Los espigones con forma de L o T son los más costosos, ya que en su parte extrema debe construirse en la zona más profunda del río

Pendiente longitudinal, elevación y ancho de la cresta de los espigones.

Los espigones pueden ser construidos con pendientes horizontales o teniendo una pendiente hacia el centro del río que puede llegar a ser hasta de 0.25.

Los espigones construidos con pendiente longitudinal igual o mayor que 0.1 presentan las siguientes ventajas:

- 1.- Favorecen el depósito de sedimentos entre ellos. Dicho depósito es mayor del que se hubiera tenido si la cresta fuera horizontal.
- 2.- Cuando los espigones tienen paredes verticales, como ocurre con los construidos con tabla-estacado, solo se presenta una ligera erosión que tiene lugar al pie del talud de aguas arriba. Cuando el espigón tiene taludes, como ocurre con los construidos con enrocamiento, se forma un depósito de sedimentos en el talud de aguas arriba que ayuda a proteger al espigón.
- 3.- Son mucho más económicos, ya que cada espigón requiere entre el 40 y el 70% del material que necesita el mismo espigón con cresta horizontal.
- 4.- No se han observado fallas de espigones cuando estos han tenido las pendientes que se mencionan, siempre y cuando la separación entre ellos no haya sobrepasado 4 veces la longitud de trabajo.
- 5.- La erosión del fondo del río es mínima frente al extremo del espigón cuando la corona de dicho extremo ha quedado a 50 cm. Sobre el fondo.

Orientación del espigón.

Los espigones pueden estar orientados hacia aguas abajo, hacia aguas arriba o ser perpendiculares a la dirección del flujo. Su orientación está dada por el ángulo α que forma el eje longitudinal del espigón con respecto a la tangente trazada a la línea extrema de defensa en el punto de unión con el espigón y medido hacia aguas abajo.

$$60^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$$

en curvas con márgenes uniformes se recomienda

$$1. = 70$$

Permeabilidad de los espigones.

Los espigones pueden ser impermeables o permeables. Los primeros alejan de la orilla a las líneas de corriente con alta velocidad, mientras que los segundos reducen la velocidad del flujo por debajo de su límite erosivo, estos últimos cuando están bien diseñados, facilitan de inmediato la sedimentación de arena entre los espigones. Infortunadamente no existe un criterio confiable para determinar las pérdidas de carga producidas por espigones permeables, ni para cuantificar la reducción de la velocidad del flujo. Ello se determina experimentalmente en el sitio.

Material de construcción

Los espigones pueden estar contruidos con una gran variedad de materiales, como por ejemplo: tabla-estacados de madera o concreto, troncos de árboles y ramas, enrocamiento, elementos prefabricados de mortero o concreto, elementos prefabricados de acero y alambre y con gaviones.

En nuestro medio la mayoría de los espigones se construyen con enrocamiento o gaviones. En aquellos lugares donde la roca o grava se encuentra a grandes distancias o no hay conviene utilizar bolsas o sacos comunes de plástico rellenos de mortero o concreto.

Socavación local al pie de espigones.

La socavación más importante que se produce al pie de un espigón ocurre en el extremo que se encuentra dentro del agua, cuando los espigones son contruidos en ríos que casi no tienen escurrimiento durante la época de estiaje, no existe socavación durante su construcción. Si además se les da una pendiente longitudinal y su extremo final queda casi a la elevación del fondo, tampoco sufren erosiones durante su vida útil.

A continuación se presenta el diseño del espigón. En la figura VI. 9

DISEÑO DEL ESPIGÓN

LONGITUD DEL ESPIGÓN

$L_t = 30$, $L_p = 8$, $L = 38$ m.

FORMA DEL ESPIGÓN. RECTA

PENDIENTE DEL 10%

ELEVACIÓN DE LA CRESTA 551.70 M.S.N.M.

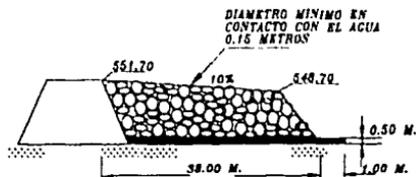
ÁNGULO DE ORIENTACIÓN. = 30°

TIPO DE PERMEABILIDAD. SEMI-IMPERMEABLE

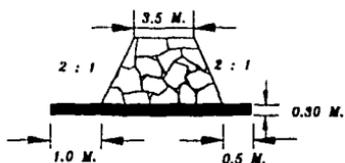
MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN. ROCA

SOCAVACIÓN.

SE CONSIDERARÁ UNA CAPA DE GRAYA O ENROCAMIENTO DE UNOS 30 CM. DE ESPESOR EN LA BASE PARA EMPEZAR A CONSTRUIR EL ESPIGÓN DESDE LA ORILLA

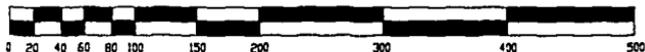


SECCIÓN LONGITUDINAL

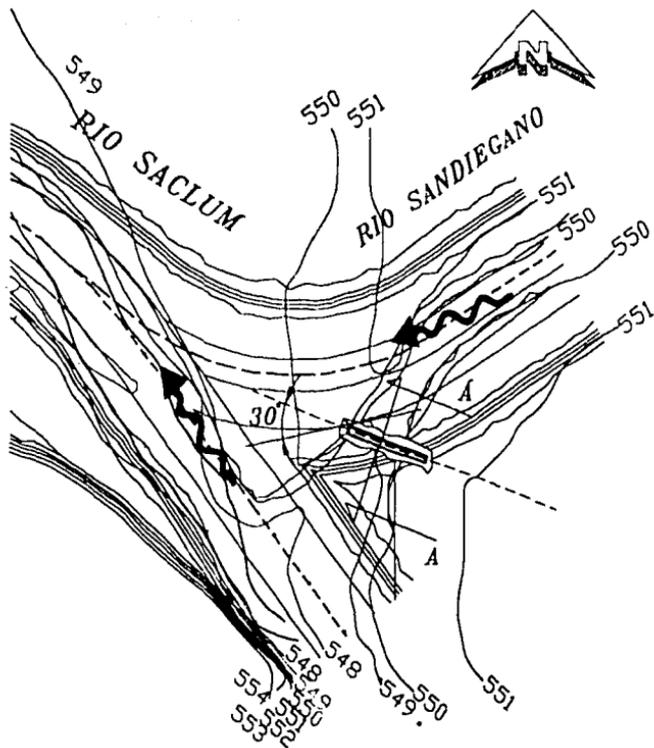


SECCIÓN TRANSVERSAL A - A

ESCALA 1:4000



METROS



TESIS CON
FALTA DE ORIGEN



DISEÑO DE LA PROTECCIÓN MARGINAL.

En virtud de que se presenta altas velocidades en algunos tramos del encauzamiento, se propone la protección del talud mojado del bordo de protección, sobre todo en el margen izquierda, que es la parte más susceptible de erosionarse por ser la zona de confluencia de los ríos Saclum y Sandiegano; además, de encontrarse la zona urbana.

Por lo anterior, en función de las velocidades y características hidráulicas se propone utilizar una protección marginal de enrocamiento, del cadenamiento 0+100 al 0+400.

PROTECCIÓN MARGINAL.

Los recubrimientos marginales, son obras construidas sobre o a lo largo de la orilla de un río o un canal con objeto de evitar el contacto directo de los escurrimientos con el material de la margen, o bien reducir la velocidad de la corriente para que esta no arrastre dicho material. En otras palabras, evitan completamente o reducen la posibilidad de transporte de las partículas de la margen.

El recubrimiento semi-permeable es aquel que cubre la margen y evita el contacto directo de la corriente con el material que forma; aun que, no evita que el agua puede fluir entre sus huecos perpendicularmente a la protección, para tal efecto, se utiliza el enrocamiento.

Generalmente requiere de la colocación de un filtro entre el material de la orilla y el material resistente al flujo que forma la coraza o capa exterior de la protección; el filtro, retiene el material de la orilla y evita que pase a través de los huecos que forman los elementos del recubrimiento.

Los aspectos más importantes a tener en cuenta al diseñar un recubrimiento marginal, son los siguientes.

- 1.-localización en planta.
- 2.-talud de la protección.
- 3.-dimensionamiento de los recubrimientos.
- 4.-protección contra erosión local.
- 5.-altura de los recubrimientos.

LOCALIZACIÓN EN PLANTA.

Para iniciar el diseño de una protección marginal se debe proceder en forma similar, que cuando se utilizan espigones.

Por lo tanto, lo primero que hay que hacer es dibujar el eje del nuevo cauce, siguiendo las recomendaciones señaladas en el diseño del espigón. Después se marca la orilla y el pie del talud de la margen, si de antemano no estuvieran claramente indicadas, a continuación y paralelo al eje del río, se traza el pie del talud de la futura protección y por último, la línea extrema de protección.

TALUD DE LA PROTECCIÓN.

En recubrimientos marginales formados con enrocamiento conviene utilizar taludes de 2 : 1, con objeto de que la protección se sostenga adecuadamente y el tamaño máximo de los elementos no sea muy grande.

DIMENSIONAMIENTO DE LOS RECUBRIMIENTOS.

Los recubrimientos marginales formados con enrocamiento deben de contar como mínimo, con:

1. Una coraza de contacto con el flujo cuyos elementos tengan el peso suficiente para no ser arrastrados por la corriente.
2. Un filtro que evite que las partículas que forman la margen del río salgan entre los huecos de la coraza del recubrimiento.

De la tabla VI.8 se obtiene el diámetro de las partículas en mm. Para la coraza.

TABLA VI.8 VELOCIDADES MEDIAS DE LA CORRIENTE QUE SON ADMISIBLES PARA SUELOS NO COHESIVOS, EN M/S.

Diámetro medio de las partículas, en mm.	tirante medio de la corriente, en m.					
	0.40	1.00	2.00	3.00	4.00	más de 10
0.005	0.15	0.20	0.25	0.30	0.40	0.45
0.05	0.20	0.30	0.40	0.45	0.55	0.65
0.25	0.35	0.45	0.55	0.60	0.70	0.80
1	0.50	0.60	0.70	0.75	0.85	0.95
2.5	0.65	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20
5	0.80	0.85	1.00	1.10	1.20	1.50
10	0.90	1.05	1.15	1.30	1.45	1.75
15	1.10	1.20	1.35	1.50	1.65	2.00
25	1.25	1.45	1.65	1.85	2.00	2.30
40	1.50	1.65	2.10	2.30	2.45	2.70
75	2.00	2.40	2.75	3.10	3.30	3.60
100	2.45	2.80	3.20	3.50	3.80	4.20
150	3.00	3.35	3.75	4.10	4.40	4.50
200	3.50	3.80	4.30	4.65	5.00	5.40
300	3.85	4.35	4.70	4.90	5.50	5.90
400		4.75	4.95	5.30	5.60	6.00
500 o más			5.35	5.50	6.00	6.20

Al utilizar la velocidad promedio $v = 4.41$ y el tirante $y = 3.48$ que son los resultados de análisis hidráulico, del cadenamiento 0+100 al 0+400, como datos para entrar a la tabla VI.8 y después de interpolar los valores, se obtiene un diámetro de partícula de 400 mm. Posteriormente, se utiliza la tabla VI.9 Para determinar el espesor de la chapa de enrocamiento.

TABLA VI.9 PROTECCIÓN DE TALUDES CON CHAPA DE ENROCAMIENTO

AMPLITUD MÁXIMA DE LA OLA, H EN M.	DIÁMETRO MÍNIMO DE ROCA EN, CM.	PESO MÍNIMO DE ROCA, EN KG.	ESPESOR DE LA CHAPA, EN M.
0.5	15	5	0.25
1	25	25	0.5
1.5	40	80	0.80
2	55	190	1

Después de analizar la tabla se determina utilizar un espesor de enrocamiento de 0.80 m.

Para el diseño del filtro se propone utilizar un diámetro medio de 2.0 cm., con un espesor de 10 cm.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

PROTECCIÓN CONTRA LA EROSIÓN LOCAL.

La causa principal de la falla y destrucción de los recubrimientos es la erosión que se produce al pie de los mismos, por lo que el éxito de un recubrimiento depende de su protección contra la erosión local y se puede deber a la erosión general en el cauce o a la erosión en curvas.

En lugar de profundizar la protección se puede colocar un delantal a base de enrocamiento sobre el fondo del cauce, con elementos que no sean arrastrados por la corriente, cuyo espesor sea igual o mayor a 3 capas de roca y con un ancho, que como mínimo, sea igual a una vez el tirante de la corriente correspondiente al gasto dominante.

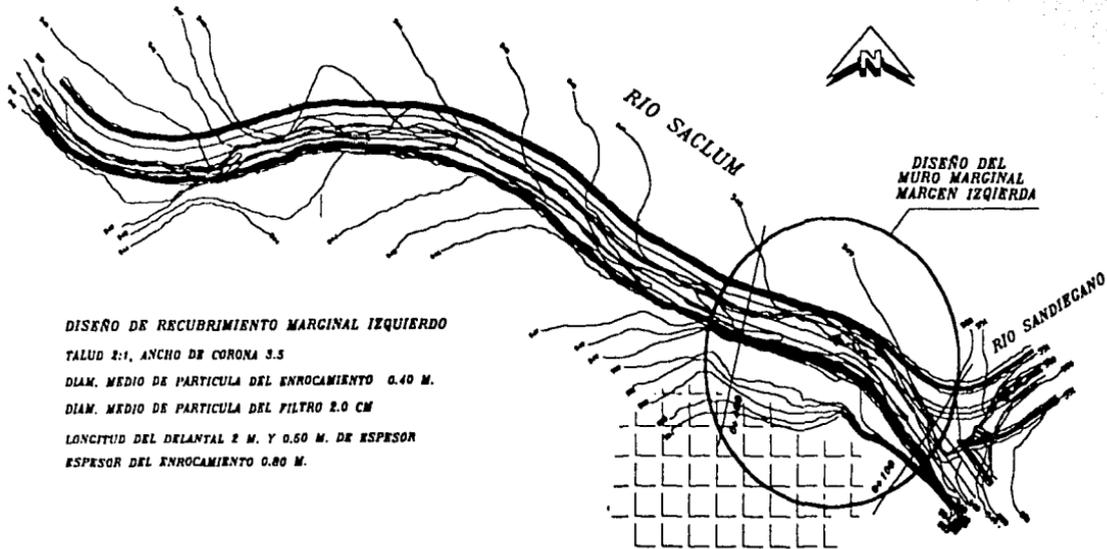
Se propone utilizar un delantal de 2 m. con un espesor de 0.80 m.

ALTURA DE LA PROTECCIÓN.

En los ríos de planicie, se recomienda que la protección llegue hasta el borde superior de la orilla, en otras palabras que la protección abarque toda la altura de la margen.

Para la protección marginal se propone utilizar enrocamiento hasta un metro de la corona.

En la figura VI.10 se presenta en forma gráfica el diseño de la protección de la margen izquierda, del cadenasamiento 0+100 al 0+400.



DISEÑO DE RECUBRIMIENTO MARGINAL IZQUIERDO

TALUD 2:1, ANCHO DE CORONA 3.5

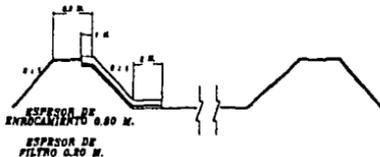
DIAM. MEDIO DE PARTICULA DEL ENROCAMIENTO 0.40 M.

DIAM. MEDIO DE PARTICULA DEL FILTRO 2.0 CM

LONGITUD DEL DELANTAL 2 M. Y 0.50 M. DE ESPESOR

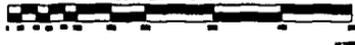
ESPESOR DEL ENROCAMIENTO 0.80 M.

SECCION TIPO DEL CAUCE PILOTO
DEL CADEMANIENTO 0+100 AL 0+400



RICARDO FLORES MACÓN

ESCALA 1:4000



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

DISEÑO DE MURO MARGINAL

FOLIO V.18



ENCP ARAGON



VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

CONCLUSIONES.

El carácter aleatorio de las avenidas; en la mayoría de los casos no es posible realizar obras de una magnitud tal que eliminen totalmente los riesgos de inundación, por lo que las obras se diseñan en la medida de lo posible, ofrezcan una protección adecuada.

Como se pudo determinar en el tránsito hidráulico; se concluye lo siguiente:

En el río Jaclum se presenta, una capacidad hidráulica del cauce natural de 300 m³/s, correspondiente a un Tr aproximado de 17.24 años, para Tr mayores se producen desbordamientos en ambas márgenes del río.

El río Sandiegano; ofrece una capacidad hidráulica del cauce de 40 m³/s, la que corresponde a un Tr aproximado de 3.52 años., y para Tr mayores se producen desbordamientos en la margen izquierda.

En el tramo de la margen izquierda, donde se ubica la población de Ricardo Flores Magón, empieza a presentar desbordamientos a partir del gasto de 600 m³/s, correspondiente a un Tr de 50 años.

Las velocidades promedio en condiciones naturales del punto de confluencia y adyacente a la población son del orden de 5.12 m/s con una velocidad máxima de 7.00 m/s que provocan erosión en esta zona y afectan la estabilidad de la margen que protege la población.

En la confluencia se presentan remansos provocados por el ángulo de incidencia del Sandiegano y elevaciones del terreno natural más alto.

Debido a que en el tramo final, entre el km 0+900 al 1+500 se tienen pendientes muy bajas, se produce sedimentación que reduce en la reducción del área hidráulica; y por tanto baja la capacidad de conducción y se crean secciones transversales prácticamente planas.

RECOMENDACIONES.

1.- Para evitar inundaciones, se propone:

En el río Saclum; dar mayor capacidad para un gasto de 709.94 m³/s, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años; mientras que para el río Sandiegano subir la capacidad a 210 m³/s, perteneciente a un periodo de retorno de 100 años.

En la zona de confluencia, se diseñó una margen de entrada por medio de una curva con la cual se pretende evitar remansos aguas abajo.

En la parte central del cauce se propuso una plantilla de 15 m. Y bordos en promedio de 1.5 m. con taludes de 1.5:1; la pendiente propuesta fue de 0.0099 y la velocidad promedio es de 3.4 m/s; en lo que respecta a los bordos se propone un ancho de corona de 3.5 m.

Además la rectificación del cauce piloto por medio de curvas horizontales especificadas en la tabla VI. 3, con un ancho de plantilla de 35 m. al centro del cauce; y pendientes igual a: 0.0104, para el cadenamamiento 0+000 al 0+280; 0.0122, para el cadenamamiento 0+280 al 0+420; 0.00695, para el cadenamamiento 0+420 al 1+250; y por último 0.057, para el cadenamamiento 1+250 al 1+500. todo esto redundará en velocidades poco erosivas de 4.41 m/s, para los bordos se propone un ancho de corona de 3.5 m. con un talud de 1.5:1 con excepción de la margen izquierda del cadenamamiento 0+100 al 0+400 que es de 2:1.

2.- Para atenuar las erosiones; se propone:

La protección de la margen izquierda a base de enrocamiento, sobre el río Saclum que va desde el cadenamamiento 0+100 al 0+400; el cual presenta las mayores velocidades y es la zona, en donde se ubica la población de Ricardo Flores Magón, dicho enrocamiento tiene un talud de 2:1; un diámetro medio de partícula de 0.40 m. con un espesor de 0.80 m.; además de un filtro de grava de 10 cm. De espesor; con 2cm., de diámetro medio de partícula; en la parte frontal presenta un delantal de 2 m. con 0.50 m. de espesor para evitar socavación al pie del talud. Por último la altura del enrocamiento llegará hasta la corona, de la cual tendrá un metro hacia dentro de la misma.

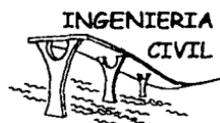
Para proteger el río Sandiegano, se propone:

Un espigón, el cual estará empotrado dentro del bordo de la margen izquierda ubicado en el cadenamamiento 0+062.57 . El cual esta diseñado con las siguientes especificaciones:

Tendrá una forma recta y su longitud estará comprendida por la longitud de trabajo 30m. y la longitud de empotramiento 8 m. dando como resultado una longitud total de 38 m. presenta una pendiente longitudinal del 10% y partirá de una elevación de 551.70 m.s.n.m. con un ángulo de orientación de 30 grados a partir de la tangente aguas abajo. El material de construcción será roca con un diámetro medio de partícula de 0.15 m. y un talud de 2:1 la corona presenta un ancho de 3.5 m. la cual facilitará la construcción y estabilidad del mismo. Al pie del talud se propone una plantilla de 0.50 m. de espesor, y un metro después del pie de talud hacia del centro de cauce para tener material disponible en caso de socavación



BIBLIOGRAFÍA



BIBLIOGRAFÍA.

Apuntes de hidráulica II; Gilberto Sotelo Ávila, UNAM, México 1989.

Fundamentos de Hidrología de Superficie, Francisco Javier Aparicio Mijares, Editorial Limusa, México 1997.

Instructivo de Hidrología para determinar la avenida máxima ordinaria. Comisión Nacional del Agua, México 1987.

Manual de Diseño de obras civiles C.F.E. Instituto de Investigaciones Eléctricas, Hidrotecnia a 2.11 Hidráulica Fluvial, México 1981.

Lineamientos para un manual Preliminar para deducir avenidas de diseño de obras Hidráulicas SARH 1978 Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, 1987.

Manual de Ingeniería de Ríos CNA. Subdirección general Técnica, Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos.

Capítulo 3 Estudio hidrológico para obras de protección.

Capítulo 14 Estabilización y Rectificación de Ríos.

Capítulo 23 Geotecnia.

Boletín Hidrológico número 38 Región Hidrológica No. 30 Secretaría de Recursos Hidráulicos 1969.

Topografía para principiantes, Benjamín Peña Alcalá, UNAM, ENEP ARAGÓN, México 2002.

Estudio Hidrológico del río Sinaloa en la zona urbana de Guasave, Sinaloa. Guillermo Pérez Luna, tesis profesional UNAM, ENEP ARAGÓN 1998.

Anteproyecto integral de las obras de protección y cauce de Alivio Contra inundaciones del río san Pedro en Tuxpan, Nayarit. Enrique González Guzmán, Tesis profesional UNAM, facultad de ingeniería. 1995.

SISTEMAS DE INFORMACIÓN Y BASES DE DATOS.

Extractor rápido de información climatológica, ERIC, IMTA.

Tarjetas de registro diario de precipitación máxima de 24 horas de las estaciones, Venustiano Carranza y La Angostura SRH Y CFE.

Manuai del HEC-RAS del mismo programa, IMTA. México 2001.

Carta topográficas Escala. 1:250 000 E15 11

Carta Edafológica Escala. 1:250 000 E15 11

Carta de uso de suelo Escala. 1:250 000 E15 11