



UNIVERSIDAD DE CIENCIAS Y ARTES DE CHIAPAS.

FACULTAD DE INGENIERÍA.

TESIS

**ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO
PARA REVISIÓN DE ESTRUCTURAS
MENORES UBICADAS EN EL KM 4 + 000 DE
LA AUTOPISTA CHIAPA DE CORZO-SAN
CRISTÓBAL DE LAS CASAS**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO EN TOPOGRAFIA E
HIDROLOGIA**

PRESENTAN

ERICK CASTILLO FIGUEROA

CARLOS FRANCISCO LOPEZ ESCOBAR

DIRECTOR

Dr. FRANCISCO FELIX DOMINGUEZ SALAZAR.

CODIRECTOR

Mtro. DANIEL ALEJANDRO GALLEGOS PEREZ.



TUXTLA GUTIERREZ, CHIAPAS, MARZO 2022.



UNIVERSIDAD DE CIENCIAS Y ARTES DE CHIAPAS
SECRETARÍA GENERAL
DIRECCIÓN DE SERVICIOS ESCOLARES
DEPARTAMENTO DE CERTIFICACIÓN ESCOLAR
AUTORIZACIÓN DE IMPRESIÓN

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas
16 de febrero de 2022

C. Erick Castillo Figueroa

Pasante del Programa Educativo de: Ingeniería Topográfica e Hidrología

Realizado el análisis y revisión correspondiente a su trabajo recepcional denominado:
Estudio Hidrológico e Hidráulico para revisión de estructuras menores ubicadas en el km 4 +
000 de la autopista Chiapa de Corzo - San Cristóbal de las Casas.

En la modalidad de: Tesis Profesional

Nos permitimos hacer de su conocimiento que esta Comisión Revisora considera que dicho documento reúne los requisitos y méritos necesarios para que proceda a la impresión correspondiente, y de esta manera se encuentre en condiciones de proceder con el trámite que le permita sustentar su Examen Profesional.

ATENTAMENTE

Revisores

Mtro. Benito Javier Villanueva Domínguez

Mtro. Leopoldo Emmanuel Hernández Vázquez

Dr. Francisco Félix Domínguez Salazar

Firmas:

C.c.p. Expediente



UNIVERSIDAD DE CIENCIAS Y ARTES DE CHIAPAS
SECRETARÍA GENERAL
DIRECCIÓN DE SERVICIOS ESCOLARES
DEPARTAMENTO DE CERTIFICACIÓN ESCOLAR
AUTORIZACIÓN DE IMPRESIÓN

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas
16 de febrero de 2022

C. Carlos Francisco López Escobar

Pasante del Programa Educativo de: Ingeniería Topográfica e Hidrología

Realizado el análisis y revisión correspondiente a su trabajo recepcional denominado:
Estudio Hidrológico e Hidráulico para revisión de estructuras menores ubicadas en el km 4 +
000 de la autopista Chiapa de Corzo - San Cristóbal de las Casas.

En la modalidad de: Tesis Profesional

Nos permitimos hacer de su conocimiento que esta Comisión Revisora considera que dicho documento reúne los requisitos y méritos necesarios para que proceda a la impresión correspondiente, y de esta manera se encuentre en condiciones de proceder con el trámite que le permita sustentar su Examen Profesional.

ATENTAMENTE

Revisores

Mtro. Benito Javier Villanueva Domínguez

Mtro. Leopoldo Emmanuel Hernández Vázquez

Dr. Francisco Félix Domínguez Salazar

Firmas:

C.c.p. Expediente



ÍNDICE

CAPÍTULO I.	
ASPECTOS CONCEPTUALES.	
1.1 Antecedentes	3
1.2 Objetivos	4
1.2.1 Objetivo General	4
1.2.2 Objetivos Específicos	4
1.3 Descripción de la zona en estudio	5
1.4 Planteamiento del problema	9
1.5 Descripción del funcionamiento actual del drenaje	10
1.6 Justificación	13
1.7 Hipótesis	13
CAPÍTULO II.	
ESTUDIO HIDROLÓGICO.	
2.1 Delimitación de las cuencas estudiadas utilizando Argis	14
2.1.1 Procedimiento utilizado.	14
2.1.1.1 Delimitación de la cuenca hidrológica.	14
2.1.2 Resultados obtenidos	20
2.1.2.1 Mapa de la cuenca en la zona de estudio.	20
2.1.3 Mapa de las subcuencas aportadoras a las obras de drenaje.	21
2.1.3.1 Coberturas (tipos de suelo)	21
2.2 Métodos para obtener el gasto de diseño.	23
2.2.1 Método Racional.	23
2.2.2 Método de Ven T. Chow.	23
CAPÍTULO III.	
ESTUDIO HIDRAÚLICO.	
3. Introducción a las alcantarillas	28
3.1 Determinación del gasto de diseño.	34
3.2 Método Racional	34
3.3 Obtención de las intensidades a partir de las Isoyetas del área de estudio	35
3.4 Construcción de las curvas I-D-Tr con los datos de las Isoyetas	35
3.5 Cálculo del tiempo de concentración	36
3.6 Determinación del coeficiente de escurrimiento	37
3.7 Método Ven T. Chow.	39
3.8 Resumen de los gastos obtenidos.	39
3.9 Revisión de las alcantarillas.	40
3.10 Resumen de los resultados obtenidos.	49
Capítulo IV	
Conclusiones	
4.1 Conclusión general	50
4.2 Bibliografía	52
4.3 Presentación planos del proyecto	53

AGRADECIMIENTOS.

Agradezco a Dios, quien como guía estuvo presente en el caminar de mi vida, bendiciéndome y dándome fuerzas para continuar con mis metas trazadas sin desfallecer.

A mi Padre Pedro, que desde el cielo donde él se encuentra siempre se mantuvo a mi lado cuando más lo necesite, dándome fuerzas para poder seguir adelante y culminar este sueño, Te Amo Papá, lo logramos.

A mi Madre Melita, por ser mi pilar fundamental y apoyo incondicional, pese a las adversidades e inconvenientes siempre confiaste en mí. Té Amo Mamá, lo logramos.

A mi Hermana Alejandra, por estar siempre presente, acompañándome, por el apoyo moral que me brindo a lo largo de esta etapa. Te Amo Hermana.

A mi Tía Carmen, por su apoyo incondicional, por estar siempre a mi lado, por siempre confiar en mí y nunca dejarnos solos.

A mi Familia, por su apoyo durante todo este tiempo y nunca abandonarnos.

Agradezco a todos los docentes que, con su sabiduría, conocimiento y apoyo, me motivaron a desarrollarme como persona y profesional en esta Universidad que es la Universidad de Ciencias y Artes de Chiapas.

A mis amigos. Con todos los que compartí dentro y fuera de las aulas. Aquellos amigos que me abrieron las puertas en este bello estado, que se convirtieron en amigos de vida y aquellos que serán mis colegas, gracias por todo su apoyo y diversión.

Erick Castillo Figueroa.

AGRADECIMIENTO

A DIOS

Por darme la oportunidad de vivir y por estar con nosotros en cada paso que damos, por fortalecer nuestro corazón e iluminar a nuestra mente y por haber puesto en nuestro camino a aquellas personas que han sido nuestro soporte y compañía durante todo el periodo de estudio.

A MIS PADRES

A mis padres GERARLO LOPEZ Y JESUS ESCOBAR por haberme apoyado en todo momento por la motivación que me han dado para salir adelante y ser una persona de bien. Todo esto ha sido gracias a ellos se los agradezco con todo cariño y amor.

A MIS HERMANOS

A mis hermanos GERARD DE JESUS Y HANNIA MONSERRAT por ser parte de mi hermosa familia y que me apoyo en todo momento tan importante y el gran ejemplo que me dio.

A MIS DOCENTES

A mis docentes en especial al DR. FRANCISCO FÉLIX DOMÍNGUEZ SALAZAR por su apoyo para elaborar este proyecto y por su tiempo brindado para explicarnos, por su gran amistad que nos brindo no solo en estas instancias sino en particular en gran parte de nuestra formación académica en cada materia que nos impartió

Carlos Francisco López Escobar

CAPÍTULO I

ASPECTOS CONCEPTUALES

1.1 Antecedentes

Debido al interés que el ser humano tiene de comunicarse o de trasladarse a otras poblaciones, ciudades entre otras, tuvo a bien implementar técnicas de construcción de caminos y desde luego crear métodos y tecnologías para el control de las avenidas que se presentan en un río o arroyo que impactan finalmente en estas estructuras lineales.

Para ello, el ingeniero posee varias alternativas para el control, tanto del agua superficial, así como del agua subterránea. Por lo tanto, para el diseño y construcción del sistema de drenaje en caminos es importante la realización de estudios de la cuenca aportadora y sus sistemas de arroyos que aportan al cauce principal, del clima, suelo y el tipo de vegetación predominante en la cuenca.

Por otra parte, el drenaje tiene como propósito la preservación del camino, esto se fundamenta en la función social y económica y sobre todo la importancia del mismo al enlazar ciudades donde se producen y comercializan las actividades primarias, secundarias o terciarias.

En este mismo sentido, el estudio hidráulico e hidrológico nos permite diseñar o revisar si este tipo de estructuras siguen cumpliendo con su función primordial y si su entorno no ha cambiado debido a la actividad del hombre o a situaciones ajenas a él.

Por lo tanto, para el caso que nos ocupa, la finalidad del presente estudio hidrológico e hidráulico es revisar el comportamiento desde el punto de vista hidráulico; si el área hidráulica actual de las obras de drenaje permiten transitar sin ningún problema los escurrimientos ante posibles eventos extraordinarios y los cambios que pueden haber ocurrido en la subcuenca que pueden ser naturales o causados por el hombre, dada la importancia que tiene este tipo de estructura para la preservación de la autopista así como la prevención de los impactos negativos que pudieran detectarse y que afectarían la durabilidad del camino, el presente estudio permitirá analizar, si las obras que se ubican en la zona pueden seguir funcionando con el área hidráulica actual o en su caso proponer la alcantarilla con mayor diámetro y prolongarse hasta el área que ocupara la estación de servicio. Nos referimos a la construcción del acceso vehicular a una estación de servicio en

el km 4+000 lado derecho de la Autopista: Tuxtla Gutiérrez – San Cristóbal de las Casas, en el estado de Chiapas, que proveerá el suministro de combustible de gasolina y diésel, esta obra beneficiará los usuarios de la autopista dirección Tuxtla Gutiérrez – San Cristóbal de las Casas, así como las comunidades aledañas.

1.2 Objetivos

1.2.1 General

Revisar el área hidráulica de las obras de drenaje existentes en la autopista Chiapa de Corzo – San Cristóbal, localizadas en el km 4 + 000 lo anterior se debe a la construcción de la estación de servicio paralela a la autopista, y se requiere la ampliación y canalización de los escurrimientos que atraviesan esta vía.

1.2.2 Específicos

- Determinar las características geomorfológicas de cada una de Subcuencas aportadoras.

- Calcular el gasto de diseño por los siguientes métodos.
 - ✓ Ven T. Chow.
 - ✓ Racional
 - ✓ Hidrograma unitario triangular
- Con el gasto de diseño obtenido para el periodo de retorno especificado, se determinará el área hidráulica necesaria de proyecto.
- Realizar el análisis comparativo de áreas, es decir, el área de la alcantarilla en funcionamiento con la de proyecto.

El análisis establecerá la posible ampliación de la alcantarilla con el mismo diámetro en funciones, o se cambiará en su totalidad por el área de proyecto obtenido mediante el presente estudio. Es importante comentar que no se alteraran las condiciones que prevalecen actualmente si hubiera cambio del diámetro de la alcantarilla.

1.3 Descripción general de la zona de estudio

Ubicación geográfica

El municipio de Chiapa de Corzo se ubica en los límites de la depresión Central y del Altiplano Central, sus coordenadas geográficas son Entre los paralelos 16°17' y 16°55' de latitud norte; los meridianos 92°48' y 93°06' de longitud oeste; altitud entre 200 y 1 800 m. Colinda al norte con los municipios de Osumacinta, Soyaló e Ixtapa; al este con los municipios de Ixtapa, Zinacantán, Acala, y Venustiano Carranza; al sur con los municipios de Venustiano Carranza y Villa Corzo; al oeste con los municipios de Villa Corzo, Villaflores, Suchiapa, Tuxtla Gutiérrez y Osumacinta. Ocupa el 11.86% de la superficie del estado. Cuenta con 263 localidades y una población total de 73 552 habitantes (Ver figura 1.1)

Extensión.

La extensión territorial del municipio es de 869.21 km² lo que representa el 7.1% del territorio de la región Centro y el 1.2% de la superficie estatal.

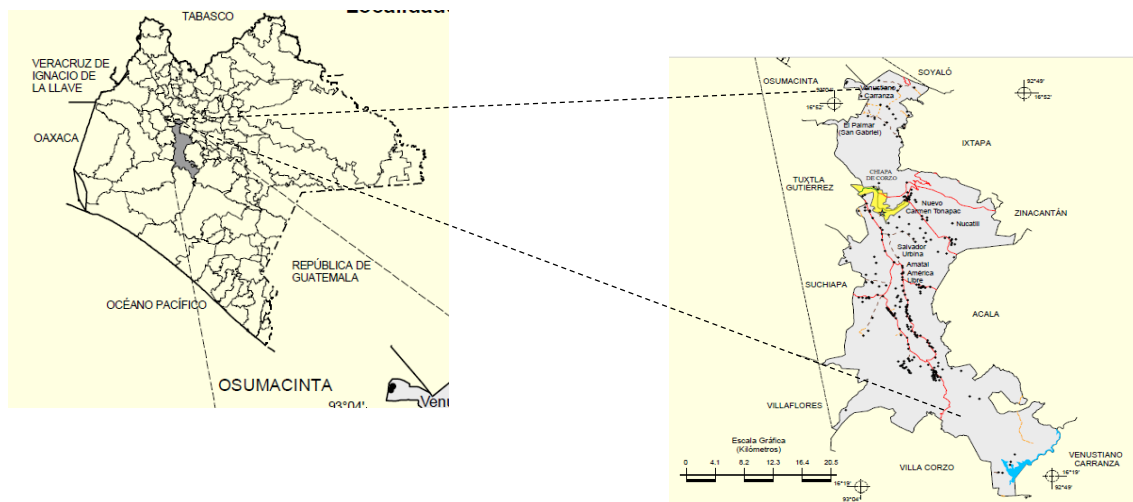


Figura No1.1 Mapa que representa la extensión territorial del municipio de Chiapa de Corzo

Orografía.

El territorio del municipio está constituido por lomeríos que alternan con terrenos planos situados en los márgenes de los ríos, el noroeste del municipio es la transición de la depresión central del altiplano. (Ver figura No.1.2)

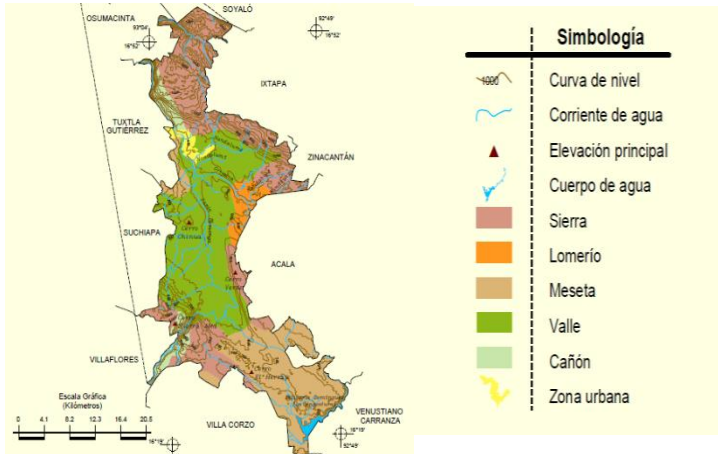


Figura No.1.2 Mapa que representa el tipo de orografía del municipio de Chiapa de Corzo

Hidrografía.

Los principales ríos con que cuenta el municipio son: el Grande de Chiapa o Grijalva y su afluente Santo Domingo; así como El Chiquito, Majular, Nandaburé y Nandalumí.(ver figura 1.3)

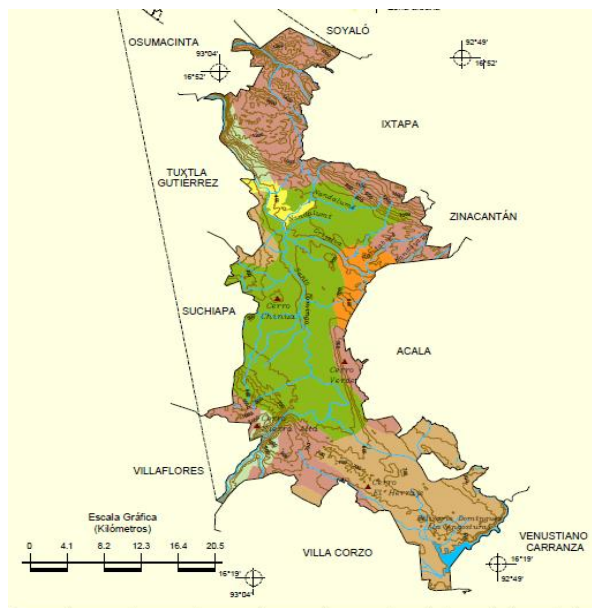


Figura No.1.3 Principales ríos del municipio de Chiapa de Corzo

Clima.

El clima es cálido subhúmedo con lluvias en verano, en la cabecera municipal la temperatura media anual es de 26° C con una precipitación pluvial de 990 milímetros anuales. (Ver figura 1.5)

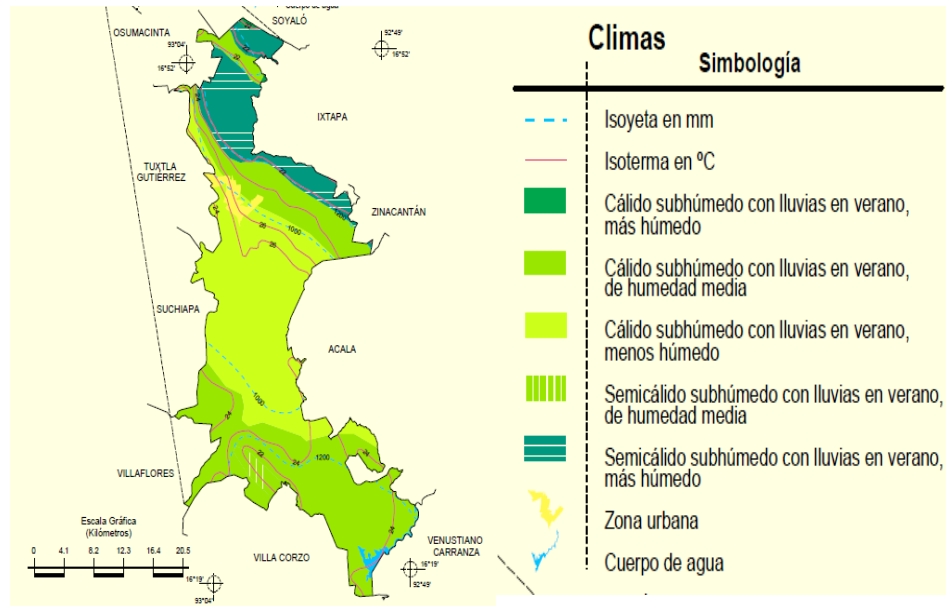


Figura No. 1.4 Principales climas que predominan en el municipio de Chiapa de Corzo

Principales Ecosistemas

Flora

La vegetación es de selva baja y de bosque de encino-pino en el norte del municipio, y se compone de una gran variedad de especies, de las que destacan las siguientes: cepillo, cupapé, guaje, huisache y mezquite.

Fauna

La fauna del municipio está formada por una gran variedad de especies entre las que destacan las siguientes: cocodrilo de río, coral de cañutos, heleoderma, iguana de roca, iguana de ribera, tlacuache y zorrillo.

Características y Uso de Suelo

El municipio está constituido geológicamente por terrenos terciarios, los tipos de suelo predominantes son: los vertisoles, los regosoles y los cambisoles, el uso es

principalmente agrícola y pecuario, correspondiendo el 23% del territorio a terrenos ejidales y el resto a propiedad privada y terrenos nacionales.

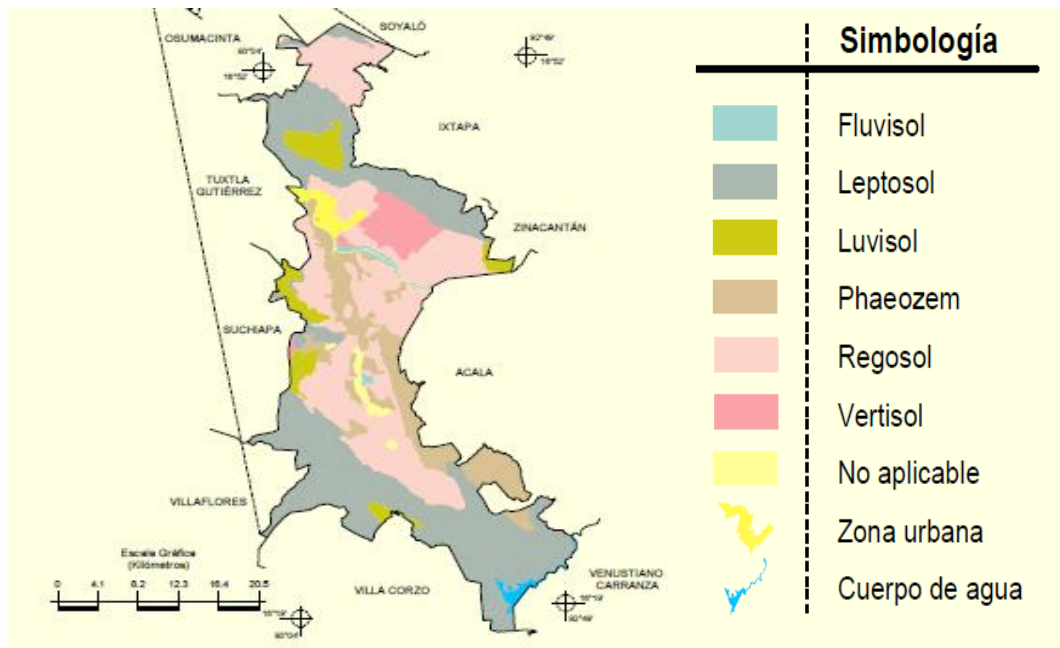


Figura No. 1.5 Mapa de las principales características y usos del suelo

Geología

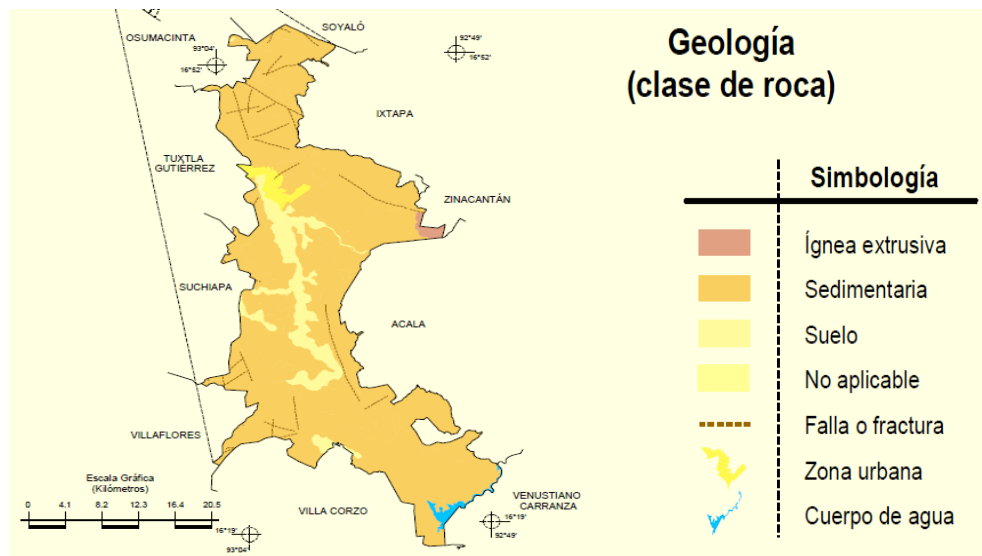


Figura No. 1.6 Tipos de roca predominantes en el municipio de Chiapa de

Zonificación del área de estudio de la estación de servicio

La zona de estudio se localiza en la autopista Tuxtla Gutiérrez – San Cristóbal de las Casas, Tramo: Chiapa de Corzo, km 4+000.00, en la dirección a SCLC, perteneciente al estado de Chiapas. (Figura No.1.7).

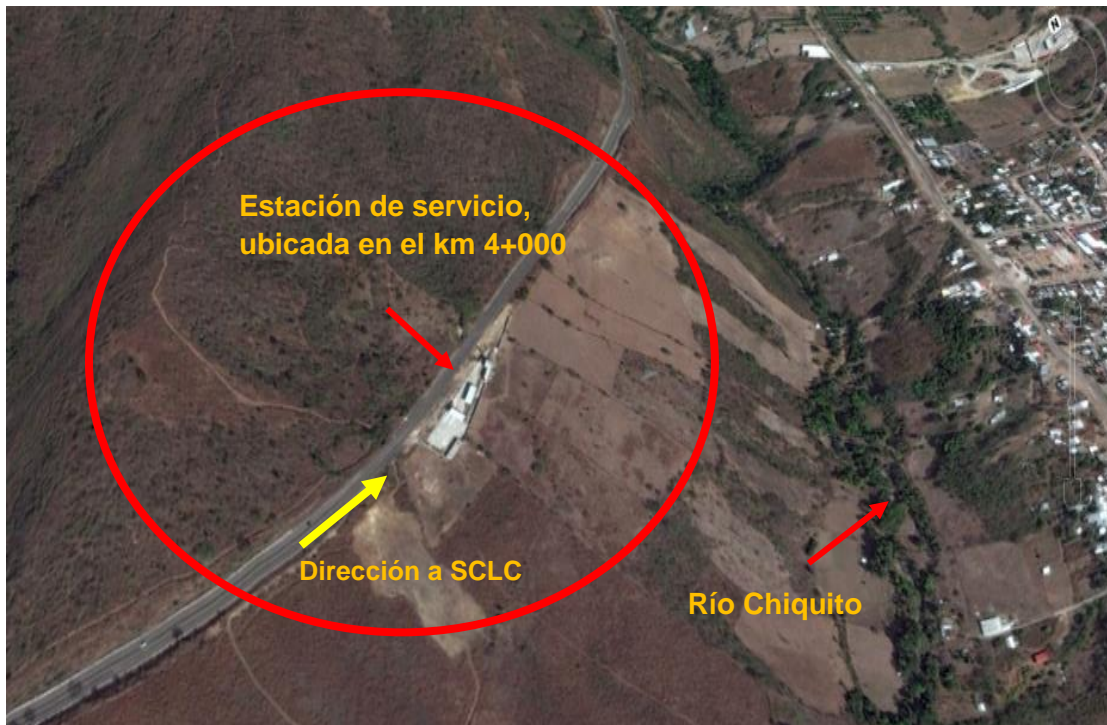


Figura No. 1.7 ubicación de la zona de estudio, en el km 4 + 000 lado derecho de la autopista Tuxtla Gutiérrez – San Cristóbal de

1.4 Planteamiento del problema

El principal problema consiste en analizar si las condiciones actuales de las obras de drenaje existentes en el km 4+000 de la autopista Chiapa de Corzo – San Cristóbal de las Casas son factibles de prolongarse considerando la misma área hidráulica, previendo que estas obras se verían afectadas en cuanto a la descarga por la construcción del acceso a la gasolinera ubicada en este lugar, por lo tanto, es necesario revisar si en las condiciones actuales se requiere un diámetro mayor o el que está en funcionamiento se considera adecuado, y pueda continuarse con el mismo diámetro para que descargue hacia aguas abajo en el talud.

1.5 Descripción del funcionamiento actual del drenaje.

Durante el recorrido de campo se puede observar que los escurrimientos descargan por el talud infiltrándose o escurren hacia el río Chiquito, se pudo percatar que los escurrimientos de las obras de drenaje no han provocado cárcavas o erosiones muy severas en los taludes, así como tampoco han generado arrastre de sedimentos que afecte el cauce del río mencionado, Tampoco se observaron descargas de contaminantes. Durante la inspección de campo de las obras de drenaje, éstas se encuentran funcionando adecuadamente, tampoco se observaron fallas en las obras de drenaje inspeccionadas. (Ver fotografías Nos. 1.8 y 1.9)



Fotografía No.1.8 obra del km 3+ 872.33 funcionando bien



Fotografía No. 1.9 obra de drenaje del km 4+034.08

En cuanto al escurrimiento observado en las subcuencas se tiene:

- Se aprecia en el mapa (ver figura 1.10) que en la primera subcuenca es del orden de corriente 2, corrientes de carácter efímeras que únicamente conducen agua en época de lluvias.
- En el mismo sentido se tienen que la subcuenca 2 y 3 son de orden 1, por lo cual presentan las mismas características de la Subcuenca 1. Por lo tanto, el impacto por la conducción de los escurrimientos efímeros es mínimos.

A pesar de la deforestación existente de grandes áreas, como las observadas en la figura No. 1.11 y del cambio de uso del suelo, estas características prevalecerán en el tiempo, ante estas condiciones los escurrimientos no han sido alterados de tal manera que puedan provocar zonas de riesgo por erosión hídrica inducida a la entrada y salida de las alcantarillas, del mismo modo también se aprecia erosión debida al viento, pero ésta como las hídricas pueden cambiar las condiciones en el transcurso del tiempo, no obstante en la actualidad esta situación es moderada, por otra parte los escurrimientos con el tiempo pueden modificar la geomorfología actual de la zona de estudio.

Se puede concluir que la zona de estudio presenta condiciones favorables para ampliar las obras existentes y que tampoco con la construcción del proyecto en mención se vean alterados los escurrimientos que pongan en riesgo la zona de propuesta para la construcción de la gasolinera.

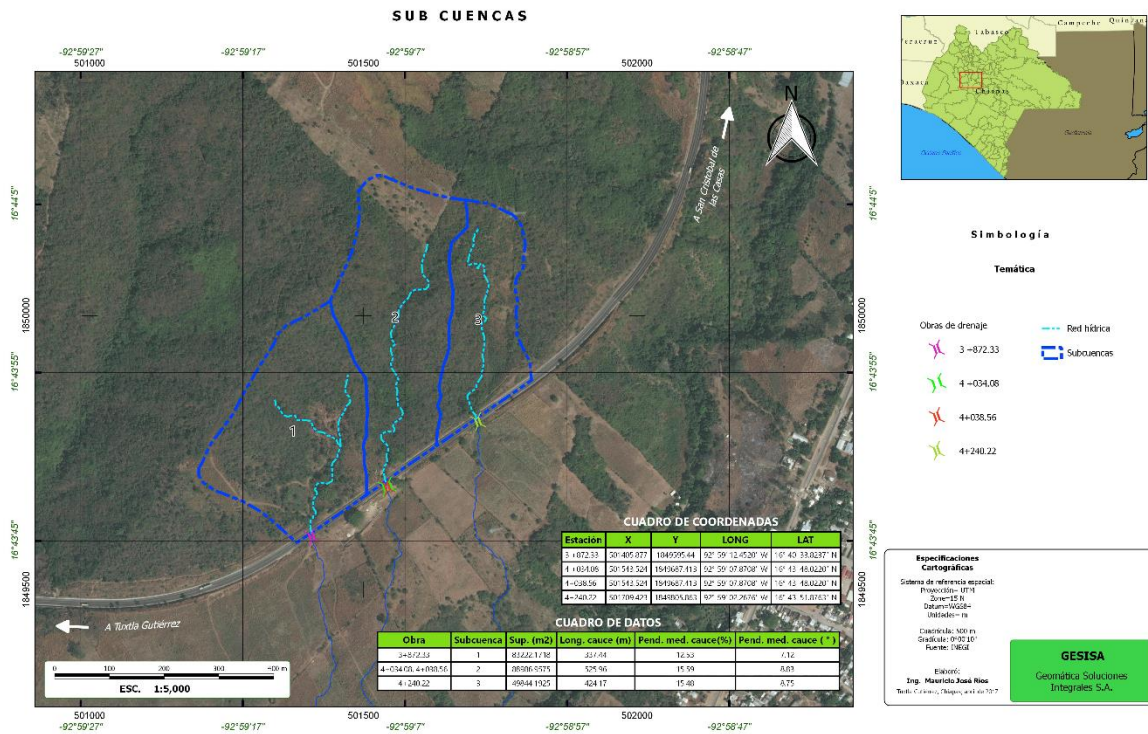


Figura No. 1.12 Se puede observar la delimitación de las subcuencas con su respectivo escurrimiento y que descargan en las alcantarillas ubicadas en el km 4+000

1.6 Justificación.

La importancia de la autopista y la construcción de la gasolinera justifican por sí mismo el estudio de las obras de drenaje que impactan a las obras.

1.7 Hipótesis

Con la aplicación de los métodos de lluvia - escurrimiento empleados se espera que los resultados obtenidos proporcionen el gasto de diseño que satisfaga los requerimientos del área hidráulica necesaria que requieren dichas obras, lo anterior servirá para normar el criterio del proyectista en cuanto a la solución final.

CAPITULO II

ESTUDIO HIDROLOGICO

2.1 Sistemas de información geográfica para la delimitación de cuencas

2.1.1 Procedimiento utilizado

Para la delimitación de cuencas y de la red hídrica se necesita la interpretación de los mapas cartográficos que permitan la identificación de rasgos morfológicos para la definición de los límites naturales conocidas como parteaguas. Los Sistemas de información geográfica (SIG) proporcionan una forma sencilla y rápida para el análisis y delimitación de una cuenca, sin embargo, para su aplicación se necesita entender una serie de procesos que a continuación se detallan.

❖ Materiales y softwares utilizados

El análisis e interpretación de rasgos morfológicos se efectuó bajo las plataformas SIG ILWIS 3.8 y ArcMap 10.3 utilizando los siguientes insumos:

- Modelo Digital de Elevación (DEM) con una resolución de 15 m por pixel, INEGI.
- Curvas de nivel, conjunto de datos topográficos escala 1:50000 INEGI.
- Imágenes de satélite World Imagery, resolución 0.15 por pixel

El procedimiento para la delimitación se ejecutó en dos partes:

2.1.1.1. Delimitación de la cuenca hidrológica.

La definición de la cuenca hidrológica se efectuó a través de método semiautomático bajo la plataforma de ILWIS 3.8 en su módulo hidrológico.

El primer paso se refiere a la importación del DEM. Posteriormente se procede a la corrección con el fin de eliminar sumideros que no correspondan al terreno y que propicien imperfecciones en los datos.

Luego, se obtienen las direcciones y las acumulaciones de flujo creando un archivo raster para cada uno. Estos indican en el primer caso las direcciones que toman los escurrimientos de acuerdo a la orientación de la de las laderas (Ver figura No.2.1);

en el segundo caso, los valores de los píxeles indican las zonas que dan origen a la red hídrica (Ver figura No. 2.2). A partir de los procedimientos anteriores se extrae la red hídrica de la zona de trabajo.

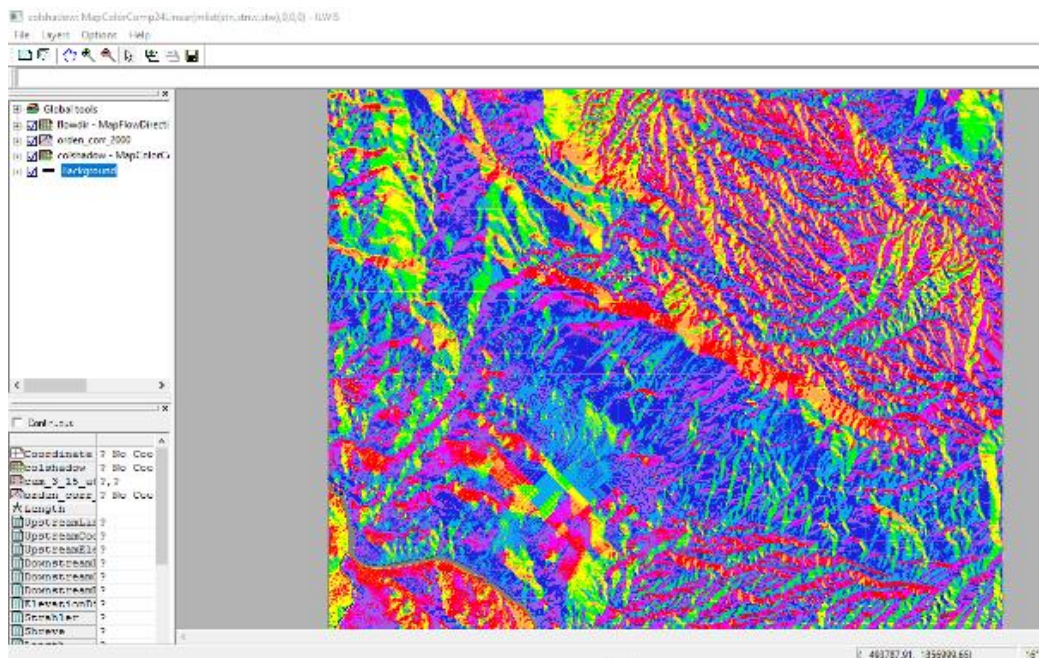


Figura No. 2.1 Raster de direcciones de flujo

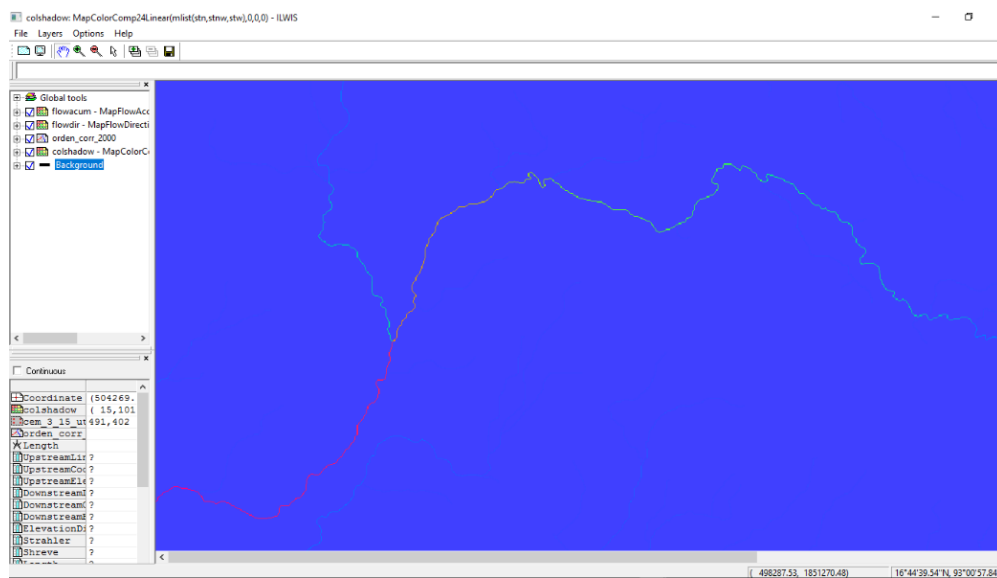


Figura No.2.2 Raster de acumulaciones de flujo

La delimitación de la cuenca se realiza mediante el algoritmo de obtención de cuencas. El algoritmo calcula una captación para cada corriente que se encuentre en el mapa de salida de la operación de orden de red de drenaje. La operación utiliza un mapa de dirección de flujo para determinar la ruta de flujo de cada uno. Como salida se produce un mapa raster, un mapa de polígonos y una tabla de atributos (Ver figura No.2.3).

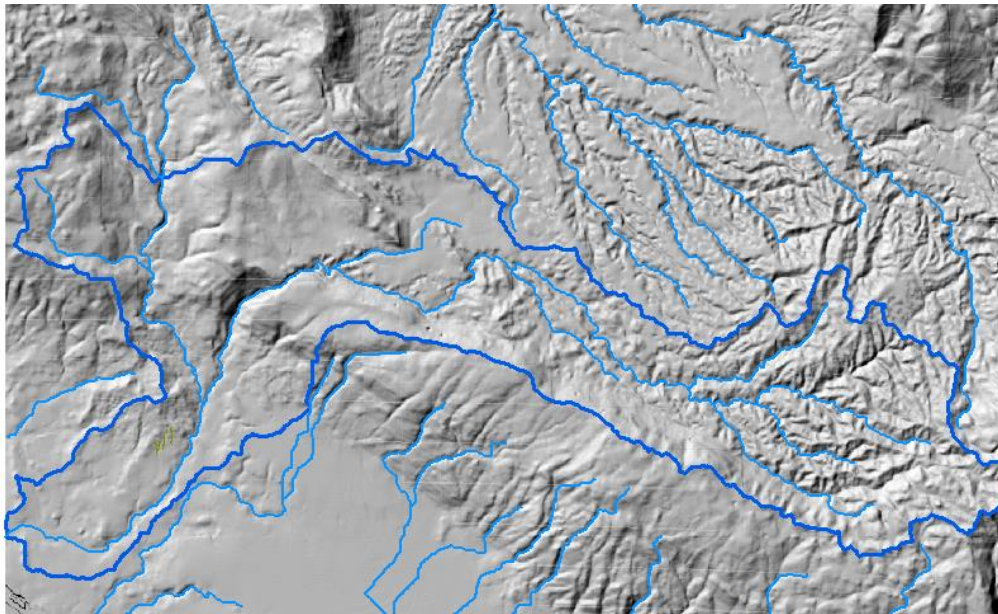


Figura No. 2.3 Delimitación de la cuenca hidrológica

Delimitación de la subcuenca

Para el caso de las Subcuencas, la delimitación se realizó mediante la aplicación de técnicas de fotointerpretación bajo la plataforma de ArcGis 10.3, ya que éstas corresponden a cada obra de drenaje identificadas, lo que obliga a utilizar una escala a mayor detalle y los métodos semiautomatizados no son recomendables para tal caso.

Para la correcta interpretación de los elementos hidrológicos, se llevó acabo la sobre posición de tres elementos fundamentales:

a) Modelo de sombras construido a partir del DEM 15m con el fin de tener una perspectiva en 3D que permita la visualización de los rasgos topográficos (Ver figura No. 2.4).

b) imagen World Imagery 2016 la cual provee la capacidad de identificación de los rasgos superficiales que constituyen el paisaje, los cuales, para el objeto de interpretación son fundamentales en la digitalización de los elementos hidrológicos como las corrientes principales de las Subcuencas (Ver figura No.2.5).

c) curvas de nivel como apoyo de precisión para la caracterización de las variaciones topográficas en la identificación del parte aguas y delimitación de las Subcuencas (Ver figura No.2.6).

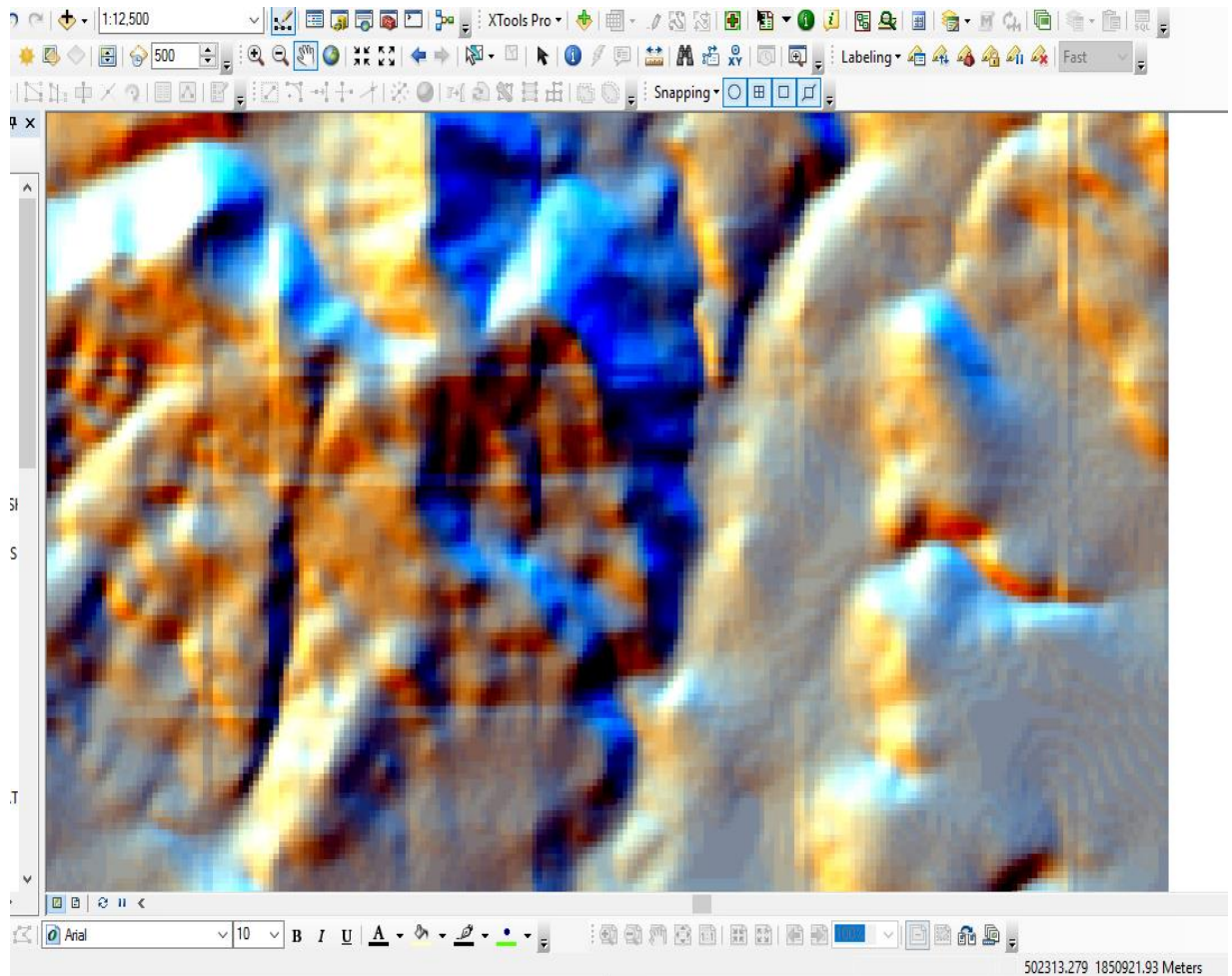


Figura No.2.4 Modelo de sombras construido a partir del DEM

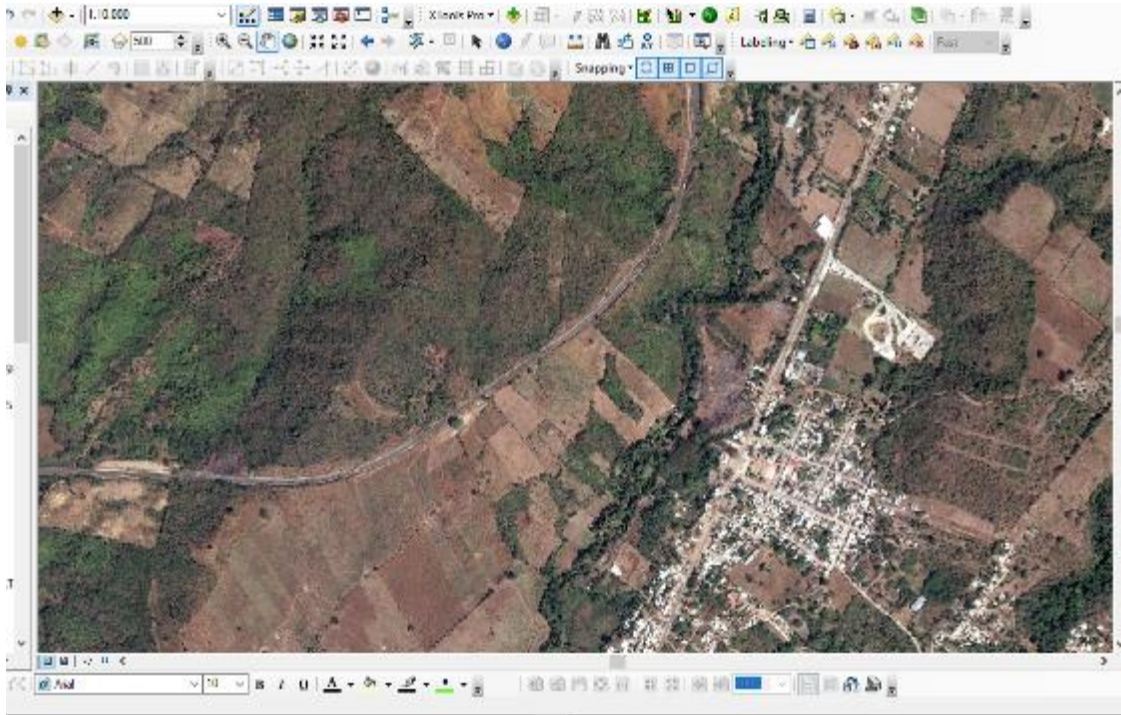


Figura No.2.5 Imagen satelital World Imagery 2016

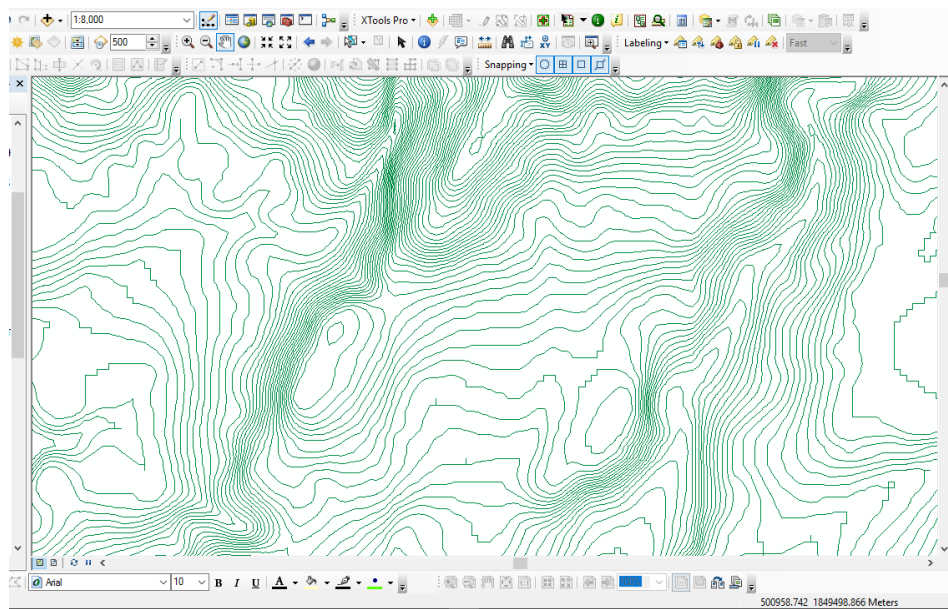


Figura No. 2.6 Curvas de nivel escala 1:50000

Una vez delimitada las subcuencas, mediante el apoyo de los sistemas de información geográfica fue posible conocer las características geométricas de las mismas y de las corrientes principales que lo integran (Ver figura No.2.7).

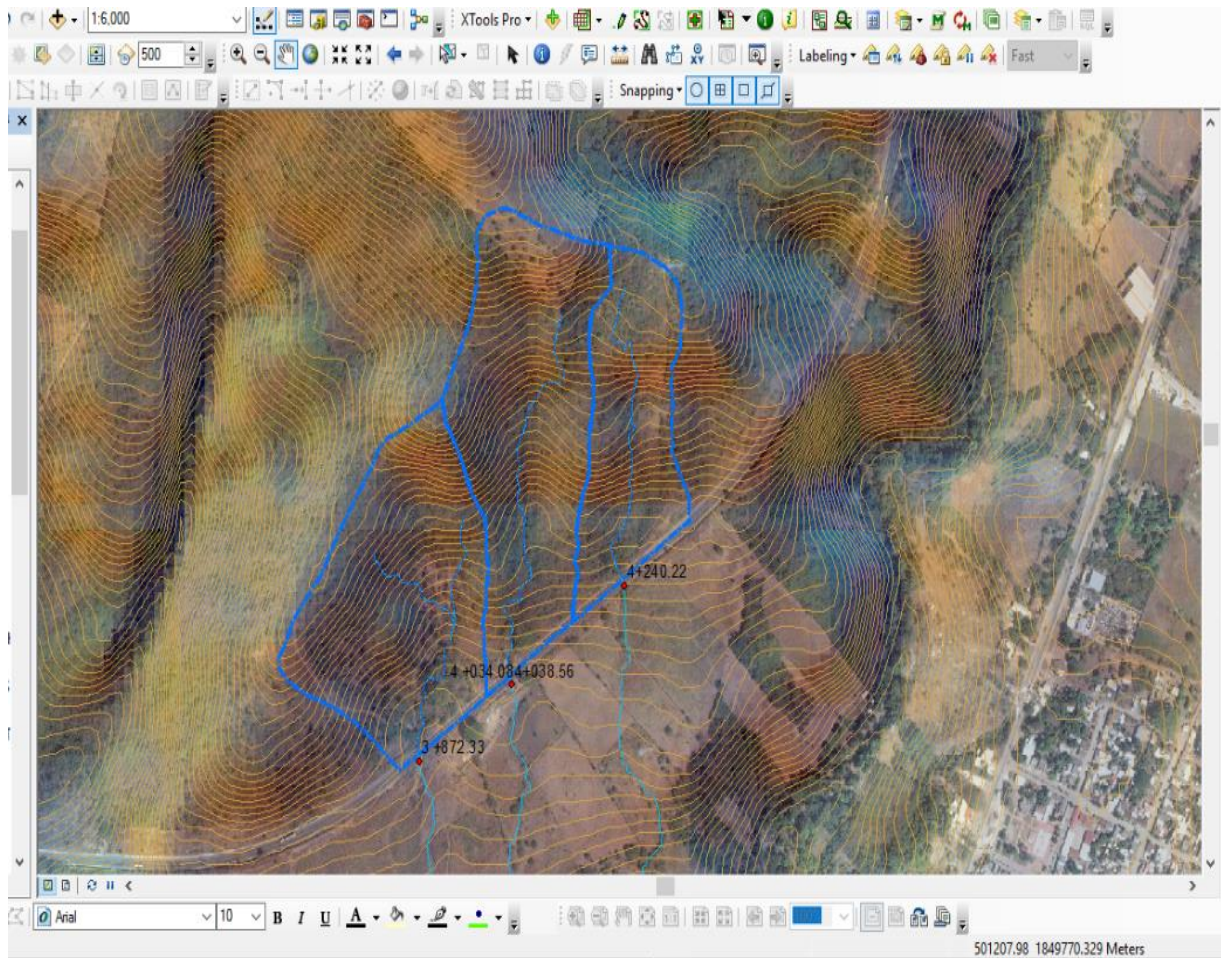


Figura No. 2.7 Sobre posición de información espacial y delimitación de Subcuencas

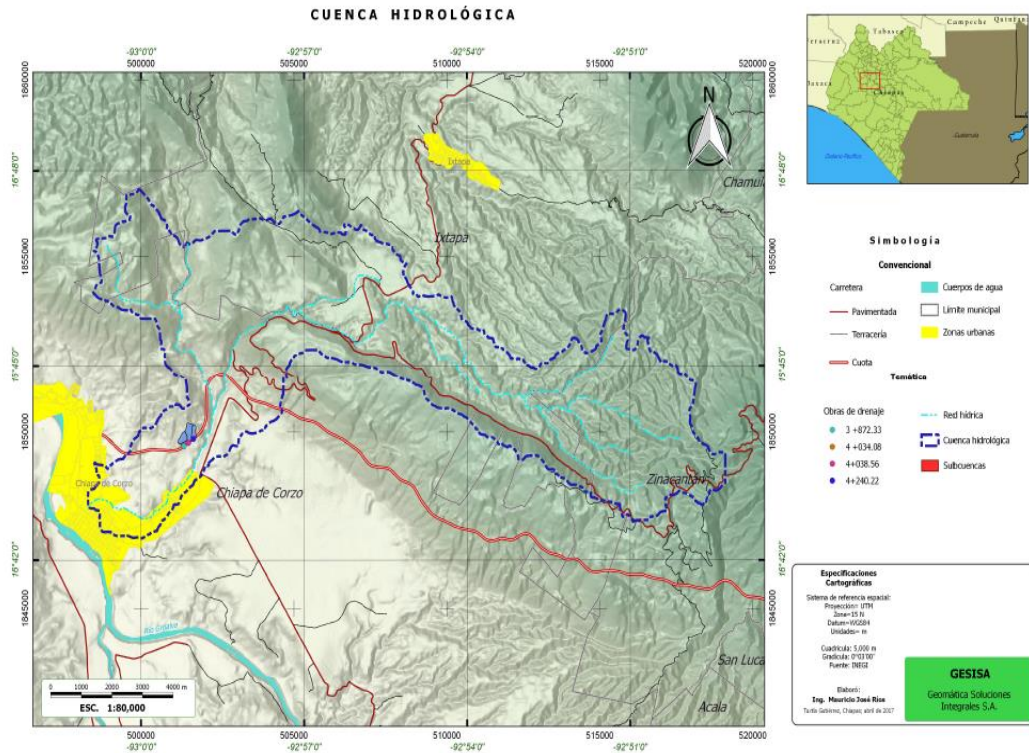
En lo referido a características geométricas, se calcularon los valores de área en metros cuadrados para el caso de las subcuencas; la longitud del cauce principal en metros, a partir del punto más lejano hasta el punto de desfogue que corresponde a la ubicación de cada obra de drenaje para cada corriente; la pendiente media de los cauces principales fue obtenida a partir de la construcción del raster de pendientes mediante un análisis de estadística zonal. (Ver cuadro No.2.1)

Cuadro No.2. 1 Características geométricas de las Subcuencas

OBRA	SUBCUENCA	SUPERFICIE (m ²)	LONGITUD. CAUCE (m)	PEND. MEDIA (%)	PEND. MEDIA (°)
3+872.33	1	83,222.17	337.44	12.53	7.12
3+872.33	1	83,222.17	337.44	12.53	7.12
4+240.22	3	49,844.19	424.17	15.48	8.75
4+034.08, 4+038.56	2	88,986.96	525.96	15.59	8.83
4+034.08, 4+038.56	2	88,986.96	525.96	15.59	8.83

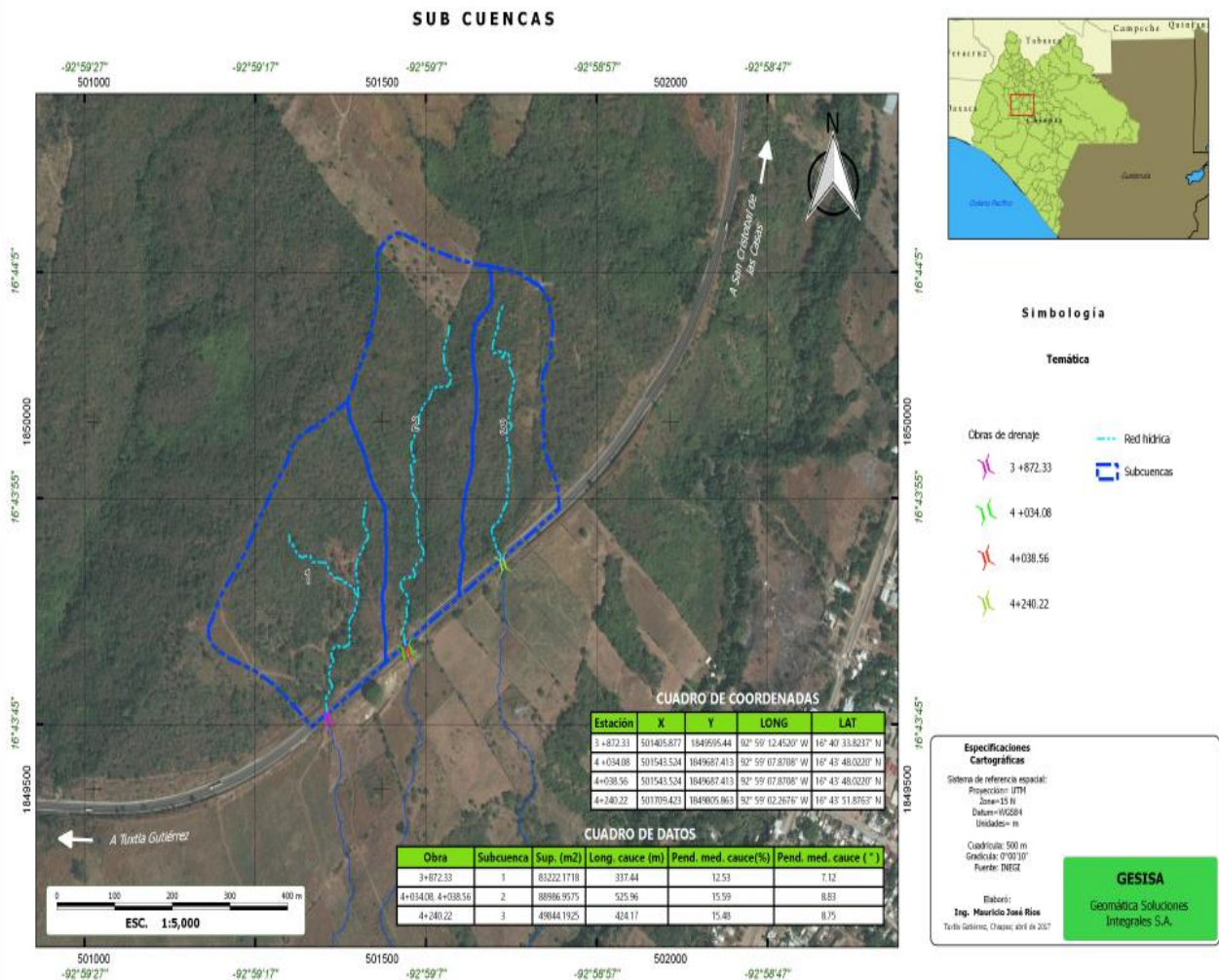
2.1.2 INFORMACIÓN BÁSICA GENERADA

2.1.2.1 Mapa de la cuenca en la zona de estudio



Mapa No. 2.8 Cuenca hidrológica en la zona de estudio

2.1.3 Mapa de la Subcuencas aportadoras a las obras de drenaje

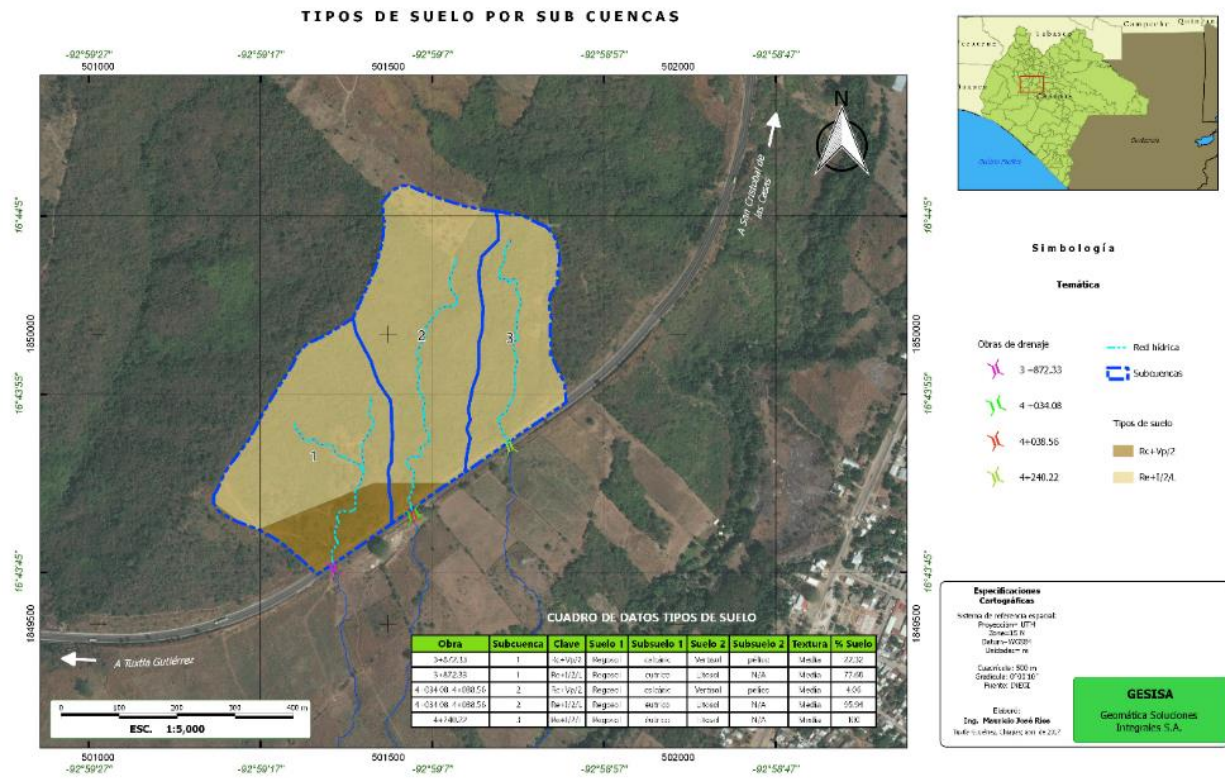


Mapa No.2.9 Subcuencas que contribuyen al escurrimiento a las obras de drenaje construidas en la autopista Tuxtla Gutiérrez – San Cristóbal de las Casas

2.1.3.1 Coberturas (tipos de suelo)

Con base en la información cartográfica, ortográfica y de visitas de campo se obtuvieron las áreas de las diferentes coberturas, observando el tipo y uso del suelo.

Se midieron las longitudes y desniveles de los cauces principales y se agrupó la información en la Tabla No.2.2 Se identificaron principalmente dos tipos de suelo y 3 cauces sus respectivas áreas de captación.



Mapa 3.1 Identificación del tipo de cobertura y uso de suelo en la cuenca

Tabla No.2.2 Tipos de suelo y porcentaje ocupado por microcuenca

Obra	TIPOS DE SUELO							ÁREA SUELO POR SUBCUENCA (M2)	% OCUPADO POR MICROCUENCA
	CLAVE	NOM. SUE1	NOM. SUB1	NOM. SUE2	NOM. SUB2	Clase Textura			
3+872.33	Rc+Vp/2	Regosol	calcárico	Vertisol	pélico	Media	18.574.96	22.32	
3+872.33	Re+I/2/L	Regosol	éutrico	Litosol	N/A	Media	64.647.22	77.68	
4+240.22	Re+I/2/L	Regosol	éutrico	Litosol	N/A	Media	49.844.20	100.00	
4+034.08,4+038.56	Rc+Vp/2	Regosol	calcárico	Vertisol	pélico	Media	3.613.63	4.06	
4+034.08,4+038.56	Re+I/2/L	Regosol	éutrico	Litosol	N/A	Media	85.373.32	95.94	

2.2 Métodos para obtener el gasto de diseño.

2.2.1 Método Racional.

El método racional aparece citado en la literatura americana en 1889 por Kuichling pero otros autores dicen que los principios básicos de este método se encuentran en los trabajos desarrollados por Mulvaney en Irlanda en 1851. Este modelo toma en cuenta, además del área de la cuenca, la intensidad de la precipitación. Se expresa con la ecuación.

$$Q_p = 0.278CiA_c \quad (2.1)$$

donde:

Q_p , Gasto pico, en m³/seg.

C, Coeficiente de escurrimiento, adimensional.

I, Intensidad de lluvia para una duración que es igual al tiempo de concentración, en mm./hr

A_c , Área de la cuenca, en km²

0.278, factor para homogenizar las unidades

Una de las Hipótesis básicas de este método es que la tormenta tiene una duración suficientemente grande para permitir que cualquier gota de agua desde la parte más alejada llegue hasta la salida de la misma. La mínima duración para la intensidad de lluvia seleccionada será igual al tiempo de concentración, t_c .

2.2.2 Método de Ven T. Chow.

Este método fue deducido por Ven T. Chow (1962) basándose en los conceptos teóricos del hidrograma unitario el cual permite conocer el gasto máximo del hidrograma de escurrimiento directo para un periodo de retorno dado y se aplica a cuencas menores de 250 km². Cabe recordar que este método responde a la realidad de no contar con registros de escurrimientos a la salida de la cuenca, sólo

con datos pluviográficos; se les conoce a estos métodos como unitarios sintéticos. (Referencia 5)

El gasto pico del escurrimiento directo se calcula como:

$$Q_p = q_p * p_e \quad (2.2)$$

Donde

q_p , Gasto pico del HU, en m³/s/mm.

p_e , Lluvia efectiva, en mm.

El gasto de equilibrio puede evaluarse como

$$q_e = \frac{A_c}{3.6d} \quad (2.3)$$

El factor de reducción Z, propuesto por Chow, puede evaluarse como:

$$Z = \frac{q_p}{q_e} \quad (2.4)$$

Sustituyendo la ecuación de equilibrio q_e y el factor de reducción Z en Q_p resulta

$$Q_p = 0.278 \frac{A_c Z P_e}{d} \quad (2.5)$$

La ecuación anterior se multiplica en el numerador y denominador por p_{e_b} , que es la lluvia en exceso calculada para la estación base y que esta expresada en mm. para una duración dada se tiene

$$Q_p = A_c Z \frac{P_{e_b}}{d} \frac{P_e}{P_{e_b}} (0.278) \quad (2.6)$$

Considerando que:

$$X = \frac{P_{e_b}}{d} \quad Y = 0.278 \frac{P_e}{P_{e_b}} \quad (2.7)$$

La ecuación 2.2 puede escribirse, sustituyendo las variables de las ecuaciones (2.7). como:

$$Q_p = A_c XYZ \quad (2.8)$$

Donde X, Y, y Z se definen como los factores de escurrimiento, climático y reducción, respectivamente; estos factores se calculan de la manera siguiente:

Se calculan los factores X y Y en función de P_{e_b} o P_b .

2.- El factor de reducción (Z) puede calcularse como una función de la relación entre la duración de la tormenta d y el tiempo de retraso t_R , mediante la figura 3.5 el tiempo de retraso se define como el tiempo que transcurre entre el centroide del hietograma de lluvia efectiva y el tiempo de pico del hidrograma de escurrimiento directo. (Ver Figura 2.11)

El tiempo de retraso depende, principalmente de las características fisiográficas de la cuenca y de la forma del hidrograma y es independiente de la duración de la lluvia.

Para calcular este tiempo Chow (1962) propone usar la ecuación siguiente:

$$t_R = 0.0050 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \quad (2.9)$$

donde:

L, longitud del cauce principal, en m.

S, pendiente del cauce principal, en %

t_R , tiempo de retraso, en h.

Linsley et al (1975) recomienda calcularlo con la expresión siguiente:

$$t_r = (0.75174)C_t \left[\frac{L * L_{ca}}{\sqrt{S}} \right]^n \quad (3.0)$$

donde:

L_{ca} = Longitud de la corriente principal desde la salida de la cuenca hasta el punto más cercano al centro de gravedad de la cuenca, en Km.; los puntos deben estar ubicados sobre el cauce principal.

S, Pendiente de la cuenca.

n, Constante, para montaña, pie de monte y valles n=0.38

L, longitud de la corriente principal, en Km.

C_t , Coeficiente que representa las variaciones de la pendiente y el almacenamiento en la cuenca; para cuencas naturales varía entre 1.35 y 1.65 y para las zonas urbanas, de acuerdo con las mediciones realizadas por Eagleson, se obtuvo que varía entre 0.16 y 0.24

Snyder (1938) propone

$$t_R = C_t (L * L_{ca})^{0.3}$$

O bien se puede usar

$$t_r = 0.6t_c$$

Donde t_c es el tiempo de concentración, en h.

Para calcular el gasto máximo utilizando el método de Chow se recomienda usar el procedimiento siguiente:

1.- Se elige una duración de lluvia d para la tormenta de diseño, se recomienda empezar con d igual al t_c

- 2.- Se escoge el periodo de retorno de acuerdo con la estructura que se va diseñar.
- 3.- Se estima P_e y P_{e_b}
- 4.- Se calculan los factores X y Y .
- 5.- Se calcula la relación $\frac{d}{t_r}$ para obtener el factor Z con la figura. 2.13 (ver referencia 5)
- 6.- Se calcula el gasto pico con la ecuación $Q_p = q_p * p_e$ donde q_p gasto pico del HU, en m^3/s , p_e lluvia efectiva, en mm.
- 7.- Se repite el procedimiento para otras duraciones.
- 8.- El valor más grande de los gastos pico calculados corresponde al gasto de diseño.

El gasto pico del hidrograma sintético triangular puede ser sustituido por el estimado por el método de Chow y así proponer una forma al hidrograma de escurrimiento que en este caso será directo.

CAPÍTULO III

ESTUDIO HIDRÁULICO

3. Introducción a las alcantarillas.

Una alcantarilla es una estructura que tiene por objetivo principal sortear un obstáculo al paso del agua. En la mayoría de los casos se aplican al diseño de las vías terrestres, es decir, cuando el flujo es interceptado por un camino o una vía de ferrocarril.

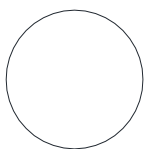
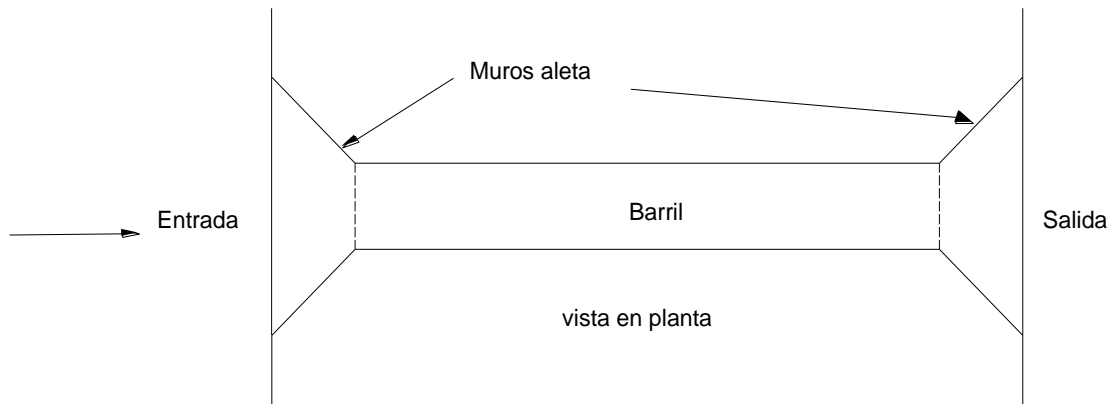
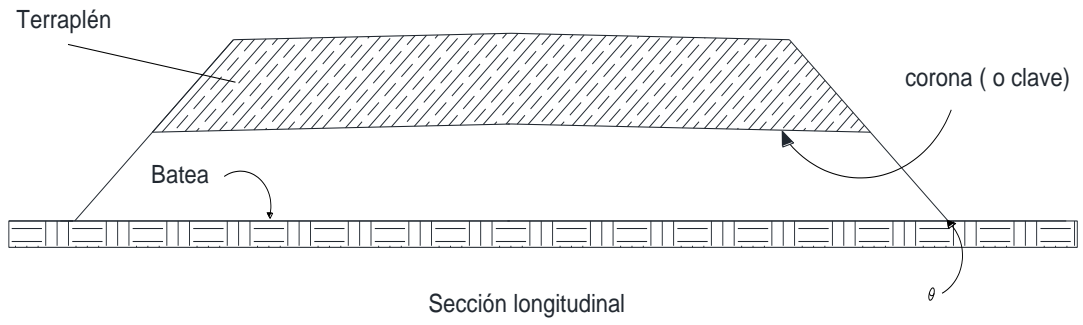
Cuando se realiza el diseño geométrico de un camino, el mismo, normalmente se interpone en el movimiento natural de escurrimiento de las aguas de la zona de cruce. En la ladera de una montaña, se interpone en el camino de escurrimiento de las aguas que bajan por la montaña. Cuando atraviesan un arroyo, un río, o cualquier otro canal, y aún en los paisajes más llanos la topografía del terreno obliga al movimiento del agua en alguna dirección. El camino, en la mayoría de los casos constituye un verdadero obstáculo al paso del agua.

Por lo tanto, el diseño de la alcantarilla consiste en determinar el tipo de sección, material y diámetro más conveniente de la alcantarilla, para la longitud y pendiente que posee, y sea capaz de evacuar el gasto de diseño, provocando un nivel de agua en la entrada que no ponga en peligro de falla estructural, ni funcional de la estructura que se desea atravesar optimizando los recursos disponibles. Es decir, buscar la solución técnico-económica más conveniente.

Aspectos básicos de una alcantarilla.

Una alcantarilla consta de tres partes: la bocatoma (también conocida como entrada o abanico), el barril (o garganta) y el difusor (también conocido como la salida o abanico de expansión), en la figura no. 3.1 se presentan las partes de una alcantarilla.

La forma de la sección transversal del barril puede ser circular (es decir tubería), rectangular (es decir, alcantarilla en cajón) o multicelda (es decir, alcantarilla en cajón multicelda), el fondo del barril se le conoce como batea mientras que su techo se conoce como corona o clave, los muros de encausamiento a la entrada y a la salida se le conocen como muros aleta.



Tubo



Cajón



Cajón multicelda

Sección transversal del barril

Figura 3.1 Definiciones básicas de una alcantarilla

Consideraciones de diseño

Es importante considerar la función que va a tener la alcantarilla y las condiciones del gasto de diseño, por otra parte es conveniente tener en cuenta las siguientes restricciones en el diseño de las alcantarillas.

1. El costo siempre debe ser el mínimo.
2. La elevación del nivel del agua por encima del nivel normal de la superficie libre en el lado aguas arriba debe ser pequeño y de preferencia mínimo.
3. La altura del terraplén puede ser dado, o puede ser parte del diseño.
4. Se debe considerar una protección contra la socavación, en particular si es posible un resalto hidráulico cerca de la salida de la alcantarilla.

Diseño de alcantarillas

Las alcantarillas se diseñan para conducir los escurrimientos con un costo mínimo sin muchas consideraciones con respecto a las pérdidas de energía, dado que el flujo puede exhibir diferentes comportamientos dependiendo del gasto (y por consiguiente, de la profundidad crítica en el barril d_c), de la cabeza aguas arriba por encima de la batea a la entrada ($H_1 - z_{ent}$), de la profundidad del flujo uniforme de equilibrio en el barril d_o , de la pendiente de la batea del barril θ , de la profundidad del agua a la entrada d_{ae} , y de la altura de la alcantarilla D .

Por lo tanto, de acuerdo a Hee (1969) reagrupa los patrones de flujo en dos clases y 8 categorías a saber:

- Clase I para condiciones a la entrada de superficie libre, y
- Clase II para entrada sumergida.

Considerando que los flujos con entrada de superficie libre (clase I) ocurren frecuentemente para:

$$\frac{H_1 - z_{ent}}{D} \leq 1.2 \quad (3.1)$$

Así, en cada clase, los patrones de flujo pueden ser subdivididos en términos de la localización del control, es decir, si el control hidráulico se localiza a la entrada o a la salida, ver tabla No.

Condiciones del flujo Clase I flujo a la entrada De superficie libre	Localización	Condiciones de control	Notas del flujo
Caso 1	Control a la salida	$(H_1 - z_{ent}) < 1.2D$ $d_{tw} < d_c$ $S_o < s_c$	
Caso 2	Control a la salida	$(H_1 - z_{ent}) < 1.2D$ $d_c < d_{tw} > D$ $S_o < s_c$	
Caso 3	Control a la entrada	$(H_1 - z_{ent}) < 1.2D$ $d_{tw} < D$ $S_o > s_c$	El resalto hidráulico se da a la salida
Caso 4	Control a la entrada	$(H_1 - z_{ent}) < 1.2D$ $d_{tw} < D$ $S_o > s_c$	El resalto hidráulico se da en el barril
Clase II Entrada sumergida			
Caso 5	Control a la entrada	$(H_1 - z_{ent}) > 1.2D$ $d_{tw} < d_c$ $d_o < D$ $S_o < s_c$ o $S_o > s_c$	
Caso 6	Control a la salida	$(H_1 - z_{ent}) > 1.2D$ $d_{tw} < d_c$ $d_o > D$ $S_o < s_c$ o $S_o > s_c$	Barril anegado. Se observa profundidad de flujo crítico a la salida
Caso 7	Control a la salida	$(H_1 - z_{ent}) > 1.2D$ $d_{tw} > D$ $S_o < s_c$ o $S_o > s_c$	Barril anegado. Se observa en general para $d_o > D$. Pero puede ocurrir para $d_o < D$ si un efecto de remanso mueve el resalto hidráulico hacia el barril.
Caso 8	Control a la entrada	$(H_1 - z_{ent}) > 1.2D$ $d_{tw} > D$ $S_o < s_c$ o $S_o > s_c$	El resalto hidráulico ocurre en la salida. En general se observa para $d_o < d_c$. Podría darse para $d_o > d_c$, ya que el efecto de vena contracta ocurre en la bocanoma del barril.

Tabla No. 3.1 Condiciones típicas de la operación de alcantarillas

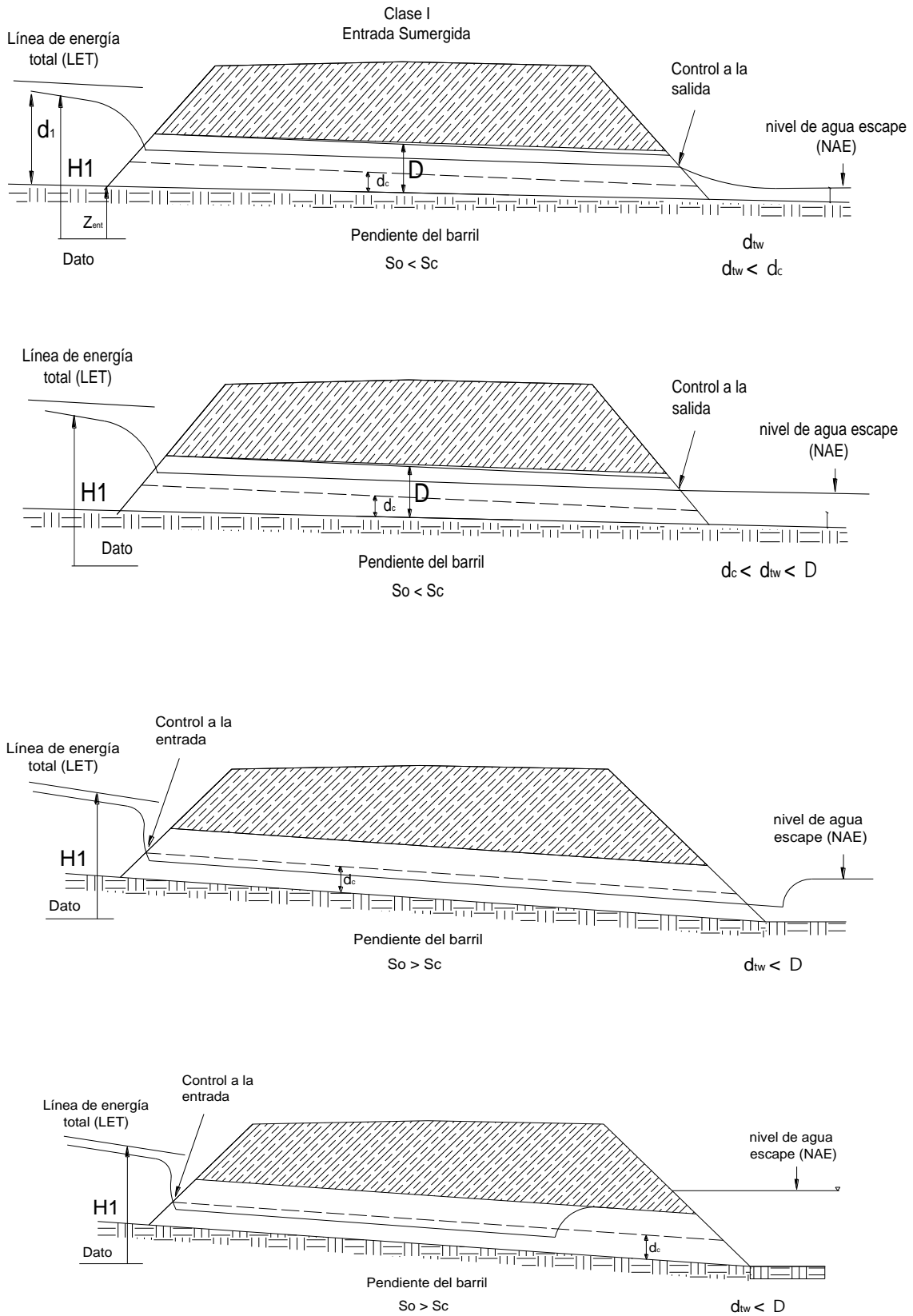


Figura 3.2 Operaciones de una alcantarilla estándar, con condiciones de entrada de superficie libre

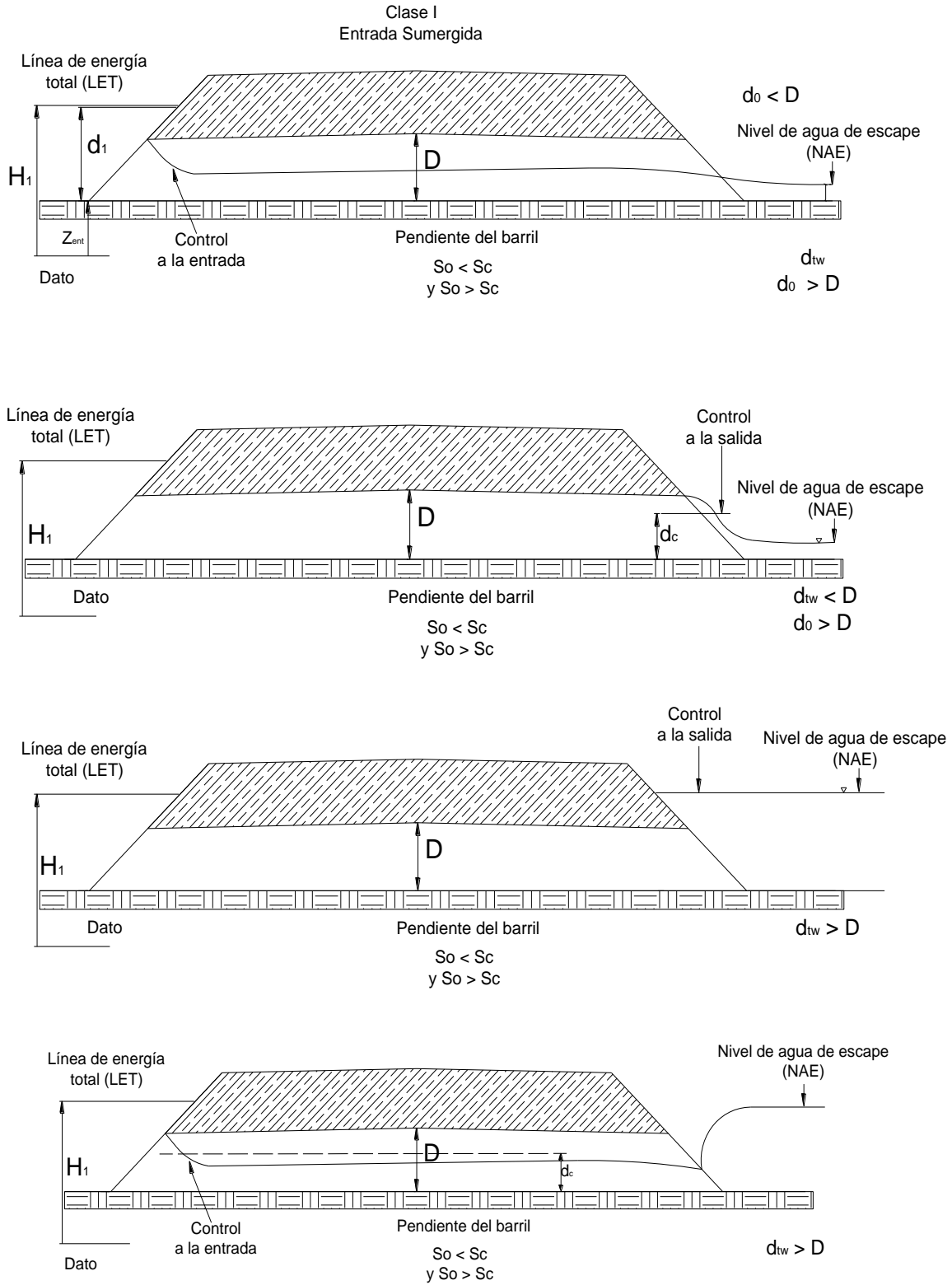


Figura 3.3 operaciones de una alcantarilla estándar, con condiciones de entrada sumergida

Procedimiento de diseño

El procedimiento de diseño para alcantarillas puede dividirse según (Herr y Bossy 1965, HEC No.5) como sigue:

- Cuál es la función primordial de la obra de drenaje a proponer
- Análisis del sistema de escurrimiento de la zona en estudio
- Determinación de los parámetros geomorfológicos de la cuenca
- Las restricciones de diseño
- Obtención del gasto de diseño

3.1 Determinación del gasto de diseño

3.2 Método racional

Este modelo toma en cuenta, además del área de la cuenca, la forma y tipo de la cuenca y la altura de precipitación a través del tiempo o intensidad de lluvia. Hoy día, es el método más utilizado, particularmente en el diseño de obras de drenajes.

Datos obtenidos de la subcuenca para obtener el gasto de diseño

Obra de drenaje localizada en el km 3+872.33

Datos básicos

Área= $83222.1718 \text{ m}^2 = 0.0832221718 \text{ km}^2$

Longitud=337.44 m

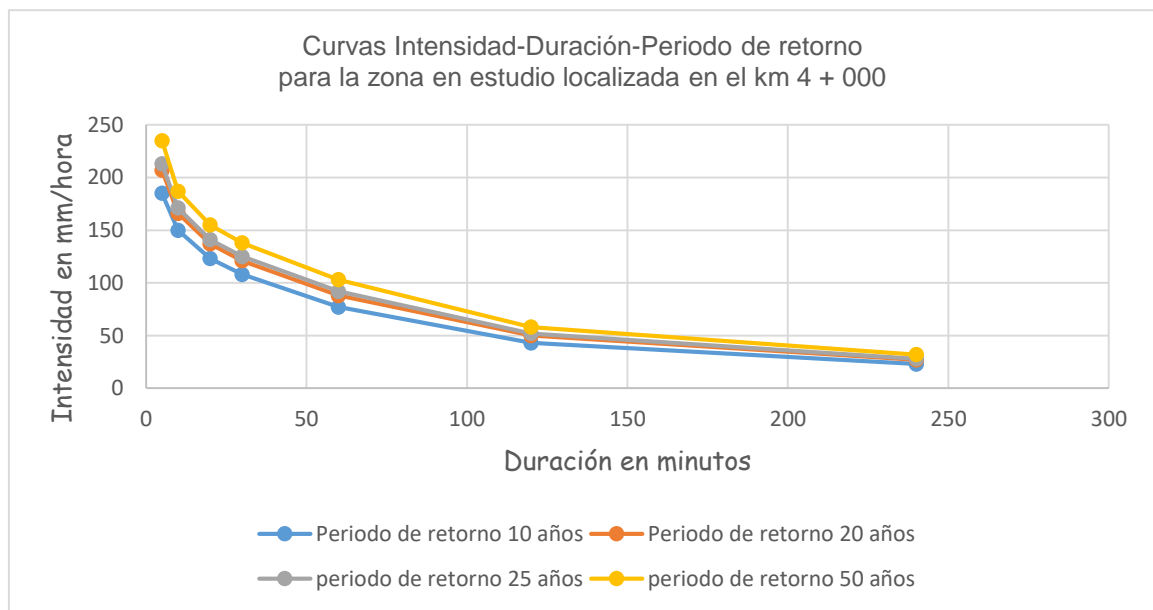
Pendiente= 12.53%

3.3 Obtención de las intensidades a partir de las Isoyetas del área de estudio

Tabla No.1 Intensidades para diferentes periodos de retorno, obtenidas de las Isoyetas de la Dirección General de Servicios Técnicos. S.C.T.

Duración	Intensidades en mm/hora			
	i_{10}	i_{20}	i_{25}	i_{50}
5	185	207	213	235
10	150	166	171	187
20	123	137	141	155
30	108	121	125	138
60	77	88	92	103
120	43	50	52	58
240	23	27	28	32

3.4 Construcción de las curvas de I-D-Tr con los datos de las Isoyetas



Grafica No. 3.1 Curvas Intensidad-duración-periodo de retorno

3.5 Cálculo del tiempo de concentración

- ❖ Fórmula de Kirpich propuesta en las normas para estudios hidrológicos e hidráulicos de la S.C.T.

$$t_c = 0.0662 \left[\frac{L_c^{0.77}}{S_c^{0.385}} \right]$$

Donde

T_c , Tiempo de concentración, en horas

L_c = Longitud del cauce principal, en km.

S_c = Pendiente media del cauce principal, adimensional

Fórmula de Kirpich, propuesta en el libro Fundamentos de hidrología superficial del Dr. Francisco Javier Aparicio Mijares (1989)

$$T_c = 0.000325 \left[\frac{L_c^{0.77}}{S_c^{0.385}} \right]$$

Donde

T_c = Tiempo de concentración, en horas.

L_c = Longitud del cauce principal, en metros.

S_c = Pendiente media del cauce principal, adimensional.

- ❖ **Cálculo del tiempo de concentración por ambas fórmulas.**

$$T_c = 0.0662 \left[\frac{0.33744^{0.77}}{0.1253^{0.385}} \right] = 0.063805 \text{ Horas} = 3.828 = 4 \text{ minutos}$$

$$T_c = 0.000325 \left[\frac{337.44^{0.77}}{12.53^{0.385}} \right] = 0.06395 \text{ Horas} = 3.837 = 4 \text{ minutos}$$

Se concluye, que al utilizar cualquiera de las dos fórmulas propuestas, se obtiene el mismo resultado.

Ahora con los datos obtenidos como el tiempo de concentración (t_c) y el periodo de Retorno ($t_r = 50$ años) obtenemos de la gráfica 3.1 la intensidad de proyecto.

$$I_{50\text{años}} = 188 \frac{\text{mm}}{\text{hora}}$$

3.6 Determinamos el coeficiente de escurrimiento

Para conocer el valor de C es necesario utilizar una serie de tabulaciones, incluyendo estas los diversos factores que influyen en el coeficiente de escurrimiento. Para ello obtenemos tres valores de C, utilizando para el análisis el promedio de ello.

Por lo tanto, utilizando factores de clasificación (topografía, tipo de suelo y cobertura vegetal) se calcula el primer coeficiente C_1 de la siguiente manera:

$$C_1 = 1 - (c_T + c_S + c_V)$$

Así,

$C_T = 0.10$ para terreno accidentado con pendiente mayor de 4%

$C_S = 0.10$ para suelos arcillosos

$C_V = 0.10$ para suelos cultivados

$C_1 = 1 - (0.10 + 0.10 + 0.10) = 0.70$

De igual manera para determinar C_2 se evalúa en términos de la topografía, tipo de suelo y porcentaje de la cobertura vegetal.

Así para una topografía accidentada y un suelo arcilloso, para una cobertura vegetal de cultivo de 77.68% se tiene:

$C_2 = 0.70$

Determinación de C_3

$A = 0.0832221718 \text{ km}^2$

$$P_{100}^{1440} = 3.13mm$$

El suelo en la Subcuencas cuenta con 22.32% del tipo vertisol y 77.68% Litosol

Tipo de suelo	% de área	Coefficiente C
C	77.68	0.60
B	22.32	0.55

$$C_3 = C_c \% A_c + C_B \% A_c$$

$$C_c = 0.60(0.7768) + 0.55(0.2232) = 0.5888 = 0.59$$

$$C_{promedio} = 0.66$$

Gasto para un periodo de retorno de 50 años.

$$Q_{maximo} = 0.278(0.66)(188)(0.0832221718) = 2.87 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.7 Método de Ven T. Chow (subcuenca No.1)

CAUCE:	Subcuenca No.1								
CAMINO:	Autopista Tuxtla Gutiérrez - San Cristobal								
TRAMO:									
KM:	4 + 000				ORIGEN:				
ESTACION PLUVIOGRAFICA:									
CALCULO DE GASTOS DE DISEÑO METODO VEN TE CHOW									
			S.C.T.		Forma de calcular Z				
CONSTANTES DE CALCULO			Nomenclatura	Datos					
Area de la cuenca (A) en Km2			A	0.083222	si, (d/tp) >= 0.6 Z=1				
Longitud del cauce principal (L) en metros			L	333.44	si, (d/tp) >= 0.6 $Z = 0.6315(d / tp)^{0.6632}$				
Pendiente media del cauce (S) en %			S	12.53	si, (d/tp) <= 0.6				
Numero de escurrimiento de Chow (N) adimensional			N	70	$z = 0.7401(d / tp)^{0.9740}$				
Precipit. Media anual en la estacion base (Pb) en cm			Pab	2315					
Precipit. Media anual en la cuenca (P) en cm			Pa	2315					
Factor climatico (Y) adimensional			Y	2.78					
Tiempo de retraso (tp) en horas			tp	0.09261					
Tri 50 AÑOS									
Duracion (d)	Duracion (d)	Intensidad (I)	Precipit. (Pb)	Precipit base (Peb)	Pebact.	Escurr.(X)	d/tp	Z	Q
(Minutos)	(Horas)	(cm/hora)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)		Adim.	(m3/s)
5	0.08	23.5	1.96	0.0045	0.0539	0.89979	0.66776	0.0083	
10	0.17	18.7	3.12	0.0746	0.4479	1.79958	1.31168	0.1359	
20	0.33	15.5	5.17	0.6441	1.9323	3.59915	1.47654	0.6601	
30	0.50	13.8	6.90	1.4290	2.8581	5.39873	1.93210	1.2776	
60	1.00	10.3	10.30	3.4711	3.4711	10.7975	3.05965	2.4571	
120	2.00	5.8	11.60	4.3721	2.1860	21.5949	4.84524	2.4505	
180	3.00	4.8	14.40	6.4651	2.1550	32.3924	1.00000	0.4986	
240	4.00	3.2	12.80	5.2465	1.3116	43.1898	1.00000	0.3035	
ECUACIONES:									
$Pb = I * d$			Donde: Pb= Precipit media(calculada) en cm						
$Peb = \frac{Pb - \frac{508}{N} + 5.08}{Pb + \frac{2032}{N} - 20.32}$			I= Intensidad de la lluvia en cm/hora (extraida de las curvas de iseytas, duracion y periodo de retorno (S.C.T.) en cm/hora						
			d= Duracion de la lluvia en horas (dmin/60)						
			Peb= Precipit efectiva o en exceso en cm.						
			tp=Tiempo de retraso en cm						
			L= Longitud del cauce en metros						
			A= Area de la cuenca en Km2						
			S= Pendiente del cauce principal en %						
			X=Factor de escurrimiento en cm/ hora						
			Y= Factor climatico, Adimensional						
			Pa= Precipitacion media anual en la cuenca en cm						
			Pab= Precipitacion media anual en la estacion base en cm						
$X = \frac{Peb}{d}$									
$t_p = 0.00505 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$			0.0926144						
$Y = 2.78 \left(\frac{Pa}{Pab} \right)$			2.78						

3.8 Resumen de los gastos obtenidos

Para la Subcuenca No.1 ubicada en el km 3+872.33

Método	Gasto de diseño
Racional	2.87 m³/seg
Ven T. Chow	2.46 m³/seg

El gasto de diseño que se utilizará será el racional, para obtener el área hidráulica y proceder al análisis comparativo con el área hidráulica de la alcantarilla actual.

3.9 Revisión de la alcantarilla No.1 del km 3+872.33

Primero se calculará el área hidráulica con el gasto de diseño.

Datos para obtener el área hidráulica del cajón

$$Q_d = 2.87 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$S = 12.53\%$$

Área de la alcantarilla sección cajón = $5.68 \times 3.0 \text{ m}^2$ (Ver fotografía No. 3.1)



Fotografía No.3.1 Paso de Ganado con Losa de Concreto Armado en el Kilómetro 3+872.33.

❖ Cálculo estimado de la velocidad

Para el caso de cuencas relativamente pequeñas, o que se cuente con información de los tipos de cobertura vegetal del terreno y de sus usos, es posible estimar las velocidades de flujo en cada área, utilizando la fórmula de Manning simplificada,

que emplea los siguientes parámetros como el coeficiente de retardo, k . Así, la velocidad se puede estimar con la fórmula de Maninng simplificada.

$$V = k\sqrt{S}$$

La velocidad se estima en m/s. Los valores de K dependen del tipo y uso de cobertura del terreno, tal como se muestran en la tabla siguiente:

Tabla No. 3.1 Coeficiente de retardo k , para la fórmula de Maninng simplificada

Cobertura del tipo de terreno (tipo de flujo)	K
Bosque con bastantes residuos en el piso. Heno o paja en praderas (sobre el terreno)	0.76
Hojarasca de descanso o cultivos de labranza mínima. Cultivos en surcos o fajas de contorno. Monte. (sobre el terreno)	1.52
Pastizal de pasto corto, prados. (sobre el terreno)	2.13
Cultivos en surcos rectos. (sobre el terreno)	2.74
Suelo casi desnudo o sin cultivo. (Sobre el terreno). Abanicos aluviales al pie de montañas	3.05
Zanjas o canales empastados. (somero concentrado)	4.57
Sin pavimento. (somero concentrado)	4.91
Áreas pavimentadas. (Somero concentrado). Cárcavas pequeñas de terrenos altos.	6.19
Cunetas pavimentadas. (Somero concentrado)	14.11

$k = 2.13$ (pastizal de pasto corto para la zona en estudio)

Por lo tanto.

$$V = 2.13\sqrt{0.1253} = 0.75 \frac{m}{seg}$$

❖ Área hidráulica.

$$A = \frac{2.87}{0.75} = 3.83 \text{ m}^2 \text{ (proyecto)}$$

❖ Análisis comparativo de las áreas hidráulicas obtenidas

$$A_{alcantarilla} = 17.04 \text{ m}^2 \text{ (actual)}$$

$$A_{calculada} = 3.83 \text{ m}^2 \text{ (proyecto)}$$

❖ **Revisión de la alcantarilla No.2 4+034.08, 4+038.56**

Cálculo del gasto para la subcuenca No. 2

Datos de las alcantarillas ubicadas en el cadenamiento km 4+034.08 y 4+038.56

Área = 88.986.96 m²

Pendiente = 15.59%

Longitud del cauce = 525.96 m



Fotografía No. 3.2 Se aprecia la obra de Drenaje con un Tubo de Concreto de 35"; en el kilómetro 4+034.08 y un Tubo Galvanizado de 47" en el kilómetro 4+038.56

❖ **Tiempo de concentración**

$$T_c = 0.0662 \left[\frac{L_c^{0.77}}{S_c^{0.385}} \right]$$

$$T_c = 0.0662 \left[\frac{0.52596^{0.77}}{0.1559^{0.385}} \right] = 0.082555464 \text{ Horas} = 4.95 \text{ minutos}$$

❖ **Coefficiente de escurrimiento**

Por tratarse de la misma zona, las dos subcuencas presentan la misma característica en cuanto al coeficiente de escurrimiento, por lo tanto:

$$C_{promedio} = 0.66$$

- ❖ Gasto de diseño por la formula racional.

$$Q = 0.278(0.66)(235)(0.08898696) = 3.84 \frac{m^3}{seg}$$

- ❖ Gasto de diseño por el Método de Ven T. Chow

$$Q = 2.27 \frac{m^3}{seg}$$

Resumen de los gastos obtenidos por la formula racional y Ven T. Chow

Para la subcuenca No.2 ubicada en el km 4+034.08 y 4+038.56

Método	Gasto de diseño
Racional	3.84 m ³ /s
Ven T. Chow	2.27 m ³ /s

Se elige el gasto obtenido por la formula racional por ser el mayor

$$Q = 3.84 \frac{m^3}{seg}$$

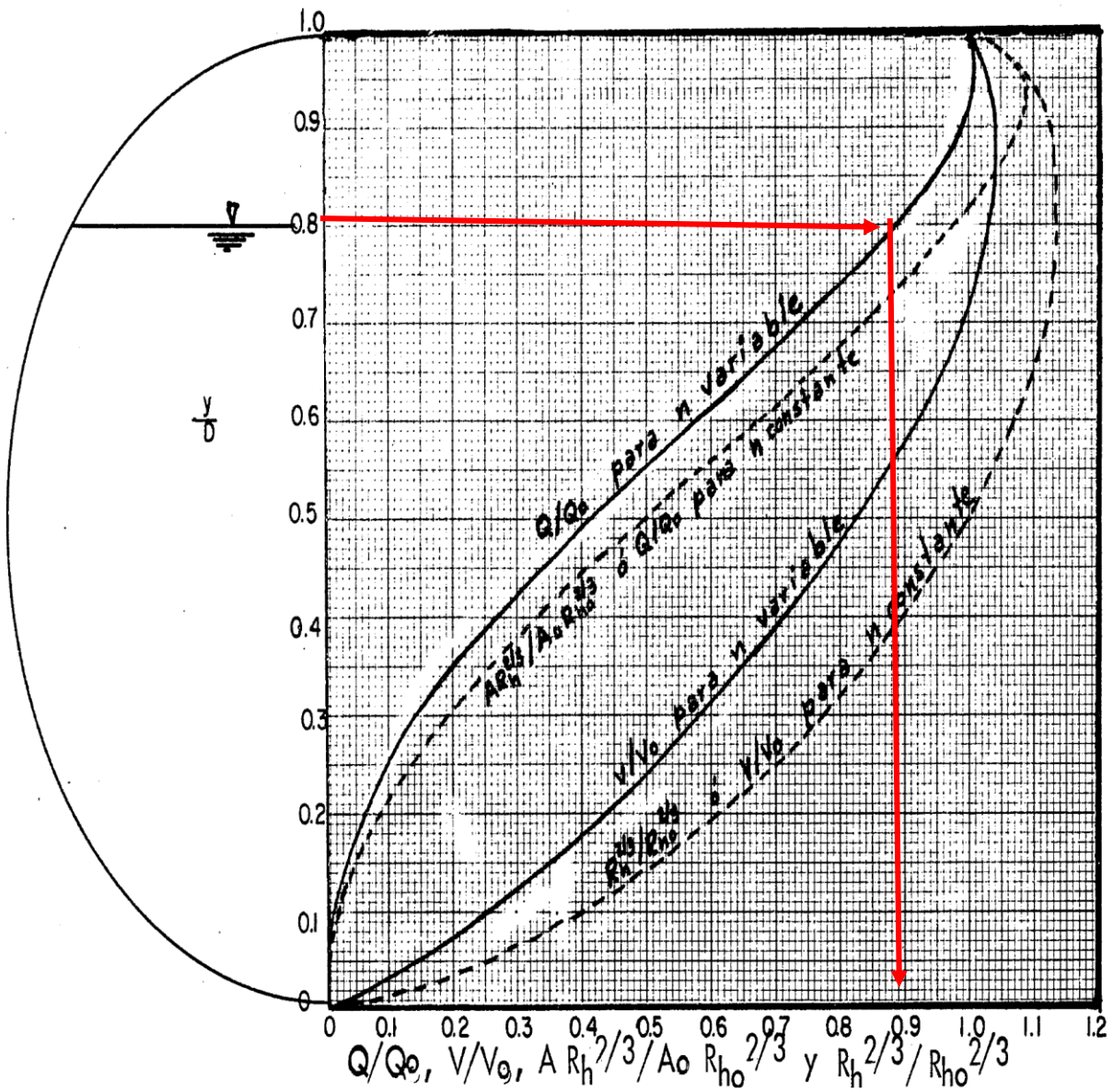
- ❖ Área hidráulica con el gasto de diseño considerado.

Cálculo del diámetro de acuerdo a Maninng, un tirante de:

$$\frac{y}{D} = 0.80$$

Relación considerada en la gráfica 3.2 tomada del libro hidráulica de canales (Sotelo, 2000)

$$\text{con } \frac{y}{D} = 0.80 \text{ y } \frac{Q}{Q_o} = 0.88$$



Grafica No. 3.2 características del flujo en un conducto circular parcialmente lleno, según Kozeny Grafica tomada del libro hidráulica de canales, (Sotelo,2000)

$$\frac{Q}{3.84} = 0.88 \text{ Por lo tanto, el gasto de diseño } Q = 3.38 \frac{m^3}{seg}$$

Como la revisión es de una alcantarilla, los datos del área y radio hidráulico serían:

$$A_o = 0.7854D^2 \quad Y \quad R_h = \frac{D}{4} = 0.25D \text{ por lo tanto}$$

$$R_h^{\frac{2}{3}} = 0.3968D^{\frac{2}{3}}$$

Si $Q_o = \frac{A}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$

Sustituyendo los valores y despejando a (D) se tiene:

$$Q_o = \frac{0.7854D^2}{0.30} (0.3968D^{\frac{2}{3}}) (0.1559)^{\frac{1}{2}}$$

$$D^{\frac{8}{3}} = \frac{3.38 * 0.030}{0.7854 * 0.3968 * (0.1559)^{\frac{1}{2}}} = 0.82$$

$$\left(D^{\frac{8}{3}} \right)^3 = (0.82)^3$$

$$D^8 = 0.5514$$

$$D = 0.928m$$

Tabla No. 3.3 Calibres y dimensiones de alcantarilla circular

CALIBRE	DIAMETRO	PESO	PESO GALVANIZADO	PESO
				ASFALTADO
	CM	KG/M	KG/M	KG/M
14	45	24.71	25.94	28.79
	60	32.69	34.33	38.10
	75	40.63	42.66	47.34
	90	48.56	50.99	56.58
	105	56.54	59.37	65.89
	120	64.53	67.76	75.19
12	60	45.77	48.06	53.33
	75	56.88	59.72	66.27
	90	67.98	71.38	79.21
	105	79.16	83.12	92.24
	120	90.34	94.86	105.27
	150	112.55	118.18	131.15
10	90	87.40	91.77	101.85
	105	101.78	106.87	118.59
	120	116.15	121.96	132.34
	150	144.71	151.95	168.62
	175	168.63	177.07	196.50
	183	176.16	184.97	205.26

De acuerdo a la tabla No. 3.3, los diámetros comerciales más próximos son el de 0.90 m y el 1.05 m, por lo tanto, se tiene:

$D_{4+034.08} = 35'' = 0.90m$ $D_{4+038.56} = 47'' = 1.20m$ (diámetro en funcionamiento)

$D_{calculado} = 0.90m$ (proyecto)

❖ **Revisión de la alcantarilla ubicada en el km 4+240.22**



Fotografía No. 3.3 Alcantarilla con Losa de Concreto Armado en el Kilómetro 4+240.22

Datos para la revisión

Área = 49844.1925 m² = 0.049844192 km²

Longitud = 424.17 m = 0.42417 km

Pendiente = 15.48%

Dimensiones de la alcantarilla = 1.70 m x 1.00 m = 1.70 m²

❖ **Tiempo de concentración**

$$T_c = 0.0662 \left[\frac{L_c^{0.77}}{S_c^{0.385}} \right]$$

$$T_c = 0.0662 \left[\frac{0.42417^{0.77}}{0.1548^{0.385}} \right] = 0.0701 \text{ Horas} = 4.21 \text{ minutos}$$

❖ De la gráfica (3.1) de I-D-Tr, intensidad de proyecto.

$$i_{50} = 197.87 \text{ mm}$$

❖ **Coefficiente de escurrimiento**

Para lo anterior, se realiza el mismo procedimiento aplicado anteriormente, por lo tanto:

$$C_{promedio} = 0.58$$

❖ **Calculamos el gasto de diseño por el método racional.**

$$Q = 0.278(0.58)(197.87)(0.049844192) = 1.59 \frac{m^3}{seg}$$

❖ **Gasto obtenido por el método de Ven T. Chow**

$$Q = 1.38 \frac{m^3}{seg}$$

Resumen de los gastos obtenidos para la subcuena No.3

Método	Gasto obtenido
Racional	1.59
Ven T. Chow	1.38

- ❖ Para la revisión el gasto obtenido por la formula racional

$$Q_{50} = 1.59 \frac{m^3}{seg}$$

- ❖ **Cálculo estimado de la velocidad**

$$V = k\sqrt{S}$$

$$V = 2.13\sqrt{0.1548} = 0.84 \frac{m}{seg}$$

- ❖ **Área hidráulica**

$$A = \frac{1.59}{0.84} = 1.89m^2$$

- ❖ **Análisis comparativo de las áreas hidráulicas obtenidas**

$$A_{alcantarilla} = 1.70m \times 1.0m = 1.70m^2$$

$$A_{calculada} = \frac{1.59}{0.84} = 1.89m^2$$

3.10 Resumen de los resultados obtenidos

Tabla No. 1 comparativa de áreas de alcantarillas en funcionamiento contra las calculadas en función del gasto por cada subcuenca

Ubicación de la obra	Tipo de alcantarilla	Áreas obras de drenaje actuales	Gasto calculado	Áreas calculas En función del gasto obtenido	Observaciones
3+ 872.33	5.68 x 3.0 m Cajón	17.04 m ²	2.87 m ³ /s	3.83 m ²	cumple
4 + 240.22	1.70 x 1.0 m Cajón	1.70 m ²	1.59 m ³ /s	1.89 m ²	cumple
4+034.08	D= 0. 90 m tubo	0.64 m ²	3.84 m ³ /s	0.68 m ² (d = 0.90 m)	cumple
4+038.56	D= 1.20 m Tubo	1.13 m ²	3.84 m ³ /s	0.68 m ² (d=0.90 m)	cumple

Capitulo IV.

CONCLUSIÓN.

4.1 Conclusión General

La escasez de registros históricos de escurrimientos en un sitio de interés, situación sumamente común en nuestro estado de Chiapas y en el país, no permite determinar los parámetros necesarios para el diseño o revisión de obras hidráulicas, Por lo que el ingeniero proyectista tiene que recurrir a estimarlos a partir de métodos empíricos, datos de precipitación o por estudios topo hidráulicos para estimar los gastos que fluyen a través de cualquier estructura, sea una alcantarilla o puente.

Por ello, existen varios métodos que permiten determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la misma y la precipitación.

La relación entre la precipitación y el escurrimiento es compleja; depende por una parte de las características de la cuenca y por otra de la distribución de la lluvia en el espacio y en el tiempo.

Debido a lo complejo del fenómeno y a que la cantidad y calidad de la información disponible, que varía de un problema a otro, se han desarrollado cantidad de métodos para relacionar la lluvia con el escurrimiento. Dichos métodos van desde simples formulas empíricas, hasta modelos extremadamente detallados.

En la presente tesis, se presenta una serie de pasos, que nos permiten realizar una revisión de las obras de drenaje ya construidas y que, con el paso de tiempo, es posible que las condiciones topográficas del sitio en estudio hayan cambiado y desde luego sea conveniente considerar el cambio de estas obras, para aumentar su capacidad de área hidráulica y permitir el tránsito de los escurrimientos hacia zonas donde no vulneren o afecten la estructura del camino.

Para el caso que nos ocupa se utilizaron métodos semi-empíricos, como el método racional y Ven T. Chow, los cuales es posible utilizar para cuencas menores de 250 km².

Estos métodos presentaron gastos bastante aproximados, y en los cuales se optó por el mayor obtenido. Que nos permitió realizar las revisiones de las alcantarillas para se ampliaran con el mismo diámetro que están funcionando hidráulicamente bien de acuerdo a los requerimientos técnicos de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes.

Como podemos observar en la tabla No.1 se presentan los resultados y podemos concluir que los métodos aplicados ofrecen resultados satisfactorios que nos permiten tomar decisiones de que las alcantarillas pueden ampliarse constructivamente sin que se rebase su capacidad para desalojar los escurrimientos que se producen en la época de lluvias.

4.2 Bibliografía

1. Comisión Nacional del Agua., (1993), “Método de Chow”, en manual de ingeniería, Instituto de Ingeniería, UNAM, pp. 78-81
2. Gilberto Sotelo Ávila., (2000), “Hidráulica de canales “Facultad de ingeniería UNAM, México, pp. 1-832
3. P. Novak, A.I.B. Mofatt, C. Nalluri., (2001), “Alcantarillas, puentes y caídas” en Estructuras Hidráulicas, Editorial Mc Graw Hill, México, pp.356-362
4. Ramón Domínguez, Francisco Jiménez Zúñiga, Osain Dabián Rojas., (1984), “Métodos hidrológicos para previsión de escurrimientos” Secretaria de Comunicaciones y Transportes, México, PP. 1-227
5. León Méndez A., Estopiñan Pérez A., (1989), “Diseño hidráulico de alcantarillas”, en Hidráulica de canales, Editorial pueblo y educación, Ciudad de la Habana, Cuba, PP. 382-390
6. Aparicio Mijares F.J., (2001), “Relaciones lluvia-escurrimientos”, en Fundamentos de Hidrología de superficie”, editorial Limusa, México, PP. 203-237
7. Warren Viessman, Jr., Terence E. Harbaugh., John W. Knapp.,(1972), “Diseño de estructuras menores”, en Introducción a la Hidrología, editorial Intex Educational Publishers, New York, N. Y. PP. 269-315
8. Comisión Nacional del Agua., (1993), “Estudios hidrológicos para obras de protección”, en manual de ingeniería de ríos, Instituto de Ingeniería, UNAM, pp. 05-61
9. J.M. de Azzevedo Neto., Guillermo Acosta Álvarez., (1975) “Manual de hidráulica” Editorial Harper y Row Latinoamericana, México, PP. 1-546

4.3 Presentación planos del proyecto.