



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**OBRAS HIDRÁULICAS DE PROTECCIÓN
MARGINAL**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

P R E S E N T A :

MARTÍN LUCINO CRUZ MIGUEL



TUTOR:
DR. CARLOS A. ESCALANTE SANDOVAL

2012

JURADO ASIGNADO

PRESIDENTE: DRA. LILIA REYES CHÁVEZ
SECRETARIO: M. EN I. JOSÉ ALFREDO GONZÁLEZ VERDUGO
VOCAL: DR. CARLOS AGUSTÍN ESCALANTE SANDOVAL
SUPLENTE: DR. OCTAVIO RAMÓN SALAZAR SAN ANDRÉS
SUPLENTE: DR. VÍCTOR HUGO ALCOCER YAMANAKA

México, D.F.

Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería.

TUTOR DE TESIS

DR. CARLOS AGUSTÍN ESCALANTE SANDOVAL

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Carlos Escalante, formador incansable de hidrólogos comprometidos con la búsqueda de soluciones y afrontar los problemas sin detrimento de la seguridad de las obras hidráulicas, sin su apoyo desinteresado, este trabajo no hubiera llegado a buen puerto.

La Dra. Lilia Reyes hizo un esfuerzo para darme un espacio en la revisión de este trabajo, sus comentarios y recomendaciones fueron muy importantes para plasmarlos en la elaboración de éste trabajo.

El M. en I. José Alfredo González revisó el trabajo y emitió comentarios críticos que se tomaron en cuenta en la elaboración de este trabajo, mucho agradezco esos comentarios.

El Dr. Octavio Salazar hizo indicaciones puntuales, así como preguntas críticas que permitieron una mejor estructura en el trabajo aquí presentado

El Dr. Víctor Hugo Alcocer Yamanaka, revisó éste trabajo con énfasis en la modelación hidráulica, agradezco profundamente sus observaciones críticas y precisas.

A la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, quien me ha ilustrado en sus aulas con sus magníficos profesores.

No puedo dejar de mencionar al M. en I. Marco Antonio Salas y al Ing. Eduardo Córdoba quienes insistieron en cerrar esta etapa de formación académica, así como al Dr. Óscar Fuentes quien me indujo a realizar los estudios de maestría.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	1
1. ANTECEDENTES.....	3
1.1. TRABAJOS PRELIMINARES (RECORRIDOS)	5
1.2. PROPUESTA DE SOLUCIÓN	6
1.3. BÚSQUEDA Y RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN	6
1.4. INFORMACIÓN CLIMATOLÓGICA	8
2. ESTUDIO HIDROLÓGICO	9
2.1. RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN	10
2.1.1. Información pluviométrica	10
2.1.2. Lluvia máxima anual en 24 horas	12
2.1.3. Información Pluviográfica	16
2.1.4. Deducción de los datos faltantes	17
2.2. CARACTERÍSTICAS FISIográfICAS DE LA CUENCA. ARROYO AGUA DULCE	19
2.2.1. Longitud de la cuenca	19
2.2.2. Área y ancho máximo de la cuenca.....	20
2.2.3. Ancho medio de la cuenca.....	21
2.2.4. Coeficiente de asimetría de la cuenca.....	21
2.2.5. Coeficiente de desarrollo de la línea del parteaguas	22
2.2.6. Orden de las corrientes	23
2.2.7. Densidad de corriente	23
2.2.8. Densidad de drenaje	24
2.2.9. Pendiente media del cauce principal	25
2.2.10. Tiempo de concentración de la cuenca	26
2.2.11. Latitud y longitud del centroide	26
2.2.12. Relaciones de Horton	27
2.3. CARACTERÍSTICAS FISIográfICAS DE LA CUENCA. ARROYO EL BURRO	32
2.3.1. Longitud de la cuenca	32
2.3.2. Área y ancho máximo de la cuenca.....	32
2.3.3. Ancho medio de la cuenca.....	33
2.3.4. Coeficiente de asimetría de la cuenca.....	33
2.3.5. Coeficiente de desarrollo de la línea del parteaguas	33
2.3.6. Orden de las corrientes	33
2.3.7. Densidad de corriente	34
2.3.8. Densidad de drenaje	34
2.3.9. Pendiente media del cauce principal	35
2.3.10. Tiempo de concentración	35
2.3.11. Latitud y longitud del centroide	35
2.3.12. Relaciones de Horton	36
2.4. CONCEPTOS DE PROBABILIDAD.....	39
2.4.1. Periodo de retorno	41
2.4.2. Riesgo.....	42
2.5. HOMOGENEIDAD REGIONAL.....	42
2.5.1. Homogeneidad de las estaciones	43
2.5.2. Independencia de los datos de las estaciones	44
2.6. ANÁLISIS DE FRECUENCIAS	45
2.7. INFLUENCIA DE LAS ESTACIONES SOBRE EL ÁREA EN ESTUDIO	52
2.8. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE FRECUENCIAS	52
2.9. CURVAS I-D-T	55
2.10. COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.....	62
2.11. DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LA LLUVIA.....	66
2.11.1. Hietogramas de diseño para la cuenca del arroyo Agua Dulce.....	66
2.11.2. Hietogramas de diseño para la cuenca del arroyo El Burro	69
2.12. MODELOS LLUVIA ESCURRIMIENTO	71



2.13.	MODELOS EMPÍRICOS.....	71
2.13.1.	<i>Método de envolventes</i>	71
2.13.2.	<i>Formula racional</i>	72
2.14.	MODELOS DE CAJA NEGRA.....	72
2.14.1.	<i>Hidrograma unitario</i>	72
2.14.2.	<i>Hidrograma unitarios sintéticos</i>	74
2.14.3.	<i>Hidrograma unitario instantáneo geomorfológico</i>	76
2.15.	CAUDALES GENERADOS EN LA CUENCA DEL ARROYO AGUA DULCE.....	78
2.16.	CAUDALES GENERADOS EN LA CUENCA DEL ARROYO EL BURRO.....	82
3.	SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL ARROYO AGUA DULCE.....	85
3.1.	DATOS INICIALES PARA EL CÁLCULO HIDRÁULICO.....	85
3.1.1.	<i>Gastos de diseño</i>	86
3.1.2.	<i>Condiciones de frontera</i>	87
3.1.3.	<i>Condiciones hidráulicas para la simulación</i>	87
3.2.	DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD “N DE MANNING”.....	87
3.2.1.	<i>Determinación de n_0 (material involucrado)</i>	88
3.2.2.	<i>Determinación de n_1 (grado de irregularidad)</i>	90
3.2.3.	<i>Determinación de n_2 (variación de la sección transversal)</i>	90
3.2.4.	<i>Determinación de n_3 (obstrucciones)</i>	91
3.2.5.	<i>Determinación de n_4 (vegetación)</i>	93
3.2.6.	<i>Determinación de m_5 (efecto por meandros)</i>	95
3.3.	IDENTIFICACIÓN DE PUNTOS CRÍTICOS Y CONTROLES HIDRÁULICOS.....	95
3.4.	CONSTRUCCIÓN DEL MODELO GEOMÉTRICO.....	97
3.4.1.	<i>Modelo geométrico del tramo: Arroyo Agua Dulce - aguas arriba</i>	97
3.4.2.	<i>Modelo geométrico del tramo: Arroyo Agua Dulce - aguas abajo</i>	98
3.4.3.	<i>Modelo geométrico del tramo: Arroyo El Burro – Tributario</i>	99
3.5.	RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN HIDRÁULICA.....	100
4.	ANÁLISIS TÉCNICO ECONÓMICO.....	107
4.1.	TIPOS DE ESTRUCTURAS DE PROTECCIÓN.....	108
4.2.	VARIANTES DE SOLUCIÓN.....	109
4.3.	PUNTOS DE REFERENCIA.....	110
4.4.	EVALUACIÓN Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS.....	112
5.	DRENAJE PLUVIAL.....	119
5.1.	PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO PARA EL DRENAJE PLUVIAL.....	120
5.2.	INTENSIDAD DE DISEÑO.....	121
5.3.	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.....	121
5.4.	CAUDALES DE DISEÑO.....	122
5.5.	DIMENSIONAMIENTO DE LAS CONDUCCIONES.....	123
5.6.	ESTACIONES DE BOMBEO.....	127
5.6.1.	<i>Pérdidas de carga en el equipo de bombeo</i>	129
5.6.2.	<i>Potencia de la bomba</i>	135
6.	CONCLUSIONES.....	137
7.	BIBLIOGRAFÍA.....	140



INTRODUCCIÓN

Del total de la lluvia media anual que precipita en territorio nacional, el cual es aproximadamente de 780 mm, cerca del 27% se convierte en lluvia en exceso, es decir, unos 410 mil millones de m³, sin embargo, el potencial hídrico es irregular tanto en el tiempo como en el espacio.

Es irregular en el tiempo porque el territorio nacional cuenta con periodos de estiaje y de avenidas claramente diferenciados, así es posible mencionar que de junio a noviembre se presenta la época de avenidas mientras que el estiaje ocurre de diciembre a mayo, aunque existen algunos fenómenos hidrometeorológicos que propician anomalías en ciertas zonas, por ejemplo en el noroeste del país durante los meses de diciembre y enero se generan las llamadas vaguadas o equipatas, que no son otra cosa que lluvias de invierno (Salas, 1999).

Es irregular en el espacio porque las precipitaciones y en consecuencia los escurrimientos en ríos permanentemente caudalosos se concentra en el 25% del territorio, provocando problemas debido a su exceso y es necesario construir obras de drenaje y de control de avenidas para permitir el desarrollo socioeconómico de las comunidades de estas regiones. El riego en estas áreas no es muy importante y las actividades principales se concentran en la extracción y refinación de otros recursos como el petróleo. Estas zonas tienen un gran potencial hidroeléctrico pero también un gran riesgo de afectación. Por otra parte, el 75% del territorio nacional, donde se localizan las principales ciudades, las industrias y las tierras aptas para riego, la disponibilidad hídrica resulta insuficiente para apoyar las altas tasas de desarrollo de estas zonas traduciéndose en sobreexplotación de acuíferos y en la necesidad de realizar transferencias de agua desde otras cuencas.

Lo anterior da pie a estudios que tienen la finalidad de mitigar las afectaciones que estos procesos causan en la sociedad, dichos estudios se apoyan en la ingeniería hidrológica, hidráulica y de obras hidráulicas.

Este trabajo versa acerca de los estudios hidrológicos e hidráulicos que en conjunto permitan plantear las obras hidráulicas necesarias para proteger a una zona ubicada en las márgenes de un río contra el riesgo de inundación ante una crecida que no pueda ser contenida por el cauce natural del río.

Este escrito tiene como objetivo describir y aplicar una metodología o secuencia para la elaboración de un proyecto de protección marginal, para lo cual se hace uso de algunas técnicas estadísticas con la finalidad de detectar inconsistencia, in-homogeneidad, tendencia y dependencia de una serie de datos climatológicos, específicamente precipitación o escurrimientos (para este trabajo precipitación). Para mostrar dicha secuencia, se aplica a una subcuenca de la región hidrológica N°29 Coatzacoalcos, para la determinación de los gastos asociados a la precipitación en la cuenca, se aplica un modelo que transforma la lluvia en escurrimiento y posteriormente se realiza la simulación hidráulica a través del cauce con la finalidad de conocer los niveles de protección.

El presente trabajo esta integrado de la siguiente manera, en el capítulo 1 se describe los antecedentes para la realización de un proyecto de obras de protección marginal.

El capítulo 2 desarrolla el estudio hidrológico para determinar los escurrimientos de diseño asociados a diversos periodos de retorno, basándose en procedimientos que convierten lluvia en escurrimiento, en particular se utiliza la teoría del Hidrograma Unitario Geomorfológico.



El capítulo 3 abarca el estudio de la simulación hidráulica del cauce, los caudales de simulación son los obtenidos del estudio hidrológico y la simulación se hace con la utilización del programa HEC-RAS.

En el capítulo 4 se muestra un análisis técnico económico de solución para definir el periodo de retorno de protección.

El capítulo 5 contiene un análisis del drenaje pluvial en la zona protegida, este análisis se realiza en virtud de que los drenes naturales que escurren hacia cotas más bajas para desembocar en el cuerpo de agua principal, con la construcción de la protección marginal se acumularán inundando o afectando ciertas áreas, por lo anterior es importante conocer la magnitud de dichas aportaciones, para dimensionar los dispositivos que eliminen el agua, en este caso mediante equipos de bombeo.

El capítulo 6 muestra las conclusiones del presente trabajo.



1. ANTECEDENTES

Durante los días 25 a 29 de septiembre del año 2000 se registraron intensas lluvias en la zona comprendida por las localidades de Las Choapas, Agua dulce, La Cangrejera y Nanchital, poblados localizados al sur del estado de Veracruz, Figura 1.1

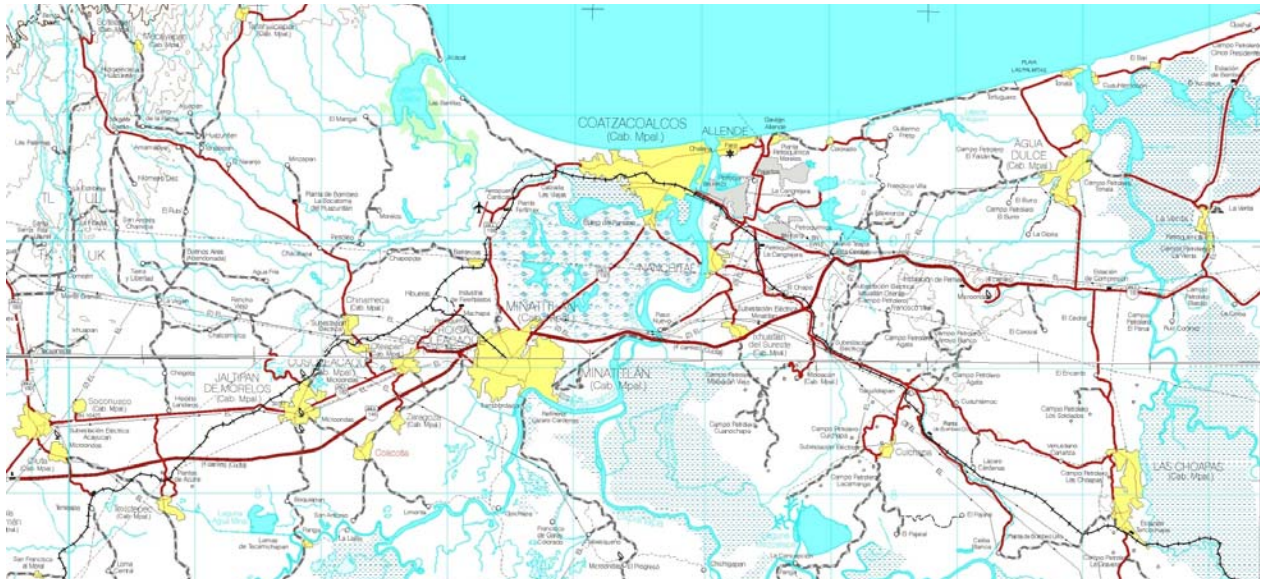


Figura 1.1 Localización del área afectada

Los sitios antes mencionados fueron dañados por el desbordamiento de los ríos y arroyos. Uno de los sitios más afectados fue la zona ubicada en la margen derecha del arroyo Agua Dulce, en la localidad del mismo nombre. Por la presencia de huracanes y frentes fríos se registraron lluvias de gran intensidad. Los habitantes narran que hasta 1999 sólo habían sufrido ligeras inundaciones, pero que año tras año aumentaban los niveles alcanzados.

El 28 de septiembre de 2000 se presentó una inundación por desbordamiento del arroyo Agua Dulce que alcanzó en la localidad tirantes de 50 cm en la parte media (Figura 1.2) y hasta de 2.5 m en las partes más bajas.



Figura 1.2 Inundación en las partes de elevación media de la localidad

La lluvia que produjo el escurrimiento inició desde el día 27 de septiembre y se pudo apreciar en los incrementos de tirante del cauce en el puente principal de la población, como lo muestran las Figuras 1.3 y 1.4



Figura 1.3 *Condiciones normales del arroyo*



Figura 1.4 *Condiciones de avenidas en el arroyo*

Los daños más significativos por la creciente del arroyo fueron la destrucción de varios puentes que comunicaban ambas márgenes y bienes materiales de los habitantes cuyos predios, ubicados en la margen izquierda del arroyo, se inundaron. Cabe mencionar que una gran cantidad de construcciones actualmente invaden el cauce del arroyo, provocando obstrucciones al flujo.



1.1. Trabajos preliminares (recorridos)

Como parte de los trabajos preliminares es importante la realización de recorridos en la zona afectada, dichos recorridos son terrestre y aéreos. Para el caso de la zona estudiada, se recorrió y se ubicaron las estructuras dañadas, como el que se muestra en la siguiente imagen, la cual es la carretera de acceso al poblado, con averías en las alcantarillas de cruce.



Figura 1.5 Cruce del arroyo Agua Dulce con la carretera federal 180

De los recorridos por aire se pudo observar la corriente principal, la cual presenta una serie de meandros que caracterizan a una corriente de pendiente suave (Figura 1.6), también se apreció que el arroyo llamado "El Burro", es el más importante de los afluentes del arroyo principal, dicha corriente posee un área tributaria que representa el 30% de la cuenca total del arroyo Agua Dulce.



Figura 1.6 Vista del arroyo Agua Dulce con presencia de meandros

La mayor parte de la población de Agua Dulce se encuentra asentada en la margen izquierda del arroyo, ésta presenta asentamientos irregulares y desordenados que caen dentro de la zona federal provocando con ello obstrucciones a la corriente.

Los puentes de cruce vehicular y peatonal son estructuras de tubos de acero con varios apoyos en el cauce, lo que provoca retención de basura, como se aprecia en la siguiente figura.



Figura 1.7 Retención de basura en las pilas de los puentes de cruce

En la margen derecha del arroyo, existen la zona de talleres, escuela y hospital los cuales resultaron fuertemente erosionados en sus cimientos, lo que provocó que algunas de estas estructuras estuvieran en riesgo de colapso ante el paso de otras crecidas. La zona habitacional, topográficamente se localiza en una región baja que aunado a un sistema de drenaje pluvial deficiente propicia que dicha área se inunde.

1.2. Propuesta de solución

La propuesta de solución que permita la realización de un proyecto de obras de protección en la margen del arroyo se puede resumir en los siguientes puntos:

- 1.- Elaboración de un estudio hidrológico que determine, con base en la información existente, el gasto de la cuenca del arroyo Agua Dulce para diferentes periodos de retorno
- 2.- Con los caudales obtenidos en el punto 1, simular el comportamiento hidráulico del arroyo y estimar el caudal de la corriente durante el periodo de afectación con el objetivo de establecer el periodo de recurrencia de la afectación.
- 3.- Mostar variantes de protección adecuadas a las condiciones del sitio.
- 4.- Proporcionar información para el diseño de las estructuras de protección, como niveles de agua, caudal, etc.

1.3. Búsqueda y recopilación de Información

En este apartado se muestra la información recopilada para la realización de los estudios hidrológicos e hidráulicos que permitan definir las obras de protección; aún cuando la mayor parte de los datos para un estudio hidrológico son de la Comisión Nacional del Agua (CNA), se deben explorar en otras dependencias como el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) y la Comisión Federal de Electricidad (CFE). La información climatológica se obtuvo del disco compacto ERIC®, el cual, contiene una base de datos con información de tipo



climatológico tales como precipitación, temperatura, evaporación, niebla y nubosidad. En la Tabla 1.1 se muestra una relación de las estaciones de interés que son las que se encuentran cercanas a la zona de estudio.

Tabla 1.1 Ubicación de estaciones climatológicas de interés

Estación	Nombre	Estado	Latitud		Longitud		Periodo de datos	
7106	LAS PEÑITAS, OSTUACAN	Chiapas	17	26	93	29	01/01/68	31/12/90
27003	BLASILLO, HUIMANGUILLO	Tabasco	18	6	93	56	01/01/69	31/12/83
27007	CAMPO E. W. 75, CARDENAS	Tabasco	18	0	93	37	01/06/61	31/12/83
27013	ENCRUCIJADA, CARDENAS	Tabasco	18	18	93	29	01/04/65	31/10/79
27015	FCO. RUEDA, HUIMANGUILLO	Tabasco	17	50	93	54	01/07/65	31/06/85
27018	HUIMANGUILLO, (SMN)	Tabasco	17	52	93	28	19/01/61	31/02/76
27023	LAGUNA DEL ROSARIO, DGE	Tabasco	17	50	93	48	01/04/69	31/05/71
27026	LA VENTA, HUIMANGUILLO	Tabasco	18	8	94	1	01/07/63	31/05/82
27032	MEZCALAPA, HUIMANGUILLO	Tabasco	17	38	93	25	01/07/61	31/05/79
27033	MOSQUITERO, HUIMANGUILLO	Tabasco	17	44	93	38	01/01/86	31/08/79
27033	MOSQUITERO, HUIMANGUILLO	Tabasco	17	44	93	38	01/01/61	31/12/90
27049	TEQUILA, JALAPA (DGE)	Tabasco	17	52	93	44	01/05/70	31/03/83
27052	TUPILCO, COMALCALCO DGE	Tabasco	18	26	93	28	01/09/64	31/03/82
27073	POBLADO C-09, CARDENAS	Tabasco	18	18	93	25	01/01/77	31/01/80
27074	POBLADO C-11, CARDENAS	Tabasco	18	18	93	33	01/01/77	31/12/79
27075	POBLADO C-15, CARDENAS	Tabasco	18	14	93	29	01/01/77	31/12/83
27076	POBLADO C-16, CARDENAS	Tabasco	18	14	93	25	01/01/77	31/12/83
27077	POBLADO C-22, CARDENAS	Tabasco	18	9	93	33	01/01/77	31/12/83
27078	POBLADO C-28, CARDENAS	Tabasco	18	4	93	25	01/01/77	31/12/83
27080	P. C-32, HUIMANGUILLO	Tabasco	17	58	93	25	01/01/77	31/09/83
30001	ACAYUCAN, ACAYUCAN	Veracruz	17	57	94	55	01/01/61	31/04/81
30001	ACAYUCAN, ACAYUCAN	Veracruz	17	57	94	55	01/01/61	31/12/90
30005	AGUA DULCE, COATZACOALCOS	Veracruz	18	8	94	8	01/01/69	31/10/83
30037	CUITLAHUAC, LAS CHOAPAS	Veracruz	17	43	93	56	01/09/64	31/12/89
30043	CHINAMECA, CHINAMECA	Veracruz	18	10	94	40	01/07/69	31/03/90
30064	HIDALGOTITLAN	Veracruz	17	47	94	39	01/01/61	31/03/83
30065	HUAZUNTLAN	Veracruz	18	10	94	47	01/01/61	31/06/80
30077	JALTIPAN DE MORELOS	Veracruz	17	58	94	43	01/01/61	31/12/89
30090	LAS PERLAS, J. CARRANZA	Veracruz	17	25	94	55	01/09/62	31/12/89
30107	MINATITLAN, MINATITLAN	Veracruz	17	59	94	32	01/01/61	31/12/90
30113	NANCHITAL (SMN)	Veracruz	18	4	94	23	01/01/61	31/11/83
30167	TANCOCHAPA, MINATITLAN	Veracruz	17	54	94	5	01/01/61	31/12/89
30172	TECUANAPA, LAS CHOAPAS	Veracruz	17	36	94	9	01/01/61	31/12/90
30214	NANCHITAL, (DGE)	Veracruz	18	4	94	23	01/01/61	31/12/83
30215	NANCHITAL, (CFE)	Veracruz	18	4	94	23	01/01/61	31/12/83
30293	SOTEAPAN, SOTEAPAN	Veracruz	18	13	94	51	01/03/76	31/12/88
30303	HIDALGO AMAJAC	Veracruz	17	26	94	27	01/05/76	31/12/83
30312	EL ENCAJONADO, MINATITLAN	Veracruz	17	26	94	13	01/11/77	31/12/83
30327	TIERRA MORADA	Veracruz	17	34	94	9	01/11/77	31/01/90
30327	TIERRA MORADA	Veracruz	17	34	94	9	01/01/69	31/12/90
30383	SAN JOSE DEL CARMEN	Veracruz	17	52	94	6	01/05/83	31/09/83

Fuente: Extractor Rápido de Información Climatológica, IMTA-CNA, 1998

También se obtuvo información pluviográfica de la estación Coatzacoalcos, a manera de ejemplo se presenta una curva en la Figura 1.8.



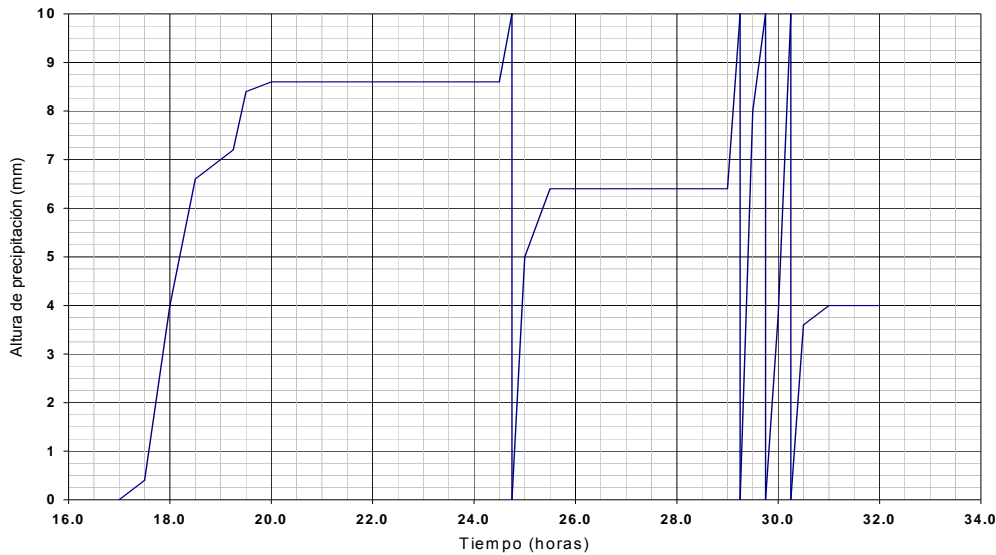


Figura 1.8 Pluviógrafo Coatzacoalcos, tormenta del 1 de enero de 1971

Para los trabajos de topografía es importante el establecimiento de un banco de nivel, en tanto que para plantear una ruta para el trazo de la poligonal de apoyo es conveniente el apoyo de cartas topográficas de INEGI, para el caso en estudio, se adquirieron las siguientes:

- Carta topográfica escala 1:50000 No. E15A86 (Agua Dulce), 1984
- Carta topográfica escala 1:250,000 No. E15-1-4 (Coatzacoalcos), 1998
- Carta topográfica escala 1:250,000 No. E15-5 (Frontera), 1998
- Carta topográfica escala 1:250,000 No. E15-7 (Minatitlán), 1998
- Carta topográfica escala 1:250,000 No. E15-8 (Villahermosa), 1998

En las cartas 1:250,000, se trazó la cuenca en estudio y se ubicaron las estaciones climatológicas; en la carta escala 1:50,000, se digitalizó la topografía y fue la base para la obtención de la morfología de la cuenca para su posterior tratamiento que se muestra en el capítulo 2.

1.4. Información climatológica

Se extrajo la información climatológica en un radio de influencia de 80 km. a la zona de estudio, el objetivo de este trazado es ubicar de manera preliminar las probables estaciones que posteriormente servirán para el análisis, debido a que el ERIC permite seleccionar regiones de tipo rectangular, se trazó un cuadrado de 160 km. de lado, esto es, el círculo quedó inscrito en la región seleccionada.

La información proporcionada por la Gerencia Regional Golfo Centro de la Comisión Nacional del Agua, complementó la información recabada hasta ese momento. Por otra parte, la información proporcionada por la CFE, son datos del mes de Octubre de 2000, pero no fue posible conseguir datos correspondientes al intervalo 1995-2000,

En la medida de lo posible es deseable contar con información topográfica (cartas topográficas), así como secciones batimétricas que son necesarias para el desarrollo de los proyectos y simulación hidráulica del arroyo, finalmente información geotécnica.



2. ESTUDIO HIDROLÓGICO

Dentro de las regiones hidrológicas en que se divide la República Mexicana (Figura 2.1), el arroyo Agua Dulce, pertenece a la región hidrológica # 29 cuya vertiente es el Golfo de México, la región hidrológica # 29 ocupa parte del territorio de los estados de Veracruz, Oaxaca y Tabasco, sus principales afluentes son el río Coatzacoalcos y Tonalá.



Figura 2.1 Regiones hidrológicas de la República Mexicana

Durante el periodo del 26 al 29 de septiembre de 2000 se registraron intensas lluvias en la zona comprendida entre Las Choapas, Agua Dulce, La Cangrejera y Nanchital, poblados localizados al sur del estado de Veracruz; estos sitios resultaron dañados por los sucesos de finales de septiembre de 2000.

A 2 km aguas arriba de la confluencia del arroyo Agua Dulce con el río Tonalá, se ubica la localidad de Agua Dulce, la cual es cruzada por una corriente en el sentido este-oeste, en un desarrollo aproximado de 5 km. En esta localidad, las afectaciones fueron provocadas por los escurrimientos generados en la cuenca del arroyo, los niveles alcanzados por el agua resultaron superiores a las cotas de las márgenes desbordando a ambos lados del cauce; en las partes topográficamente más bajas, el agua llegó a tener 2.5 m de tirante sobre el nivel de banquetas.

En la margen izquierda del arroyo se ubica la Cabecera Municipal, donde se presentaron inundaciones, así como destrucción de viviendas y pérdidas económicas de la población; en la margen derecha se ubican las instalaciones del principal centro económico de la población, en dicha margen la inundación afectó oficinas, escuela, hospital, zona habitacional y diversas instalaciones, también resultó afectada la infraestructura carretera, ya que algunos puentes fueron destruidos y otros quedaron en malas condiciones; los puentes peatonales sobre el arroyo Agua Dulce, que comunicaban ambas márgenes fueron destruidos.

El principal objetivo de éste capítulo es la realización un estudio hidrológico de la cuenca del arroyo Agua Dulce que determine los gastos de diseño para las obras de protección marginal.

2.1. Recopilación y análisis de la información

En México, es común que los registros de precipitación sean más abundantes que los de escurrimiento, y es precisamente la situación que se presenta para el problema en cuestión, por lo que será necesario aplicar métodos, que permitan determinar el escurrimiento mediante las características de la cuenca y los datos de precipitación de las estaciones cercanas al sitio en estudio; hay que tener en cuenta que conforme se disponga de mayor cantidad de información hidrológica, se pueden dar resultados con mayor confiabilidad, lo mismo sucede con las conclusiones hidrológicas a que se llegue. En la Tabla 2.1 se presenta una relación de la información recopilada que sirvió para realizar el estudio hidrológico.

Tabla 2.1 Información recopilada para el estudio hidrológico

Nº.	Concepto	Fecha de emisión	Fuente
1	Cartas Topográfica escala 1:50000	1984	INEGI
2	Cartas Topográfica escala 1:250000	1998	INEGI
3	Recorrido en el área afectada	Octubre/2000	Cuenca del arroyo
4	Precipitación máxima en 24 horas	1961-2000	ERIC-IMTA
5	Información Pluviográfica	1983-1995	DEPFI - UNAM

2.1.1. Información pluviométrica

La Gerencia Regional Golfo Centro de la CNA, facilitó la información, la cual sirvió para completar los registros obtenidos con ERIC, la información climatológica recopilada se presenta en la Tabla 2.2, en dicha tabla se muestra el periodo de datos existentes para cada estación.

Tabla 2.2 Estaciones climatológicas ubicadas en un radio de 80 km del sitio en estudio

#	Clave	Estado	Nombre	Periodo de datos	
				Inicio	Final
1	27003	Tabasco	BLASILLO, HUIMANGUILLO	01/01/69	31/12/83
2	27007	Tabasco	CAMPO E. W. 75, CARDENAS	01/06/61	31/12/83
3	27013	Tabasco	ENCRUCIJADA, CARDENAS	01/04/65	31/10/79
4	27015	Tabasco	FCO. RUEDA, HUIMANGUILLO	01/07/65	31/06/85
5	27018	Tabasco	HUIMANGUILLO, (SMN)	01/19/61	31/02/76
6	27023	Tabasco	LAGUNA DEL ROSARIO, DGE	01/04/69	31/05/71
7	27026	Tabasco	LA VENTA, HUIMANGUILLO	01/07/63	31/05/82
8	27032	Tabasco	MEZCALAPA, HUIMANGUILLO	01/07/61	31/05/79
9	27033	Tabasco	MOSQUITERO, HUIMANGUILLO	01/01/61	31/08/79
10	27033	Tabasco	MOSQUITERO, HUIMANGUILLO	01/01/61	31/12/90
11	27049	Tabasco	TEQUILA, JALAPA (DGE)	01/05/70	31/03/83
12	27052	Tabasco	TUPILCO, COMALCALCO DGE	01/09/64	31/03/82
13	27073	Tabasco	POBLADO C-09, CARDENAS	01/01/77	31/01/80
14	27074	Tabasco	POBLADO C-11, CARDENAS	01/01/77	31/12/79
15	27075	Tabasco	POBLADO C-15, CARDENAS	01/01/77	31/12/83
16	27076	Tabasco	POBLADO C-16, CARDENAS	01/01/77	31/12/83
17	27077	Tabasco	POBLADO C-22, CARDENAS	01/01/77	31/12/83
18	27078	Tabasco	POBLADO C-28, CARDENAS	01/01/77	31/12/83
19	27080	Tabasco	P. C-32, HUIMANGUILLO	01/01/77	31/09/83



#	Clave	Estado	Nombre	Periodo de datos	
				Inicio	Final
20	30001	Veracruz	ACAYUCAN, ACAYUCAN	01/01/61	31/04/81
21	30001	Veracruz	ACAYUCAN, ACAYUCAN	01/01/61	31/12/90
22	30005	Veracruz	AGUA DULCE, COATZACOALCOS	01/01/69	31/10/83
23	30037	Veracruz	CUITLAHUAC, LAS CHOAPAS	01/09/64	31/12/89
24	30043	Veracruz	CHINAMECA, CHINAMECA	01/07/69	31/03/90
25	30064	Veracruz	HIDALGOTITLAN	01/01/61	31/03/83
26	30065	Veracruz	HUAZUNTLAN	01/01/61	31/06/80
27	30077	Veracruz	JALTIPAN DE MORELOS	01/01/61	31/12/89
28	30090	Veracruz	LAS PERLAS, J. CARRANZA	01/09/62	31/12/89
29	30107	Veracruz	MINATITLAN, MINATITLAN	01/01/61	31/12/90
30	30113	Veracruz	NANCHITAL (SMN)	01/01/61	31/11/83
31	30167	Veracruz	TANCOCHAPA, MINATITLAN	01/01/61	31/12/89
32	30172	Veracruz	TECUANAPA, LAS CHOAPAS	01/01/61	31/12/90
33	30214	Veracruz	NANCHITAL, (DGE)	01/01/61	31/12/83
34	30215	Veracruz	NANCHITAL, (CFE)	01/01/61	31/12/83
35	30293	Veracruz	SOTEAPAN, SOTEAPAN	01/03/76	31/12/88
36	30303	Veracruz	HIDALGO AMAJAC	01/05/76	31/12/83
37	30312	Veracruz	EL ENCAJONADO, MINATITLAN	01/11/77	31/12/83
38	30327	Veracruz	TIERRA MORADA	01/11/77	31/01/90
39	30327	Veracruz	TIERRA MORADA	01/01/69	31/12/90
40	30383	Veracruz	SAN JOSE DEL CARMEN	01/05/83	31/09/83

Fuente: Extractor Rápido de Información Climatológica

Al analizar la información, se encontró que existen estaciones que están repetidas por lo que se excluyen del análisis, la Tabla 2.3 muestra las estaciones climatológicas repetidas y que serán omitidas en el análisis

Tabla 2.3 Estaciones climatológicas repetidas

#	Clave	Estado	Nombre
9	27033	Tabasco	MOSQUITERO, HUIMANGUILLO
20	30001	Veracruz	ACAYUCAN, ACAYUCAN
33	30214	Veracruz	NANCHITAL (SMN)
34	30215	Veracruz	NANCHITAL, (CFE)
38	30327	Veracruz	TIERRA MORADA

Fuente: Extractor Rápido de Información Climatológica, IMTA

Posteriormente se encontró que existen estaciones que tienen un registro corto (menos de 6 años de registro), estas estaciones se excluyen y se muestran en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4 Estaciones con registro corto

#	Clave	Estado	Nombre	Años de registro
6	27023	Tabasco	LAGUNA DEL ROSARIO, DGE	2
13	27073	Tabasco	POBLADO C-09, CARDENAS	3
14	27074	Tabasco	POBLADO C-11, CARDENAS	2
40	30383	Veracruz	SAN JOSE DEL CARMEN	0

Fuente: Extractor Rápido de Información Climatológica, IMTA 1994



Así, de un total de 40 estaciones identificadas inicialmente, al aplicar el criterio de repetición de estación y longitud corta del registro, quedaron 31 estaciones, estas se muestran en la tabla y figura siguientes.

Tabla 2.5 Estaciones climatológicas seleccionadas para su posterior análisis

#	Clave	Estado	Nombre	Periodo de datos	
				Inicio	Final
1	27003	Tabasco	BLASILLO, HUIMANGUILLO	01/01/69	31/12/83
2	27007	Tabasco	CAMPO E. W. 75, CARDENAS	01/06/61	31/12/83
3	27013	Tabasco	ENCRUCIJADA, CARDENAS	01/04/65	31/10/79
4	27015	Tabasco	FCO. RUEDA, HUIMANGUILLO	01/07/65	31/06/85
5	27018	Tabasco	HUIMANGUILLO, (SMN)	01/19/61	31/02/76
6	27026	Tabasco	LA VENTA, HUIMANGUILLO	01/07/63	31/05/82
7	27032	Tabasco	MEZCALAPA, HUIMANGUILLO	01/07/61	31/05/79
8	27033	Tabasco	MOSQUITERO, HUIMANGUILLO	01/01/61	31/12/90
9	27049	Tabasco	TEQUILA, JALAPA (DGE)	01/05/70	31/03/83
10	27052	Tabasco	TUPILCO, COMALCALCO DGE	01/09/64	31/03/82
11	27075	Tabasco	POBLADO C-15, CARDENAS	01/01/77	31/12/83
12	27076	Tabasco	POBLADO C-16, CARDENAS	01/01/77	31/12/83
13	27077	Tabasco	POBLADO C-22, CARDENAS	01/01/77	31/12/83
14	27078	Tabasco	POBLADO C-28, CARDENAS	01/01/77	31/12/83
15	27080	Tabasco	P. C-32, HUIMANGUILLO	01/01/77	31/09/83
16	30001	Veracruz	ACAYUCAN, ACAYUCAN	01/01/61	31/12/90
17	30005	Veracruz	AGUA DULCE, COATZACOALCOS	01/01/69	31/10/83
18	30037	Veracruz	CUITLAHUAC, LAS CHOAPAS	01/09/64	31/12/89
19	30043	Veracruz	CHINAMECA, CHINAMECA	01/07/69	31/03/90
20	30064	Veracruz	HIDALGOTITLAN	01/01/61	31/03/83
21	30065	Veracruz	HUAZUNTLAN	01/01/61	31/06/80
22	30077	Veracruz	JALTIPAN DE MORELOS	01/01/61	31/12/89
23	30090	Veracruz	LAS PERLAS, J. CARRANZA	01/09/62	31/12/89
24	30107	Veracruz	MINATITLAN, MINATITLAN	01/01/61	31/12/90
25	30113	Veracruz	NANCHITAL, (DGE)	01/01/61	31/12/83
26	30167	Veracruz	TANCOCHAPA, MINATITLAN	01/01/61	31/12/89
27	30172	Veracruz	TECUANAPA, LAS CHOAPAS	01/01/61	31/12/90
28	30293	Veracruz	SOTEAPAN, SOTEAPAN	01/03/76	31/12/88
29	30303	Veracruz	HIDALGO AMAJAC	01/05/76	31/12/83
30	30312	Veracruz	EL ENCAJONADO, MINATITLAN	01/11/77	31/12/83
31	30327	Veracruz	TIERRA MORADA	01/01/69	31/12/90

Fuente: Extractor Rápido de Información Climatológica

2.1.2. Lluvia máxima anual en 24 horas

Para realizar el análisis de frecuencias de los datos de alguna estación, es necesario extraer la información, como lo que se pretende conseguir son eventos extremos, se extrae la lluvia máxima anual en 24 horas, al mismo tiempo que se obtiene el número de días con lluvia apreciable, es decir lluvia registrada mayor a 1 mm. En la Tabla 2.6 y Tabla 2.7 se muestran los datos recopilados para cada estación enlistada en la Tabla 2.5.



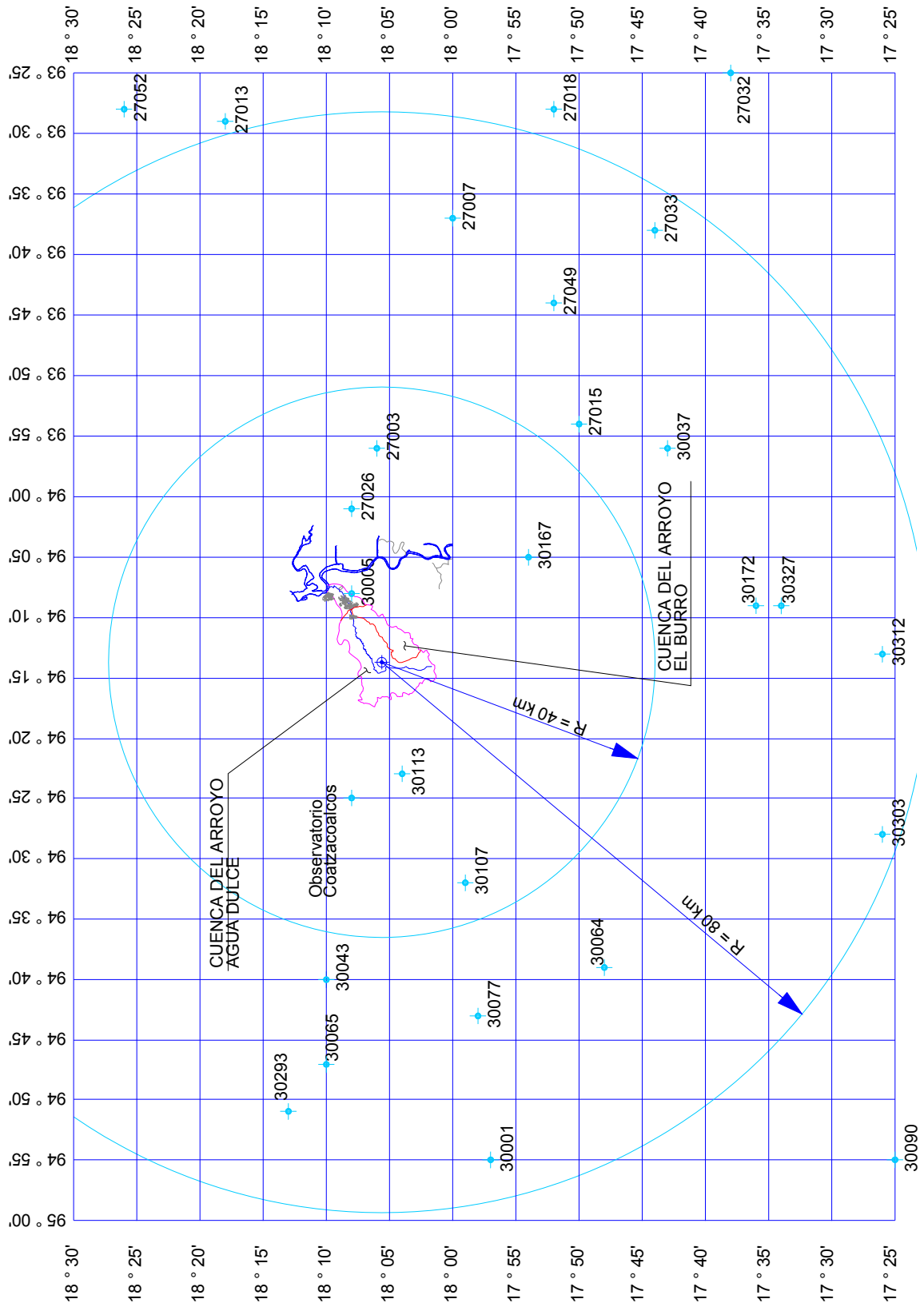


Figura 2.2 Estaciones climatológicas analizadas

que quedan excluidas en esta etapa se muestran en la Tabla 2.8, en tanto que son tomadas en cuenta para el análisis hidrológico se enlistan en la Tabla 2.9.

Tabla 2.8 Estaciones excluidas

Clave	Estado	Nombre	Años de registro
27075	Tabasco	Poblado C-15, Cárdenas	4
27076	Tabasco	Poblado C-16, Cárdenas	4
27077	Tabasco	Poblado C-22, Cárdenas	3
27078	Tabasco	Poblado C-28, Cárdenas	4
27080	Tabasco	P. C-32, Huimanguillo	3

Fuente: Extractor Rápido de Información Climatológica

Tabla 2.9 Estaciones climatológicas seleccionadas para el análisis hidrológico

#	Clave	Estado	Nombre	Periodo de datos	
				Inicio	Final
1	27003	Tabasco	BLASILLO, HUIMANGUILLO	01/01/69	31/12/83
2	27007	Tabasco	CAMPO E. W. 75, CARDENAS	01/06/61	31/12/83
3	27013	Tabasco	ENCRUCIJADA, CARDENAS	01/04/65	31/10/79
4	27015	Tabasco	FCO. RUEDA, HUIMANGUILLO	01/07/65	31/06/85
5	27018	Tabasco	HUIMANGUILLO, (SMN)	01/19/61	31/02/76
6	27026	Tabasco	LA VENTA, HUIMANGUILLO	01/07/63	31/05/82
7	27032	Tabasco	MEZCALAPA, HUIMANGUILLO	01/07/61	31/05/79
8	27033	Tabasco	MOSQUITERO, HUIMANGUILLO	01/01/61	31/12/90
9	27049	Tabasco	TEQUILA, JALAPA (DGE)	01/05/70	31/03/83
10	27052	Tabasco	TUPILCO, COMALCALCO DGE	01/09/64	31/03/82
11	30001	Veracruz	ACAYUCAN, ACAYUCAN	01/01/61	31/12/90
12	30005	Veracruz	AGUA DULCE, COATZACOALCOS	01/01/69	31/10/83
13	30037	Veracruz	CUITLAHUAC, LAS CHOAPAS	01/09/64	31/12/89
14	30043	Veracruz	CHINAMECA, CHINAMECA	01/07/69	31/03/90
15	30064	Veracruz	HIDALGOTITLAN	01/01/61	31/03/83
16	30065	Veracruz	HUAZUNTLAN	01/01/61	31/06/80
17	30077	Veracruz	JALTIPAN DE MORELOS	01/01/61	31/12/89
18	30090	Veracruz	LAS PERLAS, J. CARRANZA	01/09/62	31/12/89
19	30107	Veracruz	MINATITLAN, MINATITLAN	01/01/61	31/12/90
20	30167	Veracruz	TANCOCHAPA, MINATITLAN	01/01/61	31/12/89
21	30172	Veracruz	TECUANAPA, LAS CHOAPAS	01/01/61	31/12/90
22	30113	Veracruz	NANCHITAL, (DGE)	01/01/61	31/12/83
23	30293	Veracruz	SOTEAPAN, SOTEAPAN	01/03/76	31/12/88
24	30303	Veracruz	HIDALGO AMAJAC	01/05/76	31/12/83
25	30312	Veracruz	EL ENCAJONADO, MINATITLAN	01/11/77	31/12/83
26	30327	Veracruz	TIERRA MORADA	01/01/69	31/12/90

Fuente: Extractor Rápido de Información Climatológica

2.1.3. Información Pluviográfica

En general, nuestro país cuenta con una escasa red de pluviógrafos, que obligan a utilizar la información pluviométrica, sin embargo, si se admite que en un área determinada se presenta un mismo patrón, en este caso precipitación, la distribución temporal de la lluvia que ocurre en cierta parte puede ser transferida a otra zona dentro de la misma región. De la información



pluviográfica del Observatorio de Coatzacoalcos, Veracruz; se extrajo la lluvia máxima en 24 horas y de las curvas masa la precipitación máxima en una hora y en 30 minutos. La Tabla 2.10 muestra los valores para la lluvia máxima en 24 horas, para las duraciones de 1 hora y 30 minutos.

Tabla 2.10 Lluvia máxima en 24 horas, 1 hora y en 30 minutos registrado por el Observatorio de Coatzacoalcos, Ver.

Año	Precipitación (mm)			Año	Precipitación (mm)		
	Máx en 24 h	1 hora	30 min		Máx en 24 h	1 hora	30 min
1971	44	17.4	11.6	1984	93.9	38.5	22.5
1972	82.6	54.8	33	1985	94	54.6	43.6
1973	152.8	33.9	20.4	1986	63.4	38	26
1974	196	50.3	32.8	1987	136	64	46
1975	120	65	48	1988			
1976	63.4	28.3	16.1	1989			
1977	55.8	31.1	19	1990	63.6	55.5	30
1978	325.1	67	39	1991	84	49.1	30.2
1979	125.9	25.8	21.5	1992	111	73.5	37.5
1980	153	47	39	1993	83	61.1	35
1981	46	27.3	16.5	1994	60.5	33.4	19.9
1982				1995	53.7	17.8	15
1983							

Fuente: Pluviógrafo Coatzacoalcos, Veracruz

2.1.4. Dedución de los datos faltantes

Es común que los datos extraídos de las estaciones climatológicas estén incompletos. Para el análisis hidrológico, es importante completar los espacios vacíos con ayuda de las estaciones cercanas al sitio de interés, para el presente estudio se utilizará el siguiente criterio:

Ya que se requiere analizar los eventos extremos, los datos faltantes se completan con la media estadística de la estación y se comparan con la media estadística de la región; si el valor de la media estadística de la estación es mayor que la media estadística de la región, se completará con la media estadística de la estación y si fuera el caso contrario, se completará con la media estadística de la región

En la tabla 2.11 se presenta un concentrado de los registros de las estaciones, en el se incluye los datos faltantes deducidos.



2.2. Características fisiográficas de la cuenca. Arroyo Agua Dulce

En este capítulo se describen las características fisiográficas de la cuenca del arroyo Agua Dulce, dado que las características son únicas para cada cuenca, es importante obtenerlas.

Al analizar la cuenca, se aprecia que existen dos afluentes principales que aportan sus caudales hasta el sitio de interés; estos son el arroyo Agua Dulce y el arroyo El Burro. Estos arroyos poseen una cuenca propia bien definida, por tal motivo en este estudio se consideran dos cuencas de aportación: La cuenca del arroyo Agua Dulce y la cuenca del arroyo El Burro.

El análisis morfológico de la cuenca, consiste en el estudio de las formas superficiales, determinándose los rasgos característicos de la superficie. La cuenca hidrológica funciona como un gran colector que recibe las precipitaciones y las transforma en escurrimientos; esta transferencia se realiza con pérdidas (infiltración, evaporación, transpiración, retención) cuyo proceso es complejo y depende de diversos factores, entre los que predominan el clima y la configuración del terreno, en las cuales se desarrollan los fenómenos hidrológicos.

Se ha comprobado que determinados parámetros tienen influencia en la respuesta hidrológica de una cuenca y por ello son punto de partida de los análisis y determinaciones cuantitativas, algunos de estos son el área, la forma, pendiente y la elevación media de la cuenca, las características de la red de drenaje y del cauce principal, es importante mencionar que la cuenca queda delimitada por la línea parteaguas, entendiendo por cuenca y parteaguas lo siguiente:

Cuenca es el área que contribuye al escurrimiento y que proporciona parte o todo el flujo de la corriente principal y de sus tributarios.

Parteaguas es una línea imaginaria del contorno de la cuenca que la separa de cuencas adyacentes o vecinas; distribuye el escurrimiento originado por la precipitación, en el sistema de cauces que fluye a la salida de la cuenca; esta línea imaginaria corta ortogonalmente las curvas de nivel y pasa por los puntos de mayor nivel topográfico, esta línea nunca corta un arroyo o río, excepto en el punto de interés de la cuenca, es decir a la salida.

2.2.1. Longitud de la cuenca

En general se presentan dos tipos de cuencas, las regulares y las irregulares, para el caso de la cuenca del arroyo Agua Dulce es irregular.

Para medir la longitud de la cuenca se trazan círculos, procurando que sean tangentes a la línea del parteaguas; la suma de los diámetros de estos círculos, define la longitud de la cuenca; la Figura 2.3 muestra los trazos realizados para definir la longitud de la cuenca del arroyo Agua Dulce, el cual resultó de 16.05 km.



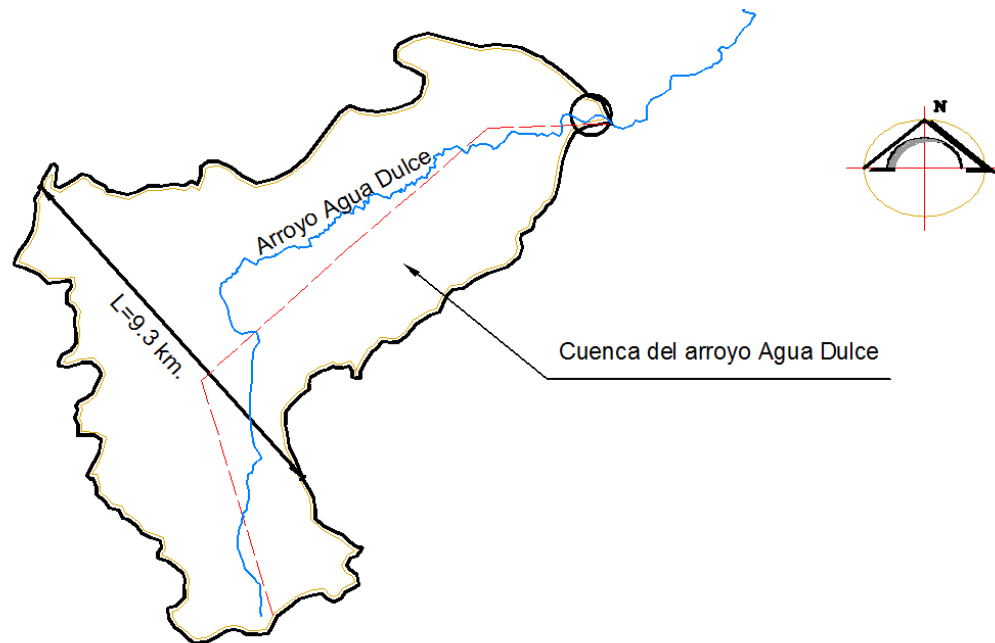


Figura 2.3 Longitud de la cuenca del arroyo Agua Dulce

2.2.2. Área y ancho máximo de la cuenca

El área de una cuenca, es el área plana en proyección horizontal encerrada por su parteaguas, usualmente al área se determina con planímetro y se representa en kilómetros cuadrados aunque actualmente con las herramientas de cómputo es posible hacerlo desde una computadora.

Las investigaciones hidrológicas han puesto de manifiesto que existe una diferencia significativa entre una cuenca pequeña y una grande. En una cuenca pequeña la cantidad y distribución del escurrimiento son influenciadas principalmente por las condiciones físicas del suelo y por la cobertura. Para cuencas grandes, el efecto de almacenamiento en el cauce llega a ser importante y habrá que dedicarle mayor atención.

Es difícil distinguir entre una cuenca pequeña y una grande; según Ven Te Chow (Chow, 1989) una cuenca pequeña es aquella que es sensible a las lluvias de alta intensidad y corta duración y en la cual predominan las características físicas del suelo con respecto a las del cauce; en esta definición se considera que el tamaño de una cuenca puede variar hasta 130 km², sin embargo, otros autores mencionan que el rango superior de la cuenca pequeña hasta los 250 km² (Springall, 1970).

El área que se determinó para la cuenca del arroyo Agua Dulce es de 89.7 km², por lo que se acepta que corresponde a una cuenca pequeña.

El ancho máximo de la cuenca es la longitud de mayor distancia perpendicular a la línea que determina la longitud de la cuenca, la Figura 2.4 muestra el lugar donde se presenta el ancho máximo cuyo valor es de 9.3 km.

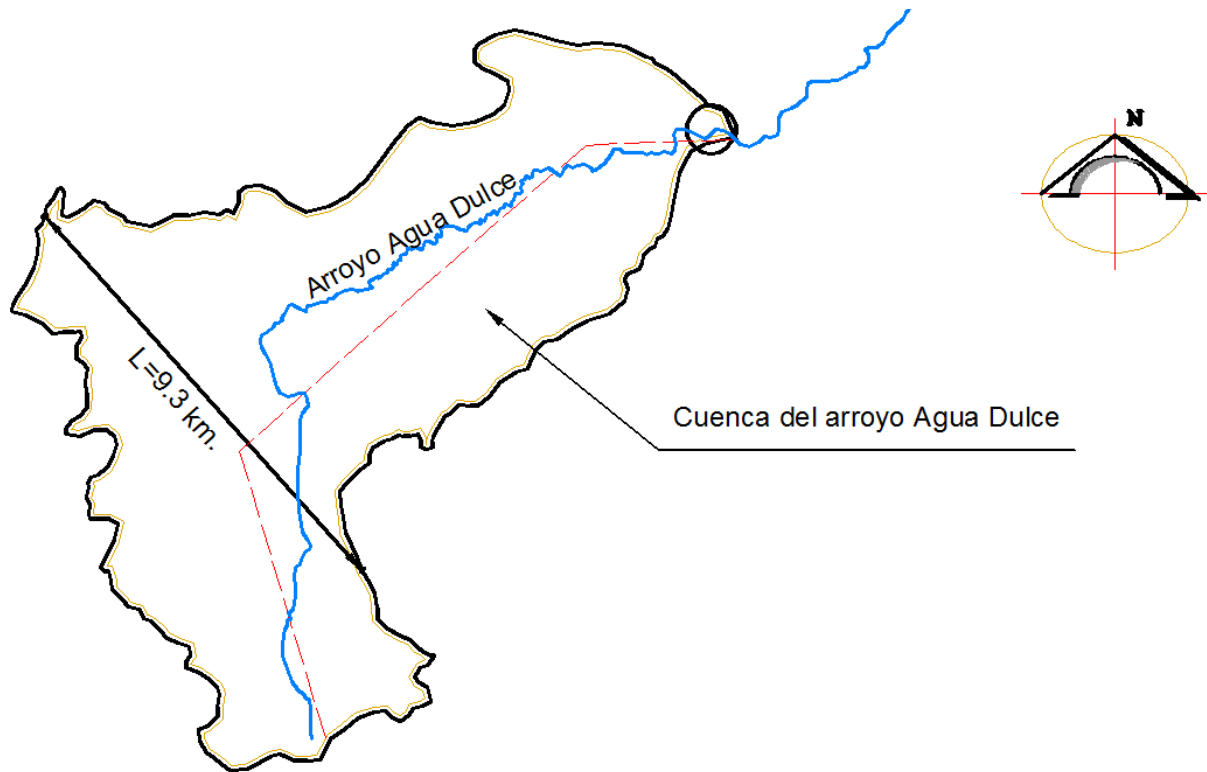


Figura 2.4 Ancho máximo de la cuenca del arroyo Agua Dulce

2.2.3. Ancho medio de la cuenca

El ancho medio de la cuenca es una transformación puramente geométrica del área de la cuenca a un rectángulo donde uno de los lados corresponde a la longitud de la cuenca y el restante al ancho medio. Para la cuenca del arroyo Agua Dulce el ancho medio de la cuenca se define como:

$$Ancho_{medio} = \frac{A_c}{L_c} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

donde:

A_c área de la cuenca, km²
 L_c longitud de la cuenca, km

$$Ancho_{medio} = \frac{89.7 \text{ km}^2}{16.05 \text{ km}} = 5.59 \text{ km}$$

2.2.4. Coeficiente de asimetría de la cuenca

El coeficiente de asimetría de la cuenca es una relación adimensional de las áreas reportadas a cada lado de las márgenes del río, teniendo como límite la línea del parteaguas, el rango de variación es $-2 < a < 2$; en la Figura 2.5 se indican las áreas correspondientes a los lados izquierdo y derecho de la cuenca.

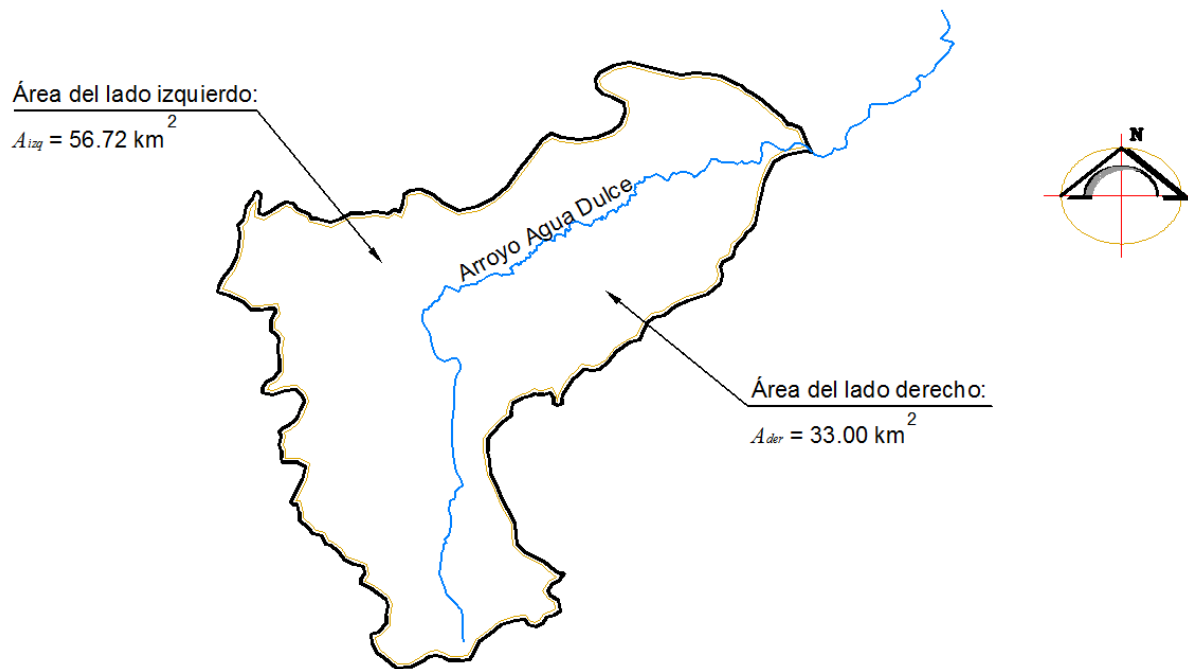


Figura 2.5 Áreas izquierda y derecha de la cuenca del arroyo Agua Dulce

La expresión que define el coeficiente de simetría de la cuenca esta dada por:

$$a = \frac{A_{izq} - A_{der}}{A_{izq} + A_{der}} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

donde:

a coeficiente de asimetría de la cuenca, adimensional

A_{izq} área del lado izquierdo de la cuenca, km^2

A_{der} área del lado derecho de la cuenca, km^2

Sustituyendo valores en la Ecuación 2.2:

$$a = \frac{56.72 - 33}{56.72 + 33} = \frac{23.72}{44.86} = 0.528$$

2.2.5. Coeficiente de desarrollo de la línea del parteaguas

El coeficiente de desarrollo de la línea del parteaguas es un valor adimensional que relaciona la longitud del parteaguas con el área de la cuenca; la expresión que permite determinar dicho coeficiente es

$$m = 0.282 \frac{L_p}{\sqrt{A_c}} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

donde:

m coeficiente de desarrollo de la línea del parteaguas, adimensional

L_p longitud del parteaguas, km

A_c área de la cuenca, km^2



El área de la cuenca es de 89.7 km^2 , en tanto que la longitud del parteaguas es de 57.1 km ; con estos datos al sustituir en la Ecuación 2.3, se tiene

$$m = 0.282 \frac{57.1 \text{ km}}{\sqrt{89.7 \text{ km}^2}} = \frac{16.1 \text{ km}}{9.47 \text{ km}} = 1.7$$

2.2.6. Orden de las corrientes

El orden de las corrientes se determina como se muestra en la Figura 2.6; una corriente de orden 1 no recibe aportación, es decir, es un tributario sin ramificaciones.

Una corriente de orden 2, solo tiene tributarios de orden 1.
 Dos corrientes de orden 1 forman una corriente de orden 2,
 Dos corrientes de orden 2 forman una corriente de orden 3, etc.

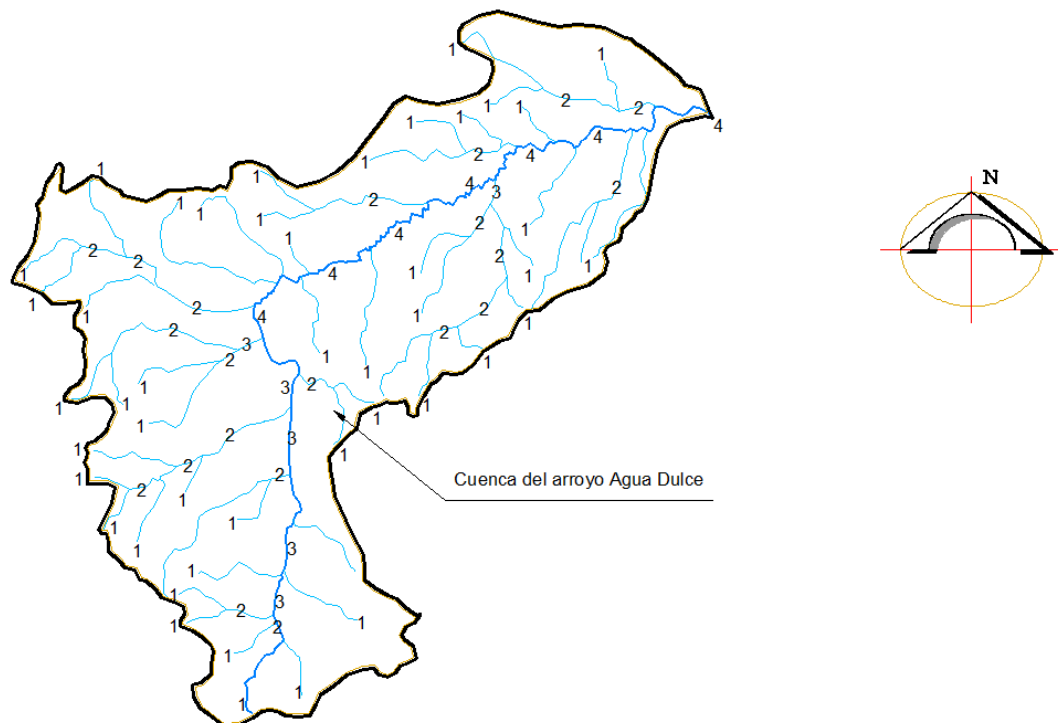


Figura 2.6 Orden de la corriente principal

El orden de la cuenca es el mismo al de la corriente principal a su salida; para la cuenca del arroyo Agua Dulce se tienen los siguientes datos:

Orden de la corriente principal = 4

Orden de la cuenca = 4

2.2.7. Densidad de corriente

La densidad de corriente es un indicador del grado de bifurcación de una cuenca, se calcula con la siguiente expresión:



$$D_c = \frac{N_c}{A_c} \quad \text{Ecuación 2.4}$$

donde:

D_c densidad de corriente
 N_c número de corrientes perennes e intermitentes
 A_c área de la cuenca, km²

Para el caso del arroyo Agua Dulce, se obtuvieron los valores mostrados en la Tabla 2.12

Tabla 2.12 Número de corrientes para la cuenca del arroyo Agua Dulce

Orden	Numero de Corrientes	Suma acumulada
1	50	50
2	14	64
3	3	67
4	1	68

Entonces la densidad de corriente se evalúa como:

$$D_c = \frac{N_c}{A_c} = \frac{68}{89.7} = 0.75$$

2.2.8. Densidad de drenaje

La densidad de drenaje es un indicador del grado de bifurcación de una cuenca y se define como la longitud de las corrientes por unidad de área, es decir:

$$D_d = \frac{L_s}{A_c} \quad \text{Ecuación 2.5}$$

donde:

D_d densidad de drenaje, km/km²
 L_s longitud total de las corrientes, km
 A_c área de la cuenca, km²

Para definir este parámetro, se construyó la Tabla 2.13

Tabla 2.13 Datos para determinar la densidad de drenaje de la cuenca del arroyo Agua Dulce

Orden	Longitud total (km)	acumulada (km)
1	81.6478	81.6478
2	26.6106	108.2584
3	7.4295	115.6879
4	14.2480	129.9359

Por lo tanto la densidad de drenaje es

$$D_d = \frac{L_s}{A_c} = \frac{129.94 \text{ km}}{89.7 \text{ km}^2} = 1.45 \text{ km}/\text{km}^2$$



2.2.9. Pendiente media del cauce principal

La pendiente del cauce es uno de los indicadores más importantes en la respuesta de una cuenca a una tormenta. La pendiente varía a lo largo del cauce, por lo que es necesario definir una pendiente media; para definir esta pendiente, existen varios criterios entre los que se pueden citar los siguientes:

El de la pendiente geométrica, el cual une las cotas de inicio y del final del río, dividida entre la longitud del cauce

El de la pendiente compensada, el cual apoyándose en un extremo aguas abajo de la corriente, permite que se tengan áreas iguales entre el perfil del cauce y arriba y abajo de dicha línea, y

El criterio de Taylor y Schwarz que después de un desarrollo matemático llegan a la siguiente expresión:

$$S = \left[\frac{m}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{S_i}} \right]^2 \quad \text{Ecuación 2.6}$$

donde:

- S pendiente media del cauce, adimensional
 m número de tramos en que se dividió el cauce
 S_i pendiente del tramo i , adimensional

La expresión anterior es válida cuando el cauce se divide en tramos iguales, si el río se divide en tramos desiguales, entonces se utiliza la siguiente expresión.

$$S = \left[\frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{S_i}} \right]^2 \quad \text{Ecuación 2.7}$$

donde:

- S pendiente media del cauce, adimensional
 L longitud total del cauce, km
 L_i longitud del tramo i , km
 S_i pendiente del tramo i , adimensional

Diversos estudios hidrológicos han demostrado que la pendiente del cauce determinada con la expresión de Taylor & Schwarz proporciona mejores resultados que los otros dos métodos, por esta razón, en el presente trabajo, se emplea este criterio. La Tabla 2.14 presenta los resultados de los cálculos realizados para definir la pendiente del arroyo Agua Dulce.

Tabla 2.14 Cálculo de la pendiente principal por el método de Taylor & Schwarz

Tramo	Elevación (msnm)		Longitud del Tramo (m)	S_i	$L/(S_i)^{0.5}$
	Inicial	Final			
1	80	70	200	0.05	894.43
2	70	60	900	0.01	8538.15
3	60	50	300	0.03	1643.17
4	50	40	1600	0.01	20238.58
5	40	30	4100	0.002	83018.67
6	30	20	5900	0.002	143310.50



Tramo	Elevación (msnm)		Longitud del Tramo (m)	S_i	$L/(S_i)^{0.5}$
	Inicial	Final			
7	20	10	4300	0.002	89166.70
8	10	5	5100	0.001	162880.94
		$\Sigma =$	22400		509691.13

Con los últimos valores de la tabla, sustituyendo en la Ecuación 2.7, se tiene:

$$S = \left[\frac{22400 \text{ m}}{509691.13 \text{ m}} \right]^2 = (0.0439)^2 = 0.002$$

2.2.10. Tiempo de concentración de la cuenca

El tiempo de concentración es el que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del gasto de equilibrio y equivale al tiempo de viaje del agua, desde la parte más alejada de la cuenca hasta la salida de la misma.

El tiempo de concentración depende de la longitud que debe recorrer el agua hasta la salida de la cuenca y la velocidad que adquiere. Existen diversas expresiones para calcular el tiempo de concentración, en el presente estudio se utilizó la fórmula de Kirpich:

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad \text{Ecuación 2.8}$$

donde:

t_c tiempo de concentración, horas

L longitud del cauce, m

S pendiente del cauce, obtenido con alguno de los métodos expuestos, m/m

Al sustituir los valores se tiene que

$$t_c = 0.000325 \frac{22400^{0.77}}{0.002^{0.385}} = 7.96 \approx 8 \text{ horas}$$

2.2.11. Latitud y longitud del centroide

Apoyándose en la carta topográfica 1:50,000, y con la cuenca delimitada, se obtuvo el centroide de la misma, en la figura siguiente se muestra el lugar correspondiente del centroide de la cuenca, cabe mencionar que las coordenadas fueron obtenidas desde Autocad, primero se convirtió la polilínea que delimita la cuenca en una región y posteriormente con el comando `_massprop`, se obtuvo las coordenadas, la Figura 2.7 muestra el sitio del centroide de la cuenca.



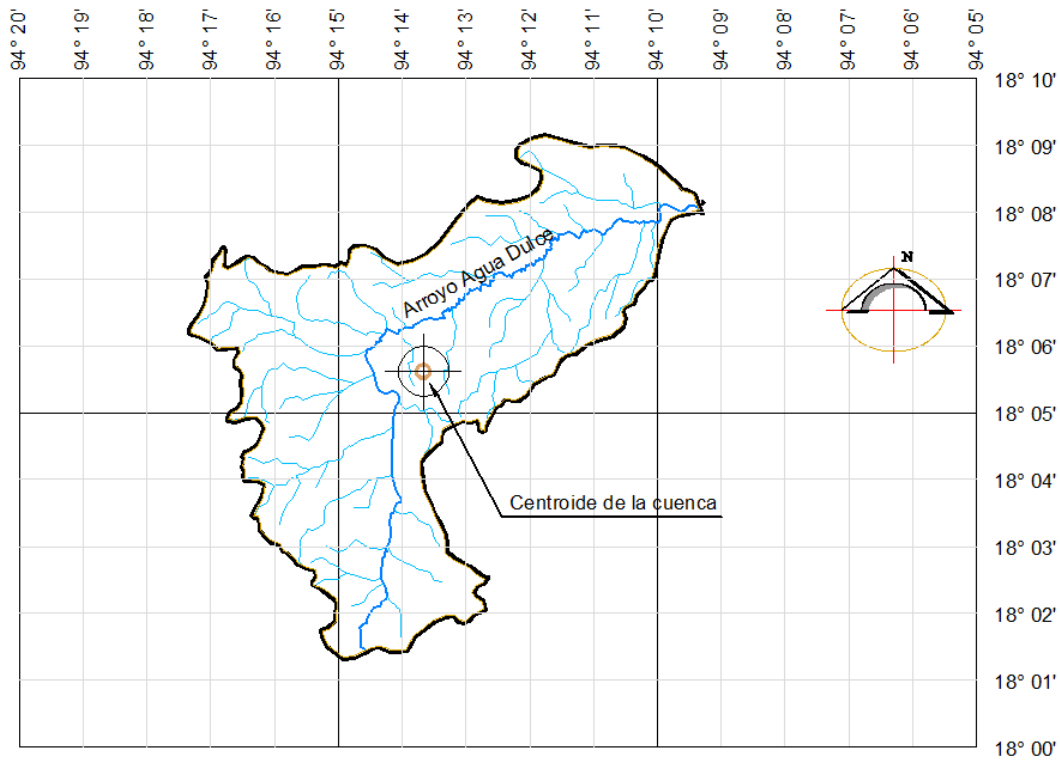


Figura 2.7 Centroide de la cuenca del arroyo Agua Dulce

Latitud del centroide de la cuenca del arroyo Agua Dulce = 18° 05' 39"
 Longitud del centroide de la cuenca del arroyo Agua Dulce = 94° 13' 29"

2.2.12. Relaciones de Horton

Utilizando el sistema ordenado de Strahler, Horton sugirió varias leyes de carácter empírico, las cuales han sido confirmadas en varias ocasiones (Eslava, 1997); las leyes de Horton se presentan a continuación.

Ley de los números de corrientes

La expresión que define el valor de la constante de la Ley de los números de corrientes es la siguiente:

$$Rb = \frac{N_{\varpi-1}}{N_{\varpi}} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

donde:

- Rb constante que se denomina comúnmente como grado de bifurcación
- N_{ϖ} número de corrientes de orden ϖ
- $N_{\varpi-1}$ número de corrientes de orden $\varpi-1$

Una gráfica del logaritmo de N_{ϖ} contra el orden ϖ , produce una línea aproximadamente recta con pendiente negativa; la magnitud en valor absoluto de la pendiente de dicha recta, es el

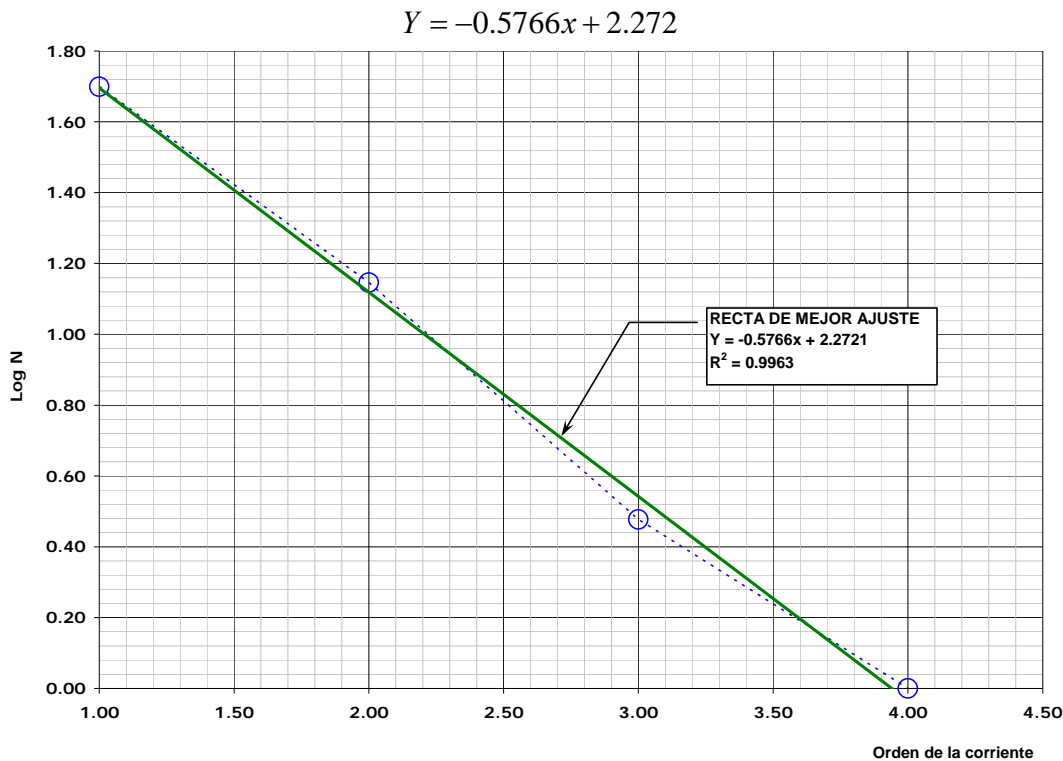


logaritmo de Rb , en la Tabla 2.15 se muestra los valores para determinar la Ley de los Números de Corrientes. Las relaciones de bifurcación se encuentran dentro del rango: $3.0 \leq Rb \leq 5$

Tabla 2.15 Valores de los números de corrientes

Orden	Log N	Numero de Corrientes
1	1.6990	50
2	1.1461	14
3	0.4771	3
4	0.0000	1

Al construir una regresión lineal (Figura 2.8) de los datos anteriores, se obtiene la siguiente expresión



La magnitud de la pendiente es el valor buscado, para la cuenca del arroyo Agua Dulce se tiene el siguiente valor

$$Rb = 10^{0.5766} = 3.77$$

Ley de longitudes de las corrientes

Para el valor de la ley de longitudes de las corrientes, se calcula con la siguiente expresión:

$$RL = \frac{\bar{L}_n}{\bar{L}_{n-1}} \qquad \text{Ecuación 2.10}$$

donde



RL constante que se denomina comúnmente como grado de bifurcación. Las relaciones de longitud se encuentran en el rango: $1.5 \leq RL \leq 3$

\bar{L}_ω longitud promedio de las corrientes de orden ω , km

$\bar{L}_{\omega-1}$ longitud promedio de las corrientes de orden $\omega-1$, km

En la carta topográfica escala 1:50000, se trazaron las subcuencas de orden 1, 2 y 3 (Figura 2.9); los promedios de las longitudes calculadas para cada orden se encuentran en la Tabla 2.16

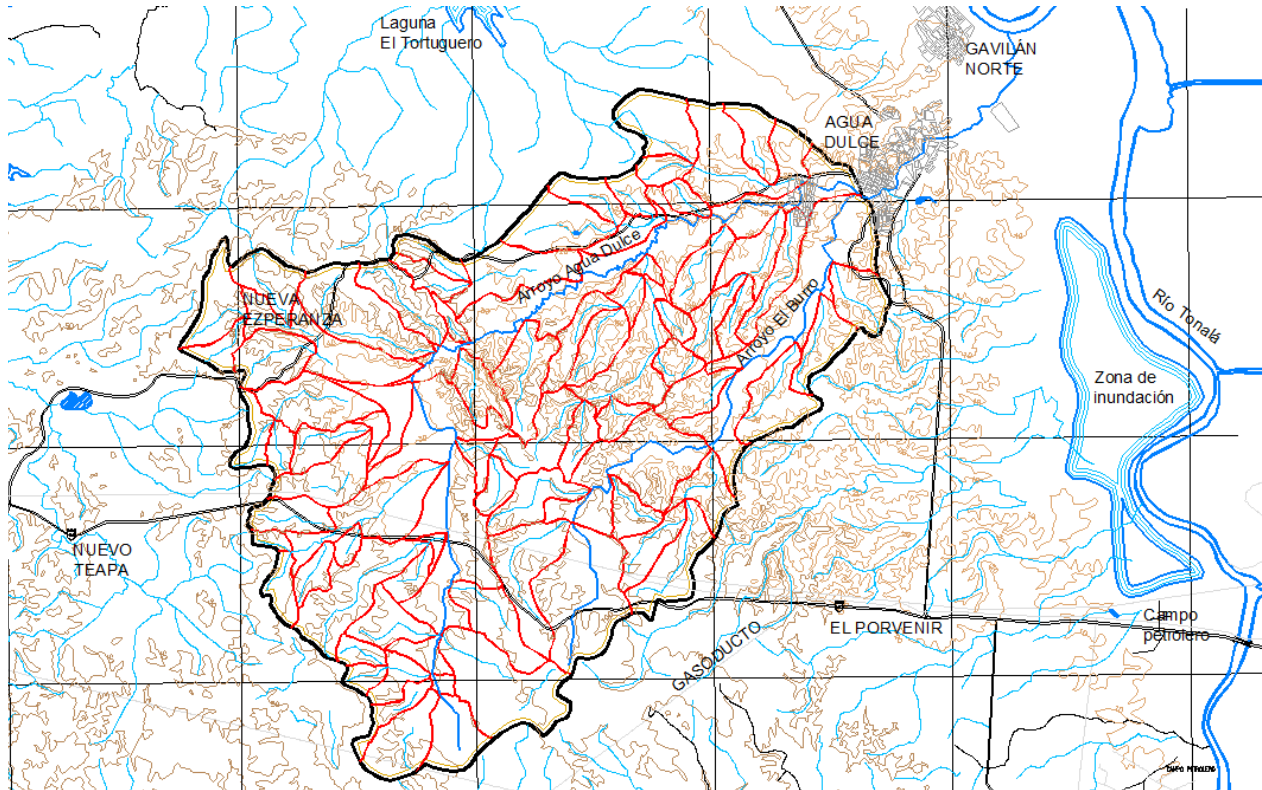


Figura 2.9 Trazo de subcuencas

Tabla 2.16 Promedios de las longitudes de corrientes

Orden	Log L	Promedio L
1	0.2130	1.6330
2	0.2789	1.9008
3	0.3938	2.4765
4	1.1538	14.2480

Al igual que en el caso anterior, hay que construir una gráfica que relacione el Orden de la corriente contra el Logaritmo del promedio de las longitudes, dicha gráfica se muestra en la siguiente figura.

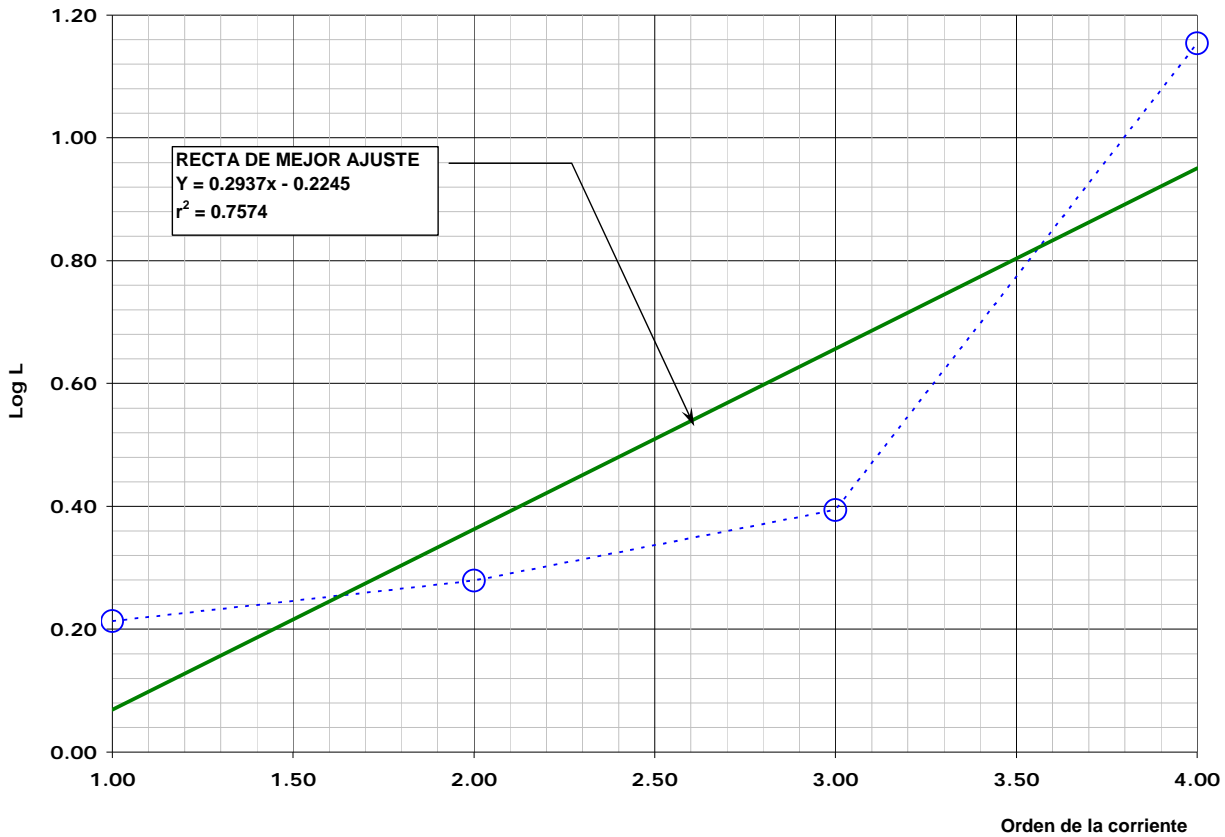


Figura 2.10 Recta de mejor ajuste (regresión lineal)

Al realizar una regresión lineal con los datos anteriores, se obtiene la siguiente expresión:

$$Y = 0.2937x - 0.2244$$

La magnitud de la pendiente es el valor buscado, para la cuenca del arroyo Agua Dulce se tiene el siguiente valor

$$RL = 10^{0.2937} = 1.97$$

Ley de las áreas de drenaje

Ley de las áreas de drenaje, se expresa de la siguiente manera:

$$RA = \frac{\overline{A}_\omega}{\overline{A}_{\omega-1}} \qquad \text{Ecuación 2.11}$$

donde

RA relación de áreas, las relaciones de área se encuentran en el rango $3 \leq RA \leq 6$

\overline{A}_ω área media de la región de la cuenca de orden ω , km^2

$\overline{A}_{\omega-1}$ área media de la región de la cuenca de orden $\omega-1$, km^2



La Tabla 2.17 muestra el promedio de áreas por orden de corriente

Tabla 2.17 Promedio de las Áreas por orden de corriente

Orden	Log A	Área promedio
1	0.034	1.082
2	0.607	4.042
3	1.194	15.645
4	1.953	89.727

Para obtener el parámetro RA , es necesario graficar el orden de la corriente contra el Logaritmo de A , posteriormente se realiza la regresión lineal, obteniendo su ecuación (Figura 2.11).

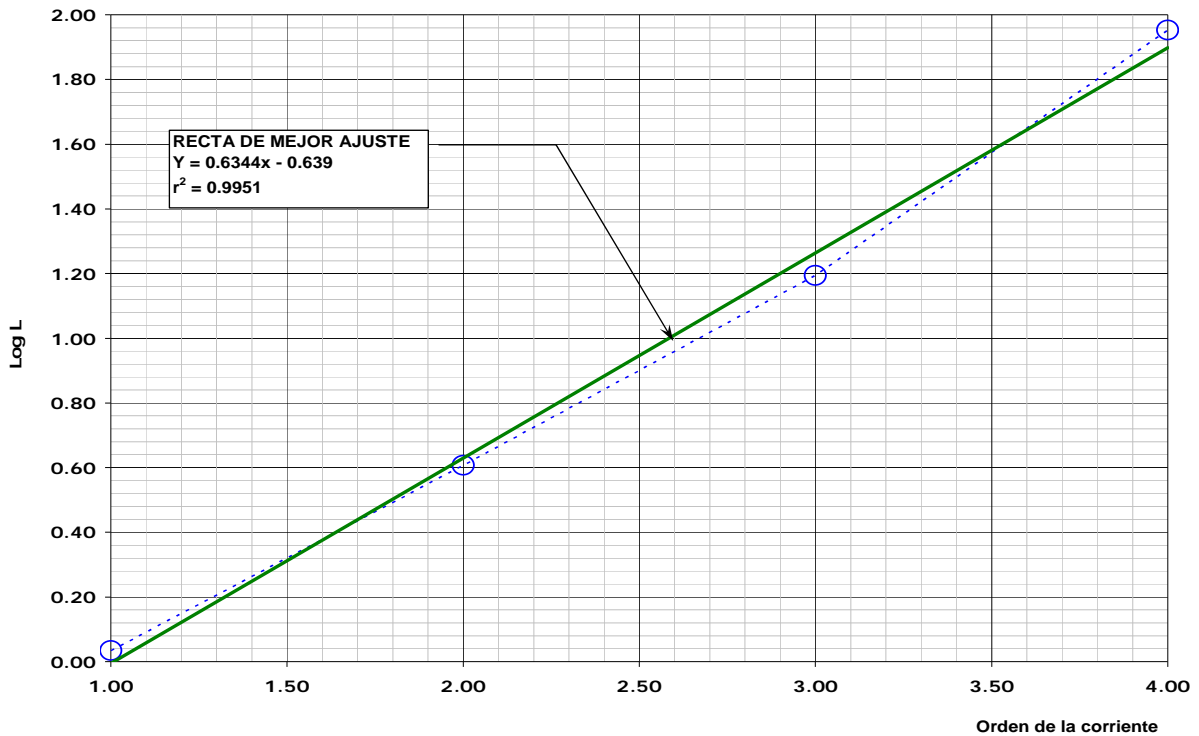


Figura 2.11 Recta de mejor ajuste (regresión lineal)

Al realizar la regresión lineal se obtiene la siguiente ecuación

$$Y = 0.6344x - 0.639$$

La magnitud de la pendiente es el valor buscado, para la cuenca del arroyo Agua Dulce la constante RA es de:

$$RA = 10^{0.6344} = 4.31$$

2.3. Características fisiográficas de la cuenca. Arroyo El Burro

En esta apartado se presentan las características fisiográficas de la cuenca de aportación del arroyo El Burro, esta cuenca se ubica abajo de la cuenca Agua Dulce, el cauce del Arroyo El Burro confluye con el cauce del arroyo Agua Dulce justo antes de la entrada de la traza urbana.

2.3.1. Longitud de la cuenca

La cuenca del arroyo El Burro es del tipo irregular, la Figura 2.12 muestra los trazos realizados para definir la longitud de la cuenca, la cual es de 12.11 km.

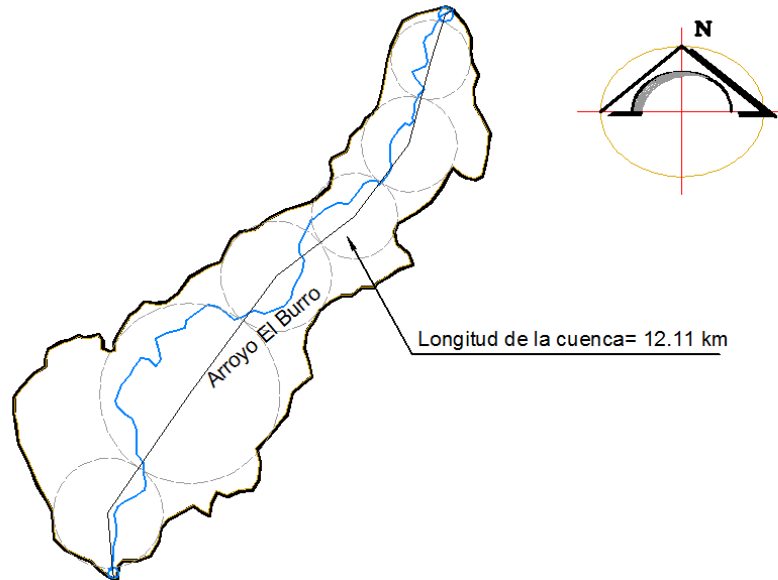


Figura 2.12 Longitud de la cuenca del arroyo El Burro

2.3.2. Área y ancho máximo de la cuenca

El área calculada para la cuenca del arroyo El Burro es de 28.36 km², por lo que corresponde a una cuenca pequeña. En la figura siguiente se muestra el lugar donde se presenta el ancho máximo de la cuenca con un valor de 4.35 km.

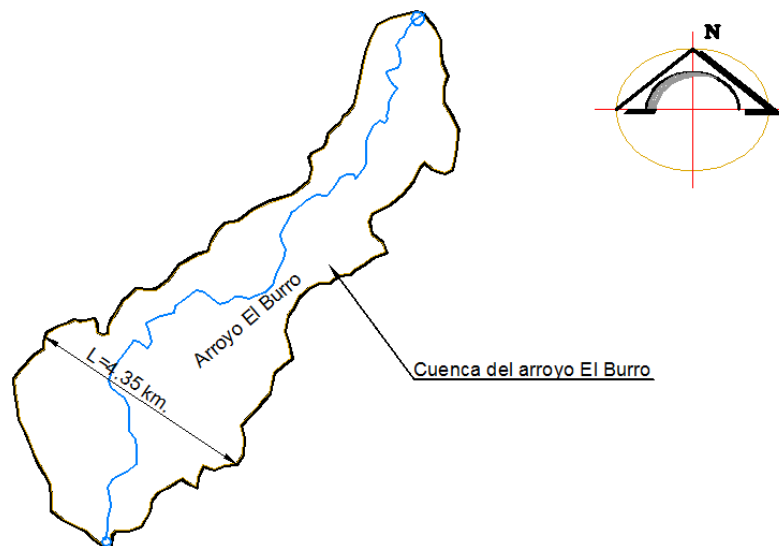


Figura 2.13 Ancho máximo de la cuenca del arroyo El Burro

2.3.3. Ancho medio de la cuenca

El ancho medio de la cuenca del arroyo El Burro, es de:

$$Ancho_{medio} = \frac{28.36 \text{ km}^2}{12.11 \text{ km}} = 2.34 \text{ km}$$

2.3.4. Coeficiente de asimetría de la cuenca

En la figura siguiente se presenta las áreas correspondientes al lado izquierdo y derecho de la cuenca. Sustituyendo valores en la ecuación correspondiente se obtiene:

$$a = \frac{12.21 - 16.15}{\frac{12.21 + 16.15}{2}} = \frac{-3.94}{14.18} = -0.28$$

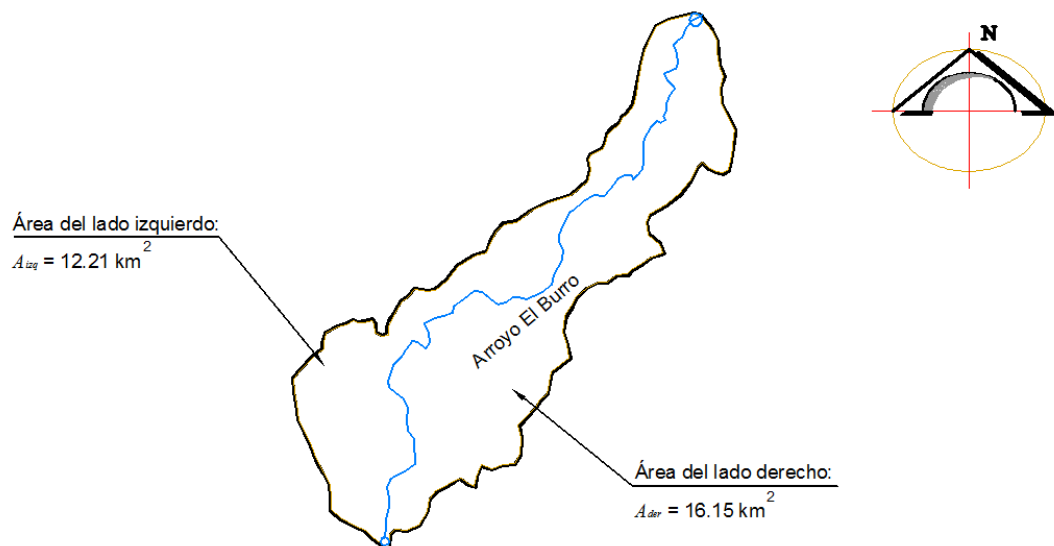


Figura 2.14 Áreas izquierda y derecha de la cuenca del arroyo El Burro

2.3.5. Coeficiente de desarrollo de la línea del parteaguas

El área de la cuenca según lo reportado en subcapítulos previos es de 28.36 km^2 , en tanto que la longitud del parteaguas es de 31.1 km , con estos datos al sustituir en la expresión 3.3, se tiene

$$m = 0.282 \frac{31.1 \text{ km}}{\sqrt{28.36 \text{ km}^2}} = \frac{8.77 \text{ km}}{5.33 \text{ km}} = 1.65$$

2.3.6. Orden de las corrientes

El orden de las corrientes se determina según lo expuesto en 3.3.6, la figura siguiente muestra el orden de la corriente principal así como el orden de la cuenca.

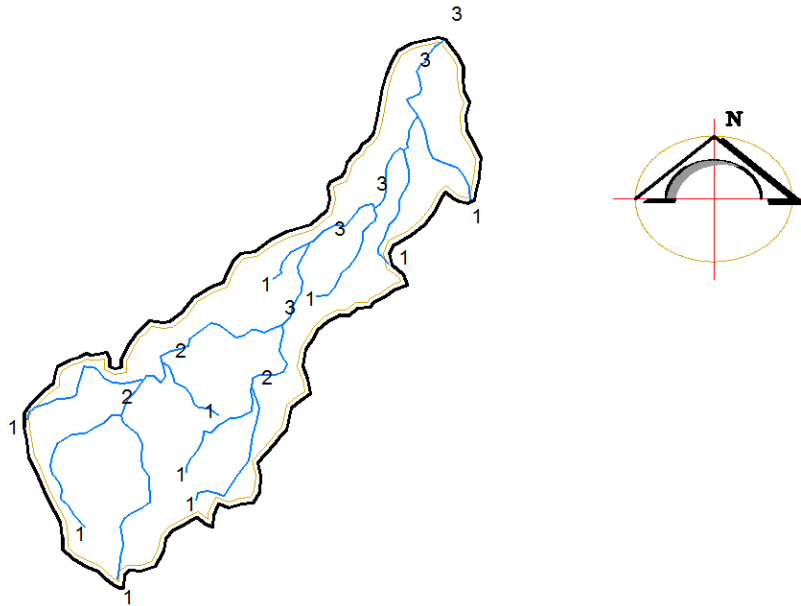


Figura 2.15 Orden de la corriente principal, arroyo El Burro

El orden de la cuenca es el mismo que el de la corriente principal en su salida. Para la cuenca del arroyo El Burro se tienen los siguientes datos:

- Orden de la corriente principal = 3
- Orden de la cuenca = 3

2.3.7. Densidad de corriente

Para el arroyo El Burro se obtuvieron los valores mostrados en la Tabla 2.18

Tabla 2.18 Número de corrientes para la cuenca del arroyo El Burro

Orden	Numero de Corrientes	Suma acumulada
1	10	10
2	2	12
3	1	13

Entonces la densidad de corriente se valúa como

$$D_c = \frac{Nc}{A} = \frac{13}{28.36} = 0.46$$

2.3.8. Densidad de drenaje

Para definir este parámetro se construyó la Tabla 2.19, de donde la densidad de drenaje es

$$D_d = \frac{L_s}{A} = \frac{36.62 \text{ km}}{28.36 \text{ km}^2} = 1.3 \text{ km/km}^2$$



Tabla 2.19 Datos para determinar la densidad de drenaje en la cuenca del arroyo El Burro

Orden	Longitud total	Suma Acumulada
1	23.4	23.4
2	6.02	29.42
3	7.2	36.62

2.3.9. Pendiente media del cauce principal

Al igual que para el caso del arroyo Agua Dulce, la pendiente del cauce del arroyo El Burro se determinó con el criterio de Taylor & Schwarz. En la Tabla 2.20 se presenta los resultados de los cálculos realizados para definir la pendiente media del arroyo El Burro

Tabla 2.20 Cálculo de la pendiente principal por el método de Taylor & Schwarz

Tramo	Elevación (msnm)		Longitud del tramo	Si	$\frac{l_i}{\sqrt{S_i}}$
	Inicial	Final			
1	140	130	50	0.20	111.80
2	130	120	50	0.20	111.80
3	120	110	50	0.20	111.80
4	110	100	50	0.20	111.80
5	100	90	150	0.07	580.95
6	90	80	300	0.03	1643.17
7	80	70	800	0.01	7155.42
8	70	60	600	0.02	4647.58
9	60	50	900	0.01	8538.15
10	50	40	2150	0.00	31525.19
11	40	30	2200	0.00	32631.27
12	30	20	2800	0.00	46852.96
13	20	10	3600	0.00	68305.20
14	10	5	1300	0.00	20961.87
Σ =			15000		223288.97

Con los últimos valores de la tabla, sustituyendo en la expresión 3.7, se tiene:

$$S = \left[\frac{15000 \text{ m}}{223288.97 \text{ m}} \right]^2 = (0.0671)^2 = 0.0045$$

2.3.10. Tiempo de concentración

Para conocer el tiempo de concentración se emplea la fórmula de Kirpich (Ecuación 2.8), al sustituir valores se tiene:

$$t_c = 0.000325 \frac{15000^{0.77}}{0.0045^{0.385}} = 4.2 \approx 4 \text{ horas}$$

2.3.11. Latitud y longitud del centroide

El centroide de la cuenca se aprecia en la figura siguiente



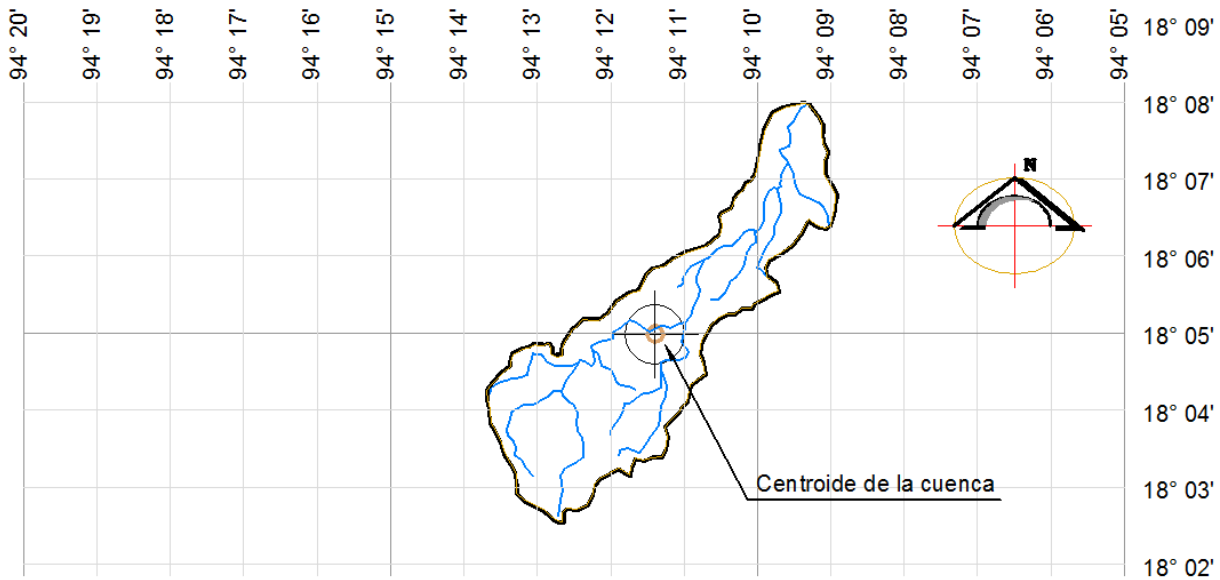


Figura 2.16 Centroide de la cuenca del arroyo El Burro

Latitud del centroide de la cuenca del arroyo El Burro = 18° 04' 52"
 Longitud del centroide de la cuenca del arroyo El Burro = 94° 11' 23"

2.3.12. Relaciones de Horton

Los resultados del cálculo de las relaciones de Horton para el caso del arroyo El Burro, se presentan a continuación.

Ley de los Números de Corrientes.

De la tabla que muestra el número de corrientes, se obtiene el logaritmo (Tabla 2.21), posteriormente se grafica el Orden de la corriente ω contra el logaritmo del número de corrientes, $\log(N\omega)$, esto se muestra en la Figura 2.17

Tabla 2.21 Valores de los números de corrientes

Orden	Log (N)	# corrientes
1	1.00	10
2	0.30	2
3	0.00	1



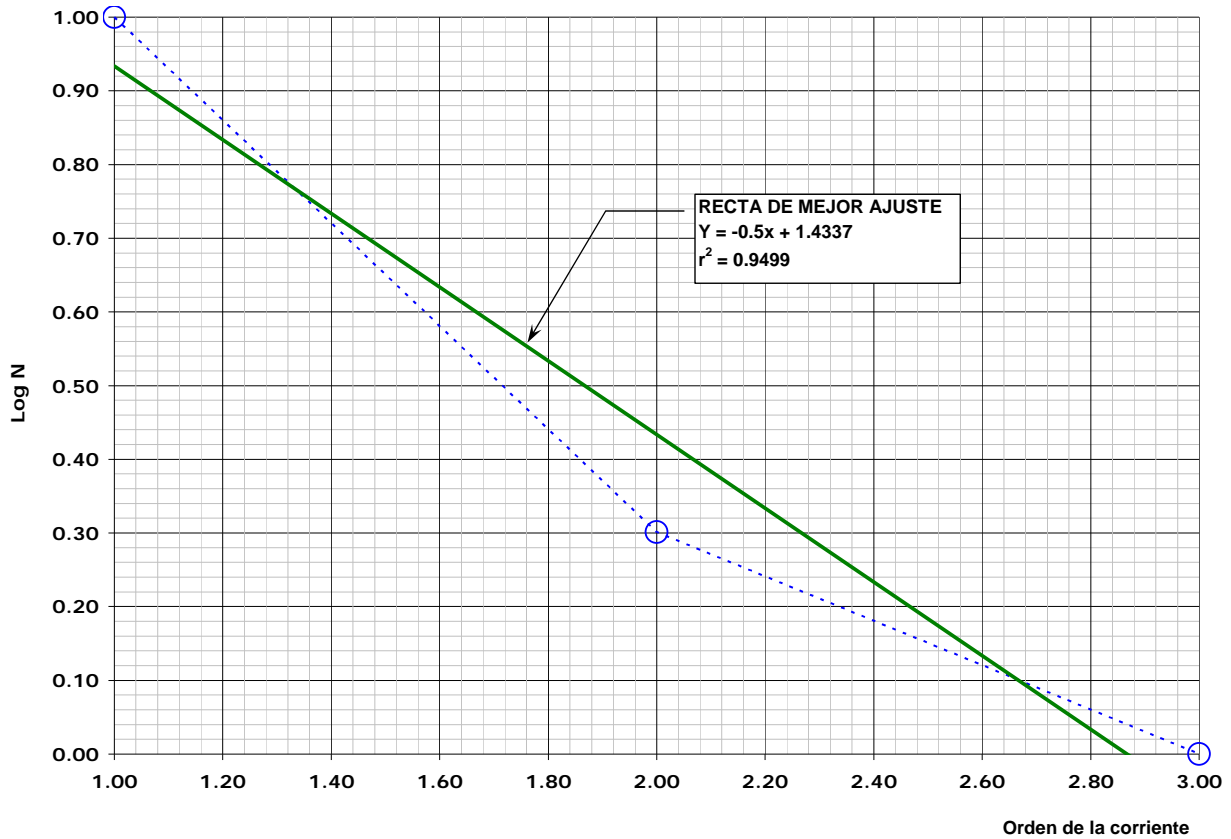


Figura 2.17 Recta de mejor ajuste para encontrar el parámetro RB de la cuenca del arroyo El Burro

La magnitud de la pendiente es el valor buscado, para la cuenca del arroyo El Burro se tiene el siguiente valor.

$$Y = -0.5x + 1.4337$$

$$Rb = 10^{0.5} = 3.16$$

Ley de Longitudes de las Corrientes

Los promedios de longitudes para cada orden de corriente se encuentran en la tabla siguiente

Tabla 2.22 Promedio de las longitudes por orden de corriente

Orden	Log (L)	Promedio L
1.00	0.37	2.34
2.00	0.48	3.01
3.00	0.86	7.20

La gráfica siguiente muestra la recta de mejor ajuste mediante la regresión lineal.



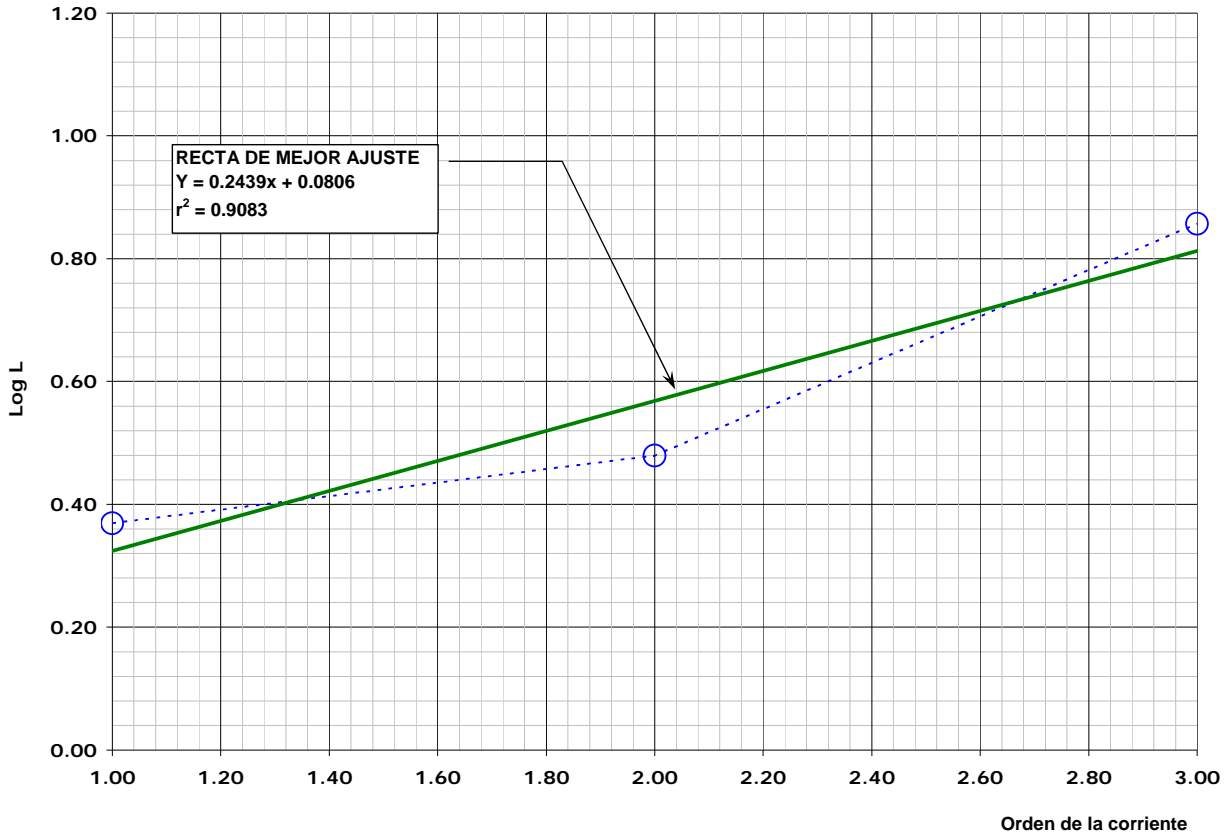


Figura 2.18 Recta de mejor ajuste para encontrar el parámetro RL de la cuenca del arroyo El Burro

La magnitud de la pendiente es el valor buscado, para la cuenca del arroyo El Burro se tiene el siguiente valor.

$$Y = 0.2439x + 0.0806$$

$$RL = 10^{0.2439} = 1.75$$

Ley de las Áreas de Drenaje

La tabla siguiente muestra el promedio de áreas por orden de corriente para la cuenca del arroyo El Burro

Tabla 2.23 Promedio de las Áreas por orden de corriente

Orden	Log (A)	Promedio A
1.00	0.235	1.72
2.00	1.030	10.71
3.00	1.453	28.36

Al realizar la regresión lineal de los datos anteriores, se obtiene la siguiente ecuación



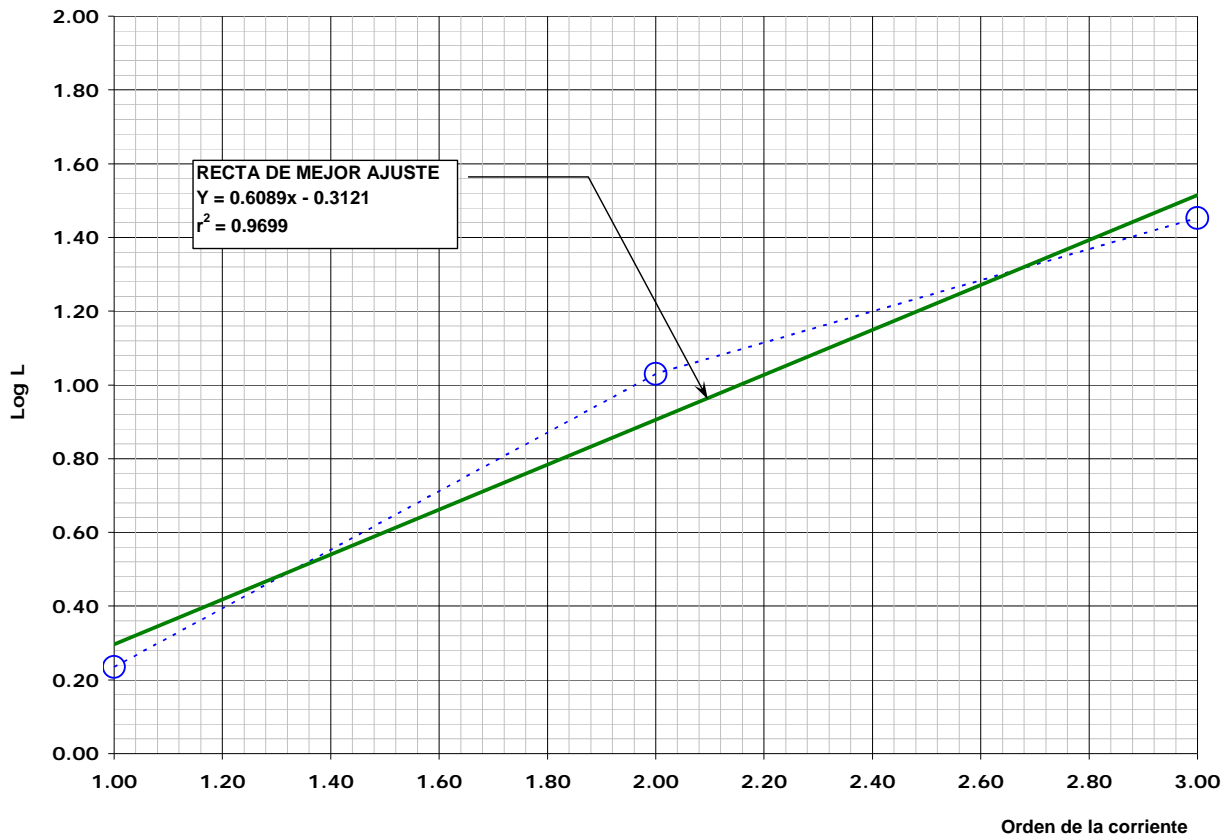


Figura 2.19 Recta de mejor ajuste para encontrar el parámetro RA de la cuenca del arroyo El Burro

$$Y = 0.6089x - 0.3121$$

La magnitud de la pendiente es el valor buscado, para la cuenca del arroyo El Burro. La constante RA es:

$$RA = 10^{0.6089} = 4.06$$

2.4. Conceptos de probabilidad

La planeación y el diseño de proyectos relacionados con el agua necesitan información de diferentes eventos hidrológicos que no son gobernados por leyes físicas conocidas, sino por las leyes de azar. Por ejemplo, la precipitación en un sitio específico varía día a día y año tras año, y no puede predecirse exactamente cual será su valor en un periodo de tiempo cualquiera. Por ejemplo, para el caso del diseño de un puente, el estudio hidrológico determinaría la creciente asociada con una probabilidad, la cual se supone representa el riesgo para el puente. Esto sólo puede determinarse a través del análisis probabilístico y estadístico basado en los registros hidrológicos del pasado.

Es deseable afirmar que la hidrología, en algunos casos, trata con variables aleatorias cuyo comportamiento no puede predecirse con certidumbre. El comportamiento de una variable aleatoria está descrito por una ley de probabilidades, la cual asigna medidas de probabilidad a posibles valores o rangos de ocurrencia de la variable aleatoria. Las variables aleatorias pueden ser discretas o continuas. Se dice que una variable aleatoria es discreta si ella sólo puede tomar valores específicos. Por ejemplo, si N denota el número de días lluviosos en el mes de



diciembre, entonces N es una variable aleatoria discreta. En este caso, la ley de probabilidades asocia medidas de probabilidad a cada posible ocurrencia de la variable aleatoria.

Una variable aleatoria es continua si puede tomar todos los valores en un rango de ocurrencia, por ejemplo, si hp es una variable aleatoria que denota el valor de la precipitación diaria, entonces hp puede asumir cualquier valor y es entonces una variable aleatoria continua. En este caso la ley de probabilidades asigna medidas de probabilidad a rangos de ocurrencia de la variable aleatoria.

En el análisis probabilístico y estadístico en hidrología, se asume que la información histórica disponible de una variable hidrológica representa una muestra tomada de una población cuyas características se desconocen. En el análisis probabilístico se analizan posibles leyes de probabilidad que pueden describir el comportamiento de las variables de la población. En el análisis estadístico, se hacen inferencias sobre la variable (la población), usando la muestra, por ejemplo, cuando se calcula una media con observaciones disponibles, se está infiriendo que la media calculada es la media de la población, lo cual no necesariamente es verdad, pues esto dependerá de la calidad de la información, del número de observaciones y otros aspectos.

El hecho es que muchos fenómenos hidrológicos son erráticos, complejos y de naturaleza aleatoria, y solo pueden ser interpretados en un sentido probabilístico. Uno de los problemas más importantes en hidrología es la interpretación de registros de eventos pasados para inferir la ley de probabilidades de la variable hidrológica (población) de interés, procedimiento que en hidrología se conoce con el nombre de análisis de frecuencias.

Supóngase que se tienen registros de precipitación de una estación hidrométrica durante un periodo de n años. Son factibles dos tipos de análisis: descriptivo y de inferencia. El primero se realiza sin ninguna referencia a su población, de la cual se tiene una muestra de n años, consiste, básicamente, en calcular propiedades estadísticas, como media, varianza y otras. En el segundo, la muestra se analiza para inferir las propiedades de su población, lo cual ayudará a derivar las características probabilísticas. El primero es una aplicación de los métodos estadísticos que requieren poca decisión y poco riesgo. El segundo involucra riesgos y requiere una total comprensión de los métodos empleados y el peligro involucrado en la predicción y estimación de las variables.

La probabilidad de ocurrencia de un evento dado es igual a la relación entre el número de sucesos favorables m y el número de sucesos totales, n :

$$P(A) = \frac{m(A)}{n} \quad \text{Ecuación 2.12}$$

donde

$P(A)$ estimación de la probabilidad del evento A .

La teoría de la probabilidad se basa en los siguientes axiomas:

La probabilidad de ocurrencia de un evento, P_i , siempre tiene un valor entre 0 y 1

$$0 \leq P(A) \leq 1 \quad \text{Ecuación 2.13}$$

La probabilidad de un evento cierto es



$$\sum_{i=1}^n P_i = 1 \quad \text{Ecuación 2.14}$$

Si X_1 y X_2 son eventos independientes y mutuamente excluyentes, entonces:

$$P(X_1 \cup X_2) = P(X_1) + P(X_2) \quad \text{Ecuación 2.15}$$

En la expresión anterior, dos eventos son independientes si la probabilidad de ocurrencia de uno no se ve afectada por la ocurrencia del otro, y se dice que son mutuamente excluyentes cuando la ocurrencia de uno imposibilita la ocurrencia del otro.

Los axiomas anteriores permiten la definición de conceptos importantes. Por ejemplo, si dos eventos X_1 y X_2 no son mutuamente excluyentes, la probabilidad de que ocurra X_1 u ocurra X_2 está dada por:

$$P(X_1 \cup X_2) = P(X_1) + P(X_2) - P(X_1 \cap X_2) \quad \text{Ecuación 2.16}$$

La probabilidad $P(X_1 \cup X_2)$ es llamada unión de probabilidades y se lee "la probabilidad de X_1 o X_2 ". La probabilidad de que dos eventos independientes ocurran de manera simultánea es el producto de las probabilidades individuales así:

$$P(X_1 \cap X_2) = P(X_1) \times P(X_2) \quad \text{Ecuación 2.17}$$

La probabilidad $P(X_1 \cap X_2)$ es llamada la probabilidad de intersección y se lee "la probabilidad de X_1 y X_2 ".

La probabilidad de que ocurra un evento X_1 dado que ha ocurrido X_2 se llama probabilidad condicional y se denota de la siguiente manera:

$$P\left(\frac{X_1}{X_2}\right) = P\left(\frac{X_1 \cap X_2}{P(X_2)}\right) \quad \text{Ecuación 2.18}$$

2.4.1. Periodo de retorno

El periodo de retorno (Tr) de un evento de cierta magnitud se define como el tiempo promedio que transcurre entre la ocurrencia de ese evento y la próxima ocurrencia de ese evento con la misma magnitud. Se define también como el tiempo que transcurre para que un evento sea excedido o igualado, al menos una vez en promedio, el periodo de retorno se expresa con la siguiente expresión:

$$Tr = \frac{1}{P} \quad \text{Ecuación 2.19}$$

donde:

Tr periodo de retorno
 P probabilidad de excedencia.



2.4.2. Riesgo

En el diseño de obras hidráulicas expuestas a grandes avenidas o poblaciones expuestas a inundaciones, es necesario considerar el riesgo asociado con el valor seleccionado para el diseño. Por lo común, el ingeniero diseña una obra para resistir una avenida de cierta magnitud. Se define el riesgo R de un diseño como la probabilidad de que la avenida para la cual se diseña la obra sea excedida. Se entiende que ésta es una situación de riesgo, pues la obra se diseña para soportar cierta avenida máxima, por lo que crecientes mayores le podrían hacer daño o incluso destruirla. El riesgo R puede entonces escribirse como:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n \quad \text{Ecuación 2.20}$$

La confiabilidad se define como el complemento del riesgo:

$$C = 1 - R \quad \text{Ecuación 2.21}$$

En obras hidráulicas se quiere que la obra tenga un riesgo pequeño de dañarse o, lo que es lo mismo, una alta confiabilidad.

2.5. Homogeneidad regional

Las técnicas de delimitación de regiones homogéneas y de análisis regional, se emplean en hidrología para facilitar la transferencia de información desde lugares con una mayor longitud de registros, a sitios donde estos son escasos o nulos. Al delimitar una región homogénea, se considera que el comportamiento es similar dentro del área delimitada, lo que permite que la información pueda ser interpolada con mayor confianza para pronosticar los eventos hidrológicos.

Debido a la variación espacial de la lluvia, la magnitud de éstas en las estaciones vecinas difieren significativamente; las predicciones a partir de una sola secuencia histórica es limitada, debido a que los registros son generalmente cortos y los correspondientes errores de muestreo grandes. Una técnica utilizada para mejorar la estimación de los eventos extremos, más allá del registro histórico, es sustituir el tiempo por el espacio. Este enfoque es muy útil donde la dinámica de las características meteorológicas, en el sitio de interés es similar a aquellas de una amplia región geográfica.

Existen diversos criterios para definir una región homogénea, estas pueden determinarse en función de las características fisiográficas, ubicación geográfica, estadísticos o en términos de las características más significativas de la cuenca.

En este trabajo se aplica la técnica geográfica para la delimitación de la región homogénea, esta técnica consiste en trazar un círculo de 80 km de radio, tomando como punto de referencia el centroide de la cuenca; todas las estaciones ubicadas dentro de este círculo se consideran que tiene un mismo patrón meteorológico y que cualquier predicción de tipo hidrológico será válida en la región delimitada, en la Figura 2.2 se muestra la cuenca en estudio y la región delimitada como homogénea, en esta se ubican las estaciones que se analizan en el presente estudio



2.5.1. Homogeneidad de las estaciones

La prueba de hipótesis, para la media de una población se puede efectuar con muestras pequeñas si se emplea la prueba *t de Student*. Entonces, si se consideran dos muestras aleatorias cuyos tamaños, desviaciones estándar y promedio son n_1, s_1, \bar{x}_1 , y n_2, s_2, \bar{x}_2 , respectivamente (ambas muestras extraídas de poblaciones normales, de igual varianza $\sigma_x^2 = \sigma_y^2$), se puede probar que las muestras provienen de la misma población, utilizando la estadística *t* definida como:

$$t_d = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\sqrt{\frac{\bar{x}_1 s_1^2 + \bar{x}_2 s_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right)}} \tag{Ecuación 2.22}$$

Cuya distribución es la *t de Student*, con $\nu = n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad y un 5% de nivel de significancia.

donde:

- \bar{x}_1 media de la primera muestra
- \bar{x}_2 media de la segunda muestra
- s_1^2 varianza de la primera muestra
- s_2^2 varianza de la segunda muestra
- n_1 : tamaño de la primera muestra
- n_2 : tamaño de la segunda muestra

Posteriormente el valor absoluto de la *t de Student* se compara con los valores de la distribución *t de Student* (Campos, 1994) los cuales se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 2.24 Distribución t de Student

Grados de libertad	t	Grados de libertad	t	Grados de libertad	t
1	12.7060	16	2.1200	40	2.0210
2	4.3030	17	2.1100	60	2.0000
3	3.1820	18	2.1010	120	1.9800
4	2.7760	19	2.0930	Infinito	1.9600
5	2.5710	20	2.0860		
6	2.4470	21	2.0800		
7	2.3650	22	2.0740		
8	2.3060	23	2.0690		
9	2.2620	24	2.0640		
10	2.2280	25	2.0600		
11	2.2010	26	2.0560		
12	2.1790	27	2.0520		
13	2.1600	28	2.0480		
14	2.1450	29	2.0450		
15	2.1310	30	2.0420		

Fuente: Procesos del ciclo hidrológico



2.5.2. Independencia de los datos de las estaciones

La Prueba de Anderson es la prueba de independencia y permite determinar si la variable es determinística o aleatoria; la prueba mide la correlación que guarda un dato de un año n respecto a un año $n-1$, es decir, que tanto tiene que ver el evento con el de un año anterior, las pruebas también miden la asociatividad que guarda el evento de un año específico con dos años anteriores, tres años, o $n-1$ años anteriores. Por ejemplo en la Tabla 2.25, las flechas indican el tiempo de retraso con respecto a un año, en la tabla se compara 1971 con 1970, 1972 con 1971, ..., 1990 con 1989, etc.

Tabla 2.25 Asociación de datos con un año de retraso

$H_{máxima}^{24horas}$	Precipitación (mm)
1970	100
1971	80
1972	70
.	.
.	.
1989	190
1990	120

Cuando una serie es independiente, se puede garantizar, por ejemplo, que el evento presentado en 1971 no tiene nada que ver con el de 1970. Para calcular los valores del Coeficiente de Autocorrelación Serial de retraso k , se utiliza la siguiente expresión:

$$r_k = \frac{\sum_{t=1}^{N-k} (x_t - \bar{x})(x_{t+k} - \bar{x})}{\sum_{t=1}^{N-k} (x_t - \bar{x})^2} \tag{Ecuación 2.23}$$

r_k es además la varianza, y x_t es una serie de tiempo donde x es la variable y t es el tiempo, el resultado gráfico se le denomina Correlograma cuya forma se presenta en la Figura 2.20

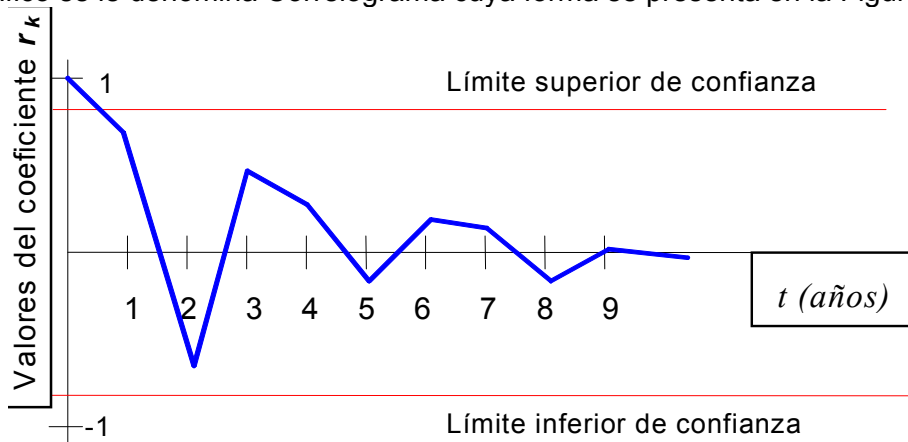


Figura 2.20 Forma típica de un Correlograma

Se dice que una serie es independiente cuando el 10% de un tercio de la muestra no sobrepase los límites de confianza de la prueba de Anderson. En este trabajo el límite de confianza es del 95%, la expresión para calcular los valores de los límites de confianza es la siguiente:



$$r_k(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{N-k-1}}{N-k} \quad \text{Ecuación 2.24}$$

2.6. Análisis de frecuencias

El análisis de frecuencias permite determinar los eventos de diseño a partir una serie de datos. En general, las obras hidráulicas, y en particular, las estructuras de protección, se relacionan con eventos futuros que es necesario conocer para determinar las dimensiones de las obras requeridas. La complejidad de los procesos físicos que tienen lugar en la generación de una avenida producida por una precipitación, hace imposible una estimación confiable de la misma por métodos basados en las leyes de la mecánica o la física, ya sea porque los métodos son insuficientes o porque el modelo matemático a utilizar sería demasiado grande, complejo y difícil de manejar. Por lo anterior, el análisis probabilístico es el camino para la determinación de los valores buscados.

El objetivo del análisis de frecuencias es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia, mediante el uso de distribuciones de probabilidad, se supone que la muestra es independiente del tiempo y del espacio. Para aplicar dichos métodos las variables hidrológicas deben ser independientes y estocásticas, y los parámetros de las distribuciones se deben obtener por diversos métodos, que se ajusten a la muestra de cada estación; con ello se extrapola para determinar los eventos de diseño asociados a una probabilidad de no-ocurrencia denominado comúnmente como periodo de retorno y denotado como T_r .

La magnitud de un evento extremo tales como tormentas, avenidas y sequías, están inversamente relacionados con su frecuencia de ocurrencia, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos moderados.

El comportamiento de las variables aleatorias discretas o continuas se describe con la ley de probabilidades asociada, que asigna medidas de probabilidad a ocurrencias o a rangos de ocurrencia de la variable. Estas leyes de probabilidad reciben el nombre de funciones de distribuciones de probabilidad. Como notación, se representa por una letra mayúscula la variable aleatoria, y por una letra minúscula, un valor específico, una relación o una muestra de la variable.

$P(X = a)$ indica la probabilidad de que la variable aleatoria X tenga un valor de a ; similarmente, $P(a < X < b)$ indica la probabilidad que la variable aleatoria X esté en el intervalo $[a, b]$. Si se conoce la probabilidad $P(a < X < b)$ para todos los posibles valores de a y b , se dice que se conoce la distribución de probabilidades de la variable X .

Si se tiene una muestra cuyas observaciones se asumen extraídas de una misma población (idénticamente distribuidas), ellas pueden presentarse como un histograma de frecuencias. Todo el rango disponible de la variable aleatoria se divide en intervalos discretos; se cuenta el número de observaciones que cae en cada intervalo, y el resultado se dibuja en un diagrama de barras que representa la precipitación promedio anual en una estación.

Supóngase que se tiene una variable continua y el ancho Δx del intervalo que se usa para el histograma se escoge tan pequeño como sea posible; supóngase igualmente que se tiene el suficiente número de observaciones en cada intervalo, para que el histograma de frecuencia muestre variaciones suaves en todo el rango de valores. Si el número de observaciones n_i en el



intervalo i que cubre el rango $[x_{i-\Delta x}, x_i]$ se divide por el número total de observaciones, N , el resultado se denomina función de frecuencia relativa $f_S(x)$.

$$f_S(x_i) = \frac{n_i}{n} \quad \text{Ecuación 2.25}$$

La expresión anterior es un estimado de $P(x_i - \Delta x < X < x_i)$, la probabilidad de que la variable aleatoria X caiga en el intervalo $[x_i - \Delta x, x_i]$. El subíndice S indica que la función es calculada de los datos muestrales.

La suma de los valores de las frecuencias relativas en un punto es la función de frecuencia acumulada, $F_S(x)$, dada por la expresión 2.26, es un estimado de $P(X \leq x_i)$, la probabilidad acumulada de x_i , o función acumulada de probabilidades.

$$F_S(x_j) = \sum_{i=1}^n f_S(x_i) \quad \text{Ecuación 2.26}$$

Las funciones de frecuencia relativa y frecuencia acumulada se definen para una muestra. Las funciones correspondientes a la población se obtienen en el límite cuando $n \rightarrow \infty$ y $\Delta x \rightarrow 0$. En el límite, la función de frecuencia relativa dividida por el intervalo Δx , se convierte en la función de densidad de probabilidades $f_X(x)$.

$$f_X(x) = \lim_{\substack{n \rightarrow \infty \\ \Delta x \rightarrow 0}} \frac{f_S(x)}{\Delta x} \quad \text{Ecuación 2.27}$$

La función de frecuencia acumulada se convierte en la función acumulada de distribución de probabilidades $F_X(x)$

$$F_X(x) = \lim_{\substack{n \rightarrow \infty \\ \Delta x \rightarrow 0}} F_S(x) \quad \text{Ecuación 2.28}$$

cuya derivada es la función de densidad de probabilidad:

$$f_X(x) = \frac{dF_X(x)}{dx} \quad \text{Ecuación 2.29}$$

Para un valor dado de la variable aleatoria X , $F_X(x)$ es la probabilidad acumulada $P(X \leq x_i)$ y puede expresarse como la integral de la función de densidad para el rango $X \leq x_i$

$$P(X \leq x) = F_X(x) = \int_{-\infty}^x f_X(u) du \quad \text{Ecuación 2.30}$$



en donde u es una variable de integración. Si se tiene la función de distribución acumulada para una variable X y se tiene un valor X_A de esa variable se cumple que:

$$P(X \leq x) = F_X(x) = \int_{-\infty}^x f_X(u) du \quad \text{Ecuación 2.31}$$

Una forma bastante usada en hidrología para escribir el valor de una variable hidrológica asociada a cierto periodo de retorno es la de utilizar lo que se conoce como factor de frecuencia, K . En este caso, el valor de la variable se puede escribir como:

$$X_A = \mu + K\sigma \quad \text{Ecuación 2.32}$$

Donde μ representa la media y K es la desviación típica de la variable hidrológica. X_T es el valor de la variable aleatoria asociada a un periodo de retorno T . Como se sabe:

$$F_X(X_T) = P(X \leq X_T) = 1 - P(X > X_T) \quad \text{Ecuación 2.33}$$

$P(X > X_T)$ representa la probabilidad de excedencia, la cual está relacionada con el periodo de retorno de la siguiente manera:

$$P(X \geq X_T) = \frac{1}{T_r} \quad \text{Ecuación 2.34}$$

En la Tabla 2.26 se agrupan las distintas funciones de probabilidad utilizadas en la hidrología con las que se pueden analizar las series de datos.



Tabla 2.26 Funciones de distribución de probabilidad utilizadas en Hidrología

Nombre	Función	Parámetros
Normal estandarizada	$F(t) = \int_{-\infty}^t \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt$ <p>donde $t = \frac{x-\alpha}{\beta}$</p>	α y β
Lognormal	$F(t) = \int_{-\infty}^t \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt$ <p>donde $t = \frac{\ln(x-\delta)-\alpha}{\beta}$</p>	α, β y δ
Gumbel	$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$	α : Parámetro de forma β : Parámetro de escala
Exponencial	$F(x) = 1 - e^{-\frac{x-\beta}{\alpha}}$	α y β
Gamma	$F(x) = \frac{1}{\alpha\Gamma(\beta)} \times \int_{\delta}^x \left(\frac{x-\delta}{\alpha}\right)^{\beta-1} e^{-\frac{x-\delta}{\alpha}} dx$ <p>$\Gamma(\beta)$: Función matemática Gamma</p>	α, β y δ
Gumbel mixta	$F(x) = P\left(e^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}}\right) + (1-P)\left(e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}}\right)$	$\alpha_1, \beta_1, \alpha_2, \beta_2$ y P

Fuente: Manual de Operación de los programas AX.exe y Carachid.exe para hidrología

Para el caso de la función Normal, se puede utilizar la siguiente aproximación (Berezowsky, 1982):

$$S = y - \frac{b_0 + b_1 y}{1 + C_1 y + C_2 y^2} \tag{Ecuación 2.35}$$

donde:

$$y = [\ln(P^{-2})]^{0.5}$$

$$b_0 = 2.30753$$

$$b_1 = 0.27061$$

$$C_1 = 0.99229$$

$$C_2 = 0.04481$$

Además:

Cuando $0 \leq \frac{1}{Tr} \leq 0.5 \rightarrow p = \frac{1}{Tr}, t = S$

Para $0.5 \leq \frac{1}{Tr} \leq 1.0 \rightarrow p = 1 - \frac{1}{Tr}, t = -S$

Para la función matemática Gamma, Abramowitz y Stegun proponen la siguiente aproximación



$$\Gamma(z) = e^{-z} z^{z-0.5} \sqrt{2\pi} \left(1 + \frac{1}{12z} + \frac{1}{288z^2} - \frac{13}{518z^3} - \frac{571}{248832z^4} + \dots \right) \quad \text{Ecuación 2.36}$$

Para resolver la integral y calcular la probabilidad asociada a la variable x se usa la siguiente aproximación:

$$p\left(\frac{\chi^2}{\nu}\right) = \left(\frac{\chi^2}{2}\right)^{\frac{\nu}{2}} \frac{e^{-\frac{\chi^2}{2}}}{\Gamma\left(\frac{\nu+2}{2}\right)} \left(1 + \sum_{r=1}^n \frac{(\chi^2)^r}{(\nu+2)(\nu+4)\dots(\nu+2r)} \right) \quad \text{Ecuación 2.37}$$

donde

$$\chi^2 = 2 \frac{x - \delta}{\alpha} \quad y \quad \nu = 2\beta \quad \text{Ecuación 2.38}$$

Para estimar los parámetros de las funciones de probabilidad, se dispone de varios métodos como son el de momentos, máxima verosimilitud, máxima entropía, etc., en este trabajo se utilizan los dos primeros:

Método de momentos

El método de momentos consiste básicamente en plantear un sistema de ecuaciones cuyo tamaño depende del número de parámetros a estimar, esto se hace al igualar los momentos poblacionales con los muestrales.

Los momentos poblacionales pueden obtenerse con respecto a la media o con respecto al origen, ya sea que se utilice uno u otro, se podrán realizar las transformaciones necesarias. Los momentos muestrales, también conocidos como estadísticos muestrales se obtienen con las siguientes expresiones:

$$\text{Media} \quad \bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad \text{Ecuación 2.39}$$

$$\text{Varianza sesgada} \quad S_{sesg}^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad \text{Ecuación 2.40}$$

$$\text{Varianza insesgada} \quad S_{insesg}^2 = \frac{n}{n-1} \times S_{sesg}^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad \text{Ecuación 2.41}$$



$$\text{Coeficiente de asimetría sesgado} \quad g_{sesg} = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{\sqrt{(S_{sesg}^2)^3}} \quad \text{Ecuación 2.42}$$

$$\text{Coeficiente de asimetría insesgada} \quad g_{insesg} = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)} \times g_{sesg} \quad \text{Ecuación 2.43}$$

$$\text{Coeficiente de curtosis sesgado} \quad k_{sesg} = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4}{(S_{sesg}^2)^2} \quad \text{Ecuación 2.44}$$

$$\text{Coeficiente de curtosis insesgado} \quad k_{insesg} = \frac{n^3}{(n-1)(n-2)(n-3)} \times k_{sesg} \quad \text{Ecuación 2.45}$$

$$\text{Desviación estándar} \quad S = \sqrt{S^2} \quad \text{Ecuación 2.46}$$

$$\text{Coeficiente de variación} \quad CV = \frac{S}{x} \quad \text{Ecuación 2.47}$$

Para el análisis hidrológico se recomienda el uso de los estadísticos insesgados, ya que se trabaja con muestras relativamente pequeñas.

Método de máxima verosimilitud

Como su nombre lo indica, busca maximizar la función de verosimilitud $L(x)$ para encontrar el mejor ajuste de cada función de probabilidad. Esta función se define como:

$$L = \prod_{i=1}^N f(x_i) \quad \text{Ecuación 2.48}$$

Donde

π operador que indica el producto de los valores que representa su argumento (semejante al operador suma Σ , ya que mientras $\Sigma x_i = x_1 + x_2 + x_3 + \dots$, el operador π se define como $\pi x_i = x_1 \times x_2 \times x_3 \dots$).

En la Tabla 2.27 se muestran las ecuaciones para ambos métodos, que deben resolverse para encontrar el ajuste de cada función de probabilidad.



Tabla 2.27 Ecuaciones para determinación de parámetros

Función de Distribución de Probabilidad	Momentos	Máxima verosimilitud
Normal	$\alpha = \bar{x}$ $\beta = S$	$\alpha = \bar{x}$ $\beta = S$
Lognormal	$\beta = \sqrt{\ln(Z^2 + 1)}$ $\alpha = \ln \frac{S}{Z} - \frac{1}{2} \ln(Z^2 + 1)$ $\delta = \bar{x} - S$ $Z = \frac{1 - \omega^{\frac{2}{3}}}{\omega^{\frac{1}{3}}}$ $\omega = \frac{-g + \sqrt{g^2 + 4}}{2}$	$\alpha = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i - \delta)$ $\beta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n [\ln(x_i - \delta) - \alpha]^2$ $\sum_{i=1}^n \frac{\alpha - \beta^2}{x_i - \delta} - \sum_{i=1}^n \frac{\ln(x_i - \delta)}{x_i - \delta} = 0$
Gumbel	$\alpha = \frac{1.2825}{S}$ $\beta = \bar{x} - 0.45 \times S$	$\beta = \frac{1}{\alpha} \ln \frac{n}{\sum_{i=1}^n e^{-\alpha x_i}}$ $\sum_{i=1}^n x_i e^{-\alpha x_i} - \left(\bar{x} - \frac{1}{\alpha} \right) \sum_{i=1}^n e^{-\alpha x_i} = 0$
Exponencial	$\alpha = S$ $\beta = \bar{x} - \alpha$	$\alpha = \bar{x}$ $\beta = 0$
Gamma	$\beta = \frac{4}{g^2}$ $\alpha = \frac{S}{\sqrt{\beta}}$	$\beta = \frac{\omega}{\omega - n^2}$ $\alpha = \frac{1}{n\beta} \sum_{i=1}^n (x_i - \delta)$ $-n \frac{\Gamma'(\beta)}{\Gamma(\beta)} + \sum_{i=1}^n \ln(x_i - \delta) - n \ln \alpha = 0$

Fuente: Manual de Operación de los programas AX.exe y Carachid.exe para hidrología

El coeficiente de asimetría también se puede escribir de la siguiente manera:

$$g = \frac{n \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)S^3} \tag{Ecuación 2.49}$$

Para saber cuál es la función de mejor ajuste, se aplica la prueba del mínimo Error Estándar de Ajuste la cual se escribe como:

$$EE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_r - x_c)^2}{N - P}} \tag{Ecuación 2.50}$$



donde:

- EE mínimo valor del Error Estándar de Ajuste
 x_r valores de la muestra histórica
 x_c valores calculados, según la Función de Distribución de Probabilidades teórica
 N tamaño de la muestra
 P número de parámetros que se utiliza en la Función de Distribución de Probabilidades teórica.

2.7. Influencia de las estaciones sobre el área en estudio

Antes de iniciar el análisis de frecuencias de cada una de las estaciones seleccionadas, se revisa la influencia de las estaciones en el área de estudio, para este caso se utilizó la técnica de los polígonos de Thiessen, la siguiente figura muestra la influencia de las estaciones pluviométricas.

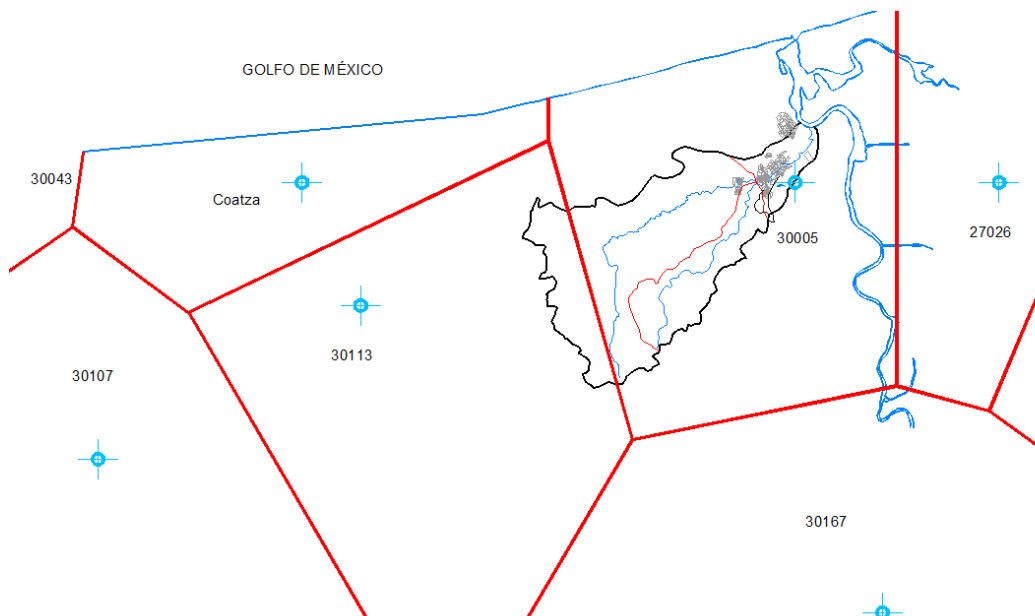


Figura 2.21 Influencia de las estaciones pluviométricas aplicando polígonos de Thiessen

De acuerdo con la figura anterior, la estación 30005 “Agua Dulce” y 30113 Nanchital, son las únicas estaciones que tienen influencia en la cuenca en estudio, por lo que de aquí en adelante serán estas estaciones las que se utilizarán para el análisis hidrológico

2.8. Resultados del análisis de frecuencias

Se presenta en las siguientes tablas y figuras los resultados del análisis de Frecuencias

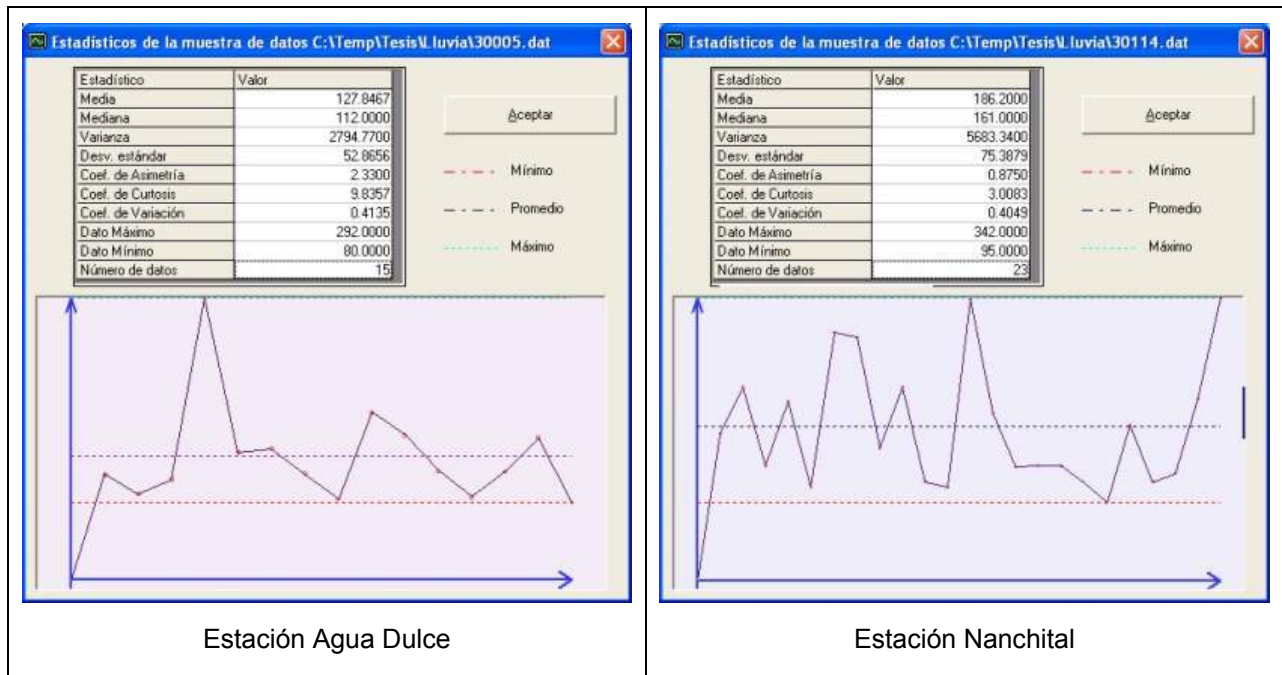


Figura 2.22 Resultados de los estadísticos muestrales

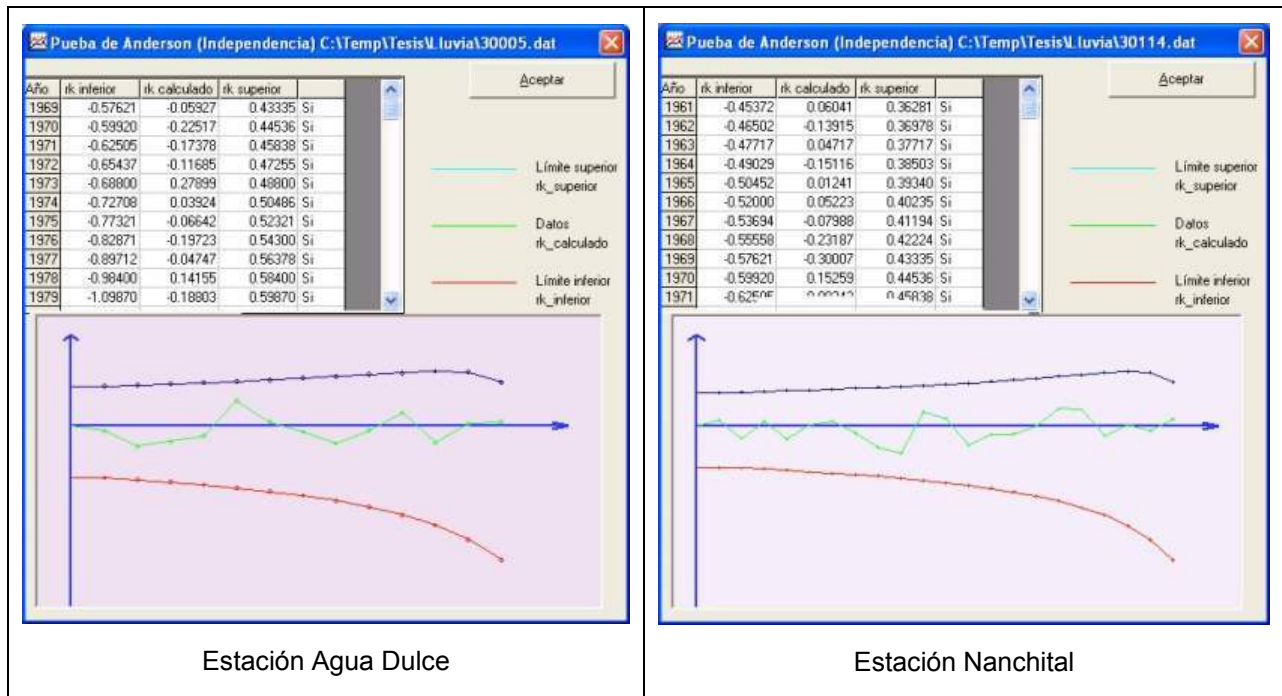


Figura 2.23 Resultados de la prueba de Independencia

Tabla 2.28 Resumen de los Errores Estándar de Ajuste para la muestra de la estación 30005 Agua Dulce

Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 Parámetros	3 Parámetros	2 Parámetros	3 Parámetros
Normal	27.881	-----	27.881	-----
Log-Normal	23.180	21.944	26.899	33.842
Gumbel	22.606	-----	27.635	-----
Exponencial	20.149	-----	58.683	-----
Gamma	24.714	21.878	27.236	-----
Gumbel 2Pob	18.974			
Mínimo EE		18.974 (Función Gumbel de 2 poblaciones)		

Tabla 2.29 Resumen de los Errores Estándar de Ajuste para la muestra de la estación 30113 Nanchital

Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 Parámetros	3 Parámetros	2 Parámetros	3 Parámetros
Normal	24.909	-----	24.909	-----
Log-Normal	18.858	19.286	20.430	32.115
Gumbel	18.621	-----	22.946	-----
Exponencial	19.962	-----	84.232	-----
Gamma	18.851	18.519	21.317	16.557
Gumbel 2Pob	15.862			
Mínimo EE		15.862 (Función Gumbel de 2 poblaciones)		

Una vez que se probó la independencia y la homogeneidad de las series de datos, se procedió a revisar cual es la función de mejor ajuste, resultando en ambos casos la Gumbel de 2 poblaciones, en la Tabla 2.30 se muestran los valores de la extrapolación de los valores para diferentes periodos de retorno.

Tabla 2.30 Valores de la precipitación para diferentes periodos de retorno

Tr (Años)	30005 Agua Dulce		30113 Nanchital	
	hp	hp_max	hp	hp_max
2	112	126.56	161	181.93
5	153	172.89	251	283.63
10	189	213.57	291	328.83
20	231	261.03	327	369.51
50	296	334.48	373	421.49
100	354	400.02	406	458.78
200	421	475.73	433	489.29
500	520	587.6	483	545.79
1000	607	685.91	516	583.08
5000	852	962.76	593	670.09
10000	979	1106.27	626	707.38



2.9. Curvas i-d-t

Para elaborar las curvas I-d-t mediante un análisis de lluvia máxima en 24 horas se sigue el siguiente procedimiento:

- 1.- Verificar que la muestra de datos no contengan valores dudosos. Si le faltan años al registro se deberán completar mediante una técnica de deducción de datos faltantes
- 2.- Verificar que la muestra este formada por variables aleatorias para lo cual se aplicará la prueba de Anderson (Correlograma).
- 3.- Determinar la homogeneidad de la muestra o las perturbaciones en el tiempo, para lo cual se aplicara la Prueba de t Student, la de Cramer y/o la de Helmet.
- 4.- Realizar un análisis de frecuencias para estimar láminas de lluvia para diferentes periodos de retorno, se deberá utilizar el mayor número posible de Funciones de Distribución de Probabilidad y técnicas para la estimación de parámetros.
- 5.- Los eventos de diseño maximizarán por duración, es decir, a los valores obtenidos en el inciso 4, se multiplicaran por 1.13.
- 6.- Si el área de influencia por analizar es mayor de 25 km², se deberá corregir por área, el procedimiento se describe en 2.15 con ayuda de la figura 2.36.
- 7.- Encontrar la relación de lluvia de 1 hora a lluvia en 24 horas.
- 8.- La precipitación para diferentes duraciones se pueden obtener mediante el uso de papel logarítmico, siguiendo el procedimiento del U.S. Soil Conservation Service.
- 9.- Para pasar los datos de una curva hp-d-T (altura de precipitación - duración- periodo de retorno) a datos de una curva del tipo I-d-t (intensidad - duración - periodo de retorno) solo se divide el valor de la precipitación entre la duración.
- 10.- En un caso particular, es posible mediante la técnica de bloques y con el conocimiento del tiempo de concentración de la cuenca, obtener los hietogramas de diseño para su posterior uso en un modelo lluvia-escorrimento.

Los pasos descritos anteriormente se aplican a las dos estaciones bajo análisis, para determinar la duración que se utilizará de la curva *I-d-t*, la duración se iguala al tiempo de concentración de la cuenca, el valor de éste parámetro se obtuvo en los subcapítulos anteriores, los valores se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 2.31 Valores del tiempo de concentración para las cuencas en estudio

Cuenca	Tiempo de concentración (horas)
Agua Dulce	8
El Burro	4



Las tablas 2.32 y 2.33 muestran los datos de las curvas $hp-d-Tr$ e $I-d-t$ para la estación Agua Dulce.

Tabla 2.32 Datos para formar las curvas $hp-d-Tr$ de la estación Agua Dulce (30005)

duración		Periodo de retorno (Tr) en años									
Min	horas	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
10	0.167	19.20	26.22	32.39	39.59	50.73	60.67	89.13	104.04	146.03	167.80
15	0.250	26.40	36.06	44.54	54.44	69.76	83.42	122.55	143.05	200.79	230.72
20	0.333	32.40	44.25	54.66	66.81	85.61	102.38	150.40	175.56	246.42	283.15
25	0.417	38.40	52.45	64.79	79.19	101.47	121.34	178.25	208.07	292.06	335.59
30	0.500	42.60	58.18	71.87	87.85	112.56	134.62	197.75	230.83	324.00	372.30
35	0.583	46.20	63.10	77.95	95.27	122.08	145.99	214.46	250.33	351.38	403.76
40	0.667	49.20	67.20	83.01	101.46	130.00	155.47	228.39	266.59	374.20	429.98
45	0.750	52.80	72.12	89.08	108.88	139.52	166.85	245.10	286.10	401.58	461.44
50	0.833	55.20	75.39	93.13	113.83	145.86	174.43	256.24	299.10	419.83	482.41
1	60	81.95	101.23	123.73	158.54	189.6	278.52	325.11	456.34	524.36	
2	70.6	96.44	119.13	145.6	186.58	223.13	327.77	382.61	537.03	617.09	
3	77.65	106.08	131.04	160.16	205.22	245.43	360.52	420.84	590.7	678.75	
4	83.08	113.49	140.2	171.35	219.57	262.59	385.73	450.26	632	726.21	
5	87.55	119.6	147.74	180.57	231.39	276.72	406.49	474.5	666.02	765.29	
6	91.38	124.84	154.21	188.48	241.51	288.83	424.28	495.26	695.16	798.78	
7	94.75	129.44	159.89	195.43	250.42	299.49	439.92	513.52	720.8	828.24	
8	97.77	133.56	164.99	201.65	258.4	309.03	453.94	529.89	743.76	854.63	
9	100.51	137.31	169.62	207.31	265.65	317.7	466.68	544.75	764.63	878.61	
10	103.03	140.75	173.87	212.51	272.3	325.66	478.37	558.41	783.79	900.62	
11	105.37	143.94	177.81	217.32	278.47	333.03	489.2	571.05	801.54	921.02	
12	107.54	146.91	181.48	221.81	284.22	339.91	499.3	582.84	818.09	940.04	
13	109.58	149.7	184.92	226.02	289.61	346.36	508.78	593.9	833.62	957.88	
14	111.51	152.33	188.17	229.99	294.7	352.45	517.72	604.33	848.26	974.7	
15	113.33	154.82	191.24	233.74	299.52	358.2	526.18	614.21	862.12	990.63	
16	115.06	157.18	194.17	237.31	304.09	363.68	534.21	623.59	875.29	1005.76	
17	116.71	159.44	196.95	240.72	308.45	368.89	541.88	632.54	887.84	1020.19	
18	118.29	161.59	199.61	243.97	312.62	373.88	549.2	641.09	899.85	1033.98	
19	119.8	163.66	202.17	247.09	316.62	378.66	556.22	649.28	911.35	1047.19	
20	121.25	165.64	204.62	250.09	320.46	383.25	562.96	657.15	922.4	1059.89	
21	122.65	167.55	206.97	252.97	324.15	387.67	569.45	664.73	933.03	1072.11	
22	124	169.39	209.25	255.75	327.71	391.93	575.71	672.03	943.28	1083.89	
23	125.3	171.17	211.45	258.43	331.15	396.04	581.75	679.09	953.18	1095.27	
24	126.56	172.89	213.57	261.03	334.48	400.02	587.6	685.91	962.76	1106.27	



Tabla 2.33 Datos para formar las curvas $i-d-Tr$ de la estación Agua Dulce (30005)

duración		Periodo de retorno (T_r) en años									
Min	horas	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
10	0.167	115.2	157.3	194.4	237.6	304.4	364.0	534.8	624.2	876.2	1006.8
15	0.250	105.6	144.2	178.2	217.8	279.0	333.7	490.2	572.2	803.2	922.9
20	0.333	97.2	132.8	164.0	200.4	256.8	307.2	451.2	526.7	739.3	849.5
25	0.417	92.2	125.9	155.5	190.0	243.5	291.2	427.8	499.4	700.9	805.4
30	0.500	85.2	116.4	143.7	175.7	225.1	269.2	395.5	461.7	648.0	744.6
35	0.583	79.2	108.2	133.6	163.3	209.3	250.3	367.6	429.1	602.4	692.2
40	0.667	73.8	100.8	124.5	152.2	195.0	233.2	342.6	399.9	561.3	645.0
45	0.750	70.4	96.2	118.8	145.2	186.0	222.5	326.8	381.5	535.4	615.2
50	0.833	66.2	90.5	111.8	136.6	175.0	209.3	307.5	358.9	503.8	578.9
	1	60.0	82.0	101.2	123.7	158.5	189.6	278.5	325.1	456.3	524.4
	2	35.3	48.2	59.6	72.8	93.3	111.6	163.9	191.3	268.5	308.5
	3	25.9	35.4	43.7	53.4	68.4	81.8	120.2	140.3	196.9	226.3
	4	20.8	28.4	35.1	42.8	54.9	65.6	96.4	112.6	158.0	181.6
	5	17.5	23.9	29.5	36.1	46.3	55.3	81.3	94.9	133.2	153.1
	6	15.2	20.8	25.7	31.4	40.3	48.1	70.7	82.5	115.9	133.1
	7	13.5	18.5	22.8	27.9	35.8	42.8	62.8	73.4	103.0	118.3
	8	12.2	16.7	20.6	25.2	32.3	38.6	56.7	66.2	93.0	106.8
	9	11.2	15.3	18.8	23.0	29.5	35.3	51.9	60.5	85.0	97.6
	10	10.3	14.1	17.4	21.3	27.2	32.6	47.8	55.8	78.4	90.1
	11	9.6	13.1	16.2	19.8	25.3	30.3	44.5	51.9	72.9	83.7
	12	9.0	12.2	15.1	18.5	23.7	28.3	41.6	48.6	68.2	78.3
	13	8.4	11.5	14.2	17.4	22.3	26.6	39.1	45.7	64.1	73.7
	14	8.0	10.9	13.4	16.4	21.1	25.2	37.0	43.2	60.6	69.6
	15	7.6	10.3	12.7	15.6	20.0	23.9	35.1	40.9	57.5	66.0
	16	7.2	9.8	12.1	14.8	19.0	22.7	33.4	39.0	54.7	62.9
	17	6.9	9.4	11.6	14.2	18.1	21.7	31.9	37.2	52.2	60.0
	18	6.6	9.0	11.1	13.6	17.4	20.8	30.5	35.6	50.0	57.4
	19	6.3	8.6	10.6	13.0	16.7	19.9	29.3	34.2	48.0	55.1
	20	6.1	8.3	10.2	12.5	16.0	19.2	28.1	32.9	46.1	53.0
	21	5.8	8.0	9.9	12.0	15.4	18.5	27.1	31.7	44.4	51.1
	22	5.6	7.7	9.5	11.6	14.9	17.8	26.2	30.5	42.9	49.3
	23	5.4	7.4	9.2	11.2	14.4	17.2	25.3	29.5	41.4	47.6
	24	5.3	7.2	8.9	10.9	13.9	16.7	24.5	28.6	40.1	46.1

La Figura 2.24 y la Figura 2.25 muestran las curvas $hp-d-Tr$ e $i-d-Tr$ para la estación Agua Dulce.



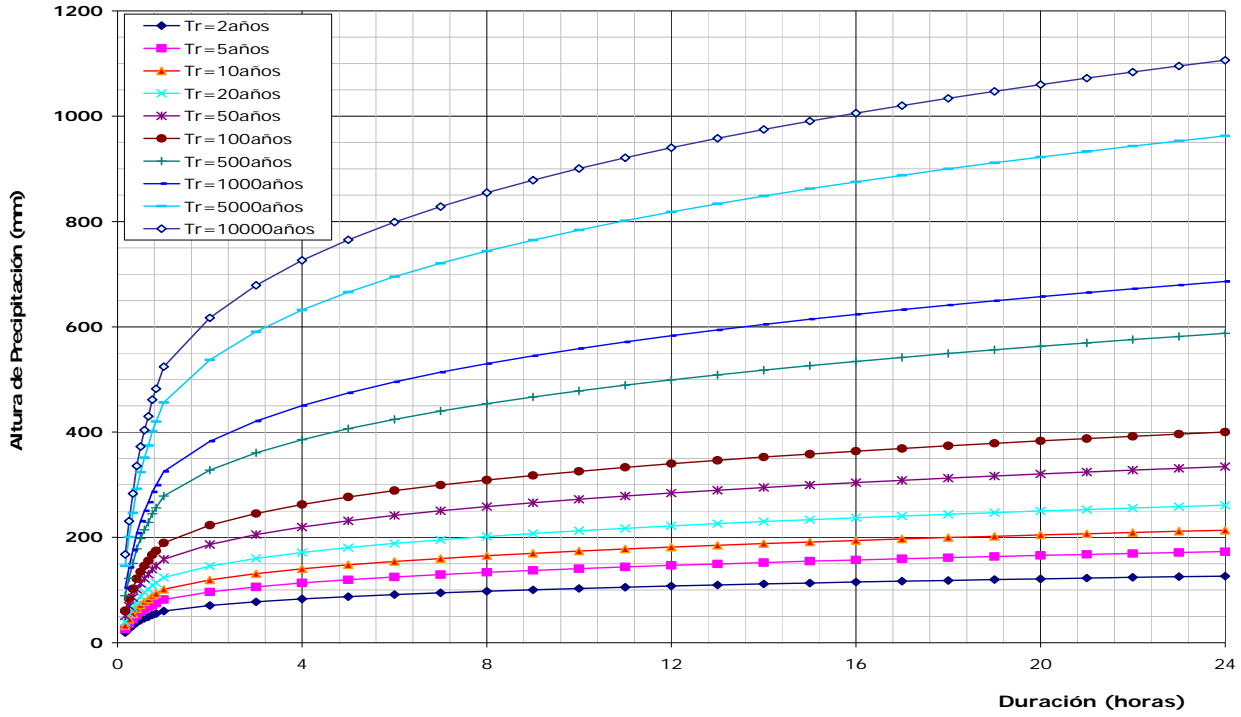


Figura 2.24 Curvas hp-d-T para la estación Agua Dulce

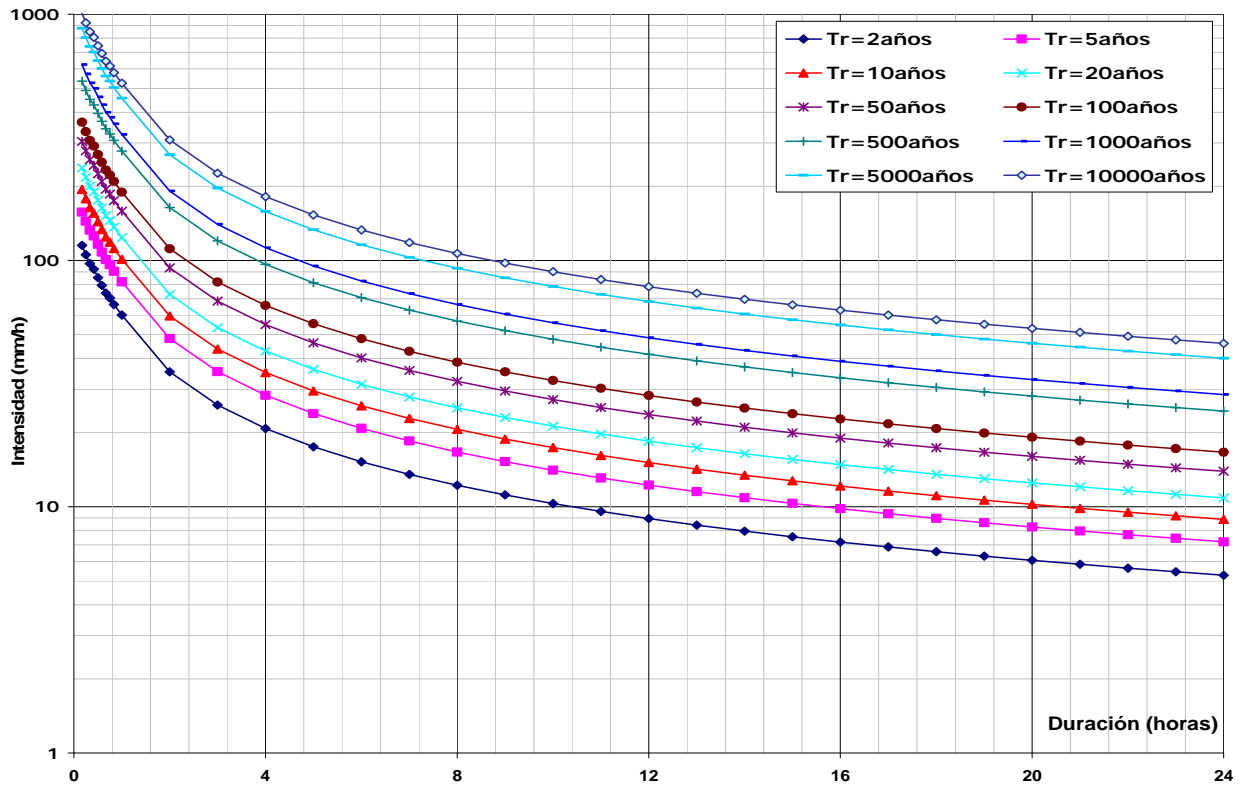


Figura 2.25 Curvas i-d-T para la estación Agua Dulce



Las tablas siguientes muestran los datos de las curvas $hp-d-Tr$ e $I-d-t$ para la estación Nanchital

Tabla 2.34 Datos para formar las curvas $hp-d-Tr$ de la estación Nanchital (30113)

duración		Periodo de retorno (Tr) en años									
Min	horas	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
5	0.083	25.87	40.33	46.76	52.54	59.93	65.24	77.61	82.91	95.28	100.58
10	0.167	38.80	60.49	70.14	78.81	89.90	97.85	116.41	124.36	142.92	150.88
15	0.250	48.29	75.28	87.28	98.08	111.88	121.77	144.87	154.76	177.86	187.76
30	0.500	68.12	106.20	123.13	138.36	157.83	171.79	204.37	218.32	250.91	264.87
45	0.750	78.47	122.33	141.83	159.38	181.80	197.88	235.41	251.49	289.03	305.10
1		86.23	134.43	155.86	175.14	199.78	217.45	258.69	276.36	317.61	335.28
2		101.48	158.21	183.42	206.11	235.10	255.90	304.44	325.24	373.77	394.57
3		111.62	174.02	201.75	226.71	258.60	281.48	334.86	357.74	411.13	434.00
4		119.43	186.19	215.86	242.56	276.68	301.16	358.28	382.76	439.87	464.35
5		125.85	196.21	227.47	255.61	291.57	317.37	377.56	403.36	463.55	489.34
6		131.36	204.79	237.43	266.8	304.33	331.26	394.08	421.01	483.83	510.76
7		136.21	212.34	246.18	276.64	315.56	343.47	408.61	436.53	501.67	529.59
8		140.55	219.11	254.03	285.46	325.61	354.42	421.64	450.44	517.66	546.47
9		144.49	225.26	261.16	293.46	334.75	364.36	433.47	463.08	532.18	561.8
10		148.11	230.9	267.7	300.82	343.14	373.49	444.33	474.69	545.52	575.88
11		151.46	236.13	273.76	307.63	350.91	381.95	454.39	485.44	557.87	588.92
12		154.59	241.01	279.42	313.98	358.15	389.84	463.77	495.46	569.4	601.08
13		157.53	245.58	284.72	319.94	364.95	397.24	472.58	504.86	580.2	612.49
14		160.29	249.9	289.72	325.56	371.36	404.22	480.88	513.73	590.39	623.25
15		162.91	253.98	294.45	330.88	377.43	410.82	488.73	522.13	600.04	633.43
16		165.4	257.86	298.95	335.94	383.19	417.1	496.2	530.1	609.21	643.11
17		167.77	261.56	303.24	340.76	388.69	423.08	503.32	537.71	617.95	652.33
18		170.04	265.09	307.34	345.36	393.95	428.8	510.12	544.98	626.3	661.15
19		172.21	268.48	311.27	349.78	398.98	434.28	516.64	551.94	634.31	669.6
20		174.3	271.74	315.04	354.02	403.82	439.54	522.91	558.63	641.99	677.72
21		176.31	274.87	318.67	358.1	408.47	444.61	528.93	565.07	649.4	685.53
22		178.25	277.89	322.18	362.03	412.96	449.5	534.75	571.28	656.53	693.07
23		180.12	280.81	325.56	365.83	417.3	454.22	540.36	577.28	663.42	700.34
24		181.93	283.63	328.83	369.51	421.49	458.78	545.79	583.08	670.09	707.38

Tabla 2.35 Datos para formar las curvas $i-d-Tr$ de la estación Nanchital (30113)

duración		Periodo de retorno (Tr) en años									
Min	horas	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
5	0.083	310.4	483.9	561.1	630.5	719.2	782.8	931.3	994.9	1143.4	1207.0
10	0.167	232.8	363.0	420.8	472.9	539.4	587.1	698.5	746.2	857.5	905.3
15	0.250	193.2	301.1	349.1	392.3	447.5	487.1	579.5	619.0	711.4	751.0
30	0.500	136.2	212.4	246.3	276.7	315.7	343.6	408.7	436.6	501.8	529.7
45	0.750	104.6	163.1	189.1	212.5	242.4	263.8	313.9	335.3	385.4	406.8
1		86.2	134.4	155.9	175.1	199.8	217.5	258.7	276.4	317.6	335.3
2		50.7	79.1	91.7	103.1	117.6	128.0	152.2	162.6	186.9	197.3
3		37.2	58.0	67.3	75.6	86.2	93.8	111.6	119.2	137.0	144.7
4		29.9	46.5	54.0	60.6	69.2	75.3	89.6	95.7	110.0	116.1
5		25.2	39.2	45.5	51.1	58.3	63.5	75.5	80.7	92.7	97.9
6		21.9	34.1	39.6	44.5	50.7	55.2	65.7	70.2	80.6	85.1
7		19.5	30.3	35.2	39.5	45.1	49.1	58.4	62.4	71.7	75.7
8		17.6	27.4	31.8	35.7	40.7	44.3	52.7	56.3	64.7	68.3
9		16.1	25.0	29.0	32.6	37.2	40.5	48.2	51.5	59.1	62.4
10		14.8	23.1	26.8	30.1	34.3	37.3	44.4	47.5	54.6	57.6
11		13.8	21.5	24.9	28.0	31.9	34.7	41.3	44.1	50.7	53.5
12		12.9	20.1	23.3	26.2	29.8	32.5	38.6	41.3	47.5	50.1
13		12.1	18.9	21.9	24.6	28.1	30.6	36.4	38.8	44.6	47.1
14		11.4	17.9	20.7	23.3	26.5	28.9	34.3	36.7	42.2	44.5
15		10.9	16.9	19.6	22.1	25.2	27.4	32.6	34.8	40.0	42.2
16		10.3	16.1	18.7	21.0	23.9	26.1	31.0	33.1	38.1	40.2
17		9.9	15.4	17.8	20.0	22.9	24.9	29.6	31.6	36.4	38.4
18		9.4	14.7	17.1	19.2	21.9	23.8	28.3	30.3	34.8	36.7
19		9.1	14.1	16.4	18.4	21.0	22.9	27.2	29.0	33.4	35.2
20		8.7	13.6	15.8	17.7	20.2	22.0	26.1	27.9	32.1	33.9
21		8.4	13.1	15.2	17.1	19.5	21.2	25.2	26.9	30.9	32.6
22		8.1	12.6	14.6	16.5	18.8	20.4	24.3	26.0	29.8	31.5
23		7.8	12.2	14.2	15.9	18.1	19.7	23.5	25.1	28.8	30.4
24		7.6	11.8	13.7	15.4	17.6	19.1	22.7	24.3	27.9	29.5

La Figura 2.26 y Figura 2.27 muestran las curvas $hp-d-Tr$ e $i-d-Tr$ para la estación Nanchital.



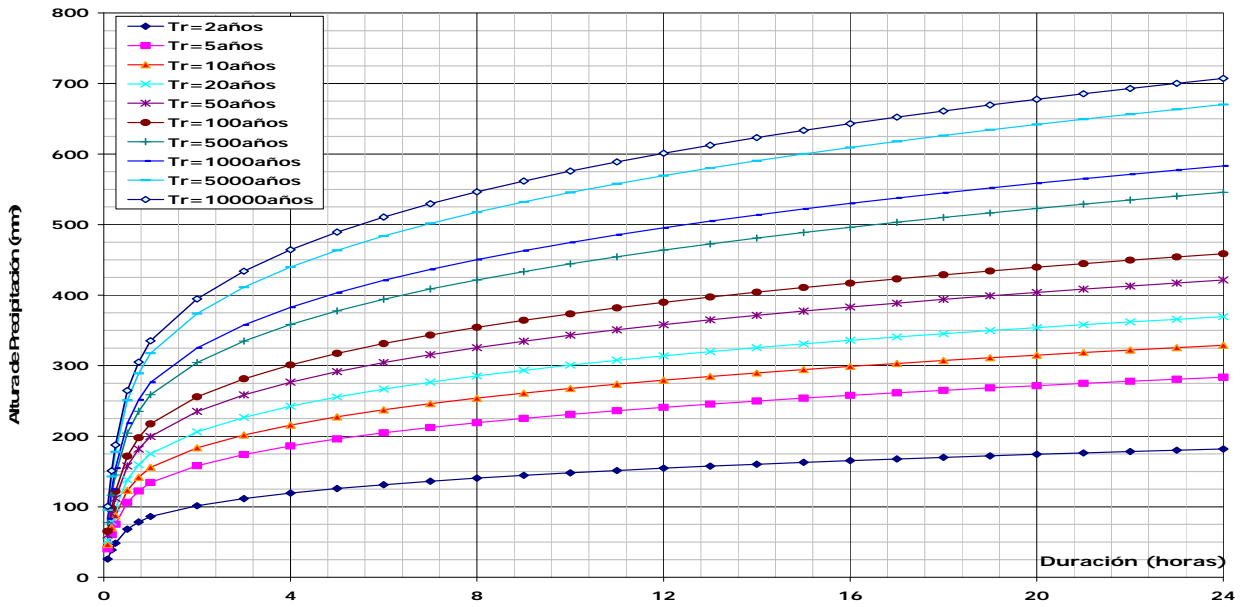


Figura 2.26 Curvas hp-d-T para la estación Nanchital

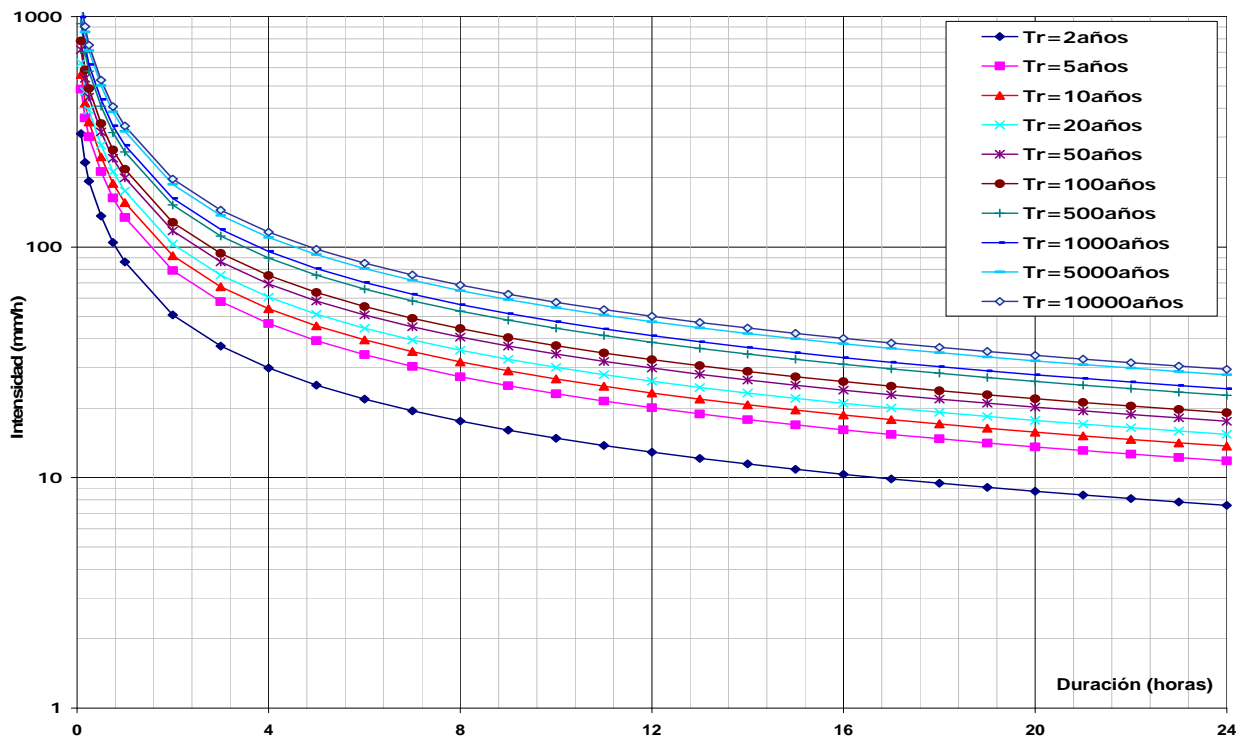


Figura 2.27 Curvas i-d-T para la estación Nanchital

2.10. Coeficiente de escurrimiento

La infiltración se define como el movimiento del agua a través de la superficie del suelo y hacia adentro del mismo, producido por la acción de las fuerzas gravitacionales y capilares. La diferencia entre el volumen de agua que llueve en una cuenca y el que escurre por su salida recibe el nombre de pérdidas. En general, las pérdidas están constituidas por la intersección en el follaje de las plantas y en los techos de las construcciones, la retención en depresiones o charcos (que posteriormente se evapora o se infiltra), la evaporación y la infiltración. La porción más importante de las pérdidas está dada por la infiltración.

La infiltración juega un papel de primer orden en la relación lluvia – escurrimiento y por lo tanto en los problemas de diseño y procedimientos asociados al dimensionamiento y operación de las obras hidráulicas. Generalmente, el volumen de infiltración es varias veces mayor que el escurrimiento durante una tormenta dada, especialmente en cuencas con un grado de urbanización relativamente bajo, como es el caso del presente estudio.

Al inicio de la tormenta, el suelo está seco, de tal modo que la cantidad de agua que puede absorber en la unidad de tiempo (es decir, su capacidad de infiltración) es mayor que la intensidad de la lluvia en esos primeros instantes de la tormenta, bajo estas condiciones, se infiltraría toda la lluvia, es decir:

$$\text{Si } i < fp, \quad f=i$$

donde:

- f infiltración, expresada como la lámina por unidad de tiempo, mm/h
- fp capacidad de infiltración, en las mismas unidades, mm/h
- i intensidad de lluvia, mm/h

En esta etapa del proceso, las fuerzas producidas por la capilaridad predominan sobre las gravitatorias. Al avanzar el tiempo, si la lluvia es suficientemente intensa, el contenido de humedad del suelo aumenta hasta que llega el momento en que su superficie alcanza la saturación. En este momento inicia el llenado de las depresiones del terreno, es decir formación de charcos y comienza también a presentarse flujo sobre la superficie. A este instante se le llama tiempo de encharcamiento y se denota como tp .

Después del tiempo de encharcamiento, si la lluvia sigue siendo intensa, las fuerzas capilares pierden importancia frente a las gravitatorias, pues el contenido de humedad del suelo aumenta, y entonces la capacidad de infiltración disminuye con el tiempo; bajo estas condiciones, la infiltración se hace independiente de la variación en el tiempo de la intensidad de lluvia, en tanto que ésta sea mayor que la capacidad de transmisión del suelo, de manera que

$$\text{Si } i > fp, \quad f = fp$$

donde fp decrece con el tiempo.

En las condiciones anteriores, la capa saturada que durante el tiempo de encharcamiento era muy delgada y estaba en la superficie de suelo, se ensancha a medida que su límite inferior, denominado frente húmedo, avanza hacia abajo. Entonces, dado que cada vez una mayor parte del suelo está saturada, las fuerzas capilares pierden paulatinamente importancia, hasta llegar el momento teóricamente en $t = \infty$ en que, al estar todo el medio saturado, el movimiento del agua se produce únicamente por la acción de la gravedad y la infiltración se hace constante.



La descripción anterior es, en rigor, válida solamente para una columna de suelo homogéneo, donde el nivel freático esté profundo, sin embargo, ésta se ha verificado con una precisión aceptable en la mayoría de los casos prácticos. Si en algún momento, después del tiempo de encharcamiento, la tormenta entra en un periodo de calma, su intensidad disminuye hasta hacer menor la capacidad de infiltración, el tirante de agua existente sobre la superficie del suelo, disminuye hasta finalmente desaparecer; el agua contenida en los charcos también se infiltra y en menor grado se evapora.

El coeficiente de escurrimiento es una variable que implica una relación entre el escurrimiento y la precipitación. La porción de lluvia total que escurre hacia los ríos depende del porcentaje de permeabilidad, de la pendiente y de las características del suelo; por ejemplo, techos de edificios y superficies asfaltadas, producen escurrimientos importantes después de que la superficie ha sido mojada por completo. Para la selección del coeficiente de escurrimiento Aparicio (Aparicio, 2007) propone la siguiente tabla:

Tabla 2.36 Valores del coeficiente de escurrimiento

Tipo	Coeficiente de escurrimiento	
	Mínimo	Máximo
Zonas comerciales	0.70	0.95
Zonas Industriales		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
Zonas residenciales		
Unifamiliar	0.30	0.50
Multifamiliares espaciado	0.40	0.60
Multifamiliares compacto	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casa habitación	0.50	0.70
Otros		
Cementerios	0.10	0.25
Parques	0.10	0.25
Campos de juegos	0.20	0.35
Patios de ferrocarril	0.20	0.40
Zonas suburbanas	0.10	0.30
Calles		
Asfaltadas	0.70	0.95
Concreto hidráulico	0.70	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
Praderas		
Suelos arenosos con pendientes bajas (hasta 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (de 0.02 a a0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos con pendientes altas (mayor a 0.07)	0.15	0.20
Suelos arcillosos con pendientes bajas (hasta 0.02)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (de 0.02 a a0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos con pendientes altas (mayor a 0.07)	0.25	0.35



Es importante realizar visitas al sitio y contar con apoyos adicionales como fotografías, en este caso, para la determinación del coeficiente de escurrimiento se realizaron visitas en la cuenca y en dos de ellas se sobrevoló el área de interés, de estas visitas se apreció de manera general los porcentajes del tipo de cobertura predominante en la cuenca, de los cuales se presentan en la Tabla 2.37, en tanto que en las figuras 2.28 a 2.31 se muestran detalles del análisis del coeficiente de escurrimiento.



Figura 2.28 Vista general de la cobertura en la parte media de la cuenca



Figura 2.29 Porción de la cuenca con bosque



Figura 2.30 *Porción de la cuenca con Pastizales*

En la parte alta de la cuenca se puede observar cierto grado de deforestación, en general, es una porción muy pequeña comparada con la cuenca total, en esta zona existen bancos de materiales, el porcentaje de ésta área se estima en 5% del área total de la cuenca; el tipo de cobertura predominante en esta zona, puede clasificarse como zona verde de condición promedio, con pendiente superior al 7%, el valor adoptado es de 0.35

Existe una gran extensión que puede clasificarse como pastizales (Figura 2.30), con una pendiente que no sobrepasa el 7%, bajo estas condiciones se adopta un valor para el coeficiente de escurrimiento de 0.33, el porcentaje de área se estima en un 45%. Existe otra gran región que puede caracterizarse como bosques, con una pendiente que no excede el 7%, el valor asignado para el coeficiente de escurrimiento es de 0.31, el porcentaje del área estimada es de 40%



Figura 2.31 *Deforestación en la Parte alta de la cuenca*

Finalmente, existen áreas con encharcamientos importantes; estas se encuentran entre la parte media y alta de la cuenca, principalmente en las depresiones, las cuales pueden tener un efecto regulador ante escurrimientos de aguas arriba; el área estimada para esta zona respecto del total de la cuenca es del 10%

Tabla 2.37 Valor del coeficiente de escurrimiento general en las cuencas del arroyo Aguas Dulce y el Burro

Cobertura	%	C	% x C
Pastizales	45	0.33	14.85
Bosque	40	0.31	12.4
Pantanos	10	0.22	2.20
Zona deforestada	5	0.35	1.85
$\Sigma =$	100	1.23	31.2
	C =	0.31	

2.11. Distribución temporal de la lluvia

En este capítulo se determina la distribución temporal de la lluvia (histograma), para utilizarlo en un modelo de tipo geomorfológico cuya entrada principal, además de las características fisiográficas de la cuenca, es la distribución temporal de la lluvia. En este trabajo se aplicará la Técnica del Bloque Alterno (Chow, 1989), cuya metodología desarrolla un hietograma utilizando las curvas $I-d-t$ previamente obtenidas. El hietograma resultante indica la precipitación que ocurre en n intervalos sucesivos de duración Δt sobre una duración total.

2.11.1. Hietogramas de diseño para la cuenca del arroyo Agua Dulce

La duración de la tormenta se igualó al tiempo de concentración, por lo que resultó de 8 horas. En las siguientes tablas se muestra como ejemplo la secuencia de cálculo para determinar el hietograma de diseño correspondiente al periodo de retorno de 2 años.

Se elabora una tabla determinando la intensidad promedio en la cuenca, para lo cual se calcula el porcentaje de área de influencia de cada estación pluviométrica (Tabla 2.38).

Tabla 2.38 Determinación de la intensidad promedio en la cuenca para un $T_r=2$ años

C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
Tiempo (horas)	Intensidad (mm/h) Estación Agua Dulce	Porcentaje de área	Intensidad (mm/h) Estación Nanchital	Porcentaje de área	$C2 \times C3 =$	$C4 \times C5 =$	Intensidad promedio (mm/h)
1	60.0	72 %	86.23	28 %	43.19	24.14	67.34
2	35.3	72 %	50.74	28 %	25.42	14.21	39.62
3	25.9	72 %	37.21	28 %	18.64	10.42	29.05
4	20.8	72 %	29.86	28 %	14.95	8.36	23.31
5	17.5	72 %	25.17	28 %	12.61	7.05	19.65
6	15.2	72 %	21.89	28 %	10.97	6.13	17.10
7	13.5	72 %	19.46	28 %	9.75	5.45	15.19
8	12.2	72 %	17.57	28 %	8.80	4.92	13.72

En la columna 1 se muestran la duración (1 al 8, porque la tormenta es de 8 horas). En la columna 2 se muestran los datos de intensidad para diferentes duraciones de la estación Agua Dulce, estos datos se obtuvieron de las curvas $I-d-t$, en la columna 3 se indica el porcentaje de



influencia de la estación Agua Dulce. En la columna 4 se muestran los datos de intensidad para diferentes duraciones de la estación Nanchital, estos datos se obtuvieron de las curvas $I-d-t$, en la columna 5 se muestra el porcentaje de influencia de la estación Nanchital. Las columnas 6 y 7 presentan el producto de la intensidad por el porcentaje de influencia, de las estaciones Agua Dulce y Nanchital respectivamente. Finalmente en la columna 8 se presenta la intensidad promedio en la cuenca. Una vez que se tiene la intensidad promedio se procede a formar el hietograma de la siguiente manera:

La precipitación se obtiene como el producto de la intensidad por su duración (columna 2 de la Tabla 2.39). Los incrementos de precipitación se obtienen de la diferencia entre dos intervalos de tiempo (columna 4 de la Tabla 2.39); el mayor valor de los incrementos se coloca al centro de la duración de la tormenta, el siguiente valor mayor se coloca a la derecha, el siguiente valor a la izquierda, y así sucesivamente hasta completar la duración de la tormenta (columna 6 de la Tabla 2.39).

Tabla 2.39 Determinación del hietograma para un $Tr=2$ años

Col-1	Col-2	Col-3	Col-4	Col-5		Col-6
Duración (horas)	i (mm/h)	hp (mm)	Δhp	t (horas)	t (horas)	hp (mm)
1	67.34	67.3	67.3	0	1	3.8
2	39.62	79.2	11.9	1	2	5.0
3	29.05	87.2	7.9	2	3	7.9
4	23.31	93.3	6.1	3	4	67.3
5	19.65	98.3	5.0	4	5	11.9
6	17.10	102.6	4.3	5	6	6.1
7	15.19	106.4	3.8	6	7	4.3
8	13.72	109.7	3.4	7	8	3.4

Siguiendo la metodología anteriormente descrita, se obtuvieron los valores para la construcción del hietograma para diferentes periodos de retorno (Tabla 2.40). En la Figura 2.32 se presentan los hietogramas de diseño para la cuenca del arroyo Agua dulce, para diferentes periodos de retorno.

Tabla 2.40 Determinación del hietograma para diferentes periodos de retorno. Cuenca del arroyo Agua Dulce

Tiempo (horas)	Altura de precipitación (mm)									
	Tr=2	Tr=5	Tr=10	Tr=20	Tr=50	Tr=100	Tr=500	Tr=1000	Tr=5000	Tr=10000
1	3.8	5.4	6.5	7.8	9.6	11.1	15.3	17.5	23.5	26.5
2	5.0	7.2	8.7	10.3	12.7	14.7	20.3	23.2	31.1	35.1
3	7.9	11.4	13.7	16.3	20.0	23.2	32.1	36.6	49.1	55.4
4	67.3	96.6	116.5	138.1	170.1	197.4	273.0	311.5	417.5	471.4
5	11.9	17.1	20.6	24.4	30.1	34.9	48.3	55.1	73.8	83.4
6	6.1	8.7	10.5	12.5	15.4	17.9	24.7	28.2	37.8	42.7
7	4.3	6.2	7.4	8.8	10.9	12.6	17.4	19.9	26.7	30.1
8	3.4	4.9	5.9	6.9	8.6	9.9	13.7	15.7	21.0	23.7
Acumulado	109.7	157.5	189.9	225.1	277.2	321.7	444.9	507.6	680.5	768.3



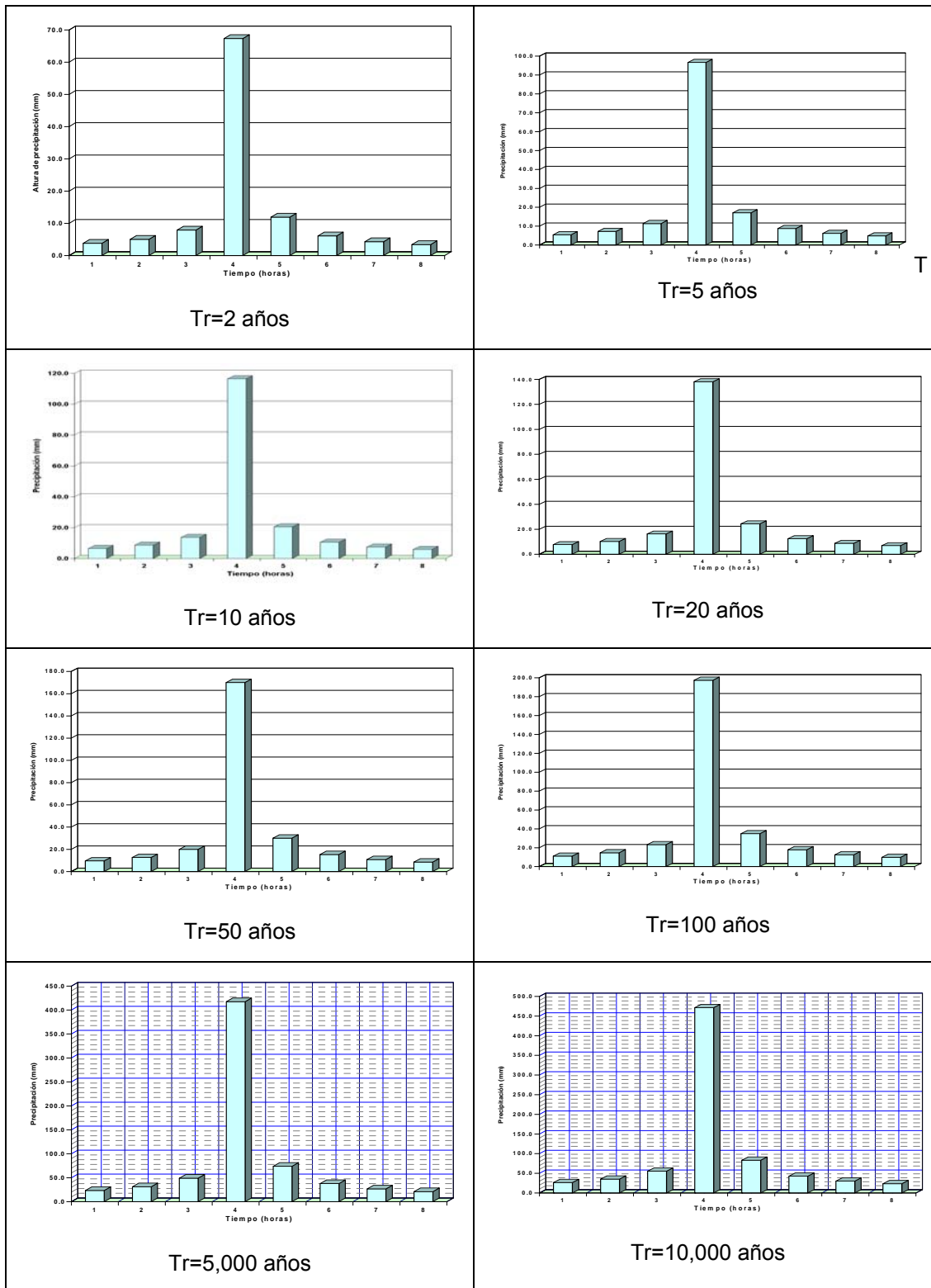


Figura 2.32 Hietogramas de diseño para la cuenca del arroyo Agua Dulce



2.11.2. Hietogramas de diseño para la cuenca del arroyo El Burro

La duración de la tormenta se igualó al tiempo de concentración, por lo que resultó de 4 horas. En las siguientes tablas se muestra como ejemplo la secuencia de cálculo para determinar el hietograma de diseño correspondiente al periodo de retorno de 2 años. Se elabora una tabla determinando la intensidad promedio en la cuenca, para lo cual se calcula el porcentaje de área de influencia de cada estación pluviométrica (Tabla 2.41).

Tabla 2.41 Determinación de la intensidad promedio en la cuenca El Burro para un $Tr=2$ años

Col-1	Col-2	Col-3	Col-4
d	Intensidad (mm/h) Estación Nanchital	Porcentaje	Intensidad promedio (mm/h)
1	86.2	100.00%	86.23
2	50.7	100.00%	50.74
3	37.2	100.00%	37.21

En la columna 2 se muestran los datos de intensidad para diferentes duraciones de la estación Nanchital (30113), estos datos se obtienen de las curvas $I-d-t$; en la columna 3 se indica el porcentaje de influencia de la estación Nanchital. En la columna 4 se muestran los datos de intensidad promedio. Una vez que se tiene la intensidad promedio se precede a formar el hietograma de la siguiente manera:

La precipitación se obtiene como el producto de la intensidad por su duración (columna 2 de la tabla 2.42); los incrementos de precipitación se obtienen restando los valores de dos intervalos de tiempo (columna 4 de Tabla 2.42). El mayor valor del incremento se coloca al centro de la duración de la tormenta, el siguiente valor mayor se coloca a la derecha, el siguiente valor a la izquierda, y así sucesivamente hasta completar la duración de la tormenta (columna 6 de la tabla 2.42).

Tabla 2.42 Determinación del hietograma para un $Tr=2$ años

Col-1	Col-2	Col-3	Col-4	Col-5		Col-6
Tiempo (horas)	i (mm/h)	hp (mm)	Δhp	t (horas)	t (horas)	hp (mm)
1	86.23	86.2	86.2	0	1	10.14
2	50.74	101.5	15.3	1	2	86.23
3	37.21	111.6	10.1	2	3	15.25
4	29.86	119.4	7.8	3	4	7.81

Siguiendo la metodología descrita, se obtienen los valores del hietograma para diferentes periodos de retorno, la Tabla 2.43 muestra dichos valores. Las gráficas de los hietogramas de diseño de la cuenca del arroyo El Burro para diferentes periodos de retorno se muestran en la Figura 2.33 y Figura 2.34.

Tabla 2.43 Determinación del hietograma para diferentes periodos de retorno (Cuenca El Burro)

Duración	Tr=2	Tr=5	Tr=10	Tr=20	Tr=50	Tr=100	Tr=500	Tr=1000	Tr=5000	Tr=10000
1	10.1	15.8	18.3	20.6	23.5	25.6	30.4	32.5	37.4	39.4
2	86.2	134.4	155.9	175.1	199.8	217.5	258.7	276.4	317.6	335.3
3	15.3	23.8	27.6	31.0	35.3	38.5	45.8	48.9	56.2	59.3
4	7.8	12.2	14.1	15.9	18.1	19.7	23.4	25.0	28.7	30.4
Acumulado	119.4	186.2	215.9	242.6	276.7	301.2	358.3	382.8	439.9	464.4



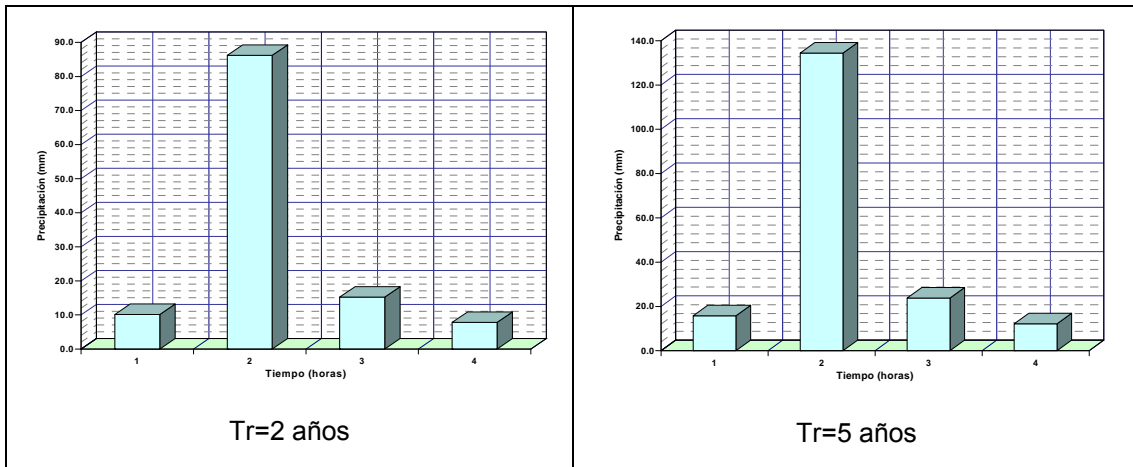
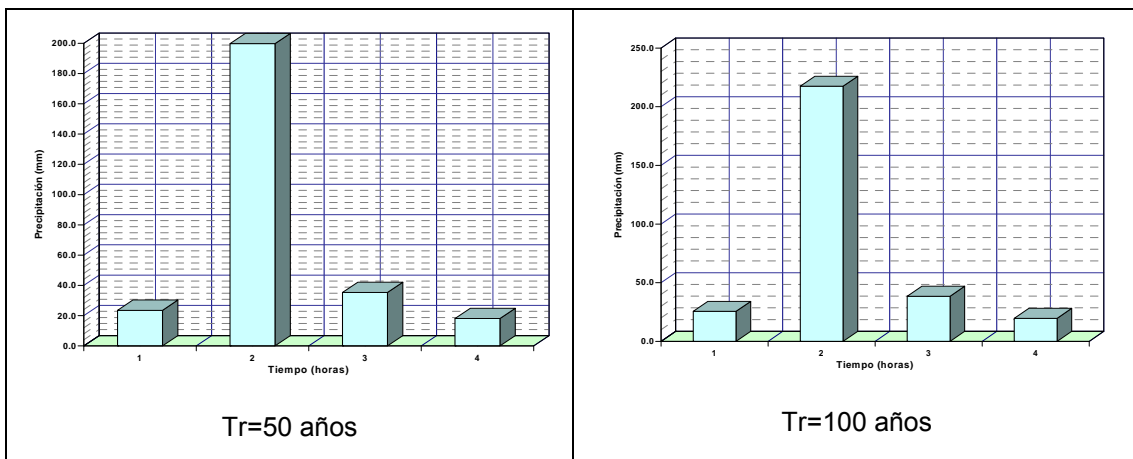
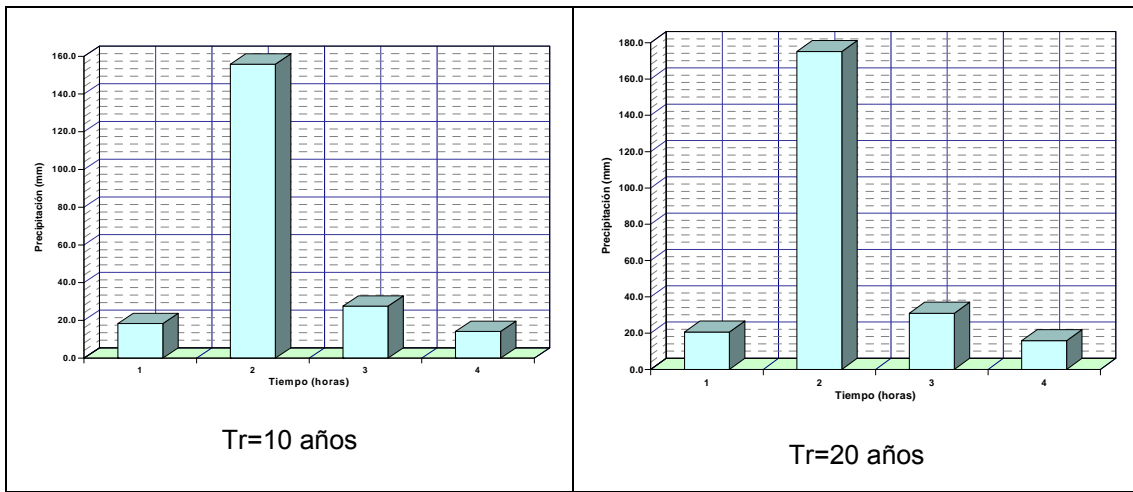


Figura 2.33 Hietogramas de diseño para la cuenca del arroyo El Burro



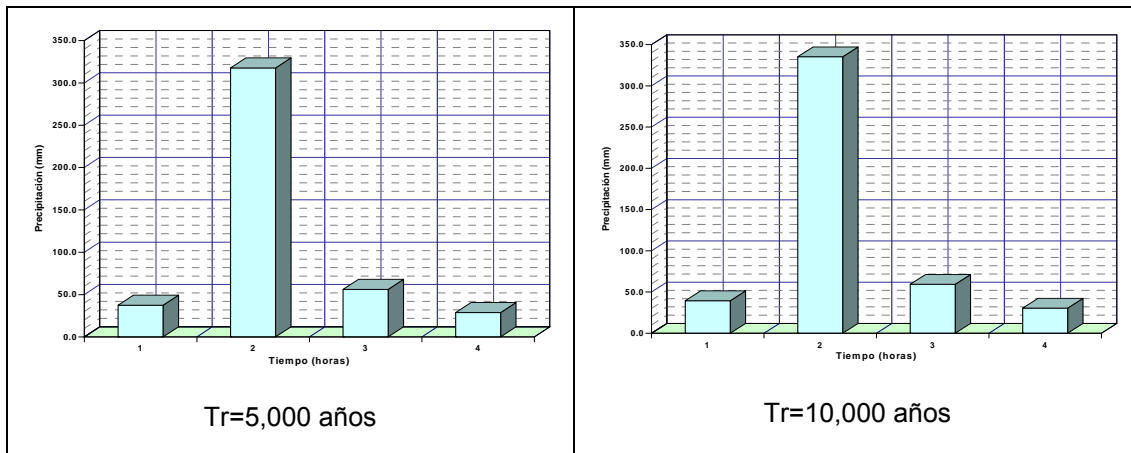


Figura 2.34 Hietogramas de diseño para la cuenca del arroyo El Burro

2.12. Modelos lluvia escurrimiento

De acuerdo con la información que se requieren para su calibración, los modelos tradicionales de lluvia - escurrimiento se dividen en dos grandes grupos:

Modelos que requieren únicamente las principales características físicas promedio de la cuenca en estudio.

Modelos para los que es necesario contar con registros simultáneos de precipitación y escurrimiento.

Las fórmulas empíricas de la relación de mediciones simultáneas de lluvia y de escurrimiento con las características de la cuenca, corresponden al primer grupo de modelos.

Los modelos del segundo grupo se conocen como modelos de caja negra; se calibran a partir de los datos de ingreso y salida de la cuenca sin tomar en cuenta explícitamente sus características físicas.

2.13. Modelos empíricos

La mayoría de los modelos empíricos que se han desarrollado para relacionar la precipitación y el escurrimiento, se basan en los datos característicos de alguna región, por lo que muchas veces su aplicación se restringe a ella; sin embargo son de utilidad cuando no se tiene información de gastos y sólo se conocen características físicas promedio de la cuenca en estudio y registros de precipitación.

2.13.1. Método de envolventes

Creager obtuvo datos sobre avenidas máximas registradas en diferentes cuencas del mundo y formó una gráfica, en la que relacionó el área de la cuenca (A), con el gasto por unidad de área (q). En dicha gráfica trazó una envolvente cuya ecuación resultó ser (Aparicio, 2007):

$$q = 1.303 \times C_c (0.386 A_c)^\alpha A_c^{-1} \quad \text{Ecuación 2.51}$$

donde:

$$\alpha = \frac{0.936}{A_c^{0.048}}$$

A_c área de la cuenca, km^2

q gasto máximo por unidad de área de la cuenca, $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$



Creager encontró que para $C_c = 100$, es el valor de la envolvente mundial. Los valores de C_c correspondientes a las envolventes regionales de la República Mexicana fueron calculados por la extinta SARH. La aplicación de este método es simple, debido a que la única característica de la cuenca que considera es su área.

2.13.2. Formula racional

Esta fórmula es una de las más antiguas (1889) y probablemente una de las más utilizadas actualmente. Este método considera que el gasto máximo se alcanza, cuando la precipitación se mantiene con una intensidad constante durante un tiempo igual al tiempo de concentración. La fórmula racional es:

$$Q_p = 0.278 \times C \times i \times A \quad \text{Ecuación 2.52}$$

donde

Q_p gasto máximo o de pico, m^3/s

C coeficiente de escurrimiento

i intensidad media de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, mm/h

A área de la cuenca, km^2

Para estimar el tiempo de concentración se utilizó la fórmula de Kirpich (Ecuación 2.8).

2.14. Modelos de Caja Negra

Un sistema puede definirse como una estructura o mecanismo que relaciona en el tiempo una entrada o estímulo y una salida o respuesta. En el caso del proceso lluvia-escurrimiento, puede considerarse a la cuenca como un sistema cuyas entradas y salidas son los registros simultáneos de precipitaciones y escurrimientos, respectivamente. Cuando se analiza el sistema (en este caso la cuenca), tratando de encontrar las leyes que rigen la transformación de las entradas (precipitación) en salidas (escurrimiento), sin tomar en cuenta explícitamente las características del sistema, se dice que los modelos que resultan son del tipo Caja Negra.

Aun cuando la transformación de lluvias totales a escurrimientos en una cuenca, en general, es un proceso complejo, si la relación se establece solo entre precipitación efectiva y escurrimiento directo, puede considerarse para fines prácticos una relación lineal del tipo

$$Q(t) = \int_0^{\infty} h(\tau)P(t - \tau)d\tau \quad \text{Ecuación 2.53}$$

donde

$Q(t)$ gasto en el instante t , m^3/s

$P(t)$ precipitación media en la cuenca, en el instante t , mm

$h(\tau)$ función de transformación

2.14.1. Hidrograma unitario

Se define como el hidrograma de escurrimiento directo que se produce por una precipitación efectiva unitaria (mm) de duración d_e , distribuida uniformemente en la cuenca y en el tiempo. Se considera que una vez conocido el hidrograma unitario para una duración dada, el hidrograma que producirá una lluvia de cualquier magnitud, pero de la misma duración, puede calcularse multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por la magnitud de la lluvia efectiva. Se considera además que una secuencia de lluvias de la misma duración, produce un hidrograma



igual a la suma de la secuencia de hidrogramas que producirá individualmente cada una de las lluvias.

De acuerdo con las definiciones anteriores, el hidrograma unitario se determina a partir de registros simultáneos de lluvia y escurrimiento, de la forma siguiente:

- 1.- Se calcula el hidrograma de precipitación media en la cuenca
- 2.- Se obtiene el hidrograma de escurrimiento directo separándolo del escurrimiento base
- 3.- Se calcula el volumen de escurrimiento directo utilizando la siguiente expresión

$$V_{ED} = \Delta t \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Ecuación 2.54}$$

donde

V_{ED} volumen de escurrimiento directo, m^3

Δt intervalo de tiempo, s

Q_i gasto de escurrimiento directo en el i ésimo intervalo de tiempo, m^3/s

- 4.- Se obtiene la altura de la lámina de escurrimiento directo L_E como

$$L_E = 0.001 \frac{V_{ED}}{A_C} \quad \text{Ecuación 2.55}$$

donde

L_E lamina de escurrimiento directo, mm

V_{ED} volumen de escurrimiento directo, m^3

A_C área de la cuenca, km^2

- 5.- Se calculan las ordenadas del hidrograma unitario, dividiendo cada una de las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo entre la lámina de escurrimiento directo, L_E
- 6.- Se calcula el hidrograma de precipitación efectiva, asociada al hidrograma unitario, calculado en el paso 5.

El hidrograma unitario obtenido de esta manera tiene varias limitaciones, entre las cuales pueden destacarse:

- a) Solamente se conoce la función de transformación (el hidrograma unitario en este caso), para lluvias que tengan la misma duración que la utilizada en la etapa de calibración.
- b) No se toman en cuenta las variaciones en la intensidad de la lluvia.
- c) Para superar la primera limitación, se utiliza el procedimiento llamado de la curva S, que se basa en el principio de superposición de causas y efectos, es decir, parte de que una secuencia de lluvias produce un hidrograma igual a la suma de los hidrogramas que produciría cada lluvia en particular.
- d) Para superar la segunda limitación se desarrollaron los métodos que toman en cuenta la variación de la lluvia en el tiempo.



En los métodos anteriormente descritos, se supone que la intensidad de la lluvia es constante en toda su duración, sin embargo, en general esto no es cierto, de tal manera que para superar esta limitación se han desarrollado métodos que, apoyados en los principios del hidrograma unitario, permiten que si se dispone de información de las variaciones de la intensidad de la lluvia en el tiempo, estas variaciones sean tomadas en cuenta.

2.14.2. Hidrograma unitarios sintéticos

Cuando en la zona en estudio no se dispone de registros simultáneos de lluvias y de escurrimientos, se puede inferir un hidrograma unitario a partir de las características físicas de la cuenca, con ayuda de hidrogramas unitarios obtenidos en otros lugares, cuyas características se han relacionado con las de las cuencas. Entre los hidrogramas unitarios sintéticos más conocidos, están el hidrograma unitario triangular propuesto por el U.S.B.R. y el adimensional, propuesto por el Soil Conservation Service, los cuales se describen a continuación.

Hidrograma unitario triangular

Si se cuenta con poca información y no se requiere precisar la forma del hidrograma de escurrimiento, se puede utilizar el hidrograma unitario triangular (HUT). Para definirlo se requiere conocer únicamente las características físicas de la cuenca. De la geometría del hidrograma se obtiene el gasto de pico Q_p del HUT, como

$$Q_p = 0.208 \frac{A}{t_p} \quad \text{Ecuación 2.56}$$

donde

Q_p gasto de pico, m^3/s
 A área de la cuenca, km^2
 t_p tiempo de pico, h.

El tiempo de pico se calcula con la expresión:

$$t_p = 0.5d + t_R \quad \text{Ecuación 2.57}$$

donde

d duración efectiva de la tormenta, h.
 t_R tiempo de retraso, h.

El tiempo de retraso t_r se estima como

$$t_R = 0.6t_C \quad \text{Ecuación 2.58}$$

donde

t_c tiempo de concentración, h.

Sustituyendo la Ecuación 2.58 en la Ecuación 2.57 se obtiene

$$t_p = 0.5d + 0.6t_C \quad \text{Ecuación 2.59}$$

Si no se conoce la duración efectiva d , puede estimarse a partir de la expresión

$$d = 2\sqrt{t_c} \quad \text{Ecuación 2.60}$$

donde

d duración, h.



El tiempo base se determina mediante la siguiente expresión

$$t_b = 2.67t_p \quad \text{Ecuación 2.61}$$

Hidrograma unitario adimensional

El hidrograma unitario adimensional, propuesto por el Soil Conservation Service (Figura 2.35) permite definir con mayor detalle la forma del hidrograma. Para aplicar este método se necesita calcular el gasto y el tiempo de pico; el gasto se obtiene con la expresión:

$$q_u = \frac{A}{4.878t_p} \quad \text{Ecuación 2.62}$$

donde

q_u gasto de pico, m^3/s

A área de la cuenca, km^2

t_p tiempo de pico, h.

El tiempo de pico se calcula con la Ecuación 2.59 y si se desconoce el valor de la duración efectiva, se emplea la Ecuación 2.60.

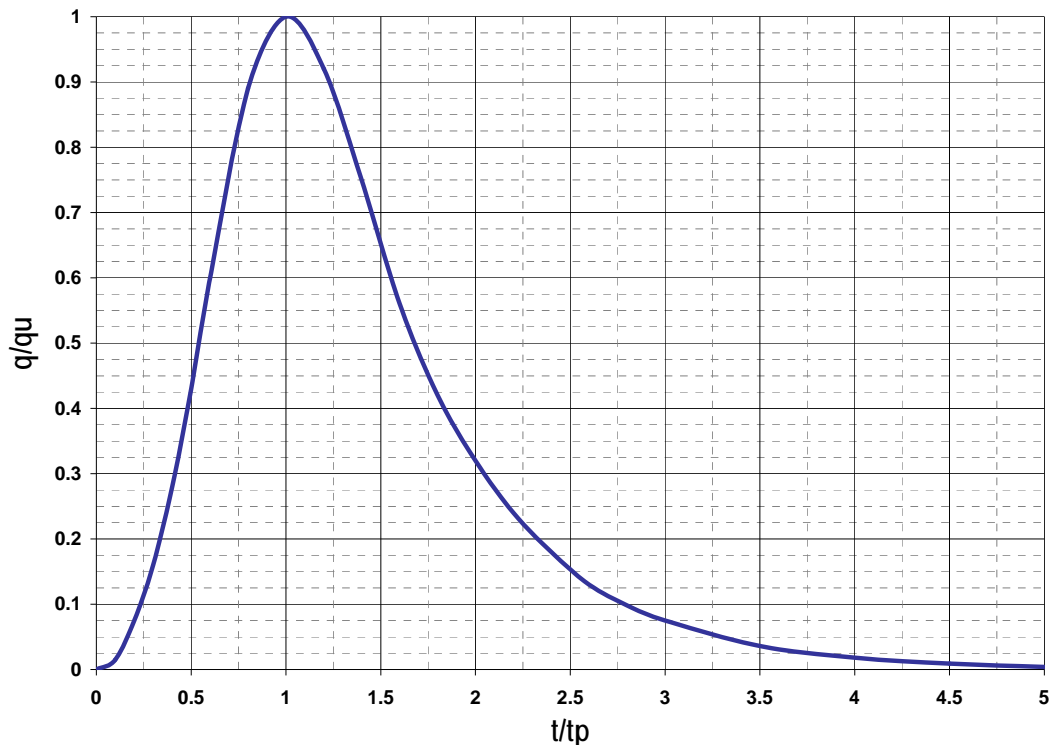


Figura 2.35 Hidrograma Unitario Adimensional

Conocidos el gasto de pico q_u y el tiempo de pico t_p , el hidrograma se obtiene con ayuda de la Figura 2.35 de la siguiente manera:

- 1.- Se elige un valor de t/t_p y con la Figura 2.35 se obtiene q/q_u



- 2.- Del valor de q/q_u se despeja el valor de q , ya que se conoce q_u
- 3.- Del valor de t/tp seleccionado se despeja el valor de t , ya que se conoce tp
- 4.- Se repiten los pasos 1 a 3 tantas veces como sea necesario para definir la forma del hidrograma.

Los hidrogramas unitarios sintéticos se obtienen, como en el caso de los métodos empíricos, a partir de las características de la cuenca, pero a diferencia de dichos métodos permiten estimar aproximadamente la forma de los hidrogramas.

2.14.3. Hidrograma unitario instantáneo geomorfológico

Los hidrólogos han intentado siempre relacionar las características geomorfológicas de una cuenca con su respuesta hidrológica, debido a la escasez de información histórica de gastos máximos. Varios investigadores han derivado las ecuaciones generales del Hidrograma Unitario Geomorfológico (HUIG) el cual, parametrizado en variables Geomorfológicas, permite estimar el hidrograma unitario instantáneo de la cuenca.

Rodríguez – Iturbe y Valdés fueron los primeros en introducir el concepto Hidrograma Unitario Geomorfológico (HUIG), que llevó a la renovación de la investigación en la hidrogeomorfología. El análisis de Rodríguez – Iturbe y Valdés se concentró en el viaje de una gota de agua, a través de una cuenca. El viaje de una gota a través de la cuenca va teniendo transiciones, de las corrientes de orden más bajo a las de orden más alto. Una transición se define como un cambio de estado, donde el estado ω es el orden de la corriente donde la gota esta viajando. El viaje de una gota esta gobernado por las reglas siguientes:

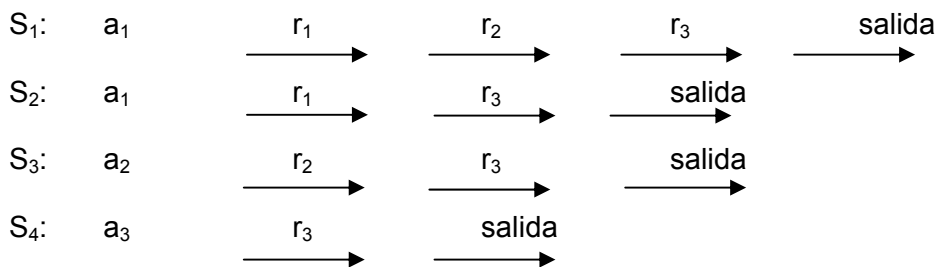
Para una gota que cae en una ladera, su estado correspondiente es a_ω , donde ω es el orden de la corriente asociada.

Del estado a_ω necesariamente se pasa al estado r_ω correspondiente, donde ω es el orden de la corriente asociada.

De un estado r_ω se puede pasar a cualquier estado r_j , si $j > i$.

Necesariamente se pasa por r_Ω y de ahí, con probabilidad de 1 al estado $\Omega + 1$ que es la salida, donde Ω es el orden de la corriente asociada.

El conjunto anterior de reglas define un conjunto finito de trayectorias que puede seguir una gota hasta alcanzar la salida de la cuenca.



Con estas condiciones la función de distribución de probabilidades del tiempo de escurrimiento de una gota hasta la salida de la cuenca, esta dada por:

$$P(T_B \leq t) = \sum_{S_i \in S} P(T_{S_i} \leq t) P(S_i) \tag{Ecuación 2.63}$$

donde:

- T_B tiempo de viaje a la salida de la cuenca
- T_{S_i} tiempo de viaje en una trayectoria particular S_i

$P(S_i)$ es la probabilidad de que una gota tome una trayectoria S_i y S es el conjunto de todas las trayectorias posibles que una gota puede tomar después de caer en la cuenca.

Estimación de la función de distribución de probabilidad de los tiempos de viaje

El tiempo de viaje T_{S_i} en una trayectoria en particular es igual a la suma de los tiempos de viaje en los elementos de esa trayectoria. Así, para las trayectorias de una cuenca de orden 2, se tendrán dos trayectorias posibles:

La primera: $S_1: \longrightarrow a_1 \longrightarrow r_1 \longrightarrow r_2 \longrightarrow \text{salida.}$

por lo que el tiempo de viaje será:

$$T_{S_1} = T_{a_1} + T_{r_1} + T_{r_2} \tag{Ecuación 2.64}$$

La segunda: $S_2: \longrightarrow a_2 \longrightarrow r_2 \longrightarrow \text{salida.}$

con tiempo de viaje:

$$T_{S_2} = T_{a_2} + T_{r_2} \tag{Ecuación 2.65}$$

Conocidas las laderas y corrientes de orden dado y sus propiedades, los diversos tiempos, son tomados como variables aleatorias con funciones de densidad de probabilidad $f_{T_{a_1}}(t)$ o $f_{t_{r_1}}$ respectivamente. La función densidad de probabilidad del tiempo de viaje total en una trayectoria T_S estará dada por la convolución de las funciones de densidad de cada tramo de la trayectoria:

$$f_{T_S} = f_{T_{a_1}}(t) * f_{T_{r_1}} * \dots * f_{T_{r_n}}(t) \tag{Ecuación 2.66}$$

La probabilidad $P(s)$ de seguir una trayectoria s determinada, esta dada por

$$P(s) = \theta_i P_{ij} P_{jk} \dots P_{r\Omega} \tag{Ecuación 2.67}$$

donde:

- θ probabilidad de que la gota caiga en una ladera adyacente a una corriente de orden i .
- P_{ij} probabilidad de transición de una corriente de orden i a una orden j .

Estas probabilidades son función solamente de la geomorfología y de la geometría de la cuenca. La interpretación física de estas probabilidades son las siguientes:



$$\theta_i = \frac{At_i}{A_c} \quad \text{Ecuación 2.68}$$

donde:

At_i área total que drena directamente a las corrientes de orden i , km^2
 A_c área de la cuenca, km^2

Haciendo uso del ordenamiento de la red de drenaje de Strahler y de las leyes de Horton, θ_i y P_{ij} pueden ser calculadas aproximadamente mediante las expresiones siguientes

$$P_{ij} = \frac{(N_i - 2N_{i+1})E(j, \Omega)}{\sum_{k=i+1}^{\Omega} E(k, \Omega)N_i} + \frac{2N_{i+1}}{N_i} \delta_{i+1, j} \quad \text{Ecuación 2.69}$$

Para $j=i+1$ $\delta_{i+1, j} = 1$

Para $j \neq i+1$ $\delta_{i+1, j} = 0$

$E(i, \Omega)$ señala el número promedio de alcances interiores de orden i en una red finita de orden Ω .

$$E(i, \Omega) = N_i \prod_{j=2}^i \frac{(N_{j-1}-1)}{2N_{j-1}}, i = 2, \dots, \Omega \quad \text{Ecuación 2.70}$$

Un enlace interior es un segmento de la red de corrientes, entre dos uniones sucesivas o entre la salida y la primer unión aguas arriba. La probabilidad de que una gota caiga en un área de orden ω , puede ser aproximada utilizando la expresión general siguiente

$$\theta_1 = \frac{N_1 \bar{A}_1}{A_\Omega} \quad \text{Ecuación 2.71}$$

$$\theta_\omega = \frac{N_\omega}{A_\Omega} \left[\bar{A}_\omega - \sum_{j=1}^{\omega-1} \bar{A}_j \left(\frac{N_j P_{j\omega}}{N_\omega} \right) \right], \omega = 2, \dots, \Omega \quad \text{Ecuación 2.72}$$

Las ecuaciones anteriores pueden ser derivadas como funciones únicamente de RA y RB . La función de probabilidad para un tiempo de viaje de una gota en una cuenca $P(T_B \leq t)$, esta ahora definida completamente en términos de las propiedades geomorfológicas de la cuenca y de las funciones de probabilidad correspondientes al tiempo de viaje en un cauce dado T_r .

2.15. Caudales generados en la cuenca del arroyo Agua Dulce

Con los datos anteriormente analizados, se estima el gasto con la formula racional. Trazando los polígonos de Thiessen (Figura 2.21) se tienen las siguientes influencias de las estaciones en las cuencas en estudio



Estación 30005 (Agua Dulce):

Cuenca del arroyo El Burro = 100% (28.36 km²)

Cuenca del Arroyo Agua Dulce = 72% (89.7x0.72=64.6 km²)

Estación 30113 (Nanchital):

Cuenca del arroyo El Burro = 0%

Cuenca del Arroyo Agua Dulce = 28 % (89.7x0.28=25.1 km²)

Adicionalmente, la intensidad correspondiente a la cuenca del arroyo Agua Dulce, influenciada por la estación 30005 Agua Dulce, se reduce por área, debido a que el área es de 64.6 km². De la Figura 2.36 se obtienen los porcentajes de reducción (Pr), para este caso es de 98%:

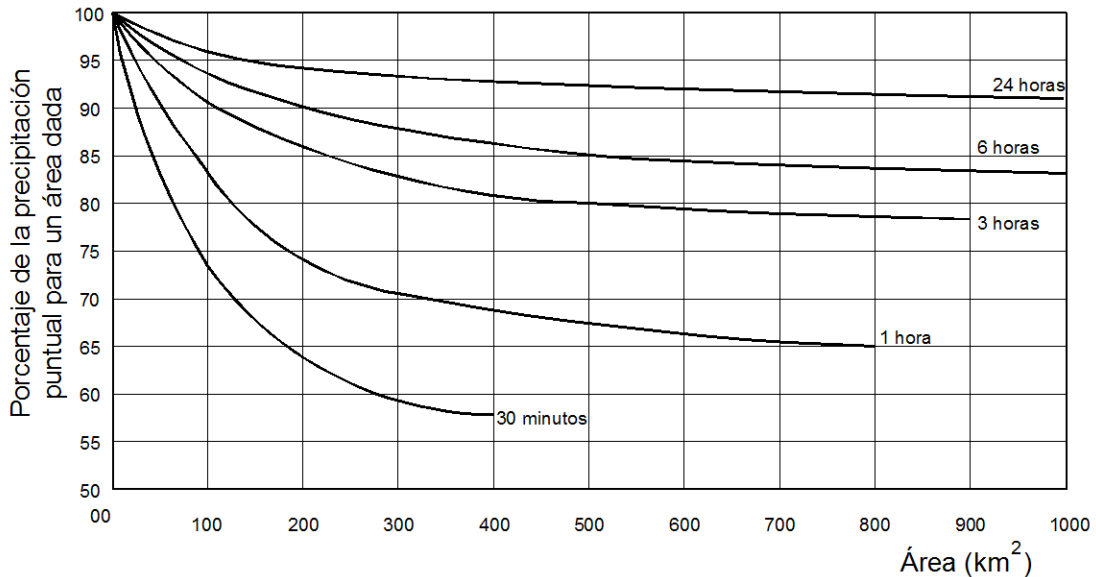


Figura 2.36 Ajuste de la lluvia puntual por área

Con los porcentajes arriba definidos, se obtiene la intensidad para la estación Agua Dulce, la cual se presenta en la Tabla 2.44.

Tabla 2.44 Intensidad reducida por área para la cuenca del arroyo Agua Dulce

Tr	Pr	Estación Agua Dulce Intensidad (mm/h)	Intensidad Agua Dulce X % de reducción
2	98 %	12.22	11.98
5	98 %	16.70	16.36
10	98 %	20.62	20.21
20	98 %	25.21	24.70
50	98 %	32.30	31.65
100	98 %	38.63	37.86
500	98 %	56.74	55.61
1000	98 %	66.24	64.91
5000	98 %	92.97	91.11
10000	98 %	106.83	104.69



Los parámetros correspondientes al área bajo la influencia de la estación 30113, no se reducen por área, pues la superficie es muy cercana a los 25 km², valor que se establece como límite para un ajuste factible. Por lo anterior, se procede a calcular las intensidades para la cuenca del arroyo Agua Dulce, como un promedio pesado de las intensidades correspondientes a las áreas de influencia; lo anterior se muestra en la Tabla 2.45.

Tabla 2.45 Intensidad promedio para la cuenca del arroyo Agua Dulce

1	2	3	4 = 2x3	5	6	7 = 5x6	8 =4+7
Tr	Intensidad_ AD x Pr	Porcentaje del área	C-1	Intensidad_ Nanch x Pr	Porcentaje del área	C-2	i_ promedio (mm/h)
2	11.98	72.00%	8.62	17.57	28.00%	4.92	13.54
5	16.36	72.00%	11.78	27.39	28.00%	7.67	19.45
10	20.21	72.00%	14.55	31.75	28.00%	8.89	23.44
20	24.70	72.00%	17.79	35.68	28.00%	9.99	27.78
50	31.65	72.00%	22.79	40.70	28.00%	11.40	34.19
100	37.86	72.00%	27.26	44.30	28.00%	12.40	39.66
500	55.61	72.00%	40.04	52.71	28.00%	14.76	54.79
1000	64.91	72.00%	46.74	56.31	28.00%	15.77	62.50
5000	91.11	72.00%	65.60	64.71	28.00%	18.12	83.72
10000	104.69	72.00%	75.38	68.31	28.00%	19.13	94.50

Finalmente, para conocer los eventos de diseño asociados a diversos periodos de retorno, se aplica la formula racional, los resultados se presentan en la Tabla 2.46

Tabla 2.46 Eventos de diseño para la cuenca del arroyo Agua Dulce

Tr	intensidad promedio (mm/h)	Área (km ²)	C (adim)	Q (m ³ /s)
2	13.54	89.7	0.31	105
5	19.45	89.7	0.31	150
10	23.44	89.7	0.31	181
20	27.78	89.7	0.31	215
50	34.19	89.7	0.31	264
100	39.66	89.7	0.31	307
500	54.79	89.7	0.31	424
1000	62.50	89.7	0.31	483
5000	83.72	89.7	0.31	647
10000	94.50	89.7	0.31	731

Para dar forma a los hidrogramas, se presenta, a manera de ejemplo, la secuencia de cálculo para el periodo de retorno de dos años (Tr=2) y para los restantes periodos de retorno, los resultados se sintetizan en la Figura 2.38

De la Tabla 2.39 se obtiene la altura total de lluvia el cual es de 109.7 mm, posteriormente, al multiplicar dicho valor por el área de la cuenca (89.7 km²), se obtiene el volumen:

$$V_{ll} = 1 \times 10^3 \times 109.7 \text{ mm} \times 89.7 \text{ km}^2 = 9\,840\,090 \text{ m}^3$$

El escurrimiento directo es el 31% del volumen total, por lo que el volumen correspondiente al escurrimiento directo es:

$$V_{ed} = 0.31 \times 9\,840\,090 \text{ m}^3 = 3\,050\,428 \text{ m}^3$$



El siguiente paso, es convertir a lámina de lluvia, el volumen correspondiente al escurrimiento directo, entonces:

$$hp_{ed} = \frac{3\,050\,428\ m^3}{1000 \times 89.7\ km^2} = 34\ mm$$

Por lo tanto, el escurrimiento directo, convertido en lámina de lluvia, se representa en una sola barra (Figura 2.37)

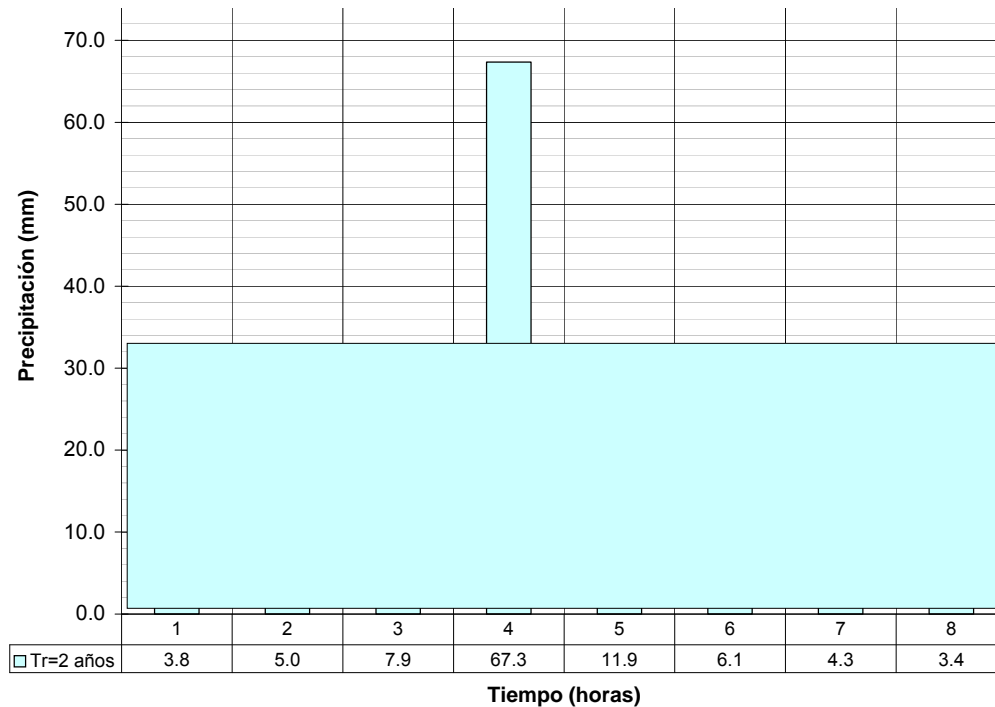


Figura 2.37 Lluvia efectiva para un Tr=2 años (Cuenca del arroyo Agua Dulce)

Una vez que se tiene la lluvia efectiva, se procede a ingresar los datos en el modelo geomorfológico, este modelo ya está programado y el listado se puede consultar en (Eslava, 1997). La Figura 2.38 muestra los hidrogramas finales para diferentes periodos de retorno.

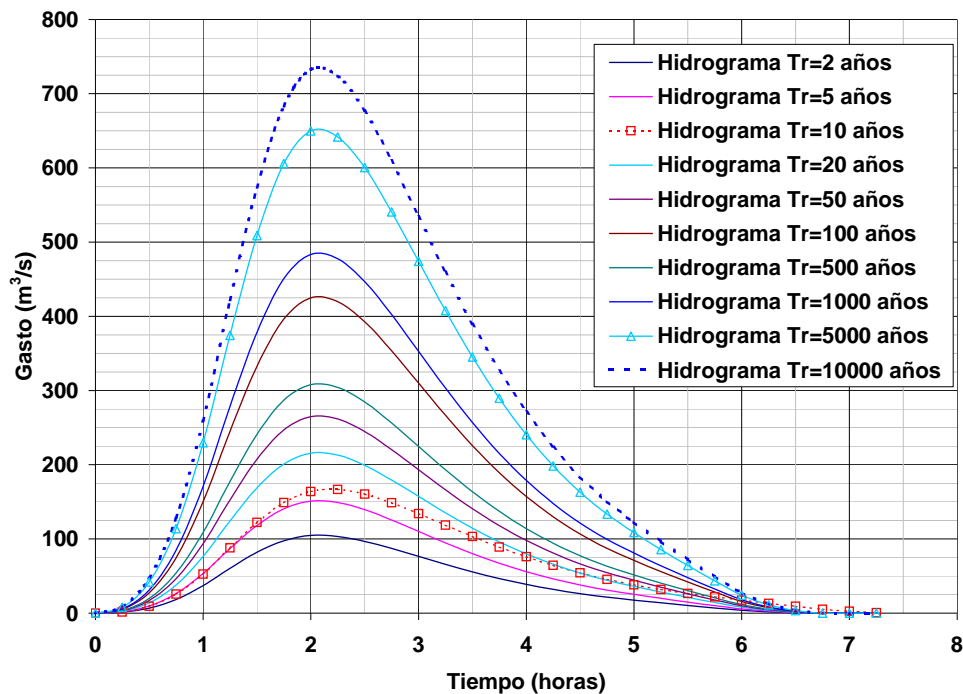


Figura 2.38 Hidrogramas de diseño obtenidos con el modelo geomorfológico para diferentes Tr . Cuenca del arroyo Agua Dulce

2.16. Caudales generados en la cuenca del arroyo El Burro

De los trazos de los polígonos de Thiessen se tienen las siguientes influencias de las estaciones en las cuencas en estudio

Estación 30005 (Agua Dulce):

Cuenca del arroyo El Burro = 100% (28.36 km²)

Cuenca del Arroyo Agua Dulce = 72% (89.7x0.72=64.6 km²)

Estación 30113 (Nanchital):

Cuenca del arroyo El Burro = 0%

Cuenca del Arroyo Agua Dulce = 28 % (89.7x0.28=25.1 km²)

Adicionalmente, la intensidad correspondiente a la cuenca del arroyo El Burro influenciada por la estación 30005 Agua Dulce, se reduce por área, ya que la influencia es sólo hasta 25 km² de área.

De la Figura 2.36 se obtienen los porcentajes de reducción (Pr), el cual es de 99%, la intensidad para la estación Agua Dulce se presenta en la Tabla 2.47, en tanto que la Tabla 2.48 presenta los gastos de diseño.



Tabla 2.47 Intensidad reducida por área para la cuenca del arroyo El Burro

Tr (años)	% de Reducción	Intensidad Agua Dulce (mm/h)	Intensidad Agua Dulce X % de reducción (mm/h)
2	99 %	20.8	20.56
5	99 %	28.4	28.09
10	99 %	35.1	34.70
20	99 %	42.8	42.41
50	99 %	54.9	54.34
100	99 %	65.6	64.99
500	99 %	96.4	95.47
1000	99 %	112.6	111.44
5000	99 %	158.0	156.42
10000	99 %	181.6	179.74

Tabla 2.48 Eventos de diseño para la cuenca del arroyo El Burro

Tr (años)	intensidad promedio (mm/h)	Área (km ²)	C (adim)	Q (m ³ /s)
2	20.56	28.36	0.31	50.26
5	28.09	28.36	0.31	68.65
10	34.70	28.36	0.31	84.81
20	42.41	28.36	0.31	103.65
50	54.34	28.36	0.31	132.82
100	64.99	28.36	0.31	158.84
500	95.47	28.36	0.31	233.33
1000	111.44	28.36	0.31	272.36
5000	156.42	28.36	0.31	382.30
10000	179.74	28.36	0.31	439.29

Para dar forma a los hidrogramas, se presenta, a manera de ejemplo, la secuencia de cálculo para el periodo de retorno de dos años ($Tr=2$) y para los restantes periodos de retorno, los resultados se sintetizan en la Figura 2.38.

De la Tabla 2.43 se obtiene la altura total de lluvia el cual es de 119.4 mm, posteriormente, al multiplicar dicho valor por el área de la cuenca (28.4 km²), se obtiene el volumen:

$$V_{ll} = 1 \times 10^3 \times 119.4 \text{ mm} \times 28.4 \text{ km}^2 = 3\,390\,960 \text{ m}^3$$

El escurrimiento directo es el 31% del volumen total, por lo que el volumen de escurrimiento directo es:

$$V_{ed} = 0.31 \times 3\,390\,960 \text{ m}^3 = 1\,051\,198 \text{ m}^3$$



El siguiente paso, es convertir a lámina de lluvia, el volumen correspondiente al escurrimiento, entonces:

$$hp_{ed} = \frac{1051198 \text{ m}^3}{1000 \times 28.4 \text{ km}^2} = 37 \text{ mm}$$

Una vez que se tiene la lluvia efectiva, se procede a ingresar los datos en el modelo geomorfológico, la Figura 2.39 muestra los hidrogramas finales para diferentes periodos de retorno.

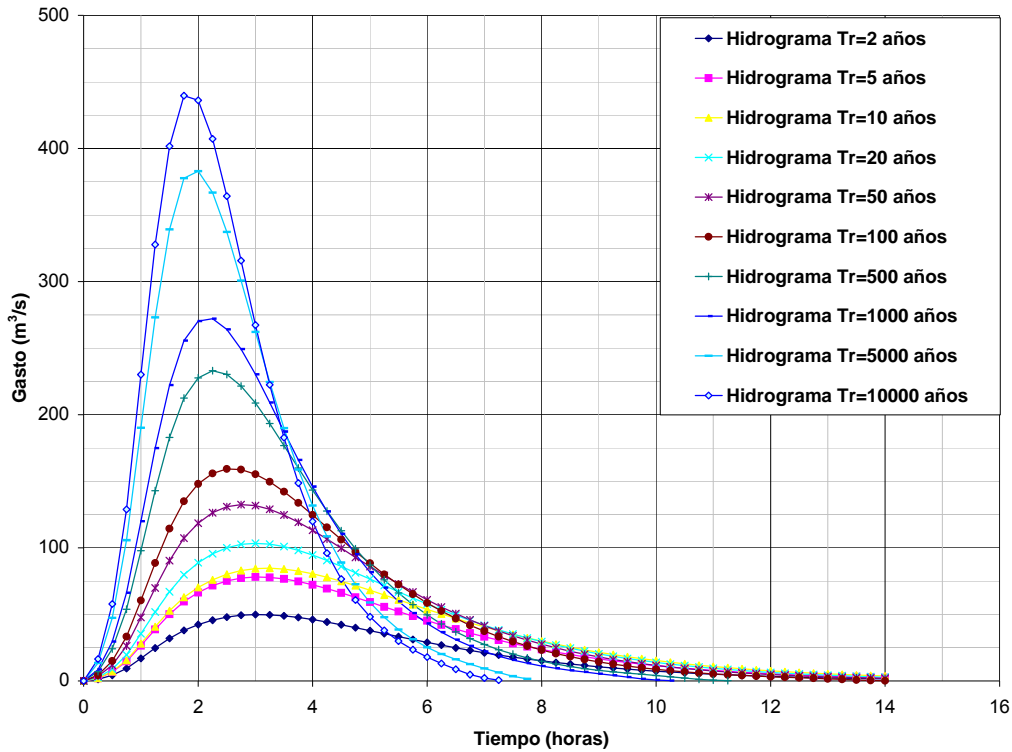


Figura 2.39 Hidrogramas de diseño obtenidos con el modelo geomorfológico para diferentes Tr. Cuenca del arroyo El Burro



3. SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL ARROYO AGUA DULCE

En este apartado se determinan, para el cauce del arroyo Agua Dulce, los niveles alcanzados por los escurrimientos para diferentes periodos de retorno con el apoyo del programa de cómputo HEC-RAS elaborado por el U.S. Army Corps of Engineer, (Figura 3.1)

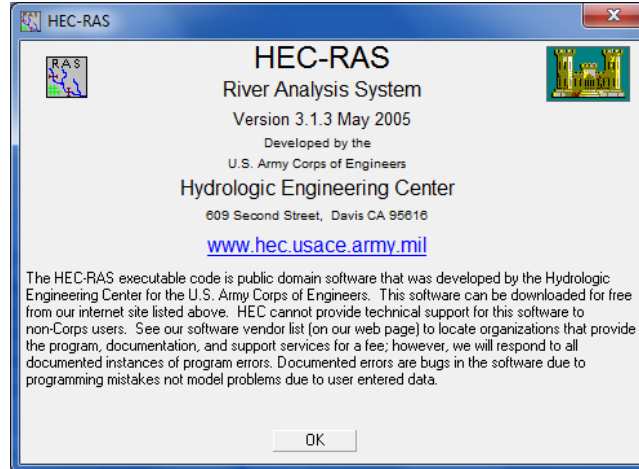


Figura 3.1 Programa HEC-RAS, utilizado para definir los perfiles de flujo

Uno de los datos de ingreso de mayor importancia en el modelo para la simulación hidráulica, es la definición de las secciones y de los parámetros, para determinarlos, es imparte los recorridos, en este caso desde la confluencia del arroyo Agua Dulce con el río Tonalá pasando por la zona de daños así como en la confluencia del arroyo Agua Dulce con El Burro, y concluyendo aguas arriba de la confluencia. Es trascendental mencionar que los recorridos aéreos permiten contar con mayores elementos para la selección de diversos parámetros.

De los trabajos topográficos, son útiles las secciones transversales, que en este caso se obtuvieron a cada 20 metros.

3.1. Datos iniciales para el cálculo hidráulico

El Modelo Geométrico del tramo analizado se presenta en tres subtramos como lo muestra la Figura 3.2, estos son:

Agua Dulce- aguas arriba	Se caracteriza el arroyo Agua Dulce desde el cadenamiento K 5+600 hasta K 2+740 (sitio de confluencia con el arroyo El Burro).
El Burro- tributario	Se caracteriza el arroyo El Burro desde el cadenamiento K 1+020 hasta el K 0+000 (sitio de confluencia con el arroyo Agua Dulce).
Agua Dulce- aguas abajo	se caracteriza el arroyo Agua Dulce desde el cadenamiento K 2+700 (sitio de confluencia con el arroyo El Burro) hasta K 0+000 que corresponde al final de la factoría

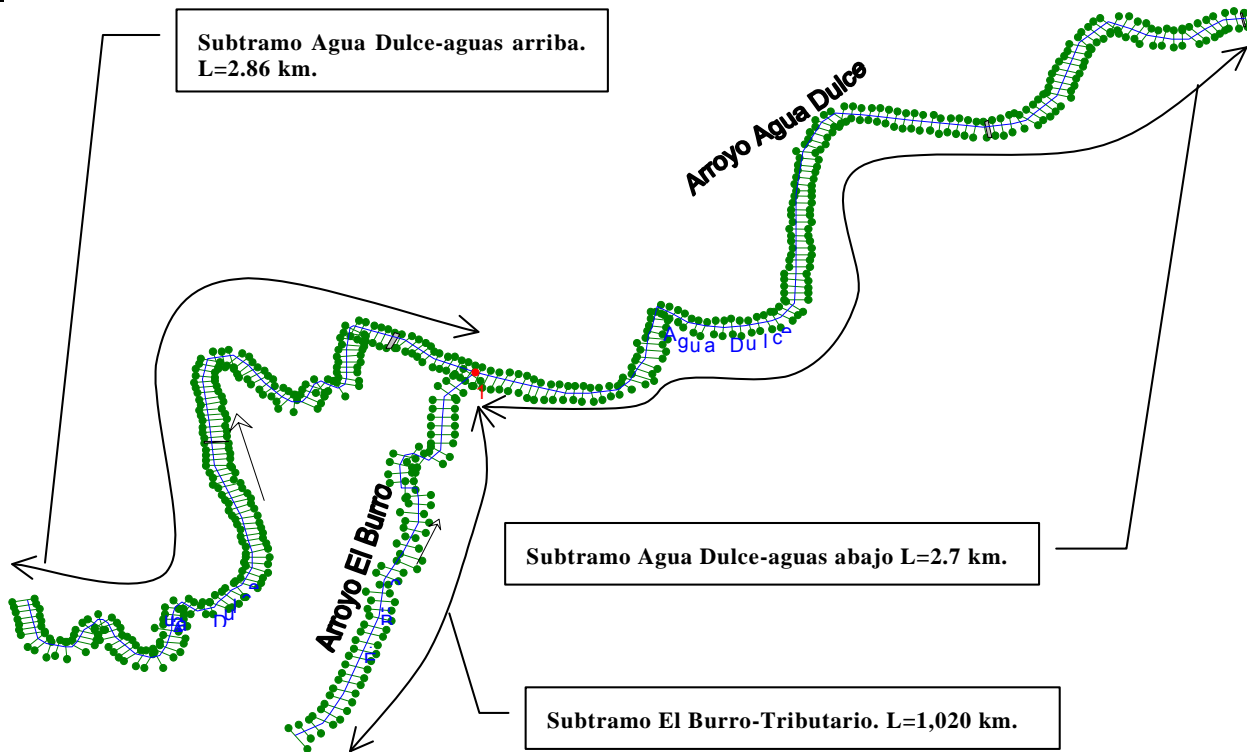


Figura 3.2 Modelo de simulación (tres tramos), para la determinación de los perfiles de flujo

Otros datos adicionales son los siguientes:

3.1.1. Gastos de diseño

Los gastos de diseño para diferentes periodos de retorno: se obtienen del estudio hidrológico, los valores analizados para cada arroyo en el presente estudio, se encuentran en la siguiente tabla:

Tabla 3.1 Gastos de diseño para diferentes periodos de retorno en el sistema de arroyos

Periodo de retorno (años)	Arroyo		
	Agua Dulce - aguas arriba (m ³ /s)	El Burro – tributario (m ³ /s)	Agua Dulce - aguas abajo (m ³ /s)
2	105	50	155
5	150	69	219
10	181	85	266
20	215	104	319
50	264	133	397
100	307	159	466
500	424	233	657
1000	483	272	755
5000	647	382	1029
10000	731	439	1170



3.1.2. Condiciones de frontera

En las secciones 3+000, 1+020 y 0+000 se establecieron tirantes normales asociados a las pendientes que presenta cada tramo en particular, la información topográfica disponible sirvió para establecer estas fronteras.

3.1.3. Condiciones hidráulicas para la simulación.

El paquete de cómputo utilizado para analizar las condiciones hidráulicas del caso en estudio, simula flujos en régimen supercrítico, subcrítico o mixto (una combinación de ambos regímenes). El flujo mixto, adecua la mejor opción por tramos, de tal manera que cumpla con la ecuación de la energía, además, se recomienda simular con régimen subcrítico o supercrítico cuando se está seguro de cuál es el régimen que se presentará en el río, en caso contrario se recomienda usar flujo mixto. En el programa se simuló un régimen hidráulico de flujo mixto a lo largo de los cauces en estudio.

3.2. Determinación del coeficiente de rugosidad “n de Manning”

Los cauces naturales, referidos en este trabajo, están formados por materiales susceptibles de movimiento, principalmente ante eventos extremos, por lo tanto, los cambios morfológicos se deben principalmente a los fenómenos de erosión y depósito.

El conocimiento de los materiales que conforman el cauce es importante para la determinación del coeficiente n de rugosidad, lo cual significa estimar la resistencia al flujo en el cauce.

Existen diversos factores que afectan el coeficiente de rugosidad, por tal motivo, en la determinación de este importante parámetro se sigue el procedimiento desarrollado por Cowan (Chow, 1959), el cual se estima mediante la siguiente expresión:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5 \quad \text{Ecuación 3.1}$$

donde

n_0 valor básico de n para un canal recto, uniforme y liso en los materiales naturales involucrados.

n_1 valor que corrige el efecto de las rugosidades superficiales.

n_2 valor para considerar las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del canal.

n_3 valor para considerar las obstrucciones

n_4 valor para considerar la vegetación y las condiciones de flujo

m_5 factor de corrección de los efectos por meandros en el canal

Los parámetros antes descritos se obtienen de la Tabla 3.2. Es recomendable visitar el sitio con el fin de conocer y evaluar dichos parámetros, los cuales se describen a continuación.



Tabla 3.2 Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad (Chow, 1960)

Condiciones del canal		Valores	
Material involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	n_1	0
	Menor		0.005
	Moderado		0.01
	Severo		0.02
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n_2	0
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010 - 0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n_3	0
	Menor		0.010 - 0.015
	Apreciable		0.020 - 0.030
	Severo		0.040 - 0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.005 - 0.010
	Media		0.010 - 0.025
	Alta		0.025 - 0.050
	Muy alta		0.050 - 0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	m_5	1
	Apreciable		1.15
	Severo		1.3

3.2.1. Determinación de n_0 (material involucrado)

Como ya se mencionó, es un valor básico del valor de n para un canal recto, uniforme y liso de los materiales naturales involucrados.

Arroyo Agua Dulce - aguas arriba. En este tramo se apreció que el material principal que conforma el cauce son arenas; que al comparar con la Tabla 3.2 se seleccionó tierra que corresponde a un valor de 0.020 (Figura 3.3)

Arroyo El Burro - tributario. En este tramo predominan arenas, de la Tabla 3.2 se seleccionó tierra con valor de 0.020.

Arroyo Agua Dulce - aguas abajo. En este tramo de se aprecia que la mayor parte lo constituyen arenas y limos; de la Tabla 3.2 puede tomarse como tierra, el valor correspondiente es de 0.20 (Figura 3.4)





Figura 3.3 Vista de la constitución de material del cauce del arroyo Agua Dulce, tramo aguas arriba



Figura 3.4 Vista de la constitución de material del cauce del arroyo Agua Dulce, tramo aguas abajo

3.2.2. Determinación de n_1 (grado de irregularidad)

Arroyo Agua Dulce - aguas arriba. Se considera moderado que correspondiente a canales de mediana a pobremente dragados, taludes laterales moderadamente derrumbados o erosionados de canales artificiales o canales de drenaje, por lo que $n_1 = 0.010$ (Figura 3.3)

Arroyo El Burro - tributario. Se considera como moderado, correspondiente a canales mediana a pobremente dragados, taludes laterales moderadamente derrumbados o erosionados de canales artificiales o canales de drenaje, por lo que $n_1 = 0.010$.

Arroyo Agua Dulce - aguas abajo. Se considera con un grado de irregularidad menor, correspondiente a canales bien dragados, taludes laterales ligeramente derrumbados o erosionados de canales artificiales o canales de drenaje, por lo que $n_1 = 0.010$

3.2.3. Determinación de n_2 (variación de la sección transversal)

Arroyo Agua Dulce - aguas arriba. De las visitas realizadas y de las fotografías existentes, se aprecia que no se presentan cambios bruscos en la sección del cauce, por lo que se considera como gradual, el valor para este parámetro es $n_2 = 0.010$ (Figura 3.5)

Arroyo El Burro - tributario. Éste corresponde a un cauce natural que sí presenta cambios en la sección sin que lleguen a ser considerables; por tal motivo, se considera como ocasionalmente alternante, el valor para este parámetro es $n_2 = 0.005$

Arroyo Agua Dulce - aguas abajo. En este tramo, no se presentan cambios bruscos en la sección del cauce, por lo que puede considerarse como gradual, por lo que $n_2 = 0$ (Figura 3.6)



Figura 3.5 Variación en forma y tamaño de las secciones del arroyo Agua Dulce, tramo aguas arriba



Figura 3.6 Variación en forma y tamaño de las secciones del cauce Agua Dulce, tramo aguas abajo

3.2.4. Determinación de n_3 (obstrucciones)

Arroyo Agua Dulce - aguas arriba. No se identifican obstrucciones significativas a excepción de los puentes y de la maleza, estas obstrucciones no fueron evaluadas en los primeros parámetros, por lo tanto, la condición por efecto de las obstrucciones es menor y el valor asignado es $n_3= 0.010$

Arroyo El Burro - tributario. El efecto en este tramo, es insignificante, por lo que el valor correspondiente es $n_3= 0$.

Arroyo Agua Dulce - aguas abajo. En el tramo después de la confluencia, se observan obstrucciones tales como: puentes, algunos ductos que cruzan el río y de manera muy significativa las construcciones que invaden el cauce del río; el valor asignado es $n_3= 0.03$ (Figuras 3.7 a 3.10)



Figura 3.7 Vista del cauce del arroyo Agua Dulce, tramo aguas abajo, obstrucciones en ambas márgenes



Figura 3.8 Vista del cauce del arroyo Agua Dulce, tramo aguas abajo, obstrucciones en la margen derecha



Figura 3.9 Vista del arroyo Agua Dulce, aguas abajo, obstrucciones en margen izquierda



Figura 3.10 Vista del arroyo Agua Dulce en el tramo aguas abajo, obstrucciones en la margen izquierda e invasión del cauce por construcciones urbanas

3.2.5. Determinación de n_4 (vegetación)

Arroyo Agua Dulce - aguas arriba. No se observó vegetación existente en el cauce, pero sí en las laderas de manera abundante, el valor correspondiente es $n_4= 0.015$ (Figura 3.3).

Arroyo El Burro - tributario. No se observó vegetación existente en el cauce pero sí en las laderas, la condición para este factor es baja, el valor correspondiente es $n_4=0.010$ (Figura 3.11).

Arroyo Agua Dulce - aguas abajo. Se aprecia la existencia de vegetación en la margen izquierda del río, en el cauce no existe vegetación, por lo que se puede clasificar como media, el valor adoptado es de $n_4=0.010$ (Figura 3.12).



Figura 3.11 Vista de la confluencia de los arroyo Agua Dulce y El Burro. Vegetación en el arroyo El Burro



Figura 3.12 Vista del arroyo Agua Dulce, enfrente de la zona urbana. Existencia de vegetación en márgenes

3.2.6. Determinación de m_5 (efecto por meandros)

Arroyo Agua Dulce - aguas arriba. En las fotografías se pueden apreciar que el meandro es menor, por lo que en la clasificación se considera como tal, y el valor es 1.00.

Arroyo El Burro - tributario. Este arroyo presenta algunos cambios de dirección, sin embargo el efecto del meandro es menor, por lo que el valor asignado es de 1.00.

Arroyo Agua Dulce - aguas abajo. Se aprecia, que el meandro es menor, por lo que en la clasificación puede considerarse como tal, y el valor es 1.000.

En la Tabla 3.3 se presenta el resumen de los valores determinados para calcular la rugosidad y que se utilizaran para la simulación hidráulica.

Tabla 3.3 Cálculo del coeficiente de rugosidad

Parámetro	Valor		
	Agua Dulce aguas arriba	El Burro Tributario	Agua Dulce aguas abajo
n_0	0.020	0.020	0.020
n_1	0.010	0.010	0.005
n_2	0.000	0.005	0.000
n_3	0.010	0.000	0.030
n_4	0.015	0.010	0.010
m_5	1.000	1.000	1.000
n	0.055	0.045	0.07

3.3. Identificación de puntos críticos y controles hidráulicos

En este apartado se describen aquellos sitios que durante el paso de la avenida pudieron funcionar como controles hidráulicos y por lo tanto formar puntos críticos, las descripciones se deben apoyar en los recorridos así como de la topografía. Es un hecho que los puentes constituyeron puntos de control hidráulico ante el paso de la crecida, en la Figura 3.13 se aprecia la destrucción de un puente que comunicaban ambas márgenes.



Figura 3.13 Puente destruido. Obstrucciones en el cauce

En otros casos, se pueden observar los estribos y el material retenido, que en algún momento fueron obstrucciones al paso del flujo como lo muestra la Figura 3.14 y Figura 3.15.



Figura 3.14 Puente destruido. Obstrucciones en los estribos del puente



Figura 3.15 Puente destruido. Obstrucciones en los estribos del puente



Otro punto crítico identificado, es una conducción que cruza el arroyo Agua Dulce aguas abajo de la zona urbana y que posiblemente permitió la acumulación de vegetación y de objetos varios que obstaculizaron el flujo en su desembocadura con el río Tonalá.

3.4. Construcción del modelo geométrico

El modelo geométrico se construyó a partir de las secciones batimétricas levantadas a lo largo del río a cada 20 metros, el contar con secciones equidistantes a 20 metros permite simular de una mejor manera los perfiles de flujo alcanzados para diversos gastos.

El sistema de ríos se forma con tres subtramos que son: el arroyo El Burro, el arroyo Agua Dulce aguas arriba hasta la confluencia de los mismos y el arroyo Agua Dulce desde la confluencia con el arroyo El Burro hacia aguas abajo, hasta el final de la población de Agua Dulce.

En las siguientes figuras se presenta el modelo geométrico y que partir de ellos se determinaron los niveles de la superficie libre del agua para diferentes periodos de retorno.

3.4.1. Modelo geométrico del tramo: Arroyo Agua Dulce - aguas arriba

Se presentan de manera demostrativa, dos secciones del tramo, la totalidad de las secciones del modelo geométrico se encuentra en el modelo de simulación.

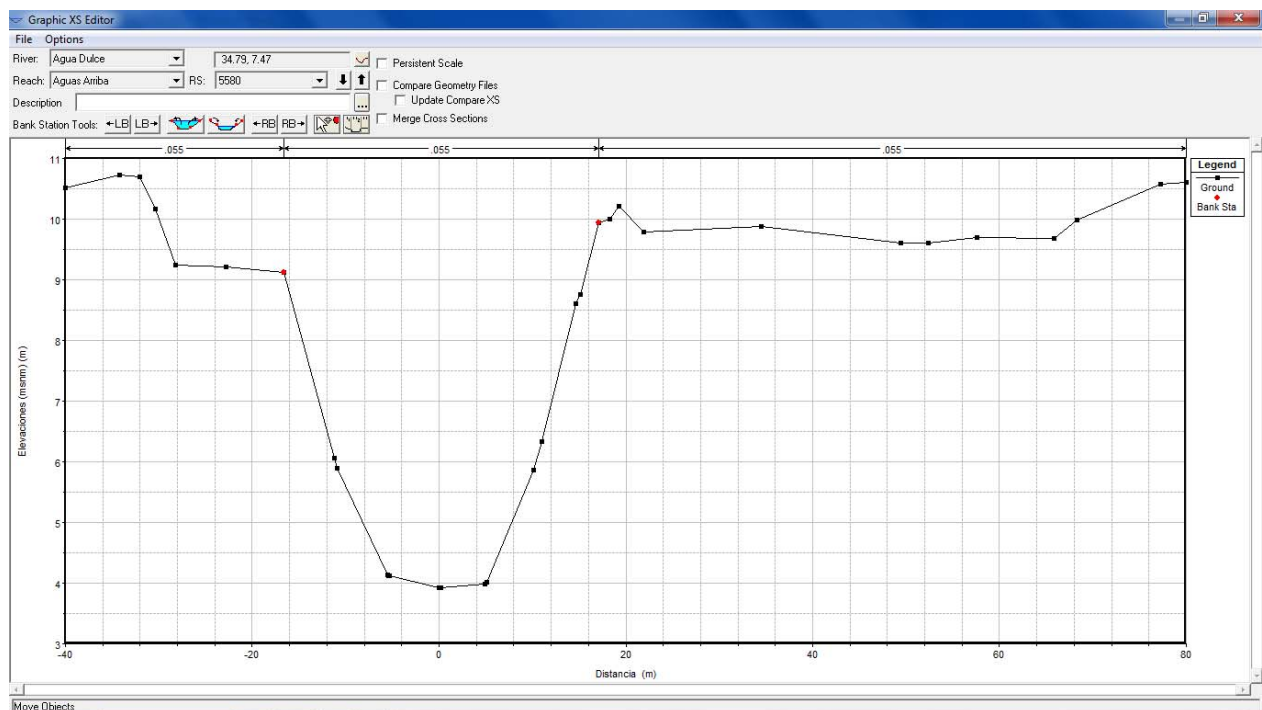


Figura 3.16 Sección k 5+580 del tramo Agua Dulce, aguas arriba, construcción del modelo geométrico

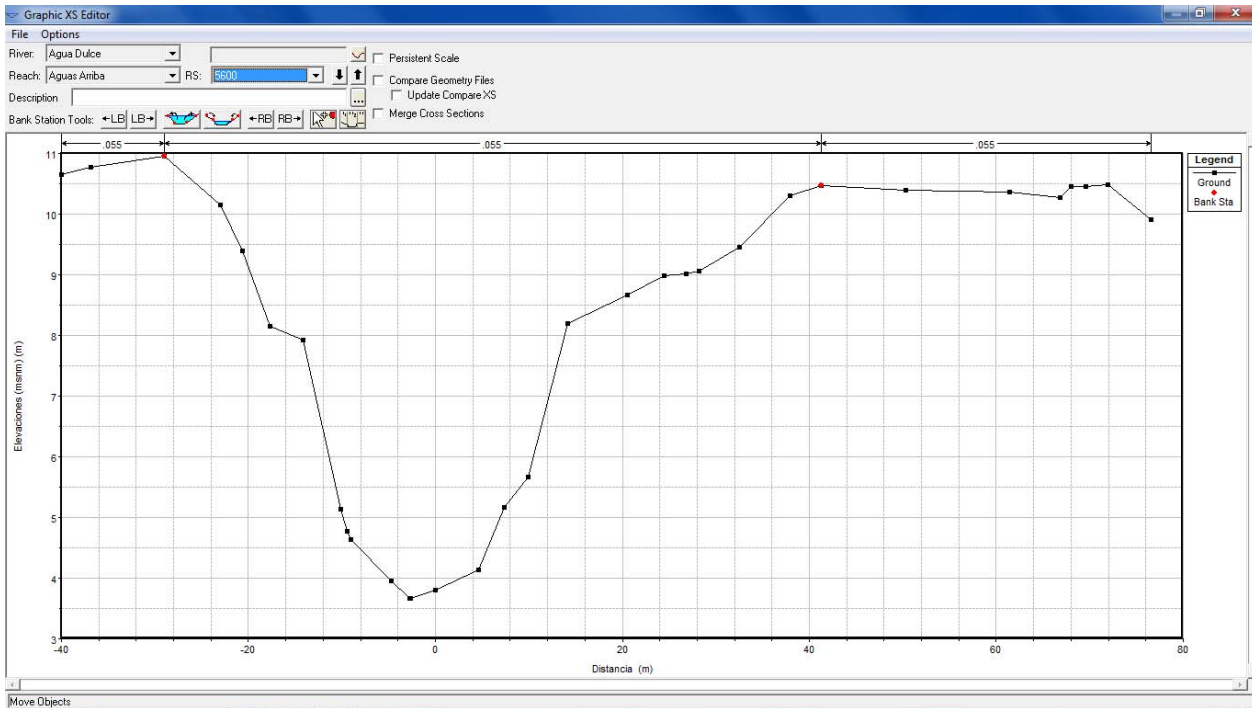


Figura 3.17 Sección k 5+600 del tramo Agua Dulce - aguas arriba, construcción del modelo geométrico

3.4.2. Modelo geométrico del tramo: Arroyo Agua Dulce - aguas abajo

Se presenta dos secciones del tramo más importante de la simulación, pues es en este tramo donde ocurrieron los principales daños.

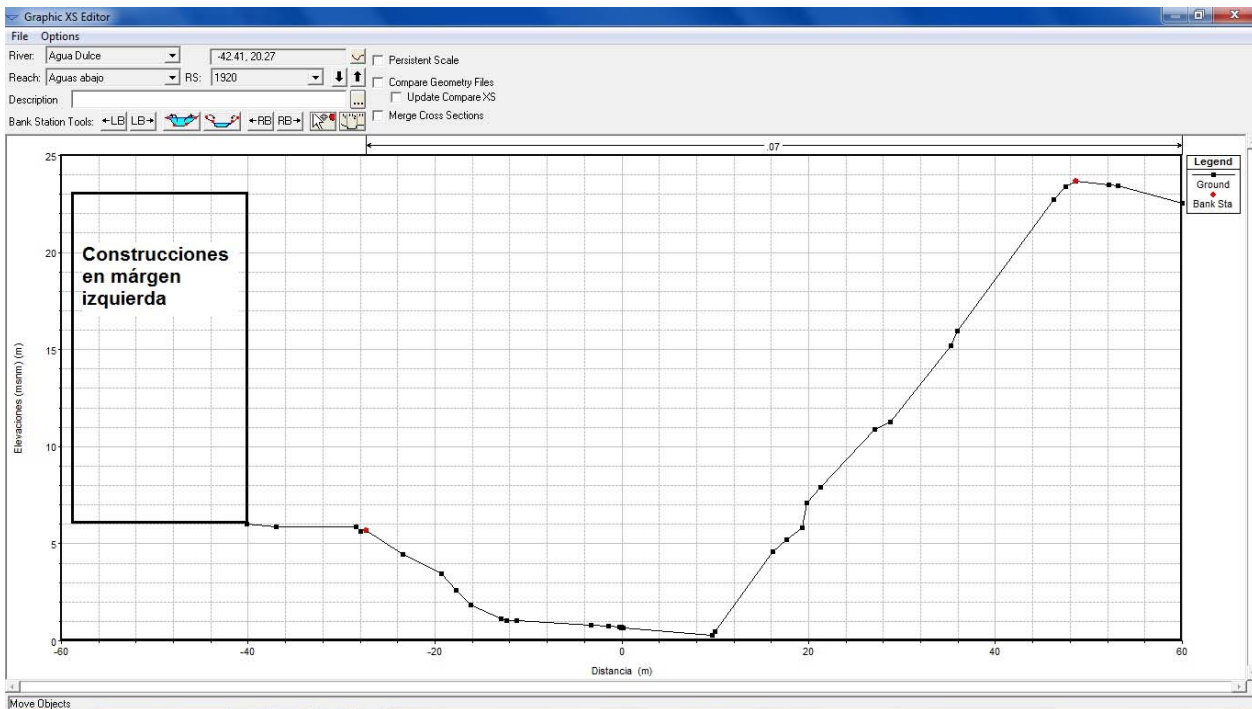


Figura 3.18 Sección k 1+920 del tramo Agua Dulce - aguas abajo, construcción del modelo geométrico



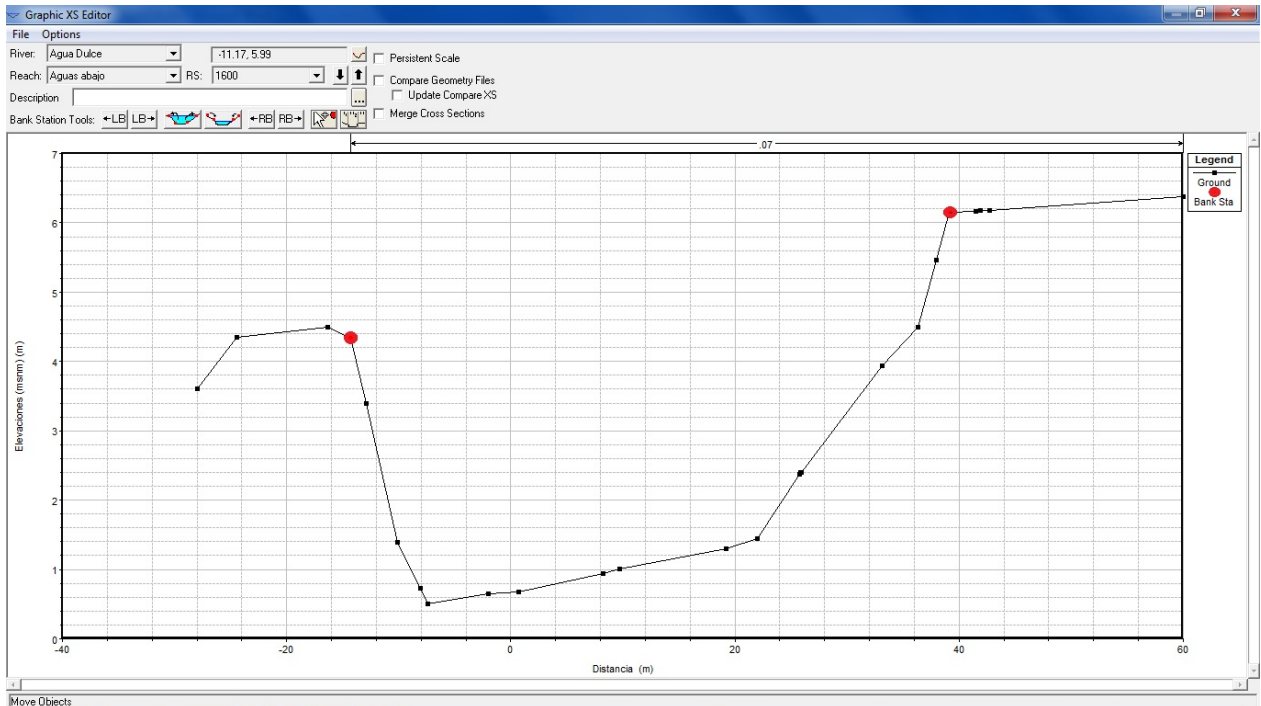


Figura 3.19 Sección k 1+600 del tramo Agua Dulce - aguas abajo, construcción del modelo geométrico

3.4.3. Modelo geométrico del tramo: Arroyo El Burro – Tributario

Se presentan dos secciones del tributario.

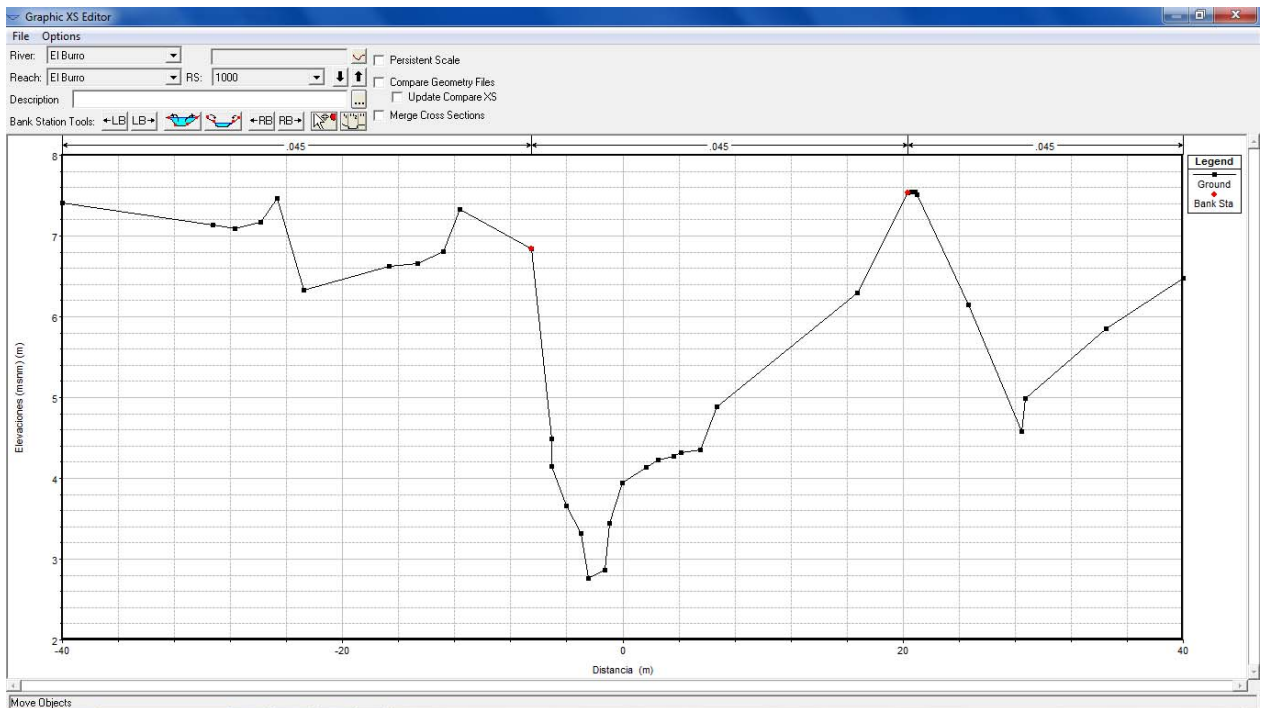


Figura 3.20 Sección 1000 del tramo El Burro, Tributario, construcción del modelo geométrico

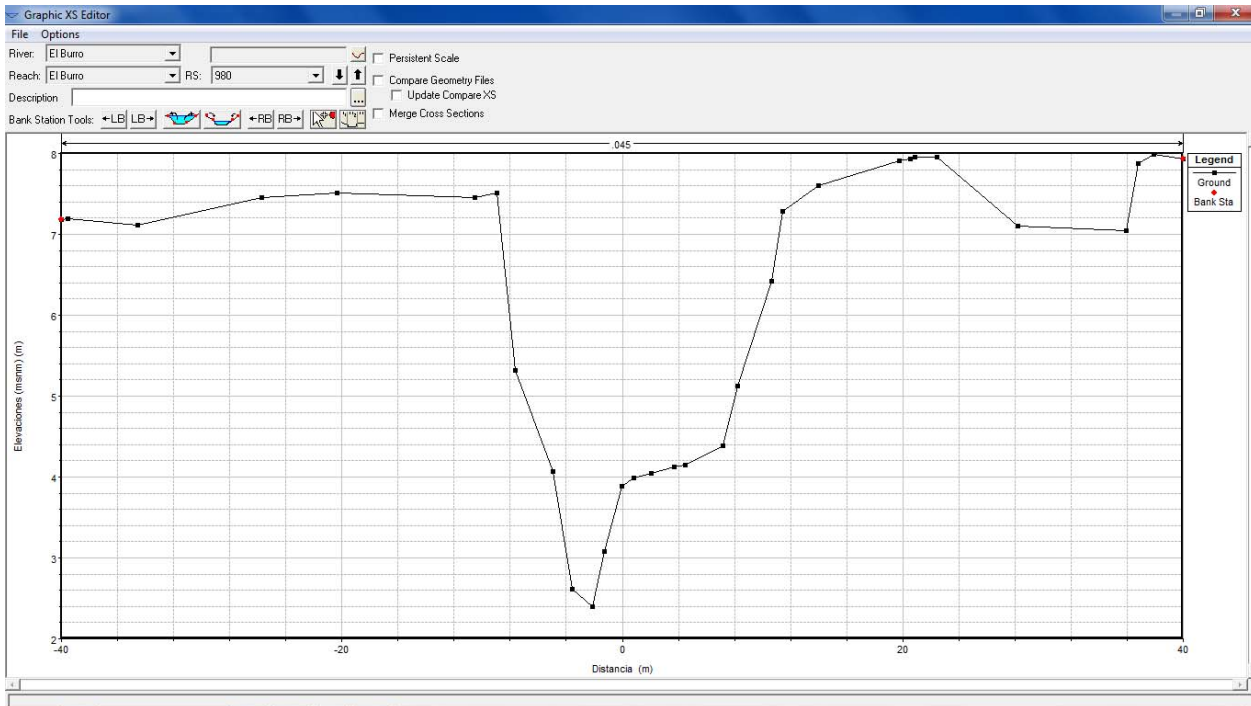


Figura 3.21 Sección 980 del tramo El Burro, Tributario, construcción del modelo geométrico

3.5. Resultados de la simulación hidráulica

La simulación hidráulica del cauce determina los niveles de la superficie libre del agua para diferentes gastos, asociados a diferentes periodos de retorno. Los caudales utilizados son los obtenidos en el estudio hidrológico (Tabla 2.46 y Tabla 2.48), por lo que resultan 10 perfiles de flujo para cubrir todo el abanico de posibles caudales que pueden escurrir por el arroyo Agua Dulce, aguas abajo de la confluencia con el arroyo El Burro. Los resultados numéricos de la simulación hidráulica se muestran en las tablas 3.4, 3.5 y 3.6.

Tabla 3.4 Resultados de la simulación hidráulica en el arroyo El Burro

Arroyo	Tramo	Estación	Q Total m ³ /s	Plantilla Msnm	Elev Agua msnm	Crítico msnm	Energía msnm	Velocidad m/s	Área m ²
El Burro	Tributario	1020	50	1.52	7.55	2.66	7.55	0.21	241.37
El Burro	Tributario	1020	69	1.52	8.12	2.85	8.13	0.24	293.55
El Burro	Tributario	1020	85	1.52	8.53	2.99	8.53	0.25	335.64
El Burro	Tributario	1020	104	1.52	8.97	3.14	8.97	0.27	387.24
El Burro	Tributario	1020	133	1.52	9.56	3.35	9.56	0.29	457.59
El Burro	Tributario	1020	159	1.52	10.04	3.52	10.04	0.31	515.2
El Burro	Tributario	1020	233	1.52	11.24	3.96	11.25	0.35	660.29
El Burro	Tributario	1020	272	1.52	11.81	4.16	11.81	0.37	727.63
El Burro	Tributario	1020	382	1.52	13.23	4.65	13.24	0.42	898.9
El Burro	Tributario	1020	439	1.52	13.91	4.88	13.92	0.45	980.45
El Burro	Tributario	1000	50	2.76	7.54		7.55	0.42	117.68
El Burro	Tributario	1000	69	2.76	8.12		8.12	0.42	163.44
El Burro	Tributario	1000	85	2.76	8.52		8.53	0.43	195.79



Arroyo	Tramo	Estación	Q Total m ³ /s	Plantilla Msnm	Elev Agua msnm	Crítico msnm	Energía msnm	Velocidad m/s	Área m ²
El Burro	Tributario	1000	104	2.76	8.96		8.97	0.45	231.05
El Burro	Tributario	1000	133	2.76	9.55		9.56	0.48	277.89
El Burro	Tributario	1000	159	2.76	10.03		10.04	0.5	316.24
El Burro	Tributario	1000	233	2.76	11.23		11.25	0.56	412.8
El Burro	Tributario	1000	272	2.76	11.79		11.81	0.59	457.61
El Burro	Tributario	1000	382	2.76	13.22		13.24	0.67	571.55
El Burro	Tributario	1000	439	2.76	13.9		13.92	0.7	625.8
.
.
.
El Burro	Tributario	20	50	1.93	6.94		6.95	0.42	119.87
El Burro	Tributario	20	69	1.93	7.87		7.88	0.41	169.85
El Burro	Tributario	20	85	1.93	8.33		8.34	0.43	197.98
El Burro	Tributario	20	104	1.93	8.8		8.81	0.44	233.77
El Burro	Tributario	20	133	1.93	9.39		9.4	0.47	281.26
El Burro	Tributario	20	159	1.93	9.87		9.88	0.5	319.63
El Burro	Tributario	20	233	1.93	11.07		11.08	0.56	415.34
El Burro	Tributario	20	272	1.93	11.62		11.64	0.59	459.46
El Burro	Tributario	20	382	1.93	13.02		13.04	0.67	571.34
El Burro	Tributario	20	439	1.93	13.68		13.71	0.7	624.55
El Burro	Tributario	0	50	1.85	6.93	3.26	6.95	0.49	101.58
El Burro	Tributario	0	69	1.85	7.87	3.52	7.88	0.46	149.38
El Burro	Tributario	0	85	1.85	8.33	3.71	8.34	0.49	173.87
El Burro	Tributario	0	104	1.85	8.79	3.92	8.81	0.52	201.24
El Burro	Tributario	0	133	1.85	9.39	4.22	9.4	0.55	242.64
El Burro	Tributario	0	159	1.85	9.87	4.46	9.88	0.57	281.04
El Burro	Tributario	0	233	1.85	11.06	5.06	11.08	0.62	376.79
El Burro	Tributario	0	272	1.85	11.61	5.34	11.64	0.65	420.91
El Burro	Tributario	0	382	1.85	13.01	6.07	13.04	0.72	532.79
El Burro	Tributario	0	439	1.85	13.68	6.47	13.71	0.75	586.01

Tabla 3.5 Resultados de la simulación hidráulica en el arroyo Agua Dulce - aguas arriba

Arroyo	Tramo	Estación	Q Total m ³ /s	Plantilla msnm	Elev Agua msnm	Crítico msnm	Energía msnm	Velocidad m/s	Área m ²
Agua Dulce	Aguas arriba	5600	105	3.66	8.95	5.73	8.99	0.88	119.12
Agua Dulce	Aguas arriba	5600	150	3.66	9.68	6.11	9.73	0.96	156.83
Agua Dulce	Aguas arriba	5600	181	3.66	10.06	6.35	10.11	1.02	178.28
Agua Dulce	Aguas arriba	5600	215	3.66	10.49	6.59	10.55	1.02	209.86
Agua Dulce	Aguas arriba	5600	264	3.66	10.9	6.91	10.96	1.04	253.22
Agua Dulce	Aguas arriba	5600	307	3.66	11.23	7.18	11.29	1.05	291.49
Agua Dulce	Aguas arriba	5600	424	3.66	12.16	7.83	12.22	1.06	399.66
Agua Dulce	Aguas arriba	5600	483	3.66	12.63	8.25	12.69	1.06	454.43
Agua Dulce	Aguas arriba	5600	647	3.66	13.89	9.12	13.95	1.08	601.28
Agua Dulce	Aguas arriba	5600	731	3.66	14.51	9.41	14.57	1.09	673.63
Agua Dulce	Aguas arriba	5580	105	3.92	8.93		8.97	0.96	109.56



Arroyo	Tramo	Estación	Q Total m ³ /s	Plantilla msnm	Elev Agua msnm	Crítico msnm	Energía msnm	Velocidad m/s	Área m ²
Agua Dulce	Aguas arriba	5580	150	3.92	9.65		9.71	1.08	139.23
Agua Dulce	Aguas arriba	5580	181	3.92	10.03		10.09	1.06	170.06
Agua Dulce	Aguas arriba	5580	215	3.92	10.47		10.52	1	215.51
Agua Dulce	Aguas arriba	5580	264	3.92	10.88		10.93	1	263.05
Agua Dulce	Aguas arriba	5580	307	3.92	11.21		11.27	1.01	302.91
Agua Dulce	Aguas arriba	5580	424	3.92	12.15		12.2	1.02	414.99
Agua Dulce	Aguas arriba	5580	483	3.92	12.62		12.67	1.02	471.59
Agua Dulce	Aguas arriba	5580	647	3.92	13.88		13.94	1.04	623.1
Agua Dulce	Aguas arriba	5580	731	3.92	14.5		14.56	1.05	697.67
Agua Dulce	Aguas arriba	2760	105	1.52	6.94		6.95	0.55	192.02
Agua Dulce	Aguas arriba	2760	150	1.52	7.87		7.88	0.56	269.19
Agua Dulce	Aguas arriba	2760	181	1.52	8.33		8.35	0.58	314.44
Agua Dulce	Aguas arriba	2760	215	1.52	8.79		8.81	0.59	366.13
Agua Dulce	Aguas arriba	2760	264	1.52	9.39		9.41	0.6	437.34
Agua Dulce	Aguas arriba	2760	307	1.52	9.87		9.89	0.62	494.89
Agua Dulce	Aguas arriba	2760	424	1.52	11.06		11.09	0.66	638.49
Agua Dulce	Aguas arriba	2760	483	1.52	11.61		11.64	0.69	704.69
Agua Dulce	Aguas arriba	2760	647	1.52	13.01		13.04	0.74	872.59
Agua Dulce	Aguas arriba	2760	731	1.52	13.68		13.71	0.77	952.44
Agua Dulce	Aguas arriba	2740	105	1.46	6.93	3.05	6.95	0.57	185.82
Agua Dulce	Aguas arriba	2740	150	1.46	7.86	3.38	7.88	0.55	274.61
Agua Dulce	Aguas arriba	2740	181	1.46	8.33	3.57	8.34	0.56	322.83
Agua Dulce	Aguas arriba	2740	215	1.46	8.79	3.78	8.81	0.58	373.37
Agua Dulce	Aguas arriba	2740	264	1.46	9.38	4.05	9.4	0.6	443.22
Agua Dulce	Aguas arriba	2740	307	1.46	9.86	4.27	9.88	0.61	500.82
Agua Dulce	Aguas arriba	2740	424	1.46	11.06	4.87	11.08	0.66	644.48
Agua Dulce	Aguas arriba	2740	483	1.46	11.61	5.14	11.64	0.68	710.7
Agua Dulce	Aguas arriba	2740	647	1.46	13.01	5.74	13.04	0.74	878.63

Tabla 3.6 Resultados de la simulación hidráulica en el arroyo Agua Dulce - aguas abajo

Arroyo	Tramo	Estación	Q Total m ³ /s	Plantilla msnm	Elev Agua msnm	Crítico msnm	Energía msnm	Velocidad m/s	Área m ²
Agua Dulce	Aguas abajo	2700	155	0.99	6.91		6.95	0.82	188.49
Agua Dulce	Aguas abajo	2700	219	0.99	7.84		7.88	0.86	254.36
Agua Dulce	Aguas abajo	2700	266	0.99	8.3		8.34	0.92	289.66
Agua Dulce	Aguas abajo	2700	319	0.99	8.76		8.81	0.97	328.62
Agua Dulce	Aguas abajo	2700	397	0.99	9.35		9.4	1.01	392.55
Agua Dulce	Aguas abajo	2700	466	0.99	9.83		9.88	1.04	449.59
Agua Dulce	Aguas abajo	2700	657	0.99	11.02		11.08	1.11	592.66
Agua Dulce	Aguas abajo	2700	755	0.99	11.57		11.64	1.15	658.53
Agua Dulce	Aguas abajo	2700	1029	0.99	12.96		13.04	1.25	825.48
Agua Dulce	Aguas abajo	2700	1170	0.99	13.62		13.71	1.29	904.87
Agua Dulce	Aguas abajo	2680	155	1.09	6.9		6.93	0.8	192.68
Agua Dulce	Aguas abajo	2680	219	1.09	7.83		7.86	0.87	250.7



Arroyo	Tramo	Estación	Q Total m ³ /s	Plantilla msnm	Elev Agua msnm	Crítico msnm	Energía msnm	Velocidad m/s	Área m ²
Agua Dulce	Aguas abajo	2680	266	1.09	8.28		8.33	0.95	279.9
Agua Dulce	Aguas abajo	2680	319	1.09	8.73		8.79	1.03	310.08
Agua Dulce	Aguas abajo	2680	397	1.09	9.32		9.38	1.12	353.45
Agua Dulce	Aguas abajo	2680	466	1.09	9.79		9.86	1.19	390.56
Agua Dulce	Aguas abajo	2680	657	1.09	10.98		11.06	1.27	516.27
Agua Dulce	Aguas abajo	2680	755	1.09	11.53		11.62	1.3	582.51
Agua Dulce	Aguas abajo	2680	1029	1.09	12.93		13.02	1.37	750.01
Agua Dulce	Aguas abajo	2680	1170	1.09	13.59		13.69	1.41	829.57
Agua Dulce	Aguas abajo	20	155	0.03	3.96	1.68	4	0.86	180.4
Agua Dulce	Aguas abajo	20	219	0.03	4.61	1.98	4.65	0.93	236.5
Agua Dulce	Aguas abajo	20	266	0.03	5.04	2.18	5.09	0.97	275.47
Agua Dulce	Aguas abajo	20	319	0.03	5.71	2.38	5.76	0.94	339.15
Agua Dulce	Aguas abajo	20	397	0.03	6.27	2.66	6.32	1	397.51
Agua Dulce	Aguas abajo	20	466	0.03	6.67	2.99	6.73	1.06	440.2
Agua Dulce	Aguas abajo	20	657	0.03	7.71	3.66	7.78	1.2	548.88
Agua Dulce	Aguas abajo	20	755	0.03	8.2	3.85	8.28	1.26	600.6
Agua Dulce	Aguas abajo	20	1029	0.03	9.47	4.32	9.57	1.4	734.98
Agua Dulce	Aguas abajo	20	1170	0.03	10.08	4.53	10.19	1.46	799.35
Agua Dulce	Aguas abajo	0	155	0.01	3.92	1.61	3.97	0.98	158.32
Agua Dulce	Aguas abajo	0	219	0.01	4.55	1.91	4.61	1.11	198.11
Agua Dulce	Aguas abajo	0	266	0.01	4.98	2.12	5.05	1.18	226.03
Agua Dulce	Aguas abajo	0	319	0.01	5.63	2.33	5.7	1.17	273.03
Agua Dulce	Aguas abajo	0	397	0.01	6.13	2.62	6.21	1.27	312.79
Agua Dulce	Aguas abajo	0	466	0.01	6.54	2.85	6.63	1.35	345.74
Agua Dulce	Aguas abajo	0	657	0.01	7.57	3.59	7.69	1.53	428.87
Agua Dulce	Aguas abajo	0	755	0.01	8.06	3.82	8.19	1.61	468.23
Agua Dulce	Aguas abajo	0	1029	0.01	9.33	4.41	9.49	1.8	570.22

Los perfiles de flujo en diferentes secciones transversales se muestran en las figuras 3.22, 3.23 y 3.24.

Respecto a los niveles alcanzados, es importante saber si el comportamiento de la simulación matemática es semejante al fenómeno real, del tal manera que es conveniente compararlo o calibrarlo, al respecto, se cuenta con las huellas de la inundación ocurrida a finales de septiembre de 2000; las elevaciones que dejó la inundación fueron introducidos al programa para comparar niveles observados contra niveles calculados. El resultado es que el comportamiento de los perfiles de flujo obtenidos con el modelo de simulación se asemeja a las marcas que dejó la avenida, el perfil de flujo que mejor se ajustan a las marcas de inundación corresponde al de 100 años de periodo de retorno, como lo muestra la Figura 3.25.



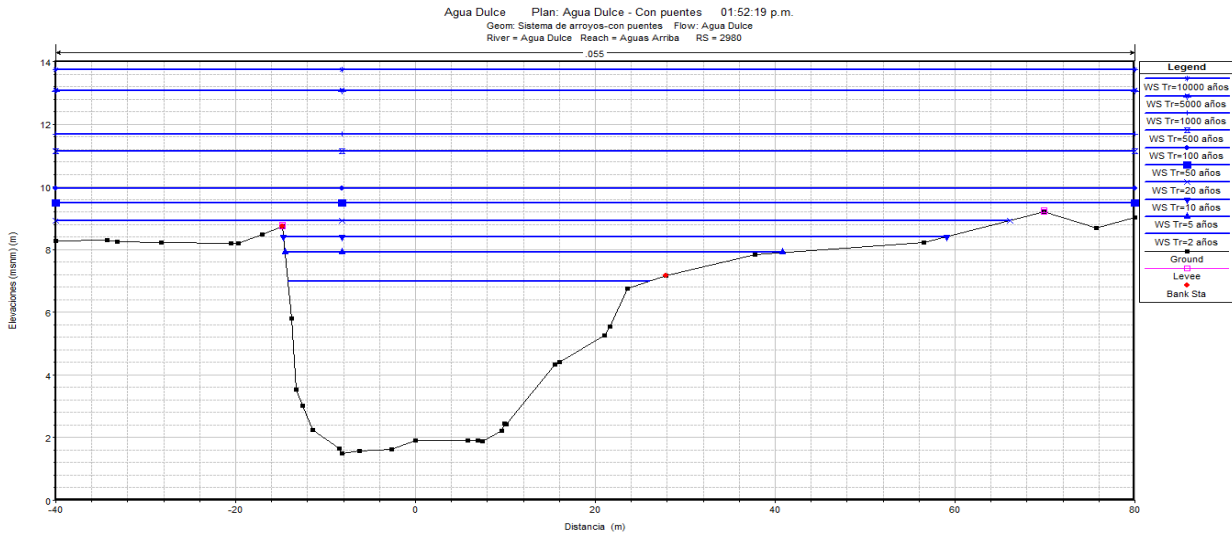


Figura 3.22 Perfiles de flujo para diferentes caudales, sección k2+980 del arroyo Agua Dulce, aguas arriba

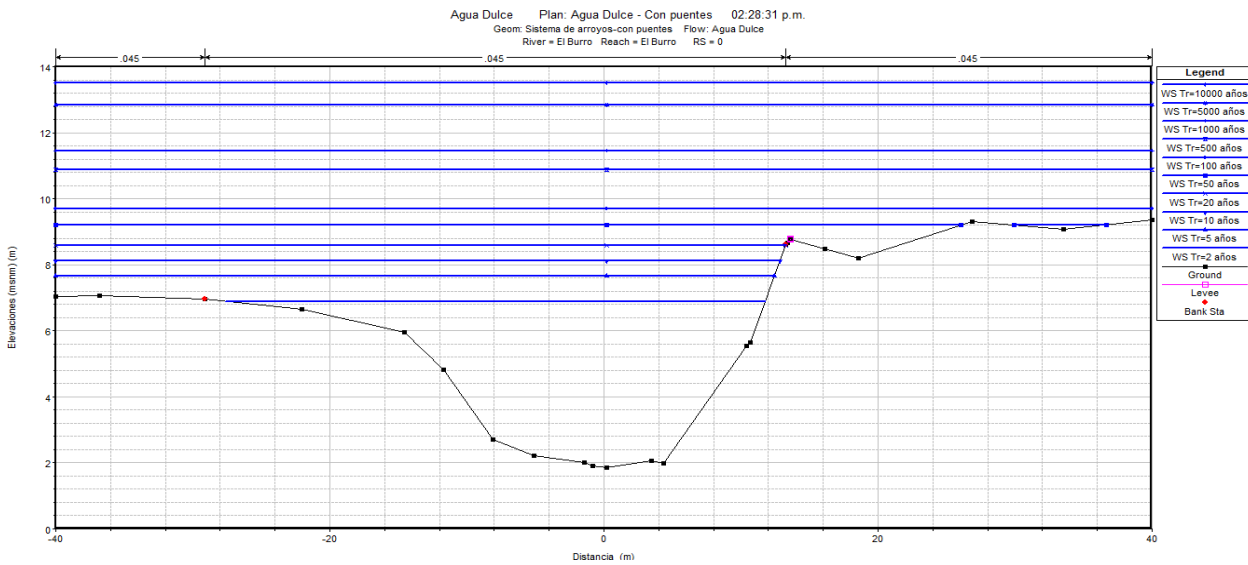


Figura 3.23 Perfiles de flujo para diferentes caudales en la sección k0+000 del arroyo El Burro, tributario

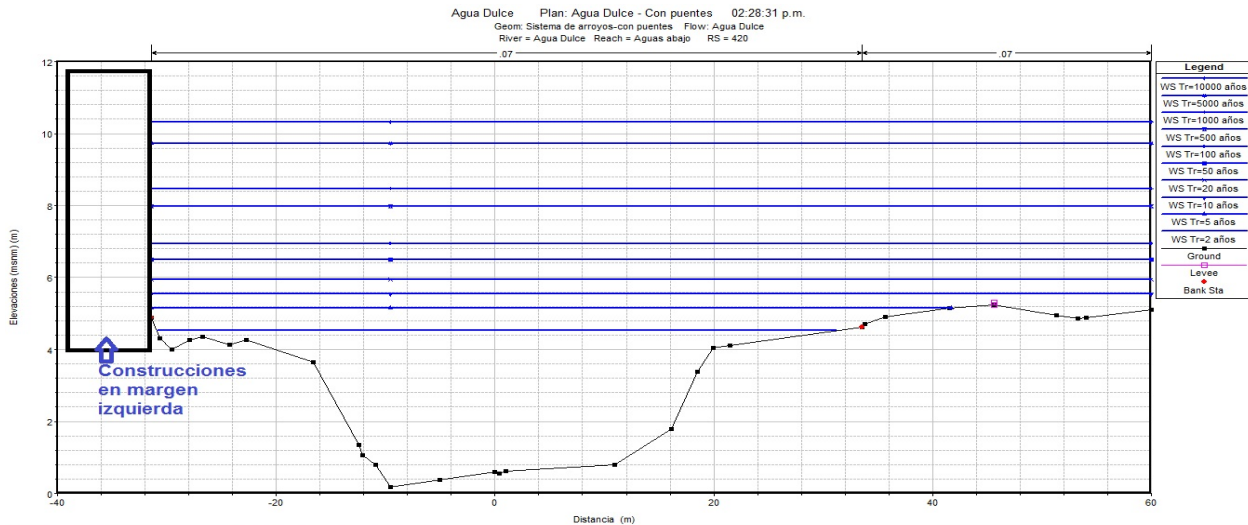


Figura 3.24 Perfiles de flujo para diferentes caudales, sección k0+420 del arroyo Agua Dulce, aguas abajo



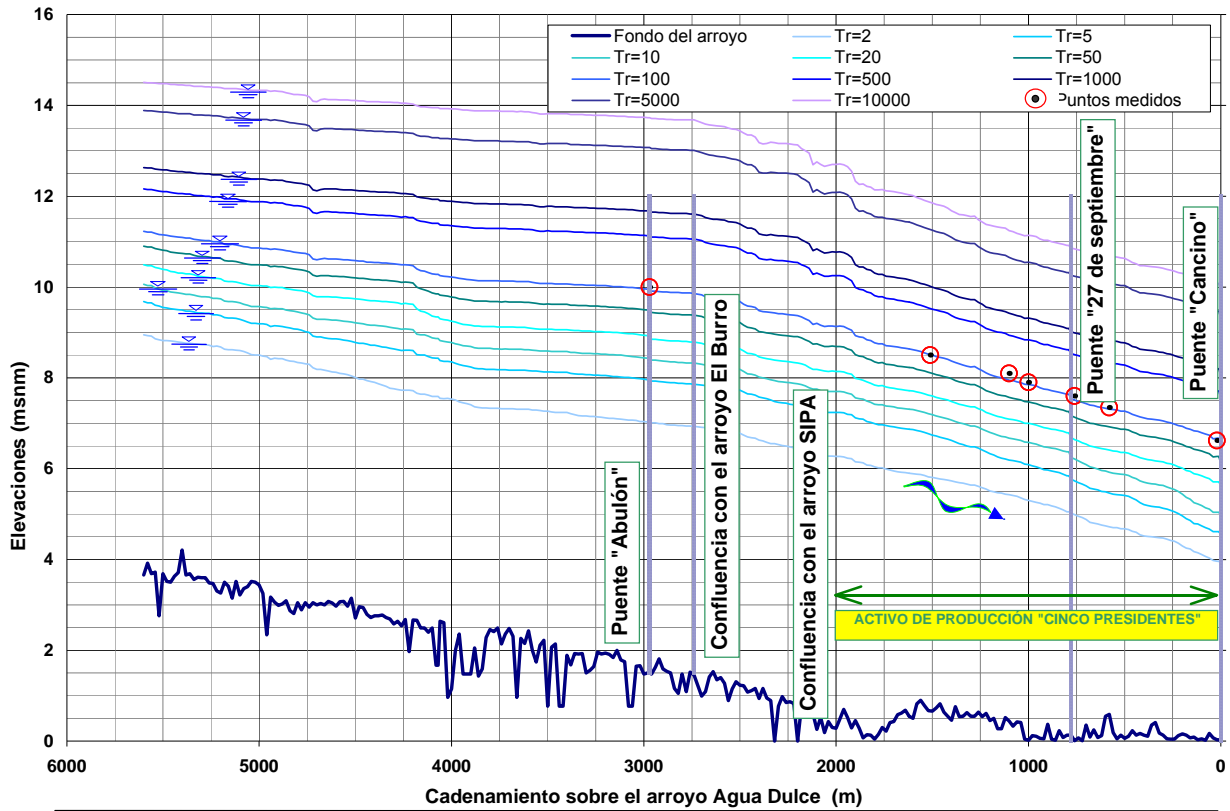


Figura 3.25 Perfiles de flujo para diferentes T_r , sobre el arroyo Agua Dulce



4. ANÁLISIS TÉCNICO ECONÓMICO

Las afectaciones que sufrió la zona poblada de Agua Dulce se debieron principalmente por el desbordamiento del arroyo, en algunas zonas el flujo provocó socavación en las márgenes afectando instalaciones, casas y puentes de cruce, todo ello produjo pérdidas materiales y económicas, lo anterior se puede apreciar en las figuras 4.1 a 4.3.



Figura 4.1 Destrucción de casas - habitación



Figura 4.2 Socavación en casa - habitación



Figura 4.3 Destrucción de puente sobre el arroyo Agua Dulce

Para el análisis técnico económico, se debe entender el término "protección" como la construcción de obras que interactúan directamente con el agua que escurre por los ríos, para impedir su paso, confinarla y encauzarla, por otra en la selección del periodo de retorno, hay que considerar que en algunos ríos el aumentar el periodo de retorno en 100 a 200%, el gasto asociado se incrementa ligeramente, y por lo tanto, al escoger un periodo de retorno mayor, se logra una mayor seguridad con un costo adicional reducido.

4.1. Tipos de estructuras de protección

Bordo: es un terraplén de arcilla, aunque los hay de arena, construido con el objeto de proteger infraestructura, cultivos y vidas humanas, contra las sobreelevaciones del nivel del agua. Su diseño es semejante al de pequeñas cortinas de tierra siendo la principal diferencia que los bordos retienen agua por periodos cortos de tiempo (días o cuando mucho algunas semanas).

Muro: Un muro consiste en una frontera prácticamente vertical, colocado en sustitución de un tramo de bordo; un muro de concreto puede ser una medida eficaz para proporcionar protección contra inundaciones, ya que contiene lateralmente el escurrimiento de arroyos y ríos.

Un muro se utiliza en sustitución de los bordos, cuando los taludes de estos últimos son muy tendidos y por lo tanto, el volumen de obra resulta ser importante; otra razón que justifica su utilización es cuando no existe espacio disponible para construir el bordo, esto se presenta frecuentemente cuando los arroyos cruzan zonas urbanas.

Mixto Bordo-Muro: En algunas ocasiones se utiliza una solución mixta, es decir se protege a determinada zona mediante la construcción de bordos y a otras zonas con muros.



4.2. Variantes de solución

Las variantes de solución son múltiples, en este trabajo se proponen las siguientes:

- 1) Muro de concreto
- 2) Bordo de protección con dentellón de precolados
- 3) Tablaestacado con pilotes y elementos precolados de concreto
- 4) Bordo de protección con tapete de concreto
- 5) Muro de gaviones

Con base en las opciones planteadas se revisaron las ventajas y desventajas de cada una, se realizó una evaluación económica proponiendo precios índices para los principales conceptos de obra con la finalidad de tener un orden de magnitud del monto de las obras. Para un primer planteamiento y sólo con fines de evaluación se hicieron las siguientes consideraciones:

Longitud de la protección de 2 Km

Nivel de la protección a la cota 8.0 msnm

En la tabla siguiente se presentan las ventajas y desventajas de las opciones de solución planteadas.

Tabla 4.1 Ventajas y desventajas de las opciones de solución planteadas

Opción	Ventajas	Desventajas
Muro de concreto	<p>Construcción en un tiempo corto</p> <p>Requiere poco mantenimiento</p> <p>Requiere poco espacio para desplante y construcción</p>	<p>Los agregados no están disponibles en sitio.</p>
Bordo de protección y dentellón de precolados	<p>Se aprovecha el material limo arenoso que existe en el sitio.</p> <p>Es una sección que se recomienda para este tipo de obras de protección, siempre y cuando se cuente en las aproximaciones de la obra con los materiales de construcción en calidad y cantidad.</p>	<p>Es más costosa que la opción 1</p> <p>La sección transversal del bordo necesita una extensión de terreno (aproximadamente 30 m) para el desplante de la base</p> <p>Los agregados para la fabricación de los precolados no están disponibles en sitio</p>
Tablaestacado de pilotes y elementos de concreto precolados	<p>Se puede aprovechar las tuberías existentes en buen estado con un adecuado tratamiento</p> <p>Requiere poco espacio para su construcción</p>	<p>Los elementos precolados se deben fabricar en sitios especiales y ser transportados</p> <p>Los agregados no están disponibles en sitio</p>



Opción	Ventajas	Desventajas
Bordo de protección con tapete de concreto	Se aprovecha el material limo arenoso que existe en el sitio.	Necesidad de contar con espacios grandes para el desplante y construcción. Los agregados no están disponibles en sitio
Muro de gaviones	Es una estructura monolítica continua. Presenta buena flexibilidad y buen drenaje. Buena adaptación al medio ambiente	Los materiales para el relleno de gaviones, no están disponibles en sitio

En la tabla siguiente se muestra los costos para las diferentes opciones planteadas

Tabla 4.2 Costo preliminar de las opciones planteadas para 2 km de longitud

Opción	Costo (\$)
Muro de concreto	38,400,000
Bordo de protección y dentellón de precolados	46,900,000
Tablaestacado de pilotes y elementos precolados	60,950,000
Bordo de protección con tapete de concreto	37,700,000
Muro de gaviones	84,000,000

Como se puede observar en la tabla anterior, los resultados obtenidos de ésta comparativa determinan que las opciones más viables económicamente y técnicamente son la opción 1 y 4. Finalmente para proteger las instalaciones contra inundaciones, se determinó construir una protección marginal compuesta por bordos y muros, para cubrir los niveles probables del agua en el río. El bordo se construirá en los tramos donde se tenga el suficiente espacio para su desplante y construcción, y el muro en los tramos restantes.

Una vez determinadas las secciones de la protección marginal, el contenido que resta de este estudio, se enfocará al análisis de las alternativas de solución para la protección marginal basando los planteamientos principalmente en los niveles de protección asociados a un cierto periodo de retorno.

4.3. Puntos de referencia

Para contar con una referencia rápida, a continuación se presenta una relación de puntos ubicados a lo largo de la protección marginal

- Punto 1: Confluencia de tributario con el arroyo Agua Dulce
- Punto 2: Inicio de la estructura de protección
- Punto 3: Descarga natural
- Punto 4: Oficinas
- Punto 5: Escuela Primaria
- Punto 6: Cárcamo de Bombeo 1
- Punto 7: Puente Cancino
- Punto 8: Cárcamo de Bombeo 2



En la Tabla 4.3 se presentan los niveles de la superficie libre del agua para diferentes periodos de retorno correspondientes a los puntos numerados anteriormente; en la Figura 4.4 se muestra la ubicación de dichos puntos.

Tabla 4.3 Niveles de la superficie libre del agua (msnm) para diferentes Tr. Arroyo Agua Dulce

Punto	Tr=2 años	Tr=5 años	Tr=10 años	Tr=20 años	Tr=50 años	Tr=100 años	Tr=500 años	Tr=1000 años	Elevación del hombro derecho
1	6.27	7.24	7.70	8.14	8.69	9.13	10.25	10.77	7.0
2	5.99	6.95	7.38	7.80	8.30	8.71	9.75	10.24	7.0
3	5.64	6.48	6.94	7.36	7.85	8.24	9.24	9.72	5.5
4	4.95	5.69	6.17	6.61	7.10	7.48	8.49	8.97	6.0
5	4.70	5.43	5.89	6.38	6.89	7.29	8.31	8.80	5.5
6	4.23	4.86	5.33	5.94	6.47	6.87	7.90	8.39	5.0
7	3.92	4.55	4.98	5.63	6.13	6.54	7.57	8.06	5.5
8	3.83	4.43	4.87	5.54	6.10	6.50	7.55	8.05	6.0

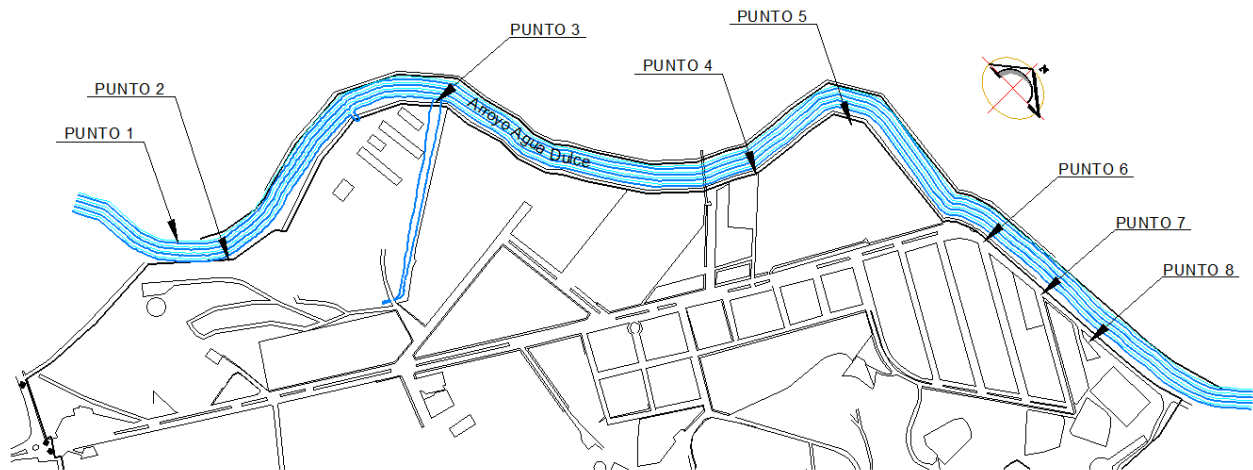


Figura 4.4 Localización de los puntos en la zona a proteger

El perfil de la superficie libre del agua, en el cauce se presenta en la Figura 3.25; en dicha figura, se muestra todo el análisis de todo el arroyo, para este capítulo interesan los datos respectivos al tramo donde se ubica la zona urbana. En la Figura 4.5, se presentan los perfiles de flujo para diferentes periodos de retorno en el arroyo Agua Dulce, en la zona de interés.

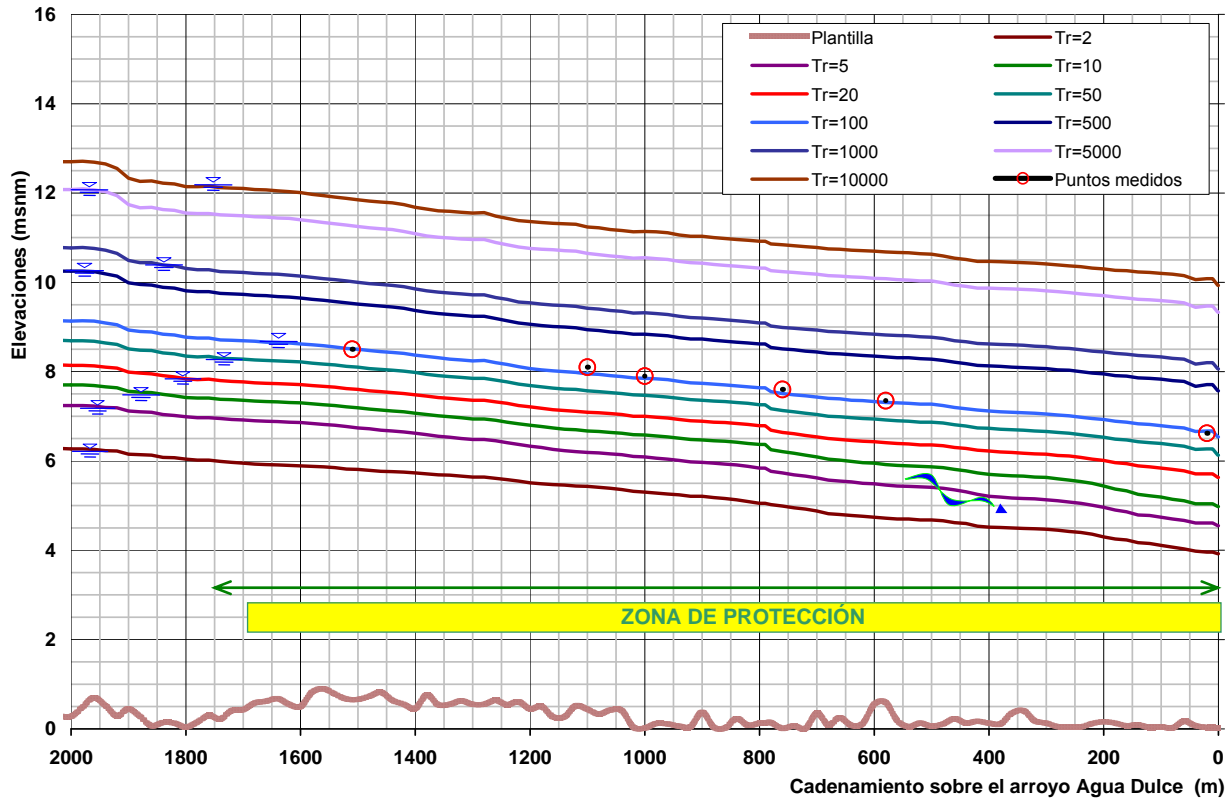


Figura 4.5 Perfiles de flujo para diferentes periodos de retorno en la zona de protección

4.4. Evaluación y selección de alternativas

En general, un estudio preliminar permite seleccionar el tipo de obra requerida para la protección contra inundaciones, en este caso, el estudio preliminar definió que era necesaria la construcción de una estructura marginal (perimetral). Este subcapítulo aborda el estudio de la determinación de la altura de la protección, de tal manera, que la obra no sea demasiado costosa (gran altura), o insuficiente para cumplir su fin (altura pequeña).

Preliminarmente es aceptable establecer la altura de la protección marginal de acuerdo con los niveles de inundación presentados durante las avenidas más importantes, para lo cual se revisa técnica y económicamente dicha altura de protección.

Para definir la altura óptima, es necesario comparar los beneficios generados por la obra de protección, contra los costos inherentes de la construcción del mismo; estos conceptos, poseen diferencias que pueden ser:

- De clase, susceptibles de ser reducidas a una unidad monetaria común.

- Relativas al momento en que se efectúan las inversiones y se obtienen los beneficios

- Diferencias en beneficios que no pueden ser expresados en unidades monetarias, por ejemplo vidas humanas, información, etc.



En general, las obras relacionadas con el control de avenidas difícilmente pueden evaluarse en términos puramente económicos, ya que una gran parte de beneficios no puede cuantificarse en unidades monetarias, como es el caso de la pérdida de vidas humanas. En el análisis de costos, se incluyen los costos generados por la construcción de la obra terminada, los costos de operación y de mantenimiento, y los costos intangibles.

Dado que las avenidas tienen un carácter aleatorio, en la mayoría de los casos no es conveniente técnica y económicamente realizar obras que eliminen totalmente el riesgo de inundación, por lo tanto, es necesario definir sus dimensiones para que, sin costos excesivos, se proporcione una protección adecuada.

Cualitativamente, al incrementarse la magnitud de la obra, crece la protección proporcionada y al mismo tiempo su costo; por lo tanto existe un tamaño óptimo para el cual la suma de los daños por inundación más el costo de la protección sea la mínima como se muestra en la Figura 4.6 (Domínguez,1996)

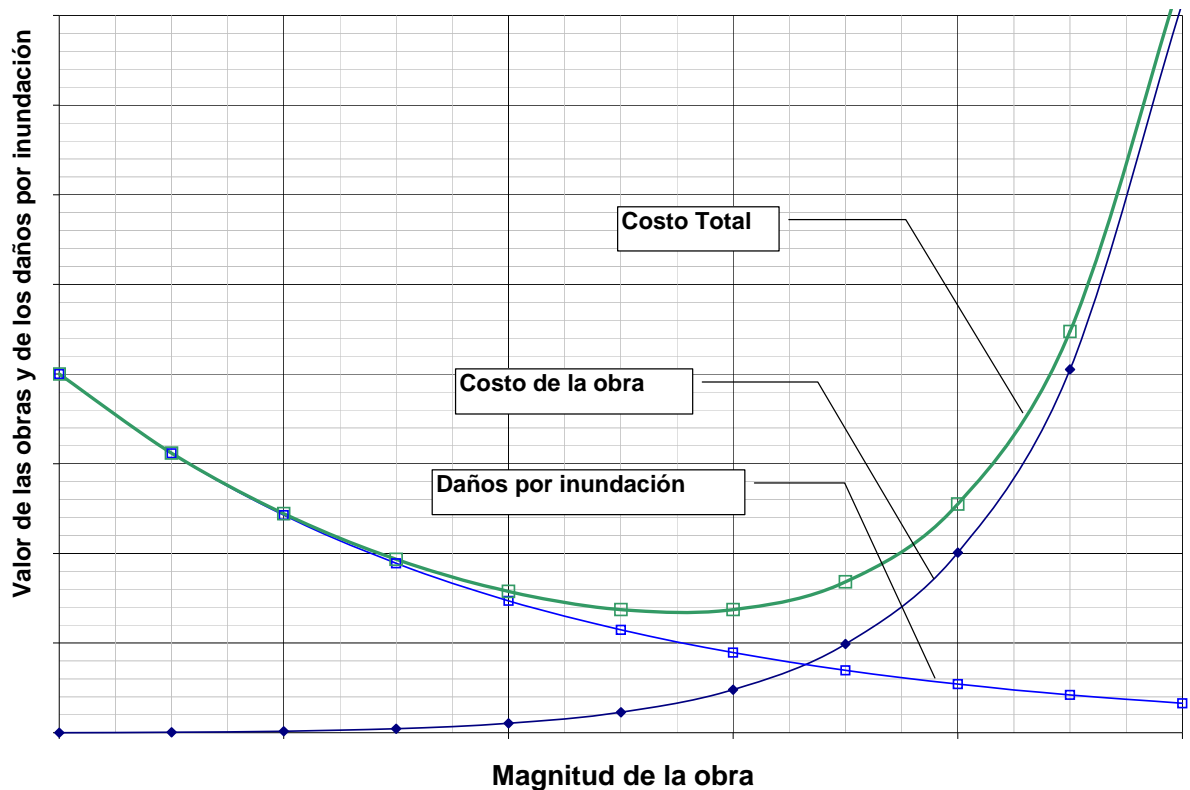


Figura 4.6 *Tamaño óptimo de una obra para el control de inundaciones*

En la situación original (sin bordos de protección), una avenida de determinado periodo de retorno inunda una superficie dada; dependiendo del área inundada y tomando en cuenta la afectación, se estima el valor de los daños correspondientes. Normalizando el valor de las magnitudes de gasto y del T_r , se construye la gráfica, ésta se presenta en la Figura 4.7.

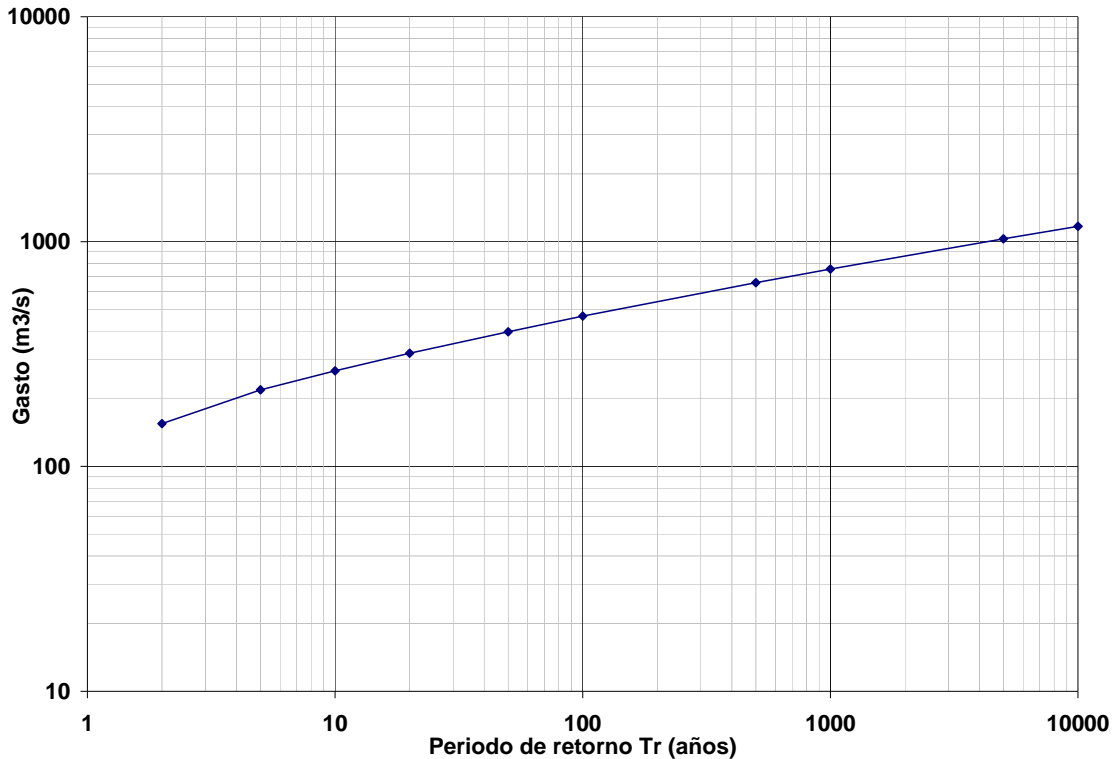


Figura 4.7 Linealización del Q y del T_r

Posteriormente con la simulación hidráulica se determina el gasto máximo que puede conducir el cauce, en las condiciones originales (sin estructuras de protección) sin desbordarse, en este caso resultó de $190 \text{ m}^3/\text{s}$, dicho gasto, según la Figura 4.7 corresponde a un periodo de retorno de 3.45 años ($T_r=3.45$ años), a partir del cual, se empiezan a presentar problemas de inundación. Este valor es congruente con los comentarios expresados por los residentes de la colonia, quienes afirman que en promedio cada 3 años se inundan con un tirante de 25 a 30 cm.

Una pequeña inundación trae consigo algunas molestias pero no interrumpe las actividades generales, para estimar el daño se toma en cuenta la pérdida económica que ocasiona una inundación (como la presentada en septiembre de 2000). Haciendo una evaluación gruesa del mobiliario, instalaciones de tipo eléctrico, telefónico, y otros bienes materiales comunes que se perdieron tales como los puentes y cárcamos de bombeo, el monto al que ascienden las pérdidas, se estima en 200 millones de pesos del año 2000.

Del estudio hidrológico en combinación con la simulación hidráulica, se aprecia que la avenida que produjo estos daños corresponde a un $T_r = 100$ años. Debido a que la pérdida fue casi total, es de esperarse que para avenidas de mayor magnitud (por lo tanto de mayor inundación), la pérdida económica sería ligeramente superior a la ocurrida en septiembre de 2000. Este efecto se ilustra en la Figura 4.8.

Posteriormente se construye una gráfica que relacione la probabilidad de excedencia contra el gasto máximo, el resultado se muestra en la Figura 4.9.

Combinando las figuras 4.9 y 4.10 se obtiene la Figura 4.10, donde el área bajo la curva representa el daño esperado medio anual, dicho valor para un $T_r=100$ años, es de 7.45 millones de pesos.



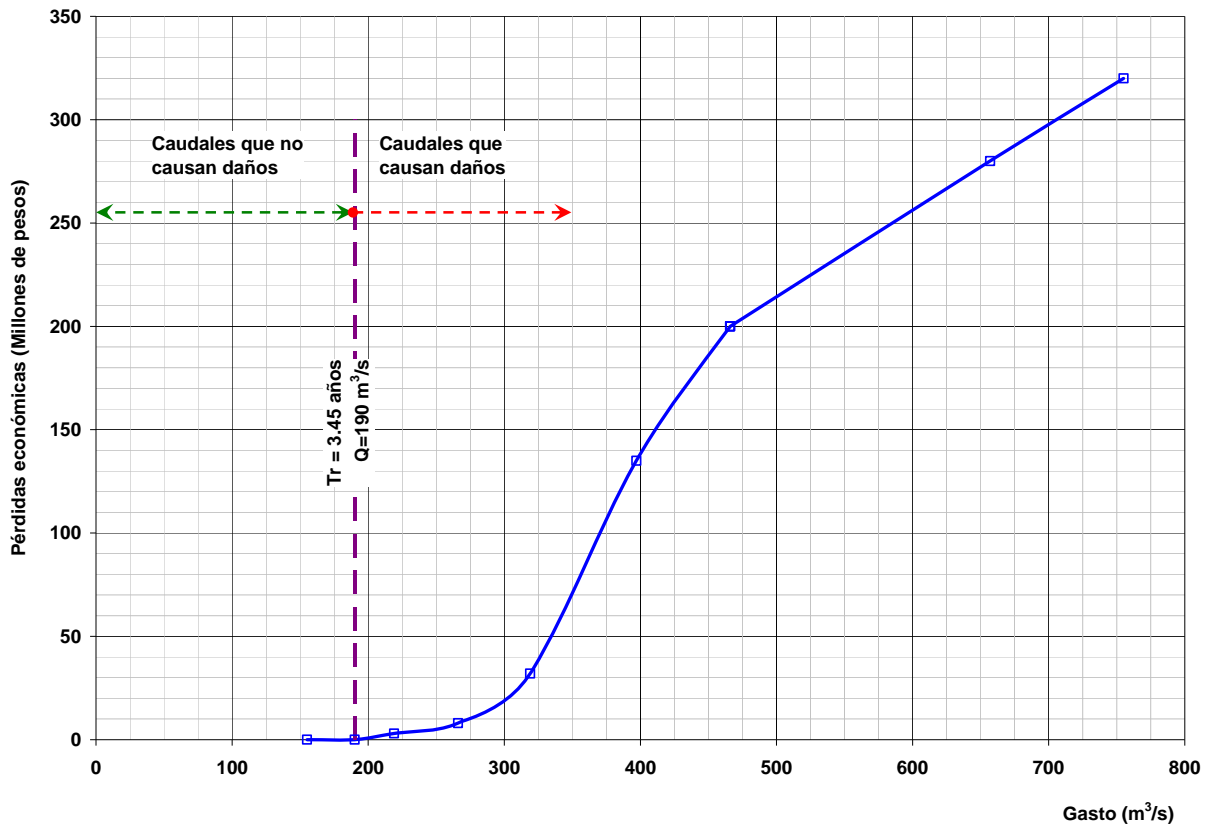


Figura 4.8 Gasto conducido vs. pérdidas económicas

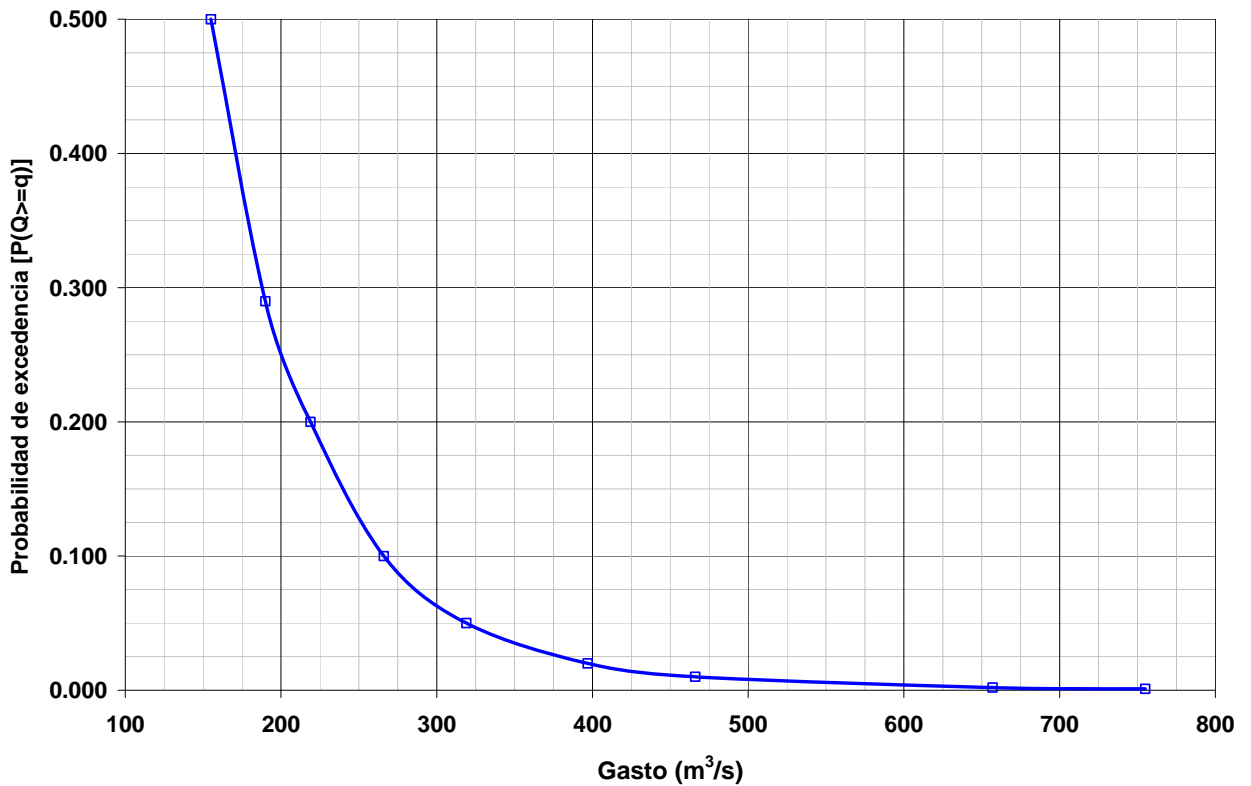


Figura 4.9 Probabilidad de excedencia vs. gasto máximo

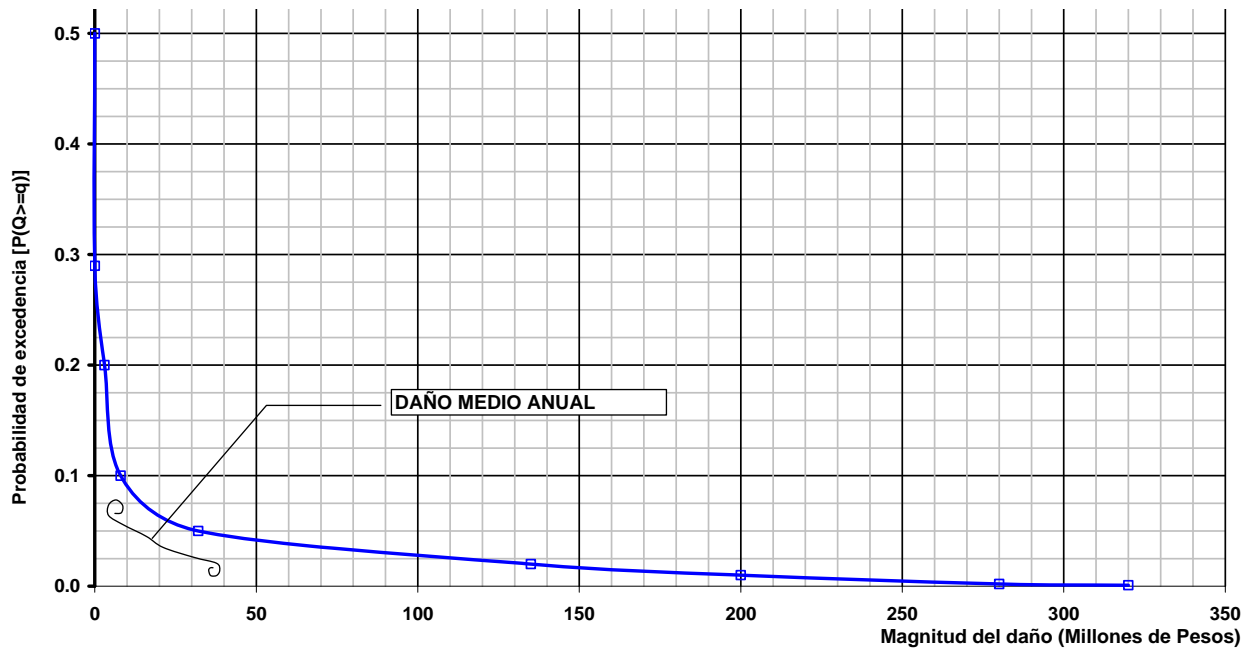


Figura 4.10 Probabilidad de excedencia vs. magnitud del daño evitado

La gráfica anterior indica que si ocurriera un evento de mayor intervalo de recurrencia (probabilidades bajas), los daños evitados por inundación son mayores, entonces la suma bajo la curva para cada probabilidad es el valor del daño anual que puede ser evitado, ésta suma se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 4.4 Daño anualizado por inundación

P (Q>q)	Tr (años)	Daño (Millones de \$)	Área	Daño anualizado (Millones de \$)
0.5	2	0	0.0000	8.4048
0.29	3.45	0	0.0000	8.4048
0.2	5	3	0.7348	8.4048
0.1	10	8	0.7500	7.6700
0.05	20	32	1.8000	6.9200
0.02	50	135	3.6050	5.1200
0.01	100	200	0.9750	1.5150
0.002	500	280	0.4800	0.5400
0.001	1000	320	0.0600	0.0600

En relación con los costos de las obras, para definir los montos de inversión para bordos de diferentes alturas, mismas que se asocian a diferentes periodos de retorno. Estos montos se presentan en la Tabla 4.5 y en la Figura 4.11

Tabla 4.5 Costos de las obras para diferente altura

Tr	\$ (Millones de pesos)
2	0
3.45	0
5	10
10	18
20	22



Tr	\$ (Millones de pesos)
50	26
100	29
500	37
1000	42

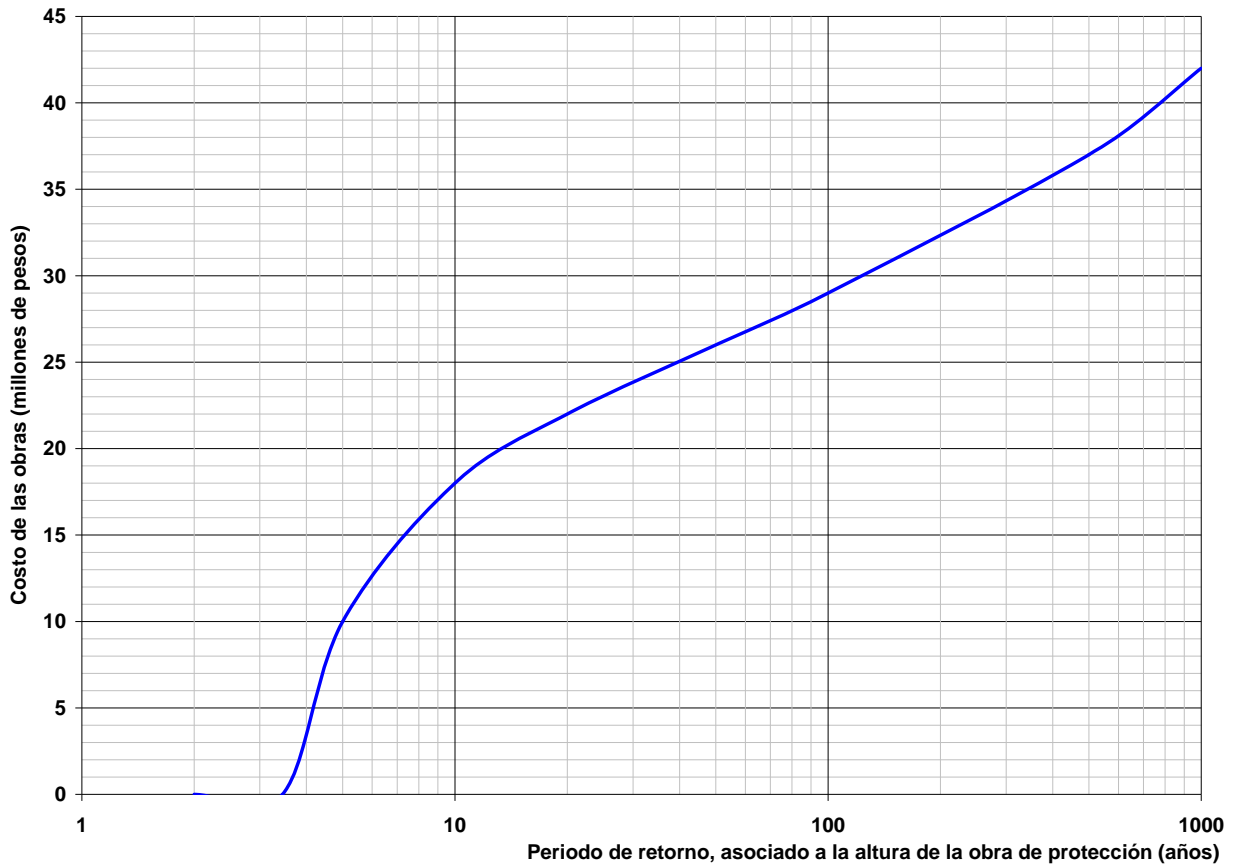


Figura 4.11 Magnitud de las obras vs. costo de las mismas.

Los valores obtenidos en la Tabla 4.4, son valores medios anuales, y los valores estimados para las estructuras de protección (Tabla 4.5), corresponden a la inversión inicial, la cual hay que diferirlo en el tiempo, en el presente trabajo se considera que las obras se amorticen en un periodo de 25 años a una tasa de descuento del 12%.

Los valores obtenidos para la construcción de las obras, al diferir la inversión, están en las mismas unidades que el daño medio anual, esto es, en anualidades. Para calcular el factor de actualización se emplea la expresión siguiente

$$Fa = \frac{i}{1 - (1 + i)^{-n}} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

donde:

- Fa* factor de actualización
- i* interés
- n* tiempo de amortización, años



Los valores anualizados para cada periodo de retorno se presentan en la Tabla 4.6

Tabla 4.6 Costos de las obras para diferentes alturas

Tr	\$ (Mill de pesos)	i	n (años)	Factor de actualización	Costo anualizado (millones de \$)
2	0	0.12	25	0.12750	0.00
3.45	0	0.12	25	0.12750	0.00
5	10	0.12	25	0.12750	1.27
10	18	0.12	25	0.12750	2.29
20	22	0.12	25	0.12750	2.80
50	26	0.12	25	0.12750	3.31
100	29	0.12	25	0.12750	3.70
500	37	0.12	25	0.12750	4.72
1000	42	0.12	25	0.12750	5.35

Así, con estos montos, se define la curva de costo total el cual define el tamaño óptimo de las obras de protección.

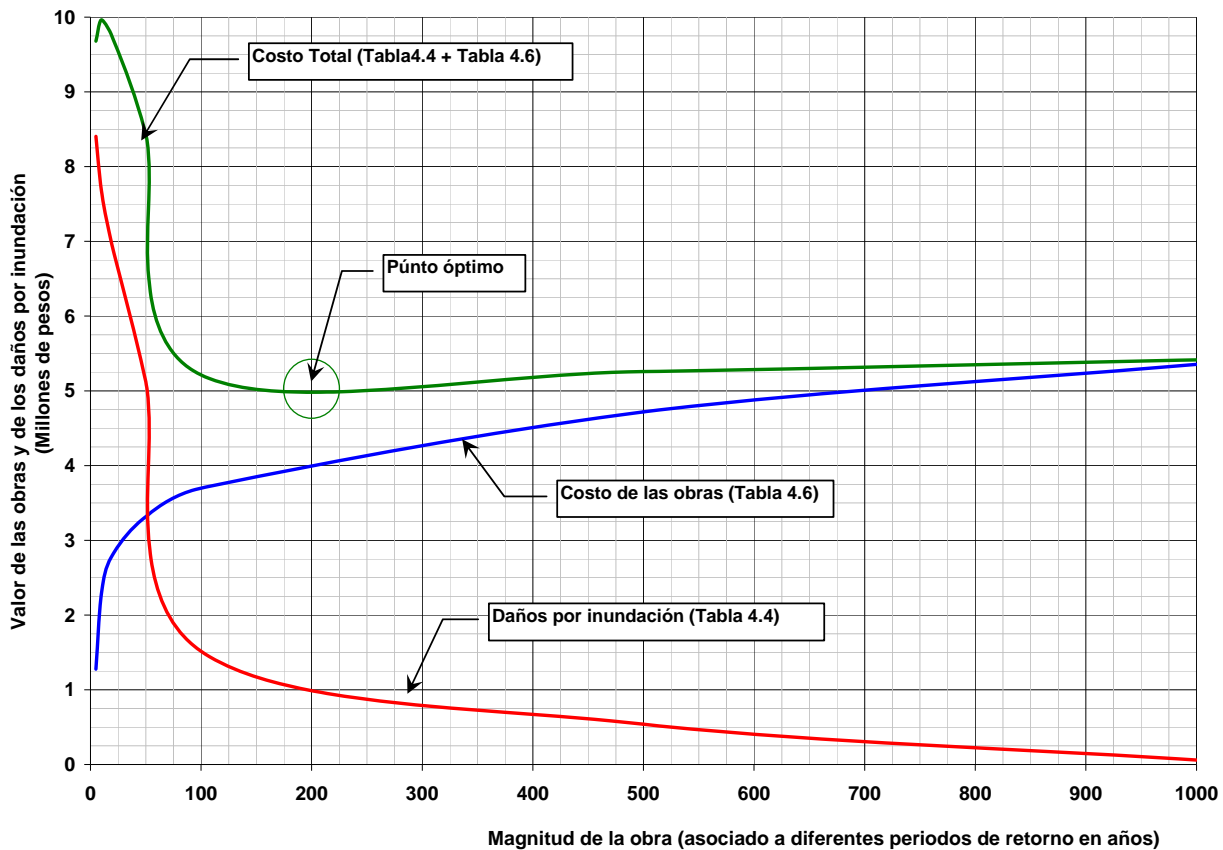


Figura 4.12 Magnitud de las obras vs. costo de las mismas.

De la figura 5.14 se concluye que el tamaño óptimo de las obras de protección es de 200 años.



5. DRENAJE PLUVIAL

Una vez que se construya la obra hidráulica de protección marginal, además de controlar las crecidas del arroyo, producirá un estancamiento del agua de lluvia del lado protegido, por lo que es necesario plantear un sistema de drenaje pluvial que permita eliminar el agua que se generan en el área protegida.

El drenaje pluvial consta de un sistema de canales que conducen el agua hasta la zona baja donde una estación de bombeo pasará los volúmenes de agua del área protegida hacia el cuerpo de agua principal, el esquema se muestra en la siguiente figura.

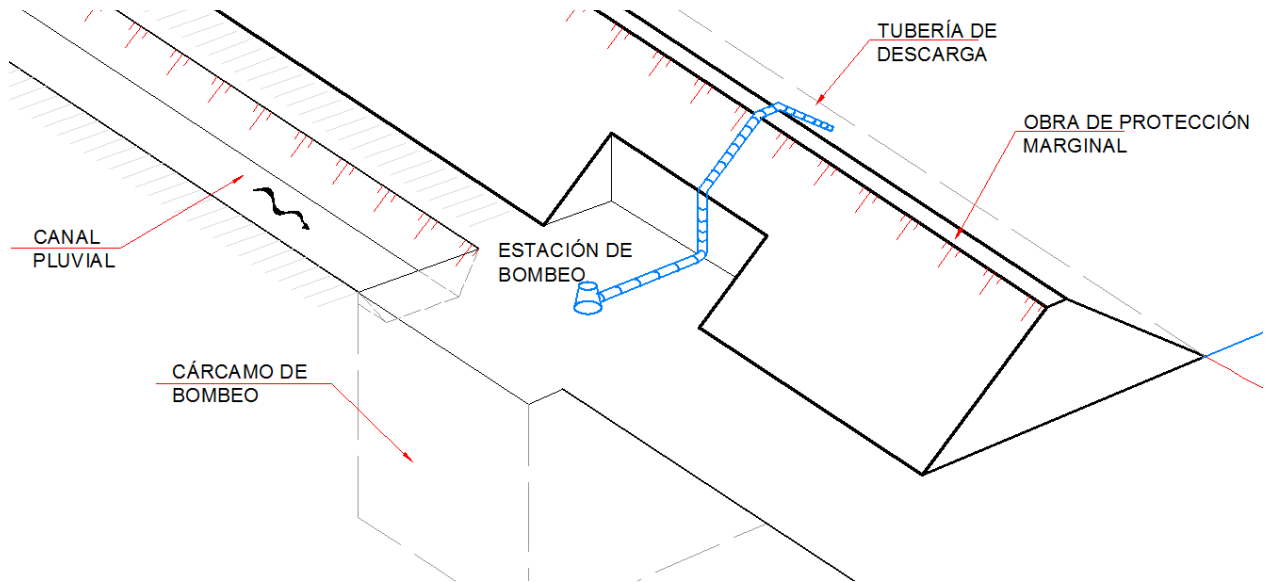


Figura 5.1 Sistema para el desalojo de aguas pluviales

La zona a drenar se muestra en la Figura 5.2, donde se han dividido en subcuencas, en tanto que en la Tabla 5.1 se presentan las áreas de cada una de ellas.

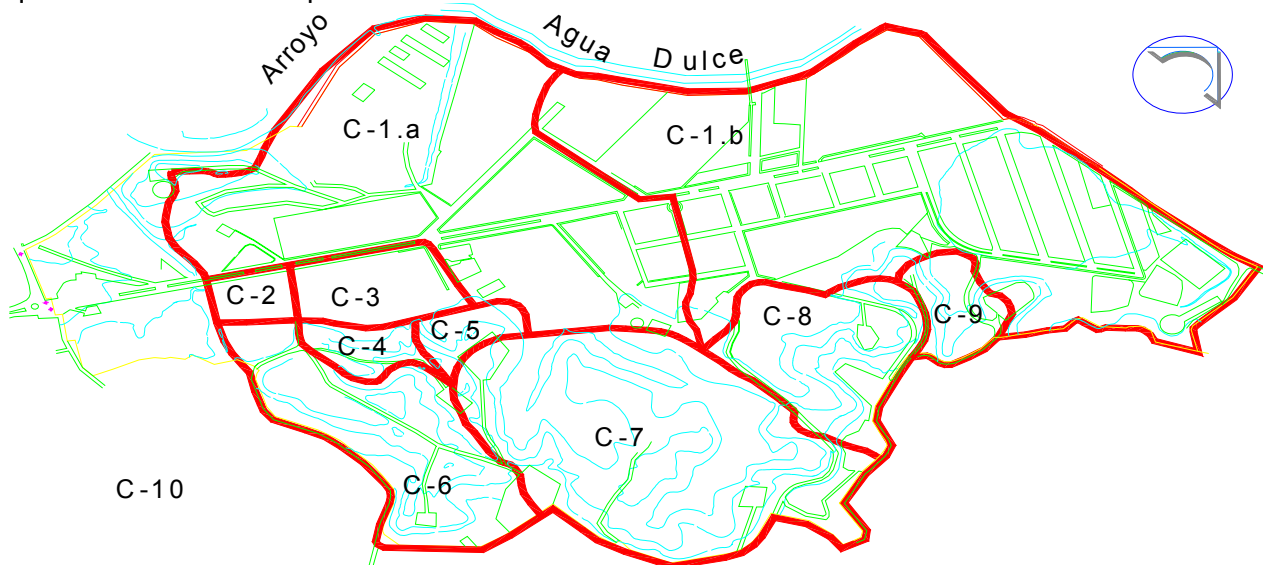


Figura 5.2 Cuencas de aportación de agua pluvial

Tabla 5.1 Subcuencas analizadas

Cuenca	Área (km ²)
C-1.a	0.300
C-1.b	0.400
C-2	0.014
C-3	0.037
C-4	0.018
C-5	0.016
C-6	0.110
C-7	0.220
C-8	0.081
C-9	0.027
Suma=	1.22

Para la obtención de los caudales de cada subcuenca, primero se obtiene el caudal que genera toda la cuenca y posteriormente se obtiene la parte proporcional de cada subcuenca, para lo cual se utiliza la fórmula racional:

$$Q = 0.278CiA \quad \text{Ecuación 5.1}$$

donde:

- Q gasto de diseño, m³/s.
 C coeficiente de escurrimiento, adimensional
 i intensidad, mm/h
 A área, km²

5.1. Periodo de retorno de diseño para el drenaje pluvial

Es práctica común que para el diseño de sistemas de drenaje pluvial para poblaciones pequeñas, el periodo de retorno para el evento de diseño se elija aquella que se presenta en promedio una vez cada 1.5 a 10 años, para poblaciones mayores o si se trata de infraestructura de importancia, el periodo de retorno puede ser mayor (CONAGUA, 2000); en la Tabla 5.2 se presentan los periodos de retornos recomendables para el diseño pluvial de estructuras.

Tabla 5.2 Periodos de retorno para diseño de estructuras pluviales

Tipo de estructura	Tr (años)
Alcantarillas en caminos secundarios, drenaje de lluvia y contracunetas.	de 5 a 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde pueden tolerarse encharcamientos causados por lluvias de corta duración	de 1 a 2
Drenaje en aeropuertos	5
Drenaje urbano	de 2 a 10

Para este trabajo el periodo de diseño se adopta de 10 años.



5.2. Intensidad de diseño

De acuerdo con la Ecuación 5.1, es necesario contar la intensidad de diseño, del capítulo 2, se seleccionan los valores de las intensidades para el periodo de retorno de 10 años; en la Tabla 5.3 se presentan estos valores.

Tabla 5.3 Intensidades de diseño, $T_r=10$ años (mm/h)

Duración		Intensidad (mm/h)
minutos	Horas	$T_r=10$ años
10	0.167	194.4
15	0.250	178.2
20	0.333	164.0
25	0.417	155.5
30	0.500	143.7
35	0.583	133.6
40	0.667	124.5
45	0.750	118.8
50	0.833	111.8
	1	101.2
	2	59.6
	3	43.7
	4	35.1
	5	29.5
	6	25.7
	7	22.8
	8	20.6
	9	18.8
	10	17.4
	11	16.2
	12	15.1
	13	14.2
	14	13.4
	15	12.7
	16	12.1
	17	11.6
	18	11.1
	19	10.6
	20	10.2
	21	9.9
	22	9.5
	23	9.2
	24	8.9

5.3. Coeficiente de escurrimiento

La caracterización de la cobertura del suelo es importante ya que a partir de éste parámetro se obtienen los caudales de diseño. Para el caso, se determinaron coberturas correspondientes casas habitación así como coberturas de pasto, caminos asfaltados y praderas en suelos arenosos. Estas coberturas pueden apreciarse en la Figura 5.3.





Figura 5.3 Cobertura del suelo en las cuencas C-1.a y C-1.b

Tabla 5.4 Coeficiente de escurrimiento para las cuencas C-1.a y C1.b

Cobertura	%	C	% x C
Casa habitación	20	0.70	14.02
Pastos (parque)	60	0.25	15
Camino asfaltado	5	0.95	4.75
Pradera en suelo arenosos plano	15	0.10	1.5
$\Sigma =$	100		35.2

$$C = 0.35$$

5.4. Caudales de diseño

Utilizando la fórmula racional (Ecuación 5.1) se obtienen el caudal de diseño para la cuenca total:

$$Q = 0.278 \times 0.35 \times 101.2 \times 1.22 = 12.01 \frac{m^3}{s}$$

Los caudales para cada subcuenca se determinan como una proporción de su área, es decir:

$$Q_s = Q \times \frac{A_s}{A} \quad \text{Ecuación 5.2}$$

donde:

- Q gasto de la cuenca total, m^3/s .
- Q_s gasto de la subcuenca total, m^3/s .
- A_s área de la subcuenca, km^2
- A área de la cuenca total, km^2



Los valores de los caudales de cada subcuenca, se muestran en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5 Caudales de diseño para cada subcuenca

Cuenca	Área (km ²)	As/A	Q (m ³ /s)
C-1.a	0.300	0.2453	2.95
C-1.b	0.400	0.3271	3.93
C-2	0.014	0.0114	0.14
C-3	0.037	0.0303	0.36
C-4	0.018	0.0147	0.18
C-5	0.016	0.0131	0.16
C-6	0.110	0.0899	1.08
C-7	0.220	0.1799	2.16
C-8	0.081	0.0662	0.80
C-9	0.027	0.0221	0.27

5.5. Dimensionamiento de las conducciones

Para conducir los caudales a los cárcamos de bombeo se propone que sean a través de un canal prismático, cuyo trazo será paralelo al bordo de protección, es conveniente mencionar, que el gasto obtenido en la tabla anterior es el que se obtendría al final del canal, por lo tanto, se trata de un caudal espacialmente variado.

Es común que este tipo de canales sea revestido de concreto, por lo que el coeficiente de rugosidad de Manning es de 0.015; para determinar las dimensiones del canal se toma en cuenta que la base no podrá ser menor a 35 cm, esta dimensión es la mínima construible y que permite la limpieza de los mismos.

Para conocer el comportamiento del flujo dentro de una conducción, se aplican las ecuaciones básicas de la hidráulica, derivadas de los principios fundamentales de conservación de masa, cantidad de movimiento y energía, aplicados en un volumen de control, dando origen a las ecuaciones llamadas de continuidad, cantidad de movimiento y energía, respectivamente. Dichas ecuaciones poseen formas generales que se pueden simplificar o adaptar según el tipo de flujo que se presenta o el fenómeno que se analiza.

La cantidad de agua en un volumen de control, así como la que entra o sale del mismo, podrá cuantificarse en unidades de masa, peso o de volumen por unidad de tiempo, siendo la última la que da origen al concepto de flujo volumétrico o gasto:

$$Q = A \times V \quad \text{Ecuación 5.3}$$

donde

Q caudal, m³/s
 A área hidráulica, m²
 V velocidad media del flujo, m/s

La energía total contenida en un fluido en movimiento es la suma de las energías correspondientes a la posición o elevación del flujo con respecto a un nivel de referencia (energía potencial), la presión estática (energía de presión) y la presión dinámica (energía cinética); lo cual expresado en términos matemáticos para un flujo con superficie libre se puede escribir como:



$$H = Z + Y + \frac{V^2}{2g} \quad \text{Ecuación 5.4}$$

donde:

- H energía total o carga hidráulica, m
 Z nivel del fondo del cauce respecto a un nivel de referencia (carga de posición), m
 Y tirante del flujo, m
 V velocidad media del flujo, m/s
 g aceleración de la gravedad, en m/s^2

Para la estimación de la velocidad se utiliza la fórmula de Manning, por su sencillez y porque se dispone de gran cantidad de datos para estimar el coeficiente de rugosidad “ n ”. Además, es recomendada en el cálculo de flujos con superficie libre y en conductos cerrados con sección parcialmente llena, la fórmula de Manning se define como:

$$V = \frac{1}{n} Rh^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ecuación 5.5}$$

donde:

- V velocidad media del flujo, m/s
 n coeficiente de rugosidad, $s/m^{1/3}$
 Rh radio hidráulico, en m
 S pendiente de fricción, m/m

Para canales de forma trapecial, las ecuaciones que definen el área hidráulica y el perímetro mojado son las siguientes:

$$A = b \times h + kY^2 \quad \text{Ecuación 5.6}$$

$$P = b + 2\sqrt{Y^2(1+k^2)} \quad \text{Ecuación 5.7}$$

donde:

- A área, m^2
 P perímetro mojado, m
 b base del canal, m
 Y tirante del canal, m
 k talud del canal, adimensional

Para el cálculo hidráulico de los canales, los siguientes parámetros se mantienen constantes:

" n " de Manning =0.015 (concreto)

Pendiente de los canales $S=0.01$ (1%)



En la Tabla 5.6 se presentan los resultados hidráulicos de los canales para cada caudal de las subcuencas, se hace notar que para el caso de las subcuencas C-1.a, C-1.b y C-7, que tienen los caudales de mayor valor numérico, se han dimensionado en subtramos, ya que el gasto total no se genera al inicio del canal, sino que se va incrementando, de esta manera se obtienen estructuras de tamaño moderado.

Tabla 5.6 Cálculo hidráulico de los diferentes canales

Subcuenca	Q (m ³ /s)	Base (m)	Talud k	Y (m)	T (m)	Area (m ²)	Vel (m/s)	Perím (m)	Rh (m)	Qn S ^{0.5}	Arh ^{2/3}
C-1.a	1.00	0.35	1.000	0.479	1.307	0.396	2.52	1.703	0.233	0.150	0.150
	2.00	0.50	1.000	0.604	1.708	0.667	3.00	2.208	0.302	0.300	0.300
	2.95	0.60	1.000	0.691	1.982	0.892	3.31	2.555	0.349	0.443	0.443
C-1.b	1.00	0.35	1.000	0.479	1.307	0.396	2.52	1.703	0.233	0.150	0.150
	2.00	0.50	1.000	0.604	1.708	0.667	3.00	2.208	0.302	0.300	0.300
	3.00	0.60	1.000	0.691	1.982	0.892	3.36	2.555	0.349	0.450	0.443
	3.93	0.75	1.000	0.742	2.234	1.107	3.55	2.849	0.389	0.590	0.590
C-2	0.14	0.35	1.000	0.175	0.701	0.092	1.49	0.846	0.109	0.021	0.021
C-3	0.36	0.35	1.000	0.290	0.931	0.186	1.95	1.171	0.159	0.055	0.055
C-4	0.18	0.35	1.000	0.199	0.748	0.109	1.62	0.913	0.120	0.027	0.027
C-5	0.16	0.35	1.000	0.187	0.723	0.100	1.57	0.878	0.114	0.024	0.024
C-6	1.08	0.35	1.000	0.496	1.343	0.420	2.57	1.754	0.240	0.162	0.162
C-7	1	0.35	1.000	0.479	1.307	0.397	2.52	1.704	0.233	0.150	0.150
	2.00	0.50	1.000	0.604	1.708	0.667	3.00	2.208	0.302	0.300	0.300
	2.16	0.50	1.000	0.627	1.754	0.707	3.06	2.273	0.311	0.324	0.324
C-8	0.80	0.35	1.000	0.429	1.207	0.334	2.38	1.563	0.214	0.119	0.119
C-9	0.27	0.35	1.000	0.247	0.843	0.147	1.80	1.048	0.140	0.040	0.040

Los valores obtenidos en la tabla anterior no contemplan un bordo libre para los canales, por lo que para fines constructivos se debe considerar este parámetro, Lozoya (Lozoya, 1984) plantea que el bordo libre tome el siguiente valor:

$$BL = 0.6 + 0.037 \times V \times \sqrt[3]{Y} \quad \text{Ecuación 5.8}$$

donde

- BL* bordo libre, m
V velocidad media del escurrimiento, m/s
Y tirante del flujo, m

En la Tabla 5.7, se muestra el valor del bordo libre (BL) de acuerdo con las características hidráulicas de los canales, en la misma tabla se muestran las dimensiones finales de los canales de conducción.



Tabla 5.7 Dimensiones de canales para las diferentes subcuencas

Subcuenca	Q (m ³ /s)	Vel (m/s)	Y (m)	BL (m)	Dimensiones del canal		
					Base (m)	Talud (m)	Altura (m)
C-1.a	1.00	2.52	0.479	0.67	0.35	1	1.15
	2.00	3.00	0.604	0.69	0.50	1	1.30
	2.95	3.31	0.691	0.71	0.60	1	1.40
C-1.b	1.00	2.52	0.479	0.67	0.35	1	1.15
	2.00	3.00	0.604	0.69	0.50	1	1.30
	3.00	3.36	0.691	0.71	0.60	1	1.40
	3.93	3.55	0.742	0.72	0.75	1	1.46
C-2	0.14	1.49	0.175	0.63	0.35	1	0.81
C-3	0.36	1.95	0.290	0.65	0.35	1	0.94
C-4	0.18	1.62	0.199	0.63	0.35	1	0.83
C-5	0.16	1.57	0.187	0.63	0.35 </td <td>1</td> <td>0.82</td>	1	0.82
C-6	1.08	2.57	0.496	0.68	0.35	1	1.17
C-7	1.00	2.52	0.479	0.67	0.35	1.00	1.15
	2.00	3.00	0.604	0.69	0.50	1.00	1.30
	2.16	3.06	0.627	0.70	0.50	1.00	1.32
C-8	0.80	2.38	0.429	0.67	0.35	1.00	1.10
C-9	0.27	1.80	0.247	0.64	0.35	1.00	0.89

Las características geométricas de las secciones del canal, propuestas, se basan en la capacidad de conducción para los gastos de diseño y en los volúmenes de excavación y terraplén que son los que tienen mayor impacto en el costo de la obra, así como la facilidad de construcción del mismo. De acuerdo al tipo de topografía que se encuentre se proponen tres arreglos para aplicarlos como mejor convengan en cada caso particular, las secciones se muestran en las siguientes figuras.

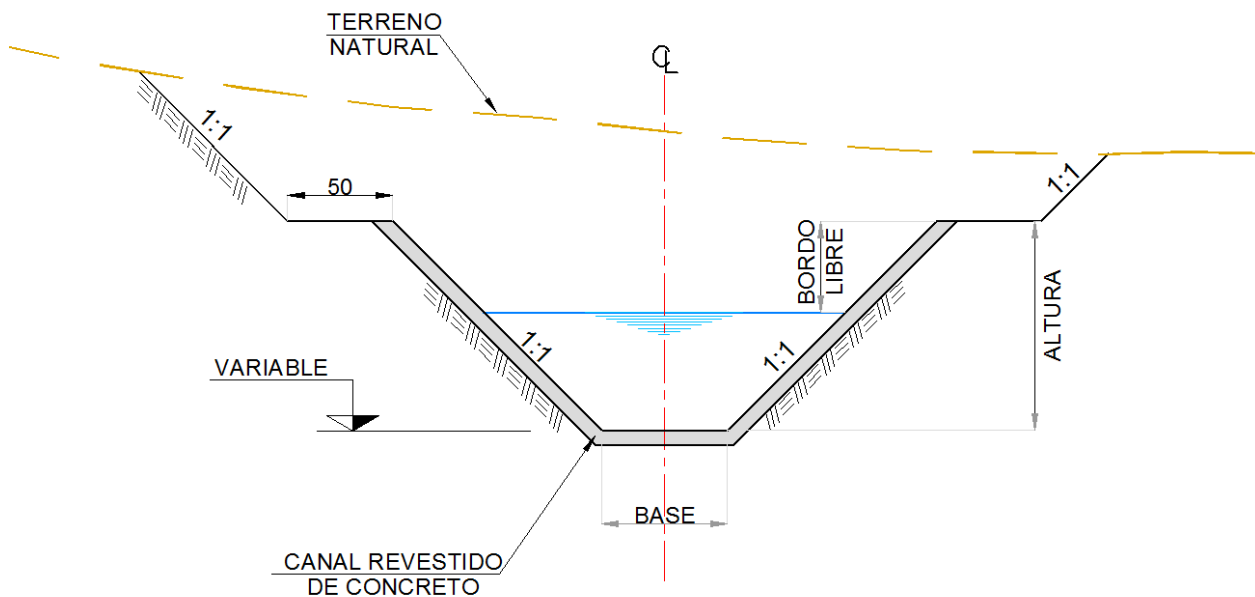


Figura 5.4 Sección de canal de conducción



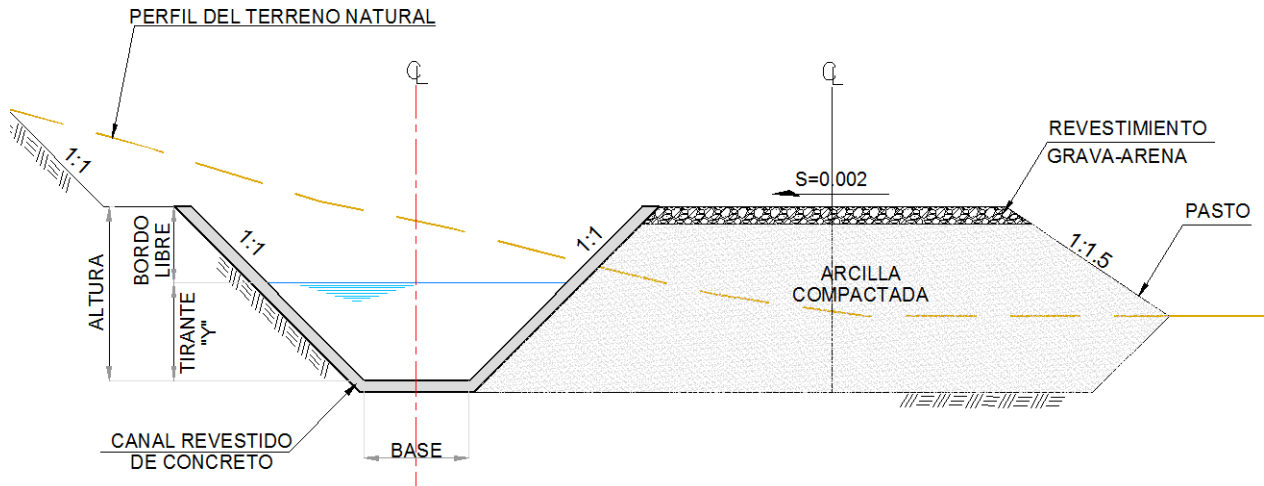


Figura 5.5 Sección de canal de conducción recargado en bordo de protección.

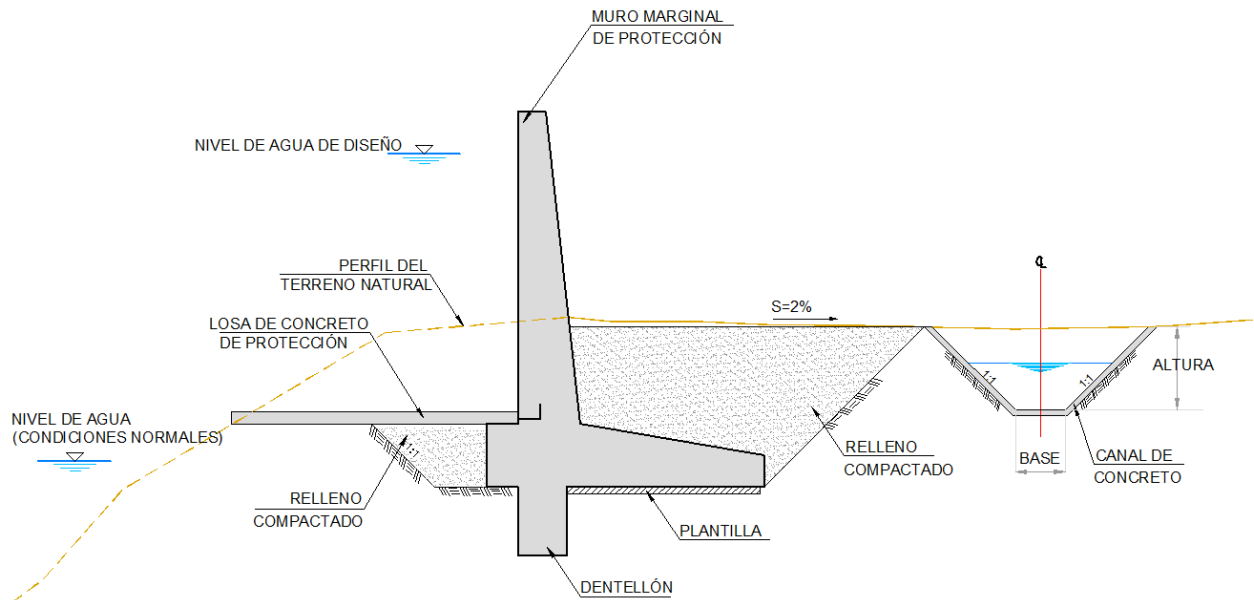


Figura 5.6 Sección de canal de conducción Tipo 3

5.6. Estaciones de bombeo

Una vez que los canales pluviales hayan conducido los escurrimientos hasta los cárcamos de bombeo, será necesario evacuarlos, dado que la cota del área de recolección de agua pluvial se ubica a elevaciones menores que las coronas de los bordos y muros de protección, la evacuación se tiene que hacer mediante bombeo. La estación o estaciones de bombeo forman parte de las estructuras para el control de las inundaciones.

Los cárcamos de bombeo se colocan en las partes más bajas del área protegida con la finalidad de captar la mayor parte de los escurrimientos. El cárcamo está compuesto de un cajón de concreto armado que recibe y almacena temporalmente el agua descargada por los canales

pluviales, Una columna de succión unida al motor de la bomba es la encargada de llevar los volúmenes de agua hasta conectar con la tubería de descarga como se muestra en la siguiente figura:

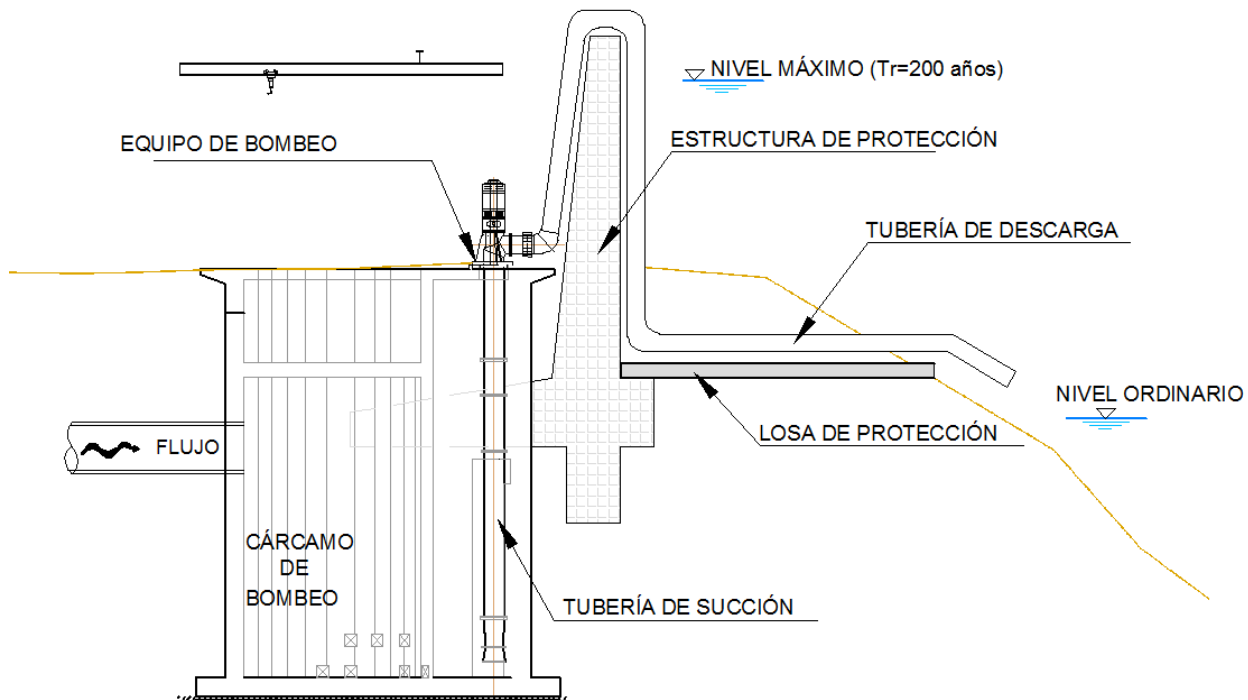


Figura 5.7 Arreglo de la estación de bombeo

Para las cargas que se estarán manejando, es factible utilizar bombas con descarga de 600 L/s, lo anterior es importante pues permite determinar el número de bombas que necesita cada subcuenca para desalojar el gasto pluvial.

$$NB = \frac{Q_s}{0.6 \frac{m^3}{s}} \quad \text{Ecuación 5.9}$$

donde

NB número de bombas
 Q_s caudal de diseño de la subcuenca, m^3/s

Por ejemplo, para la subcuenca C-1.a cuyo caudal de diseño es 2.95, el número de bombas que necesita es:

$$NB = \frac{2.95}{0.6 \frac{m^3}{s}} = 4.9 \approx 5$$

Se requiere de 5 equipos de bombeo.

Otro de los parámetros, además del caudal de la bomba (fijada de antemano) es la carga con la que opera la bomba, para lo cual se evalúan las pérdidas de carga que ocurren desde la tubería de succión y hasta la descarga, estas se presentan a continuación.



5.6.1. Pérdidas de carga en el equipo de bombeo

Tubería de succión

De acuerdo con Richter (Sotelo, 1997), la velocidad recomendada en la tubería de succión está en el rango de 0.5 a 1 m/s.

Adoptando el valor más alto, es decir 1 m/s, el diámetro de la tubería de succión es:

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} \quad \text{Ecuación 5.10}$$

donde

D diámetro de la tubería, m
 Q Caudal del equipo de bombeo, m³/s
 V velocidad media del flujo, m/s

Para $Q=0.60$ m³/s y $V=1$ m/s, el diámetro es

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0.6}{\pi \times 1}} = 0.87 \text{ m}$$

El diámetro comercial próximo es de 90 cm (36"), por lo que es el diámetro adoptado, con dicho diámetro se calcula la velocidad de la tubería de succión:

$$\text{Área:} \quad A = \frac{\pi}{4} D^2 \quad A = \frac{\pi}{4} 0.90^2 = 0.636 \text{ m}^2 .$$

$$\text{Velocidad:} \quad V = \frac{Q}{A} \quad V = \frac{0.6}{0.636} = 0.94 \text{ m/s.}$$

La tubería de succión es de acero y tiene una longitud $L=3$ m, la rugosidad absoluta considerada es para un conducto de acero moderadamente oxidado, por lo que $\varepsilon=0.4$ mm. El valor de la viscosidad cinemática para el flujo es de 1×10^{-6} m²/s.

El número de Reynolds se calcula con la siguiente expresión:

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad \text{Ecuación 5.11}$$

donde

Re número de Reynolds, adimensional
 V velocidad media del flujo, m/s
 D diámetro del conducto, m
 ν viscosidad cinemática, m²/s

$$Re = \frac{0.94 \times 0.90}{1 \times 10^{-6}} = 846000 = 8.46 \times 10^5$$



Pérdidas de carga por fricción en la tubería de succión

Las pérdidas de carga por fricción se evalúan con la fórmula de Darcy Weisbach

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad \text{Ecuación 5.12}$$

donde

- f factor de fricción, adimensional
- L longitud de la tubería, m
- V velocidad media del flujo, m/s
- D diámetro del conducto, m.
- g aceleración de la gravedad, 9.81 m/s².

Para el cálculo del factor de fricción se emplea la siguiente expresión:

$$f = \left[-2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.71D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \right]^{-2} \quad \text{Ecuación 5.13}$$

donde

- f factor de fricción, adimensional
- ε rugosidad absoluta, m
- D diámetro del conducto, m.
- Re número de Reynolds.

En la Ecuación 5.13 la variable f aparece en ambos lados de la igualdad, de tal manera que se propone un valor inicial de f el lado derecho de la igualdad y se verifica con f del lado izquierdo de la ecuación, si el valor es menor a cierto valor establecido, por ejemplo 0.0001, se ha encontrado el valor de f .

Proponiendo $f = 0.017$:

$$f = \left[-2 \log \left(\frac{0.001 \times 0.4}{3.71 \times 0.90} + \frac{2.51}{8.488 \times 10^5 \sqrt{0.017}} \right) \right]^{-2}$$

$$f = [-2 \log(0.0001198 + 0.00002274)]^{-2}$$

$$f = [7.6921]^{-2} = 0.017$$

Por lo que el factor de fricción $f = 0.017$ es el valor buscado, con este dato se calculan las pérdidas de carga utilizando la Ecuación 5.12:

$$h_f = 0.017 \frac{3}{0.9} \frac{0.94^2}{2g} = 0.0025m$$



Pérdidas de carga por entrada en la tubería de succión

La campana de succión presenta pérdidas de carga por entrada, en este caso las pérdidas de carga se evalúan con la siguiente expresión:

$$h_e = k_e \frac{V^2}{2g}$$

Ecuación 5.14

donde

- h_e pérdida de carga por efecto de la entrada, m
- k_e coeficiente de pérdida por entrada, adimensional
- V velocidad media del flujo, m/s.
- g aceleración de la gravedad, m/s².

Para seleccionar el valor de k_e se hace uso de la figura siguiente que son los coeficientes de pérdida de entrada para diferentes formas (Sotelo, 1997)

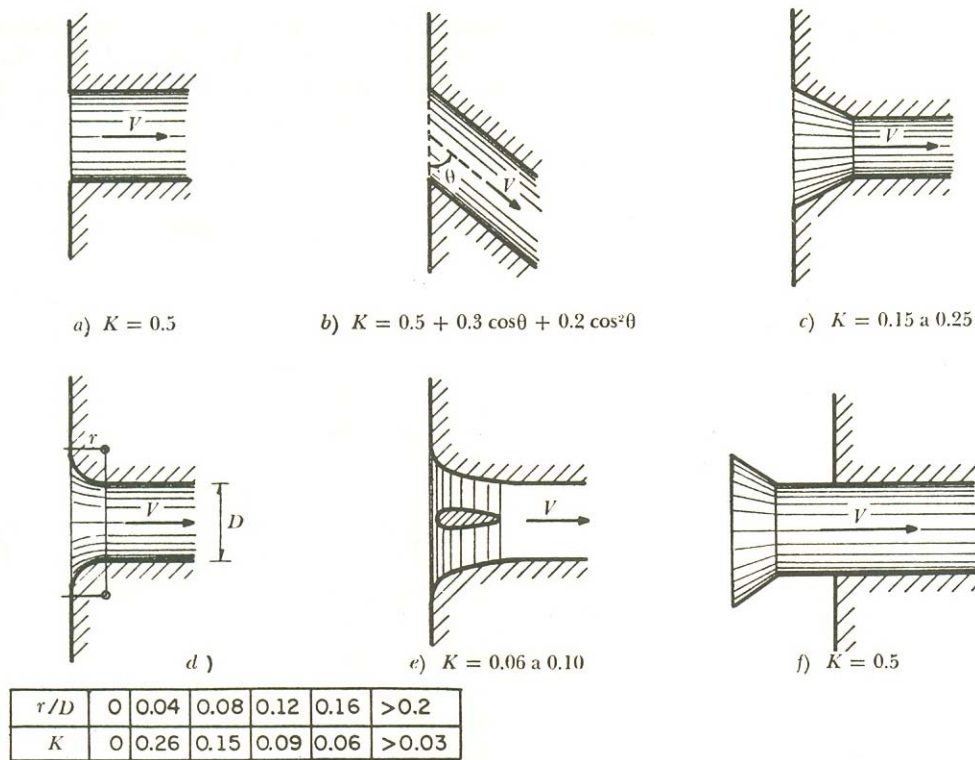


Figura 5.8 Coeficientes de pérdida por entrada

De la figura anterior se seleccionó la opción f, que es un conducto reentrante y campana, por lo que el coeficiente $k_e = 0.5$, por lo tanto la pérdida de carga por entrada es:

$$h_e = 0.5 \frac{0.94^2}{2g} = 0.023m$$

Las pérdidas totales en el conducto de succión son = 0.00025+0.023 = 0.0255 = 0.026m



Tubería de descarga

Pérdidas de carga por fricción

De acuerdo con Richter (Sotelo, 1997), la velocidad recomendada en la tubería de descarga en bombas está en el rango de 1.5 a 2 m/s.

Adoptando el valor más alto, es decir 2 m/s, el diámetro de la tubería de descarga utilizando la Ecuación 5.10 es:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0.6}{\pi \times 2}} = 0.61 \text{ m}$$

El diámetro comercial próximo es de 60 cm (24"), por lo que es el diámetro adoptado, con dicho diámetro se calcula la velocidad de la tubería de succión:

$$\text{Área:} \quad A = \frac{\pi}{4} D^2 \quad A = \frac{\pi}{4} 0.60^2 = 0.283 \text{ m}^2 .$$

$$\text{Velocidad:} \quad V = \frac{Q}{A} \quad V = \frac{0.6}{0.283} = 2.12 \text{ m/s.}$$

La tubería de succión es de acero y tiene una longitud $L=7$ m, , la rugosidad absoluta considerada es para un conducto de acero moderadamente oxidado, por lo que $\varepsilon=0.4$ mm. El valor de la viscosidad cinemática para el flujo es de 1×10^{-6} m²/s.

Utilizando la Ecuación 5.11 el número de Reynolds es:

$$Re = \frac{2.12 \times 0.60}{1 \times 10^{-6}} = 1272000 = 1.272 \times 10^6$$

Proponiendo $f = 0.018$:

$$f = \left[-2 \log \left(\frac{0.001 \times 0.4}{3.71 \times 0.60} + \frac{2.51}{1.272 \times 10^6 \sqrt{0.018}} \right) \right]^{-2}$$

$$f = [-2 \log(0.0001796 + 0.00001471)]^{-2}$$

$$f = [7.423]^{-2} = 0.018$$

Por lo que el factor de fricción $f = 0.018$ es el valor buscado, con este dato se calculan las pérdidas de carga utilizando la Ecuación 5.12:

$$h_f = 0.018 \frac{7}{0.6} \frac{2.12^2}{2g} = 0.048 \text{ m}$$



Pérdidas de carga por cambios de dirección

Es común que las curvas en los equipos de bombeo sean bruscas o formados por tramos de tubería (gajos), en este caso para evaluar las pérdidas de carga se utiliza la gráfica de la Figura 5.9.

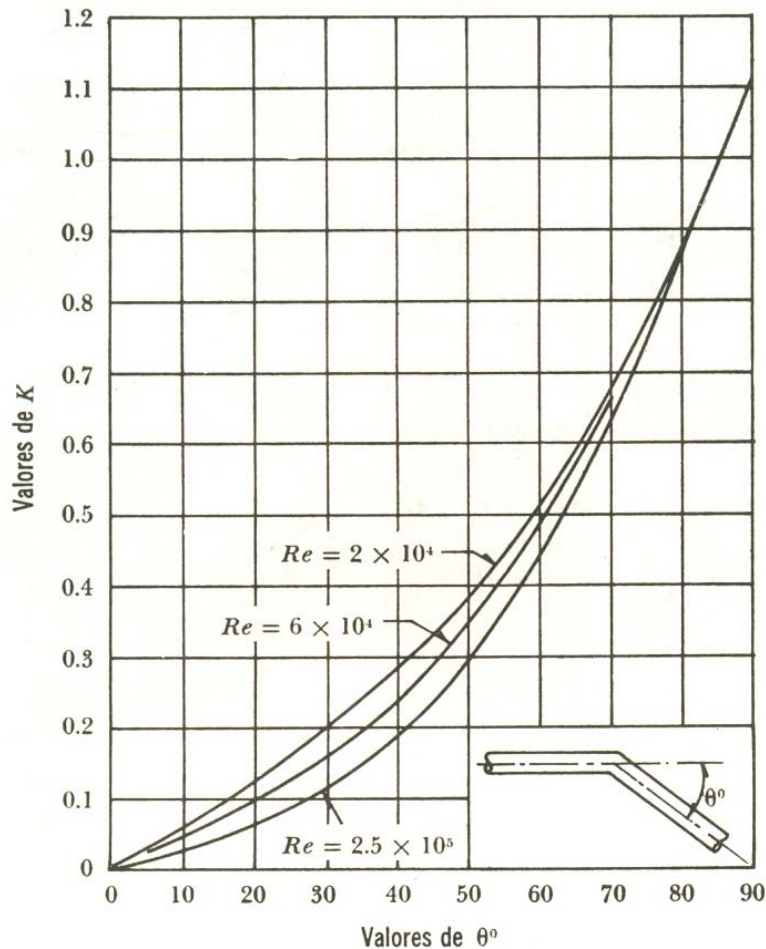


Figura 5.9 Coeficientes de pérdida de carga por cambio de dirección

En el esquema de desalojo se presentan 5 cambios de dirección que a continuación se enlistan:

- Cambio 1 82°
- Cambio 2 82°
- Cambio 3 90°
- Cambio 4 90°
- Cambio 5 31°

En la Figura 5.10 se muestran los cambios de dirección.

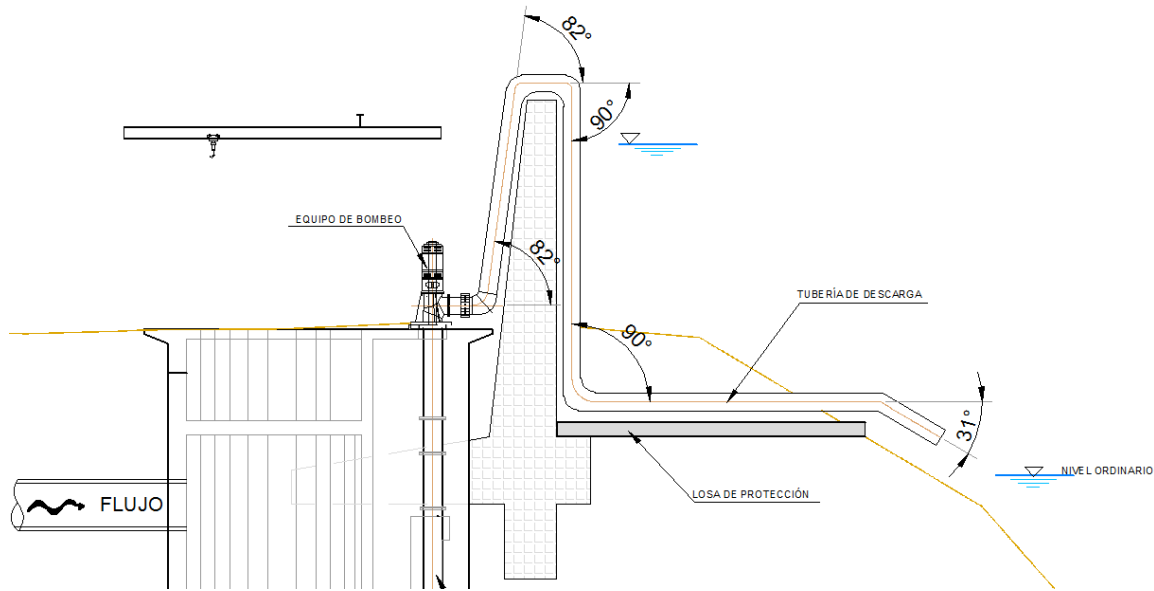


Figura 5.10 Cambio de dirección en el esquema de bombeo

Los coeficientes de los cambios de dirección se muestran en la Tabla siguiente:

Tabla 5.8 Datos de los cambios de dirección verticales

Q (m ³ /s)	D (m)	A (m ²)	V (m/s)	ε (mm)	ε/D	ángulo grados	Re	K _{cd}
0.60	0.6	0.282	2.12	0,4	0.0001	82	1.272x10 ⁶	0.90
	0.6	0.282	2.12	0,4	0.0001	82	1.272x10 ⁶	0.90
	0.6	0.282	2.12	0,4	0.0001	90	1.272x10 ⁶	1.10
	0.6	0.282	2.12	0,4	0.0001	90	1.272x10 ⁶	1.10
	0.6	0.282	2.12	0,4	0.0001	31	1.272x10 ⁶	0.11

Las pérdidas de carga se evalúa con la siguiente expresión

$$h_{cd} = k_{cd} \frac{V^2}{2g} \tag{Ecuación 5.15}$$

donde

- h_{cd} pérdida de carga por efecto de la entrada, m.
- k_{cd} coeficiente de pérdida por entrada, adimensional.
- V velocidad media del flujo, m/s.
- g aceleración de la gravedad, m/s².

En este caso, dado que el diámetro de la tubería permanece constante y por lo tanto la velocidad, la ecuación anterior se puede escribir como:

$$h_{cd} = \sum k_{cd} \frac{V^2}{2g} \tag{Ecuación 5.16}$$



La pérdida de carga por los cambios de dirección es:

$$h_{cd} = (0.90 + 0.90 + 1.1 + 1.1 + 0.11) \frac{2.12^2}{2g}$$

$$h_{cd} = 4.11 \times 0.23 = 0.94 \text{ m}$$

Las pérdidas de carga por los dos cambios de dirección en la tubería es 0.94 m

Pérdidas de carga por salida en la tubería de descarga

Cuando el equipo de bombeo trabaje en condiciones ordinarias, es decir, cuando el arroyo presente niveles bajos de la superficie del agua, la descarga será libre, en este caso el coeficiente de pérdida por salida es nulo, pero cuando el río presente niveles altos, la descarga será sumergida, en este caso el coeficiente de pérdida por salida será la unidad, para condiciones de diseño se toma la condición más severa, es decir cuando la descarga se encuentra ahogada.

Por lo tanto, la pérdida de carga por salida es

$$h_s = 1 \frac{2.12^2}{2g} = 0.23 \text{ m}$$

Pérdidas de carga totales

Las pérdidas de carga totales en la tubería de descarga son: $0.048 + 0.94 + 0.23 = 1.218 = 1.22 \text{ m}$.

5.6.2. Potencia de la bomba

La potencia de los equipos de bombeo se determina a partir del caudal y de la carga dinámica total, éste último involucra el desnivel topográfico a vencer más las pérdidas de carga totales.

Pérdidas de carga totales

Las pérdidas de carga totales es la suma de las que se presentan en la tubería de succión, la tubería de descarga, es decir:

$$h_T = 0.026 + 1.22 = 1.246 \approx 1.25 \text{ m}$$

Carga dinámica total

El desnivel a vencer es de 4.5m por lo que la carga dinámica total (H_{DT}) es:

$$H_{DT} = 4.5 + 1.25 = 5.75 \text{ m}$$



La potencia de la bomba se determina con la siguiente expresión:

$$Pot = \frac{9.81 \times Q \times H_{DT}}{\eta} \quad \text{Ecuación 5.17}$$

donde

Pot potencia de la bomba, kW
 Q caudal de diseño, m³/s
 H_{DT} carga dinámica total, m.
 η eficiencia de la bomba.

Sustituyendo valores en la Ecuación 5.17

$$Pot = \frac{9.81 \times 0.6 \times 5.75}{0.8} = 42.3 \text{ kW}$$

Para pasar el valor anterior a caballos de potencia (HP) se multiplica por 1.34, entonces la potencia de la bomba es:

$$Pot = 42.3 \text{ kW} \times 1.34 = 56.7 \text{ HP} \approx 57 \text{ HP}$$



6. CONCLUSIONES

La Región Hidrológica 29 "Coatzacoalcos" (RH29), cuya vertiente es el Golfo de México, ocupa parte de los estados de Veracruz, Tabasco y Oaxaca, sus principales ríos son el Coatzacoalcos y el Tonalá, el arroyo Agua Dulce es un tributario de este último.

Para la elaboración del estudio hidrológico, se usaron cartas topográficas escala 1:50,000, 1:250,000, e información pluviométrica de estaciones cercanas al sitio en estudio. Cuando no existe información de tipo hidrométrico, como en este caso, es imprescindible aplicar modelos lluvia-escurrimiento, para lo cual se requieren de las características fisiográficas de la cuenca.

Al analizar la cuenca se identificaron dos corrientes que aportan sus caudales hasta el sitio de interés; por lo que al realizar el estudio hidrológico se consideraron dos cuencas de aportación: la cuenca del arroyo Agua Dulce y la cuenca del arroyo El Burro.

Por su extensión, las cuencas analizadas se consideran cuencas pequeñas, en las que el escurrimiento es función de las características del suelo y su cobertura, el área de las cuencas es el siguiente:

- Cuenca del arroyo Agua Dulce: 89.7 km²
- Cuenca del arroyo El Burro: 28.4 km²

El orden de las corrientes muestra el grado de bifurcación dentro de la cuenca, el procedimiento más común para esta clasificación es considerar como corrientes de orden 1, aquéllas que no tienen ningún tributario; de orden 2 los que sólo tienen tributarios de orden 1; de orden 3 los que tienen tributarios de orden 2, y así sucesivamente. El orden de la corriente para la cuenca del arroyo Agua Dulce resultó de 4, en tanto que para la cuenca del arroyo El Burro fue de 3.

La densidad de corriente (relación entre el número de corrientes y el área drenada) da una idea de la respuesta de la cuenca, ya que para valores altos de la relación, la respuesta de la cuenca es mayor. Los valores para este parámetro fueron los siguientes:

- Cuenca del arroyo Agua Dulce 0.75
- Cuenca del arroyo El Burro 0.46.

La densidad de drenaje (longitud de las corrientes por unidad de área) es un indicador del grado de bifurcación de una cuenca. Los valores para este parámetro fueron los siguientes:

- Cuenca del arroyo Agua Dulce 1.45
- Cuenca del arroyo El Burro 1.3

Con los valores anteriores se concluye que la cuenca del arroyo Agua Dulce tiene una mejor respuesta que la cuenca del arroyo El Burro.

Dado que el periodo de registro de las series de datos de las estaciones climatológicas no es muy grande (por ejemplo 50 años o más), y que la magnitud de eventos extremos, tales como tormentas, avenidas y sequías, está relacionada con su frecuencia de ocurrencia (eventos severos ocurren con menor frecuencia, eventos moderados suceden con mayor frecuencia), es imprescindible utilizar el Análisis de Frecuencias, cuyo objetivo es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia, a través del uso de funciones de distribución



de probabilidad (fdp). Los resultados del análisis de frecuencias para las lluvias son los siguientes:

Tr (años)	Precipitación máxima (mm)	
	Estación Agua Dulce	Estación Nanchital
2	126.6	181.9
5	172.9	283.6
10	213.6	328.8
20	261.0	369.5
50	334.5	421.5
100	400.0	458.8
500	587.6	545.8
1000	685.9	583.1
5000	962.8	670.1
10000	1106.3	707.4

La falta de datos hidrométricos llevó a estimar los caudales a partir de un modelo lluvia-escorrentamiento. Aceptando la hipótesis que la cuenca hidrológica funciona como un gran colector que recibe las precipitaciones y las transforma en escurrimientos, el modelo utilizado fue el Hidrograma Unitario Geomorfológico que utiliza información fisiográfica de la cuenca y de la distribución temporal de la lluvia (hietogramas). Los caudales de diseño para diferentes períodos de retorno resultantes se muestran a continuación:

Tr (años)	Caudales de diseño Q (m ³ /s)		
	Agua Dulce	El Burro	Total
2	105	50	155
5	150	69	219
10	181	85	266
20	215	104	319
50	264	133	397
100	307	159	466
500	424	233	657
1000	483	272	755
5000	647	382	1029
10000	731	439	1170

Para la simulación hidráulica de los arroyos se empleó el programa HEC-RAS, para lo cual fue necesaria información topográfica y batimétrica, para construir el modelo geométrico. Dicho modelo geométrico consta de tres tramos, el primero corresponde a la parte aguas arriba del arroyo Agua Dulce antes de la confluencia con el arroyo El Burro, el segundo corresponde a la parte aguas arriba del arroyo El Burro antes de la confluencia con el arroyo Agua Dulce y el tercer tramo corresponde a la parte aguas abajo del arroyo Agua Dulce, que es básicamente el tramo de análisis.

Para simular los niveles del agua en los arroyos, se establecieron como condiciones de frontera tirantes normales asociados a las pendientes que presenta cada tramo.

La rugosidad del cauce se estimó siguiendo el procedimiento de Cowan. Los valores obtenidos para el sistema de ríos fueron de 0.05 para el arroyo Agua Dulce en el tramo de aguas arriba, 0.07 para el arroyo Agua Dulce en el tramo de aguas abajo y 0.045 para el arroyo El Burro.



A manera de calibración se compararon los perfiles del flujo calculados con HEC-RAS con las huellas que dejó la inundación (sucedida a finales de septiembre de 2000). El resultado presentó un comportamiento aceptable, de hecho muy apegado a los puntos medidos, lo que permite tener confianza en los resultados obtenidos. Vale la pena comentar que existen varias secciones transversales que parecen incompletas, sin embargo, se cortan porque en esas zonas hay invasión de cauce ya sea con casas habitación o con muros de los predios.

Con la simulación hidráulica se concluyó que la avenida que causó los daños corresponde al perfil de flujo para 100 años de período de retorno.

Para establecer la altura de los bordos de protección, se realizó un análisis técnico-económico que involucra los costos de las obras y los costos de los daños que se generarían en cada evento si éste ocurriera. El resultado de ese análisis concluyó que la altura óptima de protección corresponde a 200 años de periodo de retorno.

El estudio de drenaje pluvial mostró la necesidad de construir de canales que permitan captar el agua que se generará al interior del área protegida por la estructura marginal, así como la construcción de cárcamos de bombeo para desalojar los escurrimientos.

La evacuación del volumen de agua colectada dentro del área protegida se hace con estaciones de bombeo con potencias de 57 HP cada bomba instalada.

Finalmente una reflexión: Es cierto que existen necesidades de vivienda y es posible que las políticas públicas estén rebasadas respecto a la demanda de vivienda, pero en la medida en que no se respete las leyes y exista invasión no sólo de la Zona Federal de cualquier cuerpo de agua, sino de la zonas adyacentes que son potencialmente inundables, existirá siempre el riesgo de afectaciones a la población, ya sea material o humana, al respecto tanto ciudadanos pero sobre todo líderes y partidos políticos deben tomar mayor conciencia de los peligros a que se expone la población al tolerar asentamientos en zonas no aptas para urbanizarse.



7. BIBLIOGRAFÍA

Aparicio, F. J., (2007). Fundamentos de Hidrología. Edit. Limusa, México.

Berezowsky, Et Al, (1982). Métodos numéricos, N°, A,1,16, Hidrotecnia, Manual de Diseño de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad, México.

Campos, D. F., (1998) Procesos del Ciclo Hidrológico. Tercera reimpresión, Universidad Autónoma de San Luís Potosí, México.

Chadwick, A., Hydraulics Civil and Enviromental Engineering. U.S.A.

Chow, V.T., (1989). Hidrología Aplicada. Ed. McGraw Hill. U.S.A.

Chow, V.T., (1959). Open Channel Hydraulics. Ed. McGraw Hill. U.S.A.

Domínguez, R., (1981) Avenida de diseño, N°, A,1,10, Hidrotecnia, Manual de Diseño de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad, México.

Domínguez, R., (1996). Evaluación de proyectos. Capítulo 24 del manual de Ingeniería de Ríos. Instituto de Ingeniería. UNAM. México.

Escalante, C. A., (2002) "Técnicas estadísticas en hidrología". Facultad de Ingeniería. UNAM. México.

Eslava, H., (1997) Programación y aplicación del hidrograma unitario instantáneo geomorfológico. Tesis de Maestría. UNAM. México

HEC-RAS (2010) River Analysis System, Hydraulic Reference Manual – Version 4.1, U.S. ARMY CORP OF ENGINEERS, Hydrologic Engineering Center. U.S.A.

HEC-RAS (2010). River Analysis System, Application Guide – Version 4.1, U.S. ARMY CORP OF ENGINEERS, Hydrologic Engineering Center. U.S.A.

HEC-RAS (2010). River Analysis System, User's Manual-Version 4.1, U.S. ARMY CORP OF ENGINEERS, Hydrologic Engineering Center. U.S.A.

Maza, A., (1993) Manual de Ingeniería de Ríos, Capítulo 16, Obras de protección para control de inundaciones, Subdirección General de Adminis1
Otración del Agua, Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos, México

Salas, M., (1999) Obras de protección contra inundaciones. Cuadernos de investigación, N° 49. CENAPRED, México.

Sotelo, G., (1997), Hidráulica general. Fundamentos, Volumen 1. Editorial Limusa, decimoctava reimpresión. México

Springall, R., (1970). Hidrología. Primera parte. Series del Instituto de ingeniería - UNAM, México.

