



UNIVERSIDAD  
DON VASCO, A.C.

# UNIVERSIDAD DON VASCO, A.C.

Incorporación No. 8727-15

A la Universidad Nacional Autónoma de México.

Escuela de Ingeniería Civil

## ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES DEL FRACCIONAMIENTO "LA PERLA" DE URUAPAN, MICH.

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

presenta:

**José Miguel Mota Cervantes**

**Asesor: I. C. Jacob Rocha Gámez**

Uruapan, Michoacán, 21 de Marzo 2012.



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## **AGRADECIMIENTO.**

A mis padres: Héctor Miguel y Araceli, mis hermanos Héctor Adolfo y Marco David, que me acompañaron siempre en esta aventura, pilares fundamentales en mi vida que han hecho de ello un gran ejemplo que daré a mi hijo Héctor Miguel. Agradeciéndote de manera especial a tí papá que te mereces el mayor mérito, porque gracias a tu constancia, apoyo, orientación y rigurosidad, he llegado a realizar una de mis grandes metas, lo cual constituye la herencia más valiosa que pude recibir.

A mi abuelita María del Carmen Becerril Barajas, por creer en mí, por su apoyo, cuidados, consejos y su amor. A mi tía Patricia Ortega Becerril por ser la mujer con los mejores sentimientos y que invariablemente ha estado conmigo.

A la Ing. Sandra Natalia Parra Macías un marco de confianza, afecto y amistad, fundamentales para la concreción que representa un gran esfuerzo y tesón en momentos de decline y cansancio, además de su gran apoyo intelectual en cada uno de los requerimientos planteados.

Expreso mi gratitud profunda al Ing. Anastasio Blanco Simiano, una parte esencial en la formación de profesionistas comprometidos con su vocación, brindando un trato cordial y humano.

A mi asesor el Ing. Jacob Rocha Gámez por el esfuerzo reflejado en este trabajo, dándome las facilidades para ordenar mis conocimientos a base de su experiencia.

Al Lic. Juan Luis Moreno Hurtado, quien permanentemente me apoyó con espíritu alentador, cumpliendo con ello mis objetivos propuestos.

He de expresar mi agradecimiento al Ing. Salvador Martínez López, quien me aportó su punto de vista muy interesante, partiendo de su gran experiencia al realizar esta tesis.

Es importante agradecer dando justicia y créditos para aquellas personas que durante este desafío continuamente estuvieron conmigo, incluyendo a mis amigos y familiares en general.

Ante todo, a Dios por guardarme día a día y darme las fuerzas necesarias para salir adelante.

Con el más sincero cariño a ustedes mis seres amados....

José Miguel Mota Cervantes  
Ing. Civil Generación 2007-2012

“SI QUIERES LO QUE HACES, SENTIRÁS QUE LO QUE HACES NO  
REPRESENTA TRABAJO”.

# ÍNDICE

## **Introducción.**

Antecedentes. . . . .	01
Planteamiento del problema. . . . .	04
Objetivos. . . . .	05
Pregunta de investigación . . . . .	06
Justificación. . . . .	06
Marco de referencia. . . . .	07

## **Capítulo 1.- Inundaciones.**

1.1. Definición y causa de las inundaciones. . . . .	09
1.2. Clasificación de las inundaciones. . . . .	11
1.3. Mitigación de daños por inundaciones. . . . .	17
1.4. Acciones preventivas para protección civil. . . . .	21

## **Capítulo 2.- Obras de protección contra inundaciones.**

2.1. Generalidades de las inundaciones. . . . .	24
---	----



3.1.3.1. Poligonales.	45
3.1.4. Control vertical.	46
3.1.4.1. Nivelación diferencial.	47
3.1.4.2. Nivelación de perfil.	48
3.1.4.3. Secciones transversales.	49
3.1.5. Topografía del tramo en estudio.	50
3.2. Estudio hidrológico.	50
3.2.1 Conceptos generales.	51
3.2.2. Aspectos fisiográficos.	55
3.2.3. Precipitación.	61
3.2.3.1. Clasificación y medición de la precipitación.	61
3.2.3.2. Análisis de la precipitación.	65
3.2.4. Escurrimiento.	69
3.2.4.1. Clasificación del escurrimiento.	69
3.2.4.2. Representación y medida del escurrimiento.	71
3.2.5. Infiltración.	74
3.2.5.1. Análisis de infiltración.	75

3.2.6. Evaporación.	77
3.2.6.1. Medición de la evaporación.	78
3.2.7. Análisis estadísticos en hidrología.	79
3.2.7.1. Periodo de retorno y distribución de frecuencias en hidrología.	80
3.2.8. Relación lluvia-escorrentamiento.	81
3.2.8.1. Métodos empíricos.	82
3.2.8.2. Métodos basados en el hidrograma unitario.	88
3.3. Estudio hidráulico-fluvial.	94
3.3.1. Tránsito de avenidas en cauces.	95
3.4. Estudios adicionales.	101

#### **Capítulo 4.- Resumen ejecutivo de macro y microlocalización.**

4.1. Generalidades.	102
4.2. Resumen ejecutivo.	105
4.3. Entorno Geográfico.	106
4.4. Informe fotográfico.	109
4.5. Alternativas de solución.	127

## **Capítulo 5.- Metodología.**

5.1. Método empleado.	. . . . .	132
5.1.1. Método matemático.	. . . . .	132
5.2. Enfoque de la investigación.	. . . . .	133
5.3. Alcance de la investigación.	. . . . .	134
5.4. Diseño de la investigación.	. . . . .	134
5.4.1. Investigación transversal.	. . . . .	135
5.5. Instrumentos de recopilación de datos.	. . . . .	135
5.6. Descripción del procedimiento de investigación.	. . . . .	137

## **Capítulo 6.- Análisis de datos e interpretación de resultados.**

6.1. Estudio topográfico del tramo en estudio.	. . . . .	139
6.2. Estudio hidrológico.	. . . . .	141
6.2.1. Fisiografía de la subcuenca.	. . . . .	141
6.2.2. Información climatológica.	. . . . .	145
6.2.3. Información general.	. . . . .	146
6.2.4. Análisis de datos climatológicos.	. . . . .	147

6.2.5. Régimen de escurrimientos.	150
6.2.6. Precipitación de diseño, lluvia en exceso.	152
6.2.7. Avenida máxima probable.	162
6.2.8. Resumen de resultados.	166
6.3. Análisis hidráulico del cauce.	168
6.3.1. Diagnóstico de la situación actual del canal Arroyo del Páramo.	169
6.3.2. Modelación hidráulica del canal Arroyo del Páramo en presencia de una avenida asociada a un periodo de retorno.	177
6.4. Alternativa de solución.	184
<b>Conclusión.</b>	<b>192</b>
<b>Bibliografía.</b>	<b>195</b>

**Anexos.**

# INTRODUCCIÓN

## **Antecedentes.**

Se sabe que el agua es el líquido vital y necesario en la vida de cualquier especie existente en la superficie terrestre, como también, puede ser la destrucción total ante una catástrofe hablando de una inundación de gran magnitud, ya sea por acontecimientos naturales o bien, sucesos provocados por el hombre.

El agua de lluvia, también conocida como agua pluvial, constituye una parte esencial en el ciclo hidrológico, ya que sin ella no existiría vida vegetal y animal, y por otra parte, no se recargarían los mantos freáticos ni los acuíferos, y en general afectaría el funcionamiento de dicho ciclo.

En libros de historia universal se conoce que, desde hace siglos, las grandes civilizaciones conducían este vital líquido por medio de canales, tubos, acueductos, entre otros, para su uso y aprovechamiento en el cultivo de sus tierras.

En la época actual, las acciones del hombre que realiza en una manera inconsciente, como la tala inmoderada de miles de hectáreas, los incendios forestales, la contaminación, y entre otros impactos adversos más, han provocado un desequilibrio total a nivel global, y ahora con el cambio climático, se sufren fenómenos meteorológicos y desastres naturales nunca antes vistos por el ojo humano.

Los asentamientos irregulares en zonas protegidas, desafortunadamente, son el origen de una erosión del suelo, generando mayores escurrimientos, y por

consiguiente, una menor infiltración de agua pluvial al suelo, siendo así, una de las causas principales de las inundaciones en general.

En décadas anteriores, al oriente de esta ciudad de Uruapan, Michoacán, se ubicaban las zonas agrícolas o bien tierras de cultivo, en donde existían canales de riego, conocidos también como acequias, que con la urbanización y planificación inadecuada a lo largo de los años, se fueron bloqueando y tapando por razones desconocidas.

El Arroyo del Páramo, que actualmente es utilizado como canal de aguas negras y en temporada de lluvias se mezcla con el agua pluvial, desde hace 25 años el fraccionamiento La Perla, sufre graves inundaciones provocadas por las fuertes precipitaciones, que con el paso del tiempo se han agudizado, incrementando así, el volumen de agua pluvial por la pavimentación de calles en las faldas del cerro de La Cruz al norte de la ciudad, y además, el agua negra proveniente de 15 colonias aledañas que se encauzan a un sólo canal: al canal Arroyo del Páramo, al mismo tiempo de la cantidad de basura y sedimentos que se arrastran de norte a sur, provocando el desbordamiento de este, debido a su baja capacidad hidráulica.

Según información de vecinos del lugar, y debido a todo lo anterior, esta situación les ha causado no sólo problemas estructurales en las construcciones y en redes de drenaje, sino también conflictos sociales, económicos y sobretodo, problemas de salud originados por el azolve acumulado en las vialidades en áreas bajas del fraccionamiento.

En la Universidad Don Vasco existe una tesis relacionada con el tema a investigar, como la expuesta en mayo de 2007 por Pavel Salvador Rincón, titulada “OPTIMIZACIÓN DE RED GENERAL DE DRENAJE CON CANALES EN UNA PLANICIE DE INUNDACIÓN APLICANDO LA MODELACIÓN MATEMÁTICA”, pero no existe una tesis de una alternativa de solución para el control de inundaciones en el fraccionamiento La Perla en Uruapan, Michoacán.

## **Planteamiento del problema.**

Debido a las fuertes precipitaciones en el cerro de La Cruz, en la ciudad de Uruapan, Michoacán, particularmente en el fraccionamiento La Perla, como también en colonias aledañas a éste, año con año en temporada de lluvias, el desbordamiento del canal Arroyo del Páramo ocasiona un serio problema de inundación por la mezcla de aguas negras y pluviales, provenientes de la zona norte del municipio.

Puesto que es un gran volumen de agua, el exceso origina un desastre para los vecinos de la zona, como daños severos en las construcciones que van desde agrietamientos, hasta asentamientos por las socavaciones y el reblandecimiento del suelo, provocando serios problemas en sus cimentaciones, daños en los recubrimientos, en instalaciones sanitarias, eléctricas y daños en los muebles dejándolos inservibles.

Otro problema grave es el afloramiento del agua excesiva por las coladeras y baños en el interior de las viviendas quedando completamente azolvados los registros. El problema de salud, que es el considerado de mayor gravedad, genera infecciones y enfermedades, puesto que el azolve contaminado al secarse, es transportado por el viento al interior de las viviendas, así como también, el soportar el olor desagradable que se despiden al medio ambiente.

El problema económico es el aspecto que más se padece, puesto que todo lo descrito, ocasiona gastos cada temporada de lluvias, siendo cada vez mayores, ya que sería incontable el trabajo antes, durante y después de la temporada.

Por lo que se describe, la capacidad hidráulica de dicho canal, no le es suficiente para captar esa gran cantidad de agua. Por tanto, cabe preguntarse: ¿cómo se podría solucionar el grave problema de inundación provocado por el desbordamiento del canal Arroyo del Páramo?

## **Objetivos.**

### **Objetivo general:**

Proponer una alternativa de solución para el problema de inundaciones que se da año con año en el fraccionamiento La Perla por el desbordamiento del canal Arroyo del Páramo en Uruapan, Michoacán.

### **Objetivos particulares:**

- Identificar las causas del problema de inundación.
- Definir el área de influencia en la cuenca urbanizada.
- Realizar el estudio hidrológico para determinar los gastos máximos asociados a distintos periodos de retorno.
- Determinar la capacidad máxima que soporta el canal sin desbordarse.
- Proponer otras alternativas de solución adicionales para mitigar el problema de inundación.
- Brindar seguridad a los vecinos de la zona, como también a personas y vehículos que transitan diariamente.

### **Pregunta de investigación.**

El problema de inundación cada temporada de lluvias, debido al desbordamiento del canal Arroyo del Páramo, se ha ido agravando con el paso de los años, es por esto que se plantea la siguiente pregunta:

¿Qué alternativa de solución sería la adecuada para evitar el problema de inundaciones que año con año se presentan en el fraccionamiento La Perla?

### **Justificación.**

La presente investigación tiene como objeto proponer una alternativa de solución factible para evitar inundaciones en el fraccionamiento La Perla, como también en colonias aledañas a éste, que a causa de los escurrimientos provenientes del cerro de La Cruz, al mezclarse con las aguas negras, inducen al desbordamiento del canal Arroyo del Páramo aguas abajo, generando así un desastre en las colonias y trayendo consigo un sin número de problemas a los vecinos de la zona.

Cabe mencionar, que si el problema de inundación que durante muchos años ha prevalecido por distintas causas como cuestiones políticas, y con la suma de esfuerzos y voluntades se llegara a solucionar, traerá grandes beneficios, y no solo a los vecinos de la zona afectada, que son aproximadamente 300 familias, sino también a los conductores de vehículos que transitan hacia la autopista a Morelia, puesto que el problema viene desde la zona norte y, en temporada de lluvias se generan grandes lagunas de agua sucia sobre la superficie del pavimento, lo que

provoca daños en la infraestructura vial y podría inducir un accidente, y por lo tanto, sería de gran impacto social, así como se beneficiaría a los estudiantes de ingeniería civil, ya que con esta investigación se tendrá una fuente más de consulta, y sobretodo, se crearían fuentes de empleos por la construcción de la obra misma.

### **Marco de Referencia.**

Uruapan es uno de los 133 municipios del estado de Michoacán, la ciudad es la segunda más importante después de Morelia.

De acuerdo con el software Google Earth, basado en cartografía del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), Uruapan se localiza en la parte oeste del estado, con una latitud  $19^{\circ}25'16''$  norte, con una longitud de  $102^{\circ}04'00''$  oeste del Meridiano de Greenwich, y con una altitud promedio de 1620 msnm.



Fuente: Instituto de Geografía UNAM- Gobierno del Estado.

Según la página web, [www. wikipedia.org](http://www.wikipedia.org), Uruapan, Michoacán, es famosa por su clima templado, exuberante vegetación y por la producción anual de aguacate con calidad de exportación, razón por la cual es conocida también como “La capital mundial del aguacate”. Se considera como el punto de unión entre tierra caliente y la meseta purépecha. Su nombre oficial es Uruapan del Progreso.

El municipio de Uruapan se encuentra sumergido en el eje neo volcánico mexicano, al centro-occidente del estado de Michoacán, tiene una extensión territorial total de 954.17 km<sup>2</sup>. Limita con los municipios de Charapan, Paracho, Nahuatzen, Tingambato, Ziracuaretiro, Taretan, Gabriel Zamora, Tancítaro y Peribán.

El municipio, a lo largo de su territorio cuenta con diferentes tipos de climas, no obstante la temperatura media es de 21.7 °C, lo que constituye un clima templado húmedo con abundantes lluvias, llegando a una precipitación promedio de 1,457 mm anuales.

Sus principales accidentes orográficos son el cerro de La Cruz y de Jicalán, y su sistema hidrográfico es el río Cupatitzio, el cual nace dentro de la ciudad y del cual se obtiene la mayor parte del agua potable que se utiliza en la ciudad, y el río Santa Bárbara que nace en la presa de Caltzontzin y cruza el oriente de la ciudad. Ambos pertenecen a la cuenca del Río Tepalcatepec y éste a su vez a la región hidrográfica del Río Balsas.

Acorde con los resultados del Censo de Población y Vivienda del Instituto Nacional de Estadística y Geografía INEGI 2010, el municipio cuenta con 315,329 habitantes actualmente.

# CAPÍTULO 1

## INUNDACIONES.

De acuerdo con el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), junto con las grandes ventajas que ofrece el agua, existen también situaciones extremas que ponen en riesgo la vida del ser humano, como lo son las sequías y las inundaciones, suscitándose éstas últimas con mayor frecuencia en los últimos años y aumentando más rápidamente que ningún otro desastre.

En el capítulo actual, inicialmente se definirá el concepto de inundaciones describiendo a continuación los tipos y algunas de las causas que las provocan, considerando las acciones preventivas necesarias en presencia de éste fenómeno natural.

### **1.1. Definición y causa de las inundaciones.**

Una inundación es “aquel evento que debido a la precipitación, oleaje, marea de tormenta, o falla de alguna estructura hidráulica provoca un incremento en el nivel de la superficie libre del agua de los ríos o el mar mismo, generando invasión o penetración de agua en sitios donde usualmente no la hay, y generalmente daños en la población, agricultura, ganadería e infraestructura.” (Salas S. y Jiménez E; 2007:5)

Para una mayor comprensión de estos eventos, es necesario conocer la terminología propia de las inundaciones, así como los elementos del ciclo hidrológico que se definirán posteriormente en el capítulo 3.

Una de las principales causas de inundaciones de acuerdo con Salas Salinas y Jiménez Espinosa (2007), es la urbanización o asentamientos humanos en zonas aledañas a algún cuerpo de agua, cubriendo con una capa impermeable el suelo, ya sea de concreto o asfalto, aumentando el escurrimiento, y a la vez disminuyendo la capacidad de infiltración en el suelo.

La ocurrencia y magnitud de las inundaciones, se deben también según Salas Salinas y Jiménez Espinosa (2007), a la degradación del medio ambiente por la erosión y deforestación, modificando la respuesta hidrológica de las cuencas, y adicionalmente, a la basura que obstruye el flujo en las alcantarillas, tapando el drenaje, más el azolve acumulado arrastrado hacia las partes bajas.

Como se mencionó, la modificación del terreno en las cuencas, el cambio de uso del suelo, y la falta de planeación en las actividades humanas, son factores que producen las inundaciones y generan daños graves en el entorno. El agua reconoce su camino en forma natural y por ende, la obstrucción de ésta llega ser perjudicial.

Para una descripción más detallada en lo referente a la respuesta hidrológica de una cuenca, se observa en la fig. 1.1. el hidrograma, que es una gráfica que mide el volumen de escurrimiento por unidad de tiempo, correspondiente a una cuenca en zona rural y otra en zona urbana, comprobando lo expuesto en los párrafos anteriores.

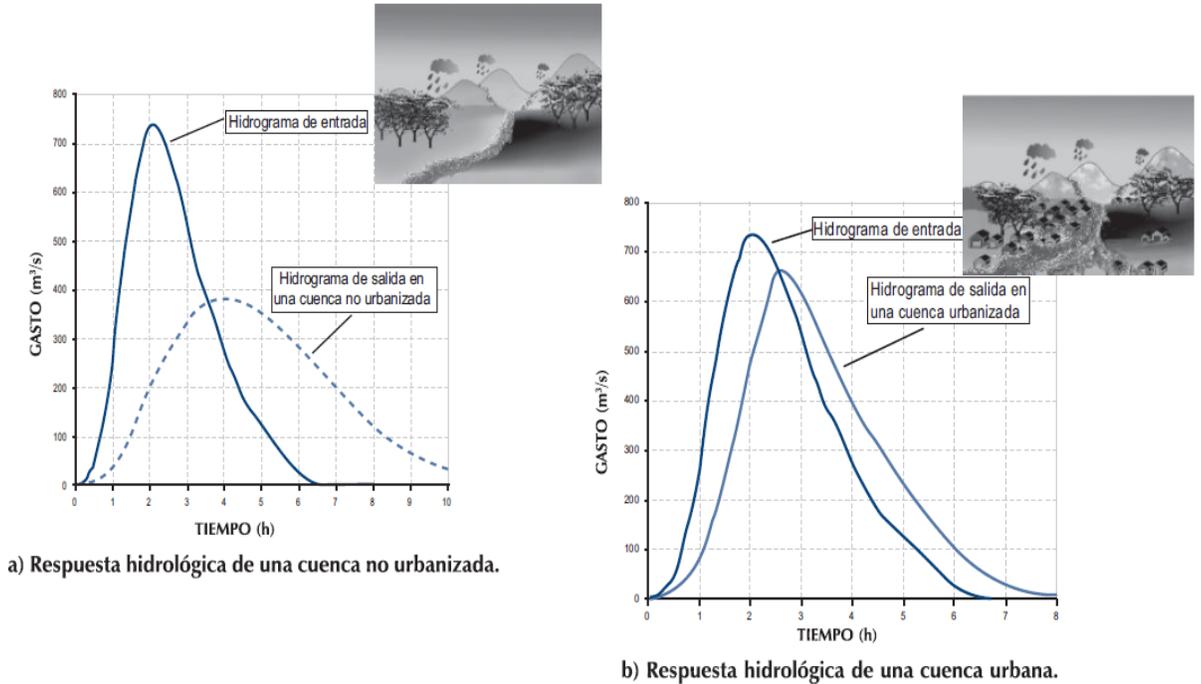


Fig. 1.1. Hidrogramas de entrada y salida con diferente respuesta hidrológica.

(Fuente: Salas S. y Jiménez E; 2007: 12)

## 1.2. Clasificación de las inundaciones.

Las clasificaciones más destacadas de las inundaciones, dependen de su origen y del tiempo en presentarse sus efectos.

De acuerdo con su origen, existen los siguientes tipos según Salas Salinas y Jiménez Espinosa (2007):

### a) Inundaciones pluviales.

Son a consecuencia de la lluvia o precipitación, presentadas cuando el terreno se ha saturado y el agua pluvial excedente, se acumula durando horas, o incluso días.

Su principal característica es que el agua acumulada, es agua precipitada en la zona y no de la proveniente de alguna otra parte. Las precipitaciones son originadas por distintos fenómenos hidrometeorológicos.

Estos fenómenos afectan desde junio hasta octubre (en verano) con la acción de ciclones tropicales, provocando tormentas de larga duración del orden de varios días y alcanzar grandes extensiones, más los frentes fríos en invierno, que son la principal fuente de la lluvia.

A estos fenómenos, se suman también las cadenas montañosas conocidas como lluvia orográfica, producidas por las corrientes de aire húmedo que chocan con las montañas provocando su ascenso y enfriamiento generando la condensación (fig. 1.2).



Fig. 1.2. Esquematización del efecto orográfico.

(Fuente: Salas S. y Jiménez E; 2007: 17)

Además de lluvias convectivas definidas de acuerdo con Salas Salinas y Jiménez Espinosa (2007), como tormentas de corta duración pero muy intensas, y

causadas por el calentamiento de la superficie creando corrientes verticales de aire caliente húmedo, enfriándose y provocando la condensación (fig. 1.3).



Fig. 1.3. Precipitación debida al efecto convectivo.

(Fuente: Salas S. y Jiménez E; 2007: 18)

La precipitación como un elemento esencial en el ciclo hidrológico, se describirá más adelante en el capítulo 3.

#### b) Inundaciones fluviales.

Son creadas por el desbordamiento de los ríos, quedando el agua sobre la superficie aledaña al mismo. A diferencia de las pluviales, en este tipo de inundaciones el agua que se desborda, corresponde a precipitaciones presentadas en cualquier parte de la cuenca tributaria y puede ser no necesariamente de la zona.

Cabe señalar que Salas Salinas y Jiménez Espinosa (2007), concluyen que el volumen de escurrimiento sobre el terreno a través de los cauces, se incrementa con

el área de aportación de la cuenca, por lo que las inundaciones fluviales se darán en cauces con mayor longitud. (fig. 1.4.).



Fig. 1.4. Afectación en terrenos aledaños por el desbordamiento de un río.

(Fuente: Salas S. y Jiménez E; 2007: 19)

c) Inundaciones costeras.

Asimismo, Salas Salinas y Jiménez Espinosa (2007), describen a las inundaciones costeras, cuando el nivel medio del mar asciende debido a la marea, permitiendo que éste penetre tierra adentro, cubriendo grandes extensiones de tierra. (fig. 1.5.)

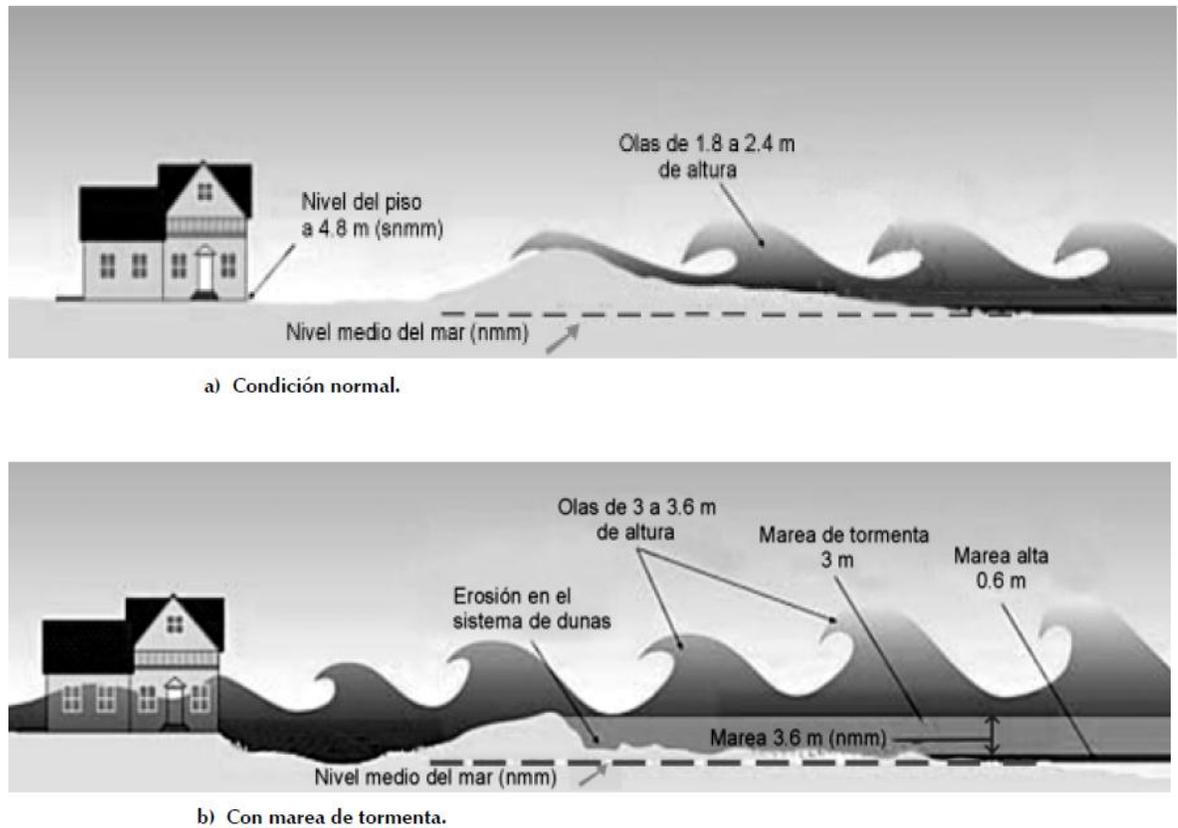


Fig. 1.5. Efecto del incremento del nivel medio del mar.

(Fuente: Salas S. y Jiménez E; 2007: 20)

La marea de tormenta se genera por los vientos ciclónicos tropicales en alta mar y por la disminución de la presión atmosférica. El oleaje en el océano puede provocarse por distintos factores, siendo el viento uno de ellos.

d) Inundaciones por falla de infraestructura hidráulica.

Esta inundación es aún más grave que las otras, “si la capacidad de las obras destinadas para protección es insuficiente, la inundación provocada por la falla de

dicha infraestructura será mayor que si no existieran obras”.  
(Salas S. y Jiménez E; 2007: 21)

Afortunadamente ésta clasificación de inundaciones es poco frecuente, pero cuando sucede, es a consecuencia de un diseño escaso por la falta de información hidrométrica o climatológica, por el empleo de una metodología inapropiada, o por la falta de mantenimiento o término de la vida útil de la obra.

Otra causa o razón de falla, es una mala operación, siguiendo con Salas Salinas y Jiménez Espinosa (2007), se refiere a las compuertas de una presa, por ejemplo, cuando se abren más de lo necesario y las descargas del vertedor producen un volumen mayor a las que puede conducir el cauce aguas abajo, o bien, cuando no se abre lo suficiente, subiendo el nivel y poniendo en peligro la estabilidad de la cortina.

Las obras hidráulicas se deben diseñar para operarse con los niveles ordinarios y extraordinarios, más sin embargo, en ocasiones se necesitan tomar algunas medidas urgentes para el desfogue o abertura en una forma controlada de algunas compuertas y así evitar un riesgo mucho mayor.

La otra clasificación de inundaciones, es por el tiempo de respuesta de la cuenca, mencionada como la respuesta hidrológica. Salas Salinas y Jiménez Espinosa (2007), definen básicamente a dos grupos: inundaciones lentas e inundaciones rápidas.

Lo anterior es referente a que una cuenca con respuesta hidrológica lenta, se generan inundaciones en un tiempo relativamente largo, de horas y hasta días,

resultando principalmente daños materiales. A diferencia de cuando la inundación se forma en poco tiempo, de minutos hasta horas, que causan la pérdida de vidas humanas.

a) Inundaciones súbitas.

Son el resultado de lluvias o precipitaciones repentinas e intensas que ocurren en zonas específicas, ocasionando que las pequeñas corrientes se transformen en cuestión de minutos en violentos caudales capaces de causar daños perjudiciales, y éstas se relacionan en cuencas con gran pendiente.

b) Inundaciones lentas.

Al presentarse la precipitación, el agua infiltrada satura el terreno, y el volumen escurre por ríos, arroyos, canales o por el terreno. Conforme el escurrimiento avanza hacia la salida de la cuenca se incrementa proporcionalmente el área drenada, si el volumen del caudal excede la capacidad del cauce se presentaran desbordamientos en las márgenes.

### **1.3. Mitigación de daños por inundaciones.**

Según Salas Salinas y Jiménez Espinosa (2007), para la mitigación de los daños causados por las inundaciones existen dos acciones de protección; las medidas estructurales referentes a la construcción de obras, o las medidas no estructurales, que son maneras indirectas o institucionales que informan a las poblaciones de una posible avenida.

Desde el punto de vista económico, tanto las medidas estructurales como las no estructurales, se aplican en zonas urbanizadas y desarrolladas, por ejemplo en una llanura de inundación de poca población, no es redituable construir una presa, como acción estructural, puesto que resulta más barato una reubicación de la población (medida no estructural).

a) Medidas estructurales.

El propósito de las medidas estructurales es impedir o mitigar los desastres y daños causados por una inundación, mediante la construcción de obras ejecutadas por las dependencias de gobierno debido a la gran inversión.

Cabe mencionar que Salas Salinas y Jiménez Espinosa (2007), indican que para poder cumplir el objetivo de estas acciones es necesario:

- Mantener el agua dentro del cauce.
- Evitar que los desbordamientos lleguen y afecten a la población.

Existen distintas obras de protección contra inundaciones, que se definirán una a una detalladamente en el siguiente capítulo, como las obras de regulación que interceptan directamente el agua pluvial o la que escurre por los cauces para almacenarla y posteriormente descargarla en forma controlada, así como las obras de rectificación que su función es facilitar la conducción rápida del agua por su cauce con el dragado de ríos incrementando su capacidad hidráulica, o bien lo que son las obras de protección como los bordos que confinan el agua dentro del cauce.

b) Medidas no estructurales o acciones institucionales.

Este tipo de medidas, de acuerdo con Salas Salinas y Jiménez Espinosa (2007), están basadas en la planeación, organización, y ejecución de acciones que pretenden aminorar los daños provocados por las inundaciones, aplicables en forma permanente o durante la contingencia.

Las acciones principales desarrolladas en estas medidas son: la conservación y cuidado de las cuencas, la vigilancia y alerta, los planes de protección civil, elaboración de mapas de riesgo, programas de reubicación, operación de infraestructura hidráulica, boletines de alerta, entre otros.

- Acciones permanentes.

Continuando con Salas Salinas y Jiménez Espinosa (2007), estas acciones constituyen la normatividad para el uso del suelo posibilitando la delimitación de la zona inundable, relacionando la magnitud del evento con el área afectada.

El propósito es que una vez que ha identificado el problema en la llanura de inundación, se definan los usos de suelo de acuerdo con el valor económico de los bienes y de las pérdidas que se llegaran a presentar.

- Mapas de riesgo por inundaciones.

Se refiere a la vulnerabilidad o el peligro de una zona inundable en particular y es la representación gráfica de los daños generados por algún fenómeno natural.

La idea de valorar un peligro, representa cuantificar en términos de probabilidad, la frecuencia y ocurrencia en un tiempo dado un fenómeno perjudicial para los bienes expuestos.

Según Salas Salinas y Jiménez Espinosa (2007), el método a seguir para la obtención del peligro se basa en información hidrométrica, sin embargo usualmente no se cuentan con estos datos y se recurre a otro método como el modelo de lluvia-escurrimiento.

En el caso de protección civil, el CENAPRED conceptualiza a la vulnerabilidad como los daños generados en la población, y en el interior de sus viviendas.

- Acciones de operación durante la temporada de lluvias.

Ante la presencia de un fenómeno hidrometeorológico capaz de formar una inundación, se llevan medidas cuyo objetivo es dar a conocer la evolución, la frecuencia y la cuantificación de precipitación.

De esta manera es posible anticipar la ocurrencia de los eventos peligrosos y tener la manera de informar y emitir avisos a las autoridades y a la población.

De acuerdo con el CENAPRED, la Unidad de Servicio Meteorológico Nacional (USMN), es el organismo oficial encargado de facilitar la información relativa al estado del tiempo y del clima a nivel nacional y estatal, ya que es dependiente de la Comisión Nacional del Agua (CNA), y la cual es parte de la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT).

El CENAPRED, a través de la Subdirección de Riesgos Hidrometeorológicos, elabora boletines tomando como referencia los pronósticos de lluvia de la Unidad de Servicio Meteorológico Nacional (USMN), y de la Subdirección de Meteorología de la Dirección General de Protección Civil de la Secretaría de Gobernación.

Los boletines se pueden consultar vía internet, en la dirección, <http://www.cenapred.unam.mx/boletin.html>.

#### **1.4. Acciones preventivas para protección civil.**

Debido a los desastres provocados por las inundaciones, el CENAPRED considera medidas preventivas antes, durante y después del evento natural, ya que representa uno de los fenómenos naturales que más frecuentemente sucede a nivel mundial.

Salas Salinas y Jiménez Espinosa (2007) consideran los siguientes puntos importantes ante una emergencia de esta magnitud.

##### **A) Antes.**

- Ubicar las zonas más elevadas de la región que no puedan inundarse, (escuelas, iglesias, edificios altos, etc.) así como también las rutas de acceso para refugios temporales.
- Contar con un botiquín de primeros auxilios, linternas con sus baterías y un radio portátil para estar bien informados de la situación.
- Conservar siempre los documentos personales de mayor importancia, como la cartilla del Servicio Militar Nacional, acta de

nacimiento, identificaciones, pasaporte, etc. en una bolsa de plástico para evitar su destrucción o pérdida.

- Tener acceso a un directorio con teléfonos de emergencia.
- No descuidar a niños, personas enfermas o con capacidades diferentes.
- Contar con reservas de alimentos de preferencia enlatados, así como recipientes con agua potable en lugares resguardados.
- Desconectar los servicios de electricidad y gas.
- En caso de que la evacuación de la zona es necesaria, preparase y llevar solo lo necesario.

#### B) Durante.

- Mantener la calma y la paciencia, e informarse continuamente a través de un radio portátil.
- Atender las indicaciones impartidas por las autoridades locales.
- No caminar o cruzar por zonas inundadas, aunque el nivel sea bajo podría aumentar drásticamente y alcanzar velocidades peligrosas.
- No salir y manejar por caminos inundados.
- En caso de que un vehículo se atore al cruzar una corriente, se deberá abandonar e ir hacia el punto más elevado.
- Durante la noche y debido a que se es difícil identificar un aumento en el nivel del agua, se debe estar alerta.

C) Después.

- Mantenerse alerta y seguir las indicaciones de las autoridades.
- Conservarse apartado de la zona afectada por el desastre, de modo que se puede entorpecer el auxilio a los afectados.
- Si las autoridades no han indicado que ya es una zona segura, no regresar a la zona afectada, ni mucho menos habitar las casas cercanas al desastre.
- Evadir las corrientes del agua.
- A causa del reblandecimiento del terreno, evitar acercarse a muros o estructuras inestables, que en cualquier momento pueden colapsar.
- No tomar agua ni consumir alimentos que hayan estado en contacto directo con el agua inundada.
- Alejarse de cables eléctricos caídos.
- Limpiar sustancias inflamables o tóxicas que se hayan derramado.
- No mover a personas heridas, lo conveniente es avisar a las autoridades.
- Expulsar el agua estancada para evitar la proliferación de mosquitos infectados por el dengue.

Es sumamente importante respetar los usos de suelo y atender a las normas de desarrollo urbano para disminuir no solo el riesgo de las inundaciones, sino de otros fenómenos naturales perturbadores y perjudiciales en el mundo.

## **CAPÍTULO 2**

### **OBRAS DE PROTECCIÓN CONTRA INUNDACIONES.**

De la gran variedad de fenómenos naturales existentes en el planeta tierra, como se mencionó en el capítulo anterior, las inundaciones es uno de los principales fenómenos que pueden ser mucho más perjudiciales que otros, hablando de un sismo o una erupción volcánica, debido a que los desastres relacionados con el agua afectan a más personas y generan mayores daños.

En el presente capítulo se darán a conocer las principales medidas estructurales, o bien las principales obras destinadas para control de las inundaciones, con el fin de proteger vidas humanas o zonas de interés social, económico e industrial.

#### **2.1. Generalidades de las inundaciones.**

El objetivo de la infraestructura hidráulica para el control de inundaciones depende de la manera en que se es manejada la corriente, por ejemplo, si es para mantener el agua dentro del cauce (río o canal), o para evitar que el exceso que ha salido de los cauces, alcance poblaciones o zonas de gran interés.

De acuerdo con Salas Salinas (1999), en cualquier proyecto de ingeniería, el factor de seguridad es un elemento fundamental para el diseño de la obra. Cuando se habla de obras de defensa contra inundaciones inmediatamente se hace referencia a los bordos, ya que estos sirven como una sobreelevación del nivel máximo que puede alcanzar el agua.

Para el dimensionamiento de cualquier infraestructura hidráulica, se necesita de un análisis hidrológico en base a datos históricos con registros de gastos, precipitación o escurrimiento, señalados en el próximo capítulo.

## **2.2. Bordos.**

Salas Salinas (1999), describe a esta estructura como un terraplén hecho de un material impermeable como la arcilla, similar a una cortina pequeña de tierra, a diferencia de que los bordos, solamente retienen el agua en un tiempo relativamente corto (días a semanas).

Es sumamente importante tener en cuenta, que así como estas estructuras funcionan como barrera para evitar el desbordamiento del cauce y afectar a las zonas protegidas, también es un problema para el desalojo del agua precipitada que cae dentro de la zona resguardada, por lo que es necesario un sistema de drenaje para impedir inundaciones.

Maza (1997), citado por Salas Salinas (1999), indica que los problemas a resolver durante el diseño y construcción varían de un lugar a otro, ya que se requieren de diversos estudios y actividades preliminares del tipo geológico para cimentar el bordo, condiciones del sitio para la explotación de un banco de material, estimaciones de la geometría de la sección transversal, volúmenes de obra, etc.

Para evitar la presencia de una falla en la obra, es necesario cumplir con la normatividad de pruebas de laboratorio en la mecánica de suelos, como la de consolidación, los esfuerzos de compresión-tensión, y el contenido de agua.

Otro factor importante en la construcción de bordos, son las medidas de conservación, relacionado a revisiones periódicas de la corona del bordo, los taludes, y a una renivelación de su estructura, con la finalidad de evitar erosiones, filtraciones, deslizamientos del talud y reblandecimientos en el terraplén que podrían provocar una falla. (fig. 2.1.)

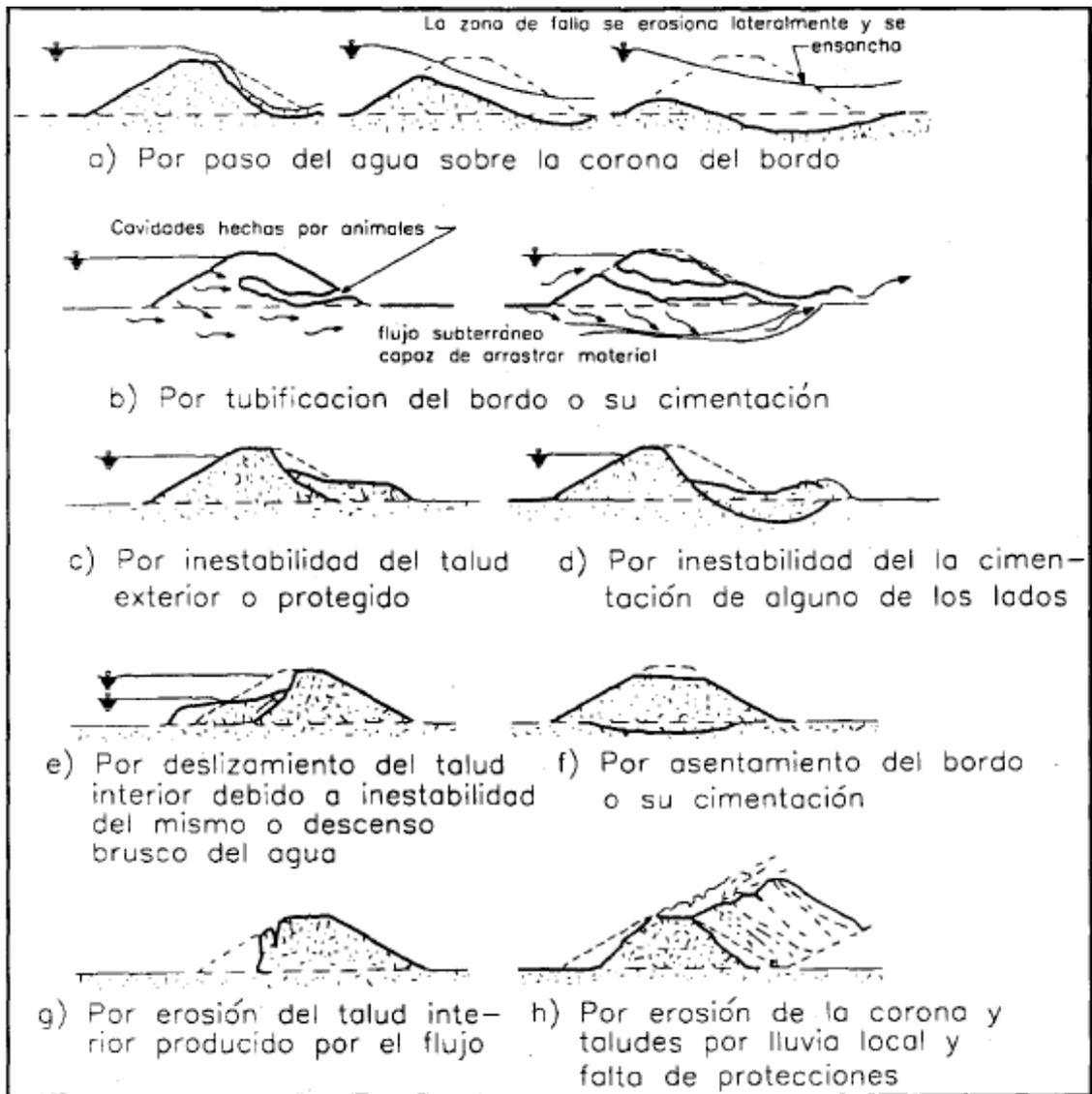


Fig. 2.1. Principales fallas en bordos.

(Fuente: Maza (1997), citado por Salas S; 1999: 30)

### 2.2.1. Bordos perimetrales.

Según Salas Salinas (1999), los bordos perimetrales son aquellos bordos contruidos para rodear parcial o totalmente una zona en particular y se utilizan para proteger áreas pequeñas, donde la topografía del sitio juega un papel significativo.

Las consideraciones de diseño para la altura del muro, dependen fundamentalmente de los registros y la información recabada en una estación de aforo, cumpliendo también con un ancho mínimo de la corona de 3 metros.

Puesto que el bordo es una frontera entre la zona protegida y la corriente (río o canal), la precipitación caída en la zona de confinamiento, se deberá drenar para impedir acumulaciones de agua, dependiendo del volumen de escurrimiento que se espere. (fig. 2.2.)

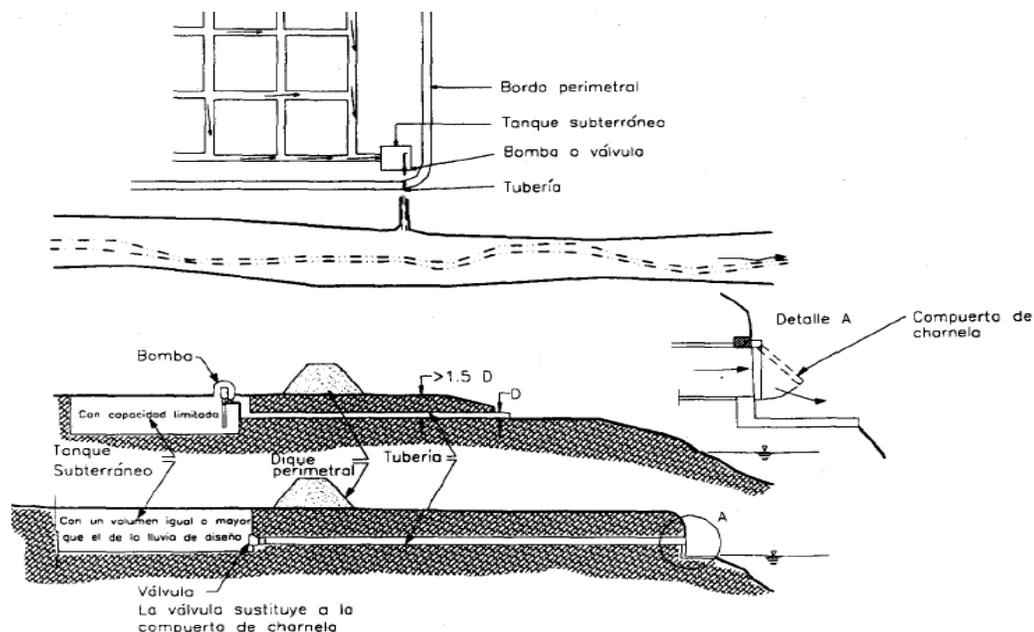


Fig. 2.2. Alternativas de drenaje de áreas protegidas con bordos.

(Fuente: Maza (1997), citado por Salas S; 1999: 32)

### 2.2.2 Bordos longitudinales.

Siguiendo con Salas Salinas (1999), estas estructuras son construidas a lo largo de las márgenes de la corriente, permitiendo proteger grandes áreas y extensiones de terrenos agrícolas. Las inundaciones se impiden al confinar los escurrimientos dentro de secciones más angostas que las naturales, produciendo una sobreelevación y trasladando la avenida aguas abajo.

La separación de los bordos debe ser paralela entre sí, considerando que si existe una separación suficiente, será menor la altura de los mismos y por consiguiente se reflejara en el costo, ya que significa un menor volumen de obra.

(fig. 2.3.)

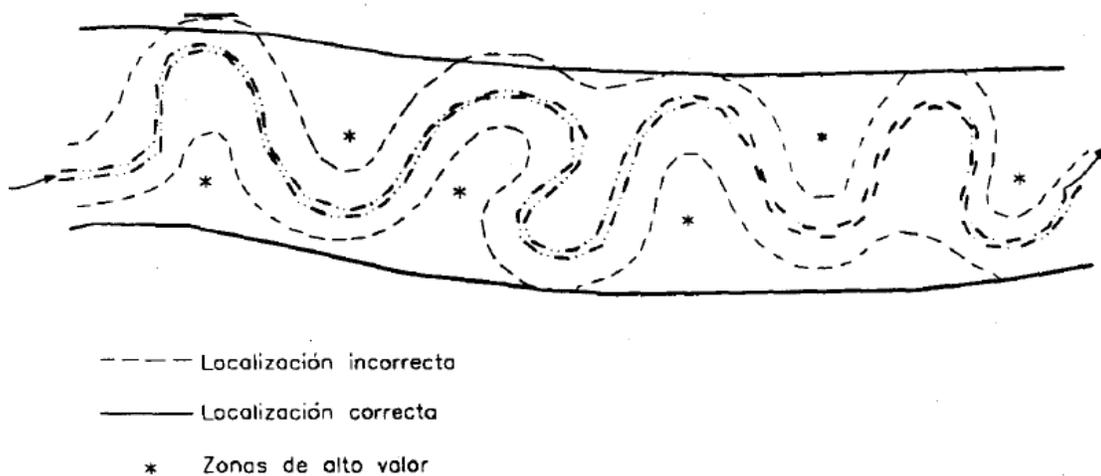


Fig. 2.3. Separación de bordos longitudinales.

(Fuente: Maza (1997), citado por Salas S; 1999: 34)

Un dato importante de acuerdo con Salas Salinas (1999), es la longitud del bordo, debido a que en el trayecto de la corriente se van incorporando afluentes y por

lo que es necesario aumentar la altura del bordo aguas abajo, ya que un error de diseño, construcción y operación causaría afectaciones en zonas que anteriormente no contaba con afectaciones por las inundaciones.

De la misma manera que los bordos perimetrales, estos bordos evitan el desbordamiento del cauce, y también son una frontera que necesita drenar el agua pluvial llovida sobre la planicie.

Existen dos maneras de drenaje para la planicie según Salas Salinas (1999):

a) Para afluentes.

Se interrumpe la construcción del bordo cuando se cruza un arroyo con el río principal y se lleva sobre las márgenes del tributario hacia aguas arriba, diseñando esas extensiones como otro borde longitudinal (fig.2.4). Si se encontrara un afluente muy caudaloso, para el control de sus crecientes, se debe tratar de igual manera que al río principal, construyendo presas de almacenamiento u obras de desvío.

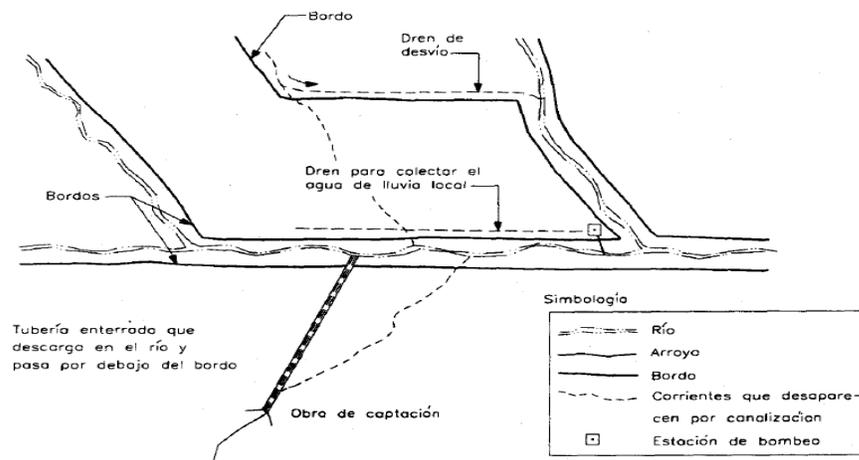


Fig. 2.4. Drenaje de corrientes tributarias.

(Fuente: Maza (1997), citado por Salas S; 1999: 37)



### 2.3. Muros de encauzamiento.

Se constituyen prácticamente de paredes verticales y pueden ser de concreto en masa o armado, de mampostería o de gaviones. (fig. 2.6.)

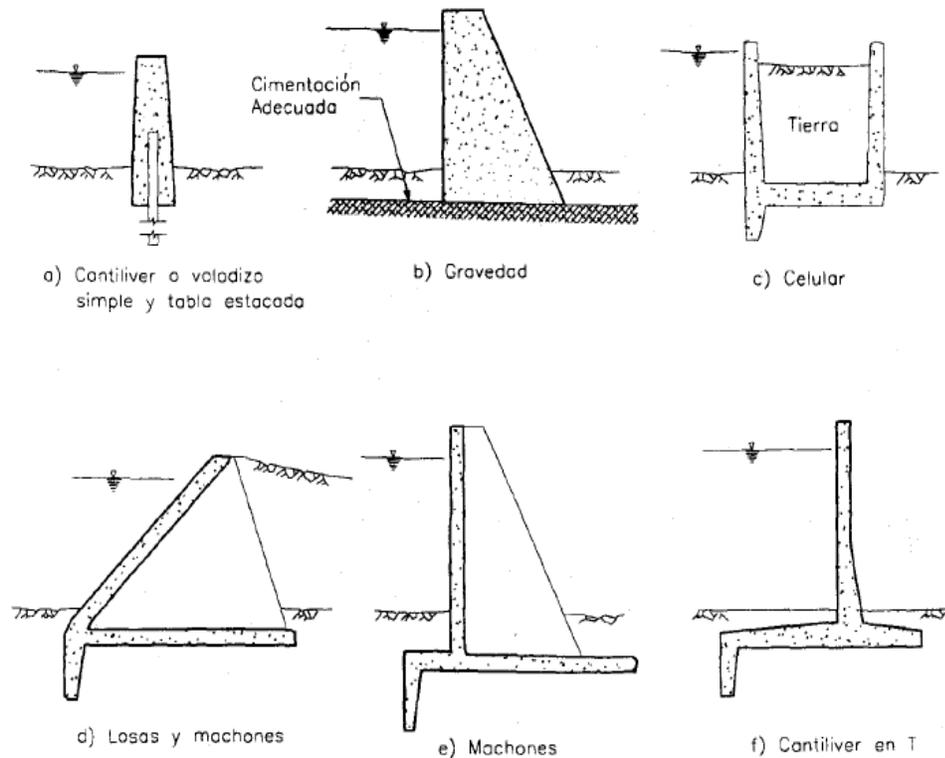


Fig. 2.6. Muros de encauzamiento.

(Fuente: Maza (1997), citado por Salas S; 1999: 38)

Asimismo Salas Salinas (1999), se refiere a estas estructuras como obras de protección para las márgenes del cauce, similares a los bordos longitudinales, utilizables principalmente aguas abajo. En su diseño se debe contemplar una planicie de inundación no apta para urbanizar, debido a que el cauce principal se encontrara entre los propios muros.

Se emplean, cuando los taludes de los bordos son muy tendidos, o bien cuando se necesita cruzar una zona urbana sin espacio suficiente para su construcción.

Considerando las mismas cuestiones, y aun cuando su diseño es similar a los bordos longitudinales, cabe señalar que Salas Salinas (1999), explica que aunque los muros requieran de un espacio menor que los bordos, su costo puede ser mucho mayor.

#### 2.4. Cauces de alivio.

De acuerdo con Salas Salinas (1999), puntualiza a ésta alternativa para el control de inundaciones, como un desvío permanente del cauce hacia otra corriente, ya sea artificial o natural, logrando una reducción en la altura de los bordos o muros de encauzamiento, ubicados aguas abajo del sitio donde se ubica dicho desvío.

(fig.2.7.)

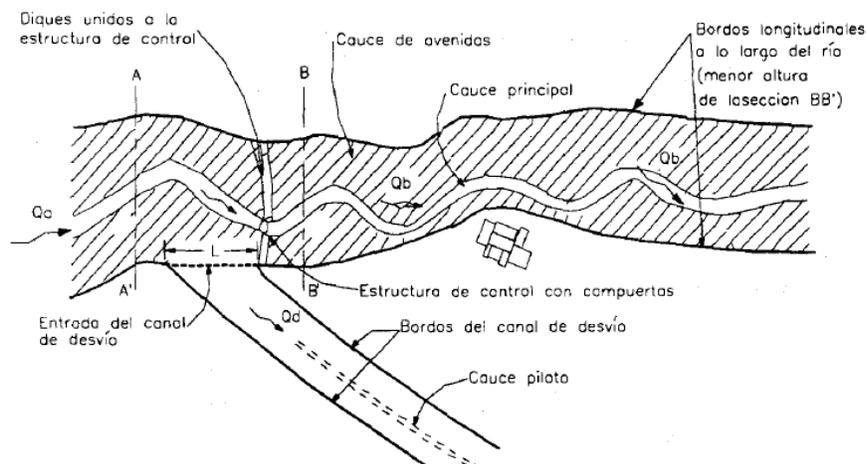


Fig. 2.7. Cauce de alivio.

(Fuente: Maza (1997), citado por Salas S; 1999: 40)

El principal factor para el diseño de estos desvíos permanentes, es la elección del sitio donde se acumulará todo el volumen desviado, considerando; la formación y construcción del cauce de alivio, excavando un pequeño cauce y cuyo producto sirve para levantar los terraplenes, la entrada del cauce, el ancho del desvío, y la estructura de control, por ejemplo utilizando compuertas que regulen el flujo.

## 2.5. Desvíos temporales.

A esta infraestructura Salas Salinas (1999), la describe como un desvío de la corriente principal, hacia una zona baja, laguna o depósito artificial, donde puede ser inundada momentáneamente, mientras transcurre la avenida con un volumen menor. (fig. 2.8.). A diferencia del desvío permanente, es que el volumen desviado, se vuelve a encauzar a la corriente principal.

La obra consta de un canal de desvío entre la corriente principal y la zona a inundar, de estructuras de control para el manejo del río al depósito o viceversa, de un canal de retorno, y por supuesto del depósito en donde se almacenará el agua.

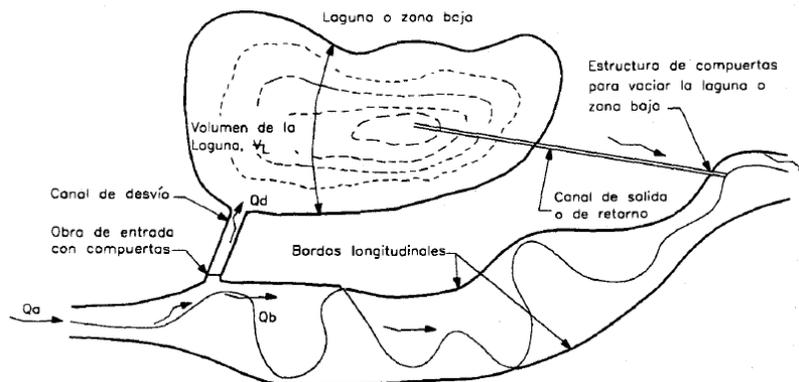


Fig. 2.8. Desvío temporal.

(Fuente: Maza (1997), citado por Salas S; 1999: 41)

## 2.6. Corte de meandros.

También conocidos como rectificación de ríos, este método consiste de acuerdo con Salas Salinas (1999), en aumentar la capacidad hidráulica del cauce y la pendiente por el corte de una o de varias curvas, la solución es evidente a lo largo de la rectificación y en el tramo inmediatamente aguas arriba. (fig.2.9.)

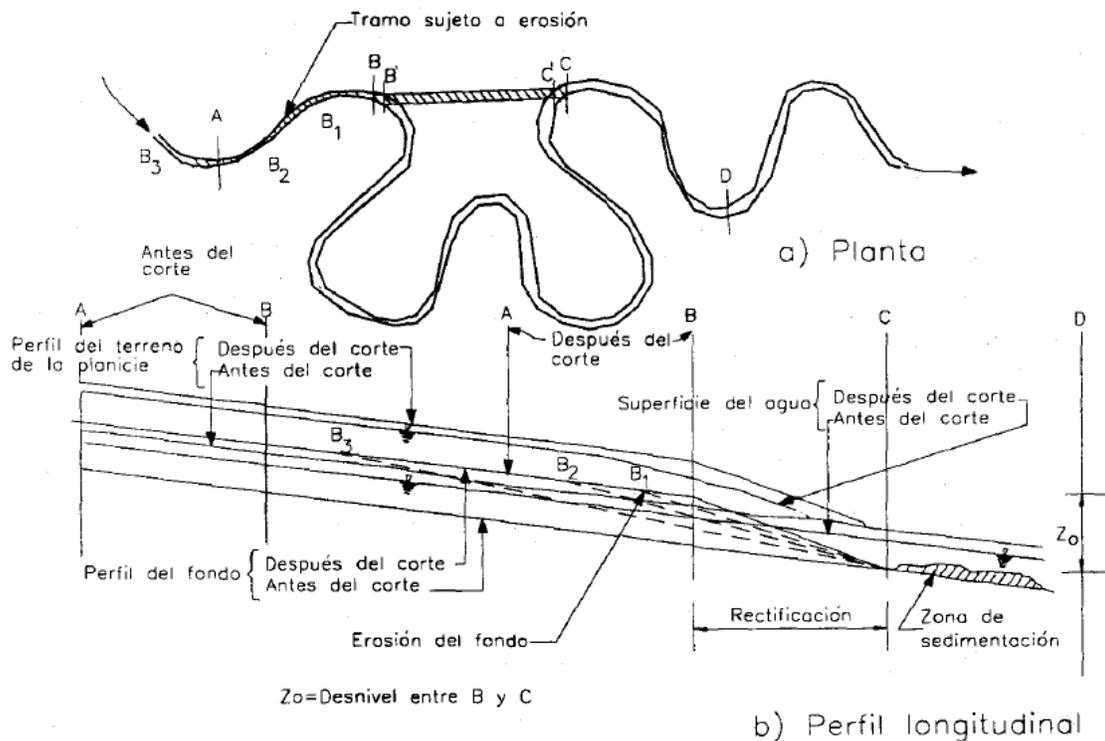


Fig. 2.9. Corte de meandros.

(Fuente: Maza (1997), citado por Salas S; 1999: 42)

El cauce de un río, por naturaleza posee una relación de equilibrio entre el gasto que fluye, la sección transversal del cauce, la pendiente y sus propiedades físicas de las orillas y el fondo del río, por lo que al cortar el meandro se rompe el

equilibrio y con el tiempo se tiende a formar nuevamente, concluyendo en proteger las márgenes del río con espigones o un recubrimiento.

Puesto que constantemente se ven erosionadas las paredes de las márgenes de un río, de forma natural se amplía la sección transversal y por consiguiente su capacidad hidráulica, por lo que se considera factible este método para obras de defensa contra inundaciones.

El dragado en zonas aguas abajo es de mucha importancia, debido a que el arrastre de las partículas producto de la erosión, se logran sedimentar obstruyendo el flujo y provocando un remanso.

## 2.7. Presas de almacenamiento.

De acuerdo con Salas Salinas (1999), una forma de enfrentar a las inundaciones es modificar el hidrograma de avenida disminuyendo el gasto máximo o gasto pico que transita por el cauce, retrasándolo respecto al tiempo. A esta acción estructural, se le conoce como obras de regulación. (fig. 2.10.)

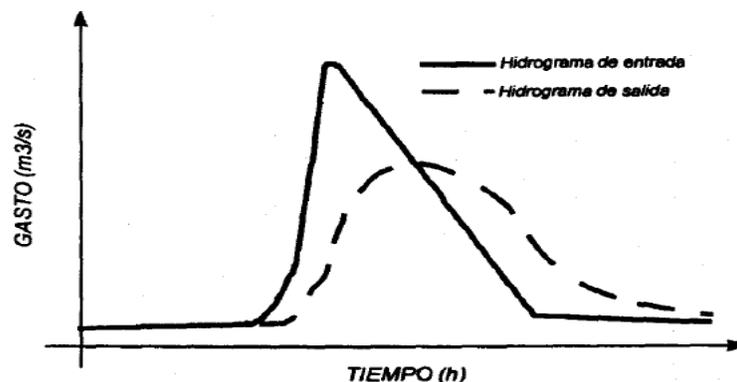


Fig. 2.10. Regulación de presa almacenamiento.

(Fuente: Salas Salinas; 1999: 45)

Asimismo la Comisión Nacional del Agua (2011), afirma que después de la construcción de una presa, además de cambiar el régimen hidrológico y sedimentario de los ríos, se es posible obtener grandes beneficios adicionales y garantizar la generación de energía eléctrica, la conducción por medio de canales para riego, el abastecimiento de agua potable, deportes actividades recreativas acuáticas, entre otras.

Siguiendo con la Comisión Nacional del Agua (2011), el dique principal o también denominado cortina, es construido sobre el río en un punto estratégico según la topografía de la zona con el fin de almacenar el agua. Es de suma importancia conocer las condiciones geológicas y topográficas del sitio, para conocer las características de la cortina así como su altura, y de la ubicación de las obras alternas como la obra de toma, el túnel de desvío y el vertedor de excedencias, esta última su objeto es regular el gasto y prevenir el desbordamiento del vaso.

Un dato importante según Salas Salinas (1999), es la necesidad de descargar el exceso por medio del vertedor, la avenida producida aguas abajo del embalse, siempre será menor que si la obra de regulación no existiera, desencadenando problemas con la sociedad culpando a las autoridades por una mala operación, sin pensar que es una acción necesaria para mantener la estabilidad de la cortina y su almacenamiento.

## **2.8. Presa rompe picos.**

La Comisión Nacional del Agua (2011), describe a ésta estructura con una cortina de poca altura, una obra de excedencia y un desagüe formado por orificios o tuberías cortas que coinciden con el nivel del cauce del río, suelen ser poco efectivas como estructuras evacuadoras, por lo que se aprovecha para que el agua se eleve rápidamente aguas arriba de la cortina y queden almacenados mayores volúmenes temporalmente, al mismo tiempo que los gastos extraídos son bajos.

La altura de la cortina no sobrepasa de 20 metros y se emplean en ríos donde la condición de cimentación es favorable y las avenidas presentadas son poco voluminosas.

Cabe señalar que la Comisión Nacional del Agua (2011), afirma que estas obras de protección contra inundaciones resguardan a poblaciones que son atravesadas por ríos o arroyos.

Cuando los ríos tienen pendientes fuertes y los embalses formados son de poca capacidad, usualmente se construyen varias presas en cascada para disminuir el gasto pico de la avenida presentada, hasta obtener que el gasto máximo aguas abajo transite sin desbordarse en el cauce. (fig. 2.11.)

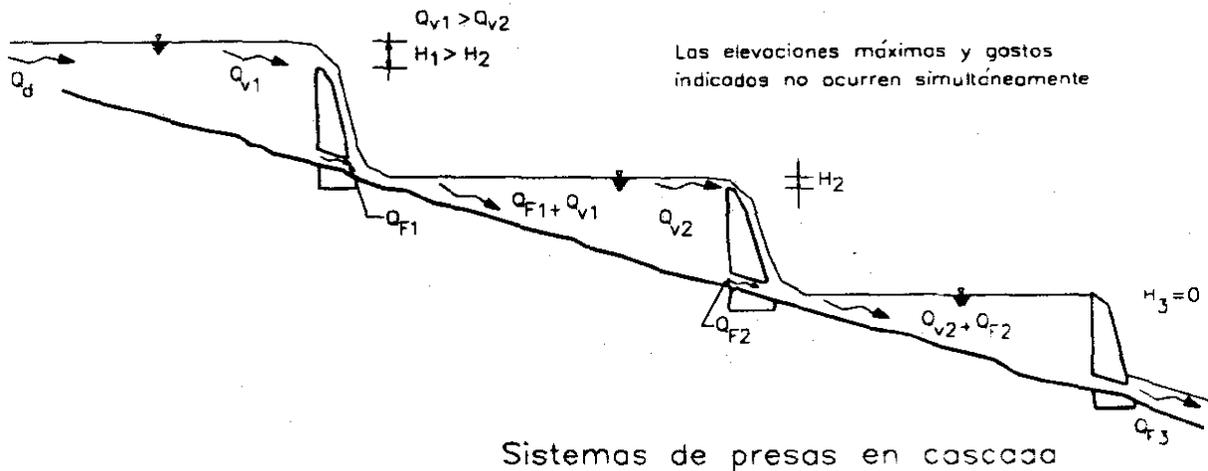


Fig. 2.11. Presa rompe picos en cascada.

(Fuente: Maza (1997), citado por Salas S; 1999: 50)

## 2.9. Presas retenedoras de azolves.

Según la Comisión Nacional del Agua, estas estructuras son pequeños diques de mampostería, concreto, gaviones o elementos prefabricados, intercalados a la corriente, cuya altura oscila de entre 2 y 10 metros. Poseen en la corona una escotadura, la cual sirve como un vertedor de excedencias. Estas estructuras no tienen obra de toma y todo el volumen de la corriente transita sobre el vertedor. (fig.2.12.)

Cuando la altura de la cortina es mayor y se forma un embalse, que funciona como un tanque de sedimentación, se construyen aberturas para drenar el agua acumulada a una cierta altura sobre el fondo del río.

El objetivo de estas obras de defensa, consiste en retener parte de los sedimentos provenientes de aguas arriba, y como sus vasos comúnmente son

reducidos, se construyen varias en cascada, causando una disminución de la pendiente de fondo del cauce y ocasionando una pérdida de carga hidráulica, cuando la corriente pasa por el vertedor y choca contra el fondo del cauce.

Salas Salinas (1999), especifica que el hidrograma de salida no se modifica, debido que es nula la capacidad de regulación del embalse, solo retiene partículas del suelo erosionado, reduciendo el transporte de sedimentos aguas abajo para evitar su azolve.

Al reforestar las áreas tributarias al cauce, disminuye la aportación de sedimentos hacia el cauce.

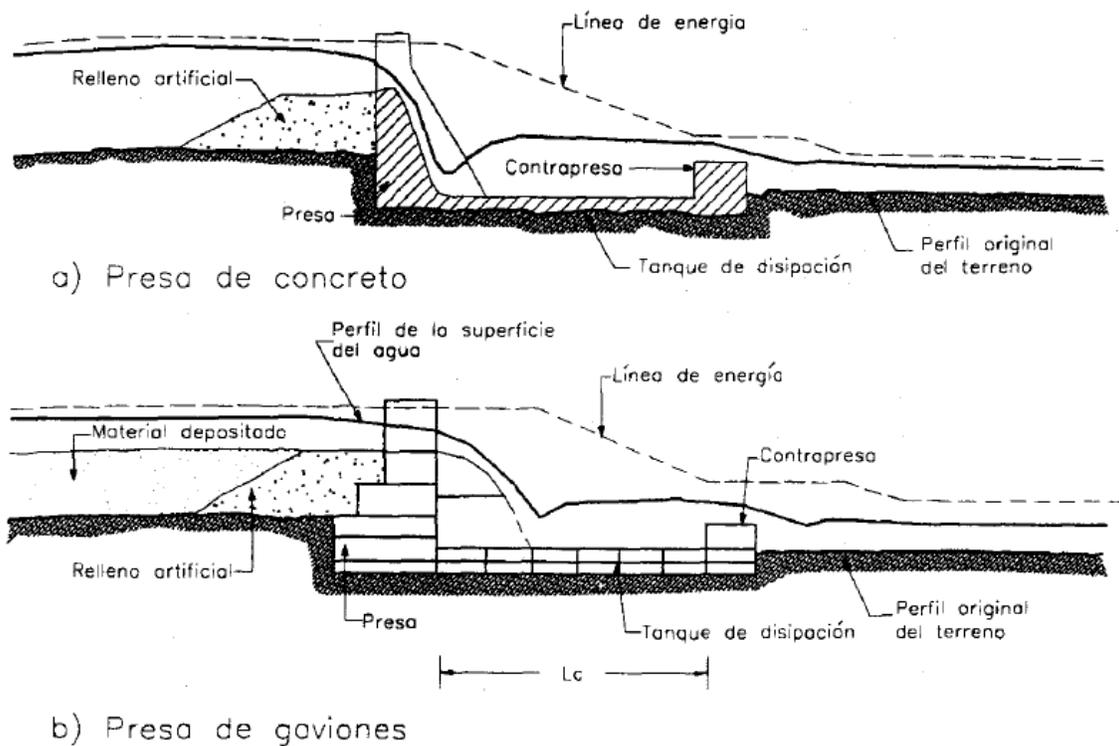


Fig. 2.12. Presa retenedora de azolves.

(Fuente: Maza (1997), citado por Salas S; 1999: 51)

## **2.10. Canalización o entubamiento de un cauce.**

Siguiendo con la Comisión Nacional del Agua (2011), canalizar, recubrir, o entubar un cauce básicamente es una solución factible cuando se tratan de niveles bajos de corrientes aledañas a alguna población, reduciendo las inundaciones y aprovechando los terrenos aledaños a las obras de conducción.

El objetivo de ésta acción estructural es desalojar los volúmenes de agua excedentes confinándolos en secciones menores a las naturales, mediante canales o tubos. (fig. 2.13 y 2.14.)

Para canalizar la corriente, se conforma el nuevo cauce revistiendo de concreto u otro material de protección el fondo y las orillas del nuevo cauce, construyendo puentes y alcantarillas.

Otra opción que se maneja, según la Comisión Nacional del Agua (2011), es el entubamiento del cauce enterrando los tubos y aprovechando la superficie para otro destino. Ésta solución es la más utilizada para corrientes que transitan cerca de zonas urbanas.

Para el diseño de este tipo de obras, Salas Salinas (1999), recomienda un periodo de retorno de por lo menos 50 años.

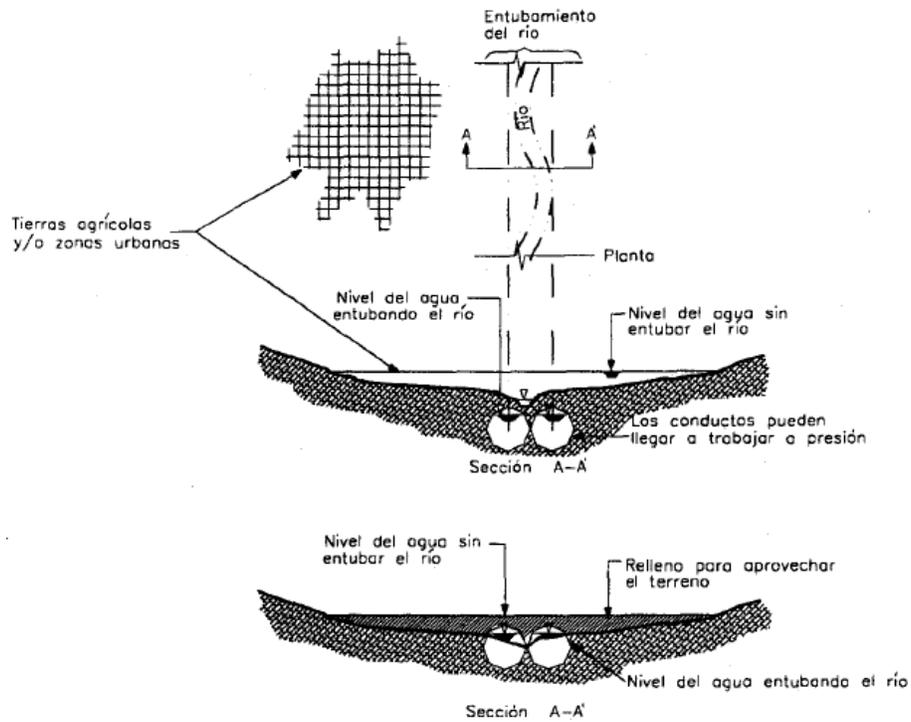


Fig. 2.13. Entubamiento del cauce.

(Fuente: Maza (1997), citado por Salas S; 1999: 53)

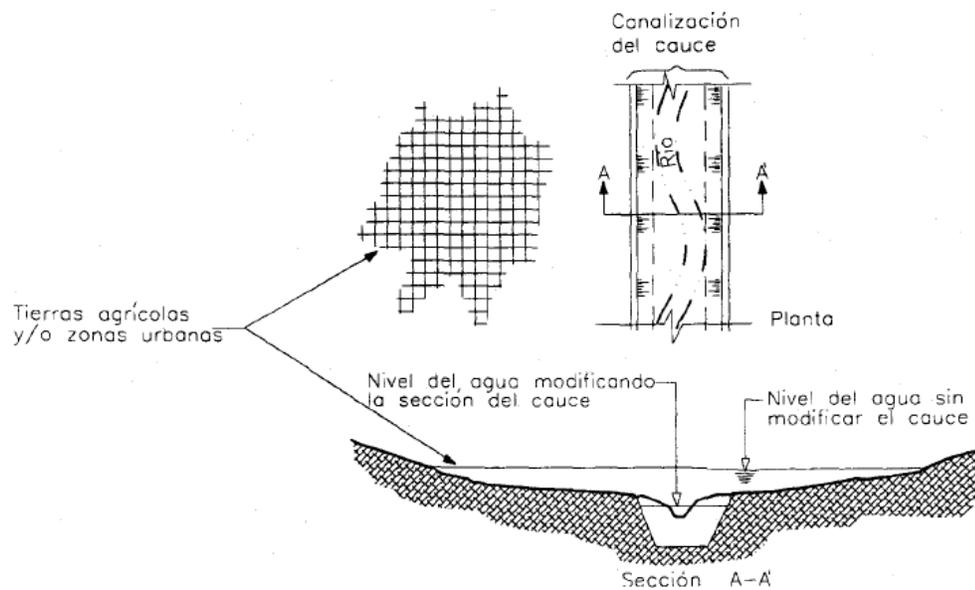


Fig. 2.14. Canalización del cauce.

(Fuente: Maza (1997), citado por Salas S; 1999: 52)

Cabe mencionar que la Comisión Nacional del Agua (2011), certifica que las obras que se construyen en forma aislada para el control de inundaciones son los bordes longitudinales y las presas de almacenamiento, siguiendo los bordos perimetrales, presas retenedoras de azolve y desvíos permanentes, aunque en ocasiones se opta en elegir las presas rompe picos, desvíos temporales o corte de meandros.

Es de relevancia recordar que ante un desastre natural de esta magnitud como los son las inundaciones, aunque se cuenten con obras de defensa, sino se toman las medidas necesarias, los resultados pueden llegar a ser catastróficos, hablando de pérdidas humanas, y la mayor parte de la responsabilidad es de las propias autoridades por permitir asentamientos humanos en planicies de inundación.

## CAPÍTULO 3

### ESTUDIOS BÁSICOS PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES.

En el presente capítulo se analizarán los estudios básicos para la ejecución de un proyecto de obras de protección contra inundaciones, que como se mencionó anteriormente, su objetivo es evitar los daños ocasionados por desbordamientos de corrientes naturales o artificiales a áreas productivas y centros de población.

#### 3.1. Estudio topográfico.

El estudio básicamente consiste, en el levantamiento topográfico y configuración del terreno de la zona donde se ejecutará la obra de protección y encauzamiento.

La topografía “es la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la tierra, por medio de medidas según los tres elementos del espacio, dos distancias y una elevación, o una distancia, una dirección y una elevación” ( Montes de Oca; 1996: 1)

De acuerdo con la extinta Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) (1988), el estudio topográfico se refiere al conjunto de actividades realizadas en campo y en gabinete, que tiene como propósito aportar información altimétrica y planimétrica, para representarse en planos a una escala conveniente.

Los estudios topográficos se clasifican dependiendo de su precisión:

- Levantamientos topográficos de baja precisión: con precisión igual o menor a 1:1000, sirviendo como planos de reconocimiento para la elaboración de anteproyectos en zonas urbanas o rurales, utilizando equipos como el teodolito, brújula, nivel de mano y nivel fijo.
- Levantamientos topográficos definitivos: con precisión igual o mayor de 1:50000, realizando el levantamiento con equipo de primer orden como la estación total, distanciómetro y nivel electrónico.

### **3.1.1. Topografía de la cuenca.**

Para la recopilación de información y la realización de trabajos topográficos, según la antigua Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) (1988), se debe primeramente obtener información disponible cartográfica, fotogramétrica y topográfica sobre el área en estudio, editadas por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), como también por la Comisión Nacional del Agua (CNA), la Secretaría de la Defensa Nacional (SEDENA), entre las más principales, además de otras dependencias y entidades de la federación.

Si se cuenta con levantamientos topográficos anteriores de la zona en estudio, y se quieren utilizar, es conveniente analizar la información, complementarla o actualizarla según sea el caso.

Cuando exista topografía de áreas vecinas, se crean puntos de liga respecto a la nueva área de estudio, los mismos que se deben referenciar.

### **3.1.2. Reconocimiento general.**

Contando con los resultados de la información recabada, se necesita un reconocimiento del área en estudio, haciendo un recorrido de campo y ubicando los posibles puntos de control que servirán para definir el inicio y desarrollo del trazo de poligonales, puntos de inflexión y bancos de nivel.

En esta etapa de actividades de campo, para el levantamiento topográfico se aprovecharán al máximo las brechas y veredas existentes.

### **3.1.3. Control horizontal.**

Haciendo referencia a la extinta Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) (1988), el control horizontal sirve para situar en planta los puntos o estaciones de control, empleando poligonales, sistemas de cuadrícula, triangulación, o la combinación de estos.

El punto de control de partida, será fijado por la dependencia refiriéndose a los vértices geodésicos, este se podrá utilizar como vértice de una triangulación o para fijar una posición geográfica, como también podrán partir las poligonales de apoyo o cuadrículas con coordenadas cartesianas determinadas por el INEGI.

#### **3.1.3.1. Poligonales.**

Según S. Merrit y colaboradores (2008), para una poligonal, la topografía sigue una sucesión de rectas de punto a punto, midiéndose longitudes y direcciones, si la poligonal regresa al punto de origen, se le conoce como poligonal cerrada.

Los levantamientos con cinta y un tránsito, proporcionan control para área de tamaño limitado, así como para los resultados en levantamientos topográficos en propiedades, de ruta y otros. Los levantamientos topográficos con estadía son eficientes en áreas pequeñas cuando se ajustan a un control de tipo superior.

Montes de Oca (1996), relata que una vez localizada la línea de trazo de apoyo y establecidos los puntos de partida, la realización de la poligonal abierta se conforma de deflexiones y ángulos horizontales, utilizando un distanciómetro y teodolito, comprobando la poligonal con orientación astronómica, de acuerdo a la sección anterior. Se colocan trompos a cada 20 metros, sirviendo de apoyo para la realización posterior de la nivelación perfil y las secciones transversales. Con el objetivo de replantear en un futuro el trazo, se deben referenciar todos los puntos de inflexión con mojonearas, u otros objetos que permanezcan estáticos a largo plazo.

Si se emplean equipos de topografía electrónicos, como la estación total, las poligonales suelen ser mucho más precisas y rápidas.

#### **3.1.4. Control vertical.**

Siguiendo con Montes de Oca (1996), la altimetría o control vertical tiene por objetivo, la determinación de las diferencias de alturas entre puntos del terreno. Para obtener puntos de referencia se escogen o se construyen puntos fijos, notables e invariables, en lugares convenientes, denominados, bancos de nivel, definiendo una cota, o en su caso determinando una respecto a otro punto conocido.

Existen diversos tipos de nivelación, como la barométrica, la trigonométrica, la utilizada por albañiles con una manguera llena de agua, la diferencial y la nivelación de perfil.

#### 3.1.4.1. Nivelación diferencial.

De acuerdo con S. Merrit y colaboradores (2008), es el procedimiento para la determinación de la diferencia de elevación o desnivel entre dos puntos, generalmente bancos de nivel o de control.

Si es una distancia corta y existe un lugar donde se puede instalar el aparato, y de tal manera que se pueda visualizar desde él, los dos puntos con el estadal, simplemente la diferencia de lecturas entre uno y otro punto, es el desnivel. (fig. 3.1.)

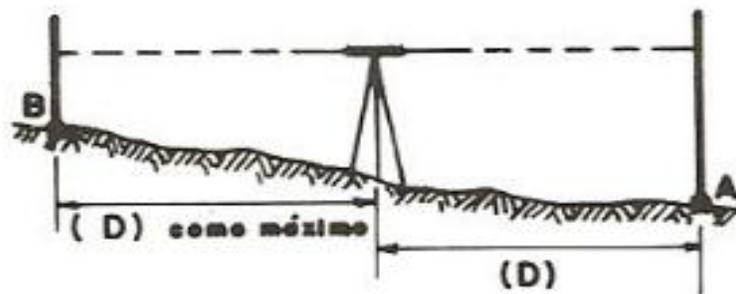


Fig. 3.1. Desnivel a distancia corta. (Fuente: Montes de Oca; 1996: 107)

En caso de que la distancia es muy larga, y no se puedan cumplir las condiciones del caso anterior y los puntos estén muy distantes, y además de existir obstáculos intermedios, la diferencia de nivel, se obtiene repitiendo la operación las veces que sea necesario, empleando puntos de liga (PL). (fig. 3.2.)

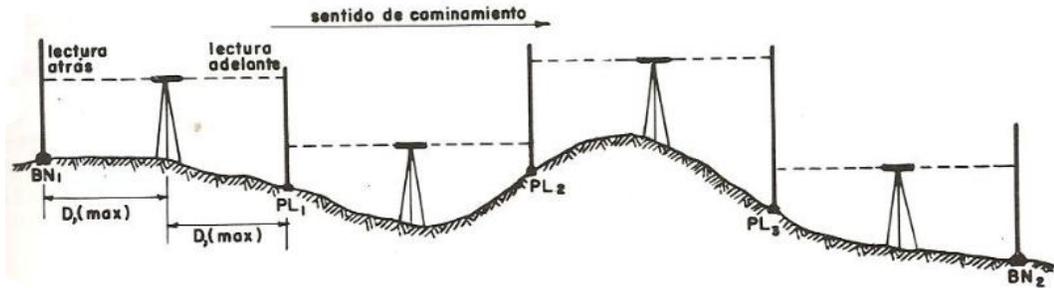


Fig. 3.2. Desnivel a distancia larga. (Fuente: Montes de Oca; 1996: 107)

### 3.1.4.2. Nivelación de perfil.

S. Merrit y colaboradores (2008), definen a este tipo de nivelación, determinando la elevación de los puntos en distancias conocidas, regularmente a cada 20 metros a lo largo de una línea, es decir apreciando con claridad los accidentes topográficos por los que atraviesa la línea de trazo. Existen diversos tipos de aparatos, como el nivel fijo, el nivel de mano, o en su todo la misma estación total.

El proceso es similar al anterior, la diferencia es que en cada posición del aparato, entre dos puntos de liga, se toman también lecturas en los puntos del trazo establecidos. En estos puntos del trazo, el estadal es colocado sobre el terreno puesto que es el dato que se necesita. (fig 3.3 y 3.4.)

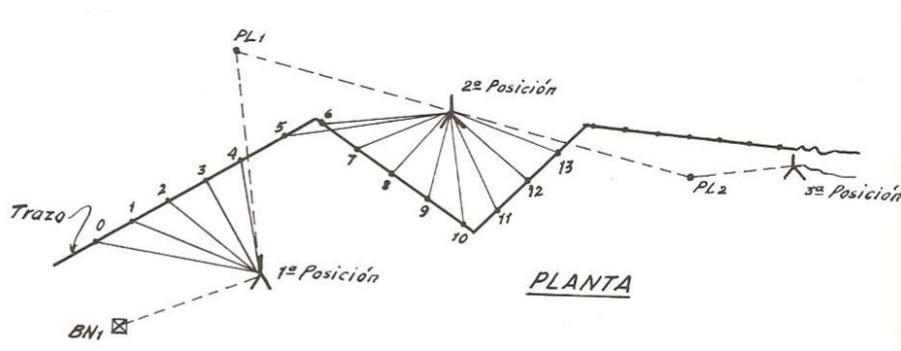


Fig. 3.3. Nivelación de perfil en planta. (Fuente: Montes de Oca; 1996: 110)

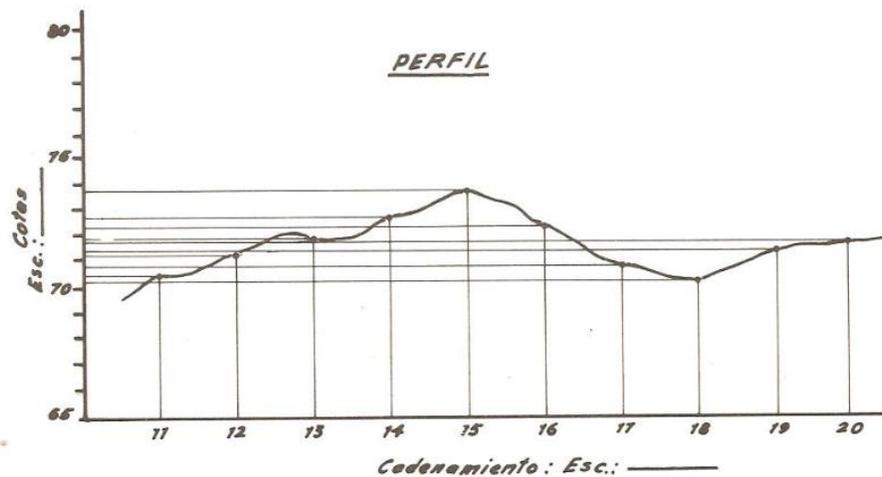


Fig. 3.4. Nivelación de perfil. (Fuente: Montes de Oca; 1996: 112)

### 3.1.4.3. Secciones transversales.

Para adquirir la configuración del terreno, Montes de Oca (1996), especifica que una vez nivelados los trompos a cada 20 metros, ya sea con el nivel fijo o el nivel de mano, se procede al levantamiento de secciones.

Comúnmente el ancho de la franja es de 50 metros, separando 25 metros por lado de la línea de trazo, en caso de variar las dimensiones, siempre se debe cubrir el área requerida de acuerdo con las características del mismo proyecto.

Estas secciones, deben ser perpendiculares a la línea del trazo y a los puntos de inflexión en dirección de la bisectriz del ángulo formado por las dos tangentes. Las secciones deben coincidir con las cotas del perfil de la línea, anteriormente determinadas a cada 20 metros.

Gracias a la nivelación del perfil de la línea y al seccionamiento que se realice en el trazo de apoyo, se configura una franja cubriendo el área necesaria, con curvas de nivel equidistantes.

### **3.1.5. Topografía del tramo en estudio.**

Apoyado en la antigua Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) (1988), la topografía de cauces es necesaria para el aforo de una corriente, el diseño de obras fluviales, para rectificación de ríos, delimitación de llanuras de inundación, etc.

El procedimiento para el levantamiento de cauces es apoyado en una poligonal abierta de preferencia en forma paralela al eje del río y fuera del alcance del nivel de agua máximas. Partiendo del origen, se iniciará el trazo colocando trompos y estacas en las estaciones del trazo y en los puntos de inflexión, indicando el cadenamamiento.

Realizando el trazo y la nivelación de la poligonal, la configuración se obtendrá mediante secciones transversales para los tramos críticos de la corriente.

Se dibujará en un plano a escala, las secciones transversales, la planta topográfica, y el perfil del fondo del cauce, como también sus márgenes.

### **3.2. Estudio hidrológico.**

Este estudio consiste en el análisis hidrológico sobre la cuenca del cauce, en la cual se ejecutará la obra de protección y encauzamiento, con objeto de determinar los gastos que pueden transitar por el mismo, asociados a diferentes periodos de

retorno y finalmente seleccionar el gasto o avenida de diseño para el cual se va a proteger.

Las definiciones básicas y formas de cálculo, serán expuestas en el presente apartado.

### **3.2.1. Conceptos generales.**

Existen varias definiciones de hidrología:

Según el Federal Council for Science and Technology, citado por Monsalve Sáenz (1995), la existencia y distribución de la hidrología, como sus propiedades físicas y químicas, y su influencia sobre el medio ambiente, abarca la historia completa del agua sobre la tierra.

Asimismo, Ven Te Chow (1964), se refiere a la hidrología como una ciencia natural que estudia el agua, su circulación, su ocurrencia y distribución en la superficie de la tierra, sus propiedades físicas y químicas con relación al medio ambiente y los seres vivos.

Aceptando ésta última definición, Aparicio (2010) limita la hidrología estudiada en la ingeniería, a la rama que se conoce como ingeniería hidrológica, o bien, hidrología aplicada, debido a que se incluyen partes del campo de la hidrología apegadas al diseño y operación de obras hidráulicas, como lo son; las obras de control o defensa, los diques, rectificación de ríos, bordos y obras de aprovechamiento para zonas de riego, presas y abastecimiento de agua.

El ingeniero civil se encuentra en la necesidad de resolver problemas de carácter práctico, de igual forma, de proyectar, construir y supervisar obras de múltiple uso, como por ejemplo, diseño de puentes, estructuras de control de avenidas, presas, vertedores de excedencia, carreteras, sistemas de drenaje pluvial o sanitario, sistemas de abastecimiento de agua potable, entre otras. Sin excepción alguna, estos diseños requieren de un análisis hidrológico cuantitativo para la selección de su evento de diseño necesario.

El objeto de la hidrología aplicada, es la determinación de esos eventos, es decir, establecer la avenida máxima y la frecuencia en que se pueda presentar, igualmente, la cantidad y distribución de los escurrimientos.

Cabe mencionar que la hidrología está íntimamente ligada y apoyada en otras ciencias, como la geografía, geología, meteorología, matemáticas, hidráulicas, probabilidad y estadística, entre otras tantas.

Una parte esencial, es la recolección y análisis de datos, puesto que todo problema hidrológico es único, y no siempre es posible comenzar por el mismo camino. Así, el ingeniero se encuentra en una situación complicada, cuando no cuenta con los datos suficientes históricos para la zona particular del problema.

En México, las dependencias que tienen la responsabilidad de recolectar y difundir los datos hidrológicos para cualquier situación, son la Comisión Nacional del Agua (CNA), y la Comisión Federal de Electricidad (CFE), entre los más destacados, además de otros organismos de carácter local.

Entre los conceptos básicos de la hidrología, de acuerdo con Aparicio (2010), el ciclo hidrológico puede considerarse como fundamental, de las distintas representaciones. Como se conoce, todo ciclo no tiene, un principio o un fin, ya que su descripción pudiera comenzar desde cualquier punto.

El agua ubicada sobre la superficie terrestre se evapora por efectos de los rayos solares y el viento, y el vapor de agua generado se eleva y es transportado por la atmósfera, formando las nubes, hasta la fase de condensación, cayendo hacia la tierra en forma de precipitación. El agua precipitada se puede evaporar nuevamente, o simplemente ser interceptada por las plantas para después fluir por la superficie hasta las corrientes e infiltrarse. Del agua infiltrada, parte es absorbida por las plantas y posteriormente transpirada hacia la atmósfera, y la otra fluye bajo la superficie de la tierra formando acuíferos, para después aflorar en manantiales, ríos o mares. (fig. 3.5.)

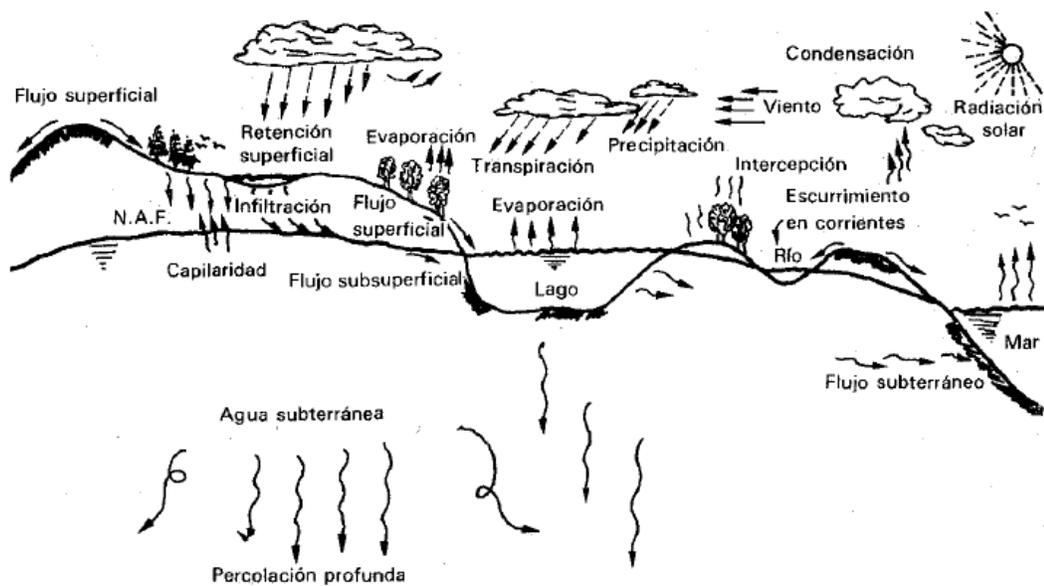


Fig. 3.5. Ciclo hidrológico. (Fuente: Aparicio; 2010: 17)

La ecuación fundamental en la hidrología se puede definir como, “lo que entra menos lo que sale, es igual al cambio de almacenamiento” (Monsalve S; 1995: 25)

La ecuación se calcula para un determinado periodo de tiempo y un volumen de control. (fig. 3.6.)

$$I - O = \Delta S / \Delta t$$

(Ec. 3.1)

Donde:

I (entradas): precipitación, importaciones de agua, escorrentía superficial.

O (salidas): evaporación, infiltración, agua subterránea.

$\Delta S$  (cambio de almacenamiento): almacenamiento subterráneo y superficial.

$\Delta t$  (intervalo de tiempo).

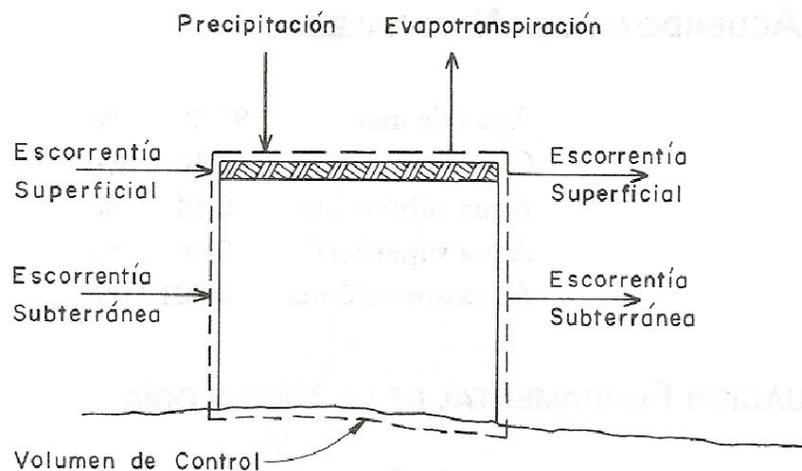


Fig. 3.6. Aplicación de ec. fundamental. (Fuente: Monsalve S; 1995: 26)

### 3.2.2. Aspectos fisiográficos.

La unidad básica de estudio es la cuenca hidrológica, la cual se define como “una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida”. (Aparicio; 2010: 19)

En lo referente al concepto anterior, se habla de una cuenca superficial, puesto que también existen las cuencas subterráneas.

Según Monsalve Sáenz (1995), la cuenca hidrológica o hidrográfica, es un área con topografía definida, drenada por un sistema de cursos de agua, descargado hacia una salida simple.

Cabe señalar que las cuencas se clasifican en 2 tipos, dependiendo del punto de salida. Las cuencas endorreicas se caracterizan por su punto de descarga definido dentro de los límites de la cuenca, generalmente un lago o laguna, a diferencia, de las cuencas exorreicas, que su punto de salida se localiza en la parte más baja de su perímetro. (fig. 3.7.)

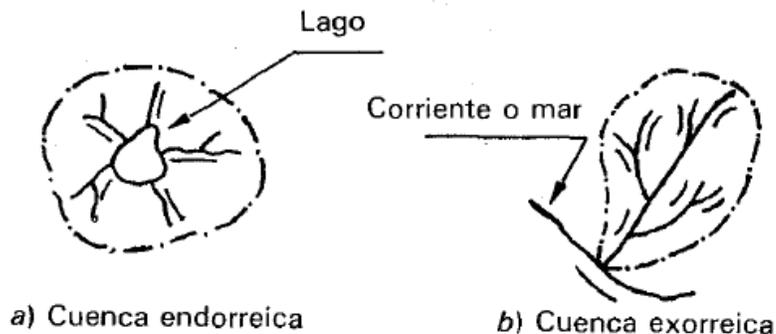


Fig. 3.7. Tipos de cuencas. (Fuente: Aparicio; 2010: 20)

De acuerdo con Aparicio (2010), las características de la cuenca y los cauces de mayor importancia en relación a precipitación-escorrimento son los siguientes:

El parteaguas, definida como una línea imaginaria que une los puntos más elevados, partiendo de un punto de salida y que separa la cuenca, de las cuencas vecinas. (fig. 3.8.)

El área de la cuenca, es considerada como la superficie en proyección horizontal delimitada por el parteaguas. (fig. 3.8.)

Otra de las características de una cuenca es la corriente principal, junto con las corrientes laterales denominadas corrientes tributarias. “Todo punto de cualquier corriente, tiene una corriente principal. Las cuencas correspondientes a las corrientes tributarias o a los puntos de salida, se llaman cuencas tributarias o subcuencas.” (Aparicio; 2010: 21)

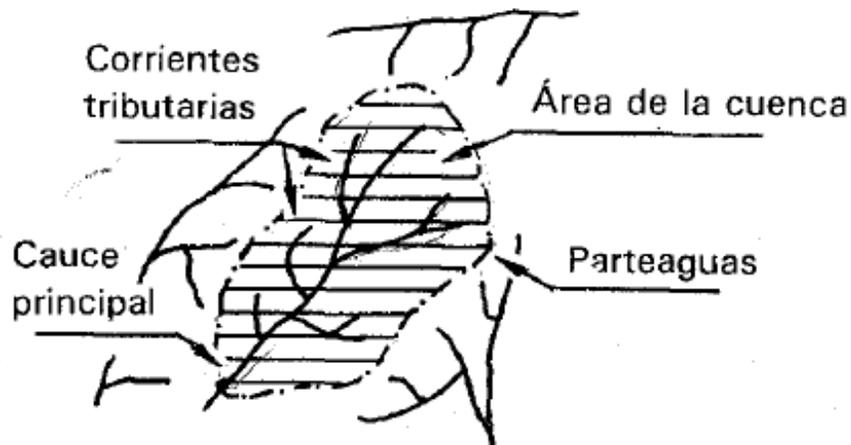


Fig. 3.8. Características fisiográficas (Fuente: Aparicio; 2010: 20)

Una de las características más importantes de una cuenca, es la red de drenaje, la cual se refiere a la trayectoria de los cauces naturales dentro la cuenca. La eficiencia del escurrimiento depende de las características del suelo y de su superficie.

De acuerdo con Monsalve Sáenz (1995), los cursos de agua se dividen en:

- Perennes: aquella corriente que lleva agua todo el tiempo y que el agua subterránea mantiene de forma permanente el nivel sin descender al lecho del río.
- Intermitentes: aquel curso que solo lleva agua en temporada de lluvias.
- Efímeros: aquella corriente que lleva agua cuando llueve e inmediatamente después de los periodos de precipitación, y únicamente llevan escurrimientos superficiales.

(fig.3.9.)

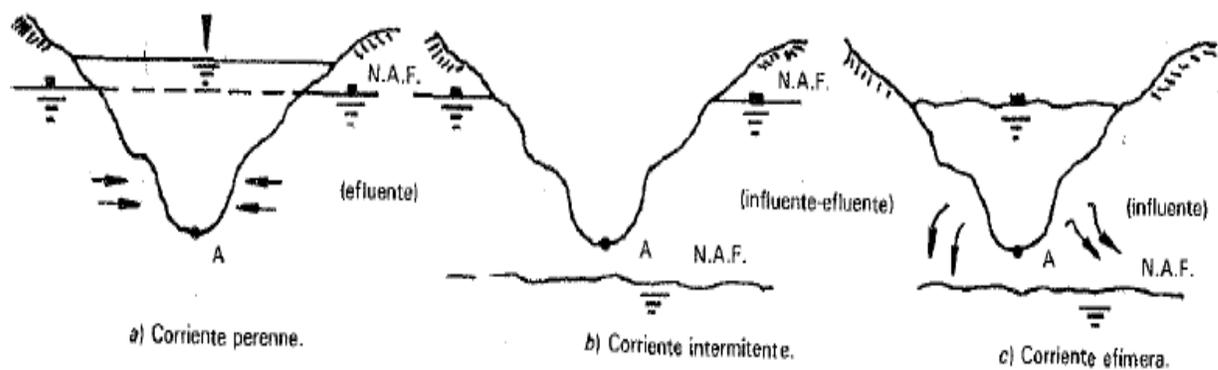


Fig. 3.9. Clasificación de corrientes. (Fuente: Aparicio; 2010: 26)

Cabe señalar que Aparicio (2010), indica que entre más corrientes tributarias y mayor sea el grado de ramificación o bifurcación del sistema de drenaje de la cuenca, más rápida será su respuesta a la precipitación.

Por consiguiente, existe un criterio de clasificación que muestra el grado de bifurcación de las corrientes naturales dentro de la cuenca, denominado orden de corrientes.

“Una corriente de orden 1, es un tributario sin ramificaciones, una de orden 2, tiene solo tributarios de primer orden, etc. Dos corrientes de orden 1, forman una de orden 2, dos corrientes de orden 3 forman una de orden 4, etc. Pero por ejemplo, una corriente de orden 2 y una de orden 3 forman otra de orden 3. El orden de una cuenca es mismo que el de la corriente principal en su salida:” (Aparicio; 2010: 21) (fig. 3.10.)

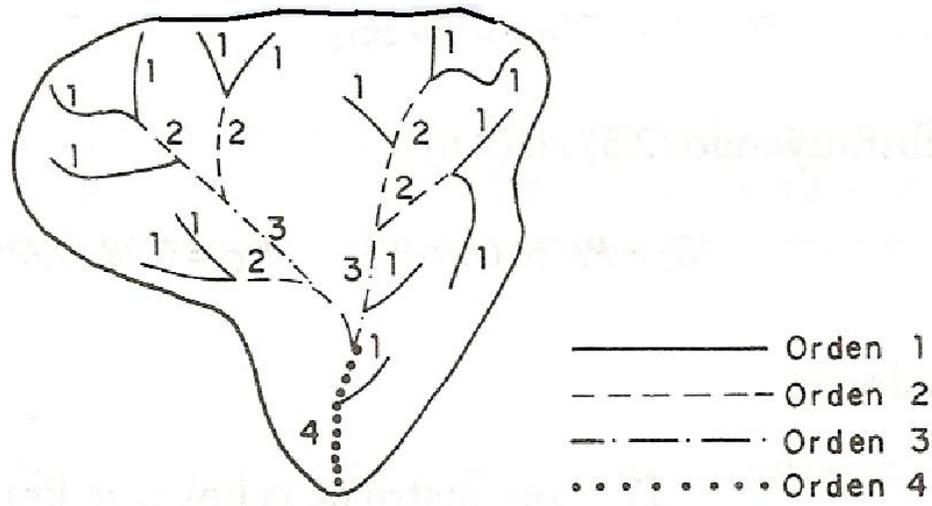


Fig. 3.10. Orden de corrientes. (Fuente: Monsalve S; 1995: 38)

Otros indicadores del grado de ramificación o eficiencia de una cuenca, de acuerdo con Aparicio (2010), es la densidad de corrientes ( $D_s$ ), definida como el número de corrientes siendo perennes o intermitentes por unidad de área, así como también su densidad de drenaje ( $D_d$ ), la longitud de corrientes dividida entre el área de la cuenca.

$$D_s = N_s / A$$

(Ec. 3.2)

$$D_d = L_s / A$$

(Ec. 3.3)

Donde:

$N_s$ : número de corrientes perennes o intermitentes.

$L_s$ : longitud total de las corrientes (Km).

$A$ : área de la cuenca (Km<sup>2</sup>).

Aparicio (2010) afirma que uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca en relación a una tormenta, es la pendiente del cauce principal. Dado que la pendiente varía a lo largo del cauce se debe definir una pendiente media, en donde existen varios métodos:

El criterio aritmético, o bien la pendiente media, relativo a la diferencia de elevaciones de los puntos extremos, dividido entre la longitud total del cauce principal. (fig. 3.11.)

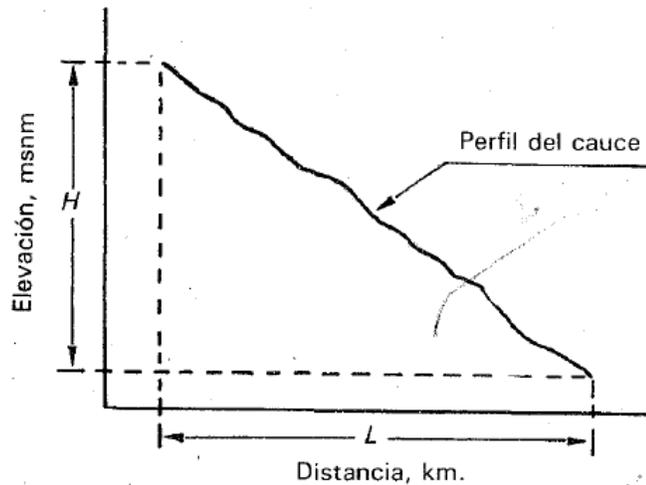


Fig. 3.11. Pendiente del cauce principal. (Fuente: Aparicio; 2010: 22)

Otro criterio muy usual, siguiendo con Aparicio (2010), es el de áreas compensadas, obteniendo el perfil longitudinal del cauce, en donde la pendiente media es la línea recta apoyada en el extremo de aguas abajo de la corriente, ésta hace que se tengan áreas iguales entre el perfil arriba y debajo de dicha línea. (fig.3.12.)

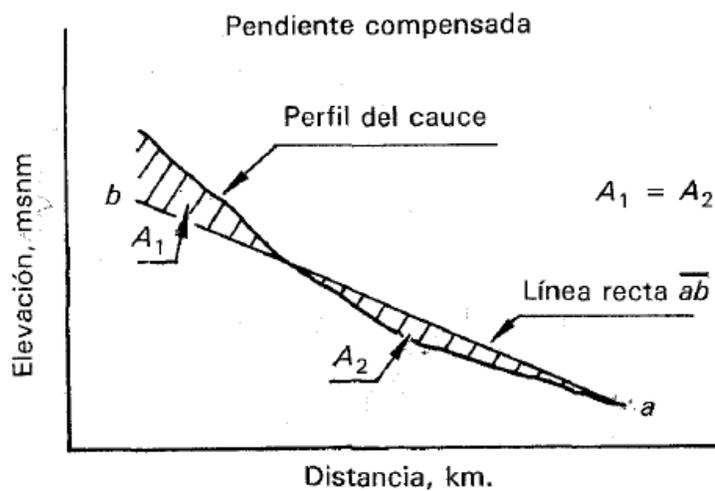


Fig. 3.12. Pendiente del cauce principal. (Fuente: Aparicio; 2010: 23)

Para el cálculo de la pendiente media de la cuenca en general, se propone según Monsalve Sáenz (1995), multiplicar el desnivel constante entre curvas de nivel por la longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca, y dividir el resultado entre el área total de la cuenca.

### **3.2.3. Precipitación.**

Asimismo, Aparicio (2010) define a la precipitación como la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones forman el punto de partida de la gran parte de estudios referentes al uso y control del agua.

“Al estudio de los fenómenos relacionados con el agua atmosférica, que son los que interesan en la ingeniería hidrológica, se denomina hidrometeorología” (Aparicio; 2010: 113).

La relación de la ciencia con la presión atmosférica, la presión de vapor, su humedad relativa, absoluta y específica, ayuda a comprender de una manera práctica el proceso de precipitación.

#### **3.2.3.1. Clasificación y medición de la precipitación.**

Cabe señalar que existen distintos tipos de precipitación, en los cuales Monsalve Sáenz (1995), describe por su origen, como:

- Precipitación por convección convectiva: debida al levantamiento de masas de aire más ligero y cálido, al combinarse con aire denso y frío.
- Precipitación orográfica: se presenta por el levantamiento del aire, producido por barreras de montañas.

- Precipitación ciclónica: este tipo se asocia directamente con el paso de huracanes.

Los instrumentos climatológicos más usuales en México para medir la altura de precipitación son los pluviógrafos y pluviómetros, los cuales la miden en un periodo de tiempo de 24 horas.

Aparicio (2010), afirma que los pluviómetros constan de un recipiente cilíndrico graduado de área transversal  $a$ , al que descarga un embudo que capta el agua pluvial cuya área es  $A$ , (fig. 3.13.) con mallas que evitan el taponamiento de basura u otros objetos. El área de captación  $A$  es diez veces mayor que el área del recipiente  $a$ , con el propósito de que, por cada milímetro de lluvia, se deposite un centímetro en el recipiente. De ésta forma se hacen lecturas a simple vista hasta de una décima de milímetro de lluvia, correspondiente a un milímetro depositado en el recipiente.

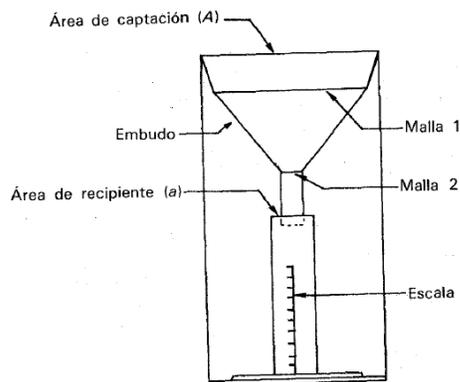


Fig. 3.13. Pluviómetro. (Fuente: Aparicio; 2010: 135)

Asimismo Aparicio (2010), describe a los pluviógrafos semejantes a los pluviómetros, la única diferencia es que tiene un mecanismo para producir un registro continuo de precipitación, el cual se forma por un tambor giratorio que mantiene una

velocidad constante y donde se coloca papel graduado especial. El registro que se obtiene de un pluviógrafo se denomina pluviograma. (fig. 3.14. y 3.15.)

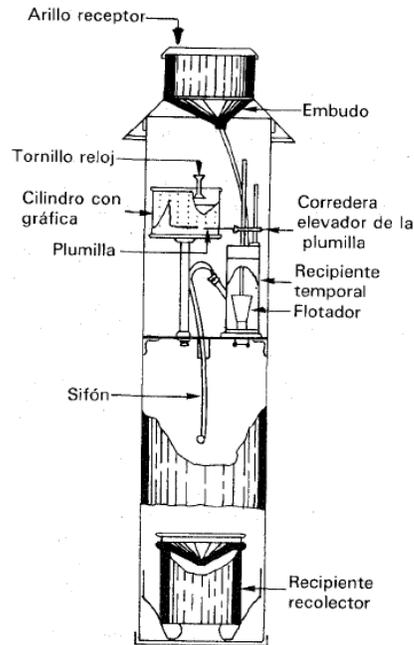


Fig. 3.14. Pluviógrafo. (Fuente: Aparicio; 2010: 136)

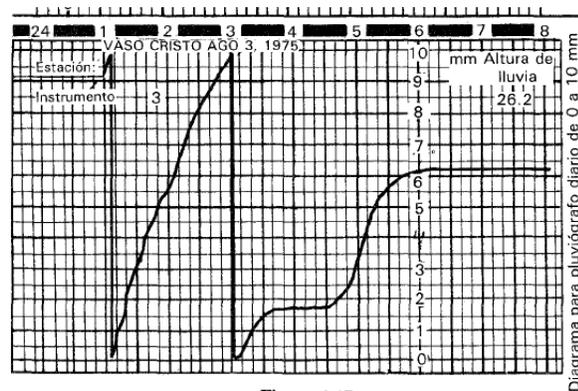


Fig. 3.15. Pluviograma. (Fuente: Aparicio; 2010: 137)

De los registros producidos en el pluviógrafo se obtiene una gráfica de precipitación acumulada contra el tiempo llamada curva masa, la cual no es

decreciente, su pendiente en cualquier tiempo, es equivalente a la intensidad de tormenta (altura de precipitación por unidad de tiempo) en ese intervalo. (fig. 3.16.)

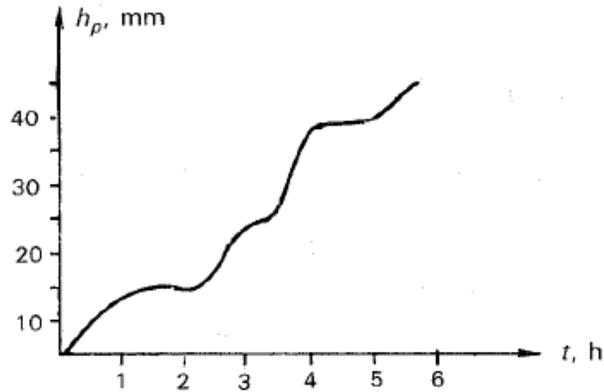


Fig. 3.16. Curva masa. (Fuente: Aparicio; 2010: 139)

Cabe mencionar que Aparicio (2010), indica que a partir de una curva masa de precipitación, se es posible dibujar una gráficos de barras, nombradas hietogramas, las cuales representan variaciones de alturas de precipitación o de su intensidad en intervalos de tiempo.

$$i = hp / d$$

(Ec. 3.4)

Donde:

hp: altura de precipitación (mm)

d: tiempo de duración (hrs)

Los datos de intensidad son muy importantes para la elaboración de una curva intensidad-duración-periodo de retorno.

### 3.2.3.2. Análisis de la precipitación.

Aparicio (2010), señala que generalmente la lluvia no se distribuye uniformemente de un punto a otro, aunque estén muy cercanos, los pluviógrafos de las estaciones climatológicas, solamente registran la lluvia puntual en donde están instalados, es por ésta razón que se requiere conocer una precipitación media en una zona dada.

Para el cálculo de la precipitación media existen diversos métodos, de los cuales se describen los más usuales:

- a) Método aritmético: consiste en obtener un promedio aritmético de alturas de precipitación registradas en cada estación utilizada.

$$hp = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n hpi$$

(Ec. 3.5)

Donde:

hp: altura de precipitación media.

hpi: altura de precipitación registrada en la estación "i".

n: número de estaciones bajo análisis.

- b) Polígonos de Thiessen: de acuerdo con Aparicio (2010), este método sigue el procedimiento:

- ❖ Unir con líneas rectas dibujadas en un plano de la cuenca, las estaciones cercanas, formando triángulos en cuyos vértices están las estaciones pluviométricas.
- ❖ Se trazan líneas rectas por la bisectriz de cada triángulo en sus lados. Por geometría, las líneas correspondientes de cada triángulo se convergen en un solo punto.
- ❖ Cada estación estará rodeada por las líneas rectas del paso anterior, lo cual dará lugar a los polígonos de Thiessen, y en otros casos, en parte por el parteaguas de la cuenca. El área encerrada por los polígonos y el parteaguas será el área de influencia de la estación correspondiente. (fig. 3.17.)
- ❖ La lluvia media se calcula con un promedio pesado de las precipitaciones registradas en cada estación, usando como peso el área de influencia correspondiente.

$$h_p = \frac{1}{A_t} \sum_{i=1}^n A_i * h_{pi}$$

(Ec. 3.6)

Donde:

$A_i$ : área de influencia de la estación “i”.

$A_t$ : área total de la cuenca.

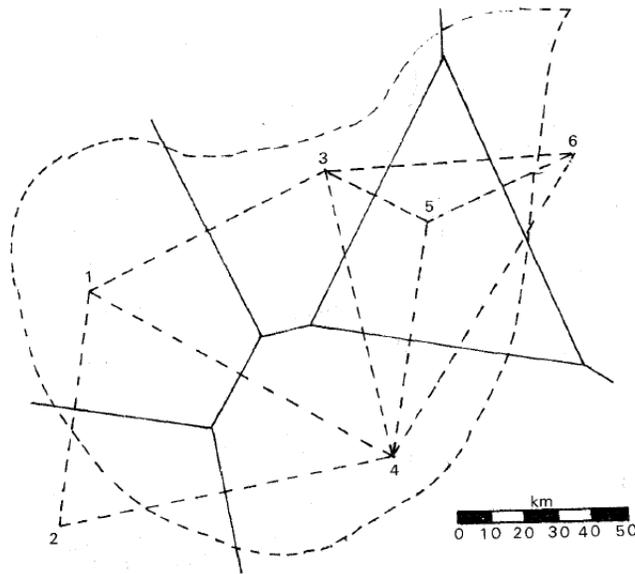


Fig. 3.17. Polígonos de Thiessen. (Fuente: Aparicio; 2010: 143)

- c) Método de la isoyetas: este método consiste en el trazo de líneas que unen puntos de igual altura de precipitación, como si fueran curvas de nivel en topografía, denominadas isoyetas. Éstas a su vez se configuran por medio de información proporcionada de datos registrados en cada estación. (fig.3.18.)

Para el cálculo de precipitación media, se emplea la misma fórmula de polígonos de Thiessen, a diferencia que ahora el peso corresponde al área  $A_i$  entre dos isoyetas y el parteaguas de la cuenca, la cantidad que se pesa es la altura de precipitación promedio entre las dos isoyetas,  $h_{pi}$ .

$$h_p = \frac{1}{A_t} \sum_{i=1}^{n'} h_{pi} * A_i$$

(Ec. 3.7)

Donde:

$N$ : número de áreas "A<sub>i</sub>" consideradas.

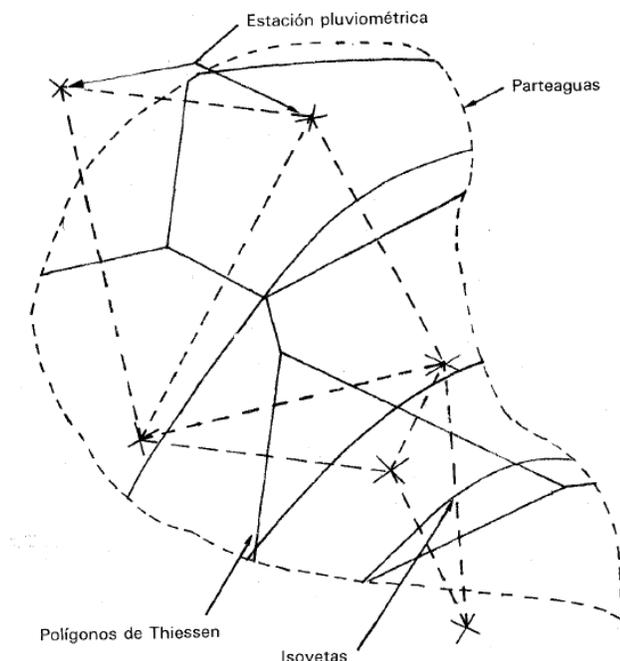


Fig. 3.18. Método de isoyetas. (Fuente: Aparicio; 2010: 141)

Asimismo, Aparicio (2010), en lo que respecta al método aritmético, a pesar que es el más sencillo, posee una desventaja, ya que no se toma en cuenta la distribución de las estaciones en la cuenca, ni la manera en que se distribuye la lluvia en el espacio, es decir, se le asigna el mismo peso a todas las alturas de precipitación registradas; por ello, es útil solamente en zonas de topografía suave y precipitaciones uniformes, o bien, para tener una idea de una altura de precipitación promedio.

A diferencia de los polígonos de Thiessen, que se toma en cuenta la distribución de las estaciones, este método es aún más conveniente que el de las

isoyetas, debido a su practicidad, particularmente en cálculos repetitivos, como cuando se analiza una gran cantidad de tormentas, pues los polígonos no cambian, al menos que se agreguen o se eliminen estaciones.

Según Aparicio (2010), existen las curvas altura de precipitación – área - duración ( $hp-A-d$ ), las cuales sirven para determinar el potencial de precipitación existente en una zona dada, además es uno de los métodos simples para trasponer tormentas de un sitio a otro, estableciendo cantidades máximas de precipitación producidas en diferentes áreas y para distintas duraciones, con base en estaciones con registros.

Asimismo, también existen las curvas intensidad-duración-periodo de retorno ( $i-d-Tr$ ), que define el grado óptimo de seguridad de una estructura, por su costo y por el costo de las pérdidas asociadas a una falla.

#### **3.2.4. Escurrimiento.**

De acuerdo con Aparicio (2010), el escurrimiento se puede definir como el agua producto de la precipitación que transita sobre o bajo la superficie terrestre llegando a una corriente para posteriormente ser drenada hasta el final de la cuenca.

##### **3.2.4.1. Clasificación del escurrimiento.**

Existen 3 tipos de escurrimiento: el superficial, subsuperficial y subterráneo.

Cuando cae la precipitación y satura la superficie del suelo provocando que parte de ésta se infiltre, se comienzan a llenar las depresiones del terreno, y al

mismo tiempo, el agua comienza a escurrir sobre la superficie. Mientras el agua no llegue a cauces bien definidos, se considera como un flujo en la superficie.

Cuando parte del agua que se infiltra escurre cerca de la superficie del suelo se le conoce como un escurrimiento subsuperficial, a diferencia del agua que se infiltra completamente hasta los niveles freáticos, adquiriendo el nombre de un escurrimiento subterráneo.

Cabe mencionar que Monsalve Sáenz (1995), testifica que el fenómeno más importante desde el punto de vista en la ingeniería hidrológica, es el escurrimiento superficial, puesto que comprende el exceso de la precipitación que ocurre después de una tormenta intensa, moviéndose libremente por la superficie.

Un factor de importancia en los escurrimientos es la permeabilidad y el tipo de suelo, ya que juega un papel importante al momento de presentarse la precipitación, puesto que dependerá de que tan rápido o que tan lento correrá el agua.

A la precipitación en exceso o efectiva se le denomina escurrimiento directo, y al escurrimiento subterráneo el escurrimiento base.

Según Ven Te Chow (1964), un escurrimiento total, es la suma del escurrimiento superficial o directo y del escurrimiento subterráneo o base.

La clasificación anterior es arbitraria, ya que el agua puede comenzar su recorrido hacia la corriente como un flujo superficial y después infiltrarse en el camino, terminando en un escurrimiento subsuperficial o subterráneo.

Lo importante, es la velocidad en que responde una cuenca ante una tormenta, ya que esto es lo que determina la magnitud de las avenidas.

#### **3.2.4.2. Representación y medida del escurrimiento.**

Monsalve Sáenz (1995), define a la representación gráfica del escurrimiento, como hidrograma, la cual relaciona al gasto o volumen de escurrimiento con el tiempo.

Las partes que conforman el hidrograma son de acuerdo con Aparicio (2010), (fig.3.19):

- Punto A (levantamiento): el agua producto de la tormenta a analizar excedió la capacidad de infiltración y se inicia el escurrimiento superficial incrementando gradualmente.
- Punto B (pico): es el gasto máximo producido por la tormenta y el punto más importante del hidrograma para fines de diseño.
- Punto C (inflexión): el flujo termina sobre el terreno, y el resto escurre por canales y como escurrimiento subterráneo.
- Punto D (final del escurrimiento directo): de este punto en adelante el escurrimiento es de origen subterráneo.
- Tiempo pico ( $T_p$ ): tiempo transcurrido desde el levantamiento hasta el pico del hidrograma.
- Tiempo base ( $T_b$ ): tiempo transcurrido desde el levantamiento hasta el punto final del escurrimiento directo, es entonces el tiempo de duración del escurrimiento directo.

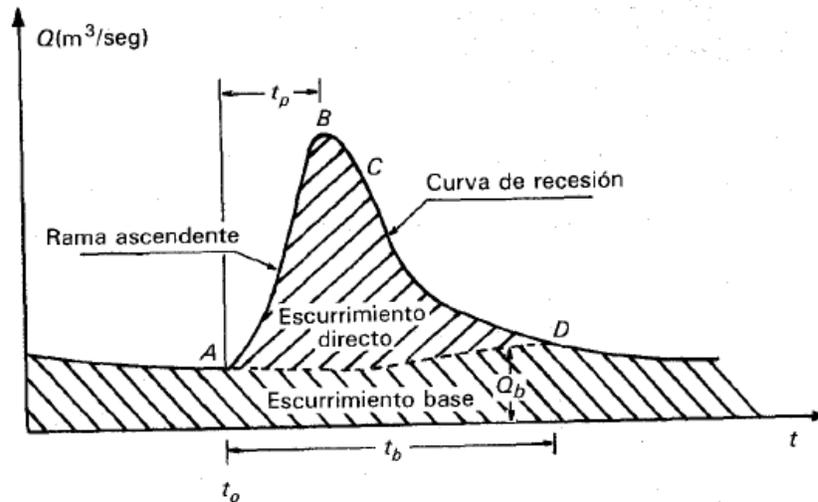


Fig. 3.19. Hidrograma (Fuente: Aparicio; 2010: 29)

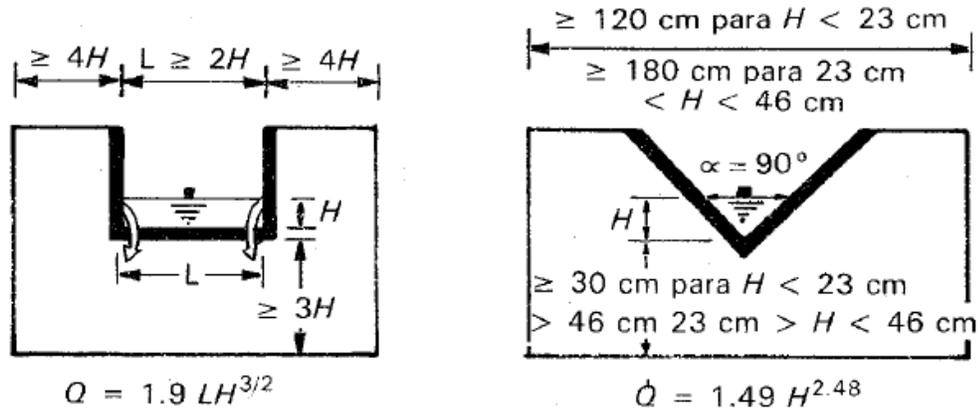
Debido a que el escurrimiento directo proviene de la precipitación y que es mucho mayor al escurrimiento base formado de varias tormentas pasadas, es complicado determinar a cual pertenece una y otra. Para correlacionar esta información, se necesita separar el gasto base del gasto directo.

Existen varios métodos de separación de gastos, unos más complicados que otros, pero esa decisión es del ingeniero.

El método más simple de acuerdo con Aparicio (2010), es trazar una recta horizontal desde el punto A del hidrograma, hasta el punto D, siendo este método preciso y aproximado.

Para la obtención de registros continuos del gasto en una corriente superficial, existen distintas formas de aforar o medir el flujo del agua en estaciones hidrométricas, como las secciones de control, es decir un vertedor de pared delgada que son de gran exactitud (fig. 3.20.), y estructuras especiales bastante precisas.

Otro método muy usual es la relación sección-pendiente que estima el gasto presentado durante la avenida aplicando las fórmulas básicas de la hidráulica.



a) Vertedor rectangular.

b) Vertedor triangular. ( $\alpha = 90^\circ$ ).

Fig. 3.20. Vertedores de pared delgada. (Fuente: Aparicio; 2010: 36)

El método más empleado en México, es la relación sección-velocidad, consiste medir la velocidad con un molinete (fig. 3.21.) en varios puntos de la sección transversal y calculando el gasto por la ecuación de continuidad.

$$Q = A * V$$

(Ec. 3.8)

Donde:

Q: gasto en m<sup>3</sup>/s.

A: área de la sección en m<sup>2</sup>.

V: velocidad en m/s.

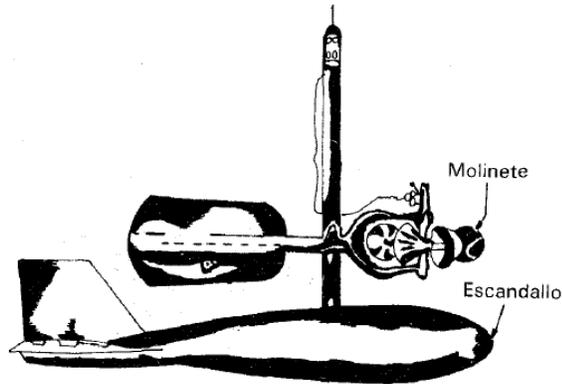


Fig. 3.21. Molinete. (Fuente: Aparicio; 2010: 40)

### 3.2.5. Infiltración.

La infiltración “es el proceso mediante el cual el agua penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo”. (Chow; 1964:110) moviéndose hacia el nivel de aguas freáticas.

Como se sabe, existen factores que influyen en la infiltración como la condición de la superficie del suelo, su capa vegetal, el contenido de humedad inicial y de saturación, como entre otros.

A diferencia del volumen de agua de la precipitación y del que escurre, la infiltración recibe el nombre genérico de pérdidas según Ven Te Chow (1964).

El proceso de infiltración de acuerdo con Aparicio (2010), se puede describir, cuando el agua pluvial entra en contacto con la superficie terrestre, y primero satisface la deficiencia de humedad del suelo, para después cualquier exceso pase a formar parte del agua subterránea. La cantidad máxima de agua que absorbe el suelo se le denomina capacidad de infiltración.

La rapidez con la que el agua fluye en suelo depende de su capacidad de transmisión, la cual varía por los diferentes horizontes del perfil del suelo.

Siguiendo con Monsalve Sáenz (1995), existen métodos de medición de la capacidad de infiltración. Los infiltrómetros consisten en dos cilindros, uno dentro del otro, con un dispositivo para medir el agua en el cilindro interno, clasificados en dos tipos; los simuladores de lluvia en los que se aplica el agua en una cantidad similar a la lluvia natural, y los de carga constante, que se coloca una lámina de agua sobre el suelo dentro de un área cerrada.

Los resultados que se obtienen de infiltrómetros son de poca confiabilidad, pues el suelo se altera al hincar los tubos y no se toma en cuenta la estratigrafía del mismo, por lo que los resultados se suelen considerar solo como representativos en áreas pequeñas.

#### **3.2.5.1. Análisis de la infiltración.**

Cuando se tienen mediciones de precipitación y volumen de escurrimiento en una cuenca, las pérdidas se pueden calcular como:

$$V_p = V_{II} - V_{ed}$$

(Ec. 3.9)

Donde:

$V_p$ : volumen de pérdidas.

$V_{II}$ : volumen de lluvia.

$V_{ed}$ : volumen de escurrimiento directo.

Si los dos términos se dividieran entre el área de la cuenca se obtendría:

$$F = I - R$$

(Ec. 3.10)

Donde:

F: infiltración o lámina de pérdidas acumulada.

I: altura de lluvia acumulada.

R: escurrimiento directo acumulado.

Existen criterios para cuencas aforadas de los cuales solo se mencionarán dos.

El criterio de la capacidad de infiltración media según Aparicio (2010), supone que la infiltración es constante durante toda la tormenta, a esta capacidad se le denomina índice de infiltración media  $\Phi$ . Si se cuenta con registros de precipitación y escurrimiento de una tormenta, se puede calcular de la siguiente forma:

- a. Del hidrograma se separa el escurrimiento directo y se calcula su volumen.
- b. Se determina la lluvia en exceso o efectiva  $h_{pe}$  con la expresión:

$$h_{pe} = \frac{V_{ed}}{Ac}$$

(Ec. 3.11)

Donde:

$h_{pe}$ : altura de precipitación en exceso o efectiva.

$V_{ed}$ : volumen de escurrimiento directo.

$A_c$ : área de la cuenca.

- c. En el hietograma a partir de un valor inicial de  $\Phi$  supuesto, se determina la lluvia en exceso. Si ésta es igual a la lluvia en exceso determinada en el inciso anterior, el valor supuesto de  $\Phi$  es el correcto.

Otro criterio muy usual según Aparicio (2010), es del United States Soil Conservation Service (USSCS), que indica la relación entre el coeficiente de escurrimiento y la altura de precipitación total.

$$C_e = \frac{(P - 0.2 S)^2}{P^2 + 0.8 SP}$$

(Ec. 3.12)

Donde:

$P$ : altura de precipitación de la tormenta.

$S$ : parámetro a determinar, con las mismas unidades de  $P$ , se puede estimar si se conocen varias parejas de valores ( $P, C_e$ ).

### 3.2.6. Evaporación.

La evaporación “es el proceso por el cual el agua pasa del estado líquido en que se encuentra en los almacenamientos, conducciones y en el suelo, en las capas

cercanas a su superficie, ha estado gaseoso y se transfiere a la atmósfera”.  
(Aparicio; 2010: 47)

De acuerdo con Monsalve Sáenz (1995), la evaporación es básicamente un aumento de energía cinética que experimentan las moléculas de agua, producido por radiaciones solares, viento, presión y tipo de suelo.

Existen diversas fórmulas empíricas para su cálculo, de las cuales todas son muy similares como la de Meyer:

$$Em = C (e_s - e_a) \left[ 1 + \frac{V_w}{16.09} \right]$$

(Ec. 3.13)

Donde:

Em: evaporación mensual (cm).

e<sub>a</sub>: presión de vapor media (mmHg)

e<sub>s</sub>: presión vapor de saturación media (mmHg)

V<sub>w</sub>: velocidad media (km/h)

C: coeficiente empírico, 38 (depósitos pequeños) y 28 (depósitos grandes).

### **3.2.6.1. Medición de la evaporación.**

La evaporación puede medirse con evaporímetros, formados por un recipiente con un tubo pequeño dentro y con cierta cantidad de agua, midiéndose diariamente o con la frecuencia que se estime el cambio del tirante. Los valores medidos se deben

de corregir sumando la altura de precipitación registrada en el intervalo de tiempo en la estación pluviométrica cercana. (fig. 3.22.)

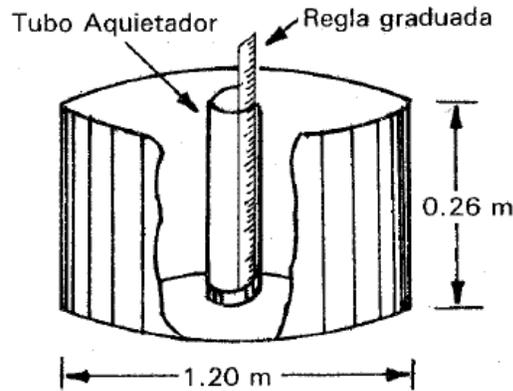


Fig. 3.22. Evaporímetro. (Fuente: Aparicio; 2010: 55)

### 3.2.7. Análisis estadísticos en hidrología.

El diseño y la planeación de cualquier infraestructura hidráulica, está totalmente relacionada con los eventos hidrológicos futuros, por lo que el campo de la probabilidad y estadística juega un papel de primer orden en el análisis hidrológico.

Los conceptos fundamentales de la probabilidad y estadística y las funciones de distribución, se enfocan a la determinación de gastos máximos o gastos pico de diseño, con información previa de registros anuales y datos hidrológicos en las estaciones hidrométricas.

El análisis de frecuencias según Monsalve Sáenz (1995), es el procedimiento para estimar la frecuencia de ocurrencia, o bien la probabilidad de ocurrencia de los eventos tanto pasado como futuros.

De acuerdo con Ven Te Chow (1964), los procesos hidrológicos evolucionan en el espacio y en el tiempo en una forma parcialmente predecible y aleatoria, al proceso de este tipo se le denomina proceso estocástico.

### **3.2.7.1. Periodo de retorno y distribución de frecuencias en hidrología.**

Como se mencionó anteriormente, el objetivo del análisis de frecuencia de información hidrológica es relacionar la magnitud de eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad.

El periodo de retorno ( $T_r$ ) es el tiempo promedio en años, en que el valor de gasto máximo o gasto pico de una creciente determinada es igualado o superado por lo menos en una ocasión afirma Monsalve Sáenz (1995).

Según Aparicio (2010), en hidrología es preferible trabajar con periodos de retorno en vez de probabilidades, pues resulta un concepto más claro ya que tiene las mismas unidades del tiempo.

Una vez asignado el periodo de retorno al diseño de una obra, se necesita conocer el gasto de diseño haciendo extrapolaciones a partir de los gastos máximos anuales registrados.

En la estadística existen decenas de funciones de distribución de probabilidad teóricas, que razonablemente no es posible probarlas todas para un problema en particular, por lo tanto, es necesario elegir de esas funciones las que se adapten mejor al problema a analizar.

Sin justificación teórica en el presente capítulo, se nombrarán las funciones de distribución de probabilidad usadas en hidrología aplicada además de muchas otras existentes, pues se considera que se sale del enfoque de este texto. El lector interesado, podrá recurrir a cualquier libro de probabilidad y estadística.

Entre las funciones de distribución de probabilidad son:

- Normal
- Log-normal
- Pearson III
- Gumbel
- Funciones para dos poblaciones
- Nash
- Levediev

Asimismo Aparicio (2010), especifica que las funciones normal y log-normal son generalmente apropiadas para variables aleatorias cubriendo todo el rango de valores de los resultados posibles del análisis, como por ejemplo, los volúmenes de escurrimiento mensual. Las funciones de Gumbel se desarrollaron para el análisis de valores extremos como gastos máximos y mínimos.

### **3.2.8. Relación lluvia-escurrimiento.**

Es sumamente común que no se cuente con registros de escurrimiento en el sitio a estudiar, para la determinación de los parámetros necesarios destinados al diseño y operación de obras hidráulicas. Los registros de precipitación suelen ser

más abundantes que los de escurrimiento, y además, no se logran afectar por cambios físicos en la cuenca, como construcciones, tala y urbanización.

Por ello, según Aparicio (2010), es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento de una cuenca mediante sus características y su precipitación. Los principales parámetros que entran en el proceso de conversión de lluvia-escurrimiento son:

- Área de la cuenca.
- Altura total de precipitación.
- Características fisiográficas de la cuenca.
- Distribución de la precipitación respecto al tiempo.
- Distribución en el espacio de la lluvia.

Debido a que, la cantidad de información disponible varía de un sitio a otro, existen distintos métodos para el análisis de la relación lluvia-escurrimiento, de los cuales, los métodos más representativos en México se mencionan a continuación.

#### **3.2.8.1. Métodos empíricos.**

En este apartado, se consideran los métodos de envolventes regionales por Lowry y Creager y el de la fórmula racional que es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia-escurrimiento propuesto en 1889, según Ven Te Chow (1964), y del cual se desprenden nuevos métodos y nuevas ecuaciones para llegar al resultado.

Estos métodos según Aparicio (2010), toman en cuenta solo el área de la cuenca en estudio. La idea fundamental, es correlacionar el gasto máximo (Q) con el área de la cuenca (Ac), en la forma siguiente:

$$Q = \alpha A_c^\beta$$

(Ec. 3.14)

Donde Q, es el gasto máximo y  $\alpha$  y  $\beta$  son parámetros empíricos que pueden estar en función  $A_c$ , nótese que  $\beta = 1$  y  $\alpha = C_i$  (fórmula racional).

Para cuencas pequeñas menores a 1500 km<sup>2</sup>,  $\beta$  se considera como 0.75, y de 0.5 para cuencas mayores.

La fórmula de Creager es:

$$q = 1.303 C_c (0.386 A_c)^{\alpha} A_c^{-1}$$

(Ec. 3.15)

Donde q es el gasto máximo por unidad de área, ( $q=Q/A_c$ ).

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

(Ec. 3.16)

$C_c$  es un coeficiente empírico y  $A_c$  está en km<sup>2</sup>.

Asimismo Aparicio (2010), define a la fórmula de Lowry como:

$$q = \frac{CL}{(Ac+259)^{0.85}}$$

(Ec. 3.17)

Donde CL es otro coeficiente empírico. Los valores  $C_c$  y  $CL$  se determinan por regiones llevando a una gráfica logarítmica los gastos unitarios máximos  $q$  registrados contra sus áreas de cuenca y escogiendo el valor de  $C_c$  y  $CL$  que logre envolver a todos los puntos medidos. (fig. 3.23.)

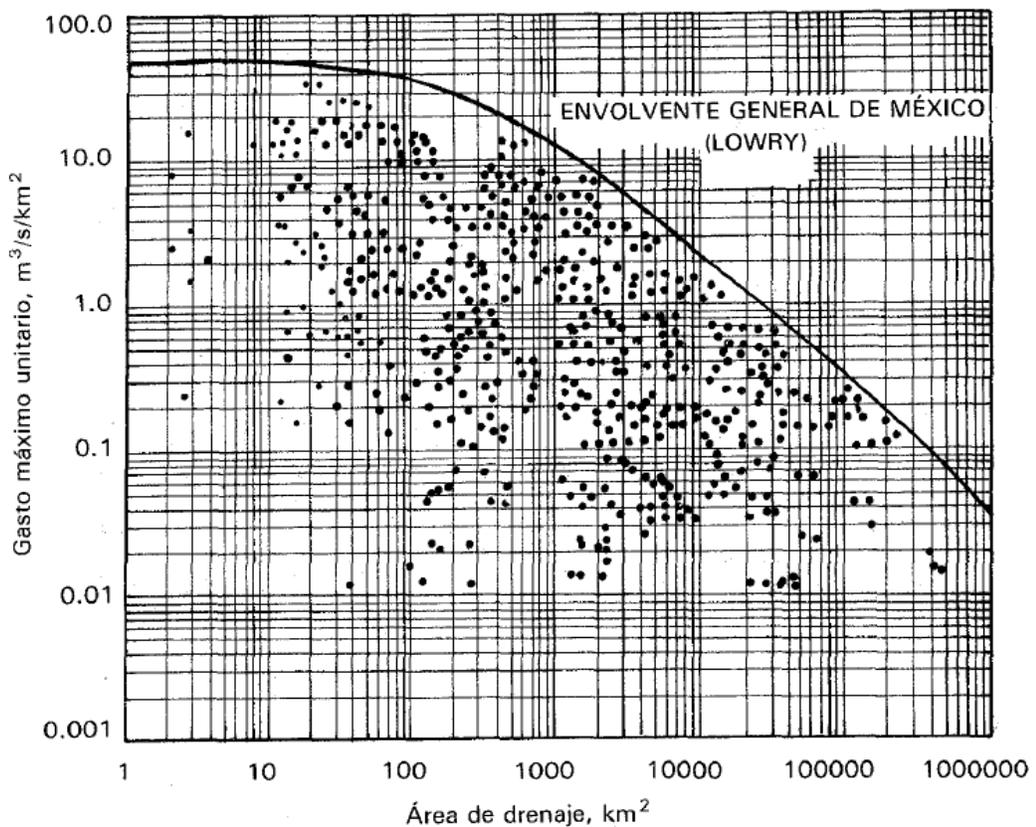


Fig. 3.23. Envolvente general. (Fuente: Aparicio; 2010: 205)

El valor de  $C_c = 200$  es la envolvente para todos los puntos que analizó Creager, aunque  $C_c = 100$  arroja valores más razonables y se emplea como envolvente mundial.

La antigua Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos ha calculado los valores de  $C_c$  y  $C_L$  para todas las regiones hidrológicas de México, (fig.3.24), tabulando los valores del coeficiente  $C_L$ . (fig.3.25)

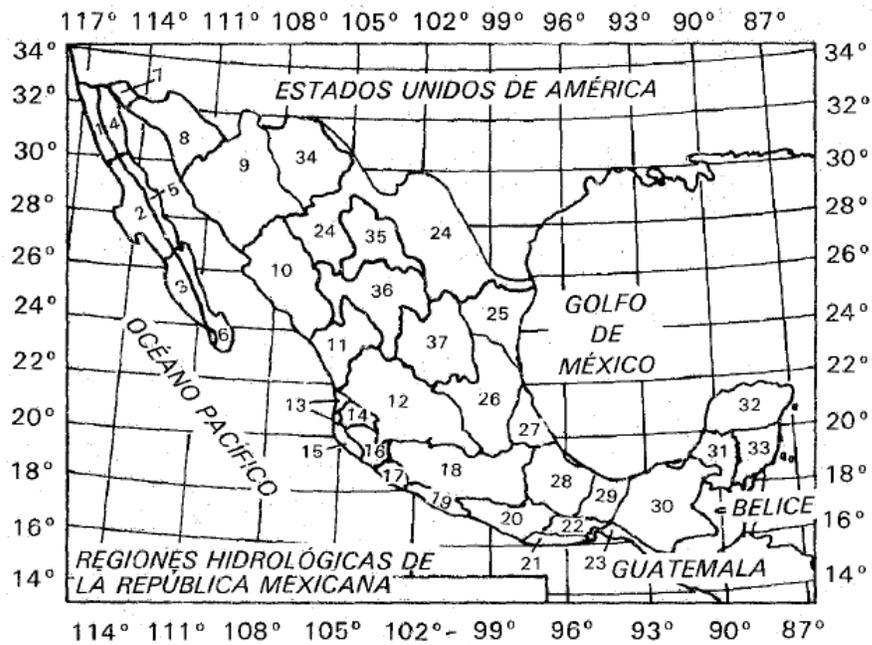


Fig. 3.24. Regiones hidrológicas. (Fuente: Aparicio; 2010: 206)

<i>Región No.</i>	<i>Descripción</i>	<i>C<sub>L</sub></i>
1	Baja California noroeste (Ensenada)	980
2	Baja California centro (El Vizcaíno)	530
3	Baja California suroeste (Magdalena)	2190
4	Baja California noreste (Laguna Salada)	1050
5	Baja California centro este (Sta. Rosalía)	990
6	Baja California sureste (La Paz)	5120
7	Río Colorado	1050
8	Sonora norte	760
9	Sonora sur	2140
10	Sinaloa	3290
11	Presidio - San Pedro zona costera	4630
11	Presidio - San Pedro zona alta	470
12	Lerma - Santiago	1290
13	Huicicila	760
14	Ameca	600
15	Costa de Jalisco	5270
16	Armería - Coahuayana	4940
17	Costa de Michoacán	2100
18	Balsas alto	1090
18	Balsas medio y bajo	4450
19	Costa Grande	2100
20	Costa Chica - Río Verde	3180
20	Alto Río Verde	390
21	Costa de Oaxaca (Pto. Ángel)	3000
22	Tehuantepec	2170
23	Costa de Chiapas	1190
24A	Alto Bravo - Conchos	1020
24B	Medio Bravo	5170
24C	Río Salado	1410
24D	Bajo Bravo	2130
25	San Fernando - Soto la Marina	2330
26A	Alto Pánuco	1360
26B	Bajo Pánuco	3010
26C	Valle de México	760
27	Tuxpan - Nautla	2450
28	Papaloapan	1750
29	Coatzacoalcos	1840
30	Grijalva - Usumacinta	2130
30	Alto Grijalva	610
31	Yucatán oeste (Campeche)	370
32	Yucatán norte (Yucatán)	sin datos
33	Yucatán este (Quintana Roo)	sin datos
34	Cuencas cerradas del norte (Casas Grandes)	230
35	Mapimí	
36	Nazas	1510
36	Aguanaval	380
37	El Salado	1310

Fig. 3.25. Coeficientes de envolvente de Lowry. (Fuente: Aparicio; 2010: 207)

Por otra parte la antigua fórmula racional, que hasta el día de hoy es muy empleada para el diseño de drenajes urbanos, considera además del área de la cuenca, la altura o intensidad de precipitación.

Un factor de importancia, es el tiempo de concentración equivalente de acuerdo con Aparicio (2010), al tiempo que tarda el agua en pasar del punto más alejado hasta la salida de la cuenca, es decir, el tiempo transcurrido desde el inicio de lluvia y el establecimiento del gasto de equilibrio.

El tiempo de concentración ( $t_c$ ), depende de la longitud máxima de recorrido del agua y la velocidad.

En la actualidad, existen diversas fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración, una de las más utilizadas es la Kirpich según Ven Te Chow (1964), la cual se describe de la siguiente manera:

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

(Ec. 3.18)

Donde  $S$ , es la pendiente del cauce principal,  $L$  es la longitud en metros, resultando  $t_c$ , en horas.

La fórmula racional se acepta cuando en una cuenca permeable y durante la lluvia, una vez que se ha establecido el gasto de equilibrio no modifica la capacidad de infiltración.

$$Q_d = 0.278C*i*A_c$$

(Ec. 3.19)

Donde  $C$ , es el coeficiente de escurrimiento representando la fracción de lluvia que escurre directamente. (fig.3.26)

TIPO DEL ÁREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MÍNIMO	MÁXIMO
<b>ZONAS COMERCIALES:</b>		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
<b>ZONAS RESIDENCIALES:</b>		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
<b>ZONAS INDUSTRIALES:</b>		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
CEMENTERIOS, PARQUES	0.10	0.25
CAMPOS DE JUEGO	0.20	0.35
PATIOS DE FERROCARRIL	0.20	0.40
ZONAS SUBURBANAS	0.10	0.30
<b>CALLES:</b>		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.70	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
ESTACIONAMIENTOS	0.75	0.85
TECHADOS	0.75	0.95
<b>PRADERAS:</b>		
Suelos arenosos planos (pendientes 0.02 o menos)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35

Fig. 3.26. Coeficientes de escurrimiento. (Fuente: Aparicio; 2010: 210)

### 3.2.8.2. Métodos basados en el hidrograma unitario.

El hidrograma unitario, se define como “el hidrograma de escurrimiento directo que se produce por una lluvia efectiva o en exceso de lámina unitaria, con duración  $d_e$  y repartida uniformemente en la cuenca”. (Aparicio; 2010: 211)

Cabe señalar que Ven Te Chow (1964), indica que el hidrograma unitario es un modelo lineal simple empleado para la reducción del hidrograma resultante de cualquier cantidad de exceso de lluvia, las siguientes hipótesis son inherentes en este modelo:

- El exceso de precipitación posee una intensidad constante dentro de la duración efectiva.
- El exceso de precipitación está totalmente distribuida en la superficie de drenaje.
- El tiempo base de la duración del escurrimiento directo resultante de un exceso de precipitación es constante.
- Las ordenadas de todos los hidrogramas de escurrimiento directo con el mismo tiempo base, son proporcionales al volumen total de escurrimiento directo.
- El hidrograma resultante de un periodo de lluvia se puede suponer a hidrogramas que resultan de periodos lluviosos anteriores.

Existen muchos métodos de hidrogramas unitarios, como el hidrograma unitario tradicional, el de la curva S, los métodos matriciales o instantáneos y los hidrogramas unitarios sintéticos.

De acuerdo con Aparicio (2010), de la diversidad de hidrogramas unitarios sintéticos, los más relevantes y usados en México son:

➤ Chow:

El gasto pico ( $Q_p$ ), se puede expresar, como la multiplicación de la altura de precipitación efectiva, (ec.3.20) por el gasto pico de un hidrograma unitario (ec.3.21)

$$P_e = \frac{[P - \frac{508}{N} + 5.08]^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

(Ec. 3.20)

Donde  $P$ , es la altura de precipitación total y  $N$  es el número de escurrimientos.

$$Q_p = q_p * P_e$$

(Ec. 3.21)

El gasto pico del hidrograma unitario ( $q_p$ ), se puede expresar como:

$$q_p = \frac{1 \text{ mm}}{de} A_c Z$$

(Ec. 3.22)

Donde  $Z$ , es un factor de reducción pico. Si  $A_c$  se expresa en  $\text{km}^2$  y  $d_e$  en hrs, la ecuación quedaría de esta manera:

$$q_p = \frac{0.278 A_c}{de} Z$$

(Ec. 3.23)

Donde  $q_p$ , está en  $\text{m}^3/\text{s} / \text{mm}$ , y por consiguiente sustituyendo la ec. 3.23. en la ec. 3.21. se tiene:

$$Q_p = \frac{0.278 * P_e * A_c}{d_e} Z$$

(Ec. 3.24)

El factor  $Z$ , se determinara con una gráfica, (fig.3.27.) en función de la duración en exceso dividiendo el tiempo de retraso ( $d_e/t_r$ ).

$$t_r = 0.005 \left[ \frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64}$$

(Ec. 3.25)

Donde  $L$ , es la longitud del cauce principal en metros y  $S$ , su pendiente en porcentaje.

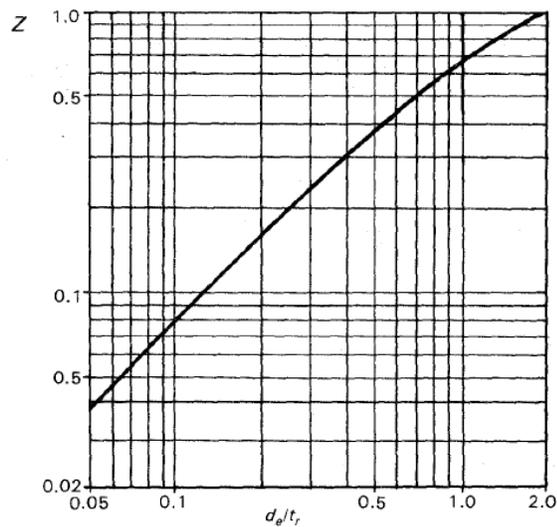


Fig. 3.27. Factor de reducción. (Fuente: Aparicio; 2010: 230)

Asimismo, Aparicio (2010), especifica que este método es empleado en cuencas sin instrumentación y para poder aplicarlo, se necesita tener los datos de precipitación en forma de curvas intensidad-duración-periodo de retorno (i-d-Tr).

➤ Hidrograma unitario triangular de Mockus

Se desarrolló este hidrograma triangular como se aprecia en la fig.3.28.

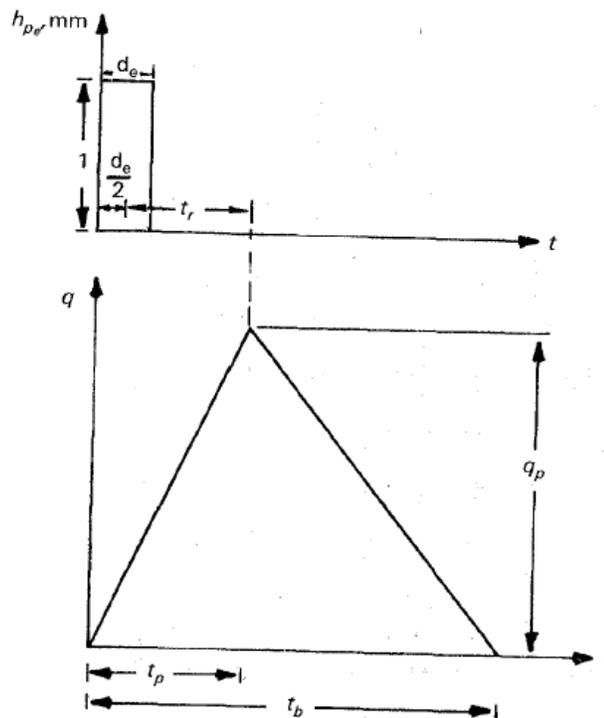


Fig. 3.28.Hidrograma unitario sintético triangular. (Fuente: Aparicio; 2010: 234)

Siguiendo con Aparicio (2010), el gasto pico para cuencas grandes se describe de la siguiente forma:

$$q_p = \frac{0.555A}{tb}$$

(Ec. 3.26)

Donde A es igual al área de la cuenca en km<sup>2</sup>, t<sub>b</sub> en horas y q<sub>p</sub> el gasto pico en m<sup>3</sup>/s/mm.

Del análisis de muchos hidrogramas se concluye que el tiempo base y pico se relacionan mediante la siguiente expresión:

$$t_b = 2.67 t_p$$

(Ec. 3.27)

A la vez, el tiempo pico se expresa como:

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

(Ec. 3.28)

Donde d<sub>e</sub>, es la duración en exceso y t<sub>r</sub> el tiempo de retraso, el cual se obtiene con el tiempo de concentración t<sub>c</sub> de Kirpich.

$$t_r = 0.6 t_c$$

(Ec. 3.29)

También el tiempo de retraso se puede obtener con la ec.3.25.

La duración en exceso se calcula para cuencas grandes con la expresión:

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

(Ec. 3.30)

Y para cuencas pequeñas:

$$d_e = t_c$$

(Ec. 3.31)

Sustituyendo la ec.3.27 en la ec.3.26:

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

(Ec. 3.32)

Donde las ec.3.28 a ec.3.30:

$$t_p = \sqrt{tc} + 0.6 t_c$$

(Ec. 3.33)

Con las ecuaciones 3.27, 3.28 y 3.33 se calculan las características del hidrograma unitario triangular.

De este segundo, se desprende el hidrograma triangular del United State Bureau of Reclamation (USBR), utilizable en cuencas de hasta 2600 km<sup>2</sup>.

### **3.3. Estudio hidráulico-fluvial.**

Este tipo de estudio consiste en determinar las condiciones hidráulicas que presente una corriente antes y después de la obra que se piensa ejecutar, es decir, el análisis hidráulico del cauce en condiciones naturales y posteriormente con la sección del proyecto.

Para su ejecución, se empleará el gasto de diseño seleccionado para el periodo de retorno fijado, obtenido del estudio hidrológico.

El principal objetivo de este tipo de estudio, es determinar los parámetros o medidas hidráulicas-fluviales con los cuales se realizará el proyecto ejecutivo de la obra de protección y encauzamiento.

Cabe señalar que la extinta Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) (1988), define a estos parámetros como los niveles de agua en el cauce, las velocidades, coeficiente de rugosidad, material de arrastre, estabilidad del cauce, socavación, zonas factibles de inundación, condiciones durante la época de estiaje, y sobretodo el funcionamiento hidráulico de la corriente con la obra del proyecto.

Un factor importante es el establecer el tipo de régimen, ya que dependiendo de éste, se aplicará el criterio adecuado, y así obtener los niveles y velocidades del agua.

### **3.3.1. Tránsito de avenidas en cauces.**

De acuerdo con el Manual de Diseño de Obras Civiles (1969), en la hidráulica fluvial, se estudian los problemas presentados en corrientes naturales y canales, cuyas paredes y fondo están integrados con materiales susceptibles de ser arrastrados por la propia corriente, además de que en zonas urbanas, también se llegue a el arrastre de basura, obstruyendo y tapando el flujo del agua.

Linsley Ray y Cols (1975), afirma que a medida que incrementa el caudal en un río, aumenta también el nivel del agua y a la vez, la cantidad almacenada temporalmente en el canal.

El tránsito de avenidas es “la técnica hidrológica utilizada para calcular el efecto del almacenamiento en un canal sobre la forma y movimiento de una onda de avenida” (Linsley Ray y Cols; 1975: 237)

Asimismo Estrada Gutiérrez (2008), establece que el cálculo del traslado de una avenida es un problema de flujo no permanente, ya que la selección del método para transitar avenidas, depende de la naturaleza del problema, es decir, si se trata de un cauce, un almacenamiento o un lago, o bien, dependerá de la información disponible, como su hidrograma de entrada, su sección transversal, o de los datos históricos de avenidas.

Continuando con Estrada Gutiérrez (2008), existen dos procedimientos para el tránsito de avenidas en un cauce, el de hacer un levantamiento topográfico e hidrográfico del tramo en estudio, determinando la capacidad de almacenamiento del canal a diferentes niveles, así como el de emplear registros de niveles históricos de avenidas en los dos puntos, y deducir la capacidad de almacenamiento del tramo.

Si se consideran los distintos perfiles del nivel del agua que existe durante el tránsito de la avenida, Linsley Ray y Cols (1975), especifican que el almacenamiento bajo una línea paralela al fondo del cauce, se le denomina, almacenamiento prismático, y a la línea que se encuentra entre ésta y el perfil real, se llama, almacenamiento en cuña. (fig. 3.29. y 3.30)

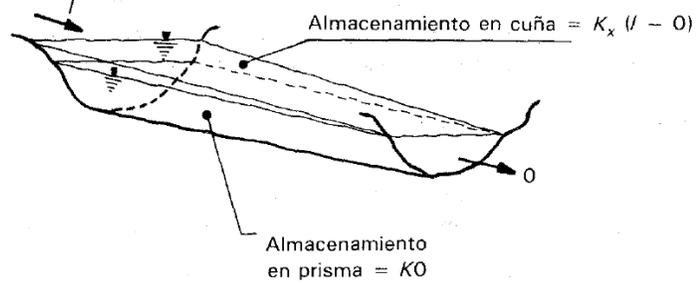


Fig. 3.29. Almacenamiento en un cauce durante el paso de una avenida.

(Fuente: Aparicio; 2010: 104)

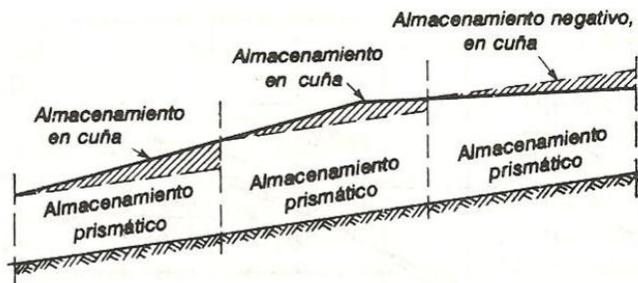


Fig. 3.30. Perfiles posibles de la superficie del agua durante una avenida.

(Fuente: Linsley Ray y Cols; 1975: 250)

Estrada Gutiérrez (2008), explica que el almacenamiento no dependerá del gasto de salida como en un embalse de una presa o un lago, sino que también estará en función del gasto de entrada. El método de Muskingum es el adecuado para este tipo de situación.

Si  $S_s$ , es el almacenamiento prismático y  $S_c$  es el almacenamiento en cuña:

$$S_s = K * O$$

(Ec. 3.34)

$$S_c = K * X * (I - O)$$

(Ec. 3.35)

Donde:

K= Constante de almacenamiento, en unidades de tiempo.

X= Constante adimensional particular de cada tramo, depende de la forma de almacenamiento por cuña, modelada.

I= El caudal afluente o que entra.

O= El caudal que sale.

A partir de las ecuaciones anteriores, se obtiene:

$$S = K * (X I + (1 - X) O)$$

(Ec. 3.36)

De acuerdo con Estrada Gutiérrez (2008), tomando un valor de X se puede calcular la siguiente ecuación:

$$X * I + (1 - X) O$$

(Ec. 3.37)

El valor de X que se necesita, es el que permite establecer una cierta relación lineal entre  $X * I + (1 - X) O$ , y el almacenamiento S. El valor del parámetro K, es la pendiente de la línea ( fig. 3.31.)

El valor de X, se aproxima a 0.0 en cauces caudalosos con pendiente pequeña, y en caso contrario a 0.5, aunque Ven Te Chow (1964), certifica que los valores se toman entre 0 y 0.3, con un valor medio cercano a 0.2.

Una vez determinados los parámetros K y X, el valor de O, es conseguido, sustituyendo la ecuación 3.34 en 3.36, transformándose así:

$$\frac{1}{2} ( I_1 + I_2 ) \Delta t - \frac{1}{2} ( O_1 + O_2 ) \Delta t = S_2 - S_1$$

Pero:

$$S_2 - S_1 = K( X ( I_2 - I_1 ) + ( 1 - X ) ( O_2 - O_1 ) )$$

Simplificando:

$$O_2 = C_0 * I_2 + C_1 * I_1 + C_2 * O_1$$

(Ec. 3.38)

$$C_0 = \frac{\Delta t - 2KX}{2K(1-X) + \Delta t}$$

(Ec. 3.39)

$$C_1 = \frac{\Delta t + 2KX}{2K(1-X) + \Delta t}$$

(Ec. 3.40)

$$C_2 = \frac{K - KX - 0.5\Delta t}{K - KX + 0.5\Delta t}$$

(Ec. 3.41)

Combinando las ecuaciones 3.39, 3.40 y 3.41:

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1$$

(Ec. 3.42)

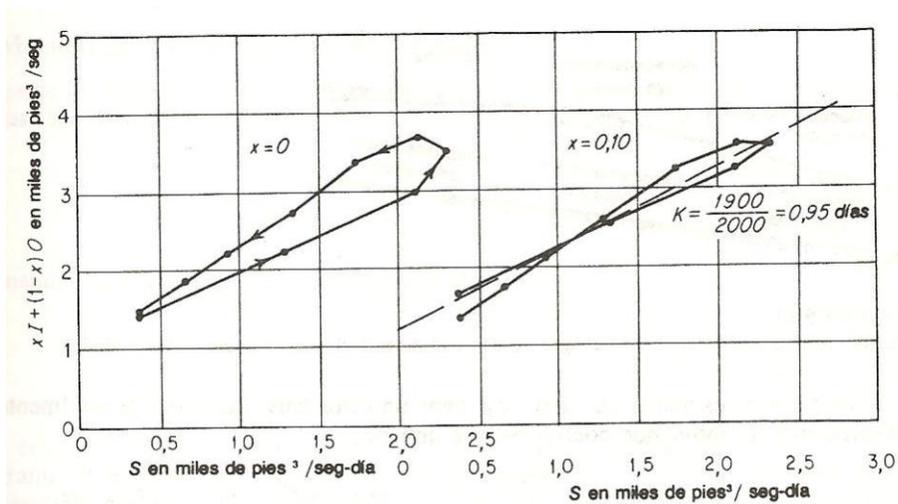


Fig. 3.31. Constantes de almacenamiento de Muskingum.

(Fuente: Linsley Ray y Cols; 1975: 249)

La constante  $K$ , se considera la relación entre el almacenamiento y descarga, con unidades de tiempo, es decir, es aproximadamente igual al tiempo de viaje de la onda a lo largo del tramo. (ec. 3.43).

$$K = \Delta t * ( 1 / m)$$

(Ec. 3.43)

Donde:

$m$  = pendiente de una recta pasando por el centro de la gráfica de  $S$  contra  $X*I + (1 - X) O$ .

$\Delta t$ = incremento del tiempo en el hidrograma.

### **3.4. Estudios adicionales.**

Otro tipo de estudio básico para obras de protección contra inundaciones y encauzamiento, de acuerdo con la extinta Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) (1988), es el estudio geotécnico, que se realiza con el objetivo de obtener las propiedades físicas y los parámetros mecánicos de los materiales que componen el terreno natural, en las zonas tanto de proyecto, como en las que servirán como banco de explotación de materiales.

Adicionalmente, se debe de contemplar un estudio socioeconómico y de uso del suelo, señalando y localizando geográficamente las coordenadas, la altitud, y su situación de concentración urbana, a través de un mapa urbano de los censos actualizados, o del área geo estadística básica (AGEB) proporcionada por el INEGI, describiendo la población total del área en estudio, su densidad demográfica, ramas de actividad económica, y sobre todo, una descripción de la infraestructura existente.

Cabe mencionar que en el presente capítulo, se mencionaron solo aquellos estudios básicos necesarios para la ejecución de este tipo de proyectos, mas sin embargo, estos últimos, están fuera del alcance de esta investigación.

## CAPÍTULO 4

### RESUMEN EJECUTIVO DE MACRO Y MICROLOCALIZACIÓN.

El objetivo principal del presente capítulo, es dar a conocer la ubicación exacta del anteproyecto, señalando su entorno geográfico regional y específicamente la zona en estudio, agregando un informe fotográfico.

También se planteará el resumen ejecutivo y las posibles alternativas de solución para solventar el problema de inundación en el fraccionamiento La Perla de Uruapan, Michoacán.

#### 4.1. Generalidades.

De acuerdo con el software Google Earth, basado en cartografía del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), la ciudad de Uruapan, se localiza en la parte oeste del estado, con una latitud  $19^{\circ}25'16''$  norte, una longitud de  $102^{\circ}04'00''$  oeste del Meridiano de Greenwich, y con una altitud promedio de 1620 msnm. Limita con los municipios de Los Reyes, Charapan, Paracho, Tingambato, Gabriel Zamora, Ziracuaretiro, Taretan, Tancítaro y Peribán entre otros. (Imagen 4.1.)

El Programa de Desarrollo Urbano Municipal 2007-2030, señala que la ciudad ocupa el 1.73% del estado, y consta de dos sistemas básicos topográficos, uno correspondiente al valle de Uruapan, caracterizado por tener un suelo plano con lomeríos, y otro por poseer cerros y volcanes con pendientes mayores al 10% y tener una descarga rápida e instantánea. (Imagen 4.2.)

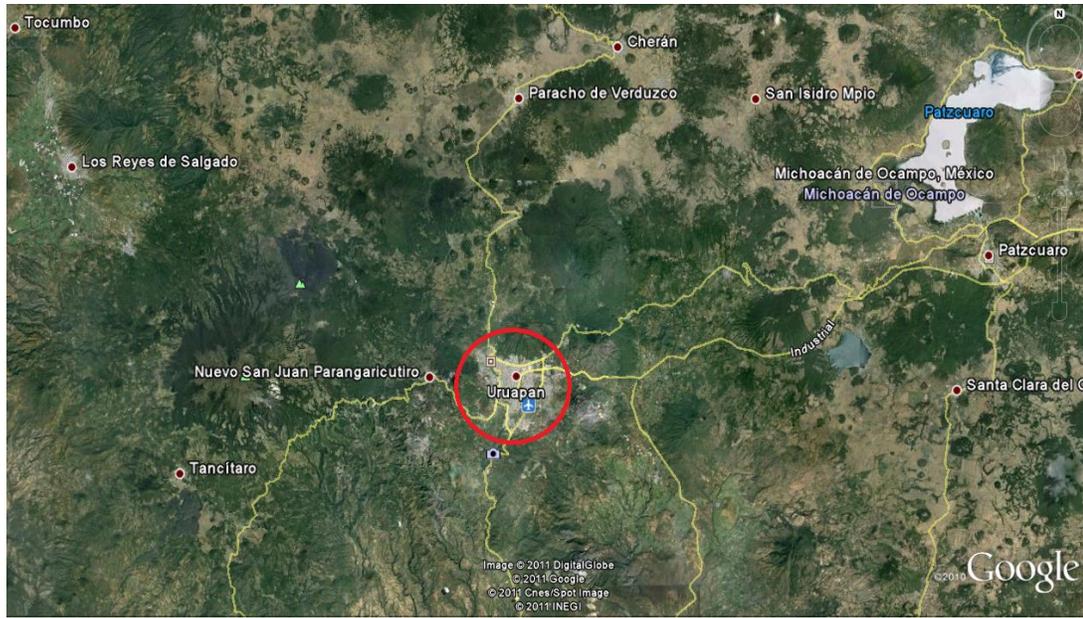


Imagen. 4.1. Ubicación de la zona de Uruapan. (Fuente: Google Earth 2011)

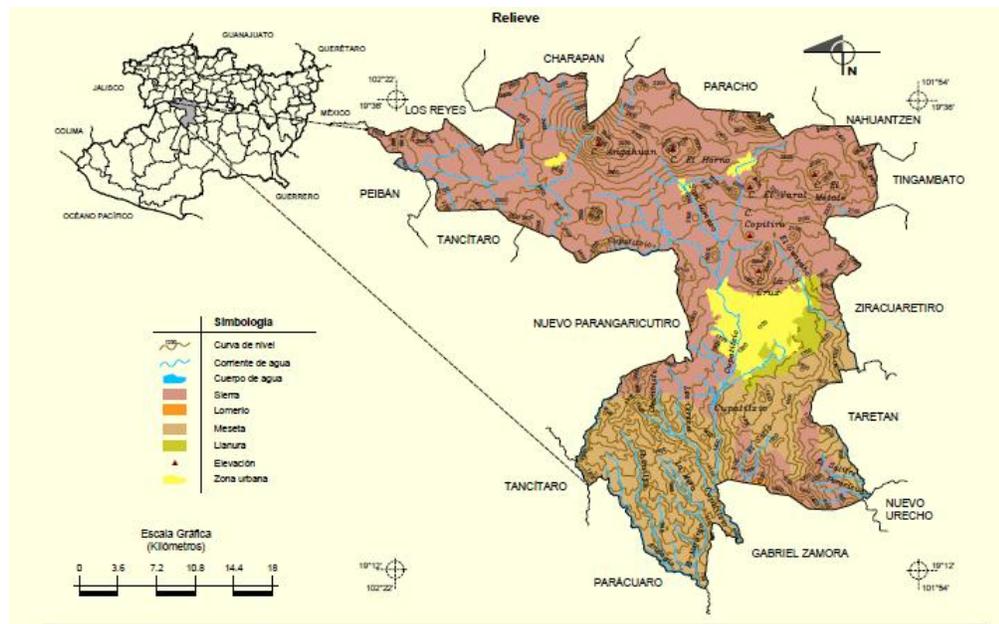


Imagen. 4.2. Marco geodésico municipal. (Fuente: INEGI)

El compuesto geológico corresponde a una roca extrusiva básica (Igeb) y roca sedimentaria, destacando la toba basáltica (Tb), brecha volcánica básica (Bvb), basalto (B), toba árida (Ta), además del suelo aluvial (Al).

En cuanto a la edafología, la subprovincia de Uruapan se caracteriza por las notables manifestaciones de vulcanismo explosivo y de acuerdo a los agentes formadores del suelo registrándose unidades edafológicas del tipo Andosol (T), Luvisol (L), Acrisol (A), Litosol (L) y Regosol (R).

La zona se encuentra en la región hidrológica Balsas (RH18), que ocupa una superficie de 34,293 km<sup>2</sup> dentro del estado, ubicándose en ella la subcuenca del Cupatitzio y la de Tepalcatepec-Infiernillo, conformadas por cinco microcuencas, llamadas El Sapien-Cupatitzio, Cupatitzio-Uruapan, Uruapan-Sn Antonio, Los Conejos-Tzararacua y Cupatitzio Norte. El principal rasgo hidrológico es el Río Cupatitzio.

Siguiendo con el Programa de Desarrollo Urbano Municipal 2007-2030, la ciudad de Uruapan incrementó su población de 45,727 habitantes en 1960, a 238,975 habitantes en 2005. Es decir, en poco más de cuatro décadas (incluidas las tres décadas de mayor crecimiento demográfico en nuestro país), la población de Uruapan tuvo un crecimiento de más de 193,248 habitantes a una tasa para el periodo de 3.23.

El centro de población experimentó a lo largo de su cronología histórica tasas de crecimiento significativamente elevadas: en el periodo 1960-1970 registró una tasa anual de 6.10, periodo considerado como el apogeo de la ciudad; posterior a

este periodo a lo largo de dos décadas (1970-1990) se conservó una tasa de crecimiento superior al 4.0.

Para el periodo comprendido entre 1990-1995 se registró una pérdida de dos puntos en la tasa de crecimiento y en el periodo de 1995-2000 se registró la tasa de crecimiento más reducida, de solo 0.94 anual. Esto último obedeció a una alta emigración, similar a la que se presentó en todo el municipio.

Con los resultados del Censo de Población y Vivienda del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI 2010), el municipio cuenta actualmente con 315,329 habitantes.

#### **4.2. Resumen Ejecutivo.**

Con el objetivo de cumplir la meta, y exponer alguna alternativa de solución para el problema de inundaciones por el desbordamiento del canal Arroyo del Páramo en el fraccionamiento La Perla, el presente proyecto se caracteriza por ser un estudio de prefactibilidad, envolviendo una serie de estudios que por normativa, la Comisión Nacional del Agua (CNA), considera necesarios para el análisis técnico de este tipo de obras de protección contra inundaciones.

Entre los estudios básicos, la información topográfica es sumamente significativa, ya que la configuración del terreno juega un papel importante en el escurrimiento y el tiempo de respuesta en presencia de alguna inundación, contemplando así, la altimetría y planimetría del cauce, sin olvidar el estudio hidrológico, que para este tipo de proyectos, es el elemento principal correspondiente al manejo adecuado de información climatológica en la zona donde se presenta el problema.

Otro estudio importante realizado, es el hidráulico fluvial, que en apoyo del HEC-RAS se determina las condiciones hidráulicas y niveles máximos que presenta el cauce en una avenida máxima, incorporando el gasto de diseño.

Una vez realizados los estudios programados, se plantearon las alternativas de solución, previas a considerar para elaborar un anteproyecto.

#### 4.3. Entorno Geográfico.

El área de influencia, se ubica en la zona noreste del municipio de Uruapan, Michoacán, ubicando el tramo en estudio entre el Boulevard Industrial y la Calzada La Fuente, aguas abajo de la zona afectada, refiriéndose al fraccionamiento La Perla (Imagen 4.3.), sin embargo, el canal continúa su camino de norte a sur, cruzando colonias y desemboca en el arroyo Santa Bárbara, situado al oriente de la ciudad, hasta llegar a la planta de tratamiento de aguas residuales, para posteriormente conectarse al río San Antonio. (Imagen 4.4.)



Imagen. 4.3. Ubicación del tramo en estudio. (Fuente: Google Earth 2011)

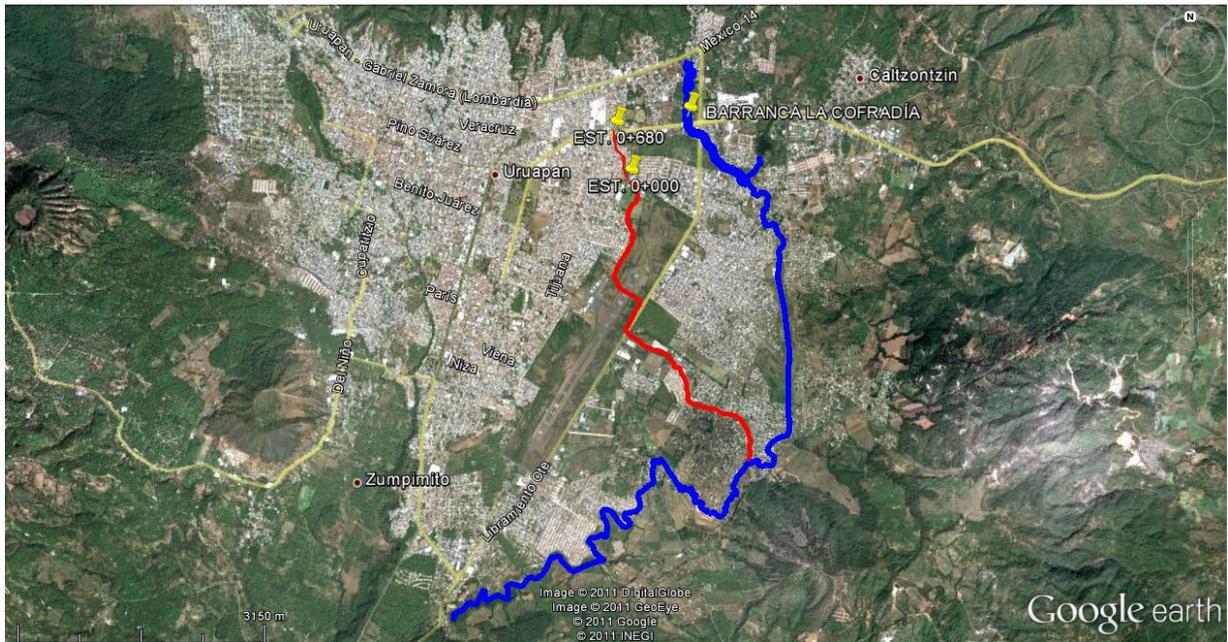


Imagen. 4.4. Trayecto del canal Arroyo del Páramo de norte a sur.

(Fuente: Google Earth 2011)

Con el paso del tiempo se fue reduciendo poco a poco la capacidad hidráulica del cauce por la mala urbanización y los asentamientos irregulares, además de las descargas de aguas negras en el mismo canal provenientes de 15 colonias, recordando que el problema es el agua pluvial, y no el agua negra, pero al mezclarse esta última, en temporada de lluvias se crea un gran desastre por el desbordamiento del canal Arroyo del Páramo, afectando principalmente al fraccionamiento La Perla. (Imagen 4.5.)



#### 4.4. Informe fotográfico.

En la presente sección, se exponen las siguientes fotografías con el fin de comprender la causa del problema de inundación por el desbordamiento del canal Arroyo del Páramo en el fraccionamiento La Perla, mostrando fotografías actuales y de hace algunos años del área de influencia, comenzando aguas arriba del tramo en estudio y finalizando en la parte sur del canal en la estación 0+000.



Fotografía. 4.1. y 4.2. Calle Pinzón, Upr. Mich.

(Fuente: Propia)

En las fotografías 4.1. y 4.2., se aprecia al fondo el cerro de La Cruz, lugar donde nacen las barrancas que confluyen al canal Arroyo del Páramo, observando la ampliación de la calle y la construcción de centros comerciales en la parte izquierda de las fotografías, aumentando el coeficiente de escurrimiento en la superficie por el concreto hidráulico, y adicionándole más agua al canal.



Fotografía. 4.3 y 4.4. Calle Pinzón vista lateral, Upn. Mich.

(Fuente: Propia)

Las fotografías 4.3. y 4.4., muestran la huerta que existió hace algunos años en donde se infiltraba parte del agua precipitada, y que ahora escurre por el pavimento hasta introducirse por las alcantarillas, para posteriormente descargarse al canal.



Fotografía. 4.5 y 4.6. Calle Pinzón vista lateral alcantarilla, Upn. Mich.

(Fuente: Propia)



Fotografía. 4.7. y 4.8. Cruce calle Pinzón y Blvd. Industrial. Upn. Mich.

(Fuente: Propia)

De la fotografía 4.5. a 4.8., se puede observar claramente la descarga de aguas negras hacia el canal Arroyo del Páramo, originarias de colonias adyacentes a la calle, y que en temporada de lluvias también desembocan sus aguas pluviales.



Fotografía. 4.9. y 4.10. Canal perpendicular a calle Pinzón. Upn. Mich.

(Fuente: Propia)

Estas fotografías (4.9. y 4.10.) indican el trayecto de poniente a oriente del canal, paralelo al Boulevard Industrial, y que confluye con la estación 0+680 del tramo en estudio.



Fotografía. 4.11. y 4.12. Puente sobre Blvd. Industrial, Upn. Mich.

(Fuente: Propia)



Fotografía. 4.13. y 4.14. Calle perpendicular al Blvd. Industrial, asentamientos irregulares sobre el canal, Upn. Mich.

(Fuente: Propia)



Fotografía. 4.15. y 4.16. Blvd. Industrial, Upn. Mich.

(Fuente: Propia)

En las fotografías 4.11. y 4.12., se puede apreciar el embovedamiento del canal hacia aguas abajo, cruzando la carretera hacia Morelia y continuando por debajo de las casas (fotografía 4.13. y 4.14.), observando también la sección del puente muy reducida, y que en presencia de una avenida máxima, rebasa el nivel generando una gran laguna en la superficie de rodamiento, logrando abarcar los dos carriles, desbordándose e inundando la calle perpendicular al Boulevard Industrial (Fotografía 4.15. y 4.16.), visualizando la elevación de las casas en esa calle en forma de protección por nivel del agua. (Fotografía 4.17.)



Fotografía. 4.17. Elevación de escalones en casas asentadas sobre el canal,  
Upn. Mich. (Fuente: Propia)



Fotografía. 4.18. y 4.19. Topografía del tramo en estudio, estación 0+680  
(Fuente: Propia)

El tramo en estudio comienza en la estación 0+680 (aguas arriba), y debido al embovedamiento del canal Arroyo del Páramo hacia aguas abajo, el canal reaparece en la estación 0+300 sobre la calle Bolivia exponiéndose las siguientes fotografías.



Fotografía. 4.20. y 4.21. Calle Bolivia, estación 0+680. (Fuente: Propia)

Las fotografías 4.20. y 4.21. son sumamente importantes, ya que se considera el primer punto crítico aguas abajo, lugar donde comienzan los problemas de inundación, observando que antes no existía el muro de tabicón al fondo y el muro de mampostería a la derecha, estos se construyeron supuestamente para minimizar la situación e impedir el desbordamiento hacia los lados, sin embargo en las fotografías 4.22. y 4.23. se aprecia la sección tan reducida del canal y la forma en que actúa el agua en presencia de una avenida.



Fotografía. 4.22. y 4.23. Calle Bolivia, estación 0+300. (Fuente: Propia)

A consecuencia del desbordamiento y al volumen tan grande de agua, las calles adyacentes al canal logran inundarse (fotografía 4.24. y 4.25.), ya que este separa a los dos fraccionamientos, afectando principalmente al fraccionamiento La Perla.



Fotografía. 4.24. y 4.25. Calles adyacentes al canal Upn. Mich.

(Fuente: Propia)

Un punto importante, es que los vecinos del fraccionamiento Arroyo del Páramo, construyeron un muro al centro de la calle Bolivia, con la finalidad de protegerse del volumen de agua tan grande procedente del Boulevard Industrial y de calles aledañas, debido a que se encuentran a un nivel más bajo, encauzando todo ese escurrimiento a los vecinos de La Perla. (Fotografía 4.26. y 4.27)



Fotografía. 4.26. y 4.27. Esguerrimiento sobre calle Bolivia, Upn. Mich.

(Fuente: Propia)

Continuando con el canal de norte a sur, la siguiente sección es otro punto crítico de desbordamiento que afecta al fraccionamiento La Perla por su área hidráulica (fotografía 4.28. y 4.29), elevando rápidamente el tirante, como se puede observar en las fotografías 4.30 y 4.31.



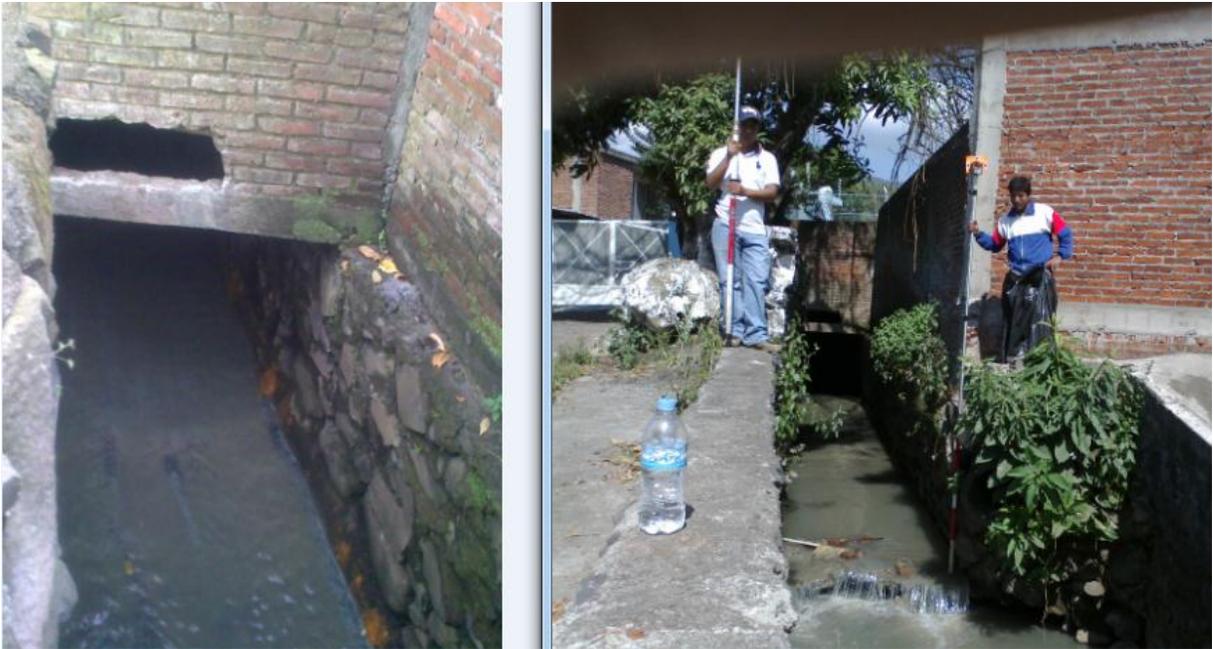
Fotografía 4.28. y 4.29. Canal Arroyo del Páramo, estación 0+280. (Fuente: Propia)



Fotografía. 4.30. y 4.31. Tirante del canal Arroyo del Páramo, estación 0+280.

(Fuente: Propia)

Nuevamente en la estación 0+240 con dirección hacia aguas abajo, el canal vuelve a embovedarse por las casas asentadas sobre él, reencontrándolo en la estación 0+180 (fotografía 4.32. y 4.33.), pudiendo observar los “cuellos de botella” en las fotografías 4.34. a 4.37.



Fotografía. 4.32. y 4.33. Canal Arroyo del Páramo, estación 0+180.

(Fuente: Propia)



Fotografía. 4.34. y 4.35. Cuellos de botella, Arroyo del Páramo.

(Fuente: Propia)



Fotografía. 4.36. y 4.37. Cuellos de botella, estación 0+160.

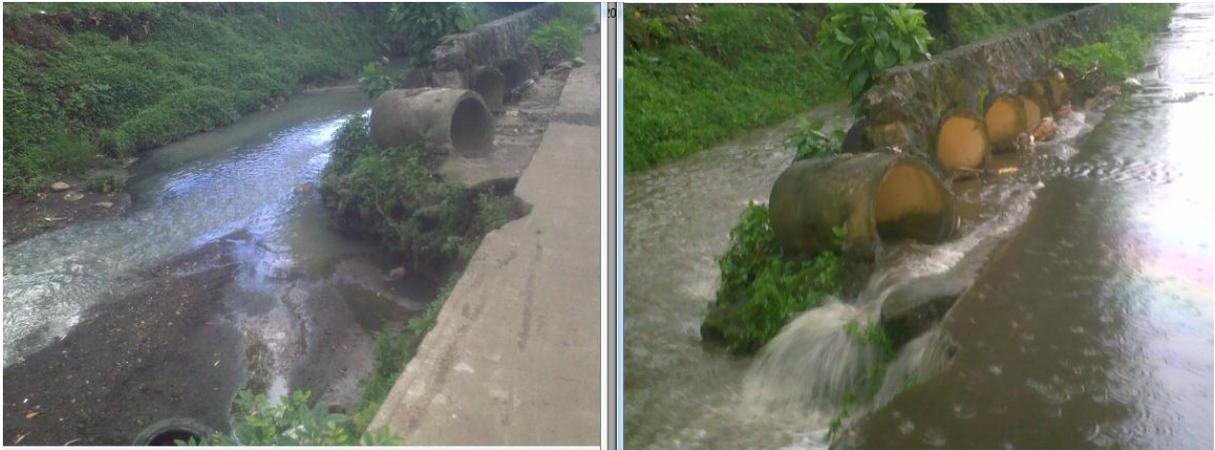
(Fuente: Propia)

A partir de la estación 0+140 en adelante, la sección del canal adquiere una forma casi trapezoidal, observando sus márgenes a diferente altura (fotografía 4.38. y 4.39.), dejando más vulnerable el hombro pegado a la vialidad como es el caso de la estación 0+060 (fotografía 4.40. y 4.41.)



Fotografía. 4.38. y 4.39. Sección casi trapezoidal, estación 0+140.

(Fuente: Propia)



Fotografía. 4.40. y 4.41. Hombro con poca elevación, estación 0+060.

(Fuente: Propia)

Finalmente llegando al punto aguas abajo del tramo en estudio, correspondiente a la estación 0+000, se tiene una sección rectangular por un puente vehicular (Calzada La Fuente) donde el canal continúa su camino de norte a sur. En esta sección, el agua rebasa el nivel inundando la carpeta asfáltica por su área hidráulica tan reducida, siendo un punto de importancia por el tránsito de vehículos que circulan diariamente en ambos sentidos sobre la avenida.

(Fotografías 4.42. a 4.47.)



Fotografía. 4.42. y 4.43. Puente Calzada La Fuente, estación 0+000.

(Fuente: Propia)



Fotografía. 4.44. y 4.45. Estación 0+000, en estiaje y bajando el nivel pluvial.

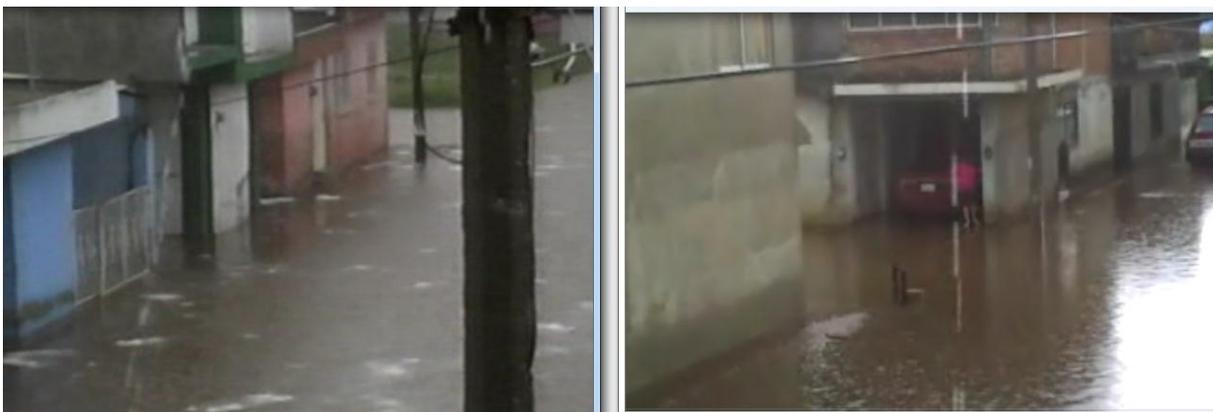
(Fuente: Propia)



Fotografía. 4.46. y 4.47. Topografía tramo en estudio, estación 0+000.

(Fuente: Propia)

A continuación se muestran algunas fotografías durante la inundación, convirtiendo las calles en ríos y dejando daños a los vecinos de la zona, resultando afectadas varias manzanas. (Fotografías 4.48. a 4.61.)



Fotografía. 4.48. y 4.49. Calle Belice fracc. La Perla, Upn. Mich.

(Fuente: Propia)



Fotografía. 4.50. y 4.51. Calle Belice fracc. La Perla, Upn. Mich.

(Fuente: Propia)



Fotografía. 4.52. y 4.53. Calle Haití fracc. La Perla, Upn. Mich.

(Fuente: Propia)

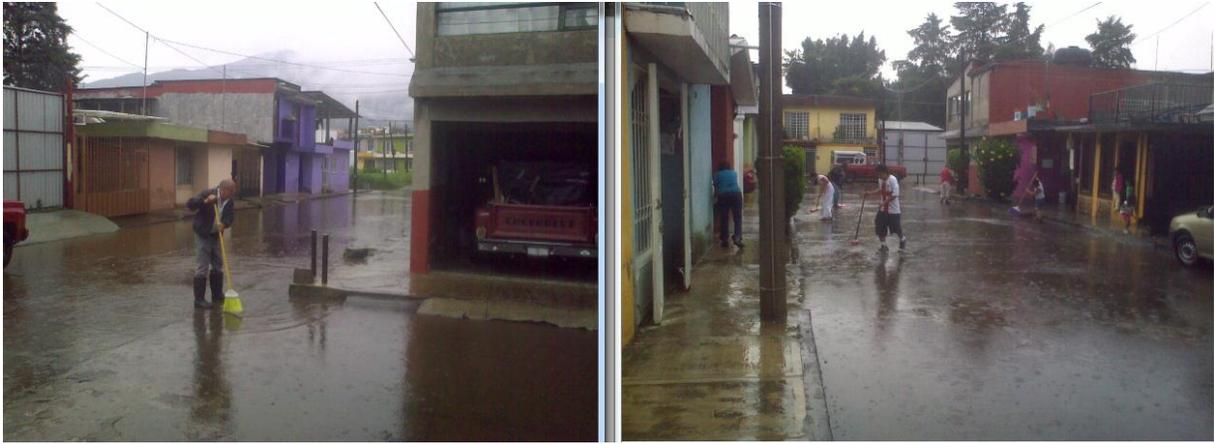


Fotografía. 4.54. y 4.55. Calle Haití fracc. La Perla, Upn. Mich.

(Fuente: Propia)



Fotografía. 4.56. y 4.57. Vecinos del fracc. La Perla realizando labores de limpieza por la inundación, Upn. Mich. (Fuente: Propia)



Fotografía. 4.58. y 4.59. Vecinos del fracc. La Perla barriendo el agua acumulada por la inundación, Upn. Mich. (Fuente: Propia)



Fotografía. 4.60. y 4.61. Calles laterales al fracc. La Perla Upn. Mich.

(Fuente: Propia)

#### 4.5. Alternativas de solución.

Como parte de las alternativas de solución al problema de inundaciones asociadas con el desbordamiento del canal Arroyo del Páramo en la ciudad de Uruapan, Michoacán, se ha planteado el ensayo de las siguientes opciones, ya sea en forma individual o en combinación.

1.- Desvío del excedente pluvial en la zona sur de la autopista hacia Morelia de poniente a oriente (Boulevard Industrial) hasta encontrar la barranca de La Cofradía, ayudando a disminuir el caudal que pasa por el canal Arroyo del Páramo, aguas arriba en la estación 0+680. (Imagen 4.6.)



Imagen. 4.6. Alternativa de solución 1. (Fuente: Google Earth 2011)

2.- Desvío del excedente pluvial en la zona sur de la autopista hacia Morelia de poniente a oriente (Boulevard Industrial), doblando por Los Caporales y atravesando un predio donde ya existía un arroyo natural, para encauzar a la barranca de La Cofradía. (Imagen 4.7.)



Imagen. 4.7. Alternativa de solución 2. (Fuente: Google Earth 2011)

3.- Instalación de un colector pluvial sobre la calle Costa Rica, de norte a sur doblando por la calle Chile y saliendo nuevamente hasta la Calzada La Fuente, para desembocar al mismo canal Arroyo del Páramo aguas abajo. (Imagen 4.8.)



5.- Rectificación de secciones transversales y pendiente en tramos del canal Arroyo del Páramo, construyendo también muros de mampostería en los hombros que se requiera, así como un desazolve general en el mismo. (Imagen 4.10.)



Imagen. 4.10. Alternativa de solución 5. (Fuente: Google Earth 2011)

6.- Instalación de un colector pluvial con tubería sobre la calle Belice de la colonia Colorín Sur, entre la calle Bolivia y la Calzada La fuente, hasta reencontrar el canal Arroyo del Páramo, ayudando a captar el agua pluvial proveniente del Boulevard Industrial y calles aledañas, reduciendo la aportación al canal Arroyo del Páramo. (Imagen 4.11.)



Imagen. 4.11. Alternativa de solución 6. (Fuente: Google Earth 2011)

7.- Reubicación de las viviendas que están asentadas sobre y a borde del canal, considerando los 10 metros por margen en zona federal, según la CNA.

En el capítulo 6, se explicará más a detalle una de las alternativas descritas anteriormente, considerándose la más adecuada por las circunstancias de urbanización y topografía de la zona.

## **CAPÍTULO 5**

### **METODOLOGÍA.**

En el presente capítulo se planteará la metodología o encuadre metodológico a seguir para el desarrollo de la investigación, en donde se describirá el método que se utilizó, el enfoque, alcance y el diseño de la investigación, continuando con la recopilación de datos y el proceso de la misma.

#### **5.1. Método empleado.**

Existen diversos métodos de investigación según Mendieta Alatorre (2005), como los llamados métodos inductivos, deductivos, estadísticos, científicos, etc. Uno de los métodos utilizados para la aplicación de diversos cálculos, es el método matemático, el cual se empleará con el propósito de abordar la presente investigación.

Por otra parte, la observación se considera como un factor de primer orden apoyado en el método analítico.

##### **5.1.1. Método matemático.**

Cuando se habla de método matemático, rápidamente se relaciona con la existencia de números, los cuales sirven para desarrollar todo tipo de problema, esto es porque las matemáticas, se consideran como una ciencia exacta acompañada de la lógica y el razonamiento según Jurado Rojas (2005).

Mendieta Alatorre (2005), afirma que toda investigación que se relacione con números, con una hipótesis, o una variedad de demostraciones para negar o afirmar dicha suposición, se está aplicando el método matemático del tipo cuantitativo.

Cabe señalar que el método matemático, se apoya también en el método analítico, en donde se haya la observación, la descripción, una descomposición de un fenómeno, enumerando y ordenando sus partes, y una clasificación de acuerdo con Jurado Rojas (2005).

## **5.2. Enfoque de la investigación.**

Como se mencionó en los párrafos anteriores, el método matemático se encuentra enfocado en lo cuantitativo. Hernández y Cols. (2008), explica que se recolectan los datos necesarios para probar una hipótesis, con base en la medición numérica y en un análisis estadístico para establecer diversos patrones de comportamiento y probar las teorías supuestas.

En este enfoque cuantitativo, se aplica la lógica deductiva, es decir, iniciando de lo general a lo particular.

Asimismo Hernández y Cols. (2008), indica que el enfoque cuantitativo, busca objetividad, describiendo y explicando los fenómenos, para generar o bien, probar las teorías. Además, la investigación cuantitativa, ofrece una posibilidad de generalizar los resultados más ampliamente, otorgando el control sobre estos fenómenos, y dando un punto de vista de conteo.

### **5.3. Alcance de la investigación.**

Siguiendo con Hernández y Cols. (2008), el alcance de una investigación depende de la estrategia a utilizar para su desarrollo.

El presente proyecto, se caracteriza por la búsqueda específica de propiedades con características y rasgos importantes de un fenómeno, que en este caso, es de la precipitación, es decir, se necesita medir, evaluar y recolectar los suficientes datos de registros de precipitación para describir lo que se investiga, por ésta razón, Hernández y Cols. (2008), define al alcance de este proyecto, como una investigación del tipo descriptivo.

### **5.4. Diseño de la investigación.**

El término de diseño, hace referencia al plan o a la estrategia para la obtención de la información que se desea.

Cabe mencionar que Hernández y Cols. (2008), clasifica a este tipo de proyecto, como una investigación no experimental cuantitativa, debido a que no se realizan pruebas o experimentos para la validez del resultado, mejor dicho, ésta clasificación se caracteriza por observar los fenómenos tal y como están en su contexto natural, y no se manipulan las variables.

Los diseños no experimentales, se pueden clasificar en transversales (transeccionales) y longitudinales, es decir dependiendo de su dimensión temporal, del número de momentos y de ciertos puntos en el tiempo.

#### **5.4.1. Investigación transversal.**

Siguiendo con Hernández y Cols. (2008), los diseños de una investigación transversal o transeccional, se encargan de recolectar datos en un sólo momento, en un tiempo único, con el propósito de describir las variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado, es como si se tomara una fotografía de algo que sucede.

En el presente trabajo de tesis, se necesita recolectar los registros pluviométricos o pluviográficos, para la determinación de las precipitaciones máximas anuales, y posteriormente realizar el estudio hidrológico para cuantificar la cantidad de agua pluvial que pudiese caer para un cierto periodo de retorno, y así proponer la alternativa de solución al problema de inundaciones de año con año en el fraccionamiento La Perla de Uruapan, Michoacán.

#### **5.5. Instrumentos de recopilación de datos.**

Una vez que se ha seleccionado el diseño de la investigación, el siguiente paso es la recolección de datos.

En una investigación, Hernández y Cols. (2008), recomienda elaborar un plan detallado de procedimientos que conduzcan a reunir los datos con un propósito específico, incluyendo:

- Fuentes de donde se obtendrán los datos (de personas, observaciones, documentos, base de datos, etc.)
- Localización de tales fuentes.

- Medio o método para la recolección de los datos, siendo confiables, válidos y objetivos.
- Manera de prepararlos para que puedan analizarse y resolver el problema.

De acuerdo con Hernández y Cols. (2008), la recolección de datos comprende lo siguiente:

1. La recopilación de datos, es igual a medir, vinculando los conceptos con indicadores empíricos, y se miden las variables contenidas en las hipótesis propuestas.
2. La recopilación de datos debe de ser confiable y válida cuantitativamente.
3. En la medición no existirá una medición perfecta, pero el error que se presente, debe estar dentro del rango tolerable.
4. La validez cuantitativa, es obtenida por la comparación del instrumento con algún criterio externo.
5. El procedimiento a seguir para la elaboración de un instrumento de medición es:
  - ❖ Ordenar las variables a medir.
  - ❖ Checar definiciones conceptuales y operacionales.
  - ❖ Seleccionar una herramienta ya desarrollada.
  - ❖ Señalar los niveles de medición de las variables.
  - ❖ Aplicación de prueba piloto, para calcular la confiabilidad y validez.
  - ❖ Construir una versión definitiva del instrumento de medición.

En general, Hernández y Cols. (2008), ratifica que existen diversas formas y métodos para la recolección de datos, como cuestionarios, pruebas estandarizadas, o bien, simplemente aplicando la observación, todos estos acompañados de ventajas y retos.

## **5.6. Descripción del procedimiento de investigación.**

Primeramente se seleccionó el tema presentado, ubicando la zona en estudio e investigando los antecedentes relacionados a la problemática.

Se recurrió a una metodología, adecuada para el desarrollo y el seguimiento del proyecto, recopilando información teórica, plasmando el alcance y el enfoque de la investigación.

La presente investigación se basa, en la guía de realización o modificación de cauces en zonas federales, editada por la Comisión Nacional del Agua (CNA), la cual sirvió de apoyo para comenzar y dar continuidad al proyecto.

Por otra parte, debido a que el organismo operador, la Comisión de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento de Uruapan (CAPASU), no cuenta con planos del tramo en estudio, se realizó el levantamiento topográfico del cauce, obteniéndose su perfil y las secciones transversales.

Posteriormente, se recopiló información climatológica de las estaciones más cercanas al parteaguas de la subcuenca, datos que fueron brindados por el Instituto Nacional de Investigaciones Forestales, Agrícolas y Pecuarias (INIFAP) y la Comisión Federal de Electricidad (CFE), los cuales se encargan de recolectar dicha información.

Se realizó un estudio hidrológico, establecido en el análisis lluvia-escorrimento, para determinar el gasto de diseño asociado a diferentes periodos de retorno, eligiendo el adecuado para zonas urbanas, según la (CNA). Asimismo para definir las características fisiográficas de la cuenca en estudio, sirvió de apoyo las cartas topográfica y edafológica (E13B39), editadas por el INEGI.

Con el gasto de diseño y las secciones transversales del canal, se realizó el análisis hidráulico del cauce o tramo en estudio, con ayuda del software HEC-RAS, que principalmente puntualiza el funcionamiento del canal, detectando los niveles máximos que alcanza el agua, y los puntos críticos de desbordamiento.

Por último se planteó la alternativa de solución para solventar el problema de inundación que, año con año se presenta en temporada de lluvias por el desbordamiento del canal Arroyo del Páramo.

Aunado a lo anterior, se emplearon distintos softwares computacionales haciendo referencia al AUTO CAD, CIVIL CAD, HEC-RAS, H-CANALES y MICROSOFT OFFICE, sirviendo como herramientas de apoyo para facilitar, simplificar y optimizar el tiempo de cálculo, ayudando a cumplir con el objetivo planteado.

En el siguiente apartado, se mostrará el análisis y la interpretación de resultados.

## CAPÍTULO 6

### ANÁLISIS DE DATOS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

En el presente capítulo se abordarán los estudios previos que engloban a un estudio de prefactibilidad para la realización o modificación de obras en cauces y zonas federales, que por normativa, la Comisión Nacional del Agua (CNA), solicita para su construcción.

A continuación, se mostrarán los cálculos realizados, que posteriormente se interpretarán para llegar a una solución final.

#### **6.1. Estudio topográfico del tramo en estudio.**

Para efectuar el levantamiento topográfico correspondiente, se utilizó una estación total marca "GEODIMETER" (imagen 6.1.), con el objetivo de agilizar el trabajo, comenzando en la parte sur aguas abajo (Calzada La Fuente) y finalizando en el norte (Boulevard Industrial), levantando todo el cauce, sin embargo, debido a la zona en donde se ubica el canal Arroyo del Páramo, fue necesario cambiar de ubicación el aparato en varias ocasiones, a causa de la poca visibilidad para tomar las secciones transversales.



Imagen. 6.1. Levantamiento con estación total. (Fuente: Propia)

Durante la visita de campo, en la estación 0+300 sobre la calle Bolivia, se encuentra un predio al cual no se permitió el acceso para obtener las siguientes secciones transversales, teniendo la misma dificultad de la estación 0+440 a 0+660, ya que en este tramo, se encuentran viviendas habitadas, encontrándose embovedado.

Para darle continuidad al cauce, se retomó el levantamiento a partir de la estación 0+680, finalizando en la 0+689.43, las cuales servirán de apoyo para realizar el estudio hidráulico fluvial con el HEC-RAS.

Finalmente, descargando los puntos del levantamiento topográfico, al software AUTOCAD y con apoyo de la aplicación CIVIL CAD, se figuró el canal, dibujando la planta topográfica, el perfil del eje y las mismas secciones transversales del tramo en estudio, información que se proyecta en un plano al final de la presente investigación, ubicada en los anexos.

## **6.2. Estudio hidrológico.**

El presente estudio tiene como objetivo principal, a través de la recopilación y análisis de la información necesaria, la determinación de los gastos máximos asociados a distintos periodos de retorno, así como los análisis hidrológicos requeridos para la adopción de gastos de diseño, que definan el tirante normal del agua en las secciones transversales del cauce.

Debido a la complejidad de los eventos climatológicos, se complica examinarlos mediante un razonamiento deductivo riguroso, partiendo de datos observados y analizándolos estadísticamente.

Cada problema hidrológico es único, por ésta razón, se realizó el análisis de la subcuenca, en donde se localiza el canal Arroyo del Páramo, con la finalidad de plantear la alternativa de solución a las inundaciones presentadas.

### **6.2.1. Fisiografía de la subcuenca.**

De acuerdo con el simulador de flujos de cuencas hidrográficas, basado en las cartas topográfica y edafológica (E13B39) del INEGI, la subcuenca cuenta con tres barrancas de confluencia hacia la mancha urbana, que nacen en el cerro de la Cruz al norte del municipio, y que descargan su agua al canal Arroyo del Páramo, ubicado aguas abajo, (imagen 6.2.), remarcando que el agua negra no es el problema, sino el agua pluvial, que al mezclarse ésta última, desborda el canal generando la inundación a los vecinos del fraccionamiento.

La longitud de la barranca principal, considerada como el cauce de mayor confluencia, es de 4120.21 metros, a partir de su nacimiento, localizado a 2100 m.s.n.m., hasta donde finaliza el área en estudio, a 1602 m.s.n.m.

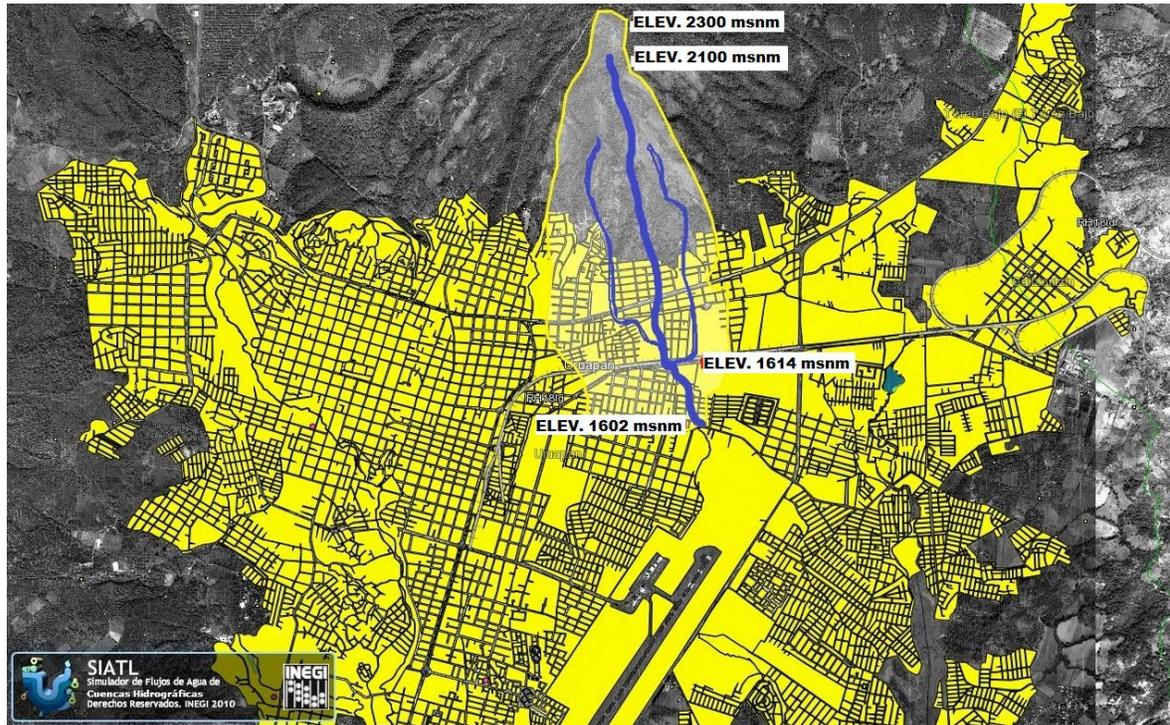


Imagen. 6.2. Ubicación de parteaguas y corrientes de influencia.

(Fuente: Simulador flujos del INEGI)

Una vez identificado el parteaguas de la subcuenca hidrográfica, se planimetréó y se obtuvieron las características fisiográficas, resumidas a continuación: (tabla 6.1.)

FISIOGRAFÍA DE LA SUBCUENCA	
	ÁREA 4.470 km <sup>2</sup>
	PERÍMETRO 10.185 km
	LONG. DE CORRIENTES 9.724 km
	LONG. DEL CAUCE PRINCIPAL 4.120 km
	DESNIVEL 498.00 m
	DENSIDAD DE CORRIENTES 0.6711 corrientes/km <sup>2</sup>
	DENSIDAD DE DRENAJE 2.1754 km/km <sup>2</sup>
	PENDIENTE DE LA CUENCA (ALVORD) 24.6 %
PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL	DIFERENCIA DE ELEVACIÓN 0.121
	TAYLOR-SCHWARZ 0.073
	PROMEDIO 0.097

Tabla. 6.1. Características fisiográficas. (Fuente: Propia)

Se determinó el perfil del cauce principal, (imagen 6.3.) a partir del simulador de flujos de cuencas hidrográficas, basado en las cartas topográfica y edafológica (E13B39) del INEGI, procediendo a realizar el cálculo de la pendiente del cauce principal, por dos métodos distintos, cuyos resultados se indican en la tabla anterior, obteniéndose un promedio.

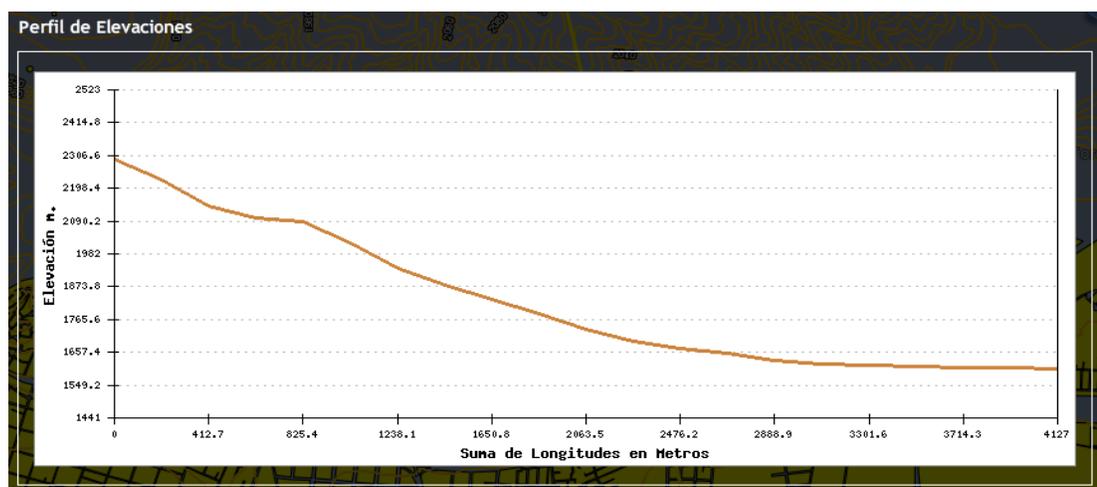


Imagen. 6.3. Perfil de elevaciones. (Fuente: Simulador flujos del INEGI)

Los métodos empleados para el cálculo de la pendiente del cauce principal se caracterizan por ser prácticos y eficientes, la diferencia de elevaciones, corresponde básicamente en la resta de las elevaciones extremas del perfil, entre su longitud total del cauce, y el método de TAYLOR-SCHWARZ, consiste en la siguiente ecuación:

$$S = \left[ \frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{s_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{s_m}}} \right]$$

(Ec. 6.1)

Donde:

S= Pendiente media del tramo en estudio.

L= Longitud total del cauce principal en el tramo en estudio; (m).

si= Pendiente parcial de cada tramo de cauce.

li= Longitud de cada tramo; (m)

i= 1,2,3..., m

Para el cálculo de la pendiente de la cuenca, se propuso el criterio de ALVORD, empleando la siguiente fórmula:

$$Sc = \frac{D*L}{A}$$

(Ec. 6.2)

Donde:

Sc= Pendiente media de la Cuenca; (%)

D= Desnivel constante entre curvas de nivel: (km)

L= Longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca en estudio; (km)

A= Área de la cuenca; (km<sup>2</sup>)

### 6.2.2. Información climatológica.

Cabe mencionar, que en la zona de estudio no se cuenta con estaciones hidrométricas, por lo que se tendrá que recurrir a un análisis hidrológico que relacione la lluvia-escurrimiento.

Para la determinación de los gastos de diseño asociados a diferentes periodos de retorno, se consideró información de precipitación de las estaciones climatológicas más cercanas al sitio del proyecto, datos que fueron proporcionados por el INIFAP y CFE.

Las estaciones climatológicas que se consideraron por la cercanía al sitio del proyecto, se muestran a continuación: (tabla 6.2.)

<b>LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA EST. CLIMATOLÓGICAS</b>			
<b>ESTACIÓN</b>	<b>COORDENADAS GEOGRÁFICAS</b>		<b>ALTITUD</b>
	<b>LATITUD N.</b>	<b>LONGITUD W.</b>	<b>(m.s.n.m)</b>
CUPATITZIO	19°25'00''	102°104'00''	1621
C.F.E.	19°23'42''	102°103'07''	1600

Tabla. 6.2. Localización geográfica estaciones climatológicas. (Fuente: Propia)

### 6.2.3. Información general.

Para la determinación del tipo de suelo de la subcuenca, nuevamente se hizo uso del simulador de flujos de cuencas hidrográficas, basado en las cartas topográfica y edafológica (E13B39) del INEGI, en la cual se observa que los suelos están formados principalmente por áreas urbanas, asentamientos irregulares y bosque natural, determinándose el porcentaje de cada uno en la subcuenca. (Imagen 6.4.). En la tabla 6.3. se describe la superficie correspondiente en km<sup>2</sup> a cada tipo de suelo.

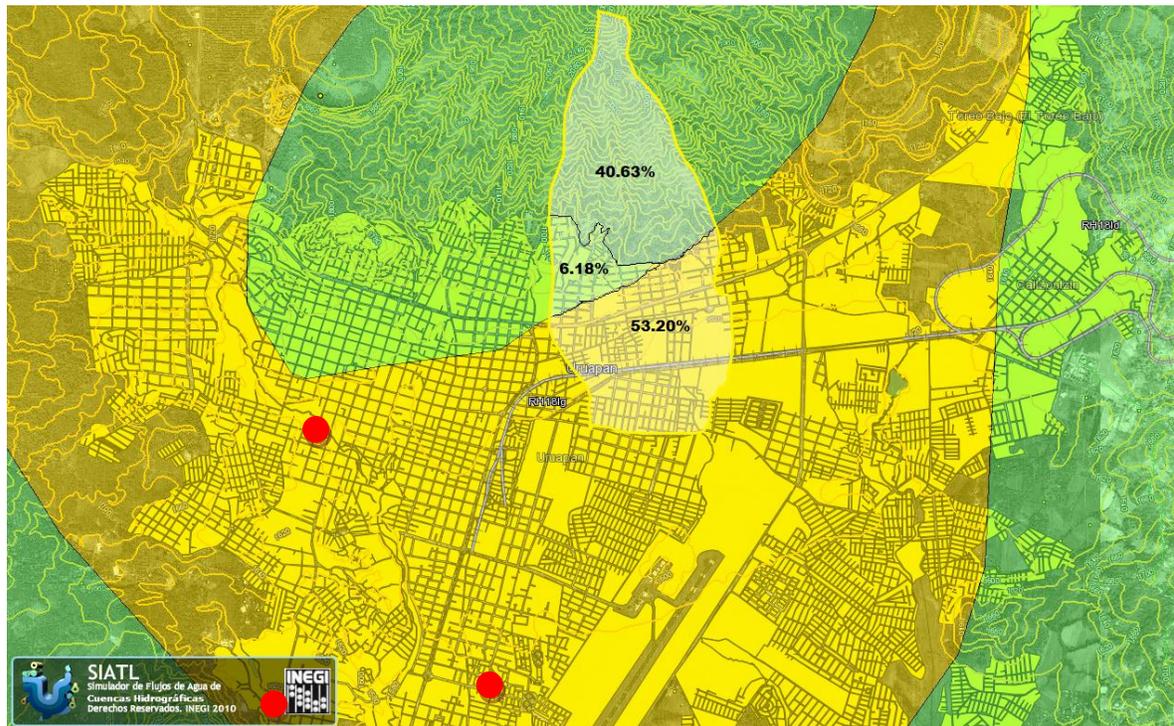


Imagen. 6.4. Porcentajes de acuerdo al tipo de suelo.

(Fuente: Simulador flujos del INEGI)

USO DE SUELO	SUPERFICIE (km <sup>2</sup> )	PORCENTAJE (%)
BOSQUE NATURAL	1.816	40.63
ASENTAMIENTOS IRREG.	0.276	6.18
ZONA URBANA	2.378	53.20

Tabla. 6.3. Superficie correspondiente a cada tipo de suelo. (Fuente: Propia)

#### 6.2.4. Análisis de datos climatológicos.

Para poder realizar los polígonos de Thiessen, se tomó de referencia la estación climatológica Jicalán, localizada geográficamente con las coordenadas, 19°23'37" latitud norte, 102°04'12" longitud oeste y con una altura respecto al nivel del mar 1612 metros, definiendo el área de influencia de las otras dos estaciones, con 3.94 km<sup>2</sup> para Cupatitzio y 0.53 km<sup>2</sup> para CFE. (Imagen 6.5.)

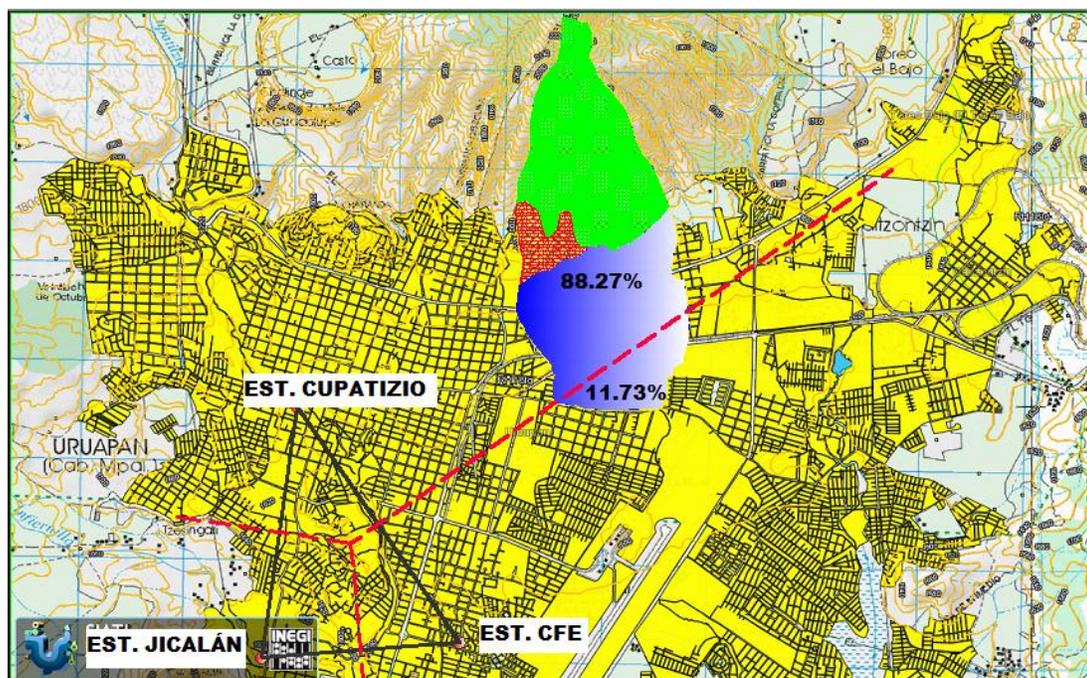


Imagen. 6.5. Polígonos de Thiessen. (Fuente: Simulador flujos del INEGI)

En la tabla 6.4. se describen los datos medios de las dos estaciones de influencia, la Barranca del Cupatitzio y la de la S.R.G.H.B.S. (CFE).

<b>PRECIPITACIÓN (mm)</b>	<b>ESTACIÓN CUPATITZIO (1963-2010)</b>	<b>ESTACIÓN C.F.E (1963-2010)</b>
MEDIA ANUAL	1587.60	1512.92
MAXIMA ANUAL	3298.10	2243.10
MINIMA ANUAL	1021.70	1030.20
MAXIMA EN 24 HRS.	225.00	145.90

Tabla. 6.4. Datos medios de precipitación en estaciones climatológicas.

(Fuente: INIFAP, CFE)

En la tabla 6.5. del presente documento, se anexa la información climatológica desde el año 1963 hasta el 2010, considerando las precipitaciones máximas anuales en 24 horas de las estaciones analizadas.

<b>hp MAX. EN 24 HRS. (mm)</b>			
<b>AÑO</b>	<b>EST. CUPATITZIO</b>	<b>EST. S.R.G.H.B.S.</b>	<b>hp MEDIA</b>
1963	82.5	82.5	82.50
1964	78.8	80	78.94
1965	50	50	50.00
1966	75.5	75.5	75.50
1967	137.5	137.5	137.50
1968	72.4	72.4	72.40
1969	72.5	72.5	72.50
1970	86.5	86.5	86.50
1971	80.2	80.2	80.20
1972	97	97	97.00
1973	125	125	125.00
1974	108	108	108.00

1975	66.3	66.3	66.30
1976	142.8	142.8	142.80
1977	95.8	95.8	95.80
1978	80.3	80.3	80.30
1979	83.2	83.2	83.20
1980	86	86	86.00
1981	84	84	84.00
1982	63.4	63.4	63.40
1983	127.5	127.5	127.50
1984	123.5	112	122.14
1985	60.4	60.4	60.40
1986	88.1	88.1	88.10
1987	57	57	57.00
1988	74.3	74.3	74.30
1989	78	78	78.00
1990	75	75	75.00
1991	65	65	65.00
1992	145.9	145.9	145.90
1993	83.7	83.7	83.70
1994	61.5	61.5	61.50
1995	94.5	94.5	94.50
1996	91.5	91.5	91.50
1997	75	75	75.00
1998	139.3	133.7	138.64
1999	75.7	81	76.33
2000	79	89.2	80.21
2001	71	71	71.00
2002	72.5	72.5	72.50
2003	85.6	85.6	85.60
2004	57.7	57.7	57.70
2005	48.8	48.8	48.80
2006	153.7	46.2	140.95
2007	70.1	43.4	66.93
2008	100	35.1	92.30
2009	121.5	38.6	111.67
2010	225	68.5	206.44

Tabla. 6.5. Datos precipitación máxima anual en 24 horas. (Fuente: INIFAP, CFE)

### 6.2.5. Régimen de escurrimientos.

Los escurrimientos inferidos a partir de lluvias y características fisiográficas de la cuenca, sirven como una opción de solución de acuerdo a la problemática detectada. Consiste en aplicar el método del coeficiente de escurrimiento, del U.S. Soil Conservation Service, el cual se apoya en la clasificación del tipo de suelos y coberturas o usos del mismo. El escurrimiento anual (C.E.) se evalúa con las siguientes fórmulas:

- Cuando  $K < 0.15$ :  $C.E. = k ( P-250 ) / 2000$  (Ec. 6.3)

- Cuando  $K > 0.15$ :  $C.E. = k [( P-250 ) / 2000 + (k-0.15) / 1.5]$  (Ec. 6.4)

- Según las condiciones del escurrimiento:

- a) Condición desfavorable  $C.E. = ( P-250 ) / 100 + 3.3$  (Ec. 6.5)

- b) Condición media  $C.E. = ( P-250 ) / 80.67 + 6.7$  (Ec. 6.6)

- c) Condición favorable  $C.E. = ( P-250 ) / 68.8 + 9.3$  (Ec. 6.7)

Donde:

P= Precipitación anual, en milímetros.

K= Parámetro dependiente del tipo, uso y cubierta del suelo, determinado en la tabla

6.6.

CUBIERTA O USO DEL SUELO	TIPO DE SUELO		
	A	B	C
BARBECHEO, ÁREAS DESNUDAS	0.26	0.28	0.30
CULTIVOS	0.24	0.27	0.30
PASTIZAL			
MAS DEL 75%	0.14	0.20	0.28
DEL 50-75%	0.20	0.24	0.30
MENOS 50%	0.24	0.28	0.30
BOSQUE			
MAS DEL 50%	0.07	0.16	0.24
DEL 50-75%	0.12	0.22	0.26
DEL 25-50%	0.17	0.26	0.28
MENOS DEL 25%	0.22	0.28	0.30
ZONAS CON EDIFICACIÓN	0.26	0.29	0.32
CAMINOS	0.27	0.30	0.33
PRADERA PERMANENTE	0.18	0.24	0.30

Tabla. 6.6. Parámetros K de la fórmula del C.E. Anual en función del tipo de suelo.

(Fuente: SARH)

A continuación se presenta el cuadro de resumen (tabla 6.7.), con superficie de acuerdo al tipo de suelo y cubierta vegetal, así como los parámetros adoptados, con el fin de obtener sus respectivos coeficientes de escurrimiento.

USO DE SUELO	SUPERFICIE (km <sup>2</sup> )	K
BOSQUE NATURAL	1.816	0.22
ASENT. IRREG.	0.276	0.29
ZONA URBANA	2.378	0.30
<b>TOTAL</b>	<b>4.47</b>	<b>0.27</b>

Tabla. 6.7. Resumen de parámetros. (Fuente: Propia)

Por lo tanto, el volumen escurrido medio anual (V.E.M.A.) para la cuenca analizada es:

AREA (km <sup>2</sup> )	C. E.	PRECIPITACIÓN MEDIA ANUAL (mm)	VOLUMEN MEDIO ANUAL (m <sup>3</sup> )
4.47	23.20%	1580.65	1'639'197.28

Tabla. 6.8. Resumen de parámetros. (Fuente: Propia)

### 6.2.6. Precipitación de diseño, lluvia en exceso.

Existe una gran diversidad de métodos para el cálculo de avenidas máximas, y debido a las características de la cuenca en estudio y a los datos disponibles, se utilizarán métodos hidrológicos con relación lluvia-escorrentamiento, al no contar con registros pluviográficos de las tormentas, y se manipularán los registros de las precipitaciones máximas en 24 horas, empleando el criterio de KRUSHLING-GRANSKY.

- Análisis estadístico de la precipitación.

En este apartado, se estima la magnitud de la avenida, a partir de los registros de lluvia máxima anual en 24 horas, obtenidos de las estaciones climatológicas adoptadas, efectuando un análisis estadístico y de probabilidad, asociados a diferentes periodos de retorno.

Para ello, se ejecutó el software denominado AX, aplicado para el ajuste de funciones de probabilidad, como Gumbel, Log Normal a 2 y 3 parámetros, Normal,

Exponencial, Gama a 2 y 3 parámetros y Doble Gumbel, determinando las precipitaciones máximas en 24 horas, para periodos de retorno (Tr) de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000, 2000, 5000 y 10000 años. Aunado a esto, el software determina cual distribución se ajusta más a los datos con un mínimo error. (Imagen 6.6.)

Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	12.105	-----	12.105	-----
Lognormal	8.086	7.103	9.344	23.668
Gumbel	7.745	-----	9.512	-----
Exponencial	6.696	-----	50.697	-----
Gamma	9.274	6.981	10.074	7.784
Doble Gumbel	6.158			

**Mínimo error estándar: 6.158**  
**Calculado por la función: Doble Gumbel**

Imagen. 6.6. Resumen de errores estándar. (Fuente: software AX)

Como se puede observar en la imagen 6.6., la distribución Doble Gumbel es la que mejor se ajusta a los registros de precipitación máxima en 24 horas. A continuación, se tabulan los datos de precipitación máxima probable en 24 horas con diferentes periodos de retorno. (Tabla 6.9)

Tr (AÑOS)	FUNCIONES DE PROBABILIDAD							
	NORMAL	LOG NORMAL 2P	LOG NORMAL 3P	GUMBEL	EXPONENCIAL	GAMA 2P	GAMA 3P	DOBLE GUMBEL
<b>2</b>	89.93	85.72	83.55	84.59	80.54	87.10	82.14	<b>79.37</b>
<b>5</b>	115.59	110.31	110.31	107.96	108.56	112.03	110.45	<b>113.30</b>
<b>10</b>	129.08	125.86	129.06	129.43	129.76	126.73	130.23	<b>139.62</b>
<b>20</b>	140.22	140.33	147.72	138.27	150.96	139.79	149.20	<b>159.76</b>
<b>50</b>	152.76	158.64	172.87	157.47	178.98	155.46	173.04	<b>183.59</b>
<b>100</b>	161.11	172.15	192.50	171.87	200.18	166.50	189.94	<b>200.83</b>
<b>200</b>	168.76	185.51	212.77	186.21	221.38	177.04	205.21	<b>217.76</b>
<b>500</b>	178.02	203.13	240.75	205.13	249.40	190.26	221.78	<b>239.99</b>
<b>1000</b>	184.51	216.64	263.13	219.43	270.60	199.84	230.99	<b>256.67</b>
<b>2000</b>	190.64	230.24	286.45	233.72	291.80	208.99	236.93	<b>273.35</b>
<b>5000</b>	198.27	246.99	316.24	252.61	319.82	220.65	241.39	<b>295.21</b>
<b>10000</b>	203.75	261.27	342.52	266.90	341.02	229.81	243.17	<b>311.52</b>

ERROR: 12.11      9.35              7.11              9.52              6.70              10.08      6.99              **6.16**

Tabla. 6.9. Precipitación máxima probable en 24 hrs. (Fuente: Software AX)

Para determinar la precipitación máxima en 24 horas en toda la cuenca, asociadas al periodo de retorno, se aplicó el criterio de los polígonos de Thiessen, estimándose así, la lluvia de diseño para una duración de 24 horas, tabulada en el apartado de las “Curvas de Intensidad-Duración-Periodo de retorno” (I-d-Tr).

- Número de escurrimiento N.

Al combinarse distintos tipos de suelo se forman los llamados, complejos hidrológicos suelo-vegetación, donde la determinación de la N de escurrimientos,

depende de la textura, cobertura o uso del suelo, datos que se presentan en la fig. 6.1. y 6.2.

<i>Uso de la tierra y cobertura</i>	<i>Tratamiento del suelo</i>	<i>Pendiente del terreno, en %</i>	<i>Tipo de suelo</i>			
			<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>
Sin cultivo	Surcos rectos	—	77	86	91	94
Cultivos en surco	Surcos rectos	> 1	72	81	88	91
	Surcos rectos	< 1	67	78	85	89
	Contorneo	> 1	70	79	84	88
	Contorneo	< 1	65	75	82	86
	Terrazas	> 1	66	74	80	82
	Terrazas	< 1	62	71	78	81
	Cereales	Surcos rectos	> 1	65	76	84
Surcos rectos		< 1	63	75	83	87
Contorneo		> 1	63	74	82	85
Contorneo		< 1	61	73	81	84
Terrazas		> 1	61	72	79	82
Terrazas		> 1	59	70	78	81
Leguminosas o praderas con rotación		Surcos rectos	> 1	66	77	85
	Surcos rectos	< 1	58	72	81	85
	Contorneo	> 1	64	75	83	85
	Contorneo	< 1	55	69	78	83
	Terrazas	> 1	63	73	80	83
	Terrazas	< 1	51	67	76	80
Pastizales	-----	> 1	68	79	86	89
	-----	< 1	39	61	74	80
	Contorneo	> 1	47	67	81	88
	Contorneo	< 1	6	35	70	79
Pradera permanente	-----	< 1	30	58	71	78
Bosques naturales	Muy ralo	-----	56	75	86	91
	Ralo	-----	46	68	78	84
	Normal	-----	36	60	70	77
	Espeso	-----	26	52	62	69
	Muy espeso	-----	15	44	54	61
Caminos	De terracería	-----	72	82	87	89
	Con superficie dura	-----	74	84	90	92

Fig. 6.1. Selección de N (Fuente: Aparicio; 2010: 188)

<i>Tipo de suelo</i>	<i>Textura del suelo</i>
A	Arenas con poco limo y arcilla; Suelos muy permeables.
B	Arenas finas y limos.
C	Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcilla.
D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana; suelos muy impermeables.

Fig. 6.2. Textura del suelo. (Fuente: Aparicio; 2010: 189)

Los valores adoptados de N, se presentan en la tabla 6.10., obteniendo un promedio ponderado, de acuerdo al porcentaje de superficie que le corresponde a cada tipo de suelo.

<b>No. Esgurrimiento</b>	<b>tipo suelo</b>	<b>N</b>	<b>Sup.</b>	<b>Np</b>
Bosque nat.	C	70	40.63%	28.441
Camino terrac.	C	87	6.18%	5.3766
Camino duro	C	90	53.20%	47.88
				81.70

Tabla. 6.10. Esgurrimiento ponderado. (Fuente: Propia)

- Tiempo de concentración.

El tiempo de concentración, se entiende por el lapso que dura una gota de lluvia en llegar del punto más alejado de la cuenca, hasta su salida. En cuencas pequeñas, la duración (De), se considera igual al tiempo de concentración (Tc).

Existen diversos criterios que evalúan de manera aproximada el tiempo de concentración en unidad de horas, como:

➤ ROWE

$$T_c = \left( \frac{0.87 * L^3}{D} \right)^{0.385}$$

(Ec. 6.8)

➤ SCS

$$T_c = \frac{L^{1.15}}{3085 * D^{0.38}}$$

(Ec. 6.9)

➤ KIRPICH

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

(Ec. 3.18)

Donde:

L= Longitud del cauce principal; km

S= Pendiente del cauce principal

D= Desnivel del cauce principal; m

En la tabla 6.11. se muestran los resultados del tiempo de concentración con los tres métodos, utilizando un promedio a criterio propio.

<b>ROWE</b>	<b>SCS</b>	<b>KIRPICH</b>	<b>PROMEDIO</b>
0.445 hrs	0.439 hrs	0.485 hrs	<b>0.460 hrs</b>

Tabla. 6.11. Tiempo de concentración. (Fuente: Propia)

- Curvas intensidad-duración-periodo de retorno (i-d-Tr).

Cuando no se cuentan con registros pluviográficos, éstas curvas se calculan aplicando el método de KRUIHLING Y GRANSKY. Con el tiempo de concentración obtenido, y dado que el valor de “e”, depende de la duración de la tormenta (tabla 6.12.), este método permite obtener a partir del valor de la lluvia máxima probable en 24 horas, la cantidad de lluvia que corresponde a una tormenta con una duración, sugiriendo las siguientes ecuaciones:

$$Hp_d = \frac{K * de^{1-e}}{1-e}$$

(Ec. 6.10)

$$K = \frac{Hp * (1-e)}{24^{1-e}}$$

(Ec. 6.11)

Valores de e		Tamaño de la cuenca	Tc (hrs)
0.5	0.4	muy grande	Tc >48
0.55	0.5	grande	24 < Tc < 48
0.6	0.55	mediana	6 < Tc < 24
0.7	0.6	pequeña	1 < Tc < 6
<b>0.8</b>	<b>0.7</b>	<b>muy pequeña</b>	<b>0 &lt; Tc &lt; 1</b>

Tabla. 6.12. Coeficiente de KRUIHLING-GRANSKY. (Fuente: CNA)

Con los valores del procesamiento estadístico de los registros de lluvias en 24 horas, más el valor de “e”, interpolado para el tiempo de concentración, y además del

valor K, (tabla 6.13.) se realizaron las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno, (gráfica 6.1.), asociadas a 10, 20, 50, 100, 500, 1000, años, tabulando el tiempo hasta 6 horas (tabla 6.14.).

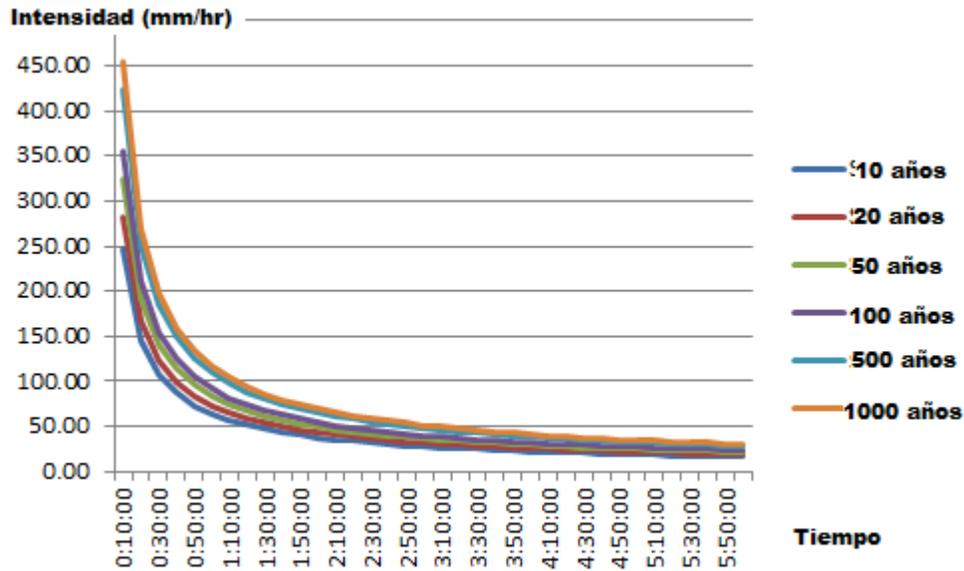
Tr (Años)	hp24 (mm)	K	hp d (mm)
2	79.37	8.93	29.95
5	113.3	12.75	42.75
10	139.62	15.72	52.68
20	159.76	17.98	60.28
50	183.59	20.67	69.27
100	200.83	22.61	75.77
200	217.76	24.51	82.16
500	239.99	27.01	90.55
1000	256.67	28.89	96.84
2000	273.35	30.77	103.14
5000	295.21	33.23	111.38
10000	311.52	35.07	117.54

Tabla. 6.13. Resumen de valores. (Fuente: Propia)

Tiempo	Fracción hr	Intensidad					
		10	20	50	100	500	1000
0:00:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0:10:00	0.17	246.68	282.27	324.37	354.83	424.02	453.49
0:20:00	0.33	146.27	167.37	192.34	210.40	251.43	268.90
0:30:00	0.50	107.74	123.29	141.68	154.98	185.20	198.07
0:40:00	0.67	86.73	99.25	114.05	124.76	149.09	159.45
0:50:00	0.83	73.30	83.88	96.39	105.44	126.00	134.76
1:00:00	1.00	63.89	73.10	84.01	91.90	109.81	117.45
1:10:00	1.17	56.88	65.08	74.79	81.81	97.76	104.56
1:20:00	1.33	51.43	58.85	67.63	73.98	88.40	94.55
1:30:00	1.50	47.06	53.85	61.88	67.69	80.89	86.51

1:40:00	1.67	43.47	49.74	57.15	62.52	74.71	79.90
1:50:00	1.83	40.45	46.29	53.19	58.19	69.53	74.36
2:00:00	2.00	37.88	43.35	49.81	54.49	65.12	69.64
2:10:00	2.17	35.66	40.81	46.90	51.30	61.30	65.56
2:20:00	2.33	33.73	38.59	44.35	48.51	57.97	62.00
2:30:00	2.50	32.02	36.63	42.10	46.05	55.03	58.86
2:40:00	2.67	30.50	34.89	40.10	43.86	52.42	56.06
2:50:00	2.83	29.13	33.34	38.31	41.90	50.08	53.56
3:00:00	3.00	27.90	31.93	36.69	40.14	47.96	51.30
3:10:00	3.17	26.79	30.65	35.23	38.53	46.05	49.25
3:20:00	3.33	25.77	29.49	33.89	37.07	44.30	47.38
3:30:00	3.50	24.84	28.43	32.67	35.73	42.70	45.67
3:40:00	3.67	23.99	27.45	31.54	34.50	41.23	44.09
3:50:00	3.83	23.20	26.54	30.50	33.36	39.87	42.64
4:00:00	4.00	22.46	25.70	29.54	32.31	38.61	41.29
4:10:00	4.17	21.78	24.92	28.64	31.33	37.44	40.04
4:20:00	4.33	21.15	24.20	27.81	30.42	36.35	38.88
4:30:00	4.50	20.55	23.52	27.03	29.56	35.33	37.79
4:40:00	4.67	20.00	22.88	26.30	28.77	34.37	36.76
4:50:00	4.83	19.48	22.29	25.61	28.01	33.48	35.80
5:00:00	5.00	18.98	21.72	24.96	27.31	32.63	34.90
5:10:00	5.17	18.52	21.19	24.35	26.64	31.83	34.05
5:20:00	5.33	18.08	20.69	23.78	26.01	31.08	33.24
5:30:00	5.50	17.67	20.22	23.23	25.41	30.37	32.48
5:40:00	5.67	17.27	19.77	22.71	24.85	29.69	31.76
5:50:00	5.83	16.90	19.34	22.22	24.31	29.05	31.07
6:00:00	6.00	16.55	18.93	21.76	23.80	28.44	30.42

Tabla. 6.14. Valores tabulados para realizar las curvas. (Fuente: Propia)



Gráfica. 6.1. Curvas i-d-Tr. (Fuente: Propia)

- Lluvia en exceso.

La determinación de la lluvia en exceso, contribuye al escurrimiento directo de la subcuenca hidrográfica, empleando el criterio del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos de América (SCS), basado en la fórmula:

$$P_e = \frac{\left[ P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

(Ec. 3.20)

Donde:

Pe= Precipitación en exceso; cm

P= Precipitación de diseño; cm

N= Número de escurrimiento.

A continuación, en la tabla 6.15., se muestran las alturas de precipitación en exceso, asociadas a los periodos de retorno antes ya mencionados, calculando también el coeficiente de escurrimiento, dividiendo la hp exceso entre hp en 24 horas.

<b>Tr (Años)</b>	<b>hp d (mm)</b>	<b>hp exceso (mm)</b>	<b>Ce %</b>
2	29.95	4.57	15.25
5	42.75	11.15	26.07
10	52.68	17.37	32.97
20	60.28	22.60	37.49
50	69.27	29.19	42.14
100	75.77	34.18	45.11
200	82.16	39.24	47.76
500	90.55	46.06	50.87
1000	96.84	51.30	52.97
2000	103.14	56.63	54.91
5000	111.38	63.74	57.22
10000	117.54	69.11	58.80

Tabla. 6.15. Resumen de cálculo para la precipitación en exceso. (Fuente: Propia)

### **6.2.7. Avenida máxima probable.**

Para reconstruir el proceso formativo de la avenida, se parte del conocimiento de la precipitación de diseño con una duración y periodo de retorno determinado, calculando el escurrimiento para graficar el hidrograma de la avenida.

La estimación del gasto de avenida máxima, se calculó con los métodos hidrológicos descritos en seguida:

A) Método de la fórmula Racional.

Este método se basa en las siguientes fórmulas:

$$Q_d = 0.278C \cdot i \cdot A_c$$

(Ec. 3.19)

Donde:

Q<sub>d</sub>= Gasto máximo de diseño; m<sup>3</sup>/s

C= Coeficiente de escurrimiento, calculado con los coeficientes de la fig. 3.26. o bien, dividiendo la altura de precipitación en exceso entre la altura de precipitación de diseño.

i= Intensidad de duración, dividiendo la altura de precipitación en exceso entre el tiempo de concentración o duración.

A= Área de la cuenca; km<sup>2</sup>

Al sustituir los datos requeridos en la fórmula, se obtuvieron los resultados siguientes: (tabla 6.16.)

<b>Tr (Años)</b>	<b>C</b>	<b>i (mm/hr)</b>	<b>A (km<sup>2</sup>)</b>	<b>Q<sub>d</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>
2	0.15	10.01	4.47	1.90
5	0.26	24.42	4.47	7.91
10	0.33	38.05	4.47	15.59
20	0.37	49.51	4.47	23.06
50	0.42	63.95	4.47	33.49
100	0.45	74.89	4.47	41.98
200	0.48	85.95	4.47	51.01

500	0.51	100.90	4.47	63.78
1000	0.53	112.38	4.47	73.98
2000	0.55	124.06	4.47	84.66
5000	0.57	139.62	4.47	99.28
10000	0.59	151.40	4.47	110.62

Tabla. 6.16. Gasto de diseño con fórmula racional. (Fuente: Propia)

B) Método del hidrograma unitario triangular de Mockus.

Este método se basa en un hidrograma unitario sintético, obteniéndose el Tiempo pico, como dato necesario de la fórmula principal. (Ec. 6.12.)

$$Q_d = \frac{0.208 * A * hpe}{tp}$$

(Ec. 6.12)

Donde:

El tiempo pico se calcula con:

$$T_p = 0.6 * T_c + \frac{De}{2}$$

(Ec. 6.13)

Los resultados se resumen en la tabla 6.17.

Tr (Años)	hpe (mm)	A ( km²)	Tp (hr)	Qd (m³/s)
2	4.57	4.47	0.50	8.46
5	11.15	4.47	0.50	20.64
10	17.37	4.47	0.50	32.16
20	22.60	4.47	0.50	41.84

50	29.19	4.47	0.50	54.05
100	34.18	4.47	0.50	63.30
200	39.24	4.47	0.50	72.65
500	46.06	4.47	0.50	85.29
1000	51.30	4.47	0.50	94.99
2000	56.63	4.47	0.50	104.86
5000	63.74	4.47	0.50	118.01
10000	69.11	4.47	0.50	127.97

Tabla. 6.17. Gasto de diseño con H.U.T. Mockus. (Fuente: Propia)

C) Método de Ven Te Chow.

Este método basa su análisis en la ecuación 6.14, resumiendo los resultados en la tabla 6.18.

$$Q_d = A * X * Y * Z$$

(Ec. 6.14)

Donde:

A= Área de la cuenca; km<sup>2</sup>

X= Dividiendo la precipitación en exceso entre la duración de la tormenta.

Y= Valor de 0.278

Z= Factor de reducción en función de De/Tr; (fig.3.27)

Tr (Años)	de (hr)	tr (hr)	de / tr	z	hpe (mm)	X	A (km <sup>2</sup> )	Qd (m <sup>3</sup> /s)
2	0.456	0.274	1.667	0.850	4.567	10.005	4.470	10.568
5	0.456	0.274	1.667	0.850	11.147	24.418	4.470	25.792
10	0.456	0.274	1.667	0.850	17.368	38.047	4.470	40.187
20	0.456	0.274	1.667	0.850	22.599	49.505	4.470	52.290
50	0.456	0.274	1.667	0.850	29.193	63.950	4.470	67.548
100	0.456	0.274	1.667	0.850	34.185	74.886	4.470	79.099
200	0.456	0.274	1.667	0.850	39.237	85.953	4.470	90.789
500	0.456	0.274	1.667	0.850	46.061	100.903	4.470	106.580
1000	0.456	0.274	1.667	0.850	51.303	112.385	4.470	118.708
2000	0.456	0.274	1.667	0.850	56.633	124.062	4.470	131.042
5000	0.456	0.274	1.667	0.850	63.736	139.622	4.470	147.477
10000	0.456	0.274	1.667	0.850	69.111	151.396	4.470	159.914

Tabla. 6.18. Gasto de diseño con Ven Te Chow. (Fuente: Propia)

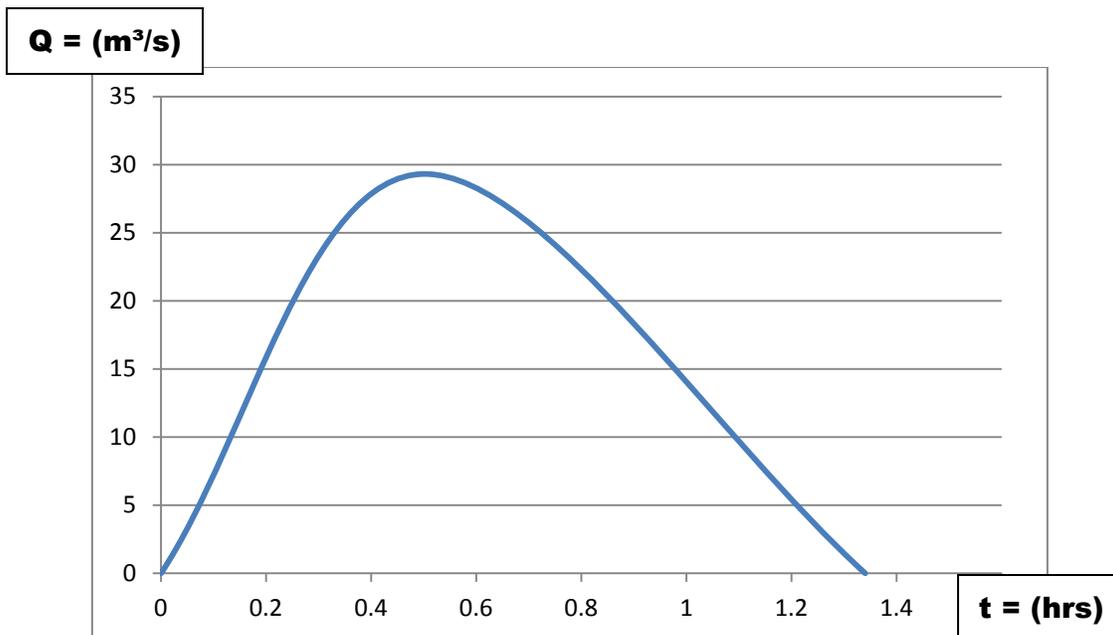
### 6.2.8. Resumen de resultados.

Finalmente para establecer los gastos de diseño en la subcuenca analizada, en la tabla 6.19. se presentan los resultados de los métodos utilizados con diferentes periodos retorno, obteniéndose un promedio de los tres, observando que este valor se apega más a los gastos del Hidrograma Unitario de MOCKUS, siendo el recomendado por la CNA.

(años)	(m <sup>3</sup> /seg)			
	Tr	RACIONAL	H.U.T. MOCKUS	CHOW
2	1.90	8.46	10.57	6.97
5	7.91	20.64	25.79	18.12
<b>10</b>	<b>15.59</b>	<b>32.16</b>	<b>40.19</b>	<b>29.31</b>
20	23.06	41.85	52.29	39.07
50	33.49	54.06	67.55	51.70
100	41.98	63.30	79.10	61.46
200	51.01	72.65	90.79	71.49
500	63.79	85.29	106.59	85.22

Tabla. 6.19. Resumen de gastos máximos por los tres métodos. (Fuente: Propia)

De acuerdo con la Comisión Nacional del Agua (CNA), para la realización o modificación de obras en cauces y zonas federales, se recomienda un periodo de retorno asociado a 100 años, en referencia a un río, ya que para el estudio presente, sería un gasto poco probable en suceder, se trabajará con un periodo de retorno de 10 años para el diseño de la alternativa de solución, mayor al utilizado en zonas urbanas que son de 5 años. A continuación se gráfica el hidrograma de diseño para dicho gasto. (Gráfica 6.2)



Gráfica. 6.2. Hidrograma de diseño con  $T_r = 10$  años (Fuente: Propia)

### 6.3. Análisis hidráulico del cauce.

Con la topografía del tramo en estudio y el gasto de diseño obtenido del estudio hidrológico, asociado al periodo de retorno de 10 años, se procederá a realizar la simulación del funcionamiento hidráulico con el software HEC-RAS.

De acuerdo con Villón Béjar (2009), el HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center-River Analysis System), es una aplicación que permite la modelación hidráulica en régimen permanente y no permanente de cauces, ríos y canales artificiales, desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos (US ARMY Corps of Engineers).

Este programa facilita el cálculo de los perfiles de agua y los parámetros hidráulicos del cauce, obteniéndose los niveles de la superficie del agua de un flujo gradualmente variado.

### 6.3.1. Diagnóstico de la situación actual del canal Arroyo del Páramo.

Cabe mencionar, que el objeto de modelar matemáticamente el cauce en condiciones naturales sin plantear alguna acción que mejore su funcionamiento, brindará una idea de que el área hidráulica del canal es insuficiente para las descargas de agua que se le atribuyen, orillando a elegir alternativas de solución para evitar inundaciones.

Para poder realizar la modelación hidráulica del cauce en el HEC-RAS, se introdujeron las secciones transversales más susceptibles a desbordarse por medio de coordenadas, iniciando de la estación 0+680 (aguas arriba) hasta la 0+000 (aguas abajo), y adicionando a la vez, el coeficiente de rugosidad de Manning en ambos márgenes y en el fondo de cada sección, de acuerdo a las condiciones del contorno, obteniéndose la vista en planta del canal. (Imagen 6.7)

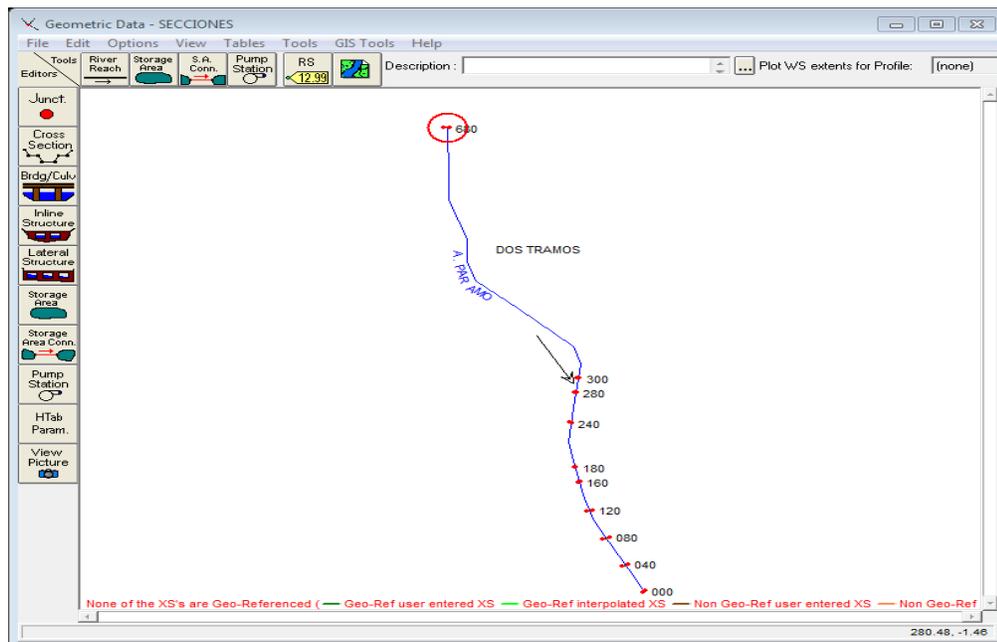


Imagen. 6.7. Vista en planta del canal. (Fuente: software HEC-RAS)

Antes de “correr el modelo”, se debe introducir el gasto y el tipo de régimen con el que se está trabajando, que para determinar la capacidad máxima del canal Arroyo del Páramo, se realizaron iteraciones con el gasto hasta encontrar la capacidad máxima sin exceder los hombros del canal en ninguna sección, resultando un caudal máximo de 3.4 m<sup>3</sup>/s, siendo el 11.60 % del gasto máximo para el periodo de retorno asociado a 10 años. (Imagen 6.8. a 6.17.)

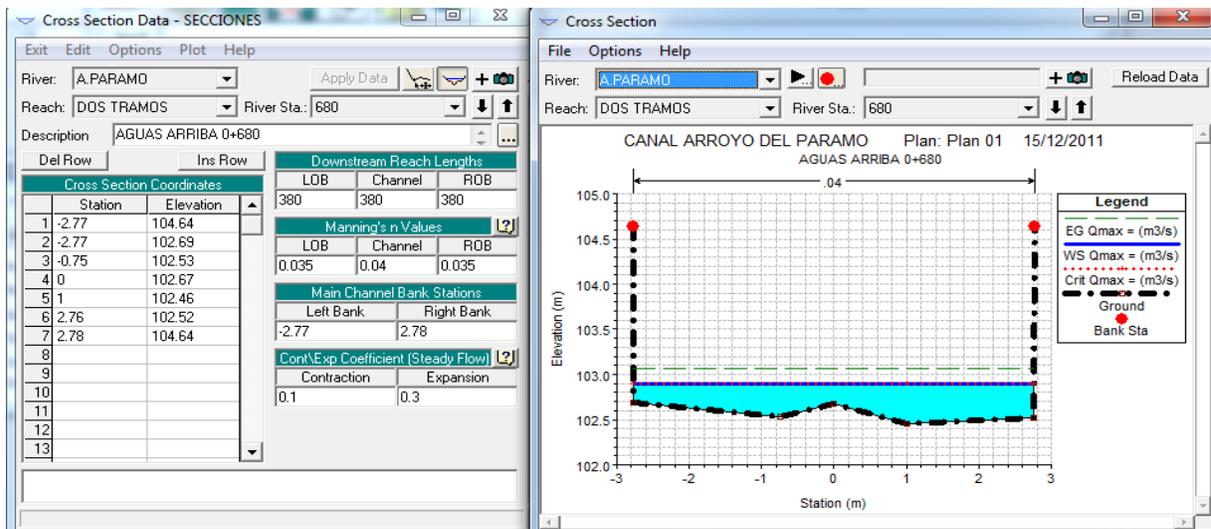


Imagen. 6.8. Sección aguas arriba 0+680. (Fuente: software HEC-RAS)

Nota: La sección no se encuentra embovedada como en la realidad, con el fin de visualizar el nivel de la superficie del agua.

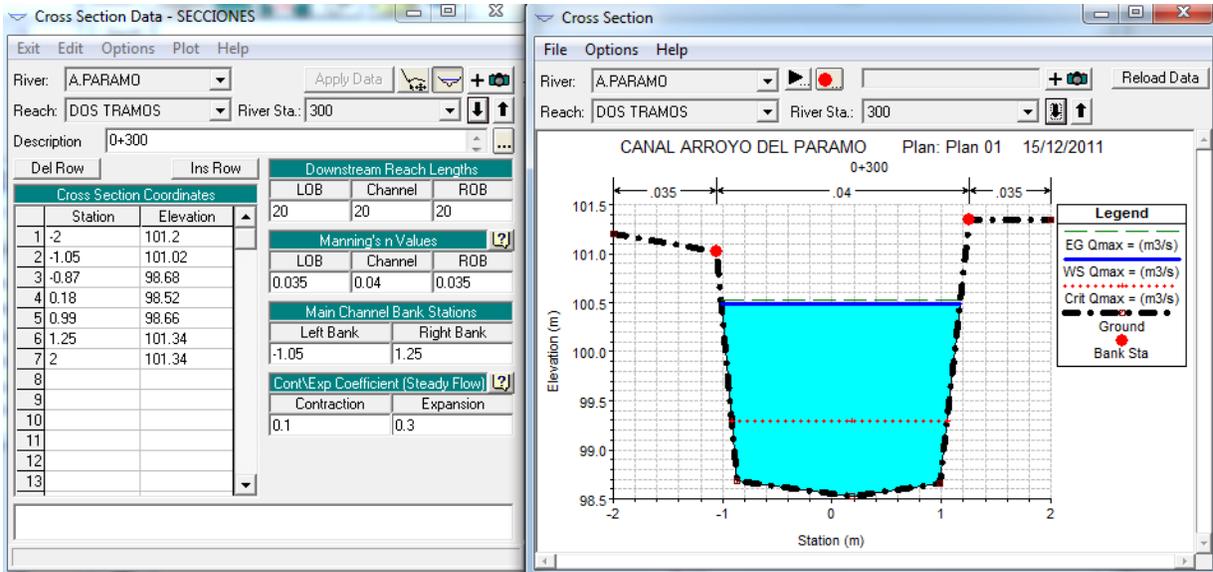


Imagen. 6.9. Sección 0+300. (Fuente: software HEC-RAS)

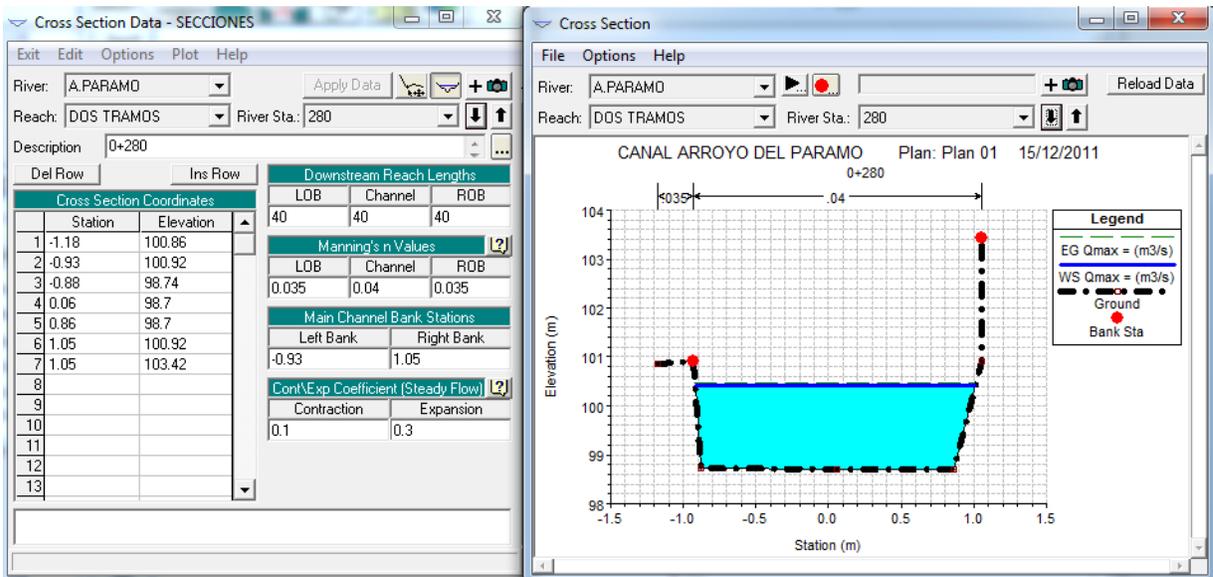


Imagen. 6.10. Sección 0+280. (Fuente: software HEC-RAS)

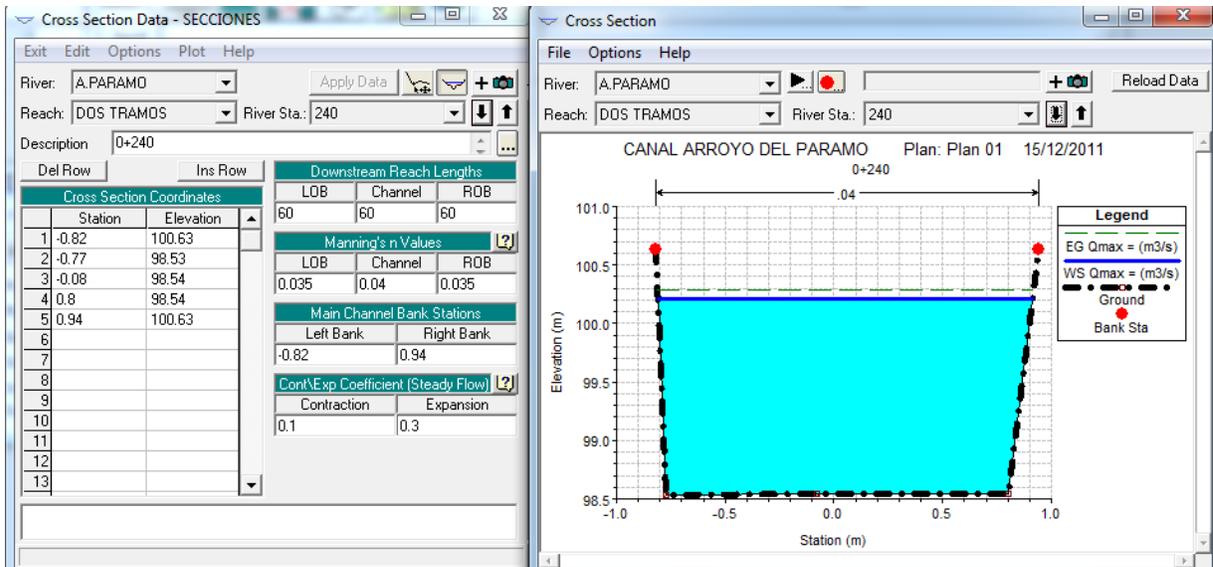


Imagen. 6.11. Sección 0+240. (Fuente: software HEC-RAS)

Nota: La sección no se encuentra embovedada como en la realidad, con el fin de visualizar el nivel de la superficie del agua.

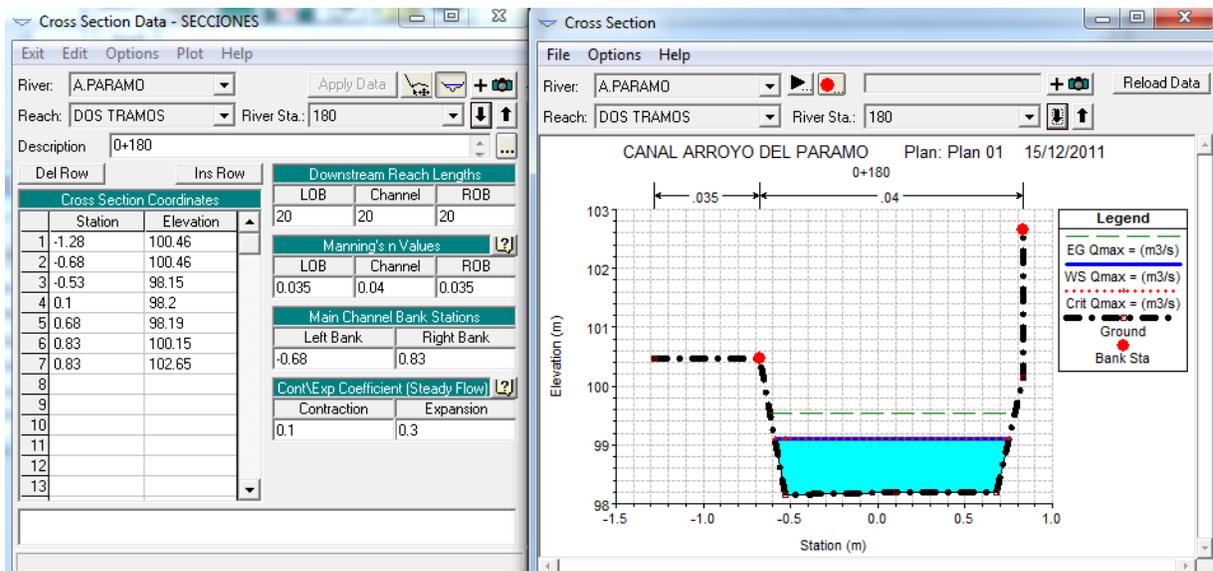


Imagen. 6.12. Sección 0+180. (Fuente: software HEC-RAS)

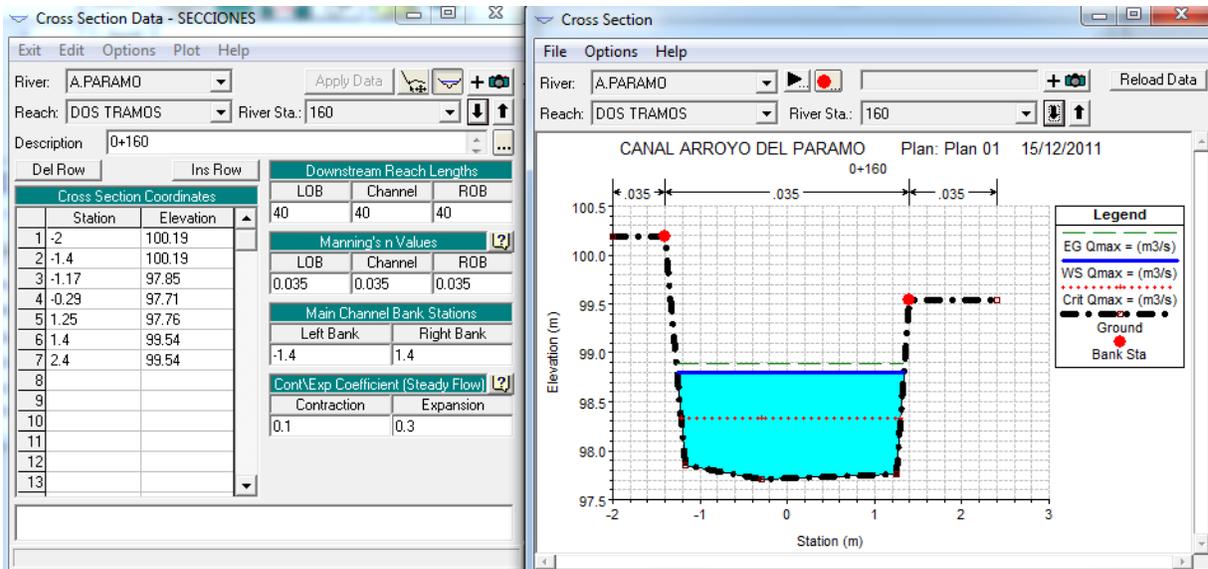


Imagen. 6.13. Sección 0+160. (Fuente: software HEC-RAS)

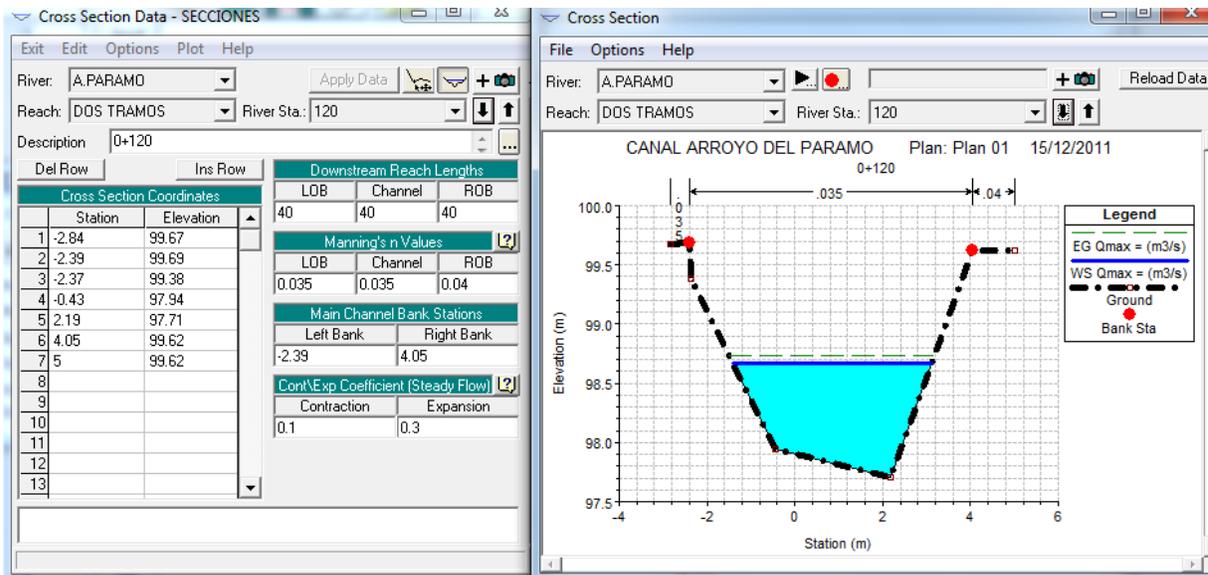


Imagen. 6.14. Sección 0+120. (Fuente: software HEC-RAS)

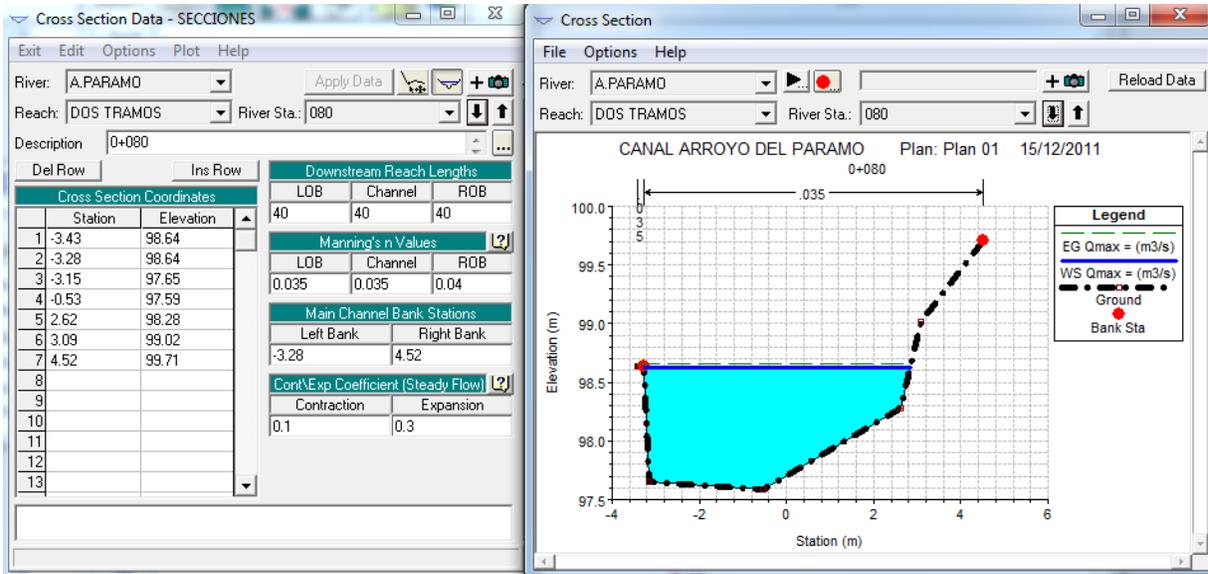


Imagen. 6.15. Sección 0+080. (Fuente: software HEC-RAS)

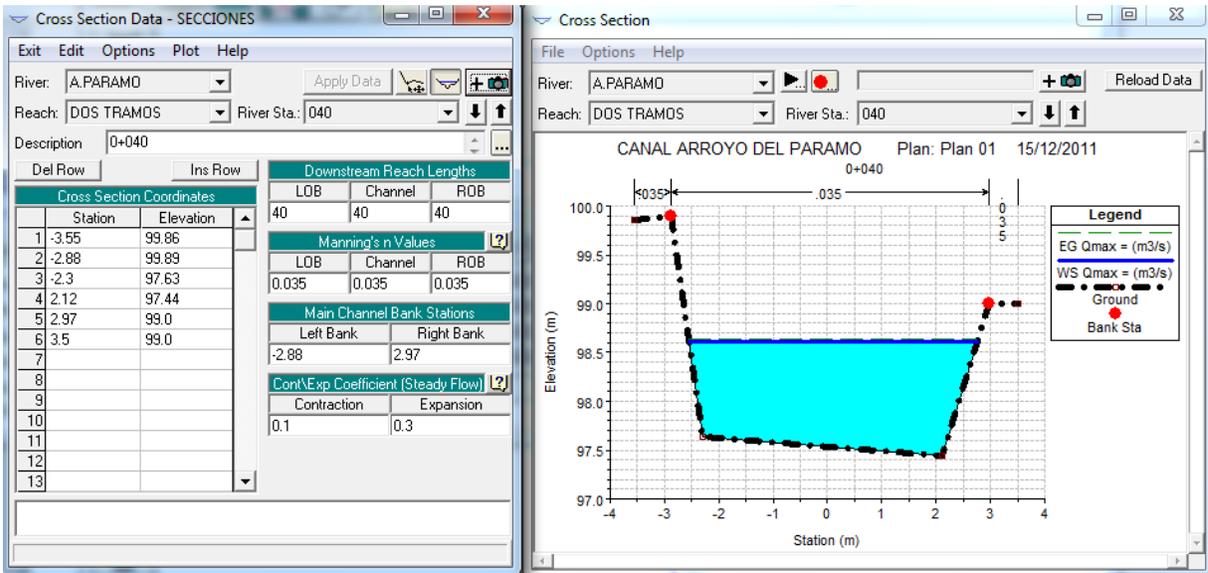


Imagen. 6.16. Sección 0+040. (Fuente: software HEC-RAS)

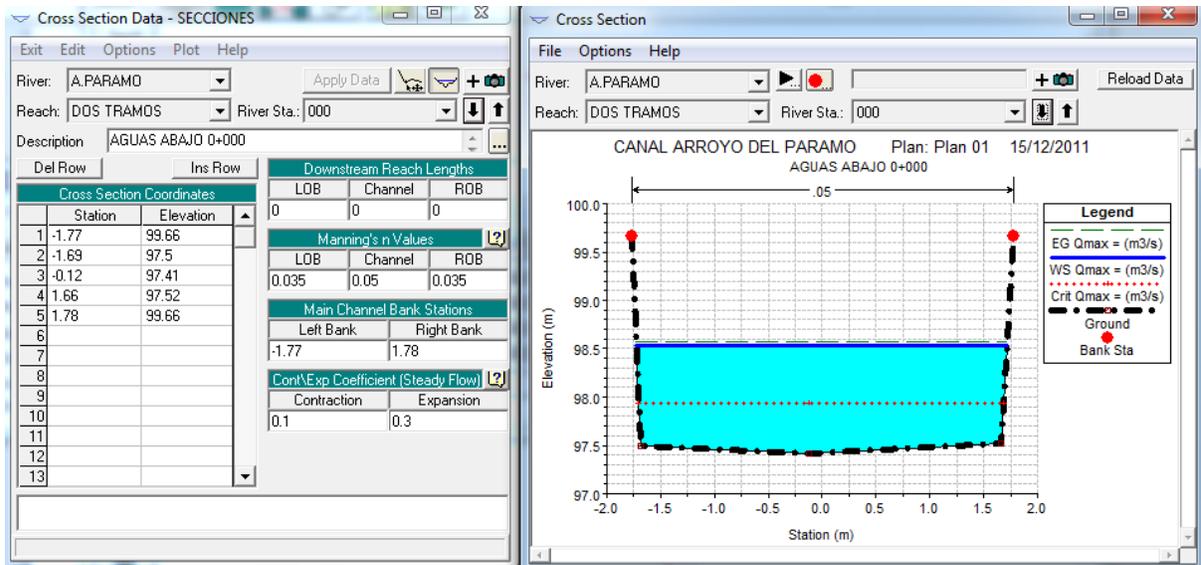


Imagen. 6.17. Sección aguas abajo 0+000. (Fuente: software HEC-RAS)

Nota: La sección no se encuentra embovedada como en la realidad, con el fin de visualizar el nivel de la superficie del agua.

A continuación se muestra en la imagen 6.18. el perfil del tramo en estudio, con el gasto de  $3.4 \text{ m}^3/\text{s}$  que es el máximo que soporta sin desbordarse, mostrando también la nomenclatura en la tabla 6.20., y los resultados obtenidos de la modelación matemática, en la tabla 6.21.

<b>NOMENCLATURA</b>	
Elevation (m)	Elevación (m)
Main channel distance (m)	Cadenamiento (km)
EG	Gradiente hidráulico
WS	Superficie libre del agua
LOB	Margen izquierdo del cauce
ROB	Margen derecho del cauce

Tabla. 6.20. Nomenclatura del HEC-RAS. (Fuente: Propia)

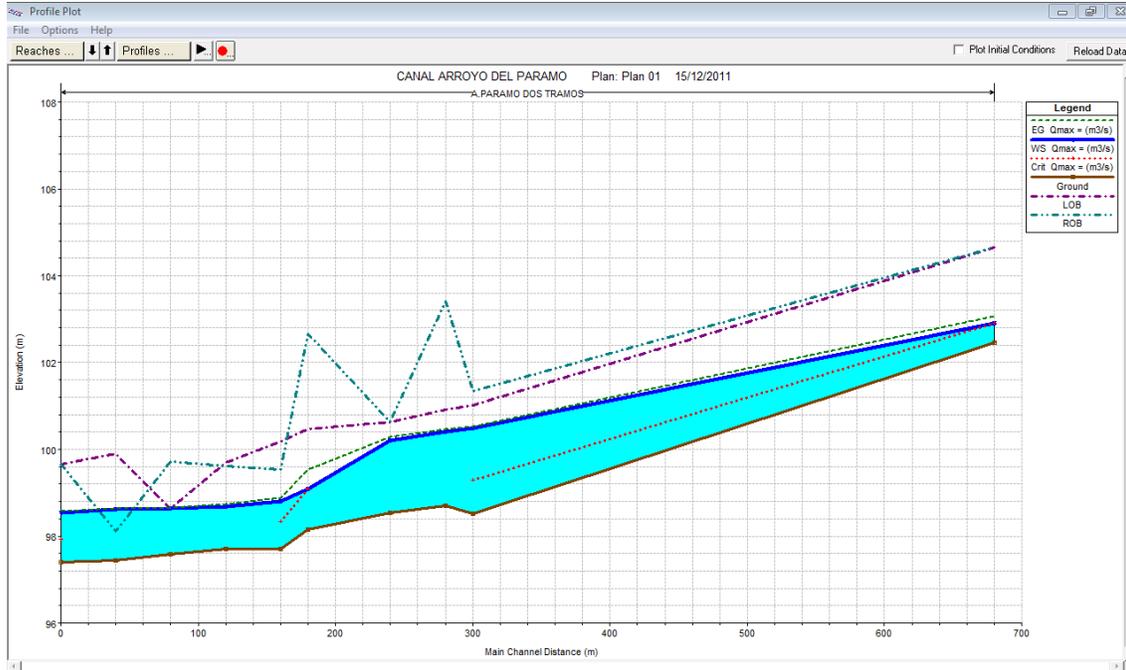


Imagen. 6.18. Perfil del cauce con un gasto de 3.4 m<sup>3</sup>/s. (Fuente: software HEC-RAS)

EST.	Q (m <sup>3</sup> /s)	ELEV. ARRASTRE (m)	ELEV. S .L. A. (m)	ELEV. T.CRIT. (m)	ELEV. GRAD.HCO. (m)	PEND. DE FONDO (m/m)	VEL. (m/s)	AREA HCA. AGUA (m <sup>2</sup> )	ANCHO S.L.A. (m)	NO. FROUDE
0+680	3.40	102.46	102.90	102.90	103.07	0.0266	1.83	1.86	5.53	1.01
0+300	3.40	98.52	100.48	99.29	100.52	0.0021	0.89	3.80	2.18	0.22
0+280	3.40	98.70	100.41		100.47	0.0037	1.09	3.11	1.92	0.27
0+240	3.40	98.53	100.21		100.29	0.0053	1.23	2.76	1.72	0.31
0+180	3.40	98.15	99.09	99.09	99.53	0.0500	2.93	1.16	1.34	1.00
0+160	3.40	97.71	98.80	98.33	98.89	0.0041	1.29	2.64	2.60	0.41
0+120	3.40	97.71	98.68		98.74	0.0031	1.11	3.06	4.56	0.43
0+080	3.40	97.59	98.64		98.67	0.0009	0.68	5.02	6.28	0.24
0+040	3.40	97.44	98.61		98.63	0.0007	0.65	5.26	5.31	0.21
0+000	3.40	97.41	98.53	97.93	98.58	0.0037	0.93	3.64	3.44	0.29

Tabla. 6.21. Resultados de la modelación en el HEC-RAS. (Fuente: Propia)

### 6.3.2. Modelación hidráulica del canal Arroyo del Páramo en presencia de una avenida asociada a un periodo de retorno.

Como se mencionó anteriormente para este tipo de obras, el periodo de retorno recomendado es de 100 años, pero debido al resultado del estudio hidrológico, sería un gasto muy grande y poco probable de suceder, eligiendo un periodo de 10 años, que es el más frecuente en ocurrir, y pronosticando el resultado de la modelación hidráulica debido a la insuficiencia del área del canal.

Siguiendo el mismo procedimiento para el manejo de este software, se modeló el canal con el periodo de retorno antes expuesto, arrojando los resultados que se muestran a continuación. (Imagen 6.19 a 6.28.)

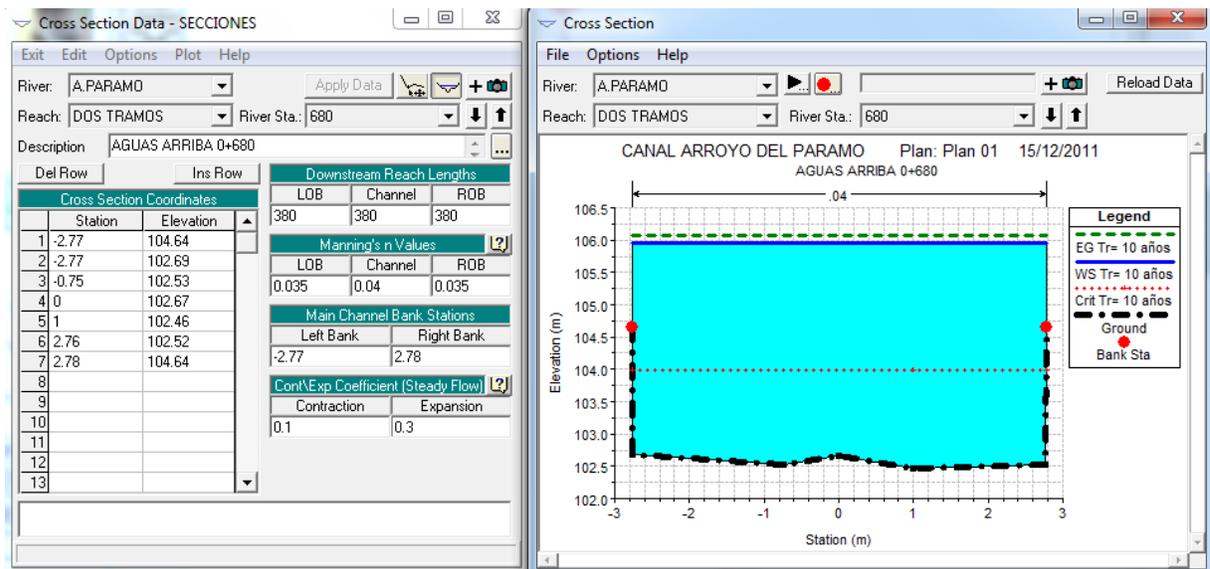


Imagen. 6.19. Sección aguas arriba 0+680. (Fuente: software HEC-RAS)

Nota: La sección no está embovedada como en la realidad con el fin de visualizar el nivel de la superficie del agua, observando que el canal trabaja a presión por el excedente del agua, y adicionándole el desbordamiento.

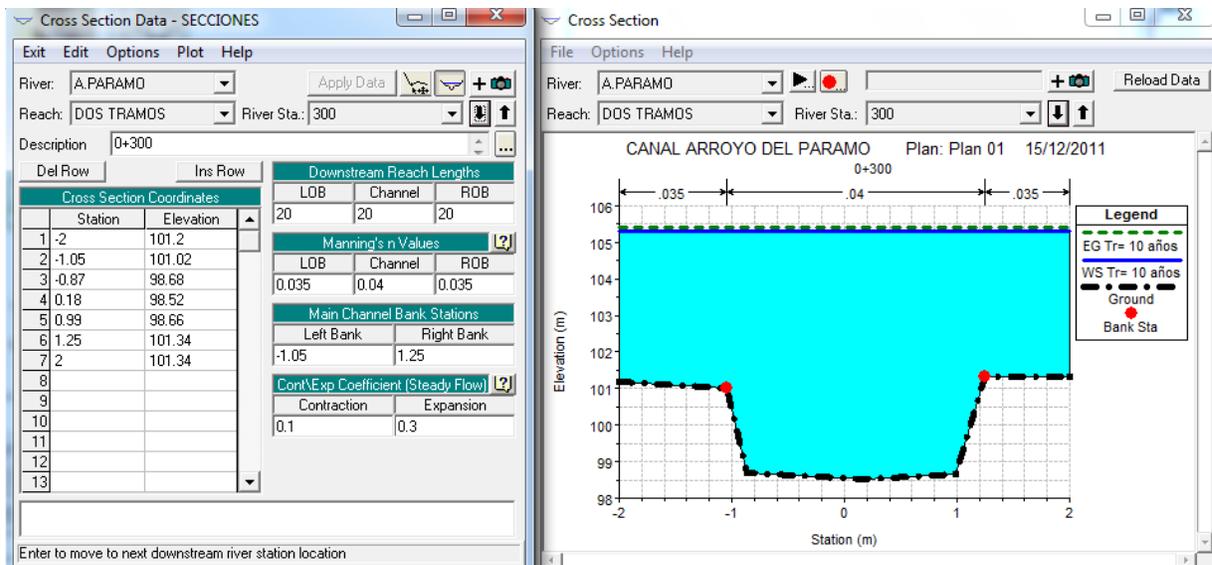


Imagen. 6.20. Sección 0+300. (Fuente: software HEC-RAS)

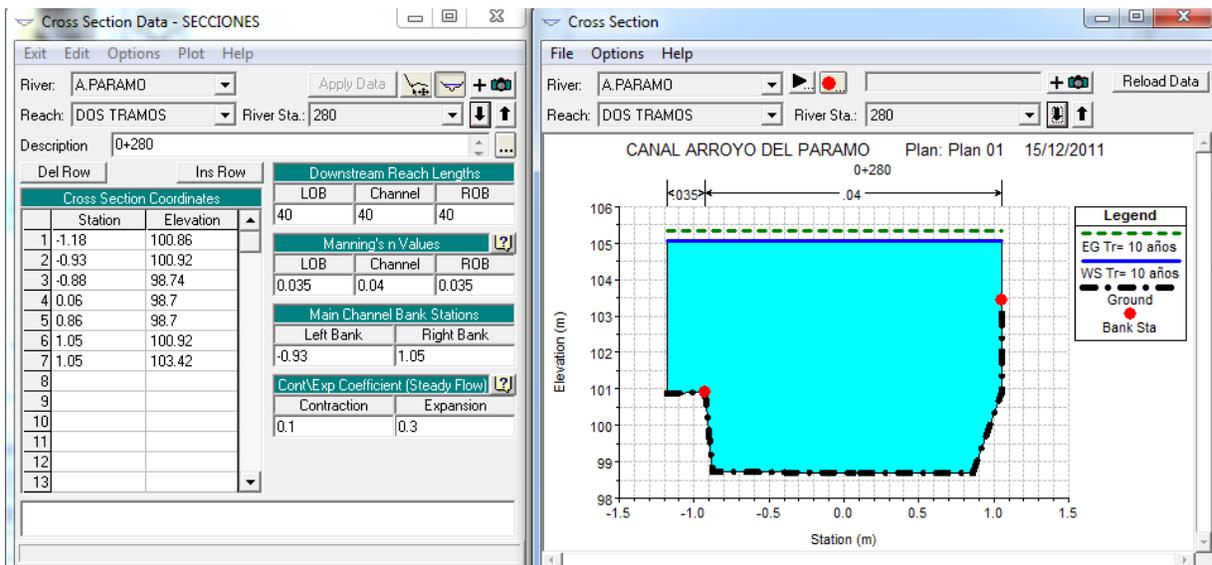


Imagen. 6.21. Sección 0+280. (Fuente: software HEC-RAS)

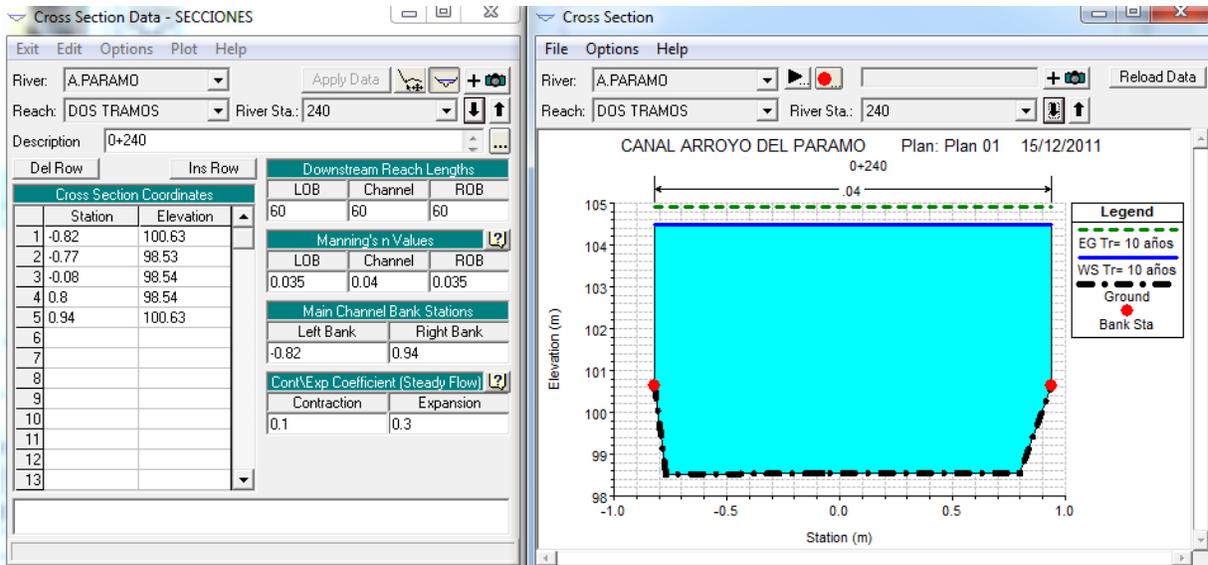


Imagen. 6.22. Sección 0+240. (Fuente: software HEC-RAS)

Nota: La sección no está embovedada como en la realidad con el fin de visualizar el nivel de la superficie del agua, observando que el canal trabaja a presión por el excedente del agua, y adicionándole el desbordamiento.

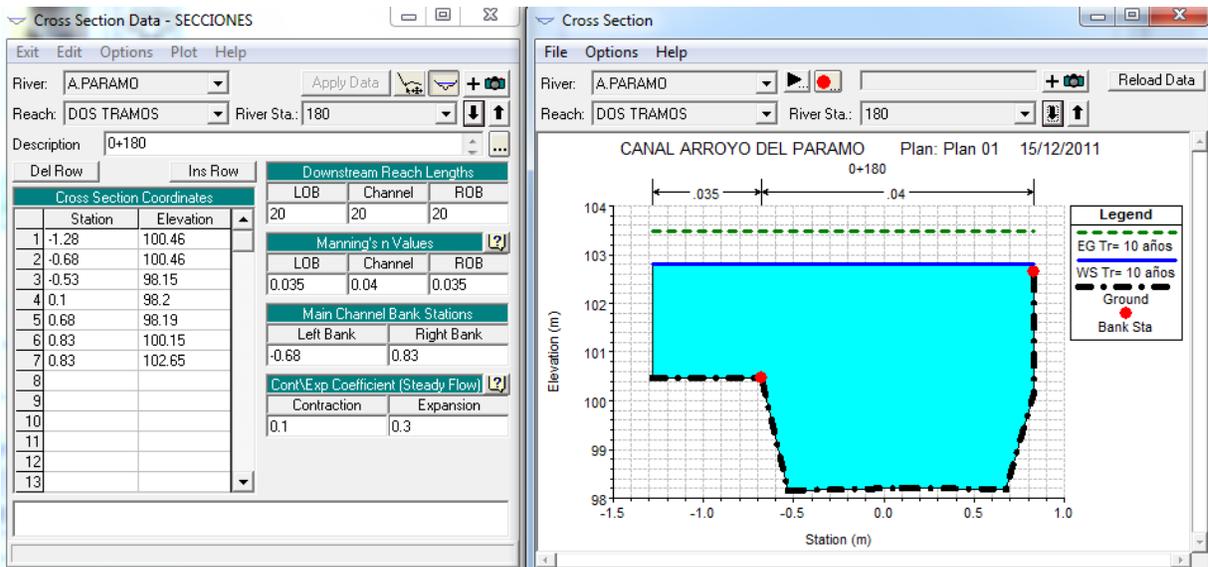


Imagen. 6.23. Sección 0+180. (Fuente: software HEC-RAS)

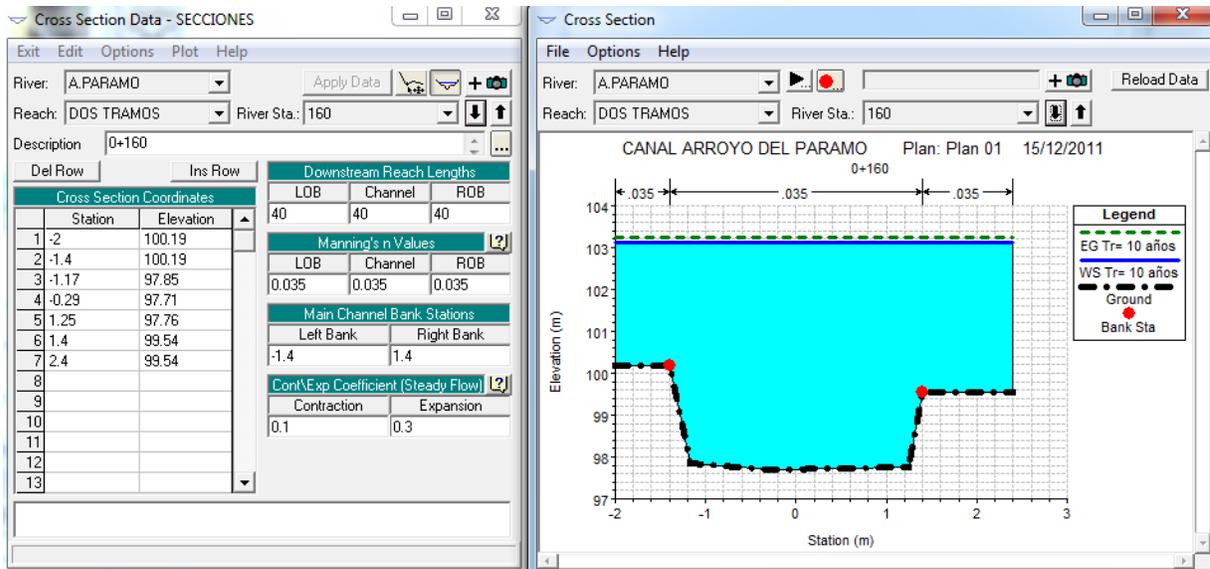


Imagen. 6.24. Sección 0+160. (Fuente: software HEC-RAS)

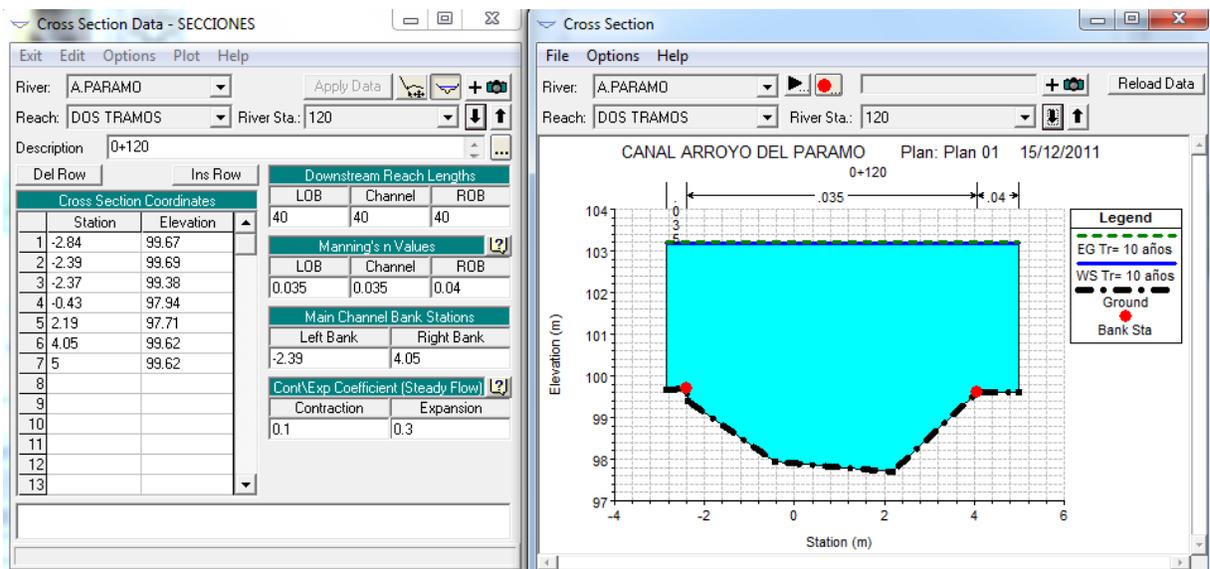


Imagen. 6.25. Sección 0+120. (Fuente: software HEC-RAS)

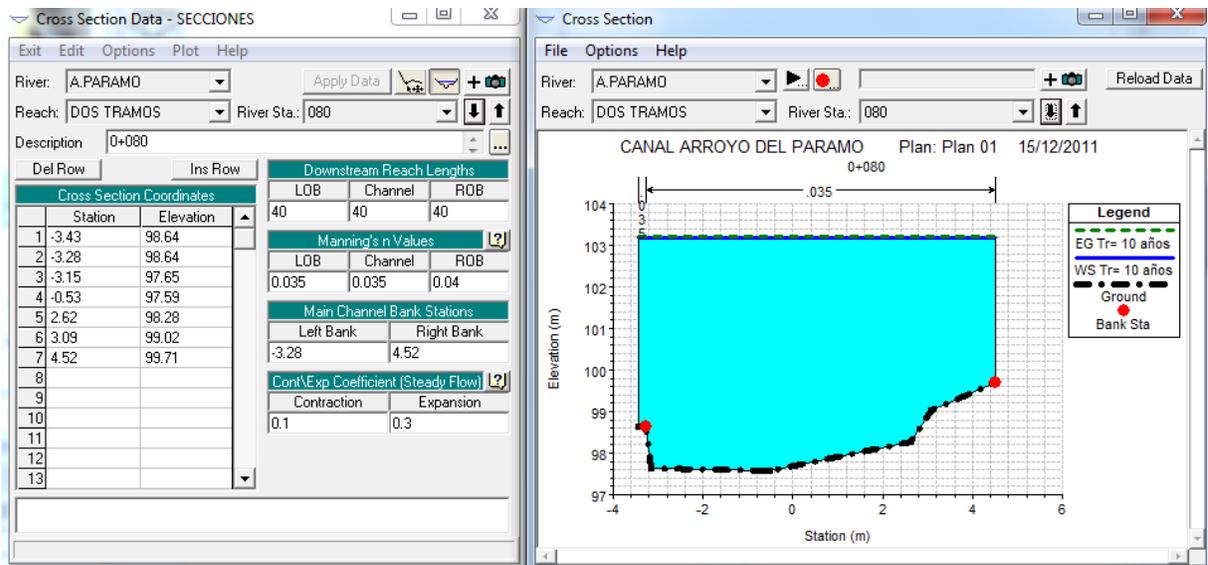


Imagen. 6.26. Sección 0+080. (Fuente: software HEC-RAS)

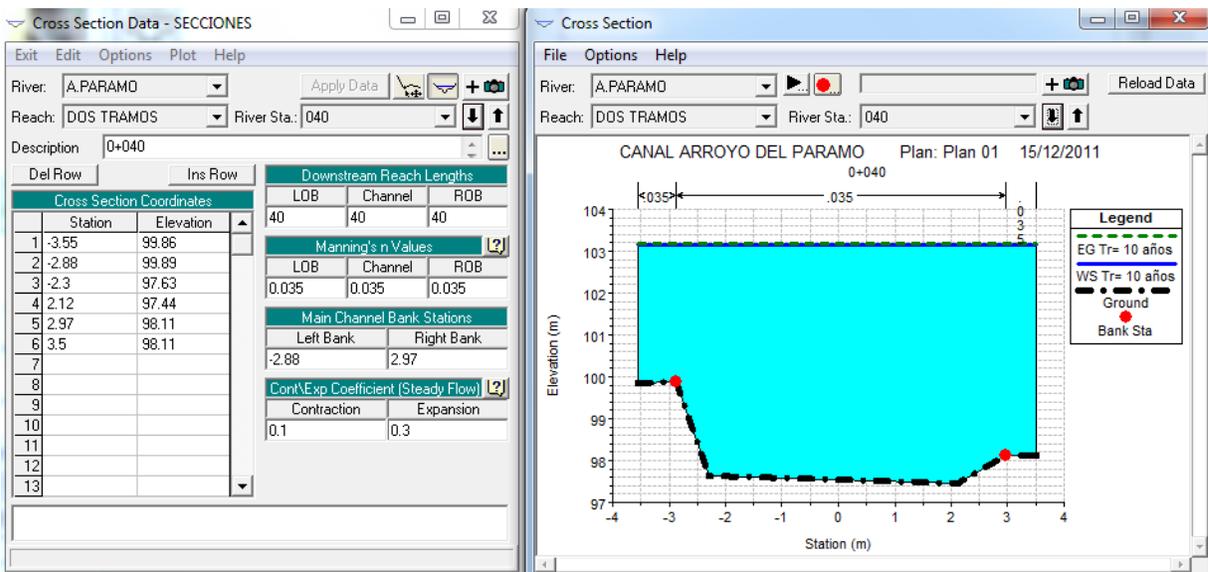


Imagen. 6.27. Sección 0+040. (Fuente: software HEC-RAS)

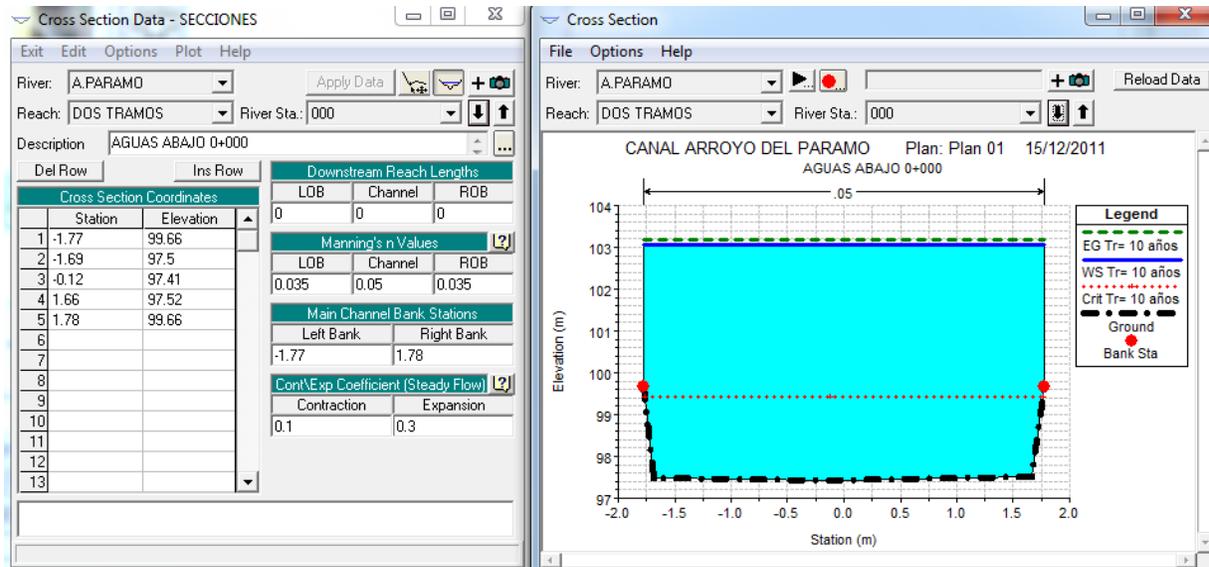


Imagen. 6.28. Sección aguas abajo 0+000. (Fuente: software HEC-RAS)

Nota: La sección no está embovedada como en la realidad con el fin de visualizar el nivel de la superficie del agua, observando que el canal trabaja a presión por el excedente del agua, y adicionándole el desbordamiento.

En seguida se muestra en la imagen 6.29. el perfil del tramo en estudio, con el gasto de diseño asociado a un periodo de retorno de 10 años, mostrando también los resultados obtenidos de la modelación matemática, en la tabla 6.22.

Aunado a todo esto y comprobado matemáticamente, el desbordamiento del canal Arroyo del Páramo ha generado graves inundaciones a los vecinos de la zona en temporada de lluvias, por lo que es necesario considerar una o varias alternativas de solución, describiendo una de ellas en el siguiente apartado.

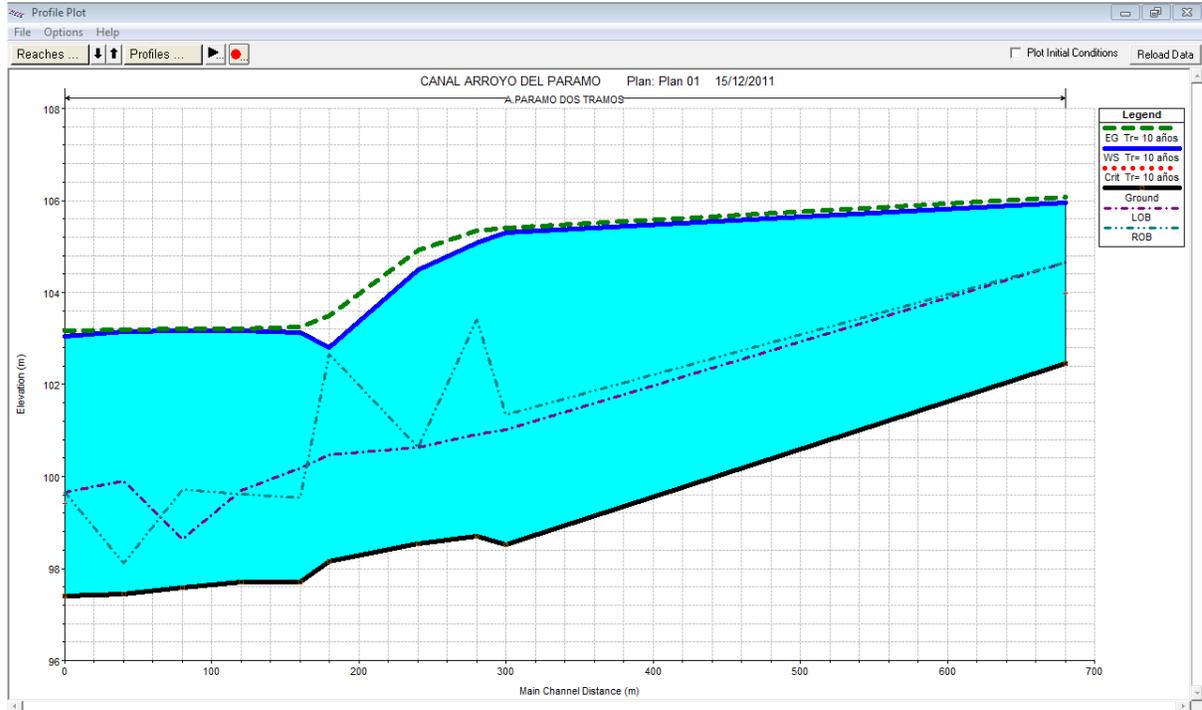


Imagen. 6.29. Perfil del cauce con un gasto de diseño asociado a un  $Tr = 10$  años.

(Fuente: software HEC-RAS)

EST.	Q (m <sup>3</sup> /s)	ELEV. ARRASTRE (m)	ELEV. S .L. A. (m)	ELEV. T.CRIT. (m)	ELEV. GRAD.HCO. (m)	PEND. DE FONDO (m/m)	VEL. (m/s)	AREA HCA. AGUA (m <sup>2</sup> )	ANCHO S.L.A. (m)	NO. FROUDE
0+680	29.31	102.46	105.96	103.98	106.08	0.0022	1.56	18.82	5.55	0.27
0+300	29.31	98.52	105.30		105.41	0.0014	1.57	21.79	4.00	0.20
0+280	29.31	98.70	105.08		105.34	0.0067	2.30	13.39	2.23	0.29
0+240	29.31	98.53	104.50		104.91	0.0187	2.85	10.29	1.76	0.38
0+180	29.31	98.15	102.80		103.49	0.0297	3.77	8.07	2.11	0.57
0+160	29.31	97.71	103.12		103.25	0.0012	1.72	19.95	4.40	0.24
0+120	29.31	97.71	103.17		103.21	0.0002	0.90	36.17	7.84	0.13
0+080	29.31	97.59	103.17		103.20	0.0002	0.74	39.96	7.95	0.11
0+040	29.31	97.44	103.16		103.20	0.0002	0.89	35.99	7.05	0.12
0+000	29.31	97.41	103.06	99.42	103.17	0.0037	1.49	19.64	3.55	0.20

Tabla. 6.22. Resultados de la modelación en el HEC-RAS. (Fuente: Propia)

#### 6.4. Alternativa de solución.

De las alternativas planteadas anteriormente, se explicará a detalle la alternativa de solución número 1, ya que se considera la más viable y factible por la situación actual de urbanización y la topografía de la zona, permitiendo trabajar con menos problemas, aprovechando la calle por su anchura hasta desembocar a la barranca La Cofradía.

La obra consiste en un desvío en la parte sur de la autopista hacia Morelia (Blvd. Industrial) por medio de un canal artificial, conduciendo el excedente pluvial que desborda al canal Arroyo del Páramo, proveniente de las tres barrancas al norte de la ciudad, y desembocando en la barranca de La Cofradía que es un arroyo de mayor capacidad, trabajando únicamente en temporada de lluvias. (Imagen 6.30.)



Imagen. 6.30. Desvío hacia el oriente. (Fuente: Google Earth 2011)

La alternativa 1, requiere un desarrollo de proyecto de 1000 metros, considerando la excavación adecuada para formar la pendiente mínima y que arrastrará el excedente pluvial hacia el punto final, desembocando en la barranca de La Cofradía.

Para el desvío del caudal, se pensó en instalar una compuerta tipo radial automatizada que regulará el gasto (fig. 6.1.), formando una pequeña represa en la parte sur de la autopista y sobre elevándose el nivel del agua hasta desviarla por el canal artificial, en dirección al oriente. (fig. 6.2. y 6.3.)

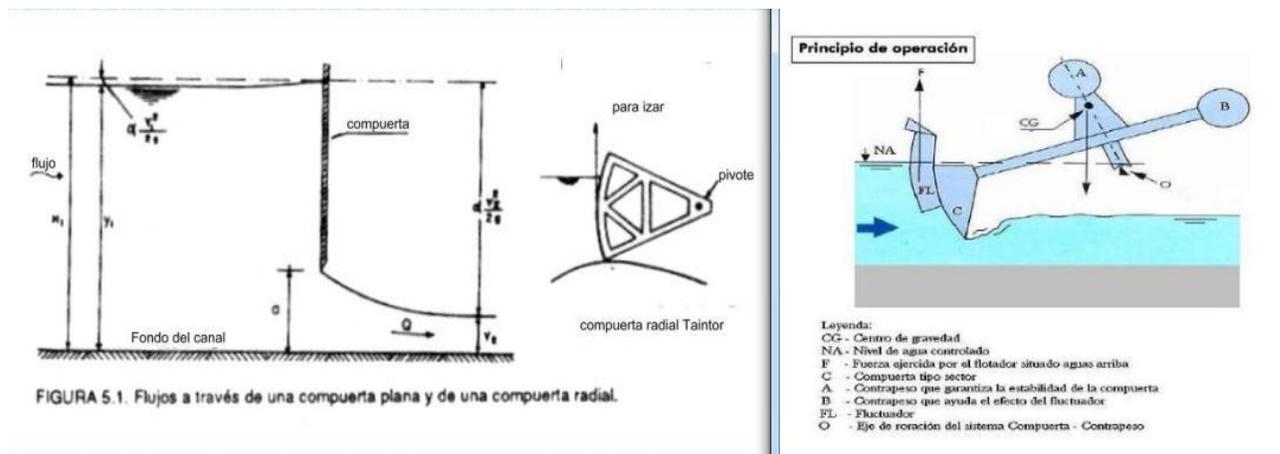


Figura. 6.1. Compuerta automatizada (con flotador). (Fuente: Dysac)

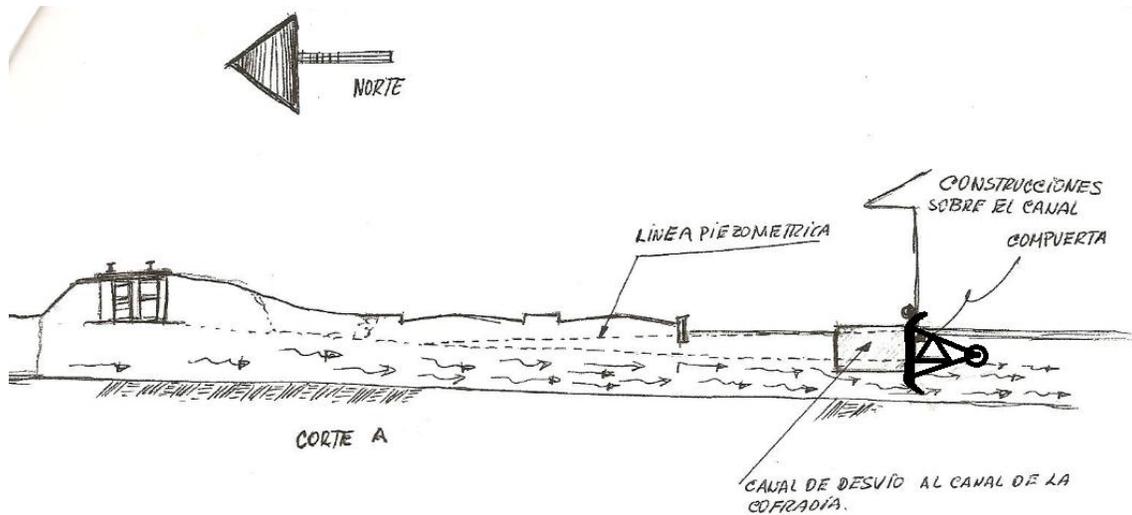


Figura. 6.2. Obra de desvío (corte A). (Fuente: Propia)

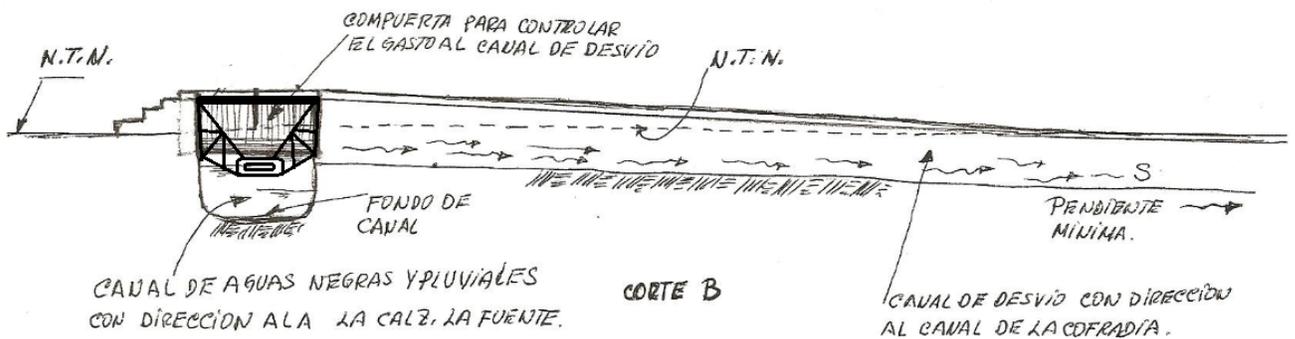


Figura. 6.3. Obra de desvío (corte B). (Fuente: Propia)

El canal de desvío se puede diseñar de diversas formas geométricas de acuerdo con la hidráulica de canales, siempre y cuando la obra sea económica, lo permita la zona del proyecto y además conduzca el gasto de diseño, siendo este, la diferencia del resultado hidrológico para el periodo de retorno seleccionado de 10 años ( $29.31 \text{ m}^3/\text{s}$ ) menos la capacidad máxima que soporta el canal Arroyo del Páramo sin desbordarse ( $3.4 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Un dato importante es que el organismo operador del municipio de Uruapan, Michoacán (CAPASU), diseña sus obras para un

periodo de retorno de 5 años por la economía en dimensiones de las mismas, siendo en muchas ocasiones insuficientes.

Para el cálculo de las dimensiones del canal, se empleó el software computacional H-CANALES, proponiendo una sección circular de polietileno de alta densidad (HDPE), por su fácil y rápida instalación, su larga vida útil, y por resistir grandes esfuerzos y deformaciones sin que falle, obteniendo un coeficiente de rugosidad de 0.010 y favoreciendo la velocidad de flujo según las características del polietileno.

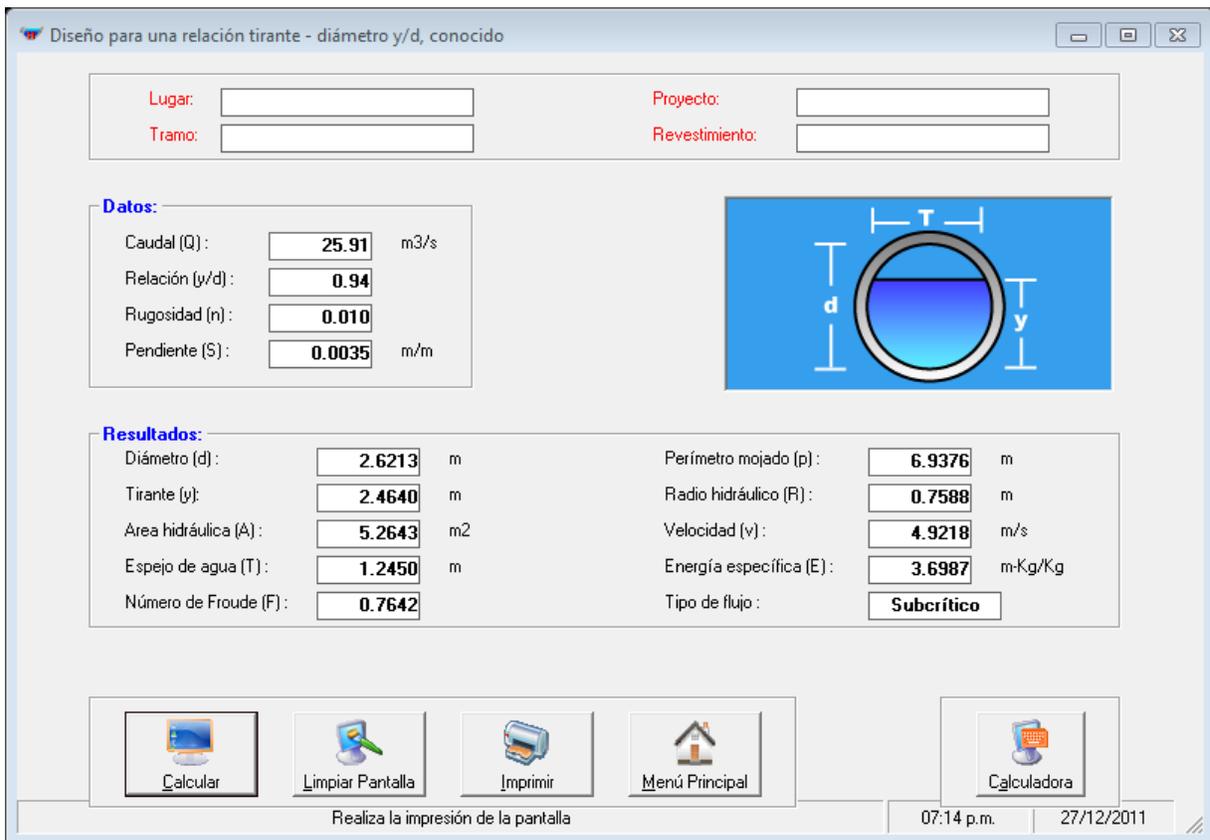


Imagen. 6.31. Diseño de canal circular con HDPE. (Fuente: H-CANALES)

Como se aprecia en la imagen 6.31., para conducir el gasto de diseño referente a la diferencia de gastos, se necesita un diámetro no menor a 2.62 metros, existiendo en el mercado diámetros comerciales desde 160 mm. hasta 3000 mm.

Ahora, si se piensa en reducir el diámetro de la tubería, se podría utilizar dos tubos repartiendo el flujo del agua por mitad, cuidando que la velocidad no rebase los 5 m/s que es la máxima recomendable y modificando la pendiente mínima, obteniéndose un diámetro no menor a 1.85 metros, como se muestra en la imagen 6.32.

**Diseño para una relación tirante - diámetro y/d, conocido**

Lugar:  Proyecto:   
Tramo:  Revestimiento:

**Datos:**

Caudal (Q):  m<sup>3</sup>/s  
Relación (y/d):   
Rugosidad (n):   
Pendiente (S):  m/m

**Resultados:**

Diámetro (d):  m  
Tirante (y):  m  
Área hidráulica (A):  m<sup>2</sup>  
Espejo de agua (T):  m  
Número de Froude (F):

Perímetro mojado (p):  m  
Radio hidráulico (R):  m  
Velocidad (v):  m/s  
Energía específica (E):  m-Kg/Kg  
Tipo de flujo:

Calcular Limpiar Pantalla Imprimir Menú Principal Calculadora

Limpia la pantalla para realizar nuevos cálculos 01:13 p.m. 28/12/2011

Imagen. 6.32. Diseño de canal circular con dos HDPE. (Fuente: H-CANALES)

De acuerdo con un manual de productos de tubería estructurada, para poder desplantar el tubo de polietileno de alta densidad, es muy importante considerar factores como, dimensiones de la zanja cuidando los niveles aguas arriba y aguas abajo (fig.6.4.), base de apoyo de la tubería, relleno lateral producto de la excavación (fig. 6.5.) y la compactación (Imagen 6.33. y 6.34.), logrando a ser eficiente técnicamente la alternativa de solución planteada.

Diámetro del tubo, cm	Ancho de la zanja, cm
30	85
38	100
45	110
61	130
75	150
90	170
107	195
122	215
152	250
183	285
213	320
244	355

Figura. 6.4. Ancho de la zanja. (Fuente: SIAPA)

Diámetro del tubo	Colchón mínimo, cm
Tuberías con diámetro hasta 45 cm	90
Tuberías con diámetros mayores a 45 y hasta 122 cm.	100
Tuberías con diámetros mayores a 122 cm	150

Figura. 6.5. Colchón para soportar las cargas vivas en la superficie. (Fuente: SIAPA)

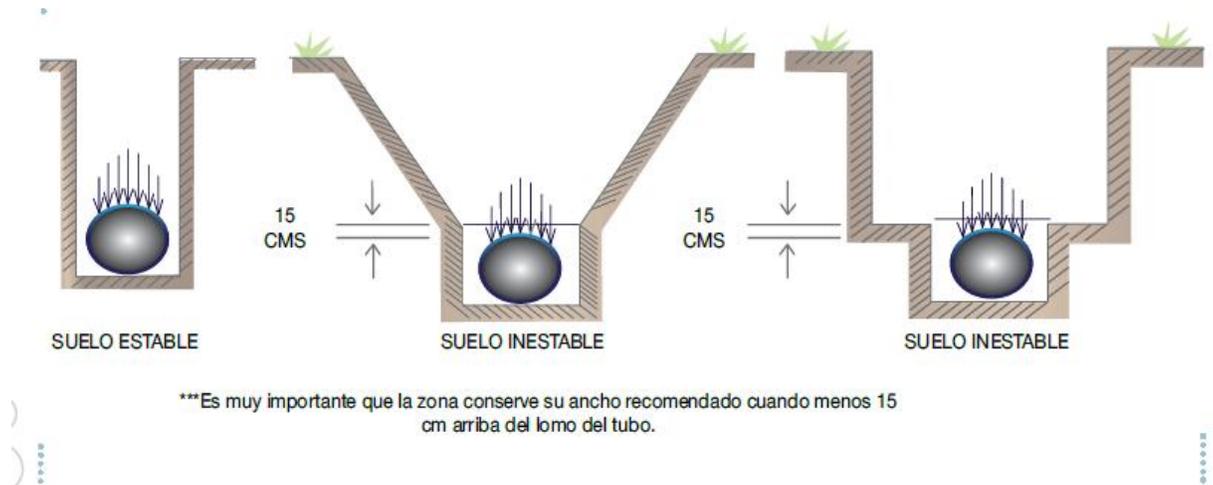


Imagen. 6.33. Recomendación para instalar tubería de HDPE.

(Fuente: Catálogo de productos Arco y Dura Line México)

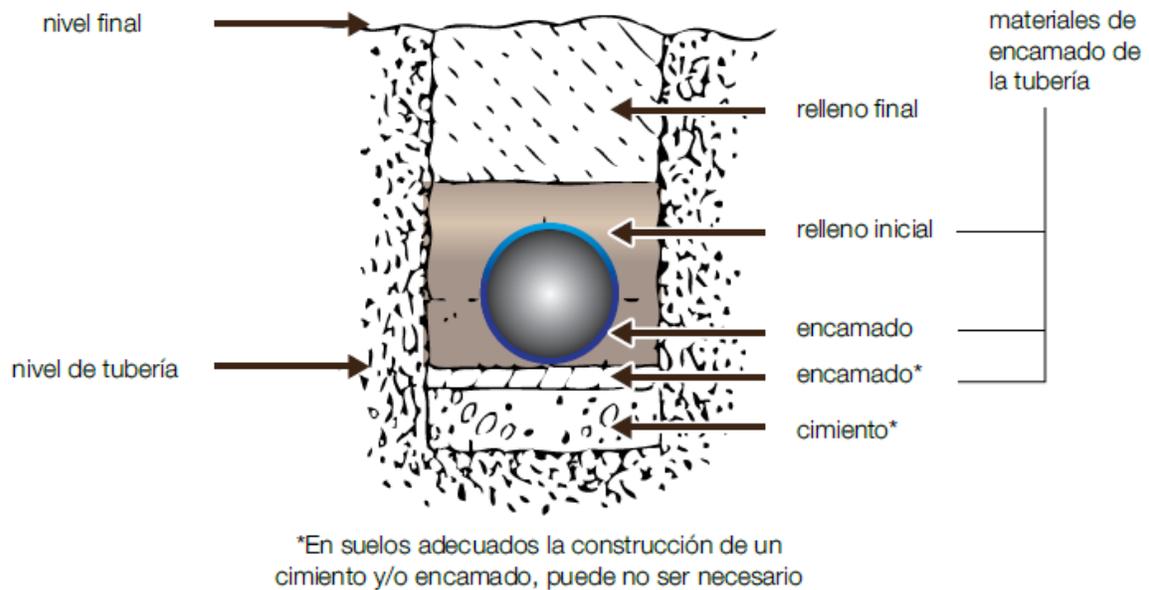


Imagen. 6.34. Recomendación para un relleno adecuado y soporte a la tubería.

(Fuente: Catálogo de productos Arco y Dura Line México)

El procedimiento técnico utilizado para la realización de los estudios antes expuestos, corresponde a metodologías validadas por dependencias gubernamentales del país, de tal forma que la medida estructural planteada para solventar el problema de inundaciones en el fraccionamiento La Perla, se encuentra debidamente soportada, desde el punto de vista técnico, contemplando un periodo de retorno ideal para el diseño del desvío, y pensando en el crecimiento de la población con el tiempo que pudiese revertir el problema, trayendo grandes beneficios a los vecinos del área, evitando daños en las viviendas, deterioro a las vialidades, enfermedades gastrointestinales y de la piel, tiempos muertos en la población que transita por la zona, reducción en accidentes viales por las inundaciones y sobretodo, la omisión de problemas sociales.

Como se explicó anteriormente, ésta solución también se podría combinar con alguna de las otras alternativas, ayudando a contrarrestar el problema y en la disminución de aportaciones al canal Arroyo del Páramo, permitiéndole un funcionamiento hidráulico adecuado.

## **CONCLUSIÓN.**

Las inundaciones se consideran como uno de los desastres naturales que causan mayores problemas en la historia de la humanidad, ya sea por fenómenos naturales o eventos provocados por el hombre, como el cambio de uso del suelo.

Con base en la información vertida en el presente trabajo, se logró cumplir de manera satisfactoria el objetivo general planteado al inicio de la investigación, así como también los objetivos particulares, identificando y concluyendo que la principal causa del problema de inundaciones por desbordamiento del canal Arroyo del Páramo, se debe a la mala planeación y urbanización con el paso de los años, ya que este canal se tomó como receptor de aguas negras provenientes de 15 colonias aledañas, sin olvidar los escurrimientos pluviales procedentes de las 3 barrancas del cerro de La Cruz que confluyen a dicho canal y que, en temporada de lluvias se mezclan desencadenando una serie de problemas a los vecinos de la zona por su insuficiente capacidad hidráulica para conducir tal volumen.

Otra de las causas son los asentamientos irregulares, que poco a poco le han ido robando área hidráulica, formando los “cuellos de botella” y embovedamientos en ciertos tramos del mismo canal.

Un hallazgo relevante encontrado, es que el problema de inundación en el fraccionamiento es complejo pero no imposible debido a que, como la zona ya se encuentra urbanizada, las opciones para solucionar el problema se minimizan, orillando a elegir alternativas de otro tipo, ya que la zona afectada se ubica en un

lugar bajo, y que con el paso del tiempo y el crecimiento de la mancha urbana ha recibido mayores aportaciones, agravando el problema cada año más.

Para poder responder la pregunta de investigación antes planteada, y proponer la alternativa de solución al problema de inundaciones, se tuvo que calcular el gasto de diseño asociado a un periodo de retorno de 10 años, correspondiente a 29.31 m<sup>3</sup>/s, calculando a la vez la capacidad máxima que soporta el canal sin desbordarse y arrojando un resultado de 3.4 m<sup>3</sup>/s de acuerdo a sus secciones transversales, deduciendo que para poder solventar el problema es necesario un desvío en la parte sur de la autopista hacia Morelia, eligiendo la alternativa de solución 1, y remarcando que esta opción es una de las alternativas que erradicaría por completo el problema, pudiendo ligarse con otras de las alternativas adicionales plasmadas anteriormente.

Los resultados obtenidos de los estudios básicos establecidos por la Comisión Nacional del Agua (CNA), sirvieron de base para poder proponer la medida estructural, aprovechando la topografía de la zona y la barranca natural existente para conducir el excedente pluvial.

Con el apoyo de la tecnología utilizando herramientas computacionales, el tiempo de cálculo se reduce considerablemente facilitando la modelación matemática, pero siempre y cuando, interpretando los resultados arrojados para adecuarlos a la realidad.

Cabe mencionar, que la mayor parte de la responsabilidad es de las propias autoridades por permitir asentamientos humanos en zonas federales, sin pensar en

la diversidad de problemas que se pueden presentar en un futuro y que por cuestiones políticas y de corrupción, pasan y pasan administraciones sin resolver dicho problema, resultando afectados solamente los vecinos del fraccionamiento La Perla.

Es cierto que para ejecutar una infraestructura de este tipo, es relativamente costoso por las dimensiones de la obra, pero realizando un estudio costo-beneficio y solicitando un apoyo federal se podrá dar hincapié para la construcción de la misma.

## **BIBLIOGRAFÍA.**

Aparicio Mijares, Francisco Javier. (2010)

Fundamentos de hidrología de superficie

Ed. Limusa, México.

Comisión Federal de Electricidad. (1969)

Manual de diseño de obras civiles

CFE, México.

Comisión Nacional del Agua. (2007)

Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento

IMTA, México.

Comisión Nacional del Agua. (2011)

Manual para el control de inundaciones

SEMARNAT, México.

Estrada Gutiérrez, Guadalupe. (2008)

Conceptos básicos de hidrología

Dirección de extensión y difusión cultural de la U.A.Ch., MEXICO.

Hernández Sampieri, Roberto y Cols. (2008)

Metodología de la investigación

Ed. Mc Graw Hill, México.

Jurado Rojas, Yolanda. (2005)

Técnicas de investigación documental

Ed. Thompson, México.

Linsley, Ray y Cols. (1975)

Hidrología para ingenieros

Ed. Mc Graw Hill, México.

Mendieta Alatorre, Ángeles. (2005)

Métodos de investigación y manual académico

Ed. Porrúa, México.

Monsalve Sáenz, Germán. (1995)

Hidrología en la ingeniería

Ed. Escuela colombiana, Colombia.

Montes de Oca, Miguel. (1996)

Topografía

Ed. Alfaomega, México.

S. Merrit, Frederick y Cols. (2008)

Manual del ingeniero civil

Ed. Mc Graw Hill, México.

Salas Salinas, Marco A. (1999)

Obras de protección contra inundaciones

CENAPRED, México.

Salas Salinas y Jiménez Espinosa, Martín. (2007)

Inundaciones

CENAPRED, México.

Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos. (1988)

Normas y especificaciones de la obra pública

SARH, México.

Ven Te, Chow. (1964)

Handbook of applied hydrology

Ed. Mc Graw Hill, EUA.

Villón Béjar, Máximo. (2009)

HEC-RAS Ejemplos

Centro de desarrollo de material bibliográfico, Costa Rica.

## **HEMEROGRAFÍA.**

Comisión Nacional del Agua. (2010)

Guía para la presentación de documentación técnica en solicitudes de permiso para realizar o modificar obras en cauce y zona federal

H. Ayuntamiento de Uruapan, Michoacán. (2007)

Programa de desarrollo urbano de Uruapan, Michoacán, 2007-2030.

## OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN.

[http://antares.inegi.org.mx/analisis/red\\_hidro/SIATL/#](http://antares.inegi.org.mx/analisis/red_hidro/SIATL/#)

<http://es.wikipedia.org/wiki/Uruapan>

[http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulosos/flujoencanales/flujo\\_compuertas/flujo\\_compuertas.html](http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulosos/flujoencanales/flujo_compuertas/flujo_compuertas.html)

<http://h06814.iie.org.mx/Cuencas/logon.aspx?ReturnUrl=%2fcuencas%2fPrincipal>.

<http://www.adtechnologies.com.mx/productos.html>

<http://www.cenapred.unam.mx/es/>

<http://www.cna.gob.mx/>

<http://www.dysac.com/productos/COPUERTAS.pdf>

<http://www.imta.mx/>

<http://www.inegi.org.mx/default.aspx?>

<http://www.siapa.gob.mx/capitulos/Capitulo3.2.htm>

[tapia.luismario@inifap.gob.mx](mailto:tapia.luismario@inifap.gob.mx)

## **ANEXOS**



