



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DEL ESTADO DE MÉXICO  
FACULTAD DE GEOGRAFÍA



“Memoria de trabajo en la  
Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos, CONAGUA”

Que para obtener el título de  
Licenciada en Ciencias Geoinformáticas

**Memoria**

Presenta

Andrea Isela Alejandro Zarco

Asesora

M. en C.A. Dolores Magaña Lona

Revisores

M. en G. Luis Miguel Espinosa Rodríguez

Dr. José Emilio Baró Suárez

Toluca, Agosto de 2014

## **Agradecimientos**

### **A la Comisión Nacional del Agua**

#### **M en I Horacio Rubio Gutiérrez:**

*Gracias por permitirme ser parte de la estructura laboral dentro de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos a su cargo ha sido una experiencia gratificante, pues me ha permitido crecer como persona y profesional.*

#### **Ing. Octavio Esquivias Campoy**

*Quiero agradecerle el que dispusiera parte de su tiempo y paciencia para escuchar mis dudas y ofrecerme sus conocimientos, los cuales me han sido de gran utilidad.*

#### **Ing. Efrén Martínez Ramírez**

*Agradezco infinitamente la oportunidad de trabajo, así como le expreso mi gratitud por su confianza depositada en mis capacidades.*

#### **Ing. Jaime A. Montesinos Fernández**

*Le agradezco por haberme dado la oportunidad de trabajar en una empresa tan reconocida como la suya. A pesar de no tener la experiencia requerida, usted me aceptó, apoyo y por eso le estaré agradecida siempre.*

#### **Mtra. Dolores Magaña Lona**

*Gracias maestra por el tiempo y dedicación que me dio para concluir esta etapa.*

#### **A mis padres**

*Aunque mi padre ya no está con nosotros sabía cuán importante era en mi vida, su amor me lo demostró dejándome la mejor herencia: la educación.*

*Gracias mami por todos los sacrificios que hizo por nosotros, por ser mi guía y compañía en los momentos más difíciles.*



## **Contenido**

Agradecimientos.....	2
Siglas y Acrónimos.....	5
Unidades de medias (Sistema métrico).....	5
Figuras .....	6
Presentación .....	7
Objetivo General .....	8
Objetivos específicos .....	8
Justificación.....	9
Capítulo I. Marco Institucional .....	10
1.1 ¿Qué es la CONAGUA?.....	11
1.2 Organigrama y funciones .....	12
1.2.1 Funciones de Oficinas Centrales .....	14
1.2.2 Funciones de Organismos de Cuenca.....	14
1.2.3 Funciones de Direcciones Locales .....	15
1.3 Planeación Estratégica en la CONAGUA.....	20
1.3.1 Misión .....	20
1.3.2 Visión .....	20
1.3.3 Visión del Sector Hidráulico .....	20
1.4 Objetivos y Estrategias .....	20
1.5 Qué es GASIR .....	25
Capítulo II. Entorno del puesto .....	32
Denominación del puesto.....	33



Justificación del puesto .....	33
2.1. Impacto Socioeconómico de las actividades de análisis de la GASIR .....	33
2.2 Impacto Político de las actividades de análisis de la GASIR .....	36
2.3 Impacto ambiental de las actividades de análisis de la GASIR.....	38
2.4 Impacto Tecnológico de las actividades de análisis de la GASIR .....	39
Capítulo III. Desempeño laboral .....	42
3.1. Experiencia laboral previa. ....	43
3.2 Descripción de funciones .....	46
3.3 Conocimientos para desarrollar las funciones .....	50
3.4 Medios para desarrollar los conocimientos .....	51
3.5 Nivel de responsabilidad .....	51
Recomendaciones.....	52
Anexo I “Estudio hidrológico de la cuenca del río Santa Catarina, N.L.” .....	53
Anexo II Artículo: “Evaluación fluviomorfológica de obras de protección contra Inundaciones en un río costero” .....	54
Anexo III Trámite para la inclusión de la Licenciatura dentro del servicio Profesional de Carrera. ....	55
Anexo IV Participación en el proyecto: Análisis de la Inundación en Llano Largo Municipio de Acapulco, Gro.....	56
Bibliografía. ....	57



## ***Siglas y Acrónimos***

CONAGUA	Comisión Nacional del Agua
CENAPRED	Centro Nacional de Prevención de Desastres
GASIR	Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos
NADI	Nivel de agua de diseño
CFE	Comisión Federal de Electricidad

## ***Unidades de medias (Sistema métrico)***

$m^3/s$	Metros cúbicos sobre segundo
$km^2$	Kilómetros cuadros
km	kilómetros
m	metros



## **Figuras**

Figura 1. Los seis objetivos institucionales para el período 2014-2018 de la CONAGUA.....	26
Figura 2 Vista aérea de la presa rompepicos tres días después del huracán Alex 2010. ....	35
Figura 3 Presa Rompepicos aguas abajo .....	35
Figura 4 Presa Rompepicos aguas arriba .....	35
Figura 5 El Puente Atirantado más alto del mundo .....	37
Figura 6 Ubicación del Puente Baluarte .....	38
Figura 7 Logotipo de la empresa Argeomatica.....	45
Figura 8 Jefes y compañeros de Trabajo GASIR .....	46
Figura 9 Ubicación de estaciones Hidrométricas en el Estado de Tabasco .....	47
Figura 10 Elaboración de mapa de cuencas tributarias del proyecto Nuevo Aeropuerto, Cd. De México. ....	47
Figura 11 Uso de Plantillas para la elaboración de estudio Hidrológico.....	48
Figura 12 Elaboración de GRID del vaso regulatorio Culebrón, Tamaulipas. ....	49
Figura 13 Presentación de los modelos bidimensionales.....	49
Figura 14 Presentación de la elaboración de planos de delimitación de zonas federales.....	50



## ***Presentación***

Este trabajo presenta el impacto de un egresado de la Licenciatura en Ciencias Geoinformáticas en la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos de la Comisión Nacional de Agua.

Hace énfasis especial en cómo el egresado, en colaboración con otros especialistas, utiliza sus competencias y experiencia para mejorar la elaboración de proyectos para delimitar zonas federales de cauces de propiedad nacional, y zonas vulnerables por inundación. En los resultados, su participación es evidente porque los proyectos tienen un menor tiempo de procesamiento y son más versátiles tanto en la manipulación de los datos como en la presentación de los resultados.



## **Objetivo General**

Contribuir en la difusión de las aportaciones profesionales del Licenciado en Ciencias Geoinformáticas en el campo operativo del manejo de los recursos hídricos en México; mediante la elaboración de un documento que informe sobre la aplicación de competencias y habilidades adquiridas en el curso de los estudios profesionales, principalmente aquellas dirigidas al uso eficiente de sistemas de información geográfica, teledetección, cartografía y programación, dado que fundamentan la generación de elementos determinantes para la toma de las decisiones destinadas al beneficio y seguridad de la población expuesta, vulnerable y en otros casos afectada por eventos de inundación, las cuales son el objetivo institucional de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos de la Comisión Nacional del Agua.

## **Objetivos específicos**

- Explicar el contexto administrativo de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos en el marco de la Comisión Nacional del Agua, a través de la demostración explícita de sus funciones y prerrogativas legales con el propósito de ubicar la inserción del egresado en Ciencias Geoinformáticas en el organigrama de la institución.
- Explicar las actividades laborales específicas del egresado de la Licenciatura en Ciencias Geoinformáticas en torno a su participación en programas operativos dentro de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos, a fin de puntualizar las aportaciones que brinda en el cumplimiento de las funciones de la dependencia.
- Reconocer la importancia de adquirir experiencia laboral previa como elemento destacado que fortalece la contribución del egresado a las funciones de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos.



## ***Justificación***

Como requisito para obtener el título de licenciatura se consideró valioso presentar esta Memoria de Trabajo; porque describe las actividades dentro del área y muestra cómo pueden ser mejorados los resultados que serán usados por los tomadores de decisiones y que tendrán un impacto social, político, ambiental y tecnológico en el país.

Cabe aclarar que en la actualidad el uso de los sistemas de información geográficos se ha difundido en el quehacer gubernamental. La GASIR no es ajena a esta tendencia y ha procurado mantenerse dentro de los estándares tecnológicos para informar e intercambiar los resultados con otras instituciones y la sociedad.



## ***Capítulo I. Marco Institucional***



## 1.1 ¿Qué es la CONAGUA?

De acuerdo con la Ley de Aguas Nacionales, en su Art. 3. XII. (Ia) "Comisión Nacional del Agua": (es el) Órgano Administrativo Desconcentrado de la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, con funciones de Derecho Público en materia de gestión de las aguas nacionales y sus bienes públicos inherentes, con autonomía técnica, ejecutiva, administrativa, presupuestal y de gestión, para la consecución de su objeto, la realización de sus funciones y la emisión de los actos de autoridad que conforme a esta Ley corresponde tanto a ésta como a los órganos de autoridad a que la misma se refiere"

La Ley de Aguas Nacionales es la ley reglamentaria del Artículo 27 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos en materia de aguas nacionales; es de observancia general en todo el territorio nacional, sus disposiciones son de orden público e interés social y tiene por objeto regular la explotación, uso o aprovechamiento de dichas aguas, su distribución y control, así como la preservación de su cantidad y calidad para lograr su desarrollo integral sustentable. La Comisión considera que la participación de la sociedad es indispensable para alcanzar las metas que se han trazado en cada cuenca del país, ya que entre otros aspectos, los habitantes pueden dar la continuidad que se requiere a las acciones planteadas.

Por otra parte, considera que el uso sustentable del agua se logra cuando se cumplen los aspectos siguientes:

1. El agua genera bienestar social: básicamente se refiere al suministro de los servicios de agua potable y alcantarillado a la población, así como al tratamiento de las aguas residuales.

2. El agua propicia el desarrollo económico: considera al agua como un insumo en la actividad económica; por ejemplo, en la agricultura, la producción de energía eléctrica o la industria.

3. El agua se preserva: es el elemento que cierra el concepto de sustentabilidad. Si bien se reconoce que el agua debe proporcionar bienestar social y apoyar el desarrollo económico, la Comisión Nacional del Agua está



convencida de que se debe preservar en cantidad y calidad adecuadas para las generaciones actuales y futuras y la flora y fauna de cada región.

## **1.2 Organigrama y funciones**

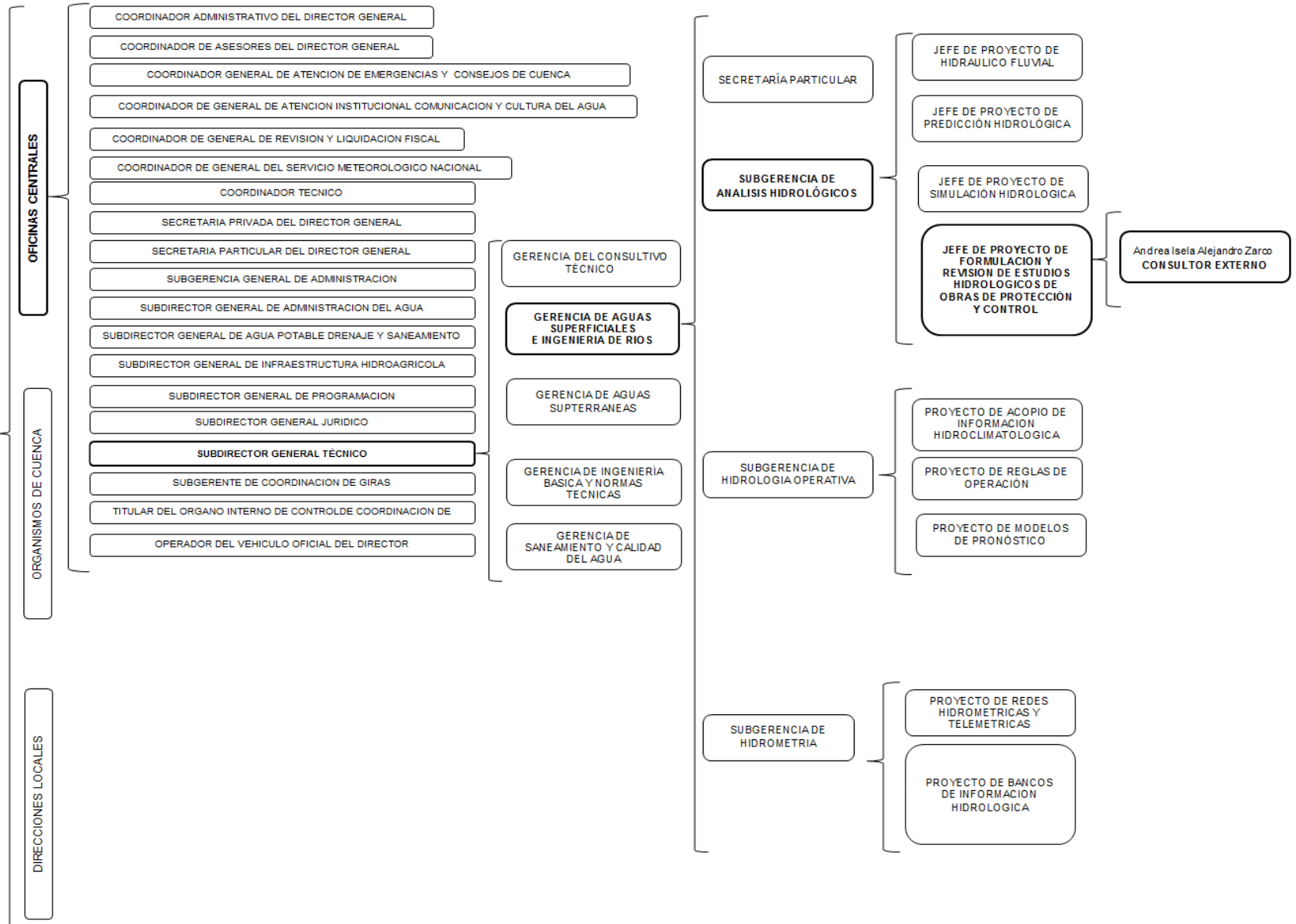
Para cumplir con su propósito esencial, la Comisión se divide operativamente en tres grandes áreas:

1. Oficinas Centrales
2. Organismos de Cuenca
3. Direcciones Locales

En el cuadro 1.1 se muestra la relación de sus tres áreas a través del organigrama institucional, y se destaca la ubicación del puesto de apoyo, objeto de esta Memoria, dentro de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos.



Cuadro 1.1 Organigrama de la CONAGUA





### **1.2.1 Funciones de Oficinas Centrales**

La sede de Oficinas Centrales está en la ciudad de México y dentro de sus acciones principales se encuentran: apoyar a los Organismos de Cuenca y Direcciones Locales en la realización de las acciones necesarias para lograr el uso sustentable del agua en cada región del país, establecer la política y estrategias hidráulicas nacionales, integrar el presupuesto de la institución y vigilar su aplicación, concertar con los organismos financieros nacionales e internacionales los créditos que requiere el Sector Hidráulico, establecer los programas para apoyar a los municipios en el suministro de los servicios de agua potable y saneamiento en las ciudades y comunidades rurales y para promover el uso eficiente del agua en el riego y la industria.

Oficinas Centrales también establece la política de recaudación y fiscalización en materia de derechos de agua y permisos de descargas, coordina las modificaciones que se requieran a la Ley de Aguas Nacionales y apoya su aplicación en el país, elabora las normas en materia hidráulica, opera el Servicio Meteorológico Nacional, mantiene una sólida y fructífera relación con el H. Congreso de la Unión, atiende a los medios de comunicación nacionales y se vincula con las dependencias federales para trabajar en forma conjunta en acciones que beneficien al Sector Hidráulico.

### **1.2.2 Funciones de Organismos de Cuenca**

Los Organismos de Cuenca son las responsables de administrar y preservar las aguas nacionales en cada una de las trece regiones hidrológicas administrativas en que se ha dividido el país. Las regiones y sus sedes son:

- I. Península de Baja California (Mexicali, Baja California).
- II. Noroeste (Hermosillo, Sonora).
- III. Pacífico Norte (Culiacán, Sinaloa).
- IV. Balsas (Cuernavaca, Morelos).
- V. Pacífico Sur (Oaxaca, Oaxaca).
- VI. Río Bravo (Monterrey, Nuevo León).
- VII. Cuencas Centrales del Norte (Torreón, Coahuila).



- VIII. Lerma Santiago Pacífico (Guadalajara, Jalisco).
- IX. Golfo Norte (Ciudad Victoria, Tamaulipas).
- X. Golfo Centro (Jalapa, Veracruz).
- XI. Frontera Sur (Tuxtla Gutiérrez, Chiapas).
- XII. Península de Yucatán (Mérida, Yucatán).
- XIII. Aguas del Valle de México y Sistema Cutzamala (México, Distrito Federal).

El desempeño de los Organismos de Cuenca es también muy importante, ya que tienen a su cargo aplicar la razón misma de ser de nuestra institución en cada región del país. Para ello, realizan las siguientes tareas básicas:

1. Determinar la disponibilidad del agua.
2. Orientar los nuevos polos de desarrollo.
3. Lograr el uso sustentable del agua.
4. Asegurar la preservación de los acuíferos.
5. Garantizar la calidad del agua superficial.
6. Llevar a cabo la recaudación en materia de aguas nacionales y sus bienes.
7. Solucionar conflictos relacionados con el agua
8. Otorgar concesiones, asignaciones y permisos.
9. Promover la cultura del buen uso y preservación del agua.
10. Prevenir los riesgos y atender los daños por inundaciones.
11. Prevenir los riesgos y atender los efectos por condiciones severas de escasez de agua.
12. Operar la infraestructura estratégica.

### **1.2.3 Funciones de Direcciones Locales**

Por lo que se refiere a las Direcciones Locales, éstas tienen la importante labor de aplicar las políticas, estrategias, programas y acciones de la Comisión en las entidades federativas que les corresponden.



La CONAGUA está conformada a nivel central con las siguientes unidades administrativas:

I. La Subdirección General de Administración, a la que estarán adscritas:

- a) La Gerencia de Personal;
- b) La Gerencia de Recursos Financieros;
- c) La Gerencia de Recursos Materiales;
- d) La Gerencia de Tecnología de la Información y Comunicaciones;
- e) La Gerencia de Innovación y Fortalecimiento Institucional, y
- f) La Coordinación de Atención a Organismos Fiscalizadores;

II. La Subdirección General de Administración del Agua, a la que estarán adscritas:

- a) La Gerencia de Servicios a Usuarios;
- b) La Gerencia del Registro Público de Derechos de Agua;
- c) La Gerencia de Inspección y Medición;
- d) La Gerencia de Calificación de Infracciones, Análisis y Evaluación, y
- e) La Gerencia de Regulación y Bancos del Agua;

III. La Subdirección General de Infraestructura Hidroagrícola, a la que estarán adscritas:

- a) La Gerencia de Construcción de Infraestructura Hidroagrícola;
- b) La Gerencia de Proyectos de Infraestructura Hidroagrícola;
- c) La Gerencia de Unidades de Riego;
- d) La Gerencia de Infraestructura de Protección en Ríos y de Distritos de Temporal, y
- e) La Gerencia de Distritos de Riego;

IV. La Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento, a la que estarán adscritas:

- a) La Gerencia de Potabilización y Tratamiento;
- b) La Gerencia de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Redes de Alcantarillado;
- c) La Gerencia de Fortalecimiento de Organismos Operadores;
- d) La Gerencia de Programas Federales de Agua Potable y Saneamiento;



- e) La Gerencia de Normatividad, y
  - f) La Gerencia de Infraestructura Hidráulica Pluvial;
- V. La Subdirección General Jurídica, a la que estarán adscritas:
- a) La Gerencia de lo Consultivo;
  - b) La Gerencia de lo Contencioso;
  - c) La Gerencia de Procedimientos Administrativos, y
  - d) La Gerencia de Descentralización y de Transparencia y Acceso a la Información Pública;
- VI. La Subdirección General de Planeación, a la que estarán adscritas:
- a) La Gerencia de Cooperación Internacional;
  - b) La Gerencia de Planificación Hídrica, y
  - c) La Gerencia de Coordinación Interinstitucional;
- VII. La Subdirección General Técnica, a la que estarán adscritas:
- a) La Gerencia de Aguas Subterráneas;
  - b) La Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos;
  - c) La Gerencia del Consultivo Técnico;
  - d) La Gerencia de Ingeniería y Asuntos Binacionales del Agua, y
  - e) La Gerencia de Calidad del Agua;
- VIII. La Coordinación General del Servicio Meteorológico Nacional, a la que estará adscrita:
- a) La Gerencia de Redes de Observación y Telemática, y
  - b) La Gerencia de Meteorología y Climatología;
- IX. La Coordinación General de Recaudación y Fiscalización, a la que estarán adscritas:
- a) La Subgerencia de Supervisión de la Fiscalización;
  - b) La Subgerencia de Auditorías Especiales;
  - c) La Subgerencia de Programación de la Fiscalización Nacional;
  - d) La Subgerencia de Coordinación Hacendaria y Procedimientos Fiscales;
  - e) La Subgerencia de Operación Recaudatoria, y
  - f) La Subgerencia de Control de Obligaciones Fiscales;



X. La Coordinación General de Comunicación y Cultura del Agua, a la que estarán adscritas:

- a) La Subgerencia de Relaciones Interinstitucionales y Cultura del Agua;
- b) Se deroga.
- c) Se deroga.
- d) Se deroga.
- e) La Subgerencia de Difusión;
- f) La Subgerencia de Información;
- g) La Subgerencia de Programa Editorial, y
- h) La Subgerencia de Vinculación Institucional;

XI. La Coordinación General de Atención de Emergencias y Consejos de Cuenca, a la que estarán adscritas:

- a) La Gerencia de Protección a la Infraestructura y Atención de Emergencias;
- b) La Gerencia de Consejos de Cuenca;
- c) La Subgerencia de Concertación Social, y
- d) La Subgerencia de Seguimiento a Compromisos Presidenciales y Demandas Ciudadanas;

XII. La Coordinación General de Proyectos Especiales de Abastecimiento y Saneamiento a la que estarán adscritas:

- a) La Gerencia de Ingeniería;
- b) La Gerencia de Construcción, y
- c) La Gerencia de Agua Potable y Saneamiento;

La siguiente Tabla 1.1 muestra el cuadro directivo a nivel nacional conforme al organigrama General de la CONAGUA.

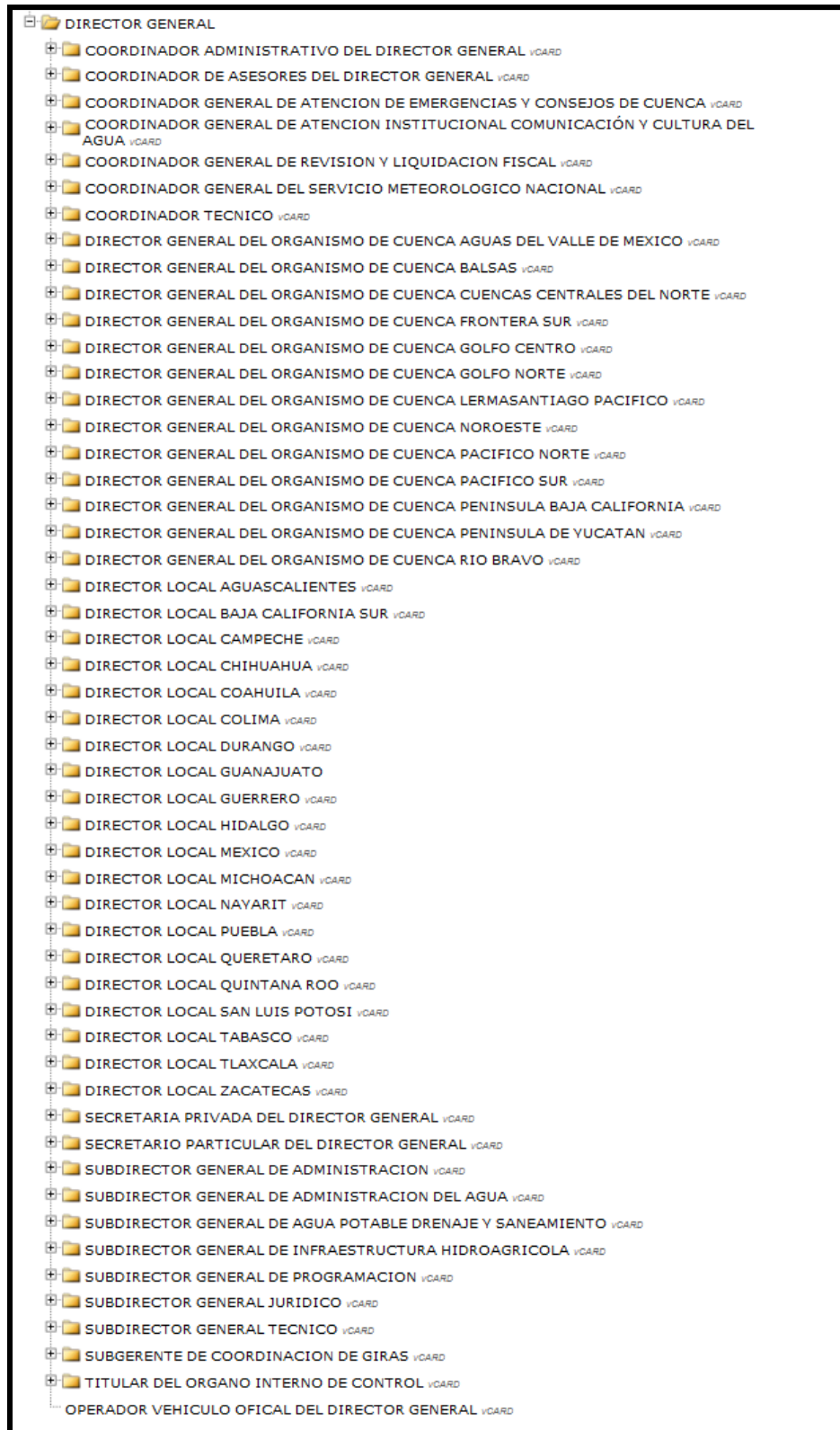


Tabla 1.1 Cuadro directivo de la CONAGUA dentro del Organigrama general



### **1.3 Planeación Estratégica en la CONAGUA**

La planeación dentro de la CONAGUA ha procurado realizar entre el equipo directivo ejercicios de evaluación sobre las tendencias de la problemática hídrica y el quehacer de la institución dentro del marco normativo que la rige. De estos ejercicios, han surgido las directrices básicas de la CONAGUA y de la GASIR que se presentan a continuación.

#### **1.3.1 Misión**

"Administrar y preservar las aguas nacionales y sus bienes inherentes, para lograr su uso sustentable, con la corresponsabilidad de los tres órdenes de gobierno y la sociedad en general".

#### **1.3.2 Visión**

"Ser autoridad con calidad técnica y promotor de la participación de la sociedad y de los órdenes de gobierno en la gestión integrada del recurso hídrico y sus bienes públicos inherentes".

#### **1.3.3 Visión del Sector Hidráulico**

"Una nación que cuente con agua en cantidad y calidad suficiente, reconozca su valor estratégico, la utilice de manera eficiente, y proteja los cuerpos de agua, para garantizar un desarrollo sustentable y preservar el medio ambiente".

### **1.4 Objetivos y Estrategias**

- Fortalecer el desarrollo técnico y la autosuficiencia financiera de los organismos operadores del país, a través de la aplicación de programas y acciones que impulsen el incremento en su eficiencia global y la prestación de mejores servicios.
- Tratar las aguas residuales generadas y fomentar su reúso e intercambio.
- Incrementar la cobertura de los servicios de agua potable y alcantarillado en el país, induciendo la sostenibilidad de los servicios.



- Incrementar la cobertura de los servicios de agua potable y alcantarillado en las comunidades rurales, induciendo la sostenibilidad de los servicios.
- Incrementar la cobertura de los servicios de agua potable y alcantarillado en las comunidades urbanas, induciendo la sostenibilidad de los servicios.
- Mejorar la calidad del agua suministrada a las poblaciones.
- Promover el manejo integrado y sustentable del agua en cuencas y acuíferos.
- Propiciar el equilibrio de las cuencas y acuíferos sobre explotados.
- Consolidar a la calidad del agua en la Gestión Integrada del Recurso Hídrico.
- Desarrollar los incentivos e instrumentos económicos que propicien la preservación de ríos, lagos, humedales, cuencas, acuíferos y costas del país. Consolidar un sistema integral de medición de las diferentes componentes del ciclo hidrológico.
- Normar y promover la recarga de acuíferos.
- Publicar la disponibilidad de agua en los acuíferos y cuencas del país.
- Fomentar las acciones encaminadas a reducir la demanda de agua.
- Reglamentar el uso del agua en las principales cuencas y acuíferos del país.
- Elaborar y publicar los estudios de clasificación de cuerpos nacionales de atención prioritaria.
- Posicionar al agua y al ordenamiento territorial como elementos clave en el desarrollo del país.
- Eficientar la operación y manejo de los sistemas de presas del país.
- Consolidar los esquemas de cooperación que permitan lograr el manejo sustentable del agua en cuencas transfronterizas conforme a su reglamentación.
- Promover la elaboración del inventario nacional de humedales.
- Institucionalizar el proceso de planeación, programación, presupuestación y la aplicación obligatoria de los programas hídricos por cuencas prioritarias.



- Propiciar la preservación de los ecosistemas del país procurando mantener en los cauces los volúmenes que se requieren.
- Mejorar el desarrollo técnico, administrativo y financiero del sector hidráulico
- Incrementar los recursos presupuestales y financieros públicos y privados, y mejorar su distribución y aplicación en los proyectos de inversión del sector hidráulico.
- Mejorar la competitividad institucional mediante el fortalecimiento de la capacidad administrativa, financiera y tecnológica en todas las áreas de la Comisión Nacional del Agua.
- Consolidar la investigación aplicada y la transferencia tecnológica.
- Impulsar el proceso de descentralización de funciones, programas y recursos que realiza la federación hacia los estados, municipios y usuarios para lograr un mejor manejo del agua.
- Promover el cumplimiento del marco jurídico existente e impulsar el desarrollo de instrumentos que fortalezcan el buen uso y manejo sustentable del agua.
- Mejorar el sistema de información estratégica e indicadores del sector hidráulico.
- Participar en las deliberaciones y acciones en relación con el agua en el concierto internacional.
- Consolidar la participación de los usuarios y la sociedad organizada en el manejo del agua y promover la cultura de su buen uso.
- Crear conciencia entre la población sobre la necesidad del pago y uso responsable y eficiente del agua.
- Informar oportuna y eficazmente a la población sobre la escasez del agua, los costos de proveerla, su uso responsable y su valor económico, sanitario, social y ambiental.
- Impulsar programas de educación y comunicación para promover la cultura del agua.



- Posicionar el tema del agua como un recurso estratégico y de seguridad nacional.
- Consolidar la autonomía de gestión de los Consejos de Cuenca.
- Consolidar la autonomía de gestión de los Órganos Auxiliares de los Consejos de Cuenca.
- Impulsar el desarrollo institucional de las dependencias y organismos que participan en el manejo del agua.
- Consolidar la operación del Consejo Consultivo del Agua y del Comité Mexicano para el Uso Sustentable del Agua.
- Apoyar a los sectores vulnerables (mujeres, jóvenes, indígenas, adultos mayores y personas con capacidades distintas) de la sociedad en el acceso y toma de decisiones en torno al recurso.
- Prevenir los riesgos derivados de fenómenos meteorológicos e hidrometeorológicos y atender sus efectos.
- Promover la reubicación de asentamientos humanos ubicados en zonas de riesgo.
- Proporcionar al Sistema Nacional de Protección Civil y a la población, información oportuna y confiable sobre la ocurrencia y evolución de los eventos meteorológicos e hidrometeorológicos severos.
- Transformar, renovar y modernizar el Servicio Meteorológico Nacional y ampliar su cobertura de monitoreo.
- Coadyuvar en el restablecimiento de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento a la población en situaciones de emergencia
- Implantar las acciones de restauración y preservación en las partes altas de las cuencas, a fin de reducir escurrimientos y posibles afectaciones.
- Realizar las acciones preventivas que permitan enfrentar en mejor forma los fenómenos hidrometeorológicos.
- Mantener, conservar y ampliar la infraestructura hidráulica para la protección de centros de población y áreas productivas.

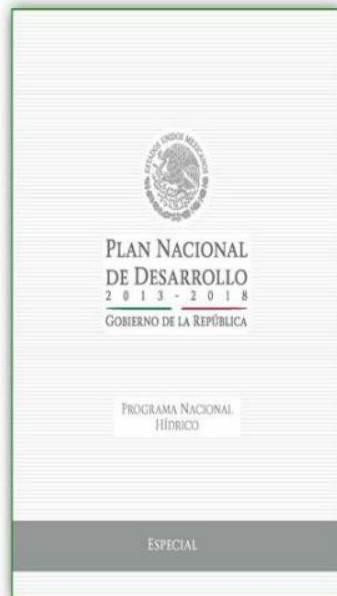


- Promover programas de ordenamiento ecológico territorial en regiones que se encuentren en riesgo por eventos hidrometeorológicos.
- Formular planes de prevención que permitan enfrentar en mejores condiciones los periodos de sequía y apoyar su implementación.
- Fomentar en la población una cultura de prevención y atención de emergencias que incluyan información sobre las causas y efectos del cambio climático.
- Evaluar los efectos del cambio climático en el ciclo hidrológico.
- Evaluar los efectos del cambio climático en las variables del ciclo hidrológico.
- Medir y evaluar los parámetros que inciden en el cambio climático.
- Promover y apoyar la investigación, el desarrollo y la transferencia tecnológica, en materia de medidas de adaptación ante el cambio climático.
- Crear una cultura contributiva y de cumplimiento a la Ley de Aguas Nacionales en materia administrativa.
- Establecer los mecanismos para llevar a cabo la medición de las aguas nacionales.
- Actualizar periódicamente los padrones de usuarios y contribuyentes de aguas nacionales.
- Revisar los esquemas recaudatorios en materia de aguas nacionales y particularmente de descargas de aguas residuales, para contribuir al saneamiento de las cuencas y acuíferos.

En la siguiente figura 1 se presenta el resultado del más reciente ejercicio de planeación, que generó seis objetivos rectores para la CONAGUA durante el período 2014-2018.

## PROGRAMA NACIONAL HÍDRICO 2014-2018

(publicado en el DOF el 8 de abril de 2014)



### Objetivos:

1. Fortalecer la gestión integrada y sustentable del agua.
2. Incrementar la seguridad hídrica ante sequías e inundaciones.
3. Fortalecer el abastecimiento de agua y el acceso a los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento.
4. Incrementar las capacidades técnicas, científicas y tecnológicas del sector.
5. Asegurar el agua para el riego agrícola, energía, industria, turismo y otras actividades económicas y financieras de manera sustentable.
6. Consolidar la participación de México en el contexto internacional en materia de agua.

Figura 1. Los seis objetivos institucionales para el período 2014-2018 de la CONAGUA.

### 1.5 Qué es GASIR

La GASIR, Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos, depende de la Subdirección General Técnica y de acuerdo con el artículo 54 del reglamento interno de la CONAGUA, le corresponden las siguientes atribuciones:

I.- Elaborar los proyectos de instrumentos administrativos a que se refiere el artículo 52, fracción II, de este Reglamento en materia de:

- a) Aguas superficiales e ingeniería de ríos y de sus bienes públicos inherentes a nivel Nacional;
- b) Pronóstico de avenidas para prevenir inundaciones, obras de protección y control de planicies de inundación;



- c) Análisis hidrológicos de escurrimientos en situación de escasez extrema que permitan prever y detectar sequías, a fin de tomar medidas oportunas para su adecuada atención;
- d) Acopio, análisis, evaluación y procesamiento de registros de lluvias, escurrimientos, almacenamientos, sedimentos y evolución de presas;
- e) Regulación y control de las aguas superficiales, y determinación de volúmenes de asignación o concesión de las mismas para los diversos usos;
- f) Permisos y autorizaciones de obra en cauces y zonas federales;
- g) Formulación de estudios de disponibilidad de las aguas superficiales en las cuencas hidrológicas y su actualización, así como dictámenes de nuevos aprovechamientos de aguas nacionales superficiales;
- h) Delimitaciones geográficas de las cuencas en que se dividan y subdividan las regiones hidrológicas del país;
- i) Dictámenes técnicos para el otorgamiento de permisos de construcción de obras en cauces y zonas federales;
- j) Obra civil e instrumentación convencional o telemétrica, mantenimiento, operación y modernización de las redes hidroclimatológicas de aguas superficiales del país que se realicen directamente por la Comisión o por contrato con terceros;
- k) Trabajos en las estaciones hidroclimatológicas de aguas superficiales del país que tengan como objetivo la suspensión temporal o definitiva; cambio de sitio; obtención y registro de datos hidroclimatológicos y, en general, toda acción que pudiera modificar el registro histórico de las mismas o su óptima operación;
- l) Proyectos de construcción de obras de infraestructura hídrica que se efectúen con recursos de la Federación, con su aval o garantía;
- m) Vigilancia y evaluación de la evolución de fenómenos meteorológicos e hidrometeorológicos que puedan influir en las cuencas, cauces y almacenamientos de presas, con el objeto de llevar a cabo acciones tendentes a mitigar sus efectos negativos; y coordinación conjunta con Organismos de Cuenca, a fin de vigilar que los terrenos de los vasos hasta el Nivel de Aguas Máximo Extraordinario, estén libres de cualquier tipo de ocupación, para la correcta operación de los mismos;
- n) Proyectos de delimitación, demarcación y supresión de las zonas federales;



- o) Estudios técnicos que sustenten la elaboración de proyectos para la reglamentación de la extracción, uso y aprovechamiento de las aguas nacionales superficiales en zonas de veda o declaratorias de reserva, así como para el establecimiento y supresión de las mismas, y
  - p) Operación, actualización y coordinación con Organismos de Cuenca, de Sistemas de Información Hidroclimatológica y de bancos de datos, a tiempo real e histórico, a fin de contribuir con el Sistema Nacional de Información, de Cantidad, Usos y Conservación del Agua Superficial; y coordinación para integrar el diagnóstico y evaluación del cambio climático;
- II. Integrar, validar y aportar la información básica relativa a las aguas superficiales, considerando la información con la que cuente la Gerencia y con la que al efecto proporcionen los Organismos;
- III. Ejercer, tratándose de los casos a que se refiere la fracción IV del artículo 52 de este reglamento, las siguientes atribuciones:
- Emitir pronósticos de avenidas para prevenir inundaciones, así como dictámenes de obras de protección y control de planicies de inundación, y, solicitar al área administrativa correspondiente la construcción de las mismas;
  - Realizar acopio, análisis, evaluación y procesamiento de registro de lluvias, escurrimientos, almacenamiento, sedimentos y evolución de presas;
  - Regular y controlar las aguas superficiales, y determinar el volumen de concesión y asignación de las mismas para los diversos usos, así como fomentar su reúso;
  - Emitir permisos y autorizaciones de obras en cauces y zonas federales, así como dictámenes técnicos de nuevos aprovechamientos de aguas nacionales superficiales;
  - Realizar y actualizar estudios de disponibilidad de aguas superficiales existentes en la cuenca hidrológica, subcuencas o microcuencas, delimitadas o que se delimiten, así como realizar la delimitación geográfica de las mismas;



- Instalar, directamente o a través de terceros, redes hidroclimatológicas de aguas superficiales, mantenerlas, operarlas y modernizarlas, así como efectuar obras civiles e instalaciones convencionales o telemáticas y, en general, realizar toda acción que pudiera modificar el registro histórico o la óptima operación de las mismas;
  - Revisar proyectos de construcción de obras de infraestructura hídrica cuando éstos se efectúen con recursos de la Federación, con su aval o garantía;
  - Vigilar y evaluar la evolución de fenómenos meteorológicos e hidrometeorológicos que puedan influir en las cuencas, cauces y almacenamientos de presas, con el objeto de llevar a cabo acciones tendentes a mitigar sus efectos negativos y coordinarse con Organismos de Cuenca, para vigilar que estén libres de cualquier tipo de ocupación los terrenos de los vasos hasta el Nivel de Aguas Máximo Extraordinario, para la correcta operación de los mismos;
  - Revisar proyectos de delimitación, demarcación y supresión de zonas federales;
  - Realizar estudios técnicos que sustenten la elaboración de proyectos para la reglamentación de la extracción, uso o aprovechamiento de aguas nacionales superficiales en zonas de veda, declaratorias de reserva, así como para el establecimiento y supresión de las mismas, y
  - Operar y actualizar en coordinación con Organismos de Cuenca, el Sistema de Información Hidroclimatológica y de banco de datos, a tiempo real o histórico, que sirvan como base del Sistema Nacional de Información de Cantidad, Usos y Conservación del Agua Superficial; y apoyar en el diagnóstico y evaluación del cambio climático.
- IV.** Apoyar a los Organismos, a solicitud de éstos, en la realización del análisis técnico de los instrumentos a que se refiere la fracción anterior;
- V.** Proponer la delimitación y homologación de regiones hidrológicas, cuencas, subcuencas y microcuencas, para apoyar la administración del recurso;



- VI.** Dirigir y difundir los estudios, trabajos y servicios hidrológicos de diseño, seguimiento, control y disponibilidad existentes en la cuenca hidrológica, subcuencas o microcuencas delimitadas o que se delimiten; y uso de las aguas nacionales superficiales, así como propiciar el uso eficiente del agua superficial y su conservación, para contribuir al manejo integrado de los recursos hidráulicos;
- VII.** Proponer el método para la determinación de las zonas de disponibilidad a que corresponden los municipios, para fines de la aplicación de la Ley Federal de Derechos, en lo relativo al derecho por el uso del agua superficial;
- VIII.** Fomentar proyectos de investigación científica, el desarrollo tecnológico y la formación de recursos humanos, así como difundir conocimientos con relación a las aguas superficiales, ingeniería de ríos y obras de infraestructura, con el propósito de mejorar la calidad de los servicios, acciones y programas de la Comisión;
- IX.** Participar en la formulación de normas técnicas y oficiales mexicanas en materia de aguas superficiales e ingeniería de ríos y de sus bienes públicos inherentes, así como dar seguimiento al cumplimiento de las mismas;
- X.** Apoyar, a través del Comité Técnico de Operación de Obras Hidráulicas, al Sistema Nacional de Protección Civil, en el seguimiento y atención de los fenómenos meteorológicos e hidrometeorológicos, con el objeto de mitigar los efectos negativos de los mismos;
- XI.** Participar en la elaboración y análisis de los aspectos técnicos de proyectos de:
- Decretos de zonas reglamentadas, de veda y de declaratorias de reserva de aguas nacionales, y Reglamentos para el control y explotación, uso o aprovechamiento de aguas nacionales;
- XII.** Fungir como Secretario Técnico del Comité Técnico de Operación de Obras Hidráulicas; y en coordinación con los miembros del mismo analizar condiciones hidroclimatológicas severas y los resultados de estudios hidrológicos, sus alternativas y propuestas de solución, en cuanto a la operación de la infraestructura hidráulica y el manejo y solución de situaciones críticas en grandes sistemas;



- XIII.** Apoyar en las declaratorias de clasificación de zonas de alto riesgo por inundación elaboradas por los Organismos, así como en los atlas de riesgos por inundación a nivel Nacional;
- XIV.** Integrar, revisar y validar la información de escurrimientos, sedimentos y vasos proporcionada por los Organismos, y diversas instancias de los sectores público y privado del país, para la actualización del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales;
- XV.** Mantener actualizado el inventario nacional de estaciones en operación, por cuenca y regiones hidrológicas, conjuntamente con los Organismos;
- XVI.** Apoyar el conocimiento de la ocurrencia del agua superficial mediante la mejora continua, capacitación, implantación, operación y actualización de Sistemas de Información Hidroclimatológica y banco de datos, a nivel Nacional y Regional Hidrológico-Administrativo;
- XVII.** Apoyar técnicamente en los casos de afectación de las aguas superficiales y bienes inherentes; que le sean solicitados por la Procuraduría Federal de Protección al Ambiente de la Secretaría;
- XVIII.** Informar y acordar con el Subdirector General Técnico los asuntos de su competencia, y
- XIX.** Las demás que le encomiende el Titular de la Subdirección General Técnica, las que señalen las disposiciones legales y reglamentarias aplicables, y las que correspondan a las subgerencias, jefaturas de proyecto y jefaturas de departamento que le estén adscritas.

Las Subgerencias adscritas a esta Gerencia, apoyarán a la misma en el ejercicio de sus atribuciones, conforme al manual que al efecto se emita.

En la siguiente Tabla 1.2 se muestra el Organigrama de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos.



Tabla 1.2 Organigrama de la GASIR



## ***Capítulo II. Entorno del puesto***



Entre las actividades que se realizan en la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos (GASIR), el análisis hidrológico e hidráulico para la determinación de zonas federales de los cauces y emisión de permisos de obra sobre éstas; así como los estudios relativos a los riesgos y consecuencias de los desbordamientos requieren de personal con conocimientos en ingeniería hidráulicas, así como en geointerpretación. A continuación se presenta las características de un puesto con el perfil de un Licenciado en Ciencias Geoinformáticas; y posteriormente se ejemplifica la repercusión de actividades de la GASIR en las que este profesional ha participado.

### **Denominación del puesto**

Especialista en sistemas de información geográfica para el desarrollo y uso de aplicaciones enfocadas a proyectos de delimitación de zona federal y áreas de inundación.

### **Justificación del puesto**

La elaboración de un proyecto de delimitación de zona federal involucra los estudios hidrológico e hidráulico y la formación de planos de la franja de zona federal. Por ello es necesario innovar la revisión de los mismos al incorporar el uso de nuevas tecnologías plasmadas en programas especializados tales como ArcGis, Mike Flood, Hec-Ras y CadCorp.

### **2.1. Impacto Socioeconómico de las actividades de análisis de la GASIR**

La GASIR se encarga de asegurar que los flujos que transitan a través de las diversas obras diseñadas se realicen en áreas hidráulicas seguras, es decir que no afectara a la población, además de colaborar para la determinación de zonas inundables que den elementos de decisión en la planeación del crecimiento de las actividades productivas vinculadas al desarrollo económico y en consecuencia social, local y regional.



Un ejemplo de ello es la Presa Corral de Palmas en Nuevo León, estado mexicano que se ve regularmente amenazado por fenómenos atmosféricos que, dependiendo de la época del año, pueden ser frentes fríos, ondas polares, ondas tropicales y depresiones tropicales (incluyendo ciclones tropicales y extratropicales), pero sobre todo sistemas convectivos de mesoescala que producen láminas de precipitación importantes a escalas temporales cortas. Éstos últimos, por corta duración (algunas horas a minutos), llegan a originar problemas severos a las comunicaciones e infraestructura, inclusive ponen en riesgo la vida de los habitantes y su patrimonio, pues generan súbitas que sin previo aviso se forman fundamentalmente en el verano y otoño. En la mayoría de las ocasiones que se presentan éstos se intensifican al verse influenciados por la conformación topográfica, lo que complica la predicción del tipo e intensidad de lluvia y viento asociado que producirá a su paso. Dependiendo de la evolución de estos fenómenos, es factible la acumulación de agua y escurrimientos repentinos en superficie, que impactan las actividades humanas y llegan a poner en riesgo la seguridad de la población. Así, estos eventos tienen un particular impacto en el estado de Nuevo León, donde las características físico-geográficas magnifican las concentraciones del agua de lluvia y de los contaminantes atmosféricos. El estudio hidráulico del río Santa Catarina, que más tarde brindará los elementos suficientes para el diseño de la sección requerida se deberá basar en un estudio hidrológico actualizado, que considere los eventos recientemente suscitados y los históricos. Es por ello que se realizó el estudio hidrológico de la cuenca del río Santa Catarina, actualizado a agosto de 2010, mismo que se presenta en el anexo digital I de este documento. El fin último de este estudio fue determinar los eventos para el diseño de las obras necesarias de encauzamiento del río y el control de los escurrimientos asociados con un periodo de retorno dado.

Se realizó el estudio hidrológico de la cuenca del Río Santa Catarina, determinando las avenidas de diseño para los periodos de retorno de 5, 10, 20, 50, 100, 500 y 1000 años en los sitios correspondientes a la presa rompepicos; a

la entrada de la zona conurbada. En las siguientes figuras 2, 3 y 4 se muestran aspectos de la presa tras el impacto del huracán Alex en 2010.



**Figura 2** Vista aérea de la presa rompepicos tres días después del huracán Alex 2010.

Fuente: <http://www.reconstruccionl.org.mx>



**Figura 3** Presa Rompepicos aguas abajo



**Figura 4** Presa Rompepicos aguas arriba

Fuente: <http://www.reconstruccionl.org.mx/Varios/Rompepicos.aspx>

Como parte de las estrategias de control de los escurrimientos del río Santa Catarina, el Gobierno del Estado construyó, en el sitio conocido como Corral de Palmas, una presa de control de avenidas conocida localmente como “Rompepicos”, el concepto anterior se refiere a presas de dimensiones reducidas que no poseen gran capacidad de almacenamiento, cuyo propósito es reducir el gasto pico de una avenida, ya que son diseñadas para retener cierta cantidad de



agua durante la avenida y luego permitir su descarga más lenta hacia aguas abajo.

Sin duda actualmente la presa ha podido reducir la magnitud de los escurrimientos máximos sobre el río, aun cuando no ha operado en condiciones semejantes a las de su diseño original. El hecho es de que, aún con esa infraestructura, la cuenca de La Huasteca continúa siendo la principal aportadora de volúmenes de agua al río Santa Catarina, justo aguas arriba de su tramo urbano. En el anexo II se describe el estudio hidrológico e hidráulico.

## **2.2 Impacto Político de las actividades de análisis de la GASIR**

La GASIR colabora con los tres órdenes de gobierno (dependencias federales, gobernadores de Estados y autoridades municipales) que participan tanto con el Sistema Nacional de Protección Civil como en las políticas de ordenamiento territorial; asimismo participan en el análisis sobre la procedencia de permisos para construir infraestructura sobre cauces y zonas federales, apoyando a las oficinas estatales y municipales en asegurar la viabilidad de las obras para un desarrollo planificado.

El puente Baluarte se encuentra en los límites de Durango y Sinaloa. Con esta obra continua la modernización de la autopista Durango – Mazatlán correspondiente al eje carretero Matamoros – Mazatlán, uno de los 14 corredores troncales prioritarios de la red carretera nacional.

Este puente beneficia a los municipios de Concordia y Mazatlán, en Sinaloa, y el de Pueblo Nuevo, en Durango que poseen en conjunto una población de 1,400,663 habitantes. Además su construcción genera en promedio 800 empleos directos y 2,000 indirectos. Esta obra tiene una longitud de 1,124 m y es la estructura atirantada más grande de América Latina, ya que cuenta con una altura a nivel de calzada de 403 m, lo que permite librar una barranca de esta profundidad con un claro central de 520 m. Esto ahorra tres y media horas de recorrido total en la autopista, ya que actualmente la distancia entre Durango y

Mazatlán se recorre en promedio de 6 horas. En las figura 5 y 6 se puede apreciar la magnitud de la obra.

Para determinar el gasto hidrológico de la corriente del río Baluarte, se aplicaron métodos empíricos asociados a un período de retorno de 100 años. Con el uso de la información de lluvias en los planos de isoyetas de intensidad de lluvia – duración periodo de retorno, se obtuvo un gasto hidrológico de  $525 \text{ m}^3/\text{s}$  recomendado para el diseño. De la sección hidráulica en el cruce se obtuvo un nivel de agua de diseño (NADI), asociado a una velocidad de  $4.0 \text{ m/s}$ , el cual no tuvo significación en el diseño del Puente Baluarte, por la gran altura a la que pasa la rasante de proyecto sobre el cauce del río.



**Figura 5 El Puente Atirantado más alto del mundo**

Fuente: [www.visitapenasco.com.mx](http://www.visitapenasco.com.mx)

Se denomina puente atirantado a aquel cuyo tablero está suspendido de uno o varias pilas centrales mediante cables gruesos. Se distingue de los puentes colgantes porque en éstos los cables principales se disponen de pila a pila, sosteniendo el tablero mediante cables secundarios verticales, y porque los puentes colgantes trabajan principalmente a tracción, y los atirantados tienen partes que trabajan a tracción y otras a compresión.

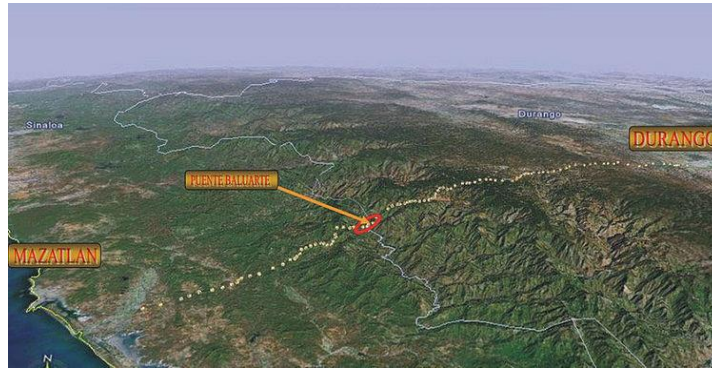


Figura 6 Ubicación del Puente Baluarte

Fuente: [www.redpolitica.mx](http://www.redpolitica.mx)

### 2.3 Impacto ambiental de las actividades de análisis de la GASIR

La delimitación de zonas federales contribuye a sentar bases para un ordenamiento territorial de los usos de suelo. Cabe aclarar que el Gobierno Federal busca que en el Ordenamiento Territorial participen coordinadamente tanto la federación como los Estados y Municipios, junto con la sociedad.

Uno de los proyectos que la GASIR está revisando actualmente, es la construcción de la Presa Chicoasen II, este proyecto es promovido por la Comisión Federal de Electricidad, (CFE)

Se revisa el proyecto para evaluar la pertinencia de permisos, sobre la obra en el cauce, sobre la ocupación y delimitación de la zona federal, para la extracción de materiales tomando en cuenta la hidrología de la zona, sobre la capacidad de extracción de las presas aguas arriba como es Chicoasén y la Angostura. Además se analiza el área de influencia del embalse, y en base a ello, si la infraestructura es adecuada y no generen un riesgo para la población y ambiental, se otorgarán los permisos correspondientes.

El proyecto considera que dentro de la zona de influencia directa de lo que será la nueva hidroeléctrica, se encuentran la cabecera municipal y el ejido de Chicoasén, además los poblados Monte Grande, La Represa, Santo Domingo, Vistahermosa, el campamento militar El Juy Juy; y la cabecera municipal de Usumacinta. La



mayor parte de la población ocupada en estos lugares, unas 4 mil personas, están dedicadas a labores agropecuarias.

Además, para realizar la obra, la CFE contempla impactar 323 hectáreas, de ellas, proyecta la expropiación de 234 hectáreas, el 43 por ciento de ellas son tierras ejidales y el 27 por ciento son propiedad privada.

#### **2.4 Impacto Tecnológico de las actividades de análisis de la GASIR**

Además de los trabajos cotidianos de determinación de zonas federales aledañas a las corrientes o para analizar si procede o no un permiso de obras que pudieran alterar el régimen de los ríos, el quehacer de la GASIR incluye actividades para el desarrollo del conocimiento sobre áreas específicas del país, tales como el análisis de la vulnerabilidad de cuencas a las inundaciones debidas a fenómenos hidrometeorológicos extremos como lluvias por efecto de huracanes o de frentes fríos. La GASIR ha realizado convenios con institutos especializados, como el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua o el Instituto de Ingeniería de la UNAM, los cuales han contribuido al estudio y la generación de planos de riesgo con base en estudios hidrológicos y la modelación de posibles inundaciones a diferentes períodos de retorno. Es en el campo de las modelaciones donde el egresado de la licenciatura en Ciencias Geoinformáticas puede realizar valiosas aportaciones al sector gubernamental. Si bien el desarrollo ha sido hasta ahora encomendado a instituciones de investigación, la GASIR necesita revisar los productos entregables de las distintas fases de los convenios; así como realizar mejorías en la visualización; pero, sobre todo, en aplicar los modelos posterior a su entrega final. Sin embargo, la GASIR está en vías de realizar por sí misma estudios de riesgo en otras cuencas del país. Esto significa que, en colaboración con los especialistas de hidrología e hidráulica de la GASIR, el egresado de la licenciatura en Ciencias Geoinformáticas ha brindado y continuará aportando sus habilidades de geoprocesamiento para agilizar los diversos análisis puntuales o regionales, así como temporales que le sean requeridos a la GASIR.



Nuestro país está expuesto a fenómenos meteorológicos, como lluvias extraordinarias. A decir del Director General de la CONAGUA (a), los riesgos hidrometeorológicos están latentes en todo momento pues ya no están definidas las épocas del año; y se ha presenciado la ocurrencia simultánea de dos huracanes por distintos océanos, así como el comportamiento inusual de los ciclones, o el cambio inesperado de su dirección probable. Los eventos hidrometeorológicos pueden transformarse en severos daños a menos que se realicen esfuerzos comprometidos hacia la prevención. En este sentido, se espera que los modelos sean cada vez de mayor utilidad en la anticipación de los riesgos y en la evaluación de los impactos.

La precisión de los análisis, así como la prontitud con que se realicen, otorga herramientas confiables a los tomadores de decisión del Sistema Nacional de Protección Civil de México. Hasta ahora, el egresado de la Licenciatura en Ciencias Geoinformáticas ha sido una pieza clave para apoyo en la flexibilidad que la GASIR puede tener dentro del engranaje de protección ante estos eventos.

Por otra parte, para el análisis de sequías, la cara opuesta de las inundaciones en la escala de los fenómenos extremos, la GASIR tiene un campo de trabajo vasto que continúa desarrollando a través de otras Subgerencias. Aquí también se visualiza que el análisis con modelación, y sistemas geoinformáticos se puede ver favorecido grandemente con especialistas en estos temas.

El egresado en la de la Licenciatura en Ciencia Geoinformáticas ha contribuido también con la transferencia de conocimiento al personal de la GASIR; lo cual ha enriquecido la utilización de servicios informáticos para una mejor realización de las labores continuas sobre zonas federales o permisos de obra.

Para estos egresados es natural la incorporación de insumos con diversas configuraciones para el geoprocésamiento y la generación de información geográfica complementaria, como cartografía actualizada de estaciones climatológicas e hidrométricas, cartografía de riesgo, vulnerabilidad y peligro por presas, entre otras, a fin de obtener resultados para el análisis; cumpliendo con los



estándares y lineamientos que se le demanda a la GASIR. Así mismo, pueden obtener un mejor provecho de las nuevas tecnologías disponibles para el sector gubernamental, e incluso puede participar en las recomendaciones para la adquisición de mejores herramientas de trabajo.



## ***Capítulo III. Desempeño laboral***



### 3.1. Experiencia laboral previa.

Al egreso de la licenciatura de Ciencias Geoinformáticas, en la Facultad de Geografía de la Universidad Autónoma del Estado de México en el año 2007, el primer empleo desempeñado fue en el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) dentro del proyecto: Censo Agropecuario 2007. Algunas de las actividades desarrolladas fueron: control, administración y sincronización de *Personal Digital Assistant (PDA's)* con las cuales se recopiló la información censada en campo; con esta información se generaron reportes semanales y se elaboraron documentos informáticos; se asistió técnicamente a los entrevistadores en el uso de las PDA's.

Una vez concluido el censo se ingresó una solicitud de empleo en Servicios Tecnológicos Nacionales S.A. de C.V. (SETENAL). Esta empresa se dedicaba a producir y distribuir cartografía e imágenes satelitales. Se logró la incorporación en el área de Ortofoto donde se procesaban archivos en formato *kork*. Este tipo de archivos se obtienen de la Fotogrametría Digital que permite el registro de entidades geográficas a partir de imágenes aéreas. Se elaboraban coberturas en Arcinfo para la rectificación y georeferenciación de fotografías aéreas; esto es, asignar coordenadas cartográficas a los datos de las imágenes. El procesamiento se realizaba a través de ERDAS. Los procesos anteriores se realizaban a fin de elaborar ortofotos a diferentes escalas de acuerdo a las especificaciones de los proyectos contratados.

En busca de superación personal y profesional, además de una mejora económica, en el Distrito Federal, se presentó la oportunidad en Argeomática, empresa dedicada a la fotogrametría y aplicaciones SIG sobre plataforma Cadcorp, para diferentes sectores. En la figura 7 se muestra la portada de la página web de Argeomática. Esta empresa realiza vuelos aerofotográficos, control terrestre, restitución, ortofotos, integración y edición de información cartográfica. Se desempeñó en el área de restitución, después en el área de edición, empezando por integrar la información cartográfica utilizando el sistema de información geográfico CadCorp, con la finalidad de aprender las diversas actividades que se realizan dentro de la empresa. Argeomática es una empresa



que participa en las licitaciones públicas Nacionales que la CONAGUA realiza mediante la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos, para la delimitación de Zona Federal de ríos. El proceso técnico de delimitación es el siguiente; y cabe aclarar que en todos sus componentes se participó directamente

- Levantamiento topográfico del tramo a delimitar
- Cálculo de la creciente máxima ordinaria
- Cálculo de los niveles de agua
- Elaboración de planos

Para el cálculo de la creciente y de los niveles se requiere hacer estudios hidrológicos e hidráulicos, sin embargo en la empresa se carecía de personal que conociera la metodología y el funcionamiento del software a usar, ya que para su elaboración se requieren conocimientos en Hidrología, hidráulica, ArcGIS, Hec-Ras.

Aun cuando no estaban fortalecidos los conocimientos necesarios se adquirió el compromiso personal de elaborar los estudios hidráulicos, apoyándose en la formación académica adquirida en la licenciatura (se cursaron asignaturas como: Introducción a los SIG, en la que se aprendió el uso de las herramientas básicas de ArcGIS); y para el caso de Hec-Ras, la capacitación fue autodidacta a través de los manuales de la página Us Army Corps Of Engineers. Se comenzó haciendo pruebas con el proyecto de delimitación del río San Juan en el municipio de Santiago, Nuevo León, teniendo una participación exitosa que dejó ver las potencialidades de la profesión en esta rama de la geoinformática, por ello el Ing. Jaime Montesinos Fernández, dueño de la empresa decidió invertir en la capacitación profesional al facilitar la asistencia al Curso de modelación unidimensional de ríos con Hec-Ras en las instalaciones del Instituto Mexicano De Tecnología Del Agua. El curso ayudó a entender de forma operativa el uso del programa. Con lo anterior fue posible insertarse en la elaboración de los estudios hidráulicos de los proyectos que tenía contratados la empresa.



## Argeomática S.A. de C.V.



Figura 7 Portada de la página web y Logotipo de la empresa Argeomática.

Fuente: <http://argeomatica.com/>

Los estudios realizados por Argeomática deben ser validados en la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos, (GASIR, CONAGUA), específicamente por el jefe de proyecto de hidráulica Fluvial, cargo desempeñado en este momento por el Ing. Octavio Esquivias Campoy, con quien se tuvo en comunicación directa y abierta para explicar algunos conceptos y mejorar el modelo hidráulico, cambiando algunos parámetros, aprobó el proyecto hidráulico del río San Juan.

A partir de la aprobación del proyecto hidráulico referido se otorgó la responsabilidad de realizar los proyectos pendientes para la delimitación de zona federal. Actividad que llevo a establecer comunicación constante con el titular de la jefatura de proyecto de Formulación y Revisión de Estudios Hidrológicos el Ing. Efrén Martínez Ramírez, fue en la revisión de campo del proyecto hidráulico del río Atoyac en el estado de Oaxaca, que el Ing. Martínez manifestó su satisfacción por el trabajo realizado y ofreció la oportunidad de ingresar a la plantilla laboral de la sección a su cargo.

Así en febrero de 2012 se iniciaron labores profesionales en CONAGUA. En la figura 8 se ve a los integrantes del equipo de trabajo. Finalmente debe destacarse, que la actitud positiva y la responsabilidad fueron valores que abrieron las puertas de trabajo en la Conagua, de cuya existencia antes no se tenía conocimiento.



Figura 8 Jefes y compañeros de Trabajo GASIR

### 3.2 Descripción de funciones

El perfil del puesto que desde febrero de 2012 se ha desempeñado es “Especialista en sistemas de información geográfica para el desarrollo y uso de aplicaciones enfocadas a proyectos de delimitación de zona federal y áreas de inundación”, en el marco de funciones de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos.

Las funciones que se realizan se concretan en:

- Interpretación, validación y georeferenciación de la información de estaciones meteorológicas para la obtención de registros pluviométricos diarios que provee el Sistema Meteorológico Nacional y de estaciones hidrométricas administradas por el personal de los Organismos de cuenca y/o Direcciones Locales para el registro de gastos mínimos, máximos y

promedio en el sistema de información geográfico ArcGIS, que permite realizar el análisis espacial al interpolar la información de estaciones cercanas con el propósito de explicar la dinámica de la red hidrográfica de las cuencas de interés. La figura 9 muestra uno de los productos en los que se exhiben las estaciones de medición de caudales.

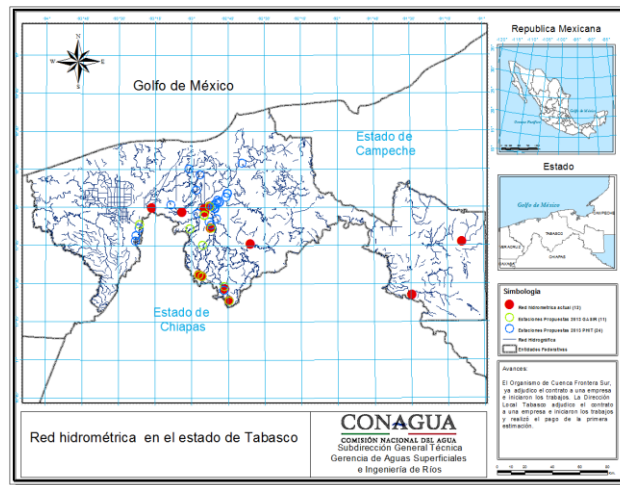


Figura 9 Ubicación de estaciones Hidrométricas en el Estado de Tabasco

- Geoprocesamiento de las características fisiográficas de las cuencas mediante el uso de ArcGis ya que facilita la ágil extracción de las mismas y en consecuencia favorece la utilización de información rápida y oportuna para la integración de los estudios hidrológicos.



Figura 10 Elaboración de mapa de cuencas tributarias del proyecto Nuevo Aeropuerto, Cd. de México.

- Integración y análisis de información geográfica de estudios hidrológicos en un sistema de información geográfica CadCorp/ArcGis para garantizar precisión en la elaboración y revisión de estudios hidrológicos
- Diseño de plantillas de resultados de estudios hidrológicos para su incorporación en el sistema de información geográfico CadCorp/ArcGis, para realizar lo que convenga al objetivo del proyecto. En la figura 11 se puede visualizar un detalle de la plantilla para análisis hidrológico.

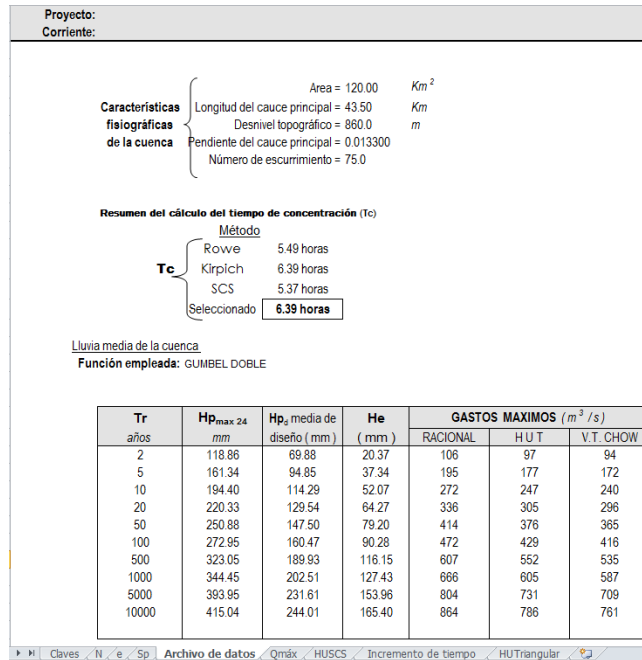


Figura 11 Uso de Plantillas para la elaboración de estudios Hidrológicos.

- Construcción de modelos digitales del terreno mediante el uso de herramientas de sistemas de información geográfica CadCorp/ArcGis a fin de aplicar modelos hidráulicos bidimensionales tal como Mike Flood para

determinar el nivel máximo ordinario y extraordinario de aguas. La figura 12 muestra el GRID correspondiente a un proyecto de trabajo.

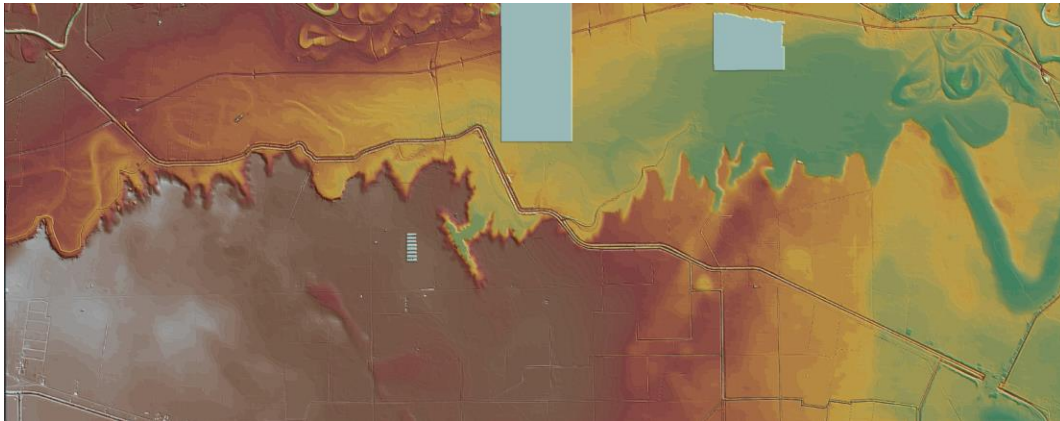


Figura 12 GRID del vaso regulatorio Culebrón, Tamaulipas.

- Aplicación de modelos hidráulicos unidimensionales como Hec-Ras y bidimensionales como Mike Flood para determinar las franjas de diez metros de anchura contiguas al cauce de las corrientes o al vaso de los depósitos de propiedad nacional, es decir, definir las zonas federales de protección. Se puede apreciar en la figura 13 un detalle de la presentación de un modelo realizado en la GASIR.

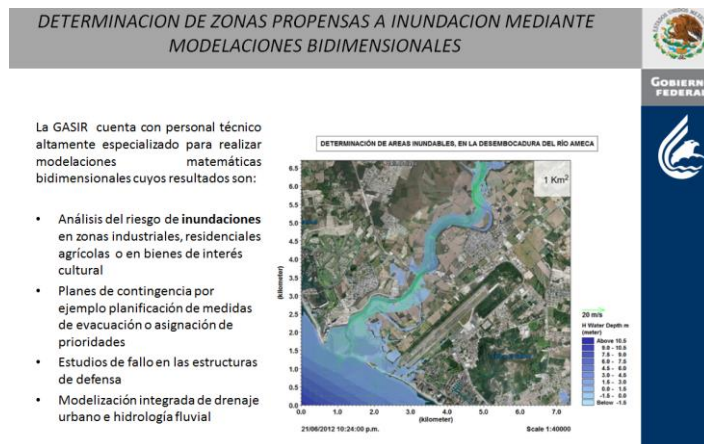


Figura 13 Presentación de los modelos bidimensionales

- Elaboración y revisión de planos de zona federal al implementar las herramientas modernas disponibles en CadCorp que permiten minimizar

tiempo de validación de los proyectos. En la figura 14 se aprecia un detalle de la presentación de proyectos de la GASIR.

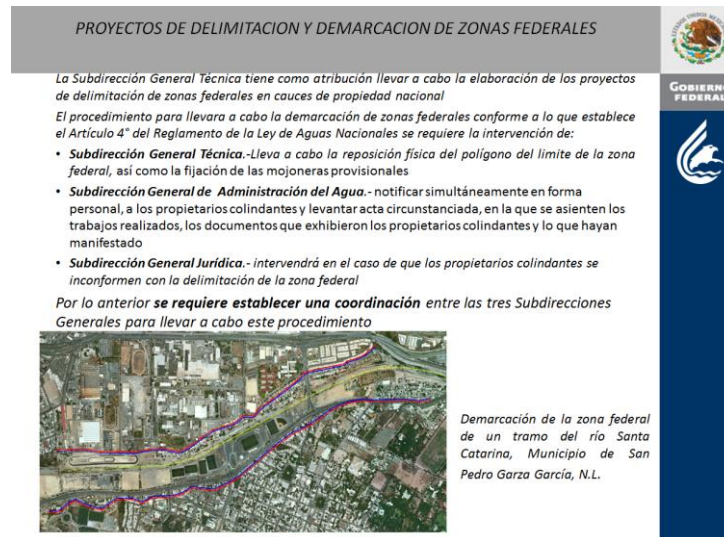


Figura 14 Presentación de la elaboración de planos de delimitación de zonas federales

- Creación de un sistema de información geográfica de avance de proyectos de delimitación de zonas federales georeferenciado a fin de establecer zonas de cobertura e identificación de prioridades de atención.

Es oportuno comentar que en caso de no contar con las herramientas geoinformáticas citadas y de personal especializado para operarlos y analizarlos, se debilitaría y retrasaría el proceso de revisión y validación por parte de la GASIR, de los contratos de proyectos de delimitación de zonas federales otorgados por los Organismos de Cuenca y Direcciones Locales.

### 3.3 Conocimientos para desarrollar las funciones

En cuanto al desarrollo de las funciones antes descritas para la elaboración y análisis hidrológico, actualmente es esencial el empleo de software para la representación geográfica, diseño y revisión de planos, y el análisis hidráulico. El conocimiento en geoinformática reduce los tiempos de análisis, asegura la confiabilidad y exportación de los resultados y brinda una amplia gama de caminos para enfrentar con las tareas cotidianas.



Se aplican conocimientos de diseño y manejo de bases de datos, diseño e instrumentación de sistemas de información geográfica, fotogrametría, percepción remota y tratamiento digital de imágenes de satélite.

En el anexo IV se muestra el desarrollo de las funciones aplicadas en un caso real en el Llano Largo, municipio de Acapulco, Gro., Durante la tormenta tropical Manuel e Ingrid (septiembre 2013)

### **3.4 Medios para desarrollar los conocimientos**

El egresado de la Licenciatura en Ciencias Geoinformáticas tiene un sustento y ventajas solidas de habilidades para aplicar y proponer mejoras en las herramientas computacionales empleadas en el análisis hidrológico dentro de la GASIR. Tan sólo la actualización de una versión de Autocad o de ArcGis y la familiarización con su uso podría resultar más simple para estos profesionistas que para otras especialidades. De igual manera, le es natural la comprensión y puesta en uso de nuevo software para diseño y revisión hidrológica o hidráulica (como el de modelación de inundaciones). Esto hace que el licenciado en Ciencias Geoinformáticas pueda a su vez capacitar al resto del personal de la GASIR.

Es por ello que dentro de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos se empezó el trámite de anexar la licenciatura en el Servicio Profesional de Carrera con el fin de Integrar en su plantilla de trabajo estructural la licenciatura en Ciencias Geoinformaticas. (Anexo III)

El Licenciado en Ciencias Geoinformáticas requiere mantenerse actualizado en los procedimientos y métodos para mejorar sus habilidades al ritmo que se vayan generando nuevas herramientas tecnológicas y geoinformáticas.

### **3.5 Nivel de responsabilidad**

El licenciado en Ciencias Geoinformáticas conoce al nivel de detalle los trabajos que le encomiendan y por ello sus resúmenes, informes y sistemas entregables deben ser presentados con las consideraciones de límites de confianza de resultados (que van en función de la calidad de los insumos en información).



Finalmente, dichos entregables son presentados por las autoridades a nombre de la GASIR, o de la CONAGUA o del Gobierno Federal ante otras instancias en diferentes niveles de gobierno y ante particulares o incluso ante la sociedad civil o representantes de otros países.

### ***Recomendaciones***

- Realizar una investigación laboral en las diferentes instituciones para identificar las herramientas geoinformáticas y con ello orientar la formación de los egresados.
- Incluir en los dos últimos semestres una unidad de aprendizaje cuyo objetivo esté orientado al aprendizaje de las herramientas y metodologías utilizadas por las instituciones públicas y privadas en el ejercicio de sus funciones.
- Integrar en las prácticas de campo el uso de Sistemas de geoposicionamiento de puntos y descripción de ellos.
- Incluir unidades académicas que tengan por objetivo el conocimiento de las Metodologías que utilizan los SIG's y simultáneamente unidades académicas que tenga por objetivo la aplicación de SIG's



# ***Anexo I “Estudio hidrológico de la cuenca del río Santa Catarina, N.L.”***

(Anexo Digital)



## ***Anexo II Artículo: “Evaluación fluviomorfológica de obras de protección contra Inundaciones en un río costero”***

(Anexo Digital)



## ***Anexo III Trámite para la inclusión de la Licenciatura dentro del servicio Profesional de Carrera.***

(Anexo Digital)



***Anexo IV Participación en el proyecto:  
Análisis de la Inundación en Llano Largo  
Municipio de Acapulco, Gro.***

(Anexo Digital)



## **Bibliografía.**

- Aparicio, M. F. J., *"Fundamentos de hidrología de superficie"*, Limusa, México, 1997
- Campos, A. D. F. *"Procesos del ciclo Hidrológico"*, Universitaria Potosina, 1998.
- Campos, A.D.F., *"Estimación de los parámetros óptimos de la distribución Gumbel mixta por medio del algoritmo de Rosenbrock"*, Ingeniería Hidráulica en México, enero-abril, México., 1989.
- Chow V. T., Maidment D. R., Mays L. W., *"Hidrología aplicada"*, Editorial Mc Graw Hill, México, 1994.
- Comisión Nacional del Agua, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (CNA, IMTA). *"Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS)"*, México, D.F., 2010.
- Comisión Nacional del Agua, (1987), *"Instructivo de hidrología para determinar la avenida máxima ordinaria"*, México, D.F.
- Escalante C. A., Reyes L., *"Técnicas Estadísticas en Hidrología"*. División de Estudios de Posgrado. Departamento de Ingeniería Hidráulica. 2002.
- Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) *"Exactor Rápido de Información Climatológica (ERIC III)"*, México, D.F., 2009.
- Haan, Charles. T. *"Statistical Methods in Hydrology"*. Iowa State University Press, Ames, Iowa, 1977.
- Jimenez, E. M. "Ajuste de Funciones de Probabilidad, AX, ver 10.05", julio, 1997. Centro Nacional de Prevención de desastres.
- Kite G. W., *"Frequency and risk analysis in hydrology"*, Water Resources Publications, Colo. St. Univ. Fort Collins., 1988.
- US Army Corps of Engineers *"Technical Reference Manual"*, marzo 2000. ([http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/documentation/CPD-74B\\_2000Mar.pdf](http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/documentation/CPD-74B_2000Mar.pdf))
- US Army Corps of Engineers *"Software HEC-HMS ver 3.4"*, Agosto 2009. (<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/download.html>)



## Anexo I

# “Estudio hidrológico de la cuenca del río Santa Catarina, N.L”



## CONTENIDO

1. Introducción.....	- 3 -
2. Objetivo. ....	- 5 -
3. Localización de la zona de estudio.....	- 6 -
4. Recopilación de la información y determinación de la cuenca de aportación. ....	- 10 -
4.1. Información topográfica y red hidrográfica .....	- 10 -
4.2. Definición de las subcuencas de aportación a cada tramo.....	- 16 -
4.3. Información de edafología, cobertura vegetal y uso de suelo.....	- 22 -
5. Recopilación de la información climatológica e hidrométrica. ....	- 25 -
5.1. Información climatológica .....	- 25 -
5.1.1. Estaciones climatológicas convencionales.....	- 25 -
5.1.2. Pluviómetros automáticos.....	- 34 -
5.2. Recopilación y análisis de la Información hidrométrica .....	- 36 -
5.3. Recopilación de la información de la presa Rompepicos “Corral de Palmas” .....	- 41 -
6. Características fisiográficas y climatológicas de las subcuencas .....	- 46 -
6.1. Área de las subcuencas.....	- 47 -
6.2. Longitud y pendiente del cauce principal.....	- 48 -
6.3. Tiempos de concentración y retraso.....	- 49 -
6.4. Números de escurrimiento ( <i>N</i> ).....	- 82 -
6.5. Determinación de la influencia de cada una de las estaciones climatológicas en las subcuencas.....	- 92 -
6.6. Determinación de la influencia de cada uno de los pluviómetros automáticos .....	- 96 -
6.7. Distribución temporal de la lluvia.....	- 99 -
6.8. Análisis de incidencia de ciclones .....	- 101 -
7. Determinación de la avenida de diseño.....	- 108 -
7.1. Avenidas de diseño utilizando la hidrometría (análisis de frecuencias de gastos máximos anuales).....	- 109 -
7.1.1. Análisis de frecuencias de gastos máximos.....	- 109 -
7.2. Avenidas de diseño en cada tramo utilizando un modelo lluvia – escurrimiento .....	- 129 -
7.2.1. Calibración del modelo lluvia escurrimiento .....	- 130 -
7.2.2. Cálculo del escurrimiento para diferentes periodos de retorno .....	- 160 -
8. Conclusiones y recomendaciones .....	- 184 -
9. Bibliografía.....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>



## 1. Introducción

El estado de Nuevo León se ve regularmente amenazado por fenómenos atmosféricos que dependiendo de la época del año, pueden ser Frentes Fríos, ondas polares, ondas tropicales, depresiones tropicales (incluyendo a los ciclones tropicales y extratropicales), pero sobre todo a sistemas convectivos de mesoescala. Estos últimos, por su corta duración (algunas horas a minutos), llegan a presentar problemas severos a las comunicaciones e infraestructura, incluyendo la vida de los habitantes, pues son los generadores de las avenidas súbitas que sin previo aviso se forman fundamentalmente en el verano y otoño. En la mayoría de las ocasiones que se presentan estos fenómenos, éstos se intensifican al verse influenciados por la accidentada topografía de nuestro país, lo que complica la predicción del tipo e intensidad de lluvia y viento asociado que producirá a su paso; dependiendo de la rápida evolución de estos fenómenos, se traduce en acumulaciones de agua y escurrimientos repentinos en superficie, que afectan las actividades humanas y llegan a poner en riesgo la seguridad de la población. Así, estos eventos tienen un particular impacto en el estado de Nuevo León, pero sobre todo en la zona conurbada de las principales ciudades del estado, donde las características geográficas y topográficas magnifican las concentraciones del agua de lluvia y de los contaminantes atmosféricos.

Sin embargo, es también conocido que la ciudad de Monterrey y su área metropolitana han sufrido ya en forma recurrente de daños materiales y pérdidas de vidas humanas por avenidas extraordinarias en el río Santa Catarina, asociadas con precipitaciones ciclónicas que generan también grandes escurrimientos en las cuencas de La Huasteca.

En cuanto a los peligros de inundación hay que mencionar que la creciente urbanización de la ciudad de Monterrey, también influye en el aumento de las concentraciones del agua de lluvia. La urbanización por un lado reduce la infiltración por las superficies urbanas relativamente impermeables y por el otro lado, aumenta la velocidad del escurrimiento superficial. Además, en diversos estudios se ha mostrado el incremento en la cantidad de precipitación pluvial que ocurre en zonas urbanas, debido al incremento en la energía disponible bajo el efecto conocido de “islas de calor”, entre otros factores. Además del incremento en el peligro hidrometeorológico, existe el aumento a la exposición a estos fenómenos debido al crecimiento urbano desordenado que ha ocupado zonas altamente vulnerables ante este tipo de fenómenos, pues son ya los únicos espacios disponibles para asentamientos humanos.

Los problemas de inundaciones en el Área Metropolitana de Monterrey (AMM) son recurrentes. Las fuertes lluvias que eventualmente se registran en esta región de Nuevo León provocan encharcamientos e inundaciones principalmente en pasos a desnivel y algunas avenidas de la ciudad. Los cursos de agua que atraviesan la ciudad son también puntos críticos y zonas generadoras de potenciales problemas de desalojo de las aguas producto de las lluvias y los escurrimientos de sus cuencas de aportación. Así, en las cercanías y ribera del río Santa Catarina y los arroyos Topo Chico y La Cieneguita, se presentan en forma continua problemas de inundaciones. Las avenidas Morones Prieto, Garza Sada, Constitución y Revolución, entre otras de las principales vías de circulación, son también ocasionalmente afectadas.



Como se mencionó, tanto los eventos producto de la propia temporada de lluvias, como los asociados con eventos ciclónicos tienen potencial daño para la AMM. Alonso de León, primer cronista de la ciudad da cuenta de inundaciones importantes en 1612, 1636, 1642, 1644 y 1648. Por otras crónicas e informes de gobernadores sabemos de inundaciones de la ciudad ocurridas en 1716, 1752, 1782 y 1810, del periodo colonial, y las de 1833, 1881, 1938 en el periodo independiente. Más sin embargo, la gran inundación de 1909 es la que ha quedado registrada como el más grande desastre, ocurrido hasta la fecha, en la ciudad de Monterrey. Con respecto a ese evento se habla de entre cuatro y seis mil víctimas fatales y más de 200 hectáreas impactadas.

Por lo que respecta a daños generados por ciclones tropicales (huracanes), además del denominada Huracán Seis en 1909, se pueden contar también los desastres generados por el Beulah en 1967, Gilberto, un huracán que llegó a categoría 5, en 1988 (con más de 200 personas muertas) y Emily en 1995. Estos eventos son aún recordados y sin duda establecen un referente sobre los umbrales máximos de precipitación y escurrimiento que se pueden esperar en la región. Sin embargo, los eventos extraordinarios de precipitación generados recientemente con el huracán Alex provocaron eventos de escurrimiento importantes desde el 30 de junio hasta el 7 de julio, los cuales generaron daños a vialidades, puentes y alcantarillas y viviendas. De acuerdo con información del Observatorio de Inundaciones de Dartmouth ([www.dartmouth.edu/~floods](http://www.dartmouth.edu/~floods)) se reportaron seis muertes y cerca de 8,000 damnificados. El evento, clasificado como de severidad 2 fue producido por la entrada del mencionado meteoro y cubrió más de 200,000 km<sup>2</sup> en su totalidad. Los daños no han sido aún evaluados pero se menciona que tan solo las aseguradoras pagarán cerca de 2,500 millones de pesos a los beneficiarios de las pólizas de vivienda, comercios y autos.

En cuanto a precipitación acumulada se refiere Alex generó mayores volúmenes que el propio Gilberto. En la estación Estanzuela se reportaron 890 mm mientras que un estimado medio en todo el estado se haya sobre los 242 mm. Por lo que respecta a lluvia máxima diaria (durante el evento), Alex generó 446.5 mm, un valor muy parecido al generado por Gilberto en 1988. Por lo que a escurrimiento se refiere, el evento figura, sin duda, entre los cinco máximos observados en la historia documentada del río Santa Catarina.

Según datos de la Comisión Nacional del Agua, en el AMM se presentan entre cuatro y cinco tormentas severas cada año y también existen, en promedio, 7.7 días con láminas de precipitación acumulada en 24 horas, mayores a los 50mm. Estos eventos son sin duda generadores de grandes escurrimientos y potenciales inundaciones.

Como parte de las estrategias de control de los escurrimientos en el río Santa Catarina, el Gobierno del Estado construyó, en el sitio conocido como Corral de Palmas, una presa de control de avenidas conocida localmente como “rompepicos”, misma que ha podido reducir la magnitud de los escurrimientos máximos sobre el río. Sin embargo, aún con esa infraestructura, la cuenca de La Huasteca continúa siendo la principal aportadora de volúmenes de agua al río.

Para afrontar los daños que generó el huracán Alex, el gobierno del estado y la Conagua realizaron la gestión para establecer la declaratoria de emergencia y acceder así a apoyos extraordinarios del gobierno federal a través del Fondo de Desastres Naturales (Fonden). Dentro de las actividades



más relevantes consideradas dentro del programa de inversiones establecido para el ejercicio de esos recursos, se encuentra el nuevo dimensionamiento de la sección del río Santa Catarina.

El estudio hidráulico del río, que a la postre brindará los elementos suficientes para el diseño de la sección requerida se deberá basar en un estudio hidrológico actualizado, mismo que considere los eventos recientemente suscitados. Es precisamente en este tenor que se realizará el estudio hidrológico de la cuenca del río Santa Catarina, actualizado a agosto de 2010, mismo que se presenta en este documento. El fin último de este estudio es determinar los eventos para el diseño de las obras necesarias para el encauzamiento del río y el control de los escurrimientos asociados con un periodo de retorno dado.

## 2. Objetivo

Realizar el estudio hidrológico de la cuenca del río Santa Catarina, definida hasta la estación hidrométrica Cadereyta y determinar las avenidas de diseño para los periodos de retorno de 5, 10, 20, 50, 100, 500 y 1000 años en los sitios correspondientes a la presa Rompepicos; a la entrada de la zona conurbada; en los sitios definidos por las estaciones hidrométricas Monterrey, Los Lermas y Cadereyta.

### 3. Localización de la zona de estudio

El río Santa Catarina se localiza en la parte sur de la Región Hidrológica 24 “Bravo- Conchos” (figura 3.1 y 3.2). Este río es uno de los afluentes importantes del río San Juan, el cual aporta sus escurrimiento primero a la Presa El Cuchillo y luego a la presa Marte R Gómez (figura 3.3).

El río Santa Catarina se encuentra completamente dentro del estado de Nuevo León (figura 3.4 y 3.5), al igual que su cuenca de captación (cuenca hidrológica). El río Santa Catarina es un río básicamente intermitente, ya que solamente lleva agua en la temporada de lluvias y en los periodos subsecuentes a ésta.

El área de la cuenca del río Santa Catarina hasta la confluencia con el río San Juan es aproximadamente 1807 km<sup>2</sup>.

Figura 3.1. Localización de la cuenca de estudio, localizada sobre el río Santa Catarina, respecto a las regiones hidrológicas.



Figura 3.2. Localización de la cuenca de estudio, respecto a las regiones hidrológicas.

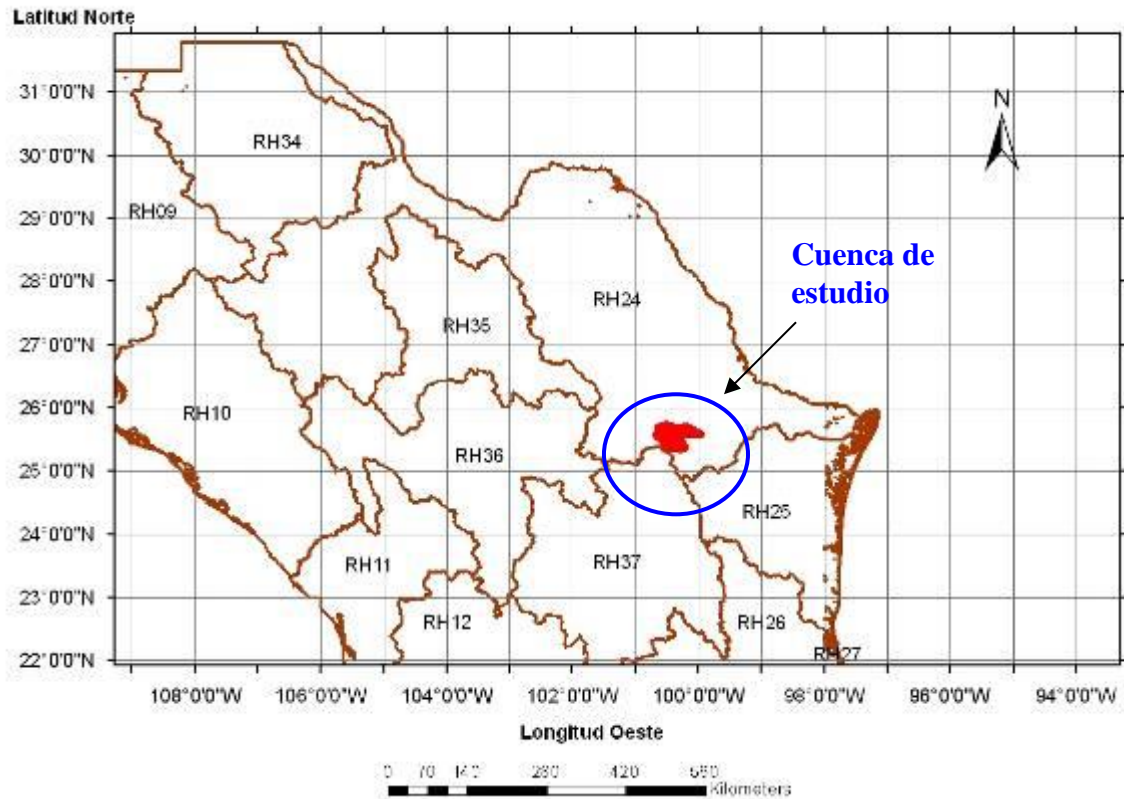


Figura 3.3. Esquemas de los ríos de la zona de estudio

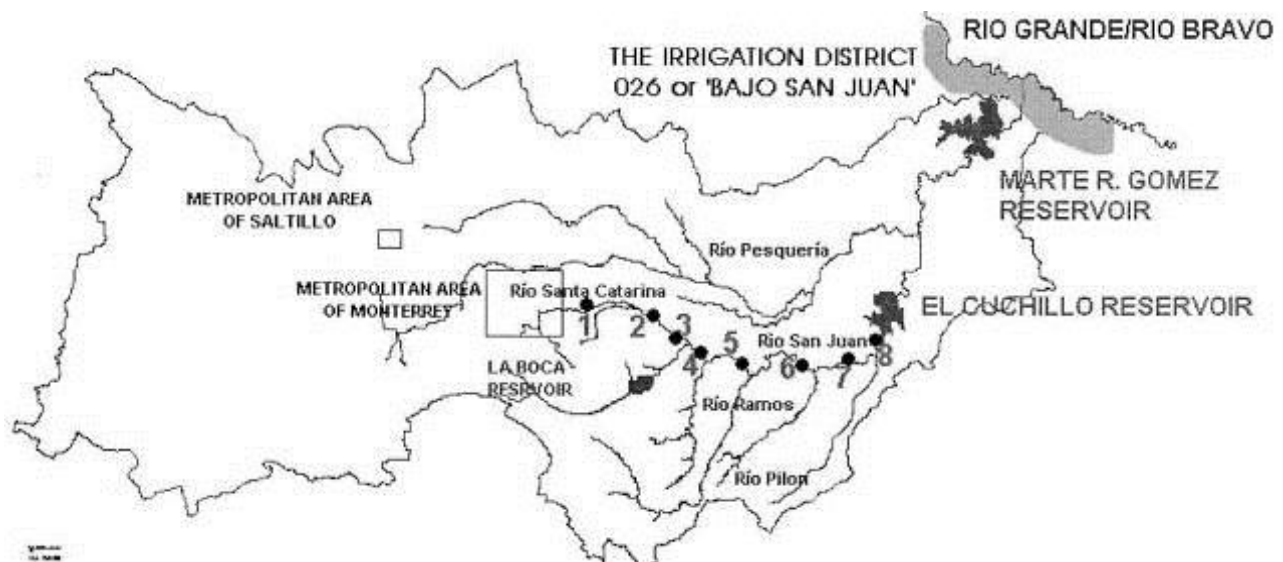




Figura 3.4. Localización del río Santa Catarina y su cuenca de aportación respecto a los estados de la República Mexicana.



Figura 3.5. Localización del río Santa Catarina y su cuenca de aportación respecto a los estados de la República Mexicana (Acercamiento).



La cuenca del río Santa Catarina queda comprendida entre las coordenadas geográficas  $100^{\circ} 41' 35''$  y  $99^{\circ} 56' 7''$  de longitud Oeste; y entre las coordenadas  $25^{\circ} 19' 10''$  y  $25^{\circ} 45' 16''$  de latitud Norte (figura 4.6).



## 4. Recopilación de la información y determinación de la cuenca de aportación

Para determinar las avenidas de diseño correspondientes a los diferentes periodos de retorno es necesario primeramente determinar la cuenca de aportación a cada uno de los puntos de interés, así como las características fisiográficas de cada subcuenca.

Así, para definir la cuenca de aportación, se recopiló la información cartográfica (digital) a diferentes escalas, mismas que se menciona a continuación.

### 4.1. Información topográfica y red hidrográfica

Primeramente para definir la cuenca de aportación se recopiló la información topográfica a escala 1:250,000 y 1:50,000 en formato vectorial (georreferenciada).

#### a) Topografía, con curvas de nivel a cada 20 m

Se recopiló la información de las curvas de nivel en formato vectorial a escala 1:50,000. Las curvas de nivel están a una equidistancia de 20m.

#### b) Topografía, con curvas de nivel a cada 100 m

Se recopiló la información de las curvas de nivel en formato vectorial a escala 1:250,000. Las curvas de nivel están a una equidistancia de 100m.



Figura 4.1. Información topográfica. Escala 1:50,000.

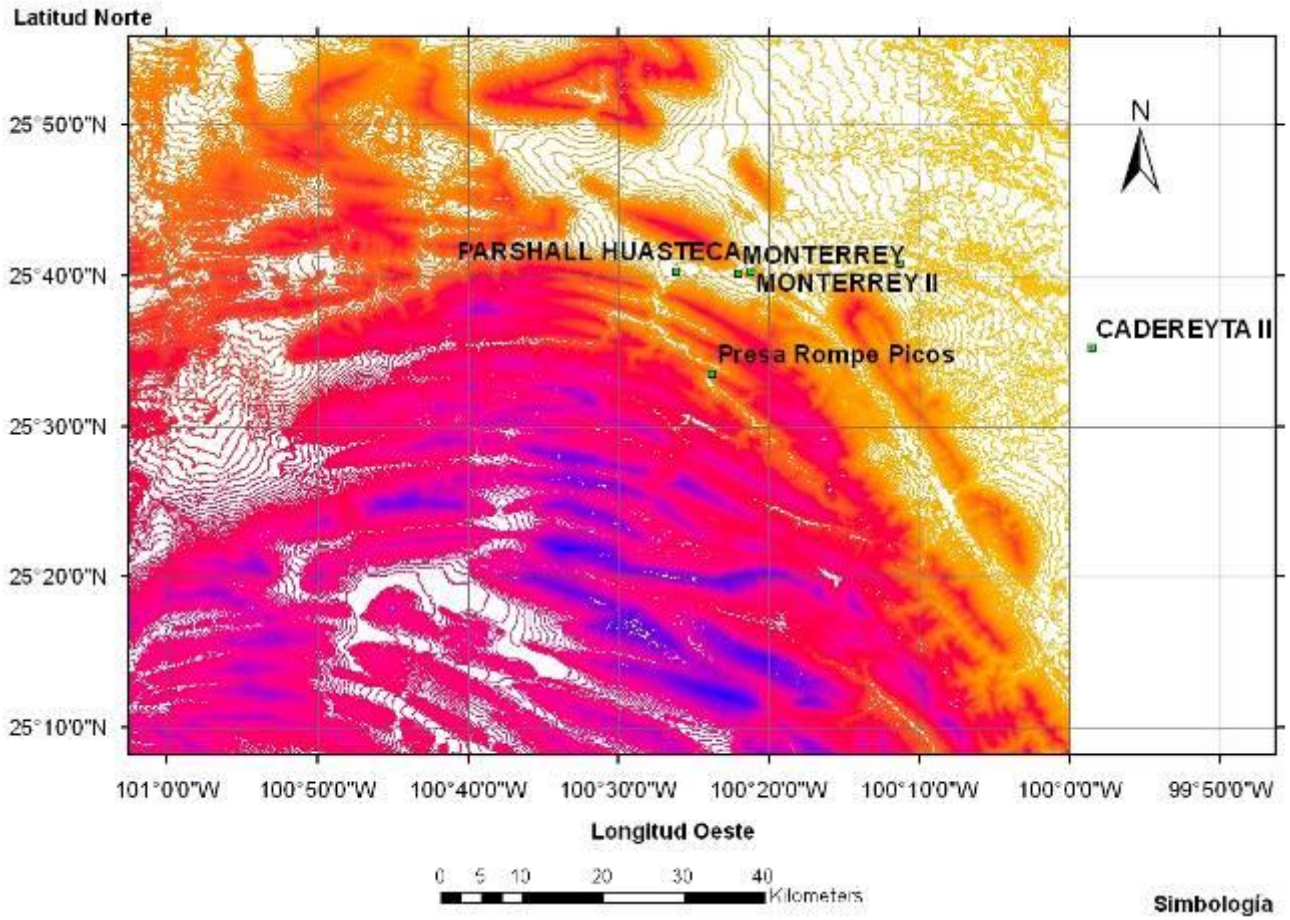
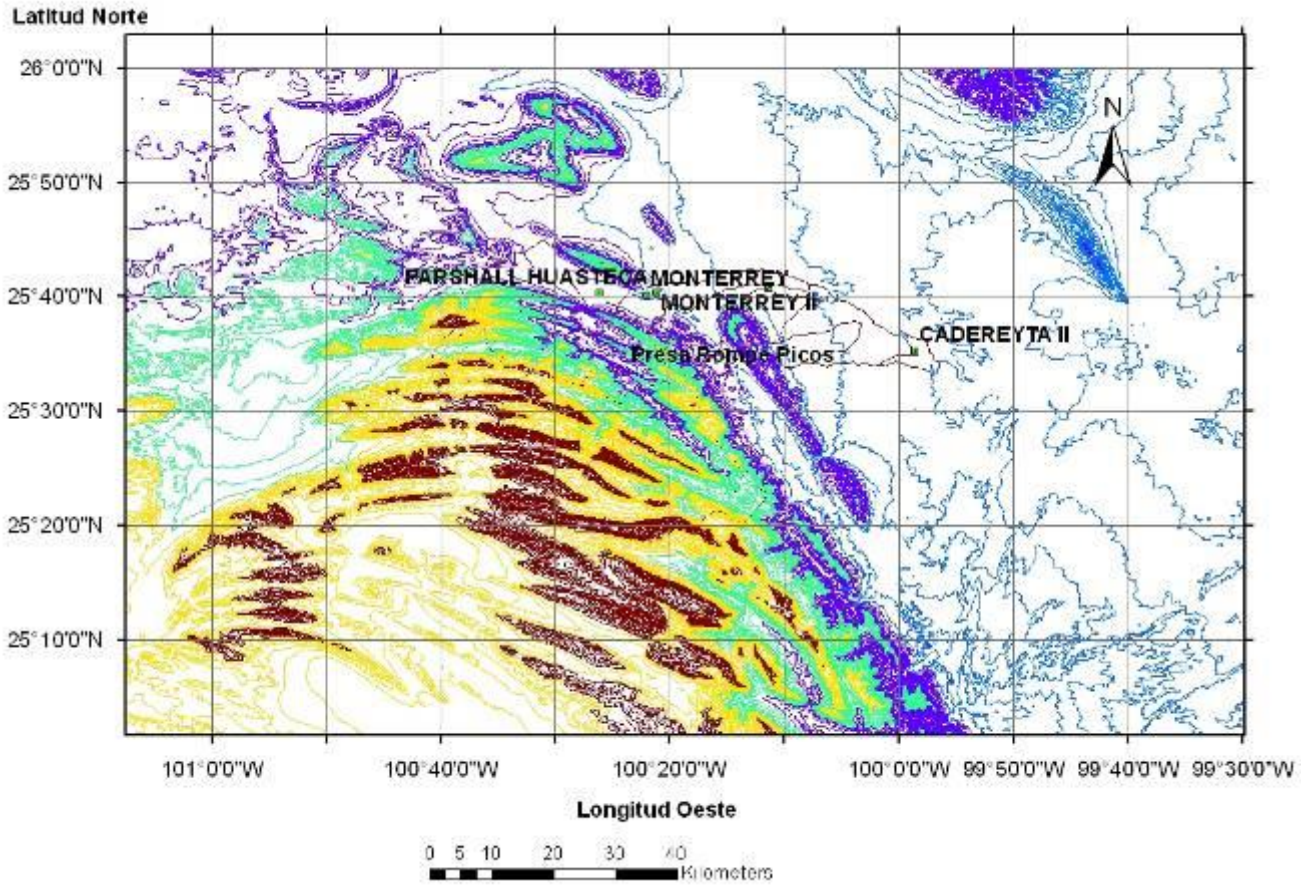


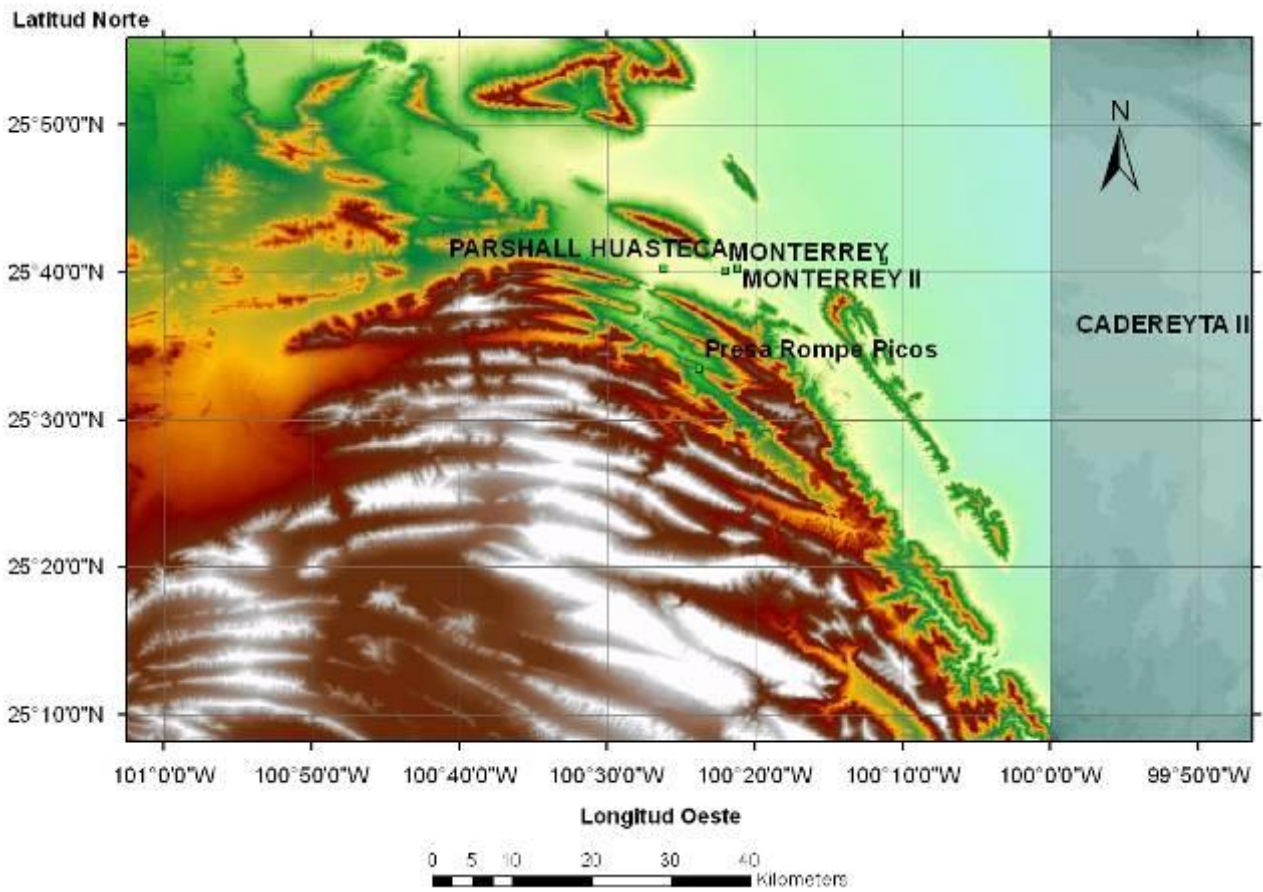
Figura 4.2 Topografía y ríos escala 1:250,000



c) Modelo digital del terreno (MDT) con tamaño de celdas de 30x30m, escala 1:50,000

Se recopiló la información del modelo digital el cual fue obtenido por el INEGI, el tamaño de las celdas del MDE a esta escala es de 30 X 30 metros.

Figura 4.3. MDE de la zona de estudio, escala 1:50,000.





d) Red hidrográfica

Se recopiló la información de los ríos de la zona de estudio a escala 1:50,000 y 1:250,000, en donde se observa que existe una red bien definida, a pesar de que varios de estos cauces son de carácter eminentemente intermitente.

Figura 4.4. Información hidrográfica 1:50,000.

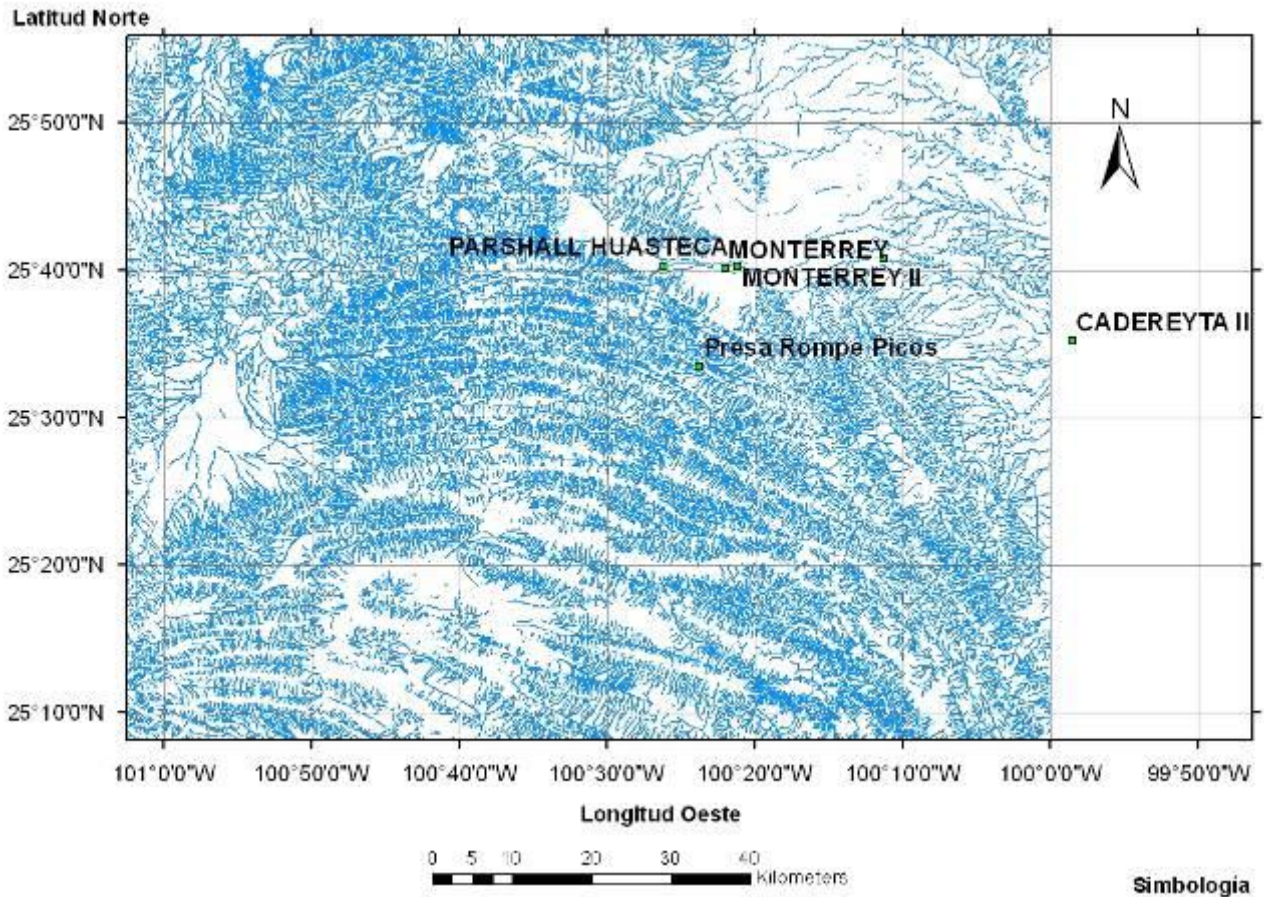
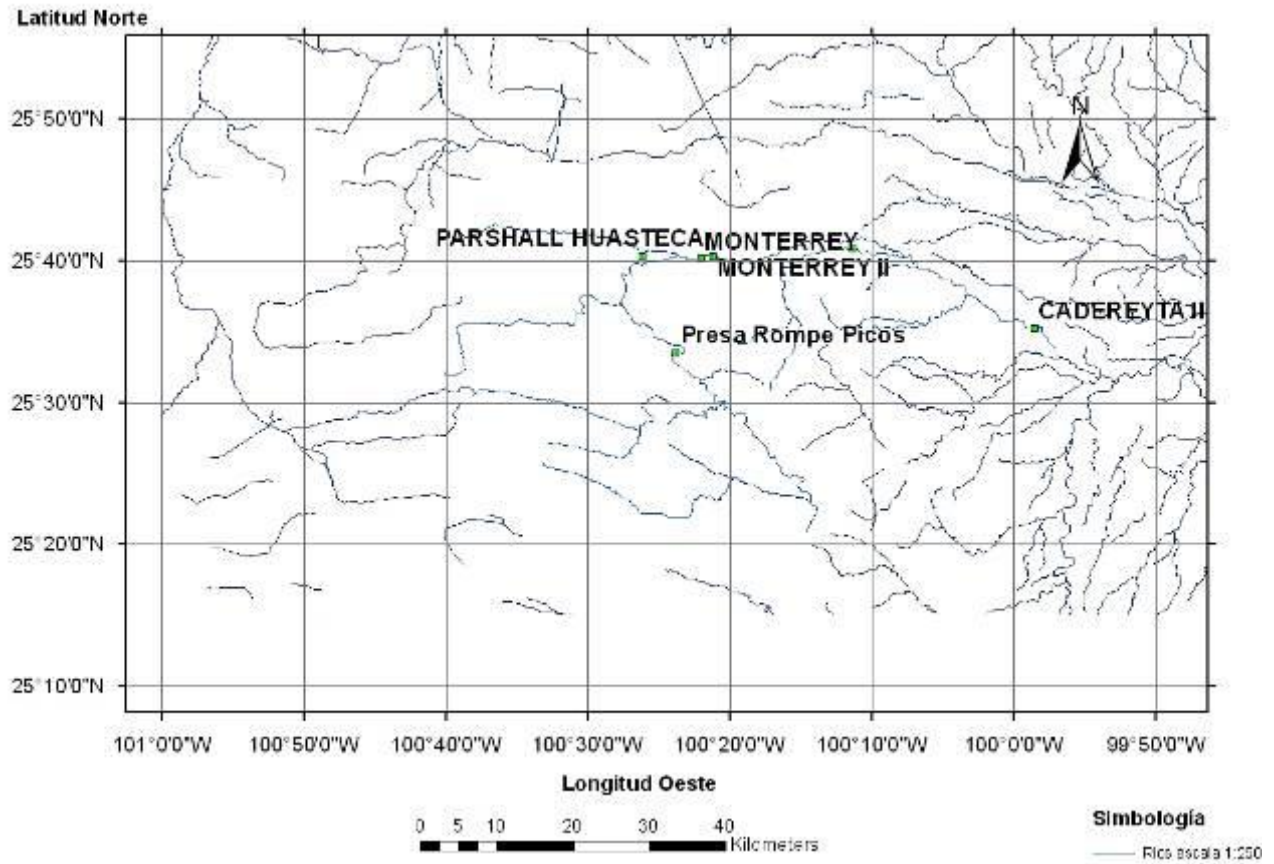




Figura 4.5. Información hidrográfica 1:250,000.





## 4.2. Definición de las subcuencas de aportación a cada tramo

Una vez recopilada la información se procedió a delimitar la cuenca de aportación hasta la confluencia del río Santa Catarina con el río San Juan, tomando como información principal las curvas de nivel y los ríos a escala 1:50,000, lo cual permitió definir con más precisión la cuenca. En cuanto se hubo delimitado la cuenca principal, se definieron las subcuencas de aportación en cada uno de los siguientes sitios: Las estaciones hidrométricas Monterrey II, Los Lermas y Cadereyta II; la presa Rompe Picos; y en los principales afluentes que tiene el río Santa Catarina.

Con la información del MDT se determinó con mayor precisión el parteaguas de la cuenca en la parte baja, entre la estación Cadereyta II y la confluencia del río Santa Catarina con el río San Juan. Esto en virtud de que no se contaba con la información de las curvas de nivel (escala 1:50000) en esa zona.

La cuenca total se dividió en 19 subcuencas, con la finalidad de tomar en cuenta la variación espacial de la cobertura vegetal, de la edafología y de la precipitación. Esta segregación permite además tomar en cuenta los tiempos de traslado de la onda de la avenida en la red de los cauces, así como el desfase de los pico entre las subcuencas.

En las figuras 4.6 y 4.7 se muestran las 16 subcuencas en que se dividió la cuenca, así como la red de ríos en la misma.

Por otra parte en la tabla 4.1 se muestra el nombre asignado a cada una de las subcuencas, así como su correspondiente área de aportación.

Cabe señalar que el procesamiento de la información se realizó con el software Arc-Gis 9.2.



Figura 4.6. Subcuencas en que se dividió la cuenca de aportación hasta la confluencia de los ríos Santa Catarina y San Juan.

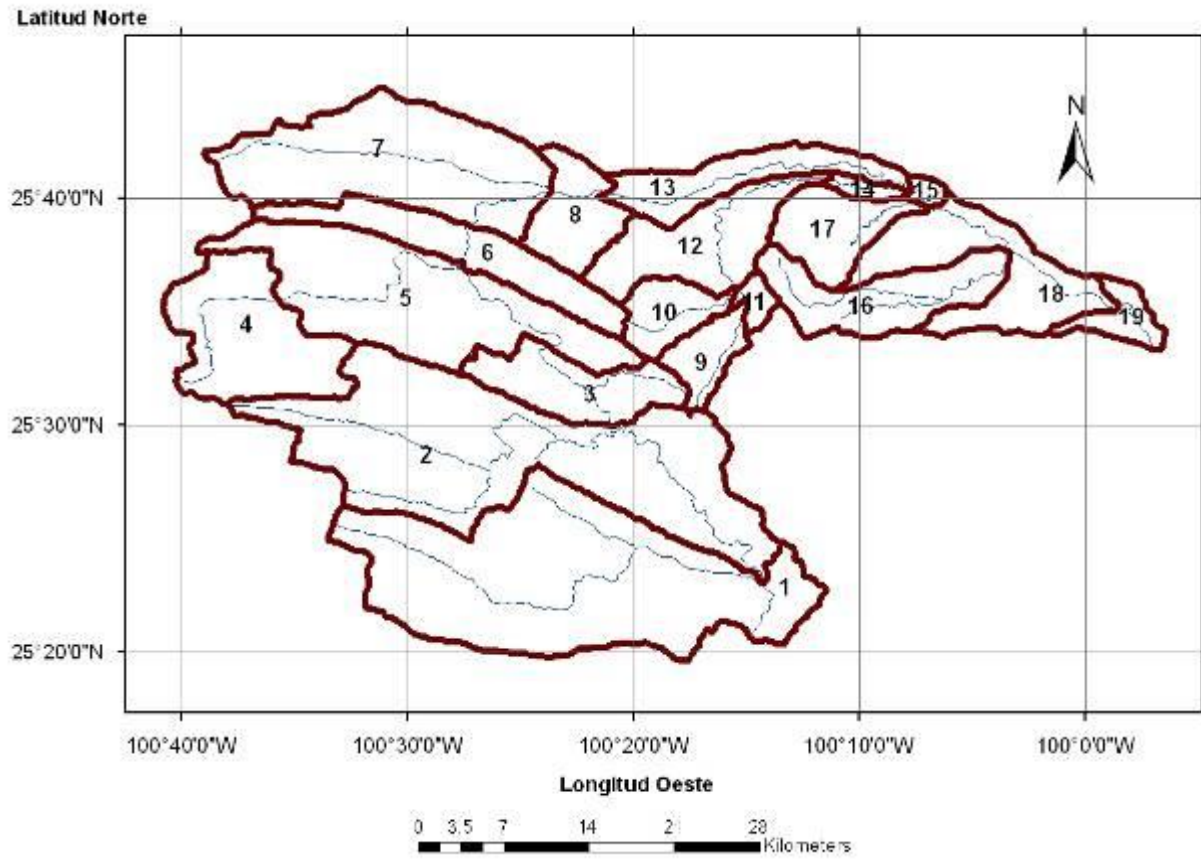


Figura 4.7. Subcuencas en que se dividió la cuenca de aportación y topografía escala 1:250,000

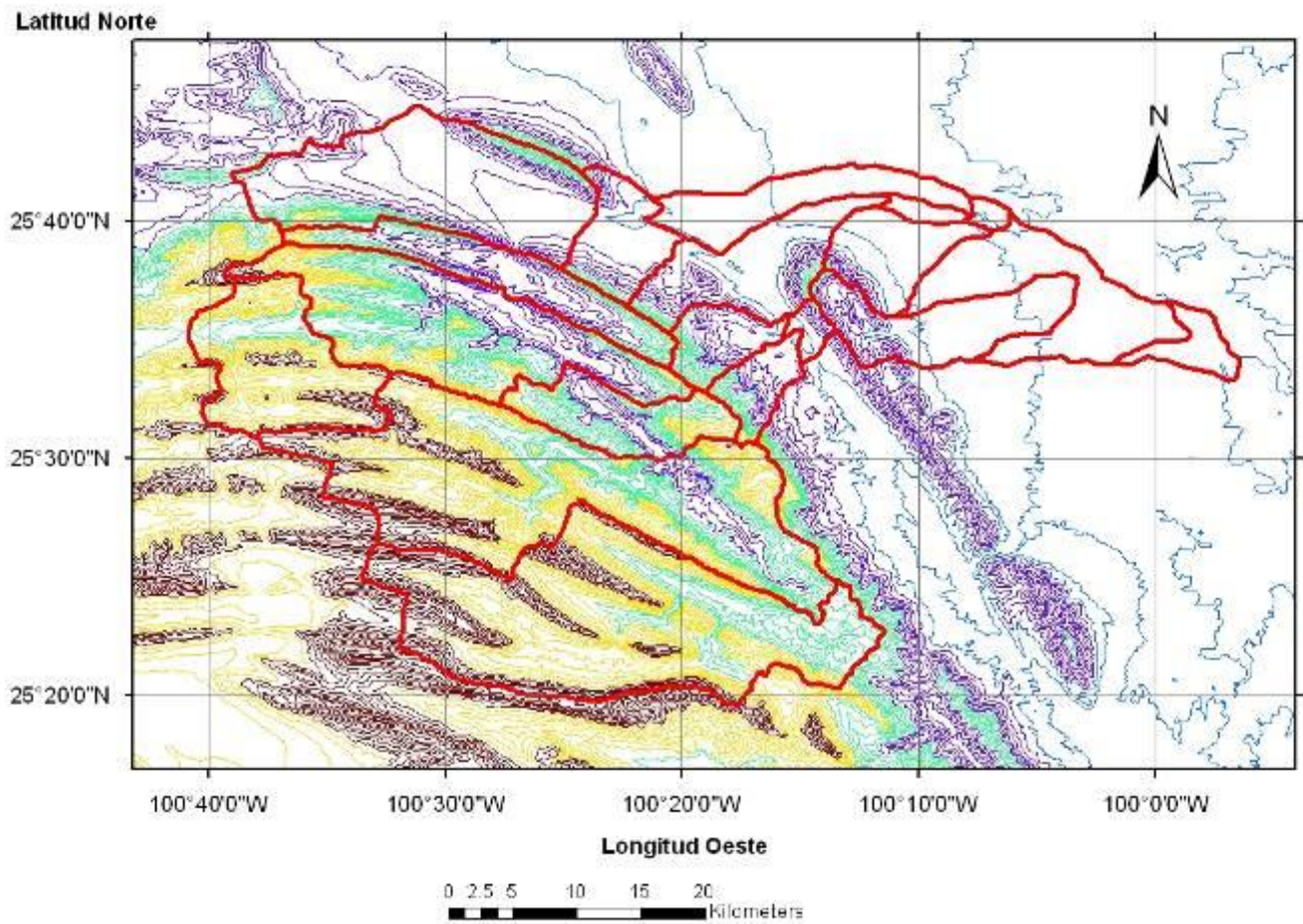




Tabla 4.1. Relación de subcuencas en que se dividió la cuenca

No	Nombre	Estación hidrométrica a la que aporta	Área (km <sup>2</sup> )
1	Presa- Aguas arriba	Monterrey II	325.298
2	Presa- intermedia	Monterrey II	325.002
3	Presa - Aguas abajo	Monterrey II	66.898
4	Rancho Agua Blanca	Monterrey II	114.506
5	Ojo de Agua	Monterrey II	186.741
6	Entrada a la ciudad	Monterrey II	78.722
7	Santa Catarina	Monterrey II	180.805
8	Cuenca propia EH Monterrey II	Monterrey II	49.377
		<b>Suma=</b>	<b>1327.349</b>
9	Valle Alto	Los Lermas	28.820
10	Rancho San Pablo	Los Lermas	34.200
11	La Luz	Los Lermas	9.527
12	Río La silla (E.H Los Lermas)	Los Lermas	84.230
		<b>Suma=</b>	<b>156.777</b>
13	Guadalupe	Cadereyta	60.287
14	Confluencia río La Silla - R S Catarina	Cadereyta	8.131
15	Reforma Juárez	Cadereyta	5.686
16	Arboledas de San Roque	Cadereyta	76.470
17	Jardines de la Silla	Cadereyta	51.541
18	Cuenca Propia EH Cadereyta	Cadereyta	99.465
		<b>Suma (incluye el área de la EH Monterrey y de la EH Los Lermas)=</b>	<b>1785.706</b>
19	Salida Río S Catarina		21.263
		<b>Total del área del R Santa Catarina (incluye el área de la EH Cadereyta)</b>	<b>1806.969</b>

De acuerdo con los valores mostrados en la tabla anterior se concluye lo siguiente:

- a) El área total de aportación hasta la presa Rompepicos es de 717.198 km<sup>2</sup>.
- b) El área de la cuenca (por el río Santa Catarina) hasta la entrada a la zona conurbada (figura 4.8) es de (suma de las áreas de las subcuencas 1 a la 6) 1097.167 km<sup>2</sup>. Entonces la cuenca de



aportación a la Presa Rompe Picos es del orden del 65% respecto al área de la cuenca que llega hasta la entrada (por el río Santa Catarina) a la zona conurbada.

c) El área hasta la estación hidrométrica Monterrey II es de 1327.349 km<sup>2</sup>, y el valor reportado en la base de datos BANDAS (Banco Nacional de Aguas Superficiales) es de 1356 km<sup>2</sup>, lo cual implica que existe una diferencia del 2.11%, misma que no es significativa para los fines de este estudio

d) El área hasta la estación hidrométrica Los Lermas resultó de 156.777 km<sup>2</sup>, y el valor reportado en la base de datos BANDAS es de 169 km<sup>2</sup>, lo cual implica que existe una diferencia del 7.23%, lo cual es un error aceptable,

e) El área hasta la estación Cadereyta fue de 1785.711 km<sup>2</sup>, y el valor reportado en la base de datos BANDAS es de 1871 km<sup>2</sup>, lo cual implica que existe una diferencia del 4.56%, misma que se ha considerado no significativa para los fines de este estudio.

Finalmente el área de aportación de toda la cuenca del río Santa Catarina resultó de 1806.969 km<sup>2</sup>.

Figura 4.8. Subcuencas en que se dividió la cuenca (vista en Google Earth)

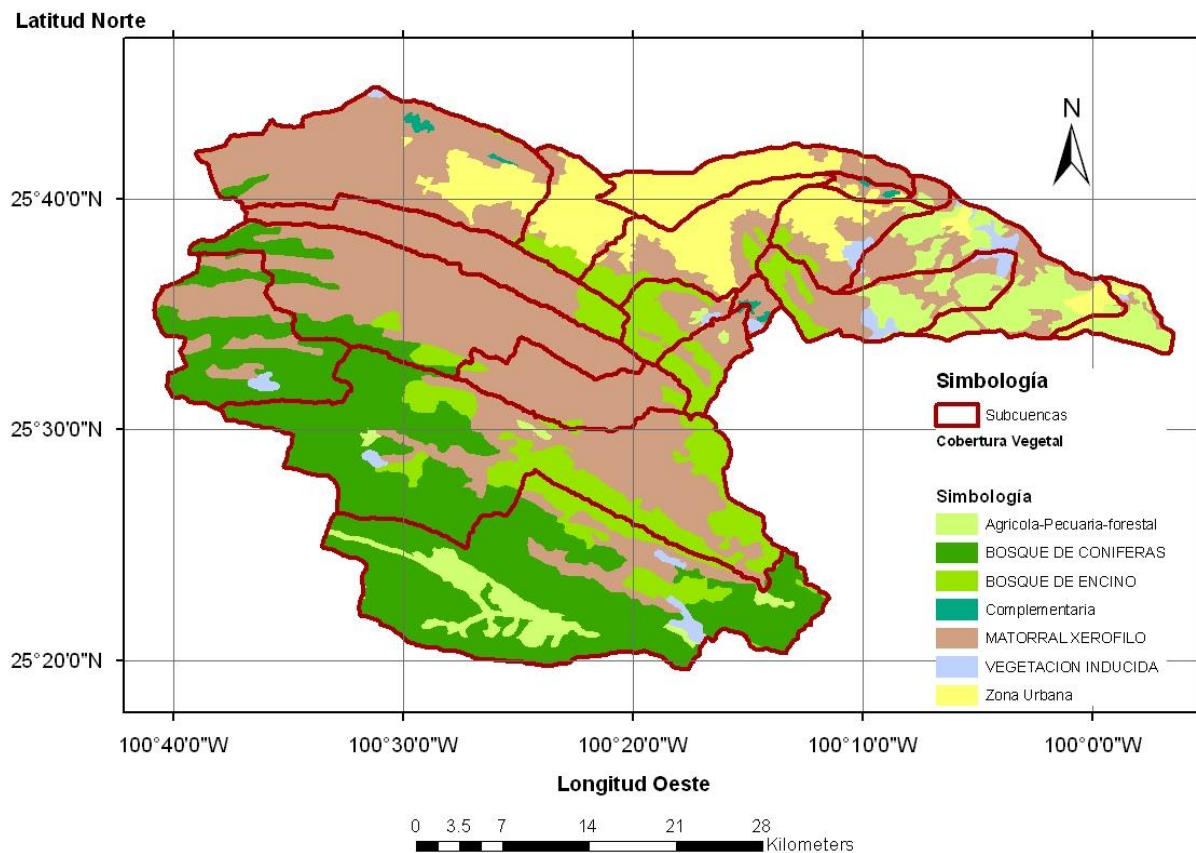


### 4.3. Información de edafología, cobertura vegetal y uso de suelo.

La magnitud de las avenidas que se generan en una cuenca depende, además de la precipitación, en gran parte del uso del suelo, de su cobertura vegetal y del tipo de suelo (edafología). Entonces el siguiente paso natural consiste en recopilar la información de la edafología y de la cobertura vegetal de la cuenca, ya que esta información es indispensable para el cálculo de los números de escurrimiento (como una medida del potencial de generación de escurrimiento), y por lo tanto de la modelación del proceso lluvia escurrimiento.

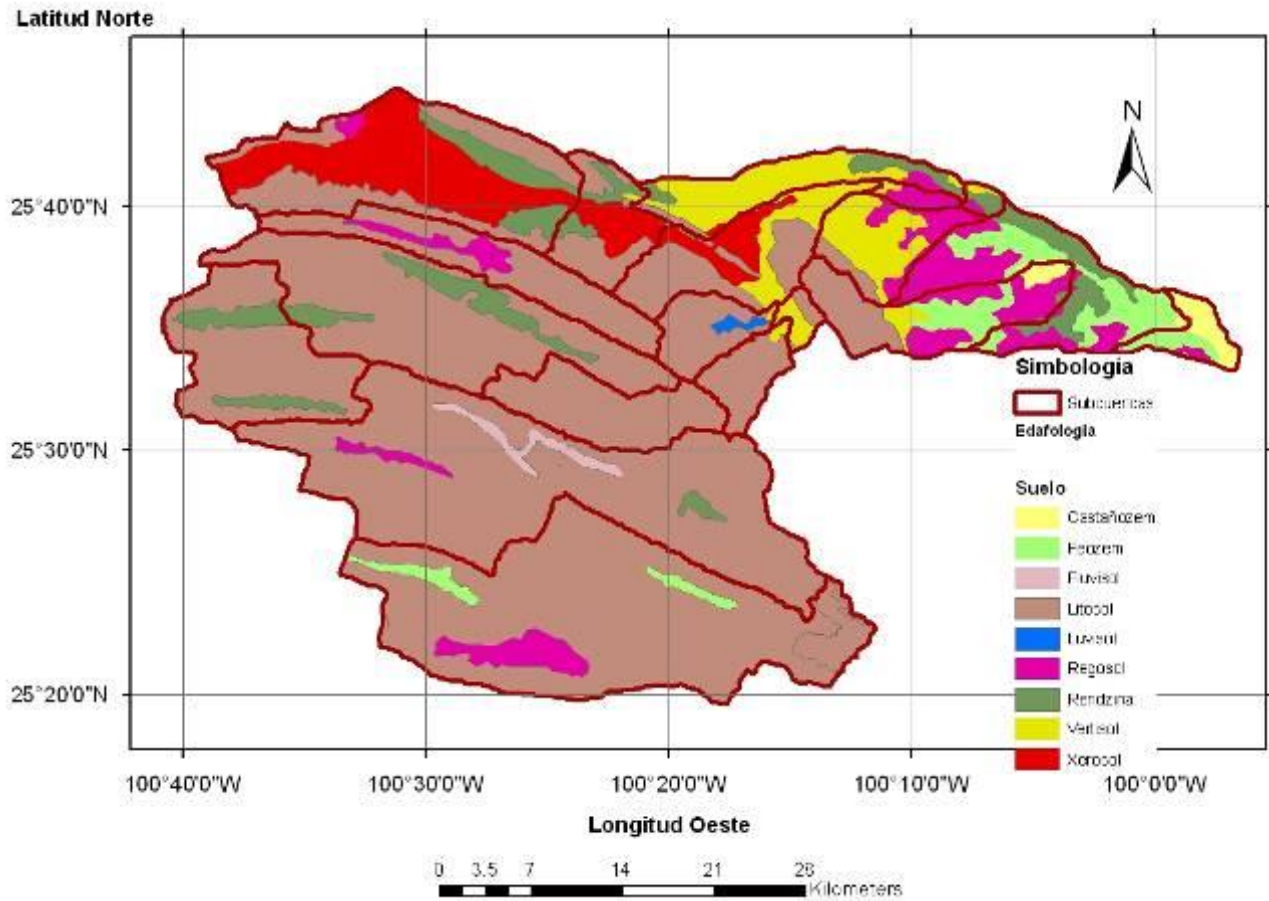
En las figuras 4.9 a 4.11 se muestra la información de la cobertura vegetal y de la edafología en la cuenca del río Santa Catarina.

Figura 4.9. Cobertura vegetal en la cuenca de estudio. Escala 1:250,000, Fuente: INEGI (Serie III)



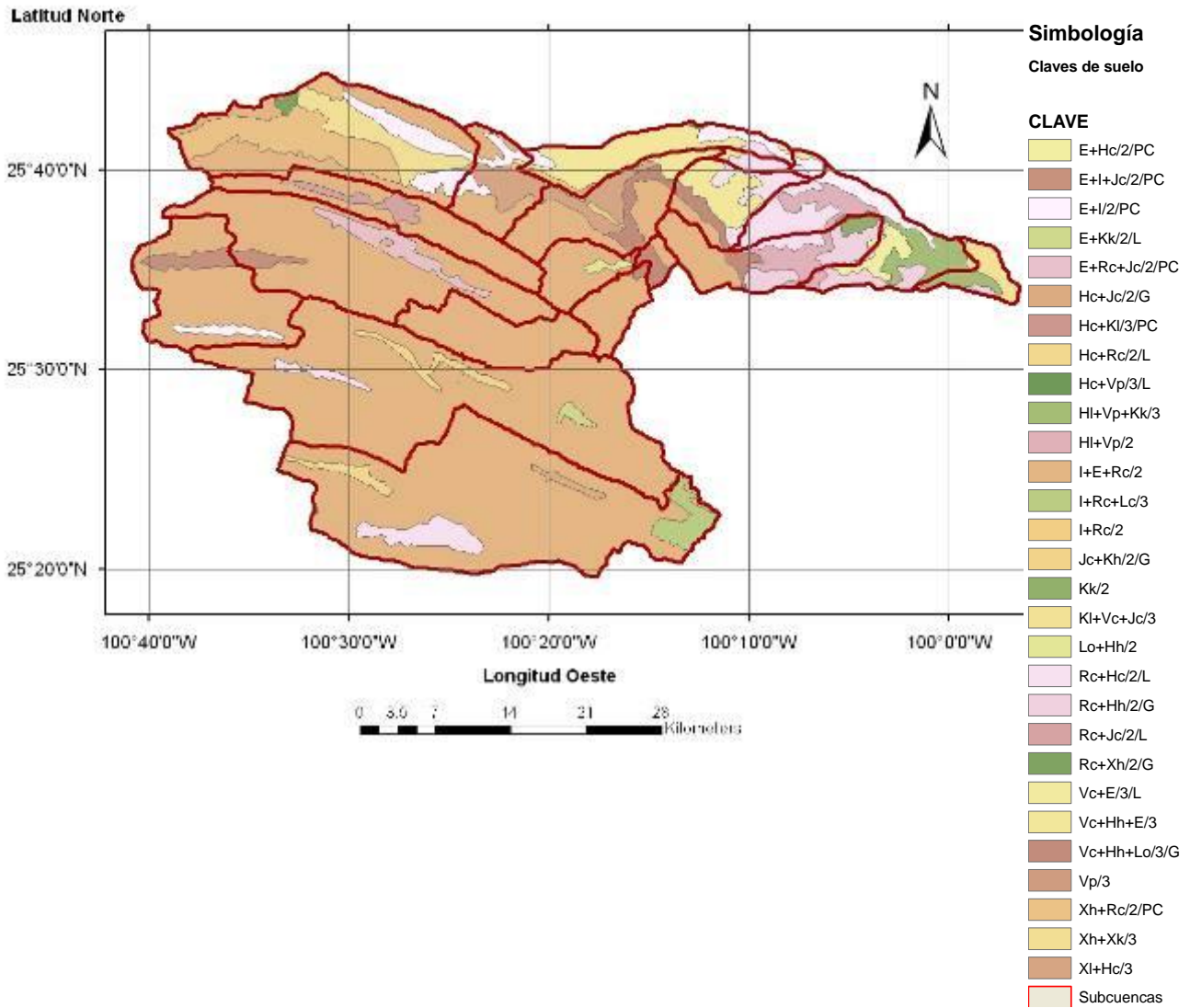
Como se puede observar el tipo de vegetación que predomina es el matorral y el bosque, tanto de coníferas como de encino.

Figura 4.10. Información de tipo de suelo (edafología) de la parte Mexicana. Escala 1:250,000. Fuente INEGI (serie II).



Como se observa, la cuenca, sobre todo en su parte alta, contiene en un mayor porcentaje Litosoles.

Figura 4.11. Claves de los suelos (edafología) en la cuenca de estudio. Fuente INEGI (Serie II).





## 5. Recopilación de la información climatológica e hidrométrica

### 5.1. Información climatológica

#### 5.1.1. Estaciones climatológicas convencionales

Una vez definida la cuenca de aportación, y las subcuencas, el siguiente paso consistió en localizar las estaciones climatológicas que se encuentran dentro de la cuenca o cerca de ella, y recopilar la información diaria de la precipitación y así poder definir la precipitación máxima anual en 24, 48 y 72 horas, ya que esta información será de suma importancia para la estimación de las avenidas de diseño.

Así pues se ubicaron 35 estaciones climatológicas convencionales (totalizadoras en 24 h), de las cuales solamente 12 queda dentro de la cuenca.

En la tabla 5.1 se presenta la relación de las estaciones climatológicas localizadas, su nombre, ubicación y el periodo disponible de información, mientras que en la figura 5.1 se muestra la localización de las estaciones respecto de la cuenca.

Para la determinación de las avenidas de diseño será necesario realizar un análisis de frecuencias de lluvias máximas anuales en 24 horas, por lo que algunas referencias bibliográficas recomiendan contar con cuando menos 20 años con registros, y otras referencias recomiendan contar cuando menos con 10 años. En ese estudio se han tomado en cuenta aquellas estaciones que tienen al menos 15 años de registros (valor medio entre los años recomendados).

De acuerdo con la información mostrada en la tabla 5.1, las estaciones marcadas con color rojo (con menos de 15 años completos de registro) no se tomarán en cuenta para dicho análisis.



Tabla 5.1. Estaciones climatológicas convencionales cerca de la cuenca de estudio.

No	*Clave	Nombre	Longitud	Latitud	Altitud (m.s.n.m)	Inicio	Fin	Años con información
1	5174	El Tunal, Arteaga	-100.6330	25.4170	1670	1982	2002	19
2	5176	Jame, Arteaga	-100.6170	25.3670		1983	1998	16
3	19001	Adjuntas, V. de Santiago	-100.2000	25.3500	385	1957	1999	30
**4	19002	Agua Blanca, Sta.Catarina	-100.4330	25.5000	2690	1957	2006	41
5	19003	Allende, Allende	-100.0330	25.2830	474	1961	2006	46
6	19004	Apodaca, Apodaca	-100.1830	25.7830	474	1964	2006	33
**7	19008	Cadereyta Jiménez,	-100.0000	25.6000	349	1947	2006	45
8	19009	Casillas, Rayones	-100.2170	25.2170	183	1956	2006	50
9	19015	El Cerrito, V. de Santiago	-100.1830	25.5170	90	1957	2006	46
10	19017	El Marrubial,	-100.3670	25.5000	1225	1971	1973	2
11	19018	El Pajonal, Sta.Catarina	-100.3670	25.5000	1531	1954	2006	53
12	19029	La Arena, Pesquería	-99.9330	25.7330	223	1967	1996	30
13	19030	Cienega De G., Santiago	-100.2830	25.3500	1435	1970	1973	4
**14	19031	La Cruz, Sta. Catarina	-100.4500	25.4670	445	1954	2006	49
15	19033	Laguna de Sanchez, Stgo.	-100.2830	25.3500	1925	1947	2006	59
**16	19038	Las Comitas,Sta.Catarina	-100.3330	25.5330	223	1942	1995	50
**17	19049	Monterrey, Monterrey (Dge)	-100.3170	25.6830	537	1930	2001	60
18	19051	Potrero Redondo, Santiago	-100.1670	25.3330	1350	1956	1988	25
**19	19052	Monterrey, N.L.	-100.3000	25.6830	512	1997	2006	10
20	19054	Rinconada, García	-100.7170	25.7000	989	1944	2006	64
21	19056	San Juan, Cadereyta	-99.8500	25.5500	267	1947	2006	60
**22	19058	Santa Catarina	-100.4670	25.6830	113	1945	2006	56
23	19061	Topo Chico, Monterrey	-100.4170	25.8000	523	1947	2005	56
24	19062	Túnel San Francisco	-100.1830	25.4170	555	1962	1989	27
25	19069	La Boca, Santiago	-100.1500	25.4170	445	1969	2006	35
**26	19088	Doctor Arroyo 2, (Dge)	-100.2000	25.6670	1706	1972	1982	11
**27	19096	La Huasteca, Sta.Catarina	-100.4670	25.5330	410	1975	2006	30
**28	19102	Cola De Caballo	-100.4170	25.6830	332	1978	1989	8
29	19105	Doctor Gózales	-99.9670	25.7500	318	1978	2006	28
30	19131	Pto. El Ebano, Sabinas H.	-100.0830	25.5000	300	1981	2005	25
31	19140	Tepehuaje, Cedereyta	-100.2500	25.5330	339	1980	2006	27
32	19150	Los Lermas, Guadalupe	-100.2830	25.3500	1435	1981	1986	6
**33	19173	Los Palmitos, Cadereyta	-100.0000	25.6000	349	1982	2006	25
34	19174	San Bartolo, C. Jiménez	-100.2500	25.5330	350	1982	2005	24
**35	19175	Santa Cruz, Sta.Catarina	-100.4330	25.5000	269	1998	2000	2

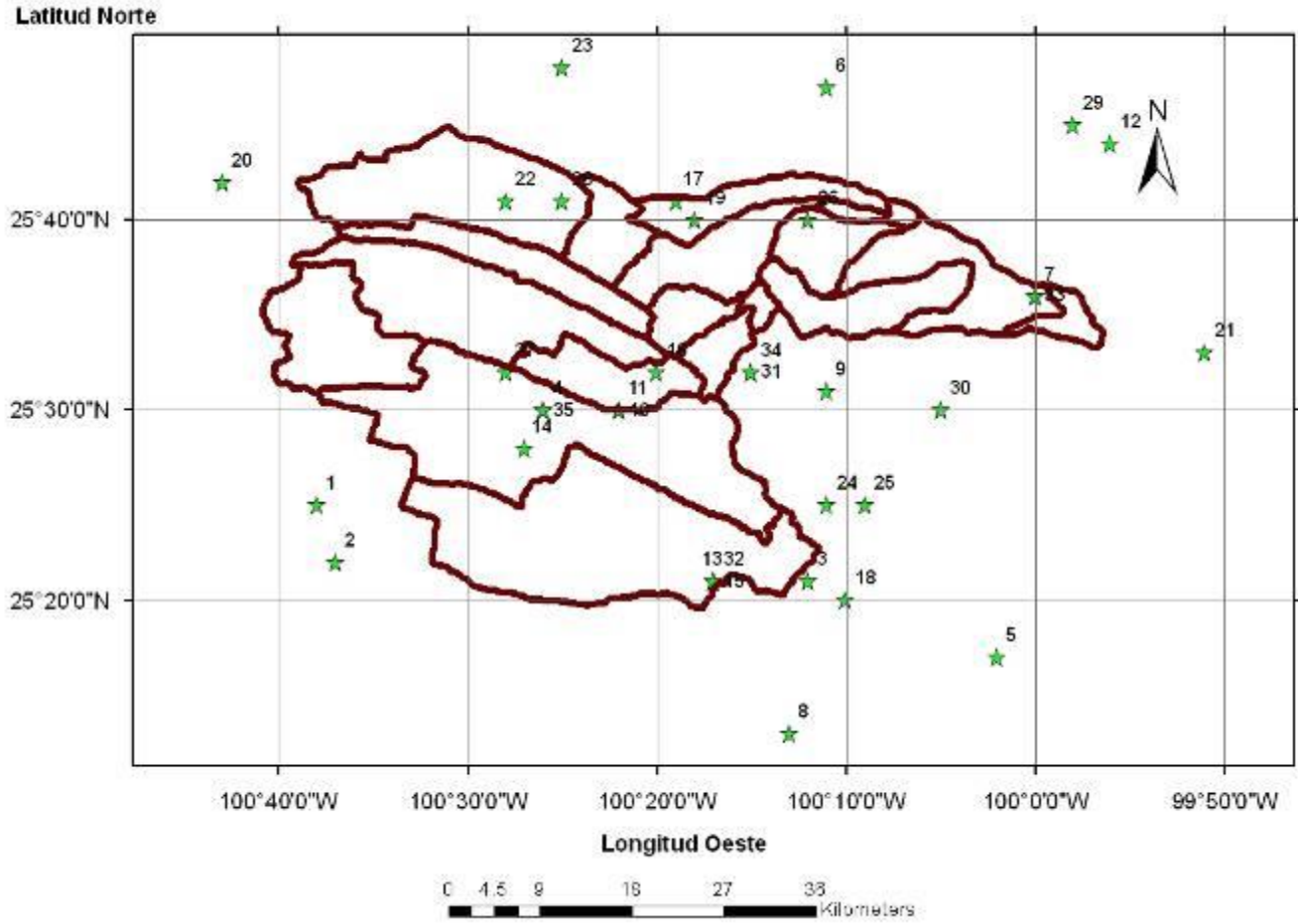
**Notas:**

\* Los dos primeros dígitos de la clave corresponden al número del estado (ordenado alfabéticamente)

\*\* Son las estaciones que están dentro de la cuenca

Las estaciones en color rojo son las que tienen menos de 15 años de información o están muy alejadas de la cuenca, y no se tomarán en cuenta para el análisis

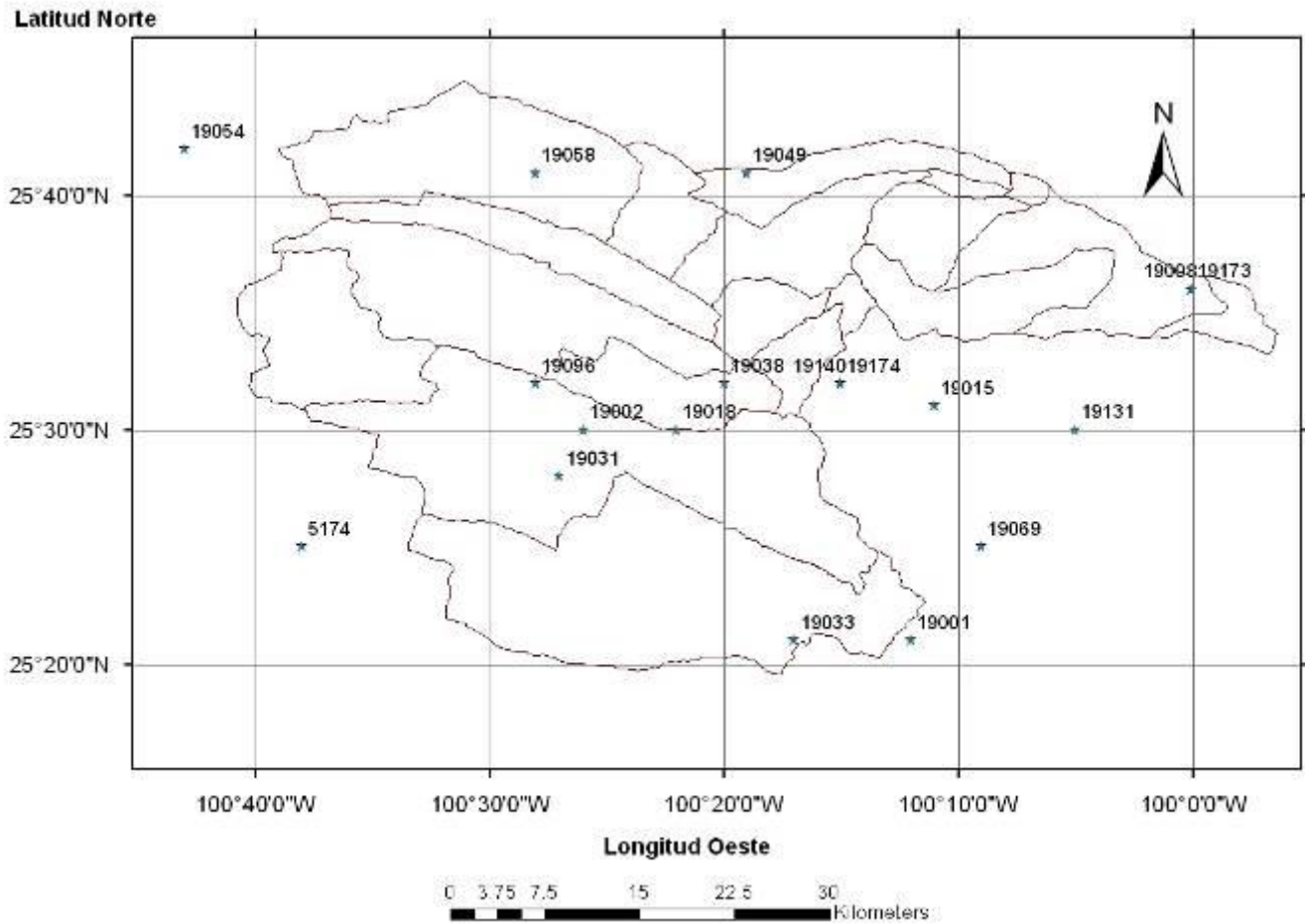
Figura 5.1. Ubicación de las estaciones climatológicas





En la siguiente figura se muestran las estaciones que se utilizarán para el análisis de frecuencias de lluvias máximas en 24 horas y para calcular las avenidas o gastos para los diferentes periodos de retorno.

Figura 5.2. Estaciones climatológicas que se utilizarán para el análisis de frecuencias de lluvias máximas anuales en 24 horas



En la siguiente tabla se presentan los valores de la precipitación anual máxima en 24 horas de las estaciones climatológicas que se utilizarán, los cuales fueron calculados de la información de precipitación diaria. Las fuentes de información de la precipitación fueron ERIC III (Extractor Rápido de Información Climatológica) y el CLICOM.



**Tabla 5.2.** Precipitación máxima anual en 24 horas (mm) en las estaciones climatológicas convencionales.

<b>Año</b>	<b>5174</b>	<b>19001</b>	<b>19002</b>	<b>19008</b>	<b>19015</b>	<b>19018</b>	<b>19031</b>	<b>19033</b>	<b>19038</b>	<b>19049</b>
1929										57.0
1930										45.3
1931										87.0
1932										48.7
1933										120.0
1934										125.0
1935										
1936										
1937										
1938							46.0			
1939										
1940										
1941										
1942									85.0	
1943										
1944										
1945										
1946										
1947				62				132.0		107.0
1948				88				86.5	78.0	114.3
1949				126.5				52.0	33.0	45.1
1950				26.2				39.5	17.0	33.0
1951				168.4				80.0	103.0	109.0
1952				53.6				77.0	17.2	29.7
1953				139.6				77.0	57.0	45.0
1954				68		56.5	46.0	79.0	78.0	33.0
1955				65.4		35.4	54.0	55.0	55.0	90.0
1956				46.8		127	100.0	129.0	117.0	33.0
1957		61	19.5	108	79		38.0	36.5	33.0	27.0
1958		93		120.4	83	51		78.5	50.0	102.7
1959		73.0		98.8	53.0	57.0	33.5	38.0	60.0	41.2
1960				151.5	28.0	54.0	33.0	34.5	37.0	53.8
1961				41.5		50.0	51.5	67.5	62.0	48.0
1962		68.0		42.3	119.0	70.0	29.0	65.5	65.0	147.0
1963		85.0		63.5	190.0	101.0	74.0	65.0	55.0	103.7
1964		104.0		83.0	80.5	63.0	21.0	79.0	45.0	140.0
1965		68.0	40.0	123.0	110.0	58.0	45.0	30.5	23.0	49.0
1966		87.0	27.0	95.0	194.0	60.0	28.0	115.0	25.0	105.0
1967		320.0	126.0	110.5	108.0	101.0	132.0	170.0	82.0	143.0
1968		97.0	46.0	103.4	80.5	26.0	50.0	22.5	42.0	73.0
1969		47.0	28.0	95.3	61.0	45.0	60.0	61.5	111.0	64.0



“Estudio hidrológico de la cuenca del río Santa Catarina, N. L.”



**CONAGUA**  
COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

<b>Año</b>	<b>5174</b>	<b>19001</b>	<b>19002</b>	<b>19008</b>	<b>19015</b>	<b>19018</b>	<b>19031</b>	<b>19033</b>	<b>19038</b>	<b>19049</b>
1970		68.0	70.0	60.0	320.0	83.0	78.0	55.5	35.0	71.0
1971		167.0	32.0	83.3		40.0	40.0	54.5	40.0	82.0
1972		87.0	29.0	73.5	75.0	20.0	25.0	46.5	42.0	72.0
1973		282.0	58.0	146.0	246.0	80.0	34.0	109.0	95.0	140.0
1974		167.0	80.0	115.5	128.0	40.0	60.0	160.0	82.0	148.0
1975		195.0	30.0	83.9	132.0	80.0	40.0	96.0	85.0	94.5
1976		112.0	48.0	71.3	175.0	60.0	63.0	66.0	43.0	101.5
1977		131.5	70.0	82.6	187.5	113.0	70.0	260.0	128.0	118.0
1978		260.0		68.2	112.0	62.0	200.0	300.0	31.0	180.0
1979		55.3		140.0	89.0	86.0	60.0		49.0	63.5
1980		44.0	37.7	40.0	114.0	98.3	75.0	70.0	57.4	76.2
1981		72.0			82.0	85.0	54.0	80.1	92.5	110.5
1982	34.0	100.0				69.0	40.0		59.8	120.3
1983	26.0		44.0		116.0	80.0	60.0	72.0	64.8	109.0
1984	14.0	73.2	68.0		99.5	68.0	40.0	85.0	74.5	53.0
1985	19.0		40.0		95.0	54.0	45.0	30.0	33.4	61.0
1986			43.0	121.5	228.0	42.0	43.0	57.0	63.8	156.5
1987	24.0		43.0		83.0	83.0	59.0	40.0	50.5	47.0
1988	35.0		485.0		330.5	326.0	188.0	345.0	358.5	183.9
1989	40.0		31.5		92.0	56.5	54.8	60.0	44.0	78.0
1990	37.0		33.5		82.5	74.0	46.0	47.0	50.5	100.5
1991	56.0		44.0		84.0	36.0	45.2	40.0	44.0	53.0
1992	60.0		42.5		59.5	30.0	45.3	50.0	60.5	38.0
1993	20.0		55.0		108.0	47.0	70.0	40.5	65.5	77.7
1994	22.0		46.5	20.6	91.0	80.0	80.6	32.0	40.7	59.0
1995	34.0		42.0	17.5	143.0	48.0	102.0	48.0		28.0
1996	26.0		60.4	83.0	97.0	32.0	104.0	98.0		125.2
1997	26.0	58.5	32.0	96.5	79.8	48.8	80.0	50.0		45.0
1998	14.0		83.0	87.5	83.0	78.0	60.0	60.0		44.0
1999		100.0	70.0			59.5	51.0	70.0		74.4
2000	40.0		65.0	119.5	170.0	21.0	40.0	31.0		104.0
2001	40.0		68.0		118.0	83.0	25.0	151.0		83.5
2002	15.0		135.0		114.0	102.0	65.0	145.0		140.0
2003			160.0			95.0	60.0	48.0		76.5
2004			30.0			32.0	42.0	66.3		139.5
2005			250.0	192.5	330.0	293.0	115.0	286.5		248.0
2006			126.0	57.5	65.0	60.0	60.0	65.0		88.0
2007			30.0	60.9	58.0	27.0	60.0	93.0		49.0
2008			69.0	82.4	90.0	66.0	60.0	92.0		83.6
2009			42.0	64.9	57.0	41.0	40.0	57.0		61.1
2010			400.0			260.0		310.0		
<b>Máximo</b>		<b>320.0</b>	<b>485.0</b>	<b>192.5</b>	<b>330.5</b>	<b>326.0</b>	<b>200.0</b>	<b>345.0</b>	<b>358.5</b>	<b>248.0</b>



“Estudio hidrológico de la cuenca del río Santa Catarina, N. L.”



CONAGUA  
COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

Año	5174	19001	19002	19008	19015	19018	19031	19033	19038	19049
Medio		113.9	78.6	88.0	121.7	74.9	61.1	89.3	65.0	87.0
Mínimo		44.0	19.5	17.5	28.0	20.0	21.0	22.5	17.0	27.0



**Tabla 5.2.** Precipitación máxima anual en 24 horas (mm) en las estaciones climatológicas convencionales. Continuación

<b>Año</b>	<b>19054</b>	<b>19058</b>	<b>19069</b>	<b>19096</b>	<b>19131</b>	<b>19140</b>	<b>19173</b>	<b>19174</b>
1945		137.0						
1946		53.2						
1947	29.0	83.2						
1948	40.0	66.6						
1949	15.5	64.0						
1950	18.1	12.6						
1951	77.0	80.0						
1952	52.0	32.2						
1953	11.0	40.8						
1954	16.0	36.5						
1955	30.0	48.0						
1956	13.0	47.0						
1957	20.0	45.5						
1958	40.0	96.0						
1959	20.0	67.0						
1960	20.0	40.5						
1961	20.0	40.0						
1962	16.0	84.0						
1963	62.0	57.0						
1964	23.0	97.5						
1965	16.0	68.0						
1966	20.0	44.0						
1967	120.0	155.0						
1968	20.0	65.0						
1969	21.0	60.0	59.8					
1970	38.0	60.8	108.5					
1971	76.0	69.5	131.5					
1972	30.0	42.5	94.0					
1973	65.0	87.0	98.5					
1974	29.0	151.5	95.0					
1975	34.0	62.1	128.0	14.0				
1976	60.0	68.2	123.7	20.0				
1977	60.0	80.1	148.0	108.0				
1978	140.0	93.5	222.5	42.0				
1979	24.0	59.0	89.5	73.0				
1980	42.0	59.5	94.2	26.0		48.5		
1981	35.0	61.4	101.0	60.0	42.3	95.0		
1982	38.0	48.9	140.9	35.0	72.5	58.0	84.0	
1983		107.5	89.5	98.0	39.5	111.0		87.0



<b>Año</b>	<b>19054</b>	<b>19058</b>	<b>19069</b>	<b>19096</b>	<b>19131</b>	<b>19140</b>	<b>19173</b>	<b>19174</b>
1984		40.0	78.0	56.0		62.0	6.6	39.0
1985	56.0	52.0	59.7	27.0	48.0	81.0		48.1
1986	25.0	84.4	61.0	60.0	103.5	114.0	120.0	105.0
1987	61.0		70.0	60.0	75.0	78.0	54.4	105.0
1988	287.0		327.5		181.0	178.0	95.3	
1989	21.0		91.0		111.0	76.0	86.1	51.5
1990	20.0	16.0	110.9	63.0	49.5	33.0	60.0	62.0
1991	26.0		96.5	54.5	78.0	106.5	97.0	118.0
1992	29.0		72.0	38.0	62.0	55.0	70.1	49.0
1993	46.0		182.2	42.0	105.0	49.0	69.8	65.5
1994	15.0		79.2	35.0	47.0	69.0	70.5	66.5
1995			167.5	143.0	83.0	109.0	81.2	62.5
1996	23.0		120.5	109.0	75.0	71.5	63.0	94.0
1997	31.0	65.2	139.0	82.0	80.0	60.0	77.2	326.7
1998	79.0	69.5	160.0	92.0	38.0	106.0	40.6	149.4
1999	64.0	82.0	95.4	125.0	87.0	95.2	194.2	257.7
2000	35.0	80.0	191.7	125.0	188.0	168.0	52.2	92.5
2001	24.0	167.0	131.5	205.0	85.0	71.0	98.5	78.5
2002	67.0	98.6	233.9	76.0	115.0	147.0	99.0	93.5
2003	100.0	121.8	97.0	114.0	60.0	173.0	152.5	136.0
2004	43.0	47.0	96.0	75.0	82.5	134.0	216.0	45.5
2005	173.0		328.0	236.0	213.0	197.3	217.2	218.0
2006	52.0		98.5	69.0		95.0	88.5	223.0
2007	40.0	20.0	72.5	43.0		58.0	53.2	186.0
2008	33.0	103.0	135.5	87.0		121.0	94.9	336.0
2009			79.0	24.0		142.0	70.0	214.4
2010	331.0							
Máximo	331.0	167.0	328.0	236.0	213.0	197.3	217.2	336.0
Medio	51.2	70.2	124.4	76.3	88.4	98.7	92.8	127.3
Mínimo	11.0	12.6	59.7	14.0	38.0	33.0	6.6	39.0

De acuerdo con los valores consignados en la tabla anterior, se observa que los registros de la estación 5174 se encuentran en un rango completamente diferente al del resto de las estaciones, por lo cual tampoco se considerará para el análisis.



### 5.1.2. Pluviómetros automáticos

La distribución temporal de la lluvia es de suma importancia ya que tiene una influencia directa en la magnitud de los gastos máximos que se generan debido a la precipitación y en la forma de los hidrogramas. Por esta razón es muy importante contar con dicha información.

En la cuenca baja del río Santa Catarina existen pluviómetros que registran la precipitación a cada 10 minutos, por lo que la distribución temporal de la lluvia se realizará mediante la determinación de un patrón representativo de las tormentas en cada una de las estaciones mediante un análisis de las tormentas históricas registradas

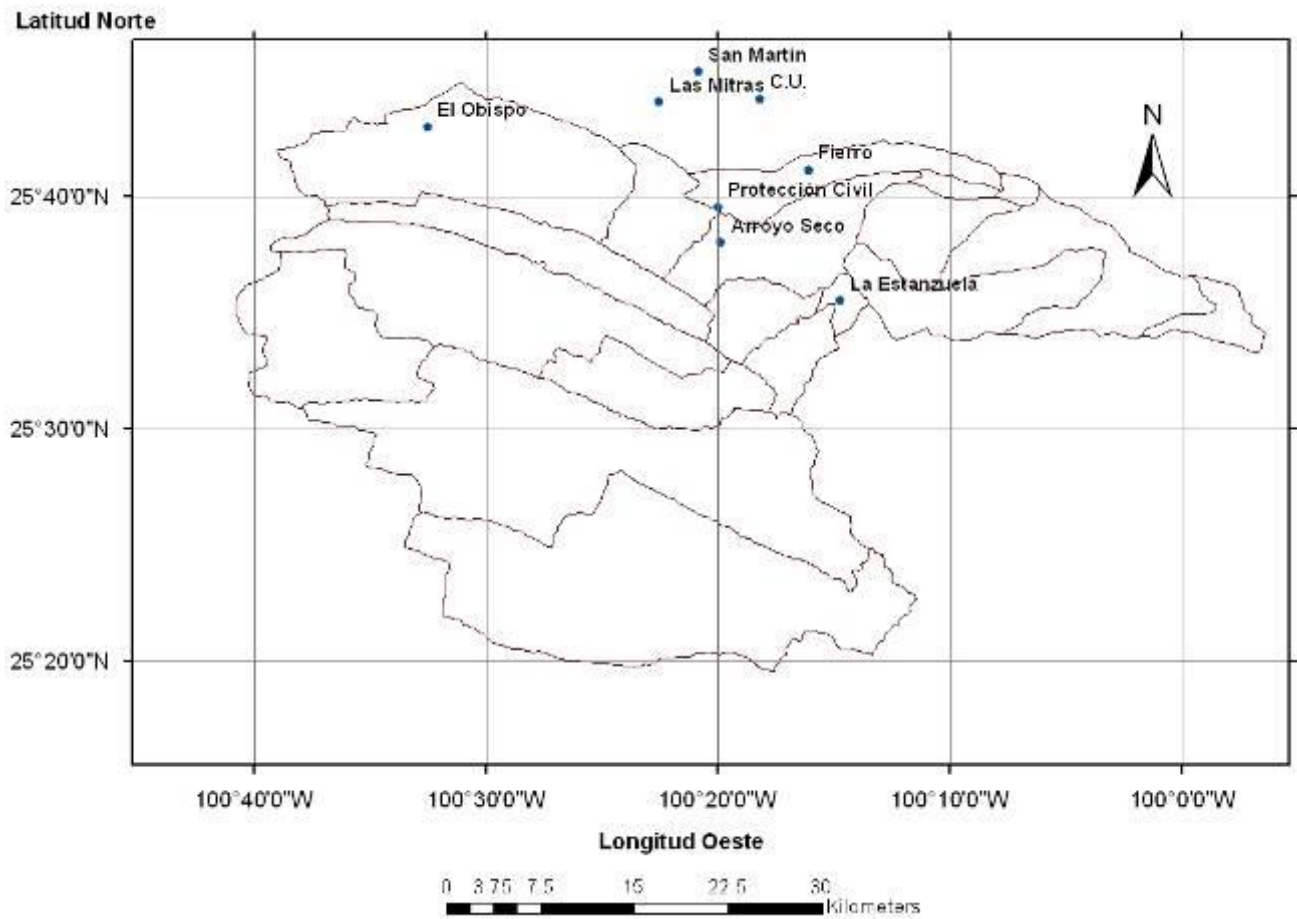
En la tabla 5.3 y figura 5.3 se presenta la relación de los pluviómetros automáticos que se localizan dentro y cerca de la cuenca de estudio.

Tabla 5.3. Pluviómetros automáticos

Estación	Clave	Ubicación		Periodo de registro
		Longitud	Latitud	
San Martín	SM-01	100° 21' 05"	25° 49' 12"	2002-2010
Las Mitras	MI-02	100° 22' 42	25° 43' 56	2002-2010
C.U. (Ciudad Universitaria)	CU-03	100° 18' 49	25° 43' 31	2002-2010
Fierro	FE-04	100° 16' 18	25° 40' 58	2002-2010
El Obispo	OB-05	100° 32' 31	25° 42' 04	2002-2010
Arroyo Seco	AS-06	100° 20' 36	25° 38' 03	2002-2010
La Estanzuela	EZ-07	100° 14' 42	25° 35' 32	2002-2010
Protección Civil	PC-08	100° 19' 58	25° 39' 35	2002-2010

Al inicio de la operación se tuvieron problemas en la transmisión de los datos, presentando en los años de 2002 a 2004 mucha pérdida de los datos (Cardona, 2009), por lo que estos años no se consideran en el análisis de la distribución temporal de la lluvia.

Figura 5.3. Ubicación de los pluviómetros automáticos





## 5.2. Recopilación y análisis de la Información hidrométrica

Dentro de la cuenca del río Santa Catarina se localizan tres estaciones hidrométricas las cuales contienen información suficiente para realizar un análisis de frecuencias de gastos máximos anuales, las estaciones son: Monterrey II, Los Lermas y Cadereyta II.

Existen otras dos estaciones hidrométricas, Monterrey y Parshall Huasteca, la primera no tiene información de acuerdo con la base de datos BANDAS, y la segunda mide el gasto de un acueducto, razón por la cual no se considerará en el análisis.

Cuando se requiere conocer las avenidas de diseño para diferentes periodos de retorno, y se cuenta con información hidrométrica es recomendable obtener las avenidas de diseño a partir de dicha información, y no aplicar un modelo lluvia escurrimiento. Sin embargo el objetivo de este estudio es determinar las avenidas correspondientes a diferentes periodos de retorno en diferentes puntos de la cuenca, y debido que el área de aportación a cada uno de los tramos es muy diferente al área correspondiente de captación hasta cada estación hidrométrica será necesario la aplicación de un modelo lluvia escurrimiento.

En la tabla 5.4, y en las figuras 5.4 y 5.5 muestran las estaciones hidrométricas mencionadas, y en la tabla 5.5 se muestran los valores de los gastos máximos anuales registrados en la estación hidrométrica Monterrey, dicha información hasta 1994 fue proporcionada por la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos (GASIR) y por el Organismo de Cuenca río Bravo de la CONAGUA. Esta información es de suma importancia ya que se utilizará para realizar el análisis de frecuencias de gastos máximos, y así comparar con los resultados obtenidos con los resultados del modelo lluvia escurrimiento.

Tabla 5.4 Relación de las estaciones hidrométricas

Clave	Estación	Corriente	Cuenca	Longitud	Latitud	Qmax Registrado (m <sup>3</sup> /s)	**Área (km <sup>2</sup> )	*** Área calculada (Km <sup>2</sup> )
24198	Monterrey	Río Santa Catarina	Río San Juan	-100.3667	25.6708	178.0	1333.0	
24304	Parshall Huasteca	Acueducto Huasteca-Monterrey	Tanque Obispado	-100.4375	25.6708	3.6	0.0	
24327	Cadereyta II	Río Santa Catarina	Río San Juan	-99.9750	25.5903	1082.0	1871.0	1785.706
24384	Monterrey II	Río Santa Catarina	Río San Juan	-100.3517	25.6717	* 4400	1356.0	1327.349
24387	Los Lermas	Río De La Silla	Río Santa Catarina	-100.1883	25.6800	310.0	169.0	156.777

\* Es el gasto correspondiente al huracán Gilberto

\*\* Área reportada en el Banco Nacional de Aguas Superficiales (BANDAS)

\*\*\* Área calculada en el presente estudio

Figura 5.4 Ubicación de las estaciones hidrométricas y de la presa Rompe Picos

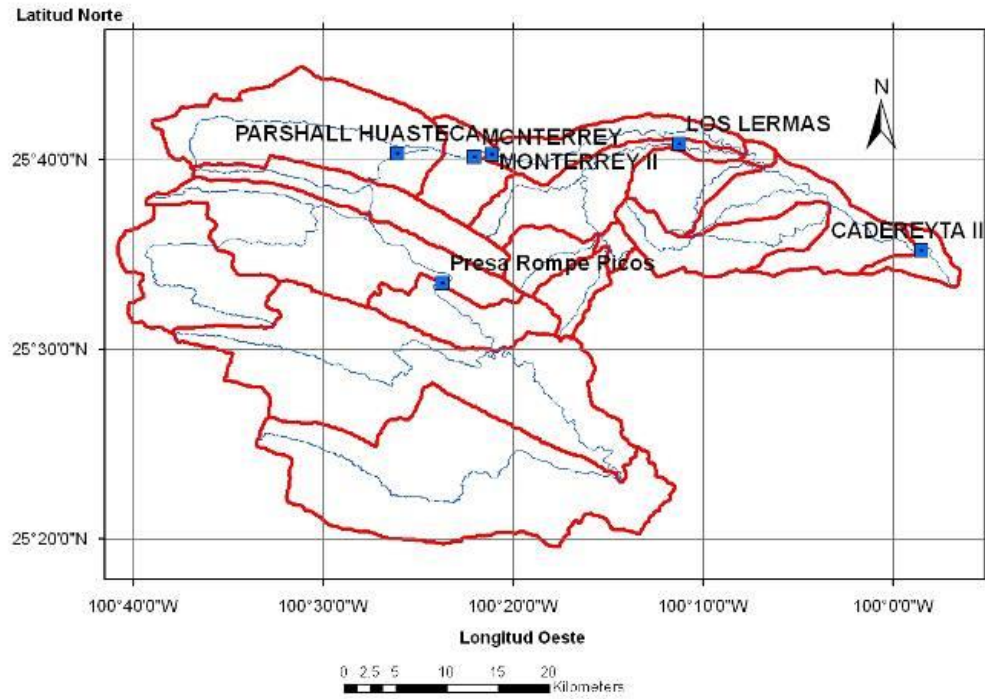


Figura 5.5 Ubicación de las estaciones hidrométricas que se utilizarán en el análisis (zoom)

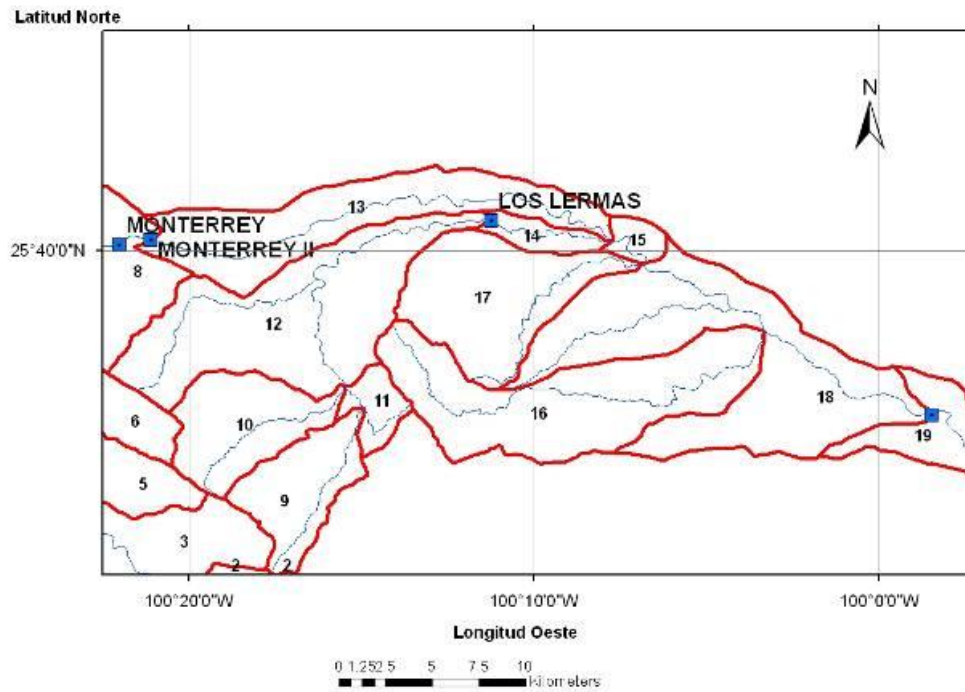




Tabla 5.5 Gastos máximos anuales (m<sup>3</sup>/s) en las estación hidrométrica Monterrey

Año	Gasto	Año	Gasto	Año	Gasto
1896	680.0	1935	33.0	1974	247.0
1897	600.0	1936	71.0	1975	58.3
1898	430.0	1937	2.0	1976	5.5
1899	1530.0	1938	4140.0	1977	525.3
1900	420.0	1939	39.0	1978	259.0
1901	1650.0	1940	22.0	1979	58.8
1902	380.0	1941	0.9	1980	12.1
1903	540.0	1942	12.5	1981	26.0
1904	1900.0	1943	0.4	1982	0.0
1905	800.0	1944	9.2	1983	0.7
1906	800.0	1945	173.3	1984	10.0
1907	760.0	1946	1.6	1985	15.5
1908	140.0	1947	53.7	1986	86.3
1909	5000.0	1948	1.3	1987	41.1
1910	3020.0	1949	21.2	1988	4400.0
1911	420.0	1950	2.4	1989	559.8
1912	700.0	1951	11.0	1990	40.4
1913	1700.0	1952	0.0	1991	20.9
1914	650.0	1953	0.0	1992	35.0
1915	1510.0	1954	0.0	1993	20.0
1916	700.0	1955	0.1	1994	6.0
1917	370.0	1956	0.9	1995	73.7
1918	380.0	1957	26.2	1996	183.5
1919	1550.0	1958	37.0	1997	115.5
1920	300.0	1959	26.6	1998	207.8
1921	1400.0	1960	9.7	1999	160.9
1922	1490.0	1961	15.6	2000	260.9
1923	4040.0	1962	124.0	2001	301.9
1924	1410.0	1963	16.8	2002	272.7
1925	470.0	1964	16.8	2003	181.0
1926	1520.0	1965	9.0	2004	181.0
1927	3000.0	1966	0.0	2005	655.9
1928	1.0	1967	178.0	2006	132.4
1929	1.0	1968	14.8	2007	132.4
1930	54.0	1969	0.0	2008	424.9
1931	18.0	1970	5.2	2009	114.5
1932	3.0	1971	6.2	2010	
1933	148.0	1972	0.0		
1934	6.0	1973	68.0		

**Notas:**

- \* De 1896 a 1927 los datos fueron inferidos con la lluvia inferida de Monterrey (GASIR)
- \* De 1928 a 1940 los datos fueron inferidos con gastos en la EH El Cuchillo (GASIR)
- \* De 1941 a 1995 Son gastos observados en la Estación hidrométrica Monterrey (color Azul), proporcionados por la CONAGUA-Organismo de cuenca Río Bravo
- \* Para los años de 1987, 1989, 1990 y el periodo de 1996 a 2009 los gastos fueron calculados a partir de los registros de la EH Cadereyta II, aplicando el factor de área.



En la siguiente tabla se presentan los gastos máximo anuales registrados en las estaciones Cadereyta II y Los Lermas.

Tabla 5.6 Gastos máximos anuales (m<sup>3</sup>/s) en las estaciones hidrométricas Cadereyta II y Lermas

Año	Estación		Observaciones
	Cadereyta II	Los Lermas	
1962	697.00		
1963	286.00		
1964	250.00		
1965	55.68		
1966	95.00		
1967	1082.00		
1968	99.14		
1969	85.08		
1970	33.76		
1971	122.00		
1972	94.20		
1973	826.00	54.69	Falta enero en los Lermas
1974	851.00	270.73	
1975	228.80	310.00	
1976	441.50	156.40	
1977	249.50	180.80	
1978	390.00	171.20	
1979	184.40	58.20	
1980	291.00	216.30	
1981	219.00	119.80	
1982	180.60	142.90	
1983	257.80	197.40	
1984	178.10	133.00	
1985	105.80	93.20	
1986	657.51	254.21	Falta octubre a diciembre en Cadereyta
1987	102.28	95.97	
1988	161.59	277.63	
1989	331.94	111.80	
1990	127.42	102.93	
1991	127.29	70.38	
1992	6.46	31.32	
1993	425.31	52.88	
1994	268.61	87.81	
1995	365.60		Falta diciembre en Cadereyta
1996	420.23		
1997	101.02		
1998	270.58		Falta diciembre en Cadereyta



## “Estudio hidrológico de la cuenca del río Santa Catarina, N. L.”



**CONAGUA**  
COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

Año	Estación		Observaciones
	Cadereyta II	Los Lermas	
1999	221.25		Falta marzo y abril en Cadereyta
2000	351.00		
2001	406.17		
2002	366.89		
2003	243.47		
2004	243.47		
2005	882.37		
2006	178.14		
2007			
2008			
2009			
2010			
Máximo	1082.00	310.00	
Medio	301.38	144.98	
Mínimo	6.46	31.32	

Notas:

\* Los números en color rojo indican que en ese año la información está incompleta, sin embargo los meses correspondientes a la época de lluvias si contienen información, por lo que se tomarán en cuenta en el análisis.



### 5.3. Recopilación de la información de la presa Rompepicos “Corral de Palmas”

La presa Rompepicos se construyó con el objeto de regular las crecientes del río Santa Catarina y evitar daños por inundaciones en la zona conurbana de los municipios de Santa Catarina, San Pedro Garza García, Monterrey, Guadalupe, Juárez y Cadereyra, N.L.

#### Información general

**Localización:** Se localiza aproximadamente a 22 km aproximadamente al poniente de la Ciudad de Monterrey, sobre el río Santa Catarina, en el municipio del mismo nombre, en el Estado de Nuevo León, las coordenadas geográficas del sitio son 25° 33’ 23” latitud norte y 100° 23’ 51” longitud oeste.

**Vías de comunicación:** Por la avenida Constitución con rumbo a la salida a Saltillo, Coahuila, a la altura del vado Corregidora se toma la avenida Morones Prieto hasta el parque conocido como la Huasteca de donde se recorren aproximadamente 22 km hasta el sitio donde se construye la obra.

La presa cuenta con una cortina de gravedad de concreto compactado con rodillo (CCR), de 107.4 m de altura total (desde el desplante) y una longitud máxima de 238.2 m, y con las siguientes características.

#### Niveles y conductos de la presa

Tabla 5.7. Niveles característicos de la presa Corral de Palmas

Característica	Elevación msnm	Área (ha)	Capacidad (Mm <sup>3</sup> )
NAME	915.30	367.19	92.94
NAMO	906.55	289.06	65.00
CORONA	916.40		
CONDUCTO DE FONDO	855.00		
DESAGÜE DE FONDO	846.00		

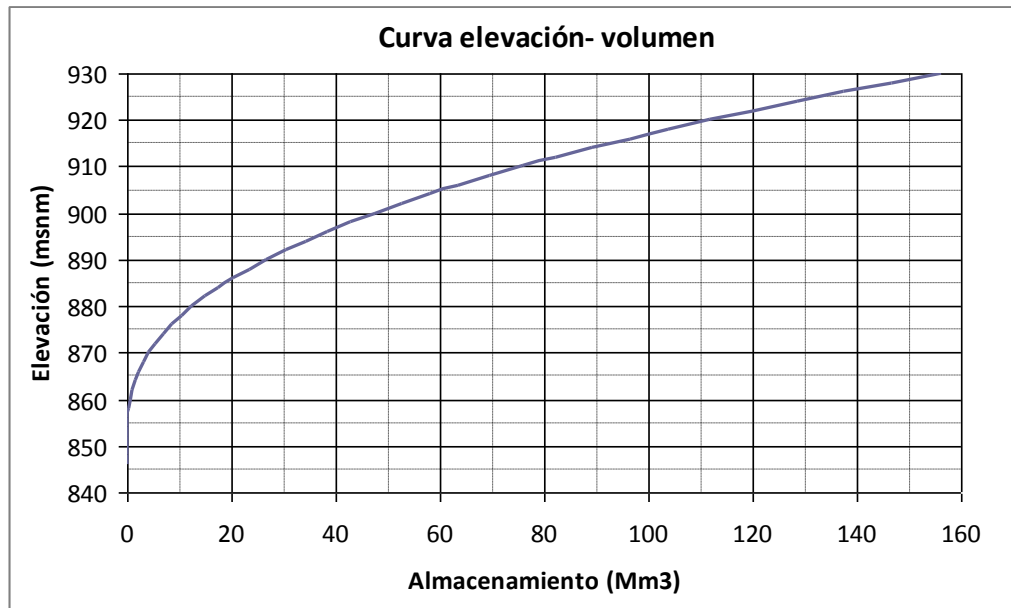


**Curva elevaciones -áreas capacidades**

Tabla 5.8. Curva elevaciones-Capacidades

<b>Elevaciones (m)</b>	<b>capacidad Miles de m<sup>3</sup></b>	<b>Capacidades (Mm<sup>3</sup>)</b>
846	0.2	0.000
848	2.6	0.003
850	7.4	0.007
852	14.6	0.015
854	31.6	0.032
856	109.6	0.110
858	276.2	0.276
860	551.2	0.551
862	952.6	0.953
864	1496.7	1.497
866	2198.3	2.198
868	3070.9	3.071
870	4126.5	4.127
872	5376.3	5.376
874	6830.1	6.830
876	8497.1	8.497
878	10385.6	10.386
880	12503.2	12.503
882	14857.0	14.857
884	17453.4	17.453
886	20298.5	20.299
888	23398.0	23.398
890	26757.5	26.758
892	30382.2	30.382
894	34277.1	34.277
896	38447.2	38.447
898	42897.6	42.898
900	47632.9	47.633
902	52658.1	52.658
904	57978.1	57.978
906	63597.8	63.598
908	69522.1	69.522
910	75755.9	75.756
912	82304.4	82.304
914	89172.3	89.172
916	96364.7	96.365
918	103886.3	103.886
920	111742.0	111.742
922	119936.3	119.936
924	128473.6	128.474
926	137357.7	137.358
928	146592.5	146.593
930	156181.0	156.181

Figura 5.6. Curva elevación Volumen



### **Conducto de fondo**

En el mismo cuerpo de la cortina se encuentra un túnel el cual tiene como función principal ser un primer conducto de fondo para el desalajo de los volúmenes producto de las avenidas de magnitud media. Asimismo, en época de estiaje el conducto de fondo funciona como paso del tránsito entre las zonas de aguas arriba y aguas abajo de la cortina. El conducto de fondo tiene una sección de 6.0 x 6.0 m., y su capacidad máxima es de 838 m<sup>3</sup>/s (cuando el nivel en el embalse alcanza el NAME).

### **Obra de excedencias superior**

Consiste en un vertedor libre, tipo Creager alojado en el mismo cuerpo de la cortina, recargado sobre margen izquierda, con una longitud de la cresta de 60 m. La capacidad máxima del vertedor es de 3376 m<sup>3</sup>/s cuando se alcanza la carga completa al NAME.

### **Desagüe de fondo**

Para controlar la aportación del subálveo y drenar el cauce del río a niveles inferiores de la elevación 855 msnm, se instaló un desagüe de fondo consistente en una tubería de captación perforada para drenar un gasto de 1 a 3.3 m<sup>3</sup>/s con el fin de reanudar lo más pronto posible el paso vehicular a través del conducto de fondo que sirve además como vía de comunicación para las localidades que se ubican aguas arriba de la presa.



**Ley de descargas del conducto de fondo y del vertedor.**

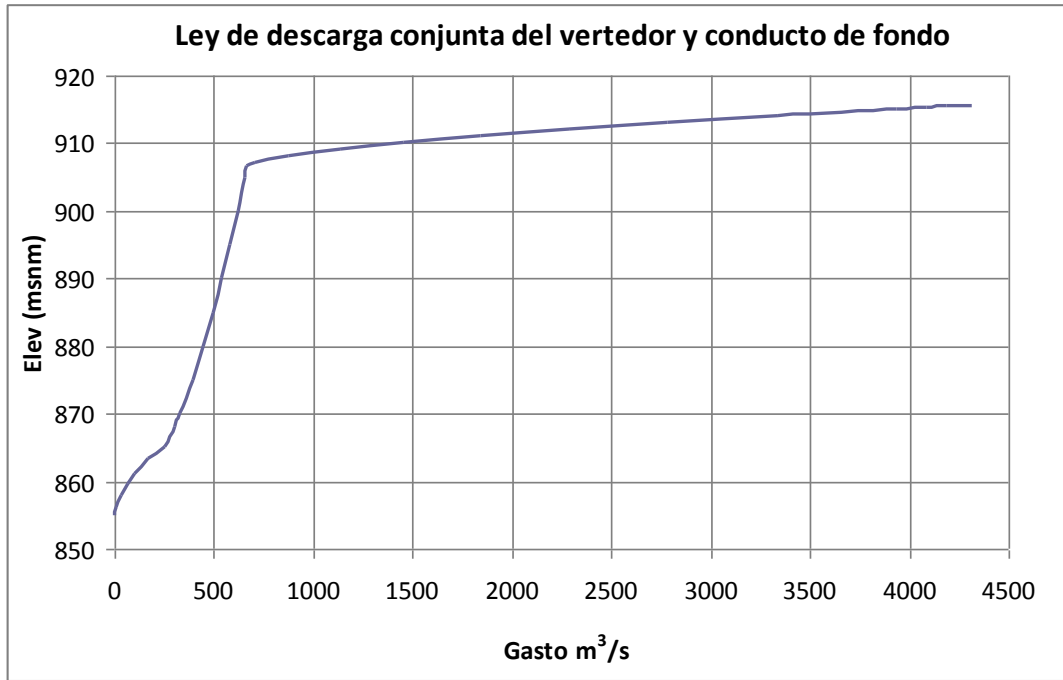
Tabla 5.9. Ley de descargas del conducto del fondo y del vertedor

Carga (m)	Elevación de la superficie del agua (msnm)	Q orificio (m <sup>3</sup> /s)	Q vertedor (m <sup>3</sup> /s)	Q total (m <sup>3</sup> /s)
0.00	855.00	0.00	0.00	0.00
1.11	856.11	7.99	0.00	7.99
2.93	857.93	33.02	0.00	33.02
4.60	859.60	65.84	0.00	65.84
6.09	861.09	103.16	0.00	103.16
8.27	863.27	171.32	0.00	171.32
10.00	865.00	253.14	0.00	253.14
13.00	868.00	302.55	0.00	302.55
15.00	870.00	331.43	0.00	331.43
20.00	875.00	394.48	0.00	394.48
25.00	880.00	448.76	0.00	448.76
30.00	885.00	497.15	0.00	497.15
35.00	890.00	541.23	0.00	541.23
40.00	895.00	581.97	0.00	581.97
45.00	900.00	620.05	0.00	620.05
50.00	905.00	655.92	0.00	655.92
51.55	906.55	662.82	0.00	662.82
52.05	907.05	669.73	37.22	706.95
53.05	908.05	676.53	202.28	878.81
54.05	909.05	683.26	450.76	1134.02
55.05	910.05	689.93	767.61	1457.54
56.05	911.05	696.53	1146.76	1843.29
57.05	912.05	703.07	1585.47	2288.54
58.05	913.05	709.55	2077.03	2786.58
59.05	914.05	715.97	2620.25	3336.22
60.05	915.05	722.34	3210.73	3933.07
60.30	915.30	724.23	3366.14	4090.37
60.45	915.45	725.18	3459.95	4185.13
60.65	915.65	726.44	3586.60	4313.04

Es importante señalar que al NAME, el conducto de fondo y el vertedor libre tienen una capacidad conjunta de desalojo de 4090.37 m<sup>3</sup>/s.



Figura 5.7. Ley de descarga conjunta del vertedor y del conducto de fondo





## 6. Características fisiográficas y climatológicas de las subcuencas

Una vez que se cuenta con la cuenca de aportación, la delimitación de las subcuencas, la información de la cobertura vegetal, la edafología y la información climatológica, es necesario calcular las características fisiográficas y climatológicas necesarias para obtener las avenidas de diseño mediante la aplicación de un modelo lluvia - escurrimiento. Las características obtenidas se utilizan en el software HEC-HMS con el cual se realiza la modelación hidrológica.

Las características necesarias, y que serán determinadas en cada una de las subcuencas son las siguientes:

- a) Área de la cuenca
- b) Longitud y pendiente del cauce principal
- c) Tiempo de concentración y de tiempo de retraso
- d) Números de escurrimiento ( $N$ )
- e) Influencia de cada estación climatológica (pesos de Thiessen) para calcular la precipitación media en cada subcuenca.



### 6.1. Área de las subcuencas

Las áreas de las subcuencas en que se dividió la cuenca fueron definidas en el subcapítulo 4.2 (tabla 4.1). En la siguiente tabla se presentan nuevamente los valores de las áreas de tales subcuencas.

Tabla 6.1. Área de cada una de las subcuencas en que se dividió la cuenca

No	Nombre	Estación hidrométrica a la que aporta	Área (km <sup>2</sup> )
1	Presa- Aguas arriba	Monterrey II	325.298
2	Presa- intermedia	Monterrey II	325.002
3	Presa - Aguas abajo	Monterrey II	66.898
4	Rancho Agua Blanca	Monterrey II	114.506
5	Ojo de Agua	Monterrey II	186.741
6	Entrada a la ciudad	Monterrey II	78.722
7	Santa Catarina	Monterrey II	180.805
8	Cuenca propia EH Monterrey II	Monterrey II	49.377
		<b>Suma=</b>	<b>1327.349</b>
9	Valle Alto	Los Lermas	28.82
10	Rancho San Pablo	Los Lermas	34.2
11	La Luz	Los Lermas	9.527
12	Río La silla (E.H Los Lermas)	Los Lermas	84.23
		<b>Suma=</b>	<b>156.777</b>
13	Guadalupe	Cadereyta	60.287
14	Confluencia río La Silla - R S Catarina	Cadereyta	8.131
15	Reforma Juárez	Cadereyta	5.686
16	Arboledas de San Roque	Cadereyta	76.47
17	Jardines de la Silla	Cadereyta	51.541
18	Cuenca Propia EH Cadereyta	Cadereyta	99.465
	<b>Suma (incluye el área de la EH Monterrey y de la EH Los Lermas)=</b>		<b>1785.706</b>
19	Salida Río S Catarina		21.263
	<b>Total del área del R Santa Catarina (incluye el área de la EH Cadereyta)</b>		<b>1806.969</b>



## 6.2. Longitud y pendiente del cauce principal.

El cauce principal es la corriente de mayor longitud dentro de la cuenca (o subcuenca) y su pendiente es uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta. Es decir si se tienen dos cuencas con la misma forma y área, pero con diferente pendiente del cauce principal, se producirá, ante una tormenta dada, una respuesta más rápida y un gasto mayor en aquella cuenca con mayor pendiente.

Con las curvas de nivel (escala 1:50,000) y la red de ríos, se definió en cada subcuenca el cauce principal, así como su longitud y pendiente.

La pendiente del cauce principal se calculó con el método de Taylor - Schwarz, que consiste en dividir el cauce principal en  $n$  tramos (los tramos corresponden al tramo del cauce entre cada curva de nivel), y posteriormente calcular la pendiente media como (Aparicio, 1997):

$$S = \left[ \frac{L}{\sum_{i=1}^n \left( \frac{l_i}{\sqrt{S_i}} \right)} \right]^2$$

donde:

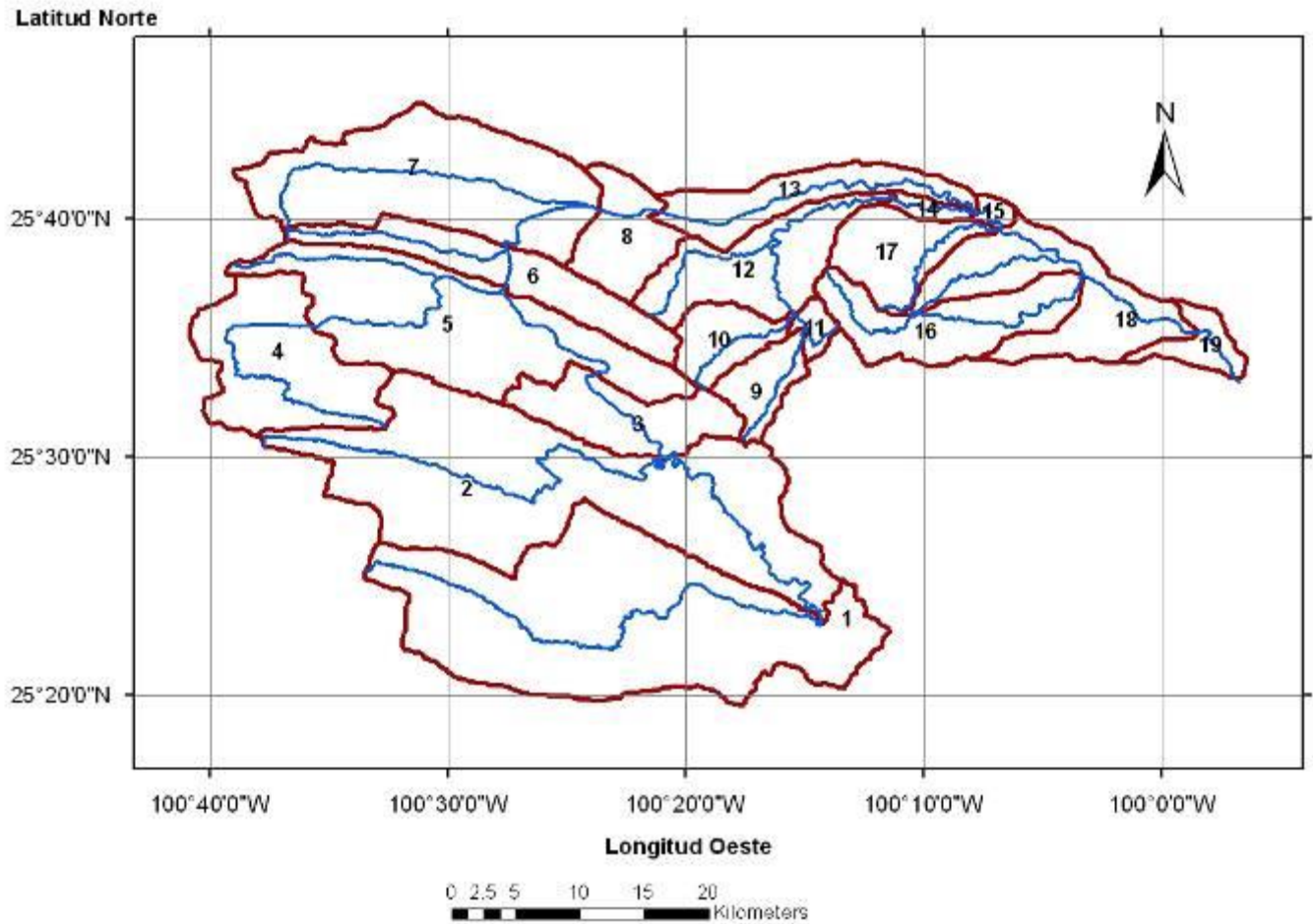
$L$  = Longitud total del cauce (m)

$l_i$  = longitud del tramo  $i$  (m)

$S_i$  = Pendiente del tramo  $i$

$S$  = pendiente media del cauce

Figura 6.1. Cauces principales y tramos en los que se realizará tránsito de avenidas



### 6.3. Tiempos de concentración y retraso

El tiempo de concentración es el tiempo que tarda el agua en llegar a la salida de la cuenca desde el punto más alejado de la cuenca, además cuando la tormenta tiene una duración mayor o igual al tiempo de concentración de la cuenca se presenta el gasto máximo para dicha tormenta

El tiempo de concentración de cada una de las subcuencas se determinó con las formulaciones de Rowe, Kirpich y Chow:



### **Formulación de Rowe**

$$T_c = \left( \frac{0.86L^3}{\Delta H} \right)^{0.385} = \left( \frac{0.86L^2}{S} \right)^{0.385}$$

Donde

$T_c$ = Tiempo de concentración en hr.

$L$ = Longitud del cauce principal en km.

$S$ = Pendiente del cauce principal al millar

### **Formulación de Kirpich**

$$T_c = 0.0003245 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

donde

$T_c$ = Tiempo de concentración en hr

$L$  = Longitud del cauce principal en m

$S$  = Pendiente media del cauce principal (relación directa)

### **Formulación de Chow**

Para Cuencas pequeñas (con área menor que 250km<sup>2</sup>) el tiempo de concentración es igual al tiempo de retraso, es decir

$$T_c = T_r$$

Y para cuencas grandes (Con áreas mayores que 250km<sup>2</sup>)

$$T_c = \frac{T_r}{0.6}$$

El tiempo de retraso, es el tiempo que existe entre el centroide de la tormenta y el pico de la avenida, y para cuencas no aforadas se puede calcular como:

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

donde

$T_r$ = Tiempo de retraso en horas

$L$  = Longitud del cauce principal en m

$S$  = Pendiente media del cauce principal en porcentaje



En la siguiente tabla se presentan los valores de las características descritas para cada una de las subcuencas.

Tabla 6.2. Longitud y pendiente del cauce principal; y tiempo de concentración y retraso de cada subcuenca

Cuenca	Área (km <sup>2</sup> )	Longitud del cauce (km)	Pendiente	Tiempo de concentración (h)				Tiempo de retraso Tret (h)
				Rowe	Kirpich	Chow	Tc promedio (h)	
Presa Aguas arriba	325.298	44.11	0.02596	4.97	4.99	5.82	5.26	3.16
Presa intermedia	325.002	45.29	0.02784	4.94	4.96	5.79	5.23	3.14
Presa Aguas Abajo	66.898	19.61	0.00374	5.61	5.63	6.44	5.89	5.89
Rancho Agua Blanca	114.506	26.39	0.03252	3.07	3.08	3.90	3.35	3.35
Ojo de Agua	186.741	21.82	0.06165	2.07	2.08	2.81	2.32	2.32
Entrada a la ciudad	78.722	18.25	0.05934	1.83	1.84	2.54	2.07	2.07
Santa Catarina	180.805	28.70	0.01924	4.01	4.02	4.87	4.30	4.30
Monterrey	49.377	4.56	0.00826	1.35	1.35	1.97	1.55	1.55
Valle Alto	28.820	10.64	0.02949	1.58	1.59	2.25	1.81	1.81
Rancho San Pablo	34.200	10.40	0.02987	1.55	1.55	2.21	1.77	1.77
La Luz	9.527	6.64	0.00884	1.75	1.76	2.45	1.99	1.99
Río La Silla	84.230	25.17	0.01152	4.41	4.43	5.27	4.70	4.70
Guadalupe	60.287	27.23	0.00507	6.43	6.45	7.21	6.70	6.70
Confluencia R Silla- R S Catarina	8.131	6.92	0.00532	2.20	2.21	2.95	2.45	2.45
Reforma Juárez	5.686	3.21	0.00325	1.47	1.48	2.12	1.69	1.69
Arboledas San Roque	76.470	27.35	0.01155	4.70	4.72	5.56	4.99	4.99
Jardines de la Silla	51.541	14.81	0.01096	2.99	3.00	3.82	3.27	3.27
C.P Cadereyta	99.465	26.78	0.00568	6.08	6.10	6.88	6.35	6.35
Salida Río Catarina	21.263	5.92	0.00156	3.13	3.14	3.96	3.41	3.41

En las siguientes tablas y figuras se presenta la información cruda para calcular los valores de la longitud y la pendiente del cauce principal; así como de los tiempos de concentración y de retraso en cada una de las subcuencas.



Tabla 6.3 Tabla con los valores para el cálculo de la pendiente y longitud del cauce principal en la subcuenca Presa aguas arriba

Tramo	dx (m)	Elevación final del tramo (msnm)	Distancia Acumulada (km)
		2840	0.00
1	0.30	2800	0.30
2	0.36	2700	0.66
3	0.30	2600	0.96
4	1.04	2500	2.00
5	1.40	2400	3.40
6	2.16	2300	5.56
7	2.45	2200	8.01
8	3.79	2100	11.80
9	4.15	2000	15.95
10	5.19	1900	21.14
11	2.66	1800	23.80
12	2.11	1700	25.91
13	4.77	1600	30.68
14	2.63	1500	33.31
15	4.80	1400	38.11
16	6.00	1315	44.11

Figura 6.1. Perfil del cauce principal de la subcuenca Presa aguas arriba

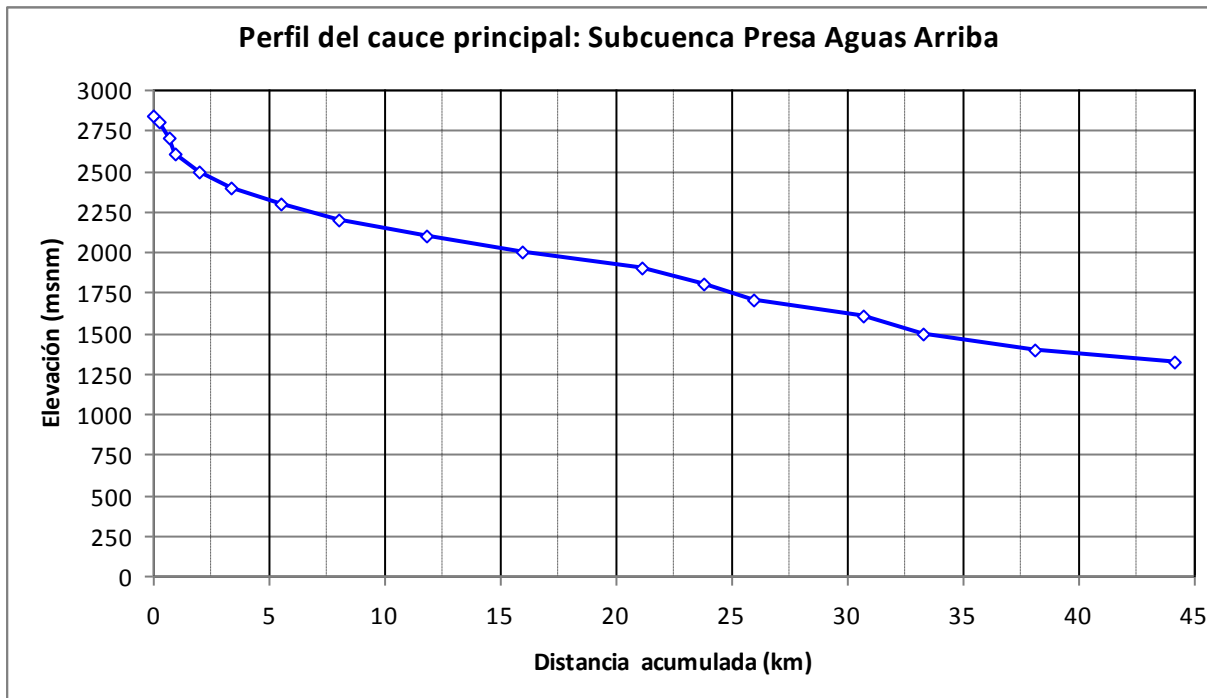




Tabla 6.4. Tabla con los valores para el cálculo de la pendiente y longitud del cauce principal en la subcuenca Presa intermedia

Tramo	dx (m)	Elevación final del tramo (msnm)	Distancia Acumulada (km)
		2740	0.00
1	0.44	2700	0.44
2	1.67	2600	2.11
3	2.41	2500	4.52
4	1.42	2400	5.94
5	1.34	2300	7.28
6	1.79	2200	9.07
7	3.11	2100	12.18
8	3.94	2000	16.12
9	4.04	1900	20.16
10	3.08	1800	23.24
11	3.59	1600	26.83
12	4.06	1500	30.89
13	1.16	1480	32.05
14	3.88	1460	35.93
15	0.18	1440	36.11
16	0.15	1400	36.26
17	0.11	1380	36.37
18	0.23	1360	36.60
19	0.68	1340	37.28
20	0.31	1320	37.59
21	0.18	1300	37.77
22	1.77	1200	39.54
23	1.63	1100	41.17
24	3.20	1000	44.37
25	0.20	980	44.57
26	0.72	960	45.29



Figura 6.2. Perfil del cauce principal de la subcuenca Presa intermedia.

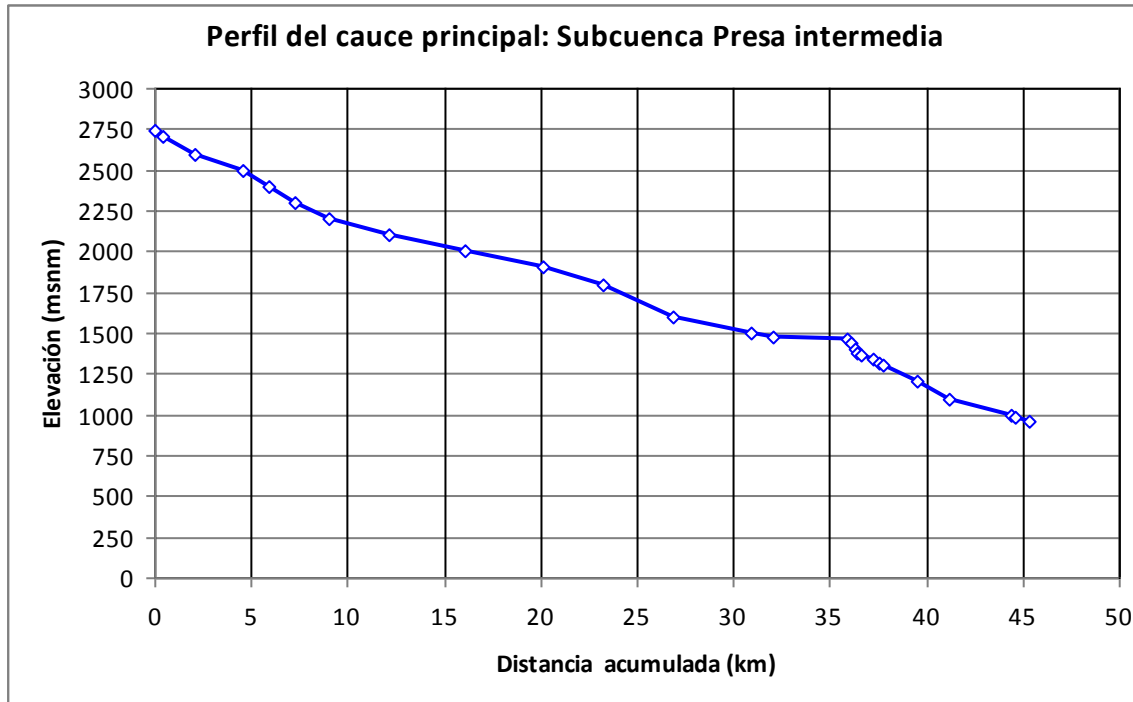


Tabla 6.5. Tabla con los valores para el cálculo de la pendiente y longitud del cauce principal en la subcuenca Presa aguas abajo

Tramo	dx (m)	Elevación final del tramo (msnm)	Distancia Acumulada (km)
		960	0.00
1	1.92	940	1.92
2	1.95	920	3.87
3	1.83	900	5.70
4	2.78	880	8.48
5	9.79	860	18.27
6	1.34	850	19.61



Figura 6.3. Perfil del cauce principal de la subcuenca Presa aguas abajo.

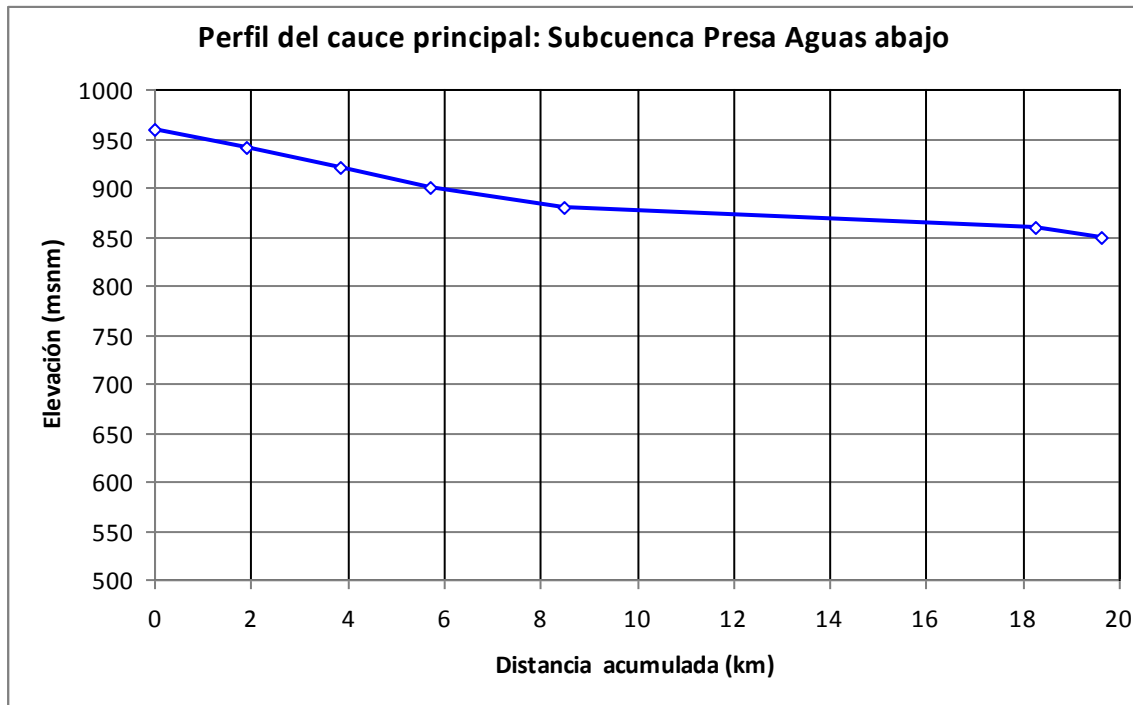


Tabla 6.6. Tabla con los valores para el cálculo de la pendiente y longitud del cauce principal en la subcuenca Rancho Agua Blanca

Tramo	dx (m)	Elevación final del tramo (msnm)	Distancia Acumulada (km)
		2630	0.00
1	0.05	2600	0.05
2	0.42	2500	0.47
3	0.68	2400	1.15
4	1.48	2300	2.63
5	4.51	2200	7.14
6	1.32	2100	8.46
7	3.90	2000	12.36
8	4.35	1900	16.71
9	1.06	1800	17.77
10	1.10	1700	18.87
11	3.38	1600	22.25
12	3.28	1500	25.53
13	0.45	1480	25.98
14	0.41	1465	26.39



# “Estudio hidrológico de la cuenca del río Santa Catarina, N. L.”



**CONAGUA**  
COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA





Figura 6.4. Perfil del cauce principal de la subcuenca Rancho Agua Blanca.

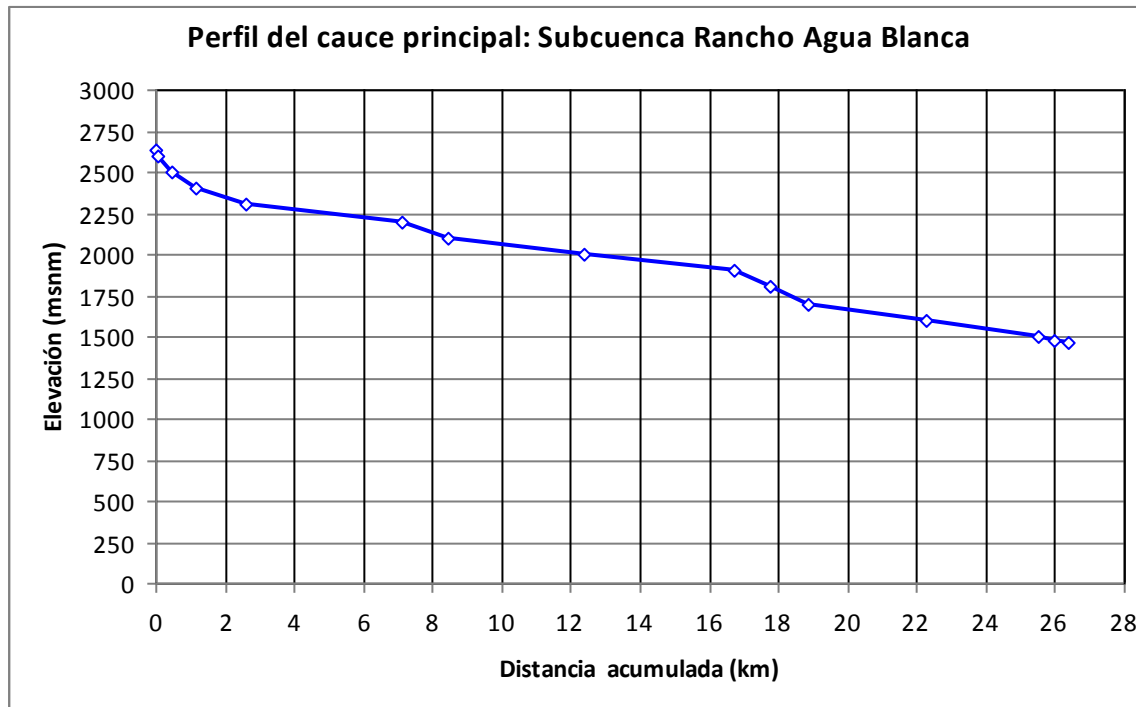




Tabla 6.7. Tabla con los valores para el cálculo de la pendiente y longitud del cauce principal en la subcuenca Ojo de Agua

Tramo	dx (m)	Elevación final del tramo (msnm)	Distancia Acumulada (km)
		2880	0.00
1	0.14	2800	0.14
2	0.32	2700	0.46
3	0.28	2600	0.74
4	0.37	2500	1.11
5	0.52	2400	1.63
6	0.57	2300	2.20
7	0.34	2200	2.54
8	0.49	2100	3.03
9	0.72	2000	3.75
10	1.04	1900	4.79
11	1.06	1800	5.85
12	1.05	1700	6.90
13	1.08	1600	7.98
14	0.68	1500	8.66
15	1.10	1400	9.76
16	1.68	1300	11.44
17	1.19	1200	12.63
18	1.29	1100	13.92
19	1.29	1000	15.21
20	1.44	905	16.65
21	0.14	900	16.79
22	2.57	800	19.36
23	0.47	780	19.83
24	0.51	760	20.34
25	0.54	740	20.88
26	0.29	730	21.17
27	0.65	728	21.82



Figura 6.5. Perfil del cauce principal de la subcuenca Ojo de Agua.

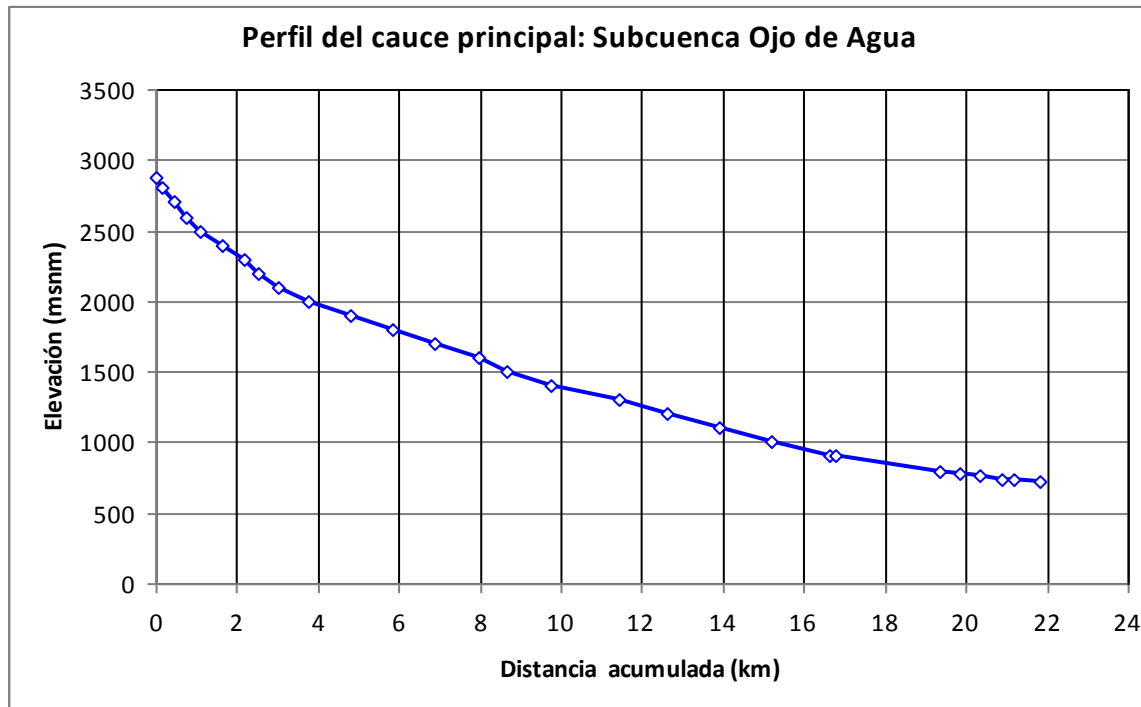




Tabla 6.8. Tabla con los valores para el cálculo de la pendiente y longitud del cauce principal en la subcuenca Entrada a la Ciudad

Tramo	dx (m)	Elevación final del tramo (msnm)	Distancia Acumulada (km)
		2360	0.00
1	0.04	2300	0.04
2	0.12	2200	0.16
3	0.19	2100	0.35
4	0.50	2000	0.85
5	0.56	1900	1.41
6	0.63	1800	2.04
7	0.56	1700	2.60
8	0.45	1600	3.05
9	0.80	1500	3.85
10	0.79	1400	4.64
11	0.97	1300	5.61
12	1.24	1200	6.85
13	1.44	1100	8.29
14	2.13	1000	10.42
15	2.12	900	12.54
16	2.36	800	14.90
17	0.50	780	15.40
18	0.54	760	15.94
19	0.59	740	16.53
20	0.52	720	17.05
21	0.57	700	17.62
22	0.63	692	18.25



Figura 6.6. Perfil del cauce principal de la subcuenca Entrada a la Ciudad.

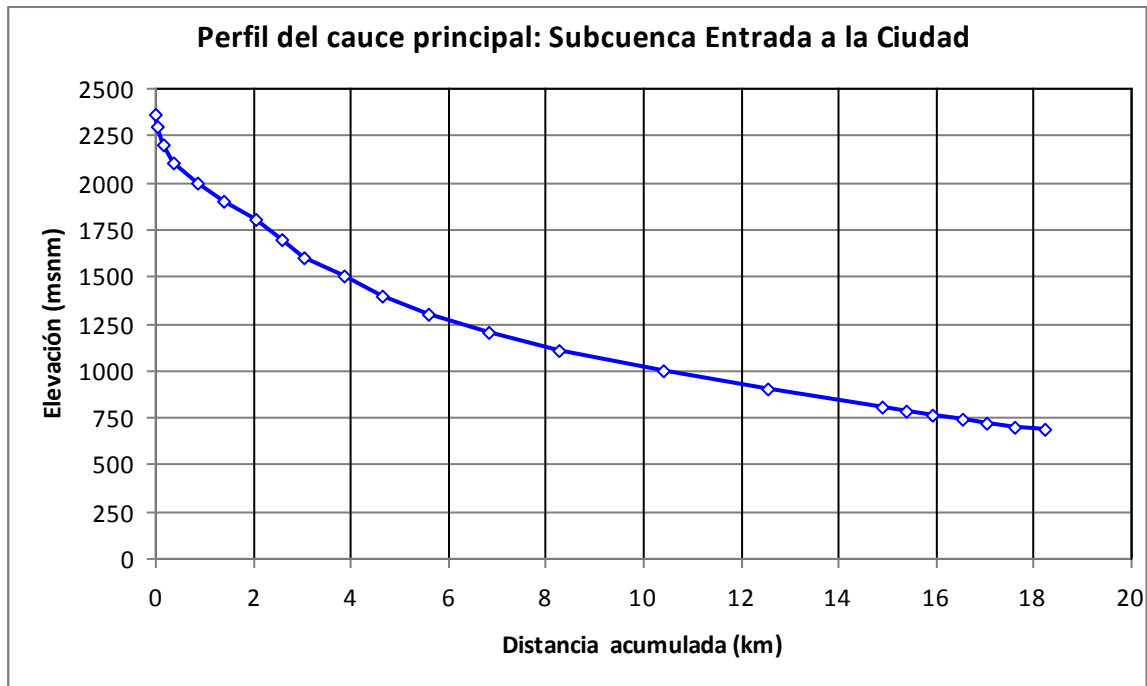




Tabla 6.9. Tabla con los valores para el cálculo de la pendiente y longitud del cauce principal en la subcuenca Santa Catarina

Tramo	dx (m)	Elevación final del tramo (msnm)	Distancia Acumulada (km)
		2140	0.00
1	0.03	2100	0.03
2	0.08	2000	0.11
3	0.13	1900	0.24
4	0.14	1800	0.38
5	0.16	1700	0.54
6	0.14	1600	0.68
7	0.12	1500	0.80
8	0.28	1400	1.08
9	0.64	1300	1.72
10	0.78	1200	2.50
11	1.25	1100	3.75
12	1.86	1000	5.61
13	2.96	900	8.57
14	4.46	800	13.03
15	5.65	700	18.68
16	1.12	680	19.80
17	1.87	660	21.67
18	4.74	620	26.41
19	2.29	597	28.70



Figura 6.7. Perfil del cauce principal de la subcuenca Santa Catarina.

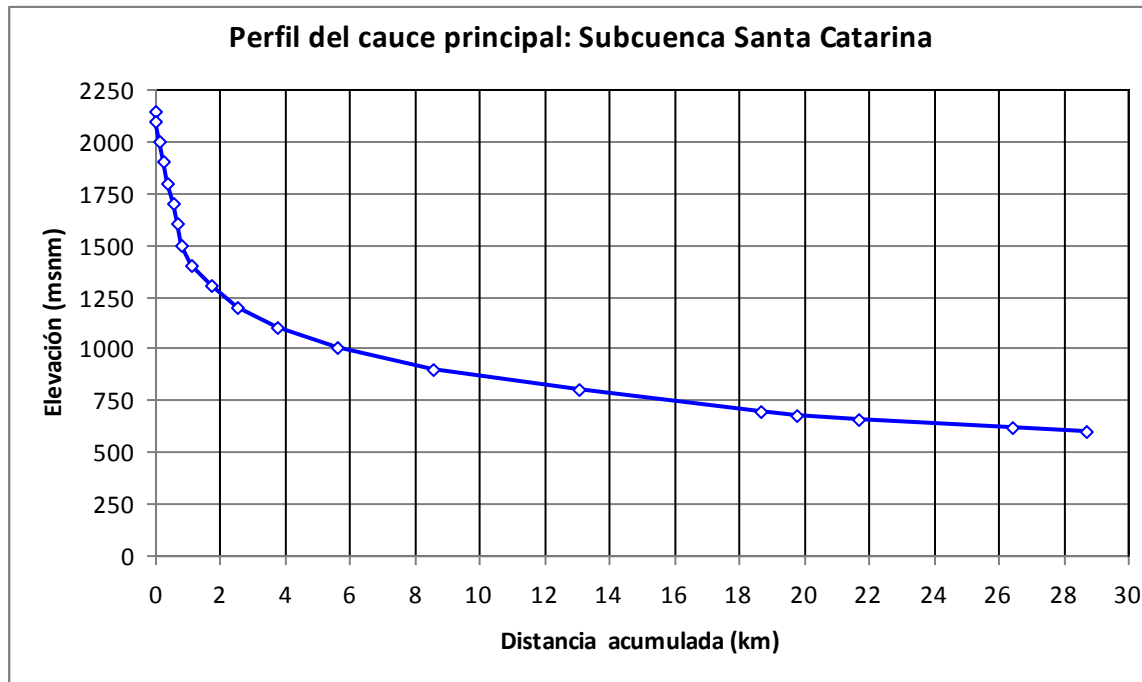


Tabla 6.10. Tabla con los valores para el cálculo de la pendiente y longitud del cauce principal en la subcuenca Monterrey

Tramo	dx (m)	Elevación final del tramo (msnm)	Distancia Acumulada (km)
		597	0.00
1	1.83	580	1.83
2	2.14	560	3.97
3	0.59	558	4.56



Figura 6.8. Perfil del cauce principal de la subcuenca Monterrey

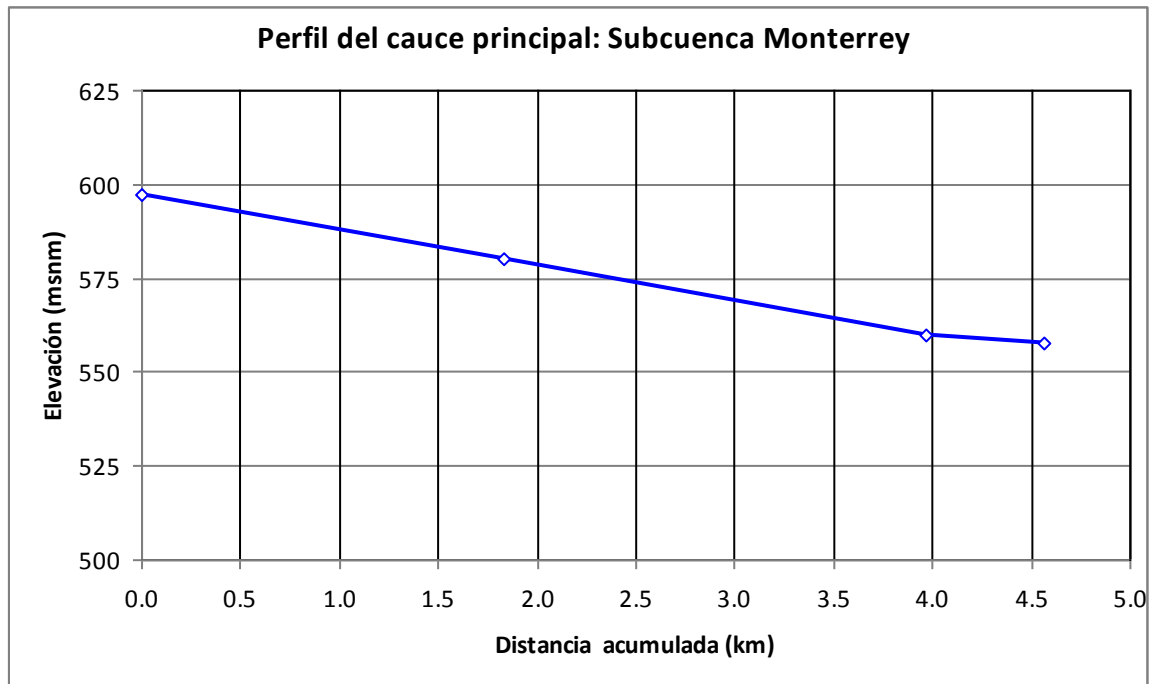




Tabla 6.11. Tabla con los valores para el cálculo de la pendiente y longitud del cauce principal en la subcuenca Valle Alto

Tramo	dx (m)	Elevación final del tramo (msnm)	Distancia Acumulada (km)
		2300	0.00
1	0.09	2200	0.09
2	0.13	2100	0.22
3	0.18	2000	0.40
4	0.06	1900	0.46
5	0.11	1800	0.57
6	0.13	1700	0.70
7	0.13	1600	0.83
8	0.04	1500	0.87
9	0.22	1400	1.09
10	0.15	1300	1.24
11	0.31	1200	1.55
12	0.35	1100	1.90
13	0.19	1000	2.09
14	0.48	900	2.57
15	0.60	800	3.17
16	1.39	700	4.56
17	0.45	680	5.01
18	0.70	660	5.71
19	1.81	640	7.52
20	0.60	620	8.12
21	0.61	600	8.73
22	1.52	590	10.25
23	0.39	580	10.64



Figura 6.9. Perfil del cauce principal de la subcuenca Valle Alto

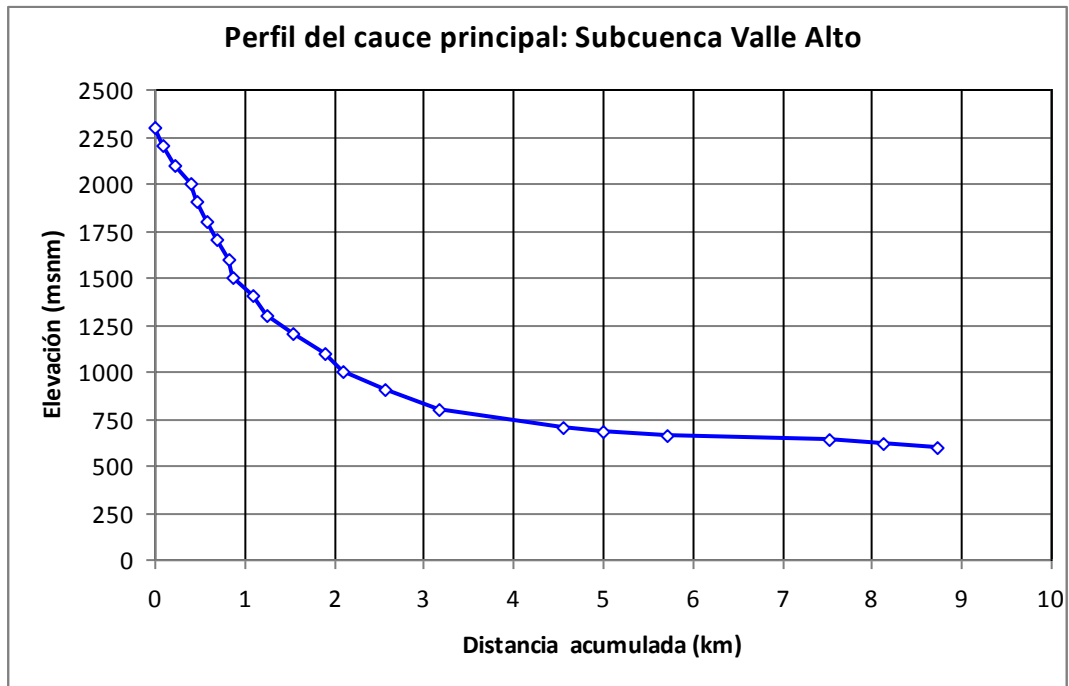




Tabla 6.12. Tabla con los valores para el cálculo de la pendiente y longitud del cauce principal en la subcuenca Rancho San Pablo.

Tramo	dx (m)	Elevación final del tramo (msnm)	Distancia Acumulada (km)
		2140	0.00
1	0.15	2100	0.15
2	0.57	2000	0.72
3	0.12	1900	0.84
4	0.18	1800	1.02
5	0.15	1700	1.17
6	0.17	1600	1.34
7	0.19	1500	1.53
8	0.17	1400	1.70
9	0.20	1300	1.90
10	0.51	1200	2.41
11	0.65	1100	3.06
12	0.15	1000	3.21
13	0.43	900	3.64
14	0.26	800	3.90
15	0.40	700	4.30
16	0.50	680	4.80
17	0.54	660	5.34
18	1.40	640	6.74
19	0.55	620	7.29
20	0.38	600	7.67
21	0.64	580	8.31
22	1.73	570	10.04
23	0.36	567	10.40



Figura 6.10. Perfil del cauce principal de la subcuenca Rancho San Pablo

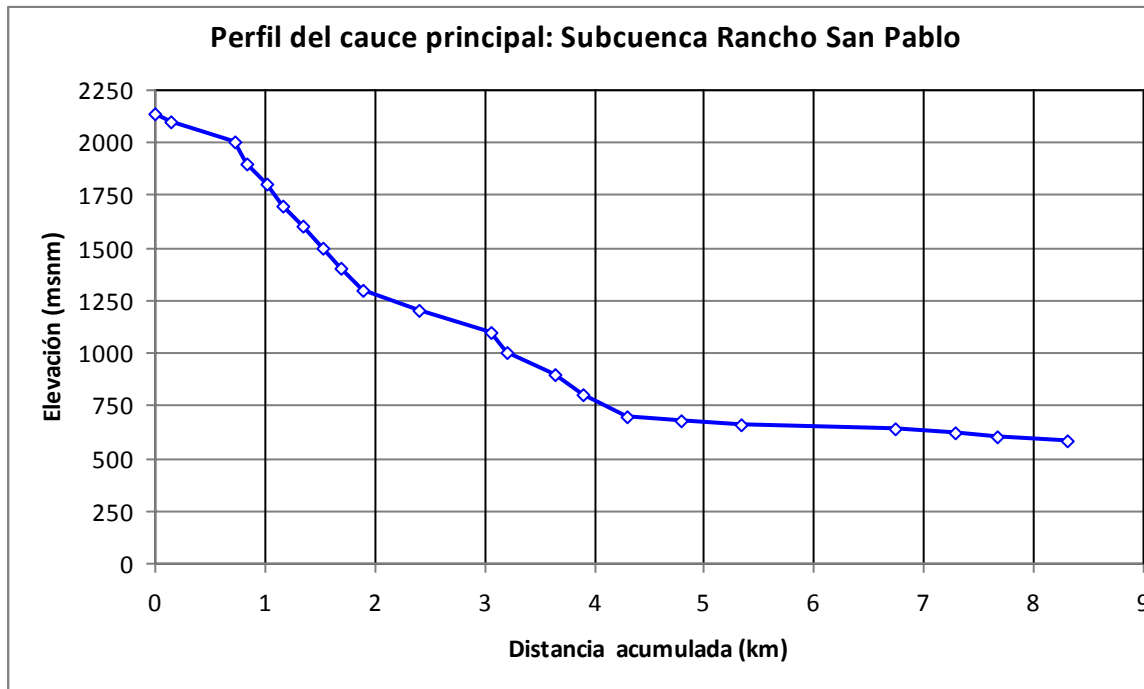




Tabla 6.13. Tabla con los valores para el cálculo de la pendiente y longitud del cauce principal en la subcuenca La Luz

Tramo	dx (m)	Elevación final del tramo (msnm)	Distancia Acumulada (km)
		1160	0.00
1	0.14	1100	0.14
2	0.32	1000	0.46
3	0.24	900	0.70
4	0.12	800	0.82
5	0.24	700	1.06
6	1.18	600	2.24
7	1.96	580	4.20
8	0.80	570	5.00
9	1.64	567	6.64

Figura 6.11. Perfil del cauce principal de la subcuenca La Luz

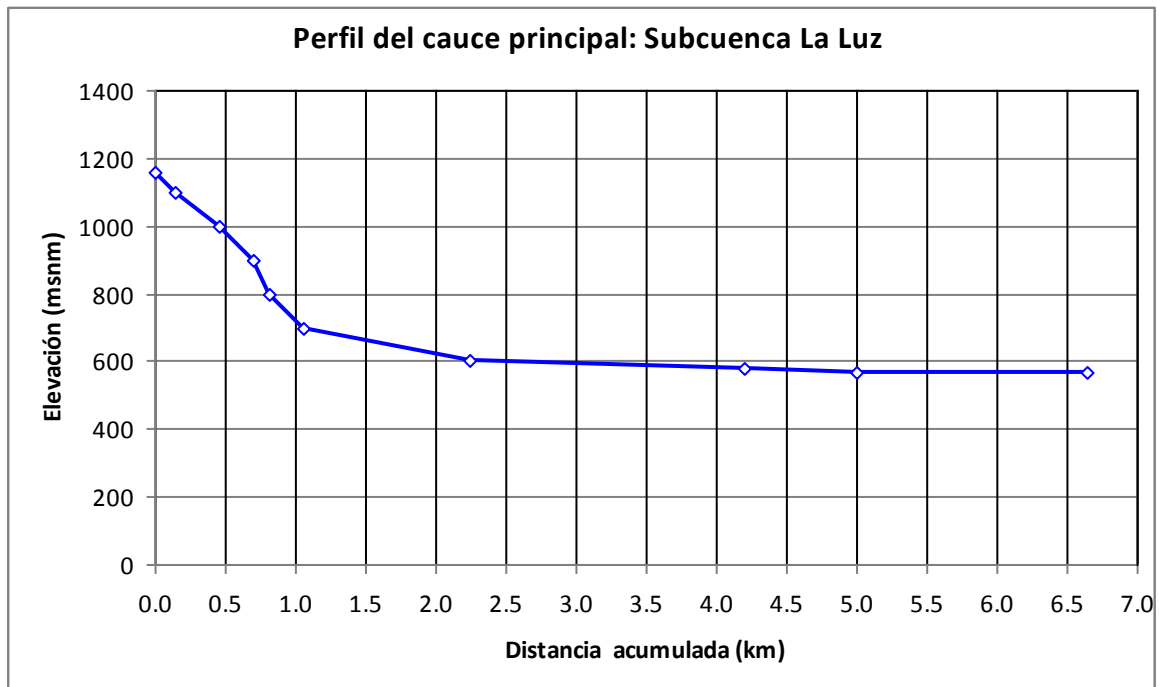




Tabla 6.14. Tabla con los valores para el cálculo de la pendiente y longitud del cauce principal en la subcuenca Río La Silla

Tramo	dx (m)	Elevación final del tramo (msnm)	Distancia Acumulada (km)
		1940	0.00
1	0.15	1900	0.15
2	0.12	1800	0.27
3	0.15	1700	0.42
4	0.14	1600	0.56
5	0.12	1500	0.68
6	0.14	1400	0.82
7	0.24	1300	1.06
8	0.22	1200	1.28
9	0.30	1100	1.58
10	0.40	1000	1.98
11	0.38	900	2.36
12	0.44	800	2.80
13	0.75	700	3.55
14	3.05	600	6.60
15	1.69	580	8.29
16	1.18	560	9.47
17	1.44	540	10.91
18	1.07	530	11.98
19	0.83	520	12.81
20	0.53	510	13.34
21	0.65	504	13.99
22	0.38	500	14.37
23	2.10	490	16.47
24	1.33	480	17.80
25	1.53	470	19.33
26	1.36	460	20.69
27	1.62	450	22.31
28	1.68	440	23.99
29	1.18	435	25.17



Figura 6.12. Perfil del cauce principal de la subcuenca Río La Silla

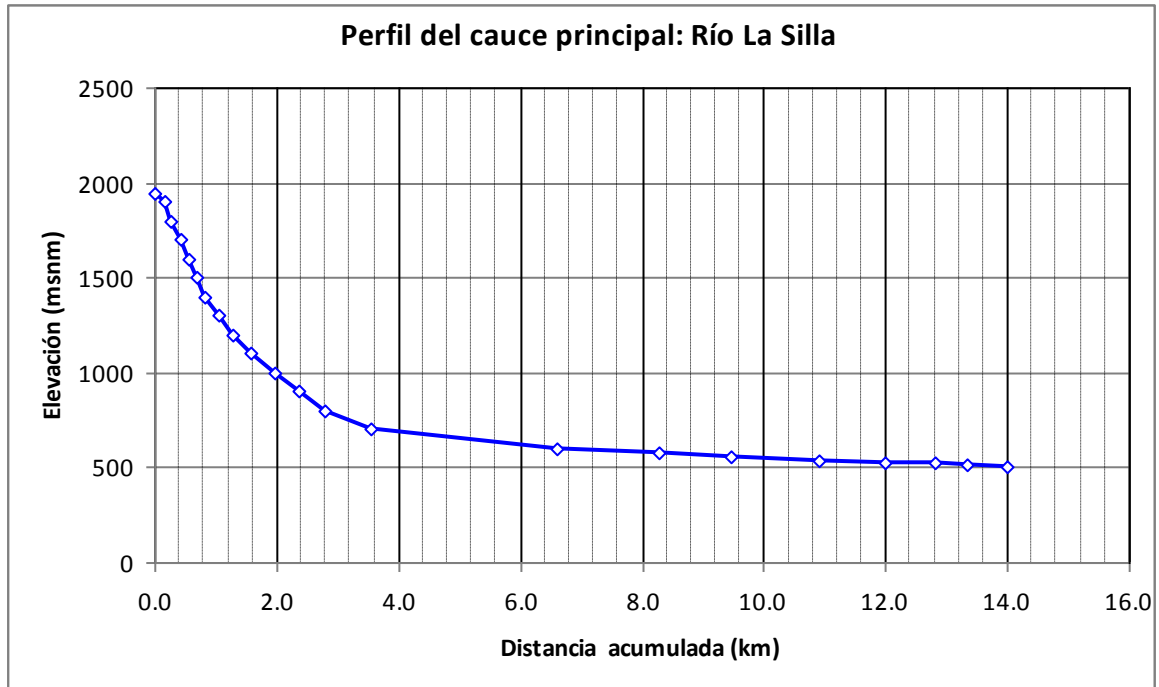




Tabla 6.15. Tabla con los valores para el cálculo de la pendiente y longitud del cauce principal en la subcuenca Guadalupe

Tramo	dx (m)	Elevación final del tramo (msnm)	Distancia Acumulada (km)
		557.5	0
1	1.87	550	1.87
2	1.12	540	2.99
3	0.61	530	3.60
4	1.12	520	4.72
5	1.48	510	6.20
6	1.43	500	7.63
7	1.20	490	8.83
8	1.55	480	10.38
9	1.66	470	12.04
10	1.91	460	13.95
11	3.80	450	17.75
12	1.89	440	19.64
13	2.14	420	21.78
14	2.33	410	24.11
15	1.84	400	25.95
16	1.28	397	27.23

Figura 6.13. Perfil del cauce principal de la subcuenca Guadalupe

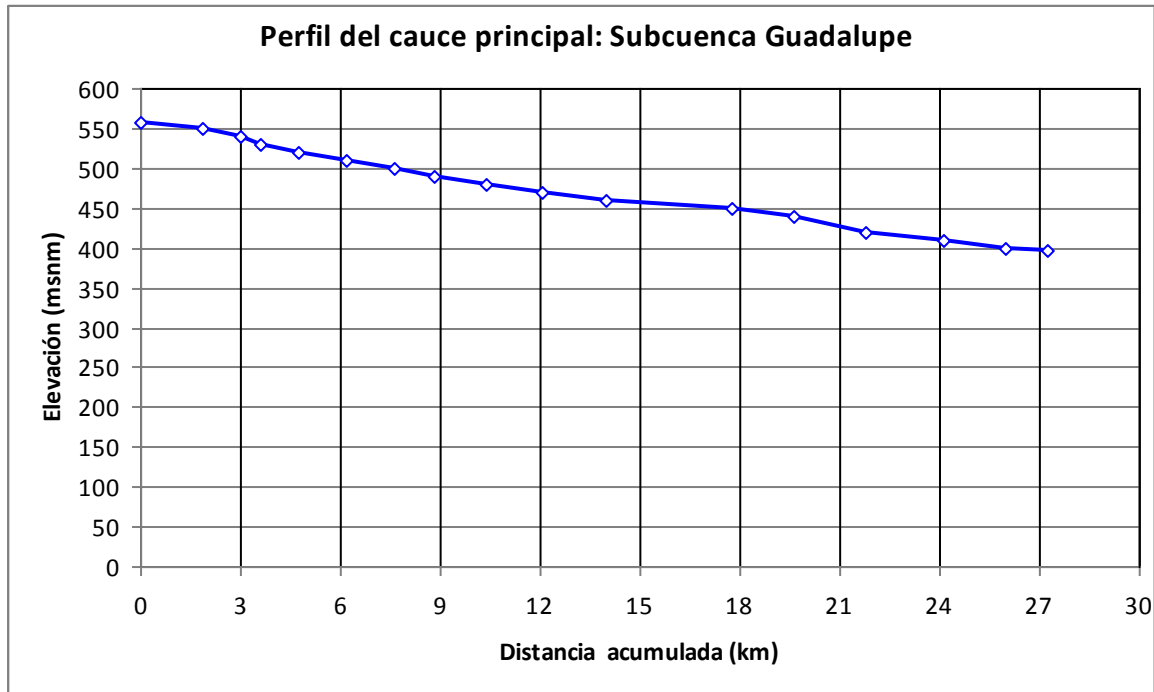




Tabla 6.16. Tabla con los valores para el cálculo de la pendiente y longitud del cauce principal en la subcuenca Confluencia Río La Silla- Río Santa Catarina

Tramo	dx (m)	Elevación final del tramo (msnm)	Distancia Acumulada (km)
		435	0.00
1	0.76	430	0.76
2	2.06	420	2.82
3	1.58	410	4.40
4	1.64	400	6.04
5	0.88	397	6.92

Figura 6.14. Perfil del cauce principal de la subcuenca Confluencia Río La Silla- Río Santa Catarina

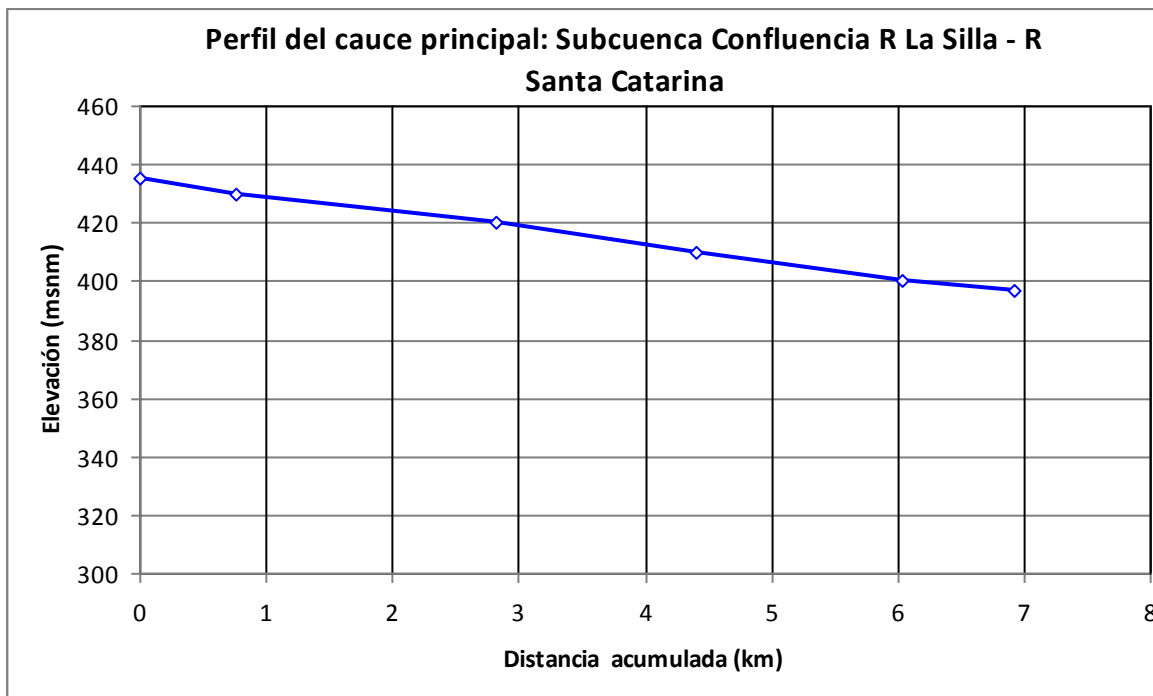




Tabla 6.17. Tabla con los valores para el cálculo de la pendiente y longitud del cauce principal en la subcuenca Reforma Juárez

Tramo	dx (m)	Elevación final del tramo (msnm)	Distancia Acumulada (km)
		400	0.00
1	1.68	390	1.68
2	1.53	387	3.21

Figura 6.15. Perfil del cauce principal de la subcuenca Reforma Juárez

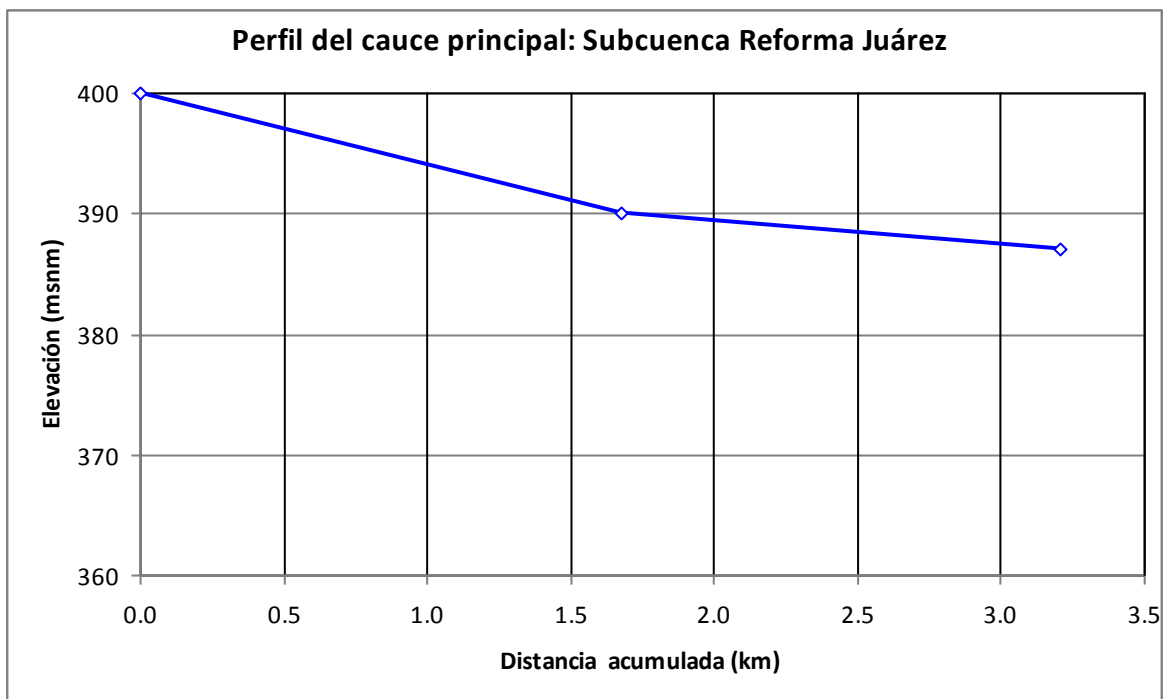




Tabla 6.18. Tabla con los valores para el cálculo de la pendiente y longitud del cauce principal en la subcuenca Arboledas San Roque

Tramo	dx (m)	Elevación final del tramo (msnm)	Distancia Acumulada (km)
		1380	0.00
1	0.05	1300	0.05
2	0.13	1200	0.18
3	0.19	1100	0.37
4	0.18	1000	0.55
5	0.28	900	0.83
6	0.47	800	1.30
7	1.53	700	2.83
8	2.64	600	5.47
9	0.83	580	6.30
10	0.82	560	7.12
11	0.78	540	7.90
12	0.34	530	8.24
13	0.79	520	9.03
14	0.32	510	9.35
15	0.81	500	10.16
16	0.65	490	10.81
17	1.29	480	12.10
18	0.74	470	12.84
19	0.82	460	13.66
20	1.31	450	14.97
21	0.75	440	15.72
22	0.83	430	16.55
23	1.07	420	17.62
24	1.18	410	18.80
25	1.29	400	20.09
26	1.10	390	21.19
27	2.01	380	23.20
28	1.66	370	24.86
29	0.93	360	25.79
30	1.56	355	27.35



Figura 6.16. Perfil del cauce principal de la subcuenca Arboledas San Roque

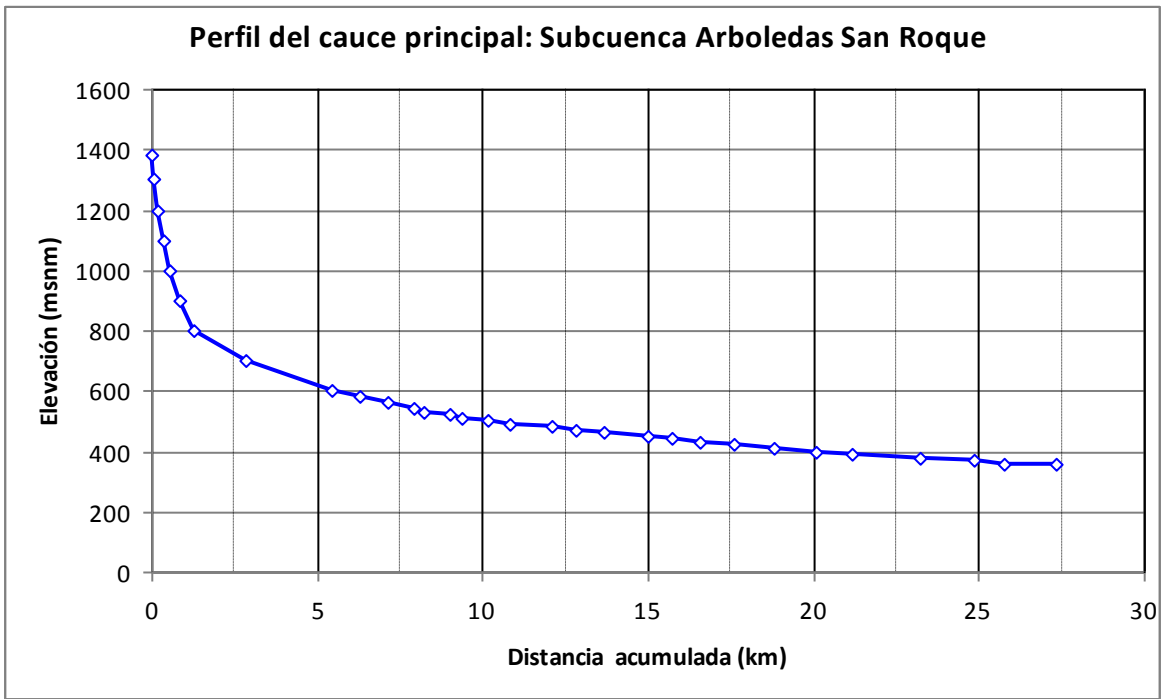




Tabla 6.19. Tabla con los valores para el cálculo de la pendiente y longitud del cauce principal en la subcuenca Jardines de la Silla

Tramo	dx (m)	Elevación final del tramo (msnm)	Distancia Acumulada (km)
		980	0.00
1	0.09	900	0.09
2	0.15	800	0.24
3	0.16	700	0.40
4	0.46	600	0.86
5	0.11	580	0.97
6	0.18	560	1.15
7	0.23	540	1.38
8	0.27	530	1.65
9	0.30	520	1.95
10	0.33	510	2.28
11	0.31	500	2.59
12	0.67	490	3.26
13	0.74	480	4.00
14	1.07	470	5.07
15	0.81	460	5.88
16	1.09	450	6.97
17	1.35	440	8.32
18	1.15	430	9.47
19	0.98	420	10.45
20	1.41	410	11.86
21	0.67	400	12.53
22	1.72	390	14.25
23	0.56	387	14.81



Figura 6.17. Perfil del cauce principal de la subcuenca Jardines de la Silla

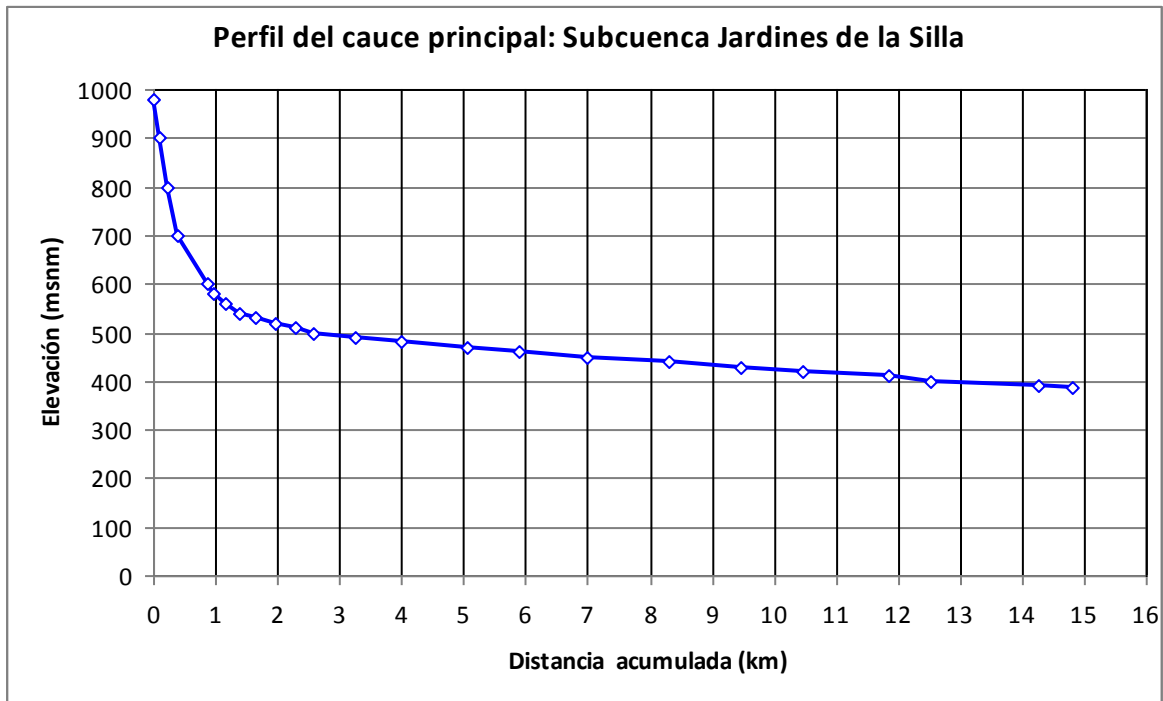




Tabla 6.20. Tabla con los valores para el cálculo de la pendiente y longitud del cauce principal en la subcuenca Cuenca Propia Cadereyta

Tramo	dx (m)	Elevación final del tramo (msnm)	Distancia Acumulada (km)
		515	0.00
1	0.28	510	0.28
2	0.62	500	0.90
3	0.58	490	1.48
4	0.78	480	2.26
5	0.67	470	2.93
6	0.73	460	3.66
7	0.80	450	4.46
8	0.93	440	5.39
9	0.45	430	5.84
10	0.89	420	6.73
11	0.75	410	7.48
12	1.26	400	8.74
13	1.35	390	10.09
14	0.96	380	11.05
15	2.24	370	13.29
16	0.48	367	13.77
17	0.65	355	14.42
18	2.17	350	16.59
19	2.08	340	18.67
20	2.02	330	20.69
21	6.09	308	26.78



Figura 6.18. Perfil del cauce principal de la subcuenca Cuenca Propia Cadereyta

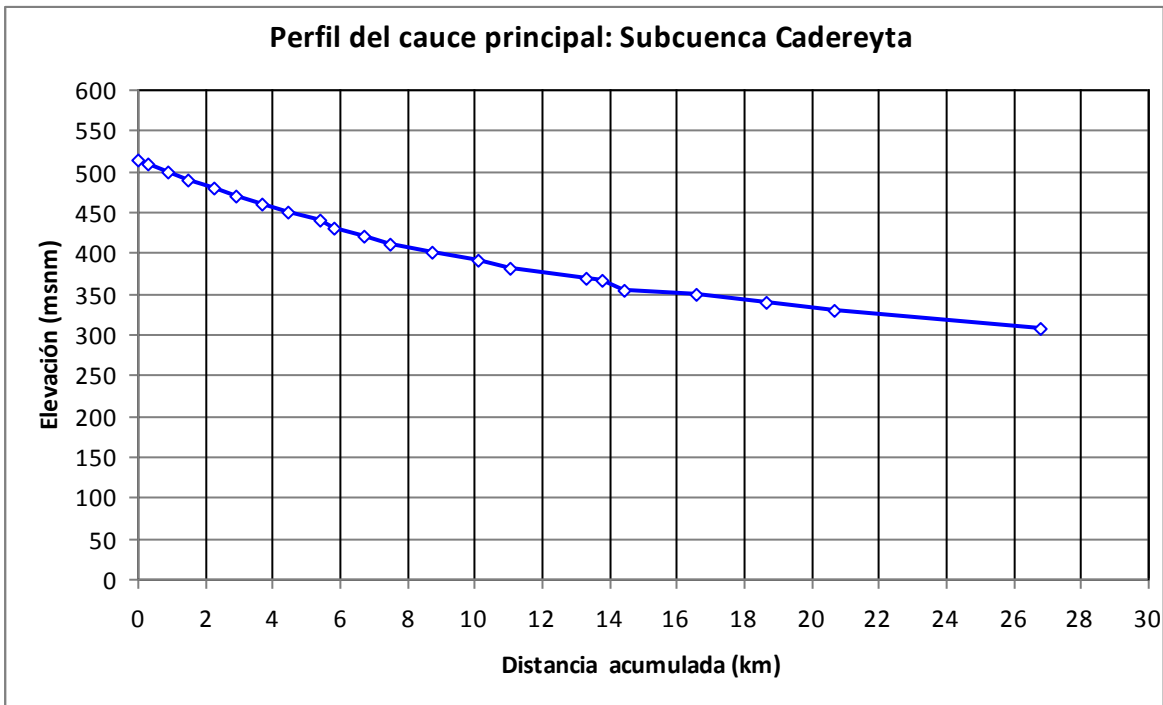
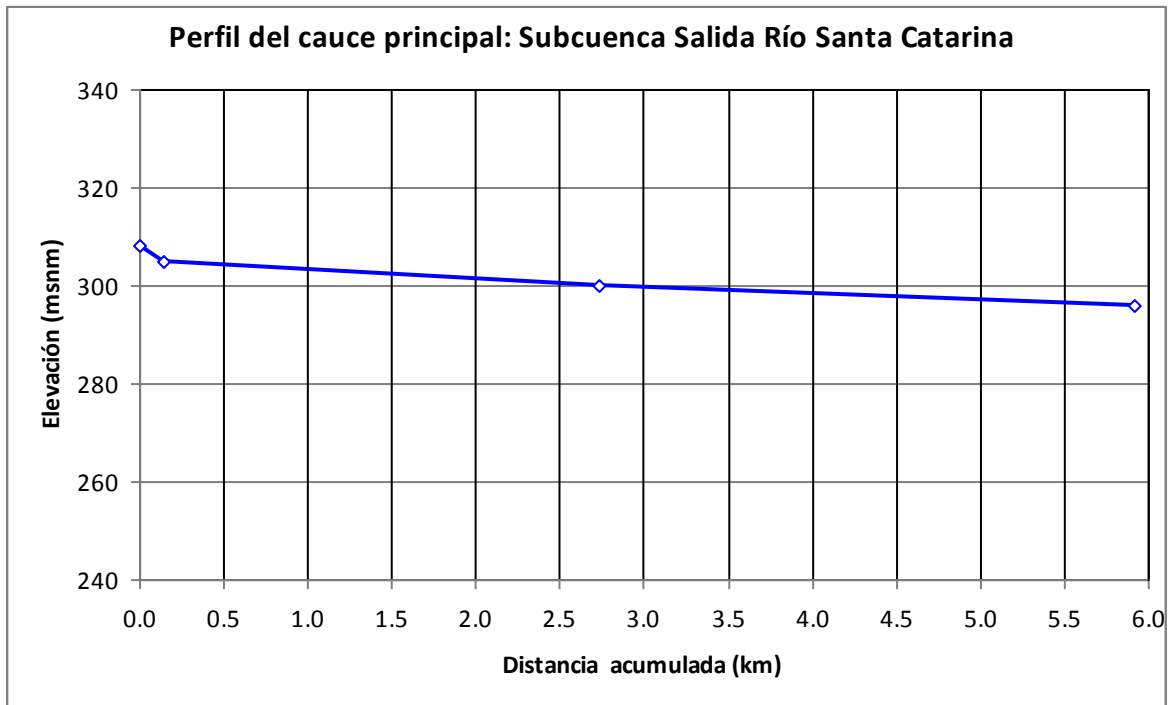


Tabla 6.21. Tabla con los valores para el cálculo de la pendiente y longitud del cauce principal en la subcuenca Salida Río Santa Catarina

Tramo	dx (m)	Elevación final del tramo (msnm)	Distancia Acumulada (km)
		308.0	0.00
1	0.14	305.0	0.14
2	2.59	300.0	2.73
3	3.19	296.0	5.92



Figura 6.19. Perfil del cauce principal de la subcuenca Salida Río Santa Catarina





## 6.4. Números de escurrimiento ( $N$ )

Para calcular las avenidas de diseño en cada una de las subcuencas, es necesario calcular la precipitación en exceso (o efectiva). Para esto se puede aplicar el método de los números de escurrimiento  $N$ , el cual depende exclusivamente del uso y tipo del suelo así como de la cobertura vegetal.

El valor del número de escurrimiento es un valor que oscila, de acuerdo con diferentes referencias bibliográficas, entre 6 y 100, siendo los valores correspondientes para suelos muy permeables y suelos impermeables respectivamente (zonas urbanas pavimentadas).

Para el cálculo de  $N$  es necesario clasificar el tipo de suelo en los cuatro grupos siguientes (CNA, 1987):

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

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

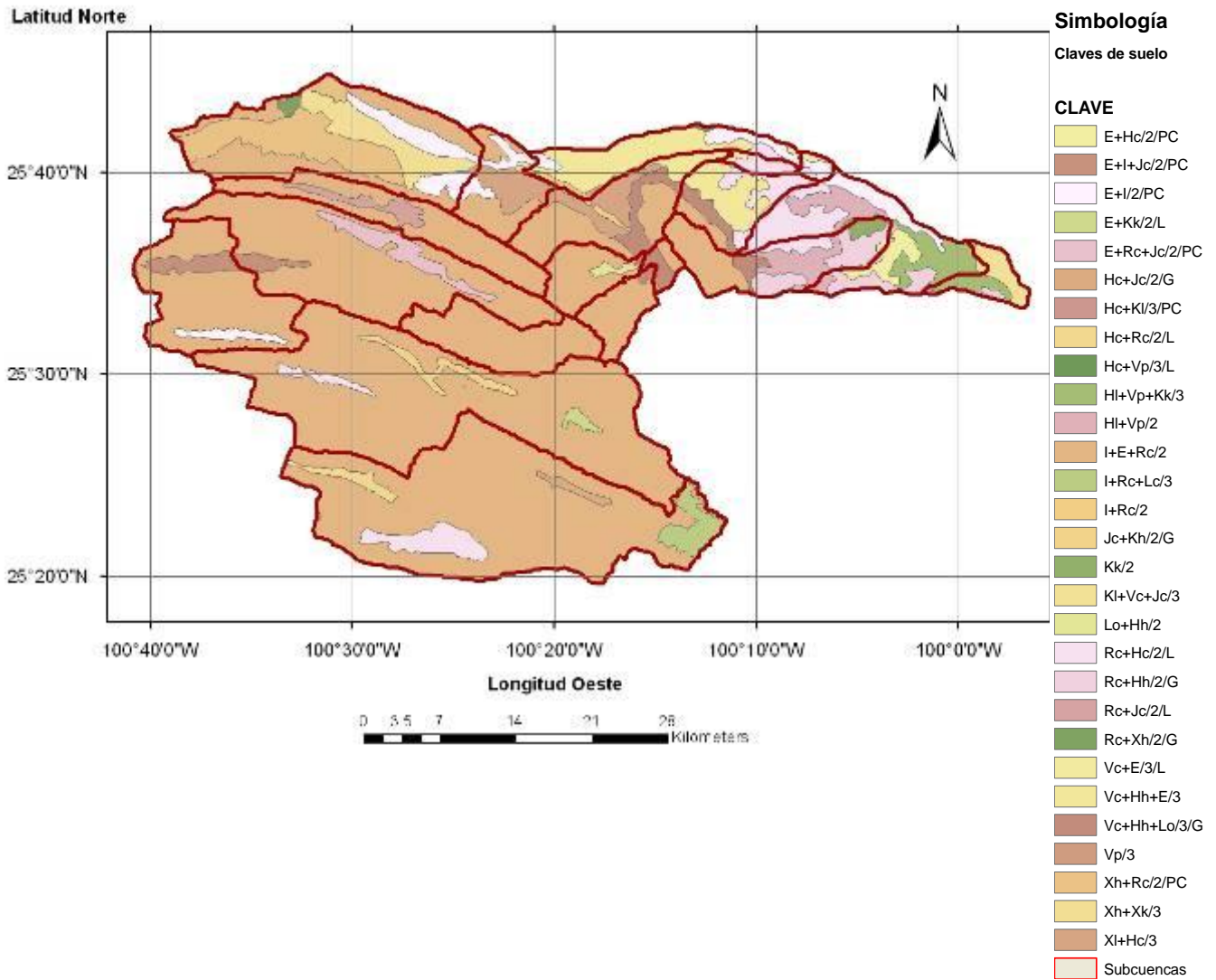
**Tipo C.-** Suelos de arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezcla de arena, limo y arcilla. Generan escurrimiento superior al medio.

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

En la figura 6.20 se presentan las *unidades de suelo* en la cuenca, que se obtuvieron de la información edafológica (presentada en la figura 4.10).



Figura 6.20. Claves de los tipos de suelo existentes





Para interpretar las unidades de los suelos proporcionadas en la información edafológica vectorizada (figura anterior) o en las cartas edafológicas del INEGI) se presenta en la tabla 6.22 un resumen de las claves de las unidades de suelos y su clasificación respecto a los grupos de suelo (A, B, C o D). Dicha tabla es una transcripción de la tabla presentada en el manual de la CNA (1987).

Tabla 6.22. Clasificación de las unidades de suelo en los grupos de suelo (CNA, 1987).

Clave	Unidad	Tipo
Ao	Acrisoles órticos	C
Af	Acrisoles férricos	D
Ah	Acrisoles húmicos	C
Ap	Acrisoles plínticos	C
Ag	Acrisoles gléicos	D
To	Andasoles ócricos	A-B
Tm	Andasoles móticos	A-B
Th	Andasoles húmicos	A-B
Tv	Andasoles vítricos	A-B
Qf	Arenosoles ferráticos	A-B
Ql	Arenosoles lúvicos	A-B
Qc	Arenosoles cámbicos	B
Qa	Arenosoles álbicos	A-B
Bd	Cambisoles dístricos	D
Be	Cambisoles eútricos	C
Bh	Cambisoles húmicos	C
Bg	Cambisoles gléicos	D
Bx	Cambisoles gélicos	D
Bk	Cambisoles cálcicos	C
Bc	Cambisoles crómicos	C
Bv	Cambisoles vétricos	D
Bf	Cambisoles ferráticos	C
Kh	Kastanozems háplicos	C-D
Kk	Kastanozems cálcicos	C-D
Kl	Kastanozems lúvicos	C-D
Cl	Cherموzen lúvico	C
Ck	Cherموzen cálcico	B
Ch	Cherموzen háplico	B
Hh	Phaeozems háplicos	C
Hc	Phaeozems calcáreos	C
HI	Phaeozems lúvicos	C
Hg	Phaeozems gléicos	D



Tabla 6.22. Clasificación de las unidades de suelo en los grupos de suelo (CNA. 1987).  
Continuación

Clave	Unidad	Tipo
Fo	Ferrasoles órticos	D
Fx	Ferrasoles xánticos	D
Fr	Ferrasoles ródicos	D
Fh	Ferrasoles húmicos	D
Fa	Ferrasoles acrícos	D
Fp	Ferrasoles plínticos	D
Je	Fluvisoles eútricos	B
Jc	Fluvisoles calcáreos	B
Jd	Fluvisoles dístricos	B
Jt	Fluvisoles tiónicos	B
Jg	Fluvisoles gléyicos	C
Ge	Gleysoles eútricos	D
Gc	Gleysoles calcáreos	D
Gd	Gleysoles dístricos	D
Gm	Gleysoles mólicos	D
Gh	Gleysoles húmicos	D
Gp	Gleysoles plínticos	D
Oe	Hístosoles eútricos	D
Od	Hístosoles dístricos	D
Ox	Hístosoles gélicos	D
I	Litsoles	D
Lo	Luvisoles órticos	C-D
Lc	Luvisoles crómicos	C-D
Lk	Luvisoles cálcicos	C-D
Lv	Luvisoles vérticos	C-D
Lf	Luvisoles férricos	C-D
La	Luvisoles álbicos	C-D
Lp	Luvisoles plínticos	C-D
Lg	Luvisoles gléicos	C-D
Ne	Nitsoles eútricos	C
Nd	Nitsoles dístricos	C
Nh	Nitsoles húmicos	C
Po	Podzoles órticos	A-B
Ph	Podzoles húmicos	A-B
Pp	Podzoles plácicos	A-B
Pg	Podzoles gléicos	A-B



Tabla 6.22. Clasificación de las unidades de suelo en los grupos de suelo (CNA. 1987).  
Continuación

Clave	Unidad	Tipo
We	Planosoles éútricos	D
Wd	Planosoles dístricos	D
Wm	Planosoles mólicos	D
Wh	Planosoles húmicos	D
Ws	Planosoles solódicos	D
Wx	Planosoles gélicos	D
Dg	Podzoluvisol gléico	B
Dd	Podzoluvisol dístrico	B
De	Podzoluvisol eútrico	B
LL	Ranker	C
Re	Regosoles eútricos	B
Rc	Regosoles calcáreos	B
Rd	Regosoles dístricos	B
Rx	Regosoles gélicos	D
E	Rendzinas	C
Zo	Solochaks órticos	D
Zm	Solochaks mólicos	D
Zt	Solochaks taquíricos	D
Zg	Solochaks gléicos	D
So	Solonetz órticos	D
Sm	Solonetz mólicos	D
Sg	Solonetz gléicos	D
Sa	Solonetz álbico	D
Vp	Vertisoles pélicos	C-D
Vc	Vertisoles crómicos	C-D
Xh	Xerosoles háplicos	B-C
Xk	Xerosoles cálcicos	B-C
Xo	Xerosoles gípsicos	B-C
Xl	Xerosoles lúvicos	D
Yh	Yermosoles háplicos	C
Yk	Yermosoles cálcicos	C
Yg	Yermosoles gípsicos	C
Yl	Yermosoles lúvicos	D
Yt	Yermosoles taquirícos	D



De acuerdo con las unidades de suelo mostradas en la figura 6.20 y la tabla 6.22, se clasificó el suelo de la manera mostrada en la tabla 6.23.

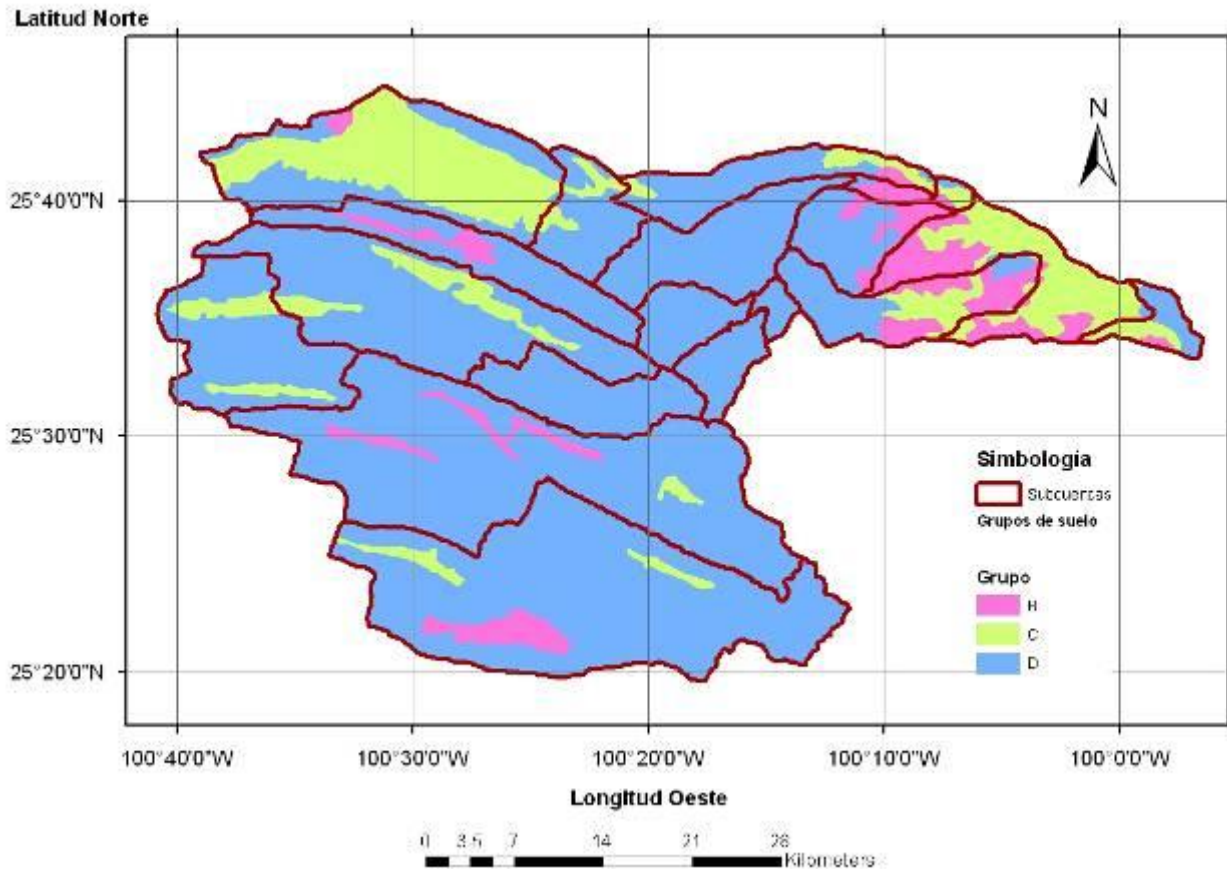
Tabla 6.23. Clasificación de las unidades de suelo en grupos de suelo.

Unidad de suelo (Clave, figura 6.17)	Nombre del suelo 1	Nombre del suelo 2	Nombre del suelo 3	GS 1	GS 2	GS 3	Grupo de suelo a utilizar
E+Hc/2/PC	Rendzina	Feozem		C	C		C
E+I/2/PC	Rendzina	Litosol		C	D		C
E+I+Jc/2/PC	Rendzina	Litosol	Fluvisol	C	D	B	C
E+Kk/2/L	Rendzina	Castazozem		C	C-D		C
E+Rc+Jc/2/PC	Rendzina	Regosol	Fluvisol	C	B	B	C
Hc+Jc/2/G	Feozem	Fluvisol		C	B		C
Hc+Kl/3/PC	Feozem	Castazozem	Vertisol	C	C-D		C
Hc+Rc/2/L	Feozem	Regosol		C	B		C
Hc+Vp/3/L	Feozem	Vertisol		C	C-D		C
Hl+Vp/2	Feozem	Vertisol		C	C-D		C
Hl+Vp+Kk/3	Feozem	Vertisol	Castazozem	C	C-D	C-D	C
I+E+Rc/2	Litosol	Rendzina	Regosol	D	C	B	D
I+Rc/2	Litosol	Regosol		D	B		D
I+Rc+Lc/3	Litosol	Regosol	Luvisol	D	B	C-D	D
Jc+Kh/2/G	Fluvisol	Castazozem	Gleysol	B	C-D		B
Kk/2	Castazozem			C-D			D
Kl+Vc+Jc/3	Castazozem	Vertisol	Fluvisol	C-D	C-D	B	D
Lo+Hh/2	Luvisol	Feozem		C-D	C		D
Rc+Hh/2/G	Regosol	Feozem		B	C		B
Rc+Hh/2/L	Regosol	Feozem		B	C		B
Rc+Jc/2/L	Regosol	Fluvisol		B	B		B
Rc+Xh/2/G	Regosol	Xerosol		B	B-C		B
Vc+E/3/L	Vertisol	Rendzina		C-D	C		D
Vc+Hh+E/3	Vertisol	Feozem	Rendzina	C-D	C	C	D
Vc+Hh+Lo/3/G	Vertisol	Feozem	Luvisol	C-D	C	C-D	D
Vp/3	Vertisol			C-D			D
Xh+I+Rc/2/PC	Xerosol	Litosol	Regosol	B-C	D	B	C
Xh+Xk/3	Xerosol	Xerosol		B-C	B-C		C
Xl+Hc/3	Xerosol	Feozem		D	C		D
Gv/3	Gleysol			D			D
Gv/3/s	Gleysol			D			D
Gv+E/3	Gleysol	Rendzina		D	C		D
Gv+E+I/3/LP	Gleysol	Rendzina	Litosol	D	C	D	D
Gv+E+Vc/3/s	Gleysol	Rendzina	Vertisol	D	C	C-D	D
Gv+Ge/3	Gleysol	Gleysol		D	D		D
Gv+Vp/3	Gleysol	Vertisol		D	C-D		D
Gv+Vp/3/s	Gleysol	Vertisol		D	C-D		D
Gv+Vp+E/3	Gleysol	Vertisol	Rendzina	D	C-D	C	D
Gv+Vp+E/3/L	Gleysol	Vertisol	Rendzina	D	C-D	C	D
H2O	Agua			D			D
I+E/2	Litosol	Rendzina		D	C		D
Vp+Gv+E/3	Vertisol	Gleysol	Rendzina	C-D	D	C	D
Vp-3a	Vertisol			C-D			D
ZU	Solochaks			D			D

Nota: GS= Grupo de suelo

Con base en la clasificación mostrada en la tabla anterior, se obtuvo la siguiente figura en la que se muestra la variación de los grupos de suelo en la cuenca, en la cual se observa que existen solamente los grupos de suelo B, C y D, predominando el grupo D que corresponde a suelos con baja permeabilidad.

Figura 6.21. Definición de los grupos de suelo a lo largo y ancho de la cuenca.



En la figura 6.22 se presenta nuevamente la cobertura vegetal existente en la cuenca. De acuerdo con las referencias bibliográficas y la experiencia, se establecen los valores del número de escurrimiento  $N$  para cada caso de cobertura vegetal y cada grupo de suelo. Ésta información se muestra en la tabla 6.24.

Figura 6.22. Cobertura vegetal y uso de suelo en la cuenca de aportación.

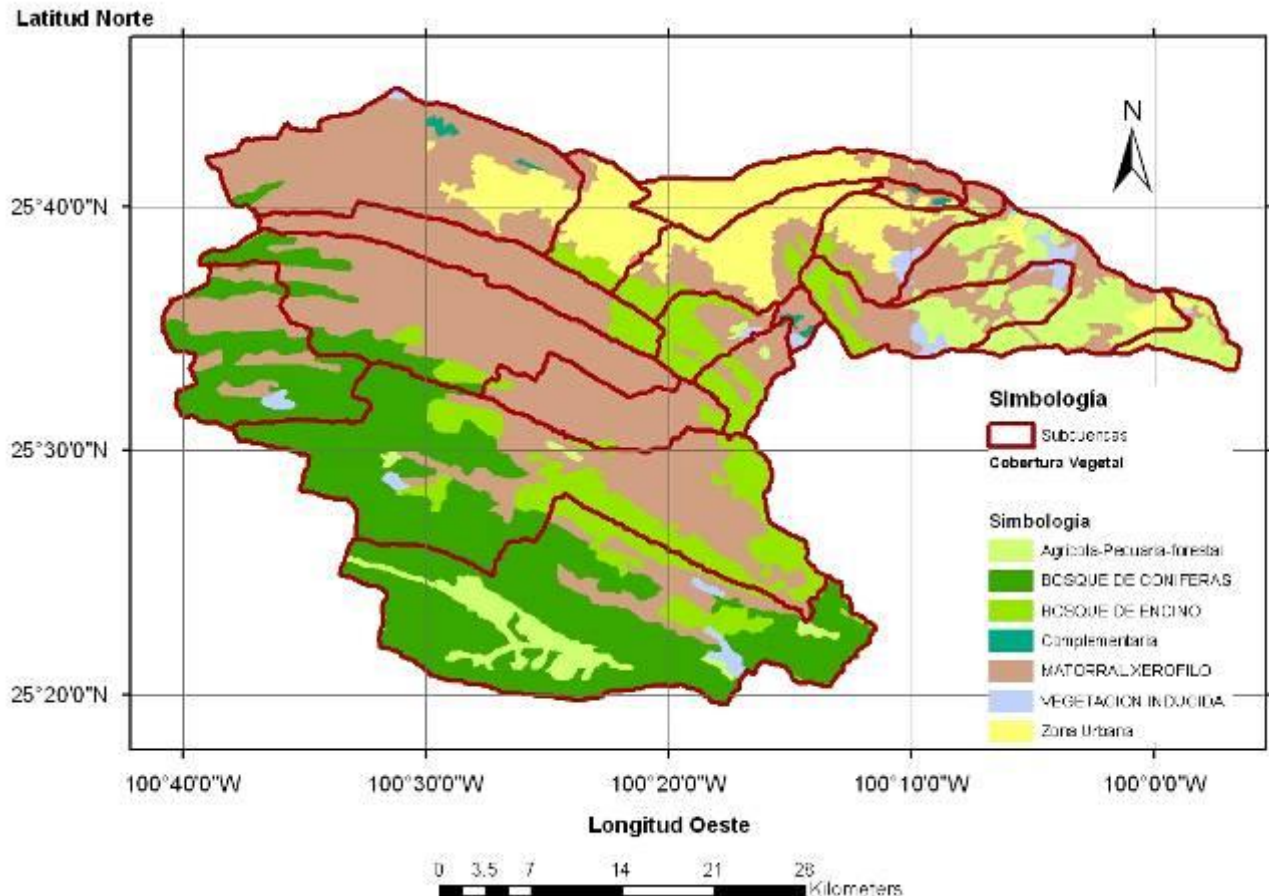


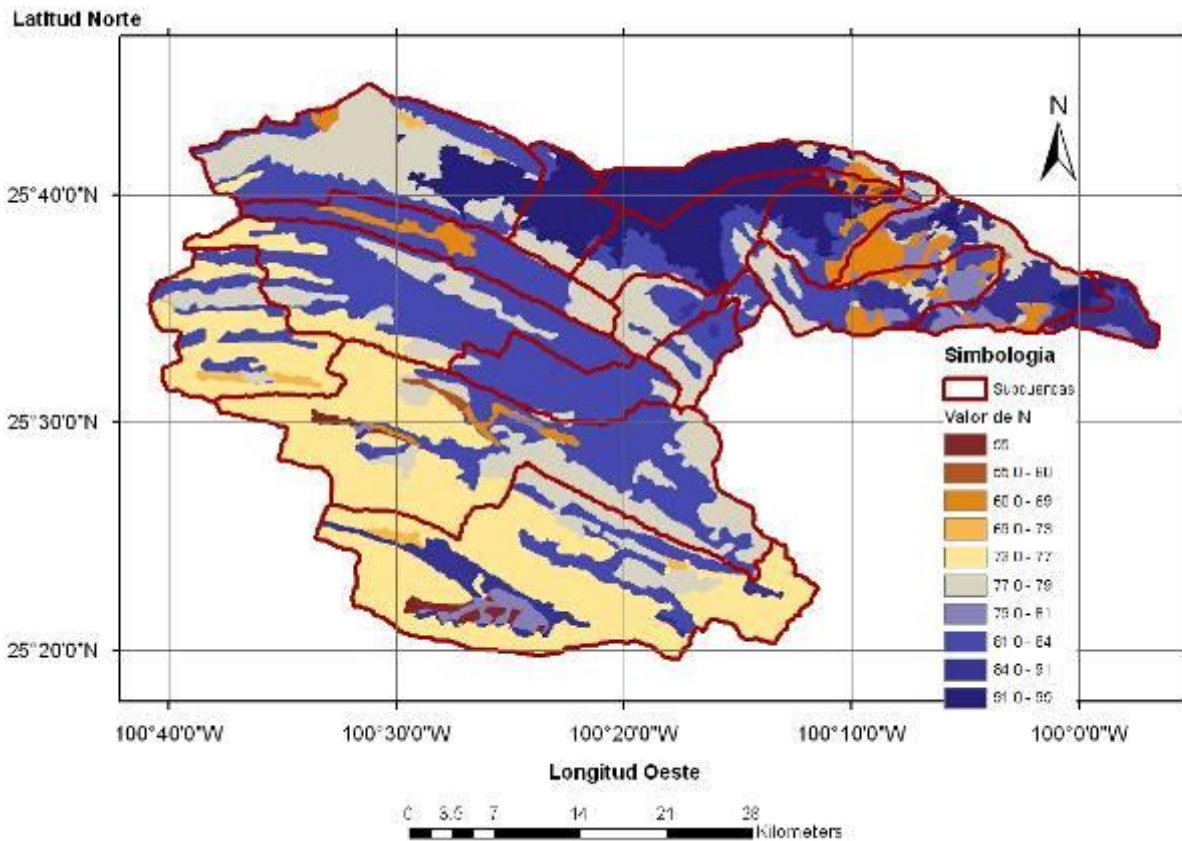


Tabla. 6.24. Valores del número de escurrimiento  $N$  en la cuenca hidrológica.

Uso de suelo	Tipo de suelo			
	A	B	C	D
Agrícola, pecuaria forestal	65.0	81.0	88.0	91.0
Bosque de coníferas	36.0	55.0	70.0	77.0
Bosque de encino	36.0	60.0	73.0	79.0
Complementaria	30.0	58.0	71.0	78.0
Matorral Xerofilo	50.0	69.0	79.0	84.0
Vegetacion inducida	50.0	69.0	79.0	84.0
Zona urbana	95.0	95.0	95.0	95.0

Con las tablas 6.23 y 6.24, además de las figuras 6.21 y 6.22 y con la extensión HEC-GeoHMS y el software Arc Map de ARC-GIS se calculó la variación del número de escurrimiento en toda la cuenca. Dicha variación se muestra en la siguiente figura.

Figura 6.23. Variación del número de escurrimiento en la cuenca





En la siguiente tabla se muestra el valor medio del número de escurrimiento en cada una de las subcuencas, dicho valor se calculó con la extensión HEC-GeoHMS para Arc Gis.

Tabla. 6.25. Valores del número de escurrimiento *N* en cada una de las subcuencas

No	Subcuenca	Número de escurrimiento <i>N</i>
1	Presa- Aguas arriba	79
2	Presa- intermedia	79
3	Presa - Aguas abajo	84
4	Rancho Agua Blanca	79
5	Ojo de Agua	82
6	Entrada a la ciudad	81
7	Santa Catarina	83
8	Cuenca propia EH Monterrey II	91
9	Valle Alto	82
10	Rancho San Pablo	81
11	La Luz	83
12	Río La silla (E.H Los Lermas)	89
13	Guadalupe	92
14	Confluencia río La Silla - R S Catarina	79
15	Reforma Juárez	80
16	Arboledas de San Roque	81
17	Jardines de la Silla	86
18	Cuenca Propia EH Cadereyta	82
19	Salida Río S Catarina	89

## 6.5. Determinación de la influencia de cada una de las estaciones climatológicas en las subcuencas

De la información de precipitación de las estaciones climatológicas seleccionadas para el estudio, se construyeron los polígonos de Thiessen para determinar las estaciones que tienen influencia en cada una de las subcuencas.

El método de los polígonos de Thiessen consiste básicamente en unir con líneas rectas las estaciones climatológicas más cercanas entre sí, formando triángulos. Posteriormente se trazan mediatrices a cada uno de los lados de los triángulos, con lo cual se formarán polígonos con las líneas de las mediatrices y el parteaguas de cada una de las subcuencas.

Con el software de ARC-View se calcularon los polígonos de Thiessen, así como el área de cada uno de los polígonos respecto a cada subcuenca y posteriormente la influencia de cada una de las estaciones en cada subcuenca. Los valores de los pesos de Thiessen en cada subcuenca se muestran en la tabla 6.26.

En la figura 6.25 se muestran los polígonos de Thiessen para la cuenca en estudio.

Figura 6.25. Polígonos de Thiessen en la cuenca

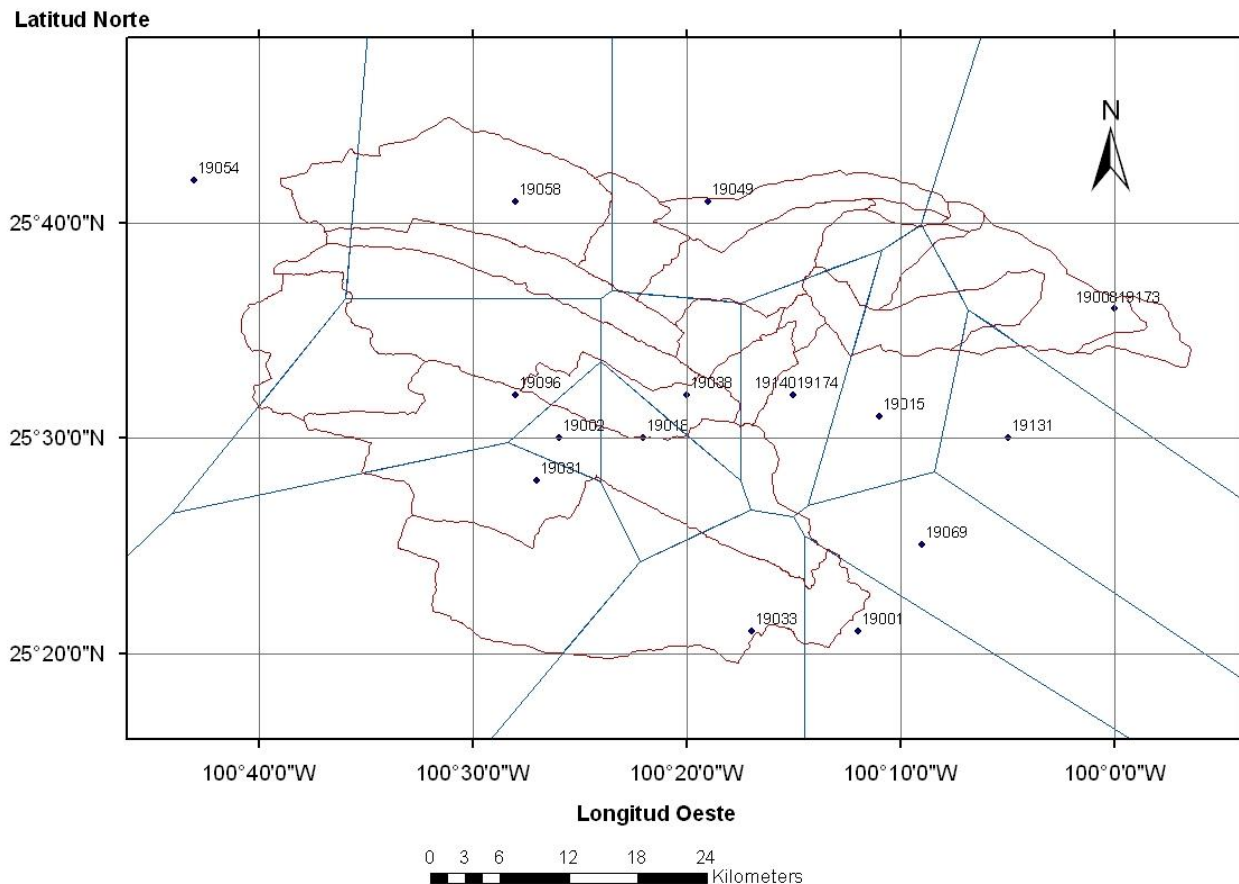




Tabla 6.26. Factor de influencia (polígonos de Thiessen) de cada estación climatológica por subcuenca

No de subcuenca	Nombre de la Subcuenca	Estación	Peso de Thiessen o factor de influencia
1	Presa- Aguas arriba	19001	0.078
		19018	0.063
		19031	0.471
		19033	0.388
			1.000
2	Presa- intermedia	19001	0.014
		19002	0.083
		19018	0.198
		19031	0.259
		19033	0.082
		19038	0.039
		19069	0.005
		19096	0.262
		19140	0.058
	1.000		
3	Presa - Aguas abajo	19002	0.158
		19018	0.320
		19038	0.353
		19096	0.169
			1.000
4	Rancho Agua Blanca	19054	0.397
		19058	0.002
		19096	0.600
			1.000
5	Ojo de Agua	19038	0.120
		19054	0.056
		19058	0.255
		19096	0.569
			1,000
6	Entrada a la ciudad	19038	0.238
		19049	0.003
		19054	0.032
		19058	0.681



No de subcuenca	Nombre de la Subcuenca	Estación	Peso de Thiessen o factor de influencia
		19096	0.046
			1.000
7	Santa Catarina	19054	0.143
		19058	0.857
			1.000
8	Cuenca propia EH Monterrey II	19038	0.007
		19049	0.784
		19058	0.209
			1.000
9	Valle Alto	19038	0.221
		19140	0.779
			1.000
10	Rancho San Pablo	19038	0.768
		19049	0.008
		19140	0.224
			1.000
11	La Luz	19140	1.000
12	Río La silla (E.H Los Lermas)	19038	0.074
		19049	0.842
		19140	0.084
			1.000
13	Guadalupe	19008	0.040
		19049	0.960
			1.000
14	Confluencia río La Silla - R S Catarina	19008	0.219
		19015	0.003
		19049	0.778
			1.000
15	Reforma Juárez	19008	1.000
16	Arboledas de San Roque	19008	0.268



No de subcuenca	Nombre de la Subcuenca	Estación	Peso de Thiessen o factor de influencia
		19015	0.461
		19049	0.009
		19131	0.033
		19140	0.230
			1.000
17	Jardines de la Silla	19008	0.068
		19015	0.312
		19049	0.445
		19140	0.174
			1.000
18	Cuenca Propia EH Cadereyta	19008	0.791
		19015	0.144
		19131	0.066
			1.000
19	Salida Río S Catarina	19008	1.000

Los valores de los factores de influencia de cada una de las estaciones en cada una de las subcuencas se utilizarán para calcular la precipitación media en cada una de las cuencas para los diferentes periodos de retorno, y posteriormente aplicar un modelo lluvia – escurrimiento para obtener las avenidas correspondientes.

## 6.6. Determinación de la influencia de cada uno de los pluviómetros automáticos

Otra componente importante que tiene influencia en el gasto máximo de las avenidas es la distribución temporal de la precipitación, por lo que se calculó la influencia de cada uno de los pluviómetros automáticos en cada una de las subcuencas aplicando los polígonos de Thiessen.

Los polígonos de Thiessen se muestran en la figura 6.26, en donde se observa que el pluviómetro San Martín y C.U. no tiene influencia en la cuenca.

Figura 6.26. Polígonos de Thiessen de los pluviómetros automáticos.

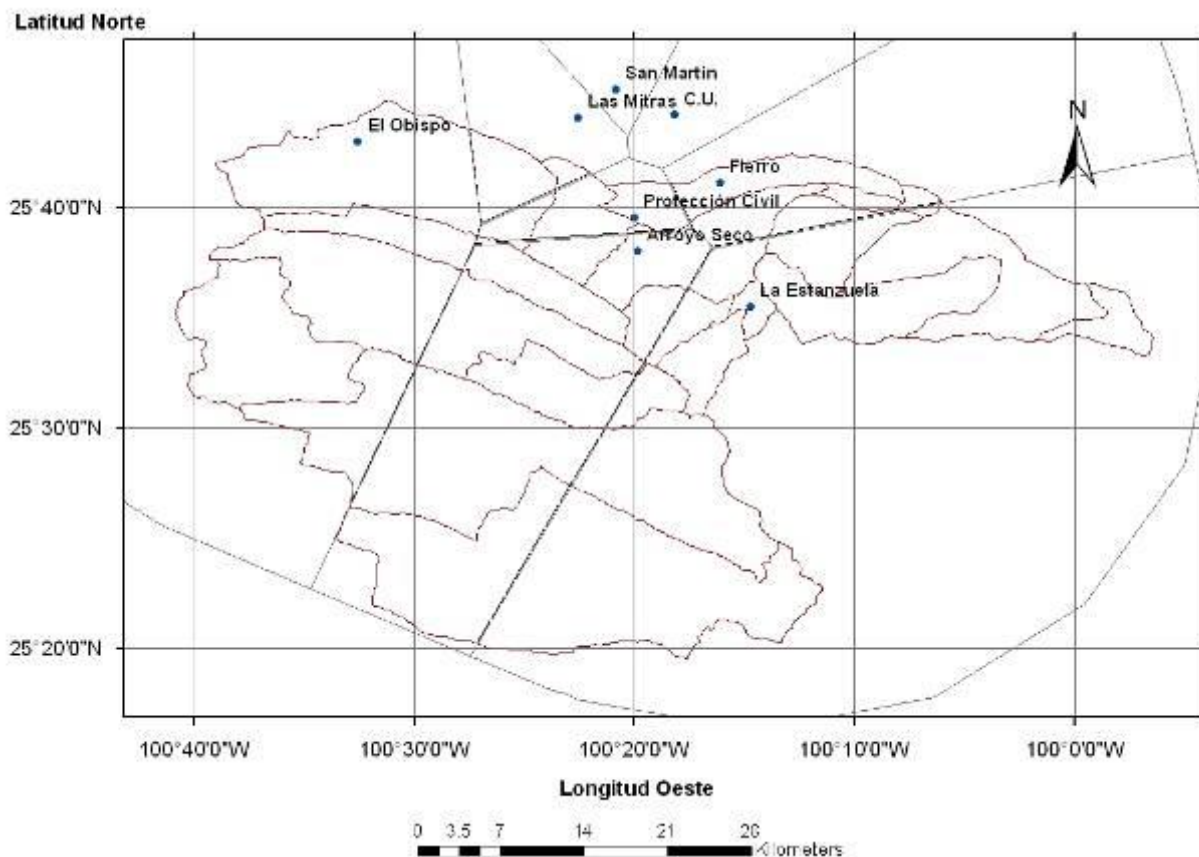




Tabla 6.27. Factor de influencia (polígonos de Thiessen) de cada pluviómetro automático por subcuenca

No de subcuenca	Nombre de la Subcuenca	Pluviómetro Automático	Peso de Thiessen o factor de influencia
1	Presa- Aguas arriba	Arroyo Seco	0.3662
		La Estanzuela	0.6338
			1.0000
2	Presa- intermedia	Arroyo Seco	0.4646
		El Obispo	0.1866
		La Estanzuela	0.3488
			1.0000
3	Presa - Aguas abajo	Arroyo Seco	0.7348
		La Estanzuela	0.2652
			1.0000
4	El Obispo	El Obispo	1.0000
5	Ojo de Agua	Arroyo Seco	0.3950
		El Obispo	0.6050
			1.0000
6	Entrada a la ciudad	Arroyo Seco	0.5158
		El Obispo	0.4752
		Protección Civil	0.0090
			1.0000
7	Santa Catarina	Arroyo Seco	0.0059
		El Obispo	0.7627
		Las Mitras	0.1647
		Protección Civil	0.0667
			1.0000
8	Cuenca propia EH Monterrey II	Arroyo Seco	0.3858
		Las Mitras	0.0981
		Protección Civil	0.5161
			1.0000
9	Valle Alto	La Estanzuela	1.0000



No de subcuenca	Nombre de la Subcuenca	Pluviómetro Automático	Peso de Thiessen o factor de influencia
10	Rancho San Pablo	Arroyo Seco	0.5127
		La Estanzuela	0.4873
			1.0000
11	La Luz	La Estanzuela	1.0000
12	Río La silla (E.H Los Lermas)	Arroyo Seco	0.4505
		Fierro	0.2999
		La Estanzuela	0.2360
		Protección Civil	0.0136
			1.0000
13	Guadalupe	Arroyo Seco	0.0132
		Fierro	0.6775
		Protección Civil	0.3094
			1.0001
14	Confluencia rio La Silla - R S Catarina	Fierro	1.0000
15	Reforma Juárez	Fierro	0.672
		La Estanzuela	0.328
			1.0002
16	Arboledas de San Roque	La Estanzuela	1.0000
17	Jardines de la Silla	Fierro	0.2820
		La Estanzuela	0.7180
			1.0000
18	Cuenca Propia EH Cadereyta	La Estanzuela	1.0000
19	Salida Río S Catarina	La Estanzuela	1.0000

Los valores de los pesos de Thiessen (o factores de influencia) mostrados en la tabla anterior se utilizarán para calcular la avenida correspondiente a la lluvia generada por el huracán Alex, ya que todos pluviómetros automáticos registraron la tormenta. Sin embargo, para la eventual simulación de eventos históricos, es preciso primero determinar cuáles estaciones sí registraron los eventos y posteriormente recalculer los factores de peso por medio de los polígonos de Thiessen para ese evento en particular.



### 6.7. Distribución temporal de la lluvia

Como se concluyó en el apartado anterior los pluviómetros automáticos que tienen influencia en la cuenca son: El Obispo, Arroyo Seco, La Estancuela, Las Mitras y Fierro. Por lo que solamente se utilizarán dichos pluviómetros para la determinación de la distribución temporal de la lluvia para los diferentes periodos de retorno.

En el año 2009, Cardona (2009) realizó un análisis exhaustivo de las tormentas registradas con los pluviómetros automáticos que forman el sistema de alerta hidrometeorológica de Monterrey. Dichos pluviómetros fueron instalados en el año 2002 por el CENAPRED en coordinación con la CONAGUA y Protección Civil del Gobierno del Estado de Nuevo León. (Cardona, 2009).

El análisis mencionado consistió en seleccionar todas las tormentas registradas (mayores a 30 mm) en el periodo de 2002 a 2007.

Los pluviómetros analizados son: Mitras, Ciudad Universitaria, Arroyo Seco Las curvas que indican la variación media temporal de la lluvia se muestran en la siguiente figura.

Los pluviómetros de Estanzuela y El Obispo no cuentan con suficiente información por lo cual para éstos no se realizó el análisis.

Por lo anterior para distribuir la lluvia sólo se utilizará la información temporal obtenida con el pluviómetro Arroyo Seco, el cual se encuentra al centro de la cuenca de estudio.

Figura 6.27. Variación media temporal de la lluvia para los pluviómetros automáticos (Cardona, 2009)

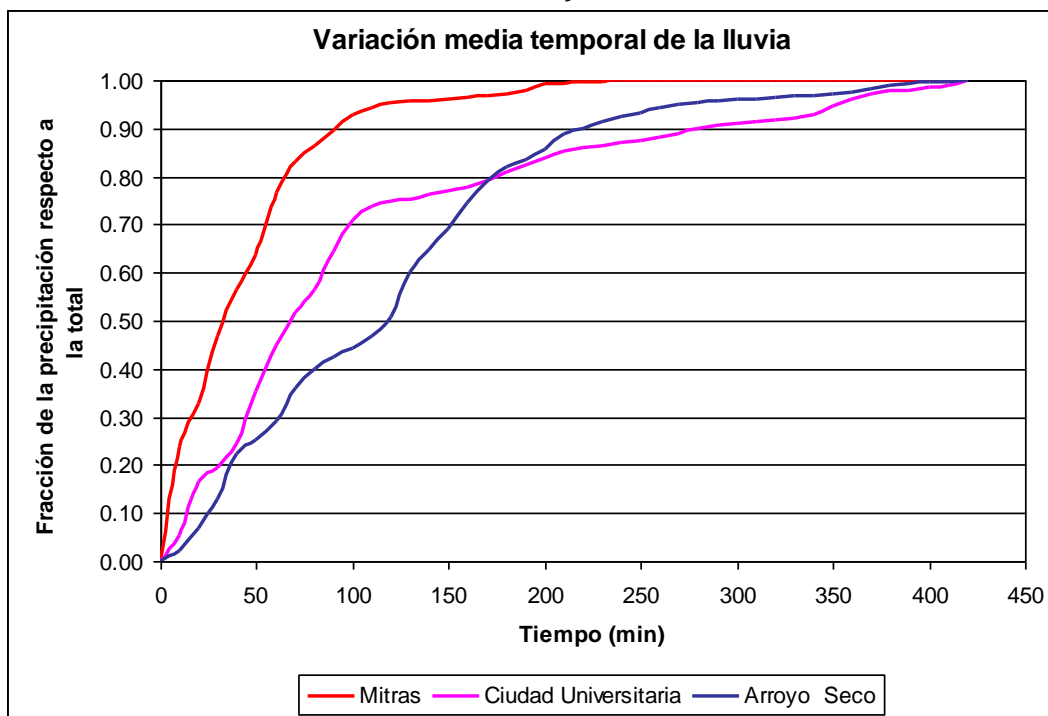




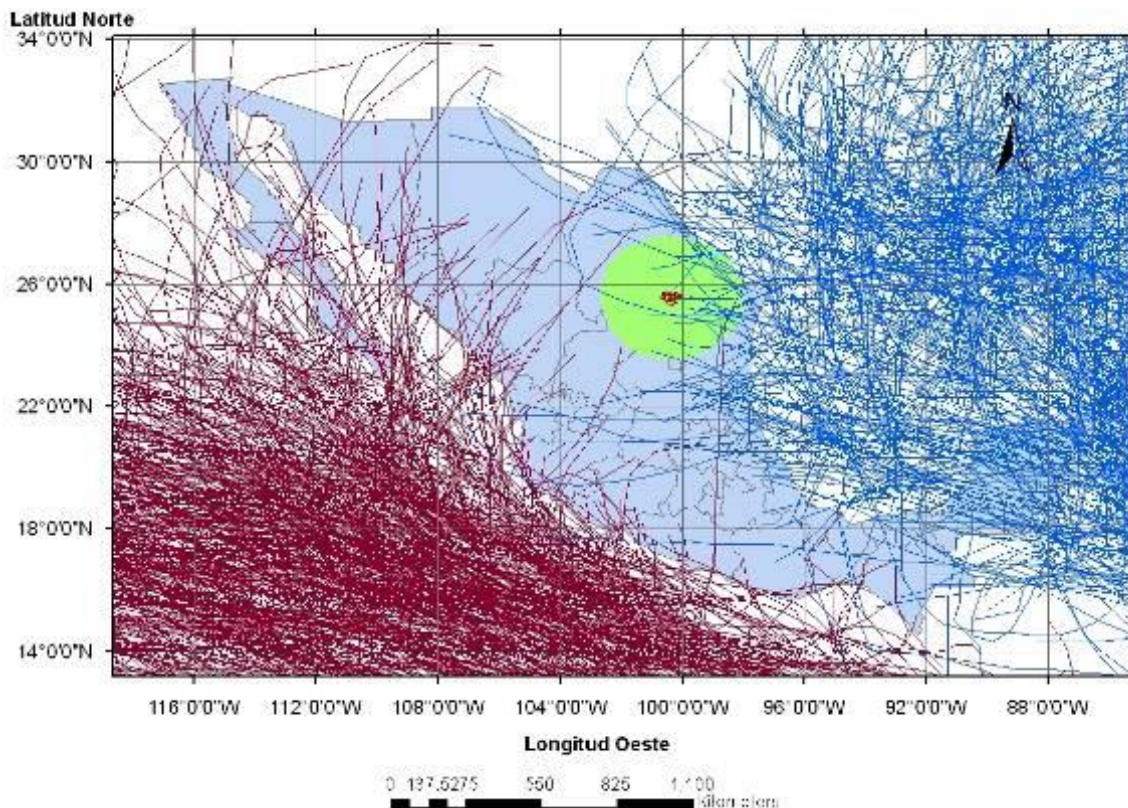
Tabla 6.28. Variación media temporal de la lluvia para los pluviómetros automáticos (Cardona, 2009)

Tiempo (min)	Mitras	Ciudad Universitaria	Arroyo Seco
0	0.00	0.00	0.00
10	0.24	0.06	0.02
20	0.33	0.17	0.07
30	0.47	0.19	0.13
40	0.56	0.25	0.22
50	0.64	0.35	0.25
60	0.77	0.45	0.29
70	0.83	0.52	0.36
80	0.86	0.56	0.40
90	0.90	0.64	0.42
100	0.93	0.71	0.44
110	0.94	0.74	0.47
120	0.95	0.75	0.51
130	0.96	0.75	0.60
140	0.96	0.76	0.65
150	0.96	0.77	0.69
160	0.96	0.78	0.75
170	0.97	0.79	0.79
180	0.97	0.81	0.82
190	0.98	0.82	0.84
200	0.99	0.84	0.86
210	0.99	0.85	0.89
220	0.99	0.86	0.90
230	1.00	0.86	0.92
240	1.00	0.87	0.92
250	1.00	0.87	0.93
260	1.00	0.88	0.94
270	1.00	0.89	0.95
280	1.00	0.90	0.95
290	1.00	0.91	0.96
300	1.00	0.91	0.96
310	1.00	0.91	0.96
320	1.00	0.92	0.96
330	1.00	0.92	0.97
340	1.00	0.93	0.97
350	1.00	0.95	0.97
360	1.00	0.96	0.98
370	1.00	0.97	0.98
380	1.00	0.98	0.99
390	1.00	0.98	0.99
400	1.00	0.98	1.00
410	1.00	0.99	1.00
420	1.00	1.00	1.00

## 6.8. Análisis de incidencia de ciclones

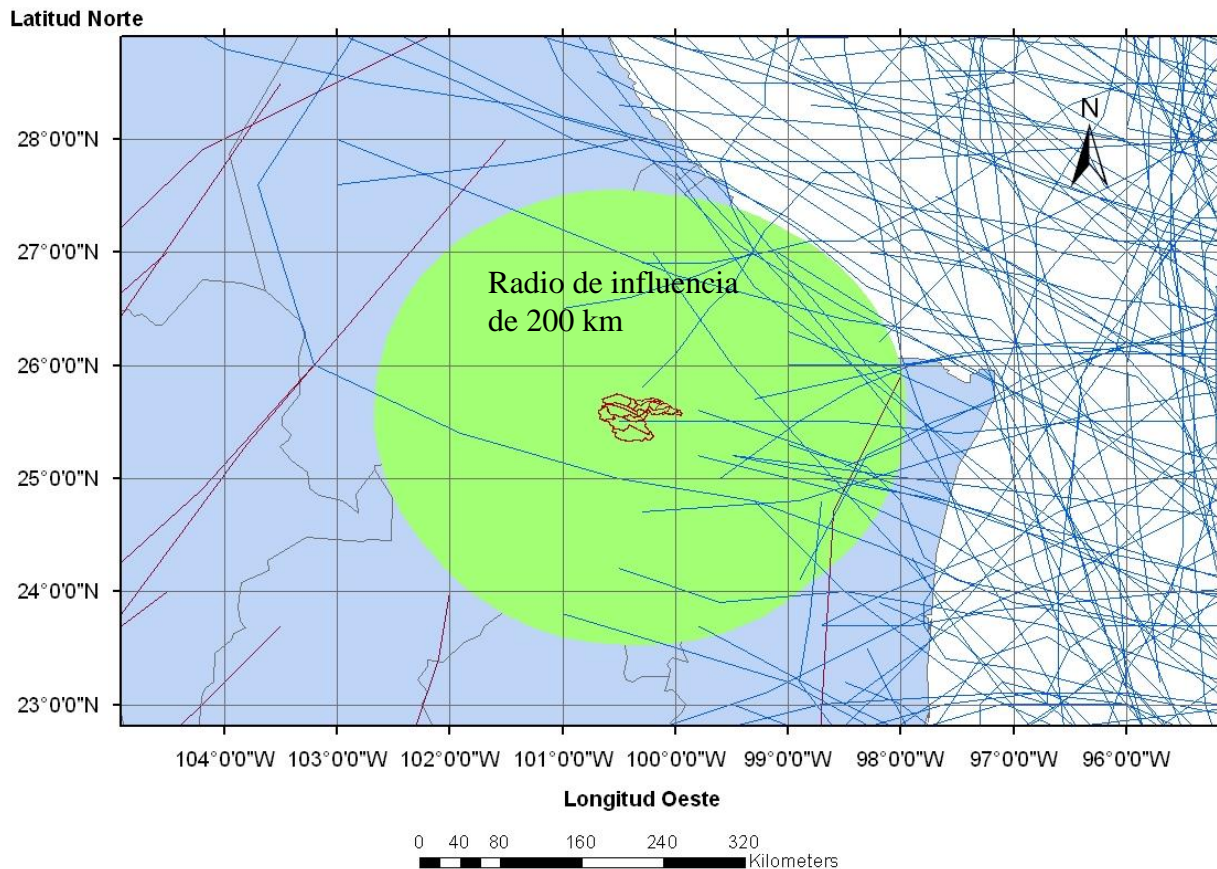
En la página WEB de la NOAA (<http://csc-s-maps-q.csc.noaa.gov/hurricanes/download.jsp>) existe una base histórica de los ciclones tropicales originados tanto en el Océano Atlántico como en el Océano Pacífico. En la figura 6.29 y 6.30 se muestran las trayectorias de todos los ciclones tropicales en la base de datos.

Figura 6.29. Ciclones tropicales generados en el océano Pacífico y en el Océano Atlántico.



En el periodo de 1851 hasta 2009 se han generado 1419 ciclones tropicales en el Océano Atlántico, de los cuales, considerando un radio de influencia de 200 km, solamente 32 han afectado a la cuenca de estudio, siendo sin lugar a dudas los huracanes Seis en 1909 y Gilberto en 1988, los que han provocado mayores daños, aunque también los eventos correspondientes al huracán Beulah en 1967, Emily en 2005 y por supuesto Alex en 2010 fueron grandes generadores de pérdidas materiales.

Figura 6.30. Ciclones tropicales en el Océano pacífico y en el Golfo de México (acercamiento)



Nota: Los ciclones de color azul son los correspondientes al Golfo de México y los de color café son los del Océano Pacífico.

En lo que respecta en el 2010, a la fecha del presente estudio, en el Atlántico se han generado cinco ciclones tropicales (figura 6.30) y dos depresiones tropicales. Los ciclones tropicales son: Huracán Alex, huracán Danielle, huracán Earl, tormenta tropical Bonnie y tormenta tropical Colin. Las depresiones tropicales mencionadas son la 2 y 5 (<http://www.nhc.noaa.gov/2010atlan.shtml>). El huracán Alex y la depresión tropical 2 son las que han afectado a la cuenca de estudio (figura 6.31), a pesar que el ojo del huracán Alex pasó a una distancia de 210 km de la cuenca en su punto más cercano a la cuenca.

Por lo anterior se tiene que la cuenca del río Santa Catarina se ha visto afectada por 34 ciclones (tabla 6.30) que han entrado por la costa del Golfo de México durante el periodo de registro de los ciclones tropicales, el cual es de 156 años (de 1851 a 2010). Lo anterior equivale a que en promedio un ciclón tropical afecta a la cuenca en estudio cada 4.5 años.

En el periodo de 1970 a 2010 (40 años), 12 ciclones tropicales han afectado la cuenca de estudio, lo cual equivale que en promedio un ciclón tropical afecta a la cuenca de estudio cada 3.3 años.

De los 34 ciclones tropicales 5 fueron depresiones tropicales, 18 tormentas tropicales y 11 han alcanzado la categoría de huracán.

El huracán Alex provocó mayores precipitaciones acumuladas que el huracán Gilberto. Las fuertes lluvias comenzaron el 30 de junio de 2010, fecha en la cual el huracán se encontraba a una distancia mayor a los 400 km de la cuenca.

En la tabla 6.30 se presenta la relación de los ciclones tropicales (costa del Golfo de México) que han afectado a la cuenca de estudio, así como algunas de sus características.

Figura 6.31. Ciclones tropicales en el Golfo de México en el año 2010 (hasta el 30 de agosto)  
<http://www.nhc.noaa.gov/2010atlan.shtml>

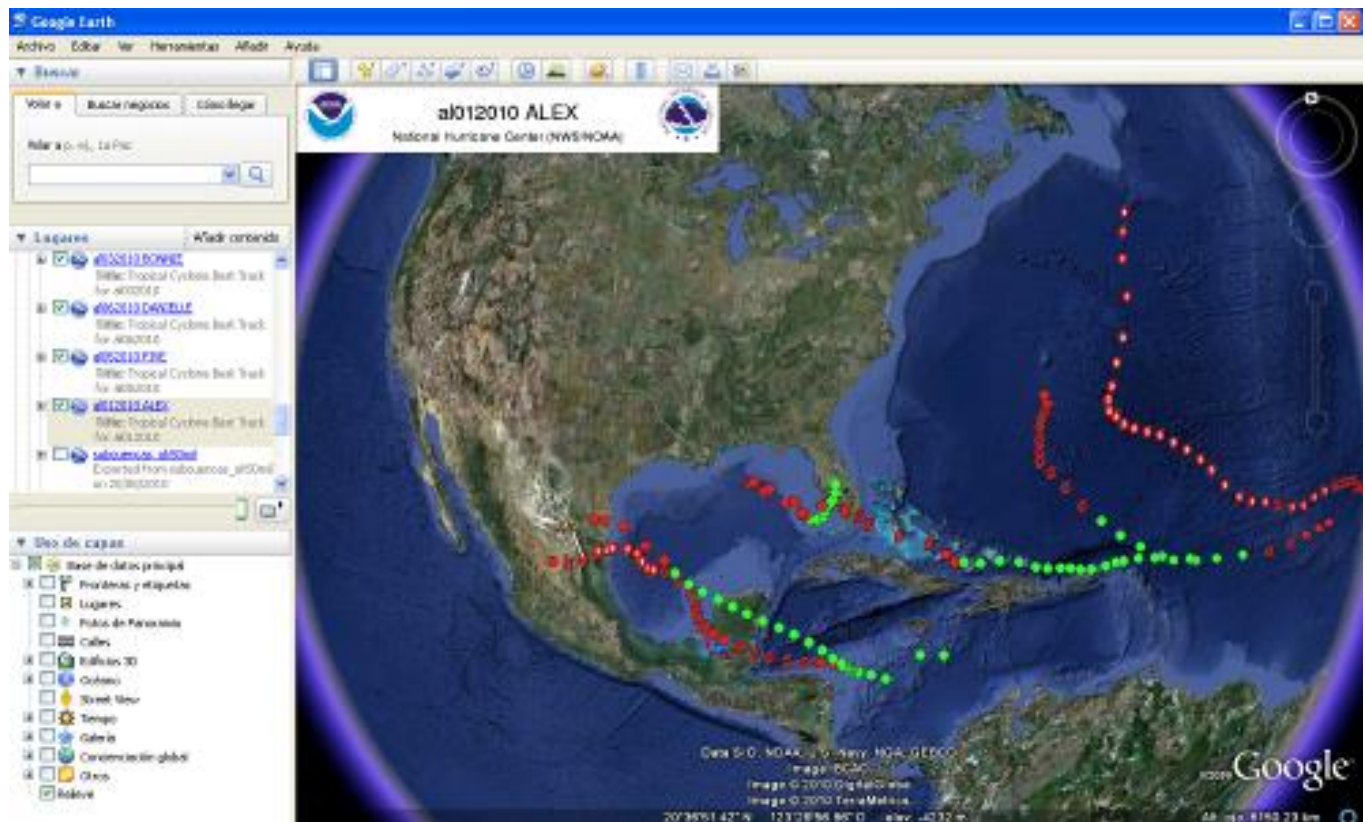


Figura 6.32. Ciclones tropicales en el Golfo de México en el año 2010 que han afectado a la cuenca en estudio.





Tabla 6.30. Ciclones tropicales que han tenido influencia en la cuenca del río Santa Catarina (considerando un radio de influencia de 200 km)

Año	Mes	Día	Hora (z)	ID	Nombre	Latitud	Longitud	Velocidad (mill/h)	Clasificación
1854	6	26	1200Z	20	N_NA 1854	26.200	-97.000	70	H1
1854	6	26	1800Z			26.400	-98.500	50	TS
1854	6	27	0000Z			26.800	-100.000	40	TS
1857	9	30	1200Z	39	N_NA 1857	26.000	-97.500	50	TS
1880	8	13	0600Z	202	N_NA 1880	26.100	-97.600	110	H3
1880	8	13	1200Z			26.500	-98.500	70	H1
1880	8	13	1800Z			27.100	-99.500	60	TS
1887	9	22	0000Z	261	N_NA 1887	26.000	-97.900	60	TS
1887	9	22	0600Z			25.800	-98.400	45	TS
1887	9	22	1200Z			25.500	-98.900	35	TS
1895	8	30	0600Z	333	N_NA 1895	25.000	-97.900	65	H1
1895	8	30	1200Z			25.100	-98.700	40	TS
1909	6	30	0000Z	442	N_NA 1909_1	26.000	-98.000	50	TS
1909	6	30	0600Z			26.000	-98.600	35	TS
1909	8	10	1200Z	445	N_NA 1909_2	23.000	-98.500	30	TD
1910	8	31	0600Z	453	N_NA 1910_1	25.500	-97.600	35	TS
1910	8	31	1200Z			25.300	-98.000	30	TD
1910	9	15	0600Z	454	N_NA 1910_2	27.000	-98.300	45	TS
1910	9	15	1200Z			27.000	-99.000	35	TS
1916	8	6	0600Z	487	N_NA 1916	24.800	-97.700	50	TS
1916	8	6	1200Z			25.000	-98.500	35	TS
1921	9	8	0000Z	519	N_NA 1921	23.800	-98.800	35	TS
1922	6	16	0000Z	525	N_NA 1922	24.000	-97.700	45	TS
1922	6	16	0600Z			25.000	-98.600	35	TS
1922	6	16	1200Z			26.000	-99.500	30	TD
1925	9	7	0000Z	552	N_NA 1925	25.100	-97.300	45	TS
1925	9	7	0600Z			25.900	-98.300	40	TS
1925	9	7	1200Z			26.700	-99.300	35	TS
1928	9	8	1200Z	574	N_NA 1928	24.000	-98.500	35	TS
1933	8	5	0600Z	607	N_NA 1933_1	25.500	-97.700	55	TS
1933	8	5	1200Z			25.200	-98.300	50	TS
1933	9	5	0600Z	613	N_NA 1933_2	26.100	-97.500	80	H1
1933	9	5	1200Z			25.900	-98.400	60	TS
1944	8	22	1200Z	717	N_NA 1944	24.700	-97.300	45	TS
1944	8	22	1800Z			25.000	-98.200	45	TS
1944	8	23	0000Z			25.300	-98.900	35	TS
1945	7	22	0000Z	725	N_NA 1945	26.900	-97.500	25	TD
1947	8	2	0000Z	741	N_NA 1947	25.600	-97.300	40	TS
1947	8	2	0600Z			26.000	-98.200	40	TS
1954	6	25	1200Z	816	ALICE	24.900	-97.200	70	H1
1954	6	25	1800Z			26.000	-98.300	50	TS
1954	6	26	0000Z			27.100	-99.200	40	TS
1958	6	15	0600Z	855	ALMA	24.500	-97.300	35	TS
1958	6	15	1200Z			25.600	-98.100	35	TS
1958	6	15	1800Z			26.700	-99.000	30	TD
1967	9	21	1200Z	938	BEULAH	27.700	-98.700	45	TS



“Estudio hidrológico de la cuenca del río Santa Catarina, N. L.”



CONAGUA  
COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

Año	Mes	Día	Hora (z)	ID	Nombre	Latitud	Longitud	Velocidad (mill/h)	Clasificación
1967	9	21	1800Z			27.200	-99.200	35	TS
1967	9	22	0000Z			26.700	-99.500	35	TS
1967	9	22	0600Z			26.500	-99.700	35	TS
1967	9	22	1200Z			26.100	-100.000	30	TD
1970	9	12	1800Z	976	ELLA	24.000	-98.500	65	H1
1970	9	13	0000Z			23.900	-99.600	40	TS
1971	9	12	0600Z	987	FERN	27.100	-98.800	35	TS
1971	9	12	1200Z			27.000	-99.200	35	TS
1971	9	12	1800Z			26.900	-99.700	30	TD
1975	8	31	1800Z	1022	CAROLINE	24.800	-98.000	55	TS
1975	9	1	0000Z			25.100	-98.300	30	TD
1975	9	1	0600Z			25.200	-98.700	20	TD
1983	8	28	1800Z	1096	BARRY	25.400	-97.500	70	H1
1983	8	29	0000Z			25.500	-98.500	40	TS
1983	8	29	0600Z			25.500	-99.500	30	TD
1988	9	17	0000Z	1143	GILBERT	24.400	-98.200	80	H1
1988	9	17	0600Z			24.800	-99.300	50	TS
1988	9	17	1200Z			25.000	-100.500	35	TS
1988	9	17	1800Z			25.400	-101.900	30	TD
2000	8	15	0600Z	1270	BERYL	24.500	-97.700	45	TS
2000	8	15	1200Z			24.900	-98.600	30	TD
2000	10	6	0600Z	1279	KEITH	23.500	-100.000	30	TD
2002	9	9	1800Z	1304	FAY	27.800	-99.600	10	L
2002	9	10	0000Z			27.400	-99.500	10	L
2002	9	10	0600Z			27.000	-99.300	10	L
2002	9	10	1200Z			26.800	-99.800	10	L
2002	9	10	1800Z			26.600	-100.400	10	L
2003	8	16	1200Z	1315	ERIKA	25.200	-97.600	65	H1
2003	8	16	1800Z			24.800	-98.900	35	TS
2005	7	20	1200Z	1346	EMILY	24.800	-97.600	110	H3
2005	7	20	1800Z			25.000	-98.700	70	H1
2005	7	21	0000Z			25.000	-99.700	45	TS
2005	7	21	0600Z			25.000	-100.500	30	TD
2010	6	30	0000Z		ALEX	23.000	-94.400	75	H1
			0600Z			23.100	-94.800	81	H1
			1200Z			23.500	-95.200	86	H1
			1800Z			24.300	-96.200	92	H1
	7	01	0000Z			24.300	-97.300	104	H2
		01	0600Z			24.100	-98.400	86	H1
		01	1200Z			23.500	-99.500	69	TS
			1800Z			23.100	-100.7	46	TS
2010					Depresión tropical 2				

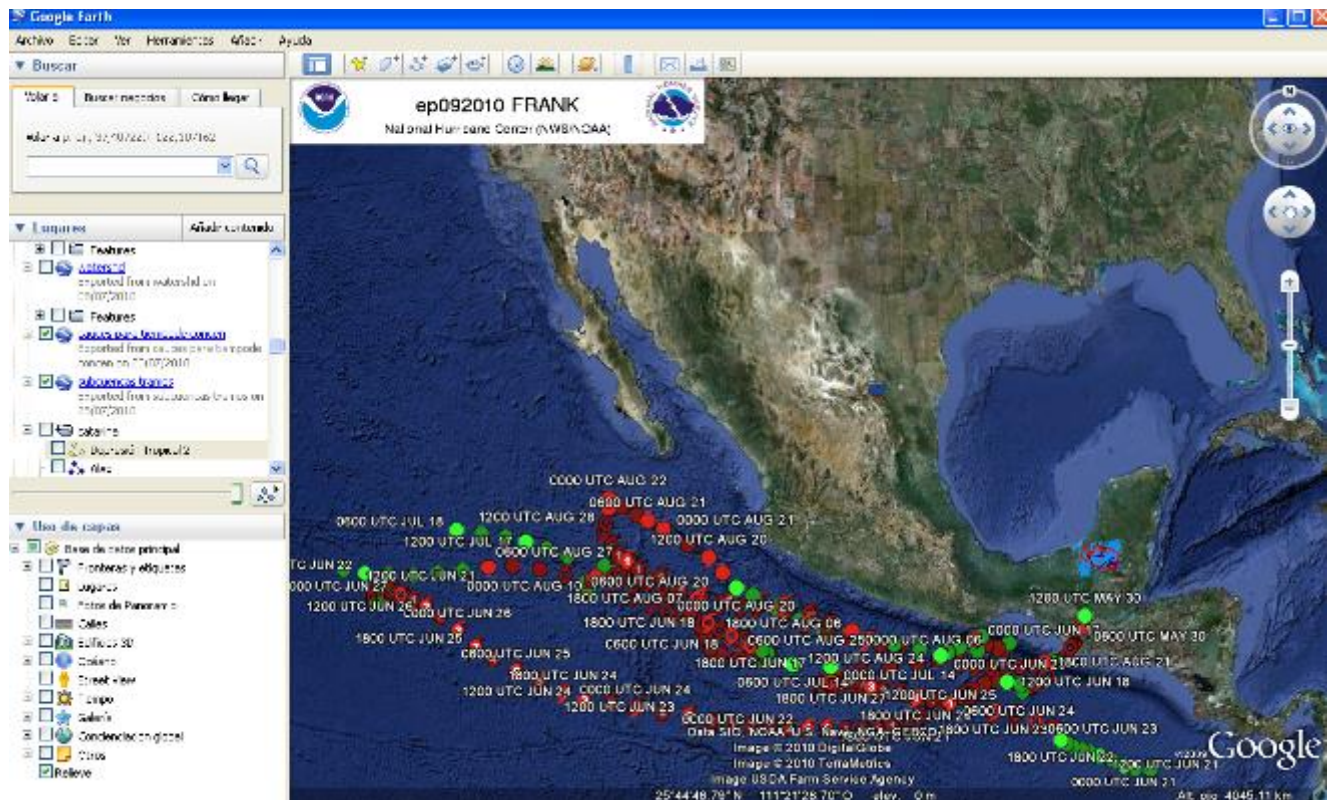
H= Huracán                      TS= Tormenta tropical                      TD= Depresión Tropical  
El ID se refiere al número de ciclón en orden secuencial

En el periodo de 1941 a 2009 en el océano Pacífico se han generado 860 ciclones tropicales de los cuales solamente la depresión tropical Cosme ha afectado a la cuenca de estudio, lo cual ocurrió en junio de 1989 (figura 6.30).

En el año 2010 en la costa del océano Pacífico se han generado 6 ciclones tropicales: Tormenta tropical Agatha, tormenta tropical Blas, huracán Celia, huracán Darby, tormenta tropical Estelle y huracán Frank; y las depresiones tropicales 2, 6 y 8. Ninguno de los ciclones y depresiones han afectado a la cuenca de estudio (figura 6.33).

Por lo que se puede concluir que es poco probable que los ciclones tropicales generados en el Océano Pacífico afecten a la cuenca de estudio.

Figura 6.33. Ciclones tropicales en el Océano Pacífico en el año 2010





## 7. Determinación de la avenida de diseño

Una vez que se han calculado las características fisiográficas de la cuenca, además de haber recopilado la información de la precipitación se procede a determinar los gastos para los diferentes periodos de retorno.

Cuando existe información hidrométrica en la zona, es recomendable que la determinación de las avenidas de diseño se realice con base a dicha información, o bien utilizar la información hidrométrica para comparar con los resultados del modelo lluvia escurrimiento para tener resultados congruentes.

En este informe las avenidas de diseño se determinarán mediante la aplicación del análisis de frecuencias de gastos máximos y con la modelación del proceso lluvia-escurrimiento.

### **a) Con hidrometría (análisis de frecuencias de gastos máximos)**

La determinación de las avenidas de diseño para cada uno de los tramos con este criterio se realizará mediante un análisis de frecuencias de gastos máximos anuales en las estaciones hidrométricas Los Lermas, Monterrey II y Cadereyta II.

### **b) Con un modelo lluvia - escurrimiento**

Con este criterio se determinarán las precipitaciones para diferentes periodos de retorno con un análisis de frecuencias de lluvias máximas anuales en 24 horas y posteriormente se aplicará un modelo lluvia - escurrimiento. El modelo lluvia - escurrimiento se realizará con el software HEC-HMS.

Para lo anterior se calibrarán las avenidas correspondientes a los huracanes Gilbert, Emily y Alex, para lo cual se utiliza la información hidrométrica proporcionada por la Conagua.



## 7.1. Avenidas de diseño utilizando la hidrometría (análisis de frecuencias de gastos máximos anuales)

Para la determinación de las avenidas de diseño en cada uno de los tramos y para los diferentes periodos de retorno, se realizará un análisis de frecuencias de los gastos máximos anuales registrados en las estaciones hidrométricas Monterrey II, Los Lermas y Cadereyta II.

### 7.1.1. Análisis de frecuencias de gastos máximos

Con los valores de los gastos máximos anuales mostrados en las tablas 7.1 a 7.3, se llevó a cabo el análisis de frecuencias de gastos máximos anuales, para lo cual se utilizaron las funciones de distribución de probabilidad siguientes:

- Normal
- Lognormal 2 y 3 parámetros
- Gumbel
- Gamma de 2 y 3 parámetros
- Doble Gumbel

Las funciones de distribución arriba mencionadas son las que más se utilizan en hidrología ya que en general son las que mejor representan a las variables hidroclimatológicas, especialmente la log-normal, la Gamma 3 parámetros, la Gumbel y la Gumbel Doble.

Para ver más detalle a cerca de las Funciones de Distribución de Probabilidad (FDP) se puede consultar a Aparicio (1997) y Escalante (2002).

El análisis de frecuencias se llevó a cabo con el Software AX, el cual fue desarrollado por el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED, 1997) y es de aplicación generaliza en nuestro país.

En la siguiente tabla se presentan los valores de los gastos máximos anuales correspondientes a la estación hidrométrica Monterrey II, cabe mencionar que esa tabla es la misma que la presentada en el subcapítulo 5.2, tabla 5.5.

Como se mencionó, este registro extendido fue construido por personal de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos (GASIR) de la Conagua con el fin de incorporar al menos el gran evento de 1909 y con el objetivo de mejorar los estimados probabilísticos. Sin embargo, sólo los gastos de 1940 en adelante fueron efectivamente medidos o estimados (con una curva de gastos) en el momento de ocurrir los eventos.



Tabla 7.1. Gastos máximos anuales en el sitio de la Estación Hidrométrica Monterrey

Año	Gasto	Año	Gasto	Año	Gasto
1896	680.0	1935	33.0	1974	247.0
1897	600.0	1936	71.0	1975	58.3
1898	430.0	1937	2.0	1976	5.5
1899	1530.0	1938	4140.0	1977	525.3
1900	420.0	1939	39.0	1978	259.0
1901	1650.0	1940	22.0	1979	58.8
1902	380.0	1941	0.9	1980	12.1
1903	540.0	1942	12.5	1981	26.0
1904	1900.0	1943	0.4	1982	0.0
1905	800.0	1944	9.2	1983	0.7
1906	800.0	1945	173.3	1984	10.0
1907	760.0	1946	1.6	1985	15.5
1908	140.0	1947	53.7	1986	86.3
1909	5000.0	1948	1.3	1987	41.1
1910	3020.0	1949	21.2	1988	4400.0
1911	420.0	1950	2.4	1989	559.8
1912	700.0	1951	11.0	1990	40.4
1913	1700.0	1952	0.0	1991	20.9
1914	650.0	1953	0.0	1992	35.0
1915	1510.0	1954	0.0	1993	20.0
1916	700.0	1955	0.1	1994	6.0
1917	370.0	1956	0.9	1995	73.7
1918	380.0	1957	26.2	1996	183.5
1919	1550.0	1958	37.0	1997	115.5
1920	300.0	1959	26.6	1998	207.8
1921	1400.0	1960	9.7	1999	160.9
1922	1490.0	1961	15.6	2000	260.9
1923	4040.0	1962	124.0	2001	301.9
1924	1410.0	1963	16.8	2002	272.7
1925	470.0	1964	16.8	2003	181.0
1926	1520.0	1965	9.0	2004	181.0
					655.9
1927	3000.0	1966	0.0	2005	<b>*1034.60</b>
1928	1.0	1967	178.0	2006	132.4
1929	1.0	1968	14.8	2007	132.4
1930	54.0	1969	0.0	2008	424.9
1931	18.0	1970	5.2	2009	114.5
1932	3.0	1971	6.2	2010	<b>*3065.10</b>
1933	148.0	1972	0.0		
1934	6.0	1973	68.0		

Nota:

- De 1896 a 1927 los datos fueron inferidos con la lluvia inferida de Monterrey (GASIR)
- De 1928 a 1940 los datos fueron inferidos con gastos en la EH El Cuchillo (GASIR)
- De 1941 a 1995 (color azul) Son gastos observados en la Estación hidrométrica Monterrey proporcionados por la CONAGUA-
- Para los años de 1987, 1989, 1990 y el periodo de 1996 a 2009 (color verde) los gastos fueron calculados a partir de los registros de la EH Cadereyta II, aplicando el factor de área.
- \* Los valores de los gastos en negrita de los años 2005 y 2010 corresponden a los gastos generados por los Huracanes Emily y Alex respectivamente, y fueron calculados en este estudio con el modelo lluvia escurrimiento, los cálculos se muestran en el subcapítulo 7.2.1.



Con base en los registros de la estación hidrométrica y con la finalidad de realizar un análisis de sensibilidad sobre el impacto de contar con menos o más registros en un sitio en el cálculo de las avenidas de diseño para diferentes periodos de retorno, se definieron 10 escenarios, los cuales se describen a continuación:

Tabla 7.2. Definición de los escenarios a analizar

Escenario	Descripción
1	Considerar toda la serie de gastos dada por GASIR y el Organismo de cuenca Río Bravo, además de los calculados a partir de la estación Cadereyta II. No se consideran los obtenidos con el modelo lluvia escurrimiento para los años 2005 y 2010. Es decir los datos de la tabla 7.1 con excepción de los marcados con asterisco
2	Igual al escenario 1, pero agregando los gastos calculados para Emily y Alex. Es decir se sustituye el valor del gasto de 655.9 m <sup>3</sup> /s para el año 2005 por el valor de 1034.60 m <sup>3</sup> /s y se agrega el gasto del año 2010.
3	Igual al escenario 1 pero quitando el gasto correspondiente al huracán Gilberto (año 1988) y los gastos grandes deducidos de lluvia escurrimiento mayores de 3000 m <sup>3</sup> /s
4	Igual al escenario 3 pero con gastos mayores de 4000 m <sup>3</sup> /s
5	Igual al escenario 4 pero agregando los gastos correspondientes a los huracanes Alex y Emily
6	Igual al escenario 3 pero con gastos mayores de 5000 m <sup>3</sup> /s
7	Sólo con los gastos registrados en la EH Monterrey, es decir sin considerar los deducidos por algún método. Periodo 1941 a 1995.
8	Igual que el escenario 7 pero agregando los gastos obtenidos con el proceso lluvia escurrimiento para los huracanes Alex y Emily
9	Todos los registros del periodo de 1941 a 2010, pero considerando los gastos obtenidos con el modelo lluvia escurrimiento para los Huracanes Alex y Emily (años 2005 y 2010)
10	Igual que el escenario 9 pero quitando el gasto correspondiente al huracán Gilberto

Los escenarios fueron planteados sobre la filosofía de que existe incertidumbre en los gastos que no fueron efectivamente medidos. Los escenarios en que no se ha considerado el gasto generado por el huracán Gilberto se han incluido sólo con fines comparativos en el análisis de sensibilidad del análisis de frecuencias. A la postre, el personal de la Conagua pudo estimar en 1988, de manera aproximada el gasto de 4400 m<sup>3</sup>/s.



Tabla 7.3 Serie de gastos máximos (m<sup>3</sup>/s) para cada uno de los escenarios

Año	Escenario									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1896	680.0	680.0	680.0	680.0	680.0	680.0				
1897	600.0	600.0	600.0	600.0	600.0	600.0				
1898	430.0	430.0	430.0	430.0	430.0	430.0				
1899	1530.0	1530.0	1530.0	1530.0	1530.0	1530.0				
1900	420.0	420.0	420.0	420.0	420.0	420.0				
1901	1650.0	1650.0	1650.0	1650.0	1650.0	1650.0				
1902	380.0	380.0	380.0	380.0	380.0	380.0				
1903	540.0	540.0	540.0	540.0	540.0	540.0				
1904	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0				
1905	800.0	800.0	800.0	800.0	800.0	800.0				
1906	800.0	800.0	800.0	800.0	800.0	800.0				
1907	760.0	760.0	760.0	760.0	760.0	760.0				
1908	140.0	140.0	140.0	140.0	140.0	140.0				
1909	5000.0	5000.0								
1910	3020.0	3020.0		3020.0	3020.0	3020.0				
1911	420.0	420.0	420.0	420.0	420.0	420.0				
1912	700.0	700.0	700.0	700.0	700.0	700.0				
1913	1700.0	1700.0	1700.0	1700.0	1700.0	1700.0				
1914	650.0	650.0	650.0	650.0	650.0	650.0				
1915	1510.0	1510.0	1510.0	1510.0	1510.0	1510.0				
1916	700.0	700.0	700.0	700.0	700.0	700.0				
1917	370.0	370.0	370.0	370.0	370.0	370.0				
1918	380.0	380.0	380.0	380.0	380.0	380.0				
1919	1550.0	1550.0	1550.0	1550.0	1550.0	1550.0				
1920	300.0	300.0	300.0	300.0	300.0	300.0				
1921	1400.0	1400.0	1400.0	1400.0	1400.0	1400.0				
1922	1490.0	1490.0	1490.0	1490.0	1490.0	1490.0				
1923	4040.0	4040.0				4040.0				
1924	1410.0	1410.0	1410.0	1410.0	1410.0	1410.0				
1925	470.0	470.0	470.0	470.0	470.0	470.0				
1926	1520.0	1520.0	1520.0	1520.0	1520.0	1520.0				
1927	3000.0	3000.0		3000.0	3000.0	3000.0				
1928	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0				
1929	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0				
1930	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0				
<b>1931</b>	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0				
1932	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0				
1933	148.0	148.0	148.0	148.0	148.0	148.0				
1934	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0				
1935	33.0	33.0	33.0	33.0	33.0	33.0				
1936	71.0	71.0	71.0	71.0	71.0	71.0				
1937	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0				
1938	4140.0	4140.0				4140.0				





“Estudio hidrológico de la cuenca del río Santa Catarina, N. L.”



CONAGUA  
COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

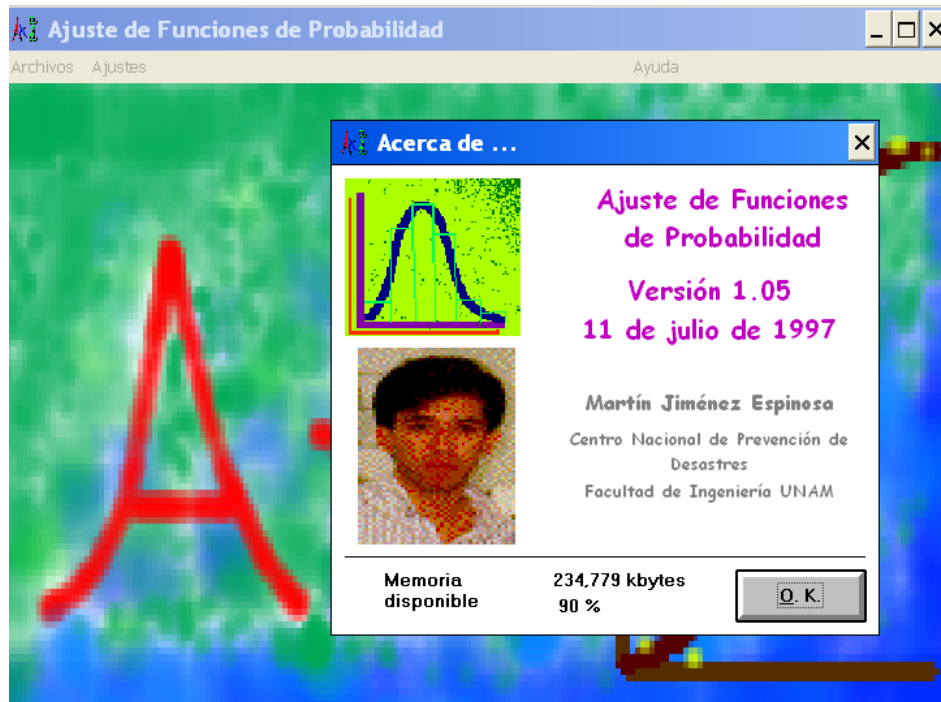
Año	Escenario									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1982	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
1983	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.67
1984	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	9.98
1985	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	15.45
1986	86.3	86.3	86.3	86.3	86.3	86.3	86.3	86.3	86.3	86.25
1987	41.1	41.1	41.1	41.1	41.1	41.1			41.1	41.11
1988	4400.0	4400.0					4400.0	4400.0	4400.0	
1989	559.8	559.8	559.8	559.8	559.8	559.8			559.8	559.82
1990	40.4	40.4	40.4	40.4	40.4	40.4			40.4	40.38
1991	20.9	20.9	20.9	20.9	20.9	20.9	20.9	20.9	20.9	20.94
1992	35.0	35.0	35.0	35.0	35.0	35.0	35.0	35.0	35.0	35.00
1993	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.04
1994	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.01
1995	73.7	73.7	73.7	73.7	73.7	73.7	73.7	73.7	73.7	73.69
1996	183.5	183.5	183.5	183.5	183.5	183.5			183.5	183.48
1997	115.5	115.5	115.5	115.5	115.5	115.5			115.5	115.50
1998	207.8	207.8	207.8	207.8	207.8	207.8			207.8	207.84
1999	160.9	160.9	160.9	160.9	160.9	160.9			160.9	160.86
2000	260.9	260.9	260.9	260.9	260.9	260.9			260.9	260.90
2001	301.9	301.9	301.9	301.9	301.9	301.9			301.9	301.91
2002	272.7	272.7	272.7	272.7	272.7	272.7			272.7	272.72
2003	181.0	181.0	181.0	181.0	181.0	181.0			181.0	180.98
2004	181.0	181.0	181.0	181.0	181.0	181.0			181.0	180.98
2005	655.9	<b>1034.6</b>	655.9	655.9	<b>1034.6</b>			<b>1034.6</b>	<b>1034.6</b>	<b>1034.60</b>
2006	132.4	132.4	132.4	132.4	132.4	132.4			132.4	132.41
2007	132.4	132.4	132.4	132.4	132.4	132.4			132.4	132.41
2008	424.9	424.9	424.9	424.9	424.9	424.9			424.9	424.95
2009	114.5	114.5	114.5	114.5	114.5	114.5			114.5	114.52
2010		<b>3065.1</b>			<b>3065.1</b>			<b>3065.1</b>	<b>3065.1</b>	<b>3065.1</b>



Una vez definidos los escenarios que se utilizarán para el análisis se procede a realizar el análisis de frecuencias de gastos máximos.

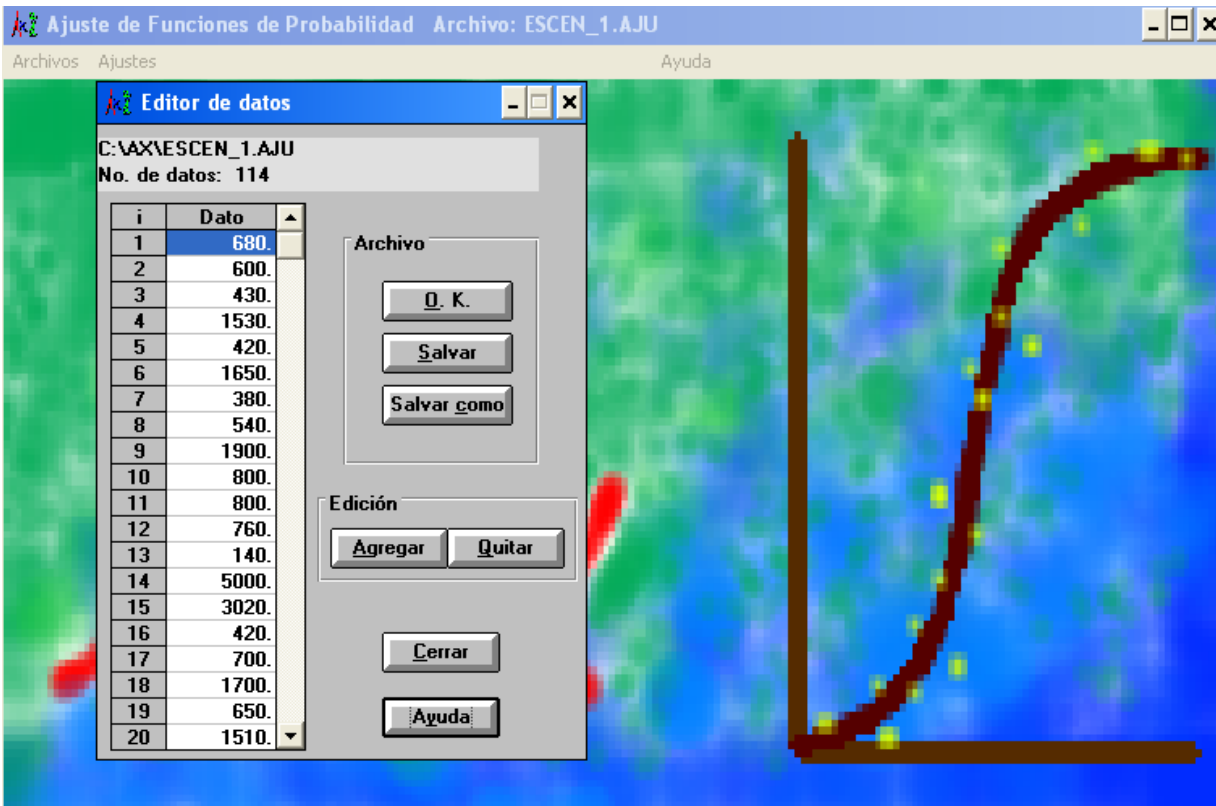
En la figura 7.1.se presenta la pantalla principal del software AX, con el cual se realizó el análisis de frecuencias.

Figura 7.1. Pantalla principal del software utilizado para el análisis de frecuencias.



El siguiente paso es cargar el archivo que contiene los valores de los gastos máximos anuales. En la siguiente figura se muestra la pantalla con los datos cargados del escenario 1 en el software AX.

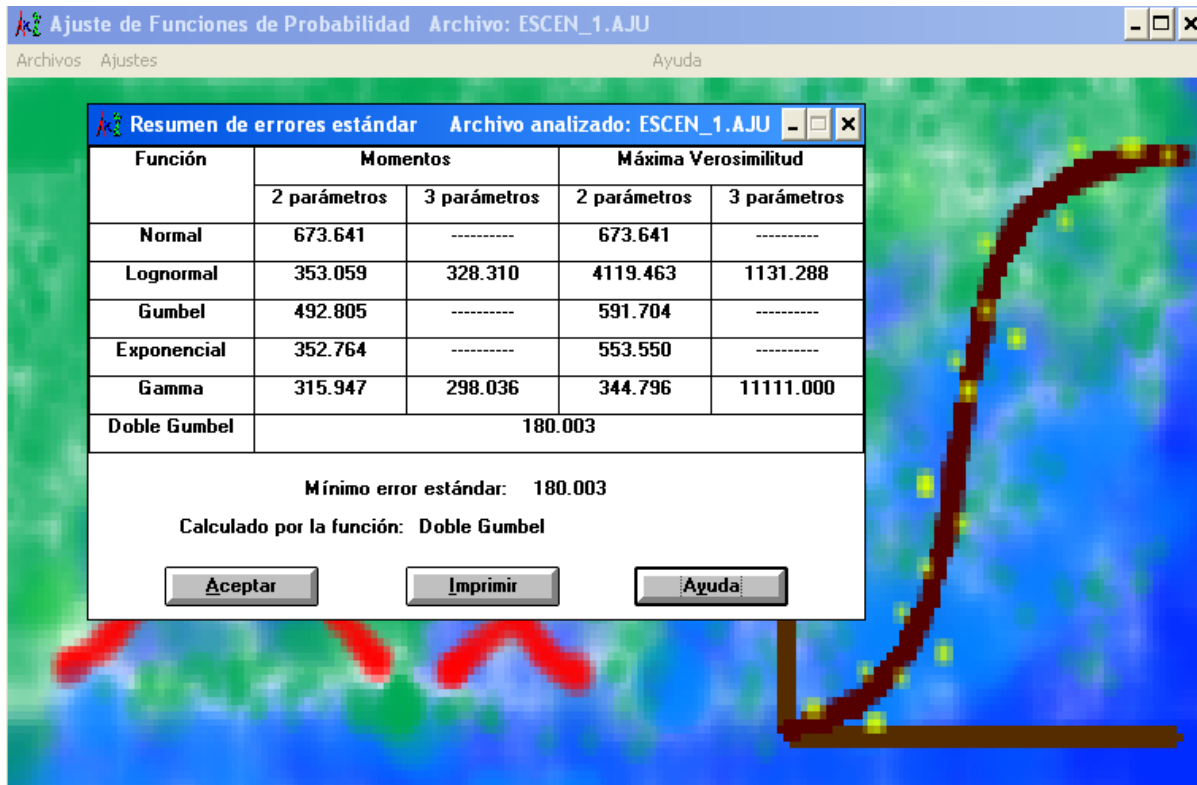
Figura 7.2 Pantalla donde se muestran los datos del archivo que contiene la información de los gastos máximos anuales



Una vez que se da de alta el archivo con la información que se ajustará a una función de distribución de probabilidad (FDP), el siguiente paso es realizar un ajuste global o ajustar a una FDP en particular.

El realizar un análisis global significa que el software internamente ajusta los datos a todas las FDP, mostrando como resultado únicamente el error estándar de ajuste de cada función, con lo cual es usuario sabrá que FDP se ajusta mejor a los datos, y posteriormente realizar el ajuste a dicha función en donde los resultados ahora si mostrarán los valores de los parámetros de juste de la FDP y los valores de los gastos para los diferentes periodos de retorno. Cabe mencionar que en el ajuste global la FDP el análisis Gumbel Doble se asume un valor de  $P=0.8$ , por lo que posteriormente es necesario hacer el análisis de dicha función pero optimizando el valor del parámetro  $P$ .

Figura 7.3. Pantalla que muestra los valores del error de ajuste para todas las FDP (Opción de ajuste global).

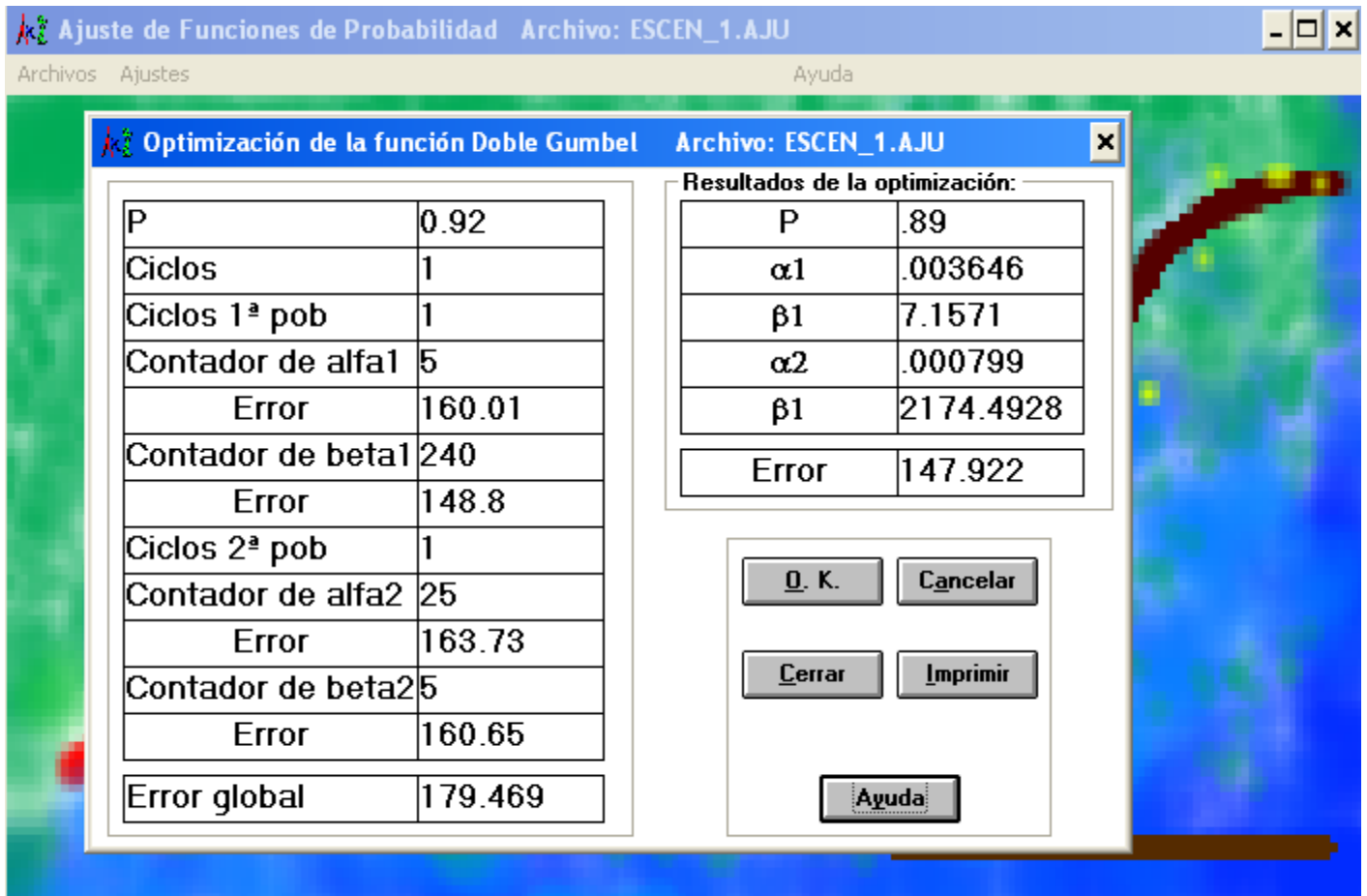


De acuerdo con los valores mostrados en la figura anterior se deduce que la función de distribución de probabilidad que mejor se ajusta a los gastos máximos anuales del escenario 1 es la Gumbel Doble. Esta situación se cumple también para el resto de los escenarios..

Una vez que se ha definido la mejor FDP, el siguiente paso es realizar el cálculo para dicha FDP. En la siguiente figura se muestra la pantalla que realiza la optimización de los parámetros de la FDP Gumbel Doble.



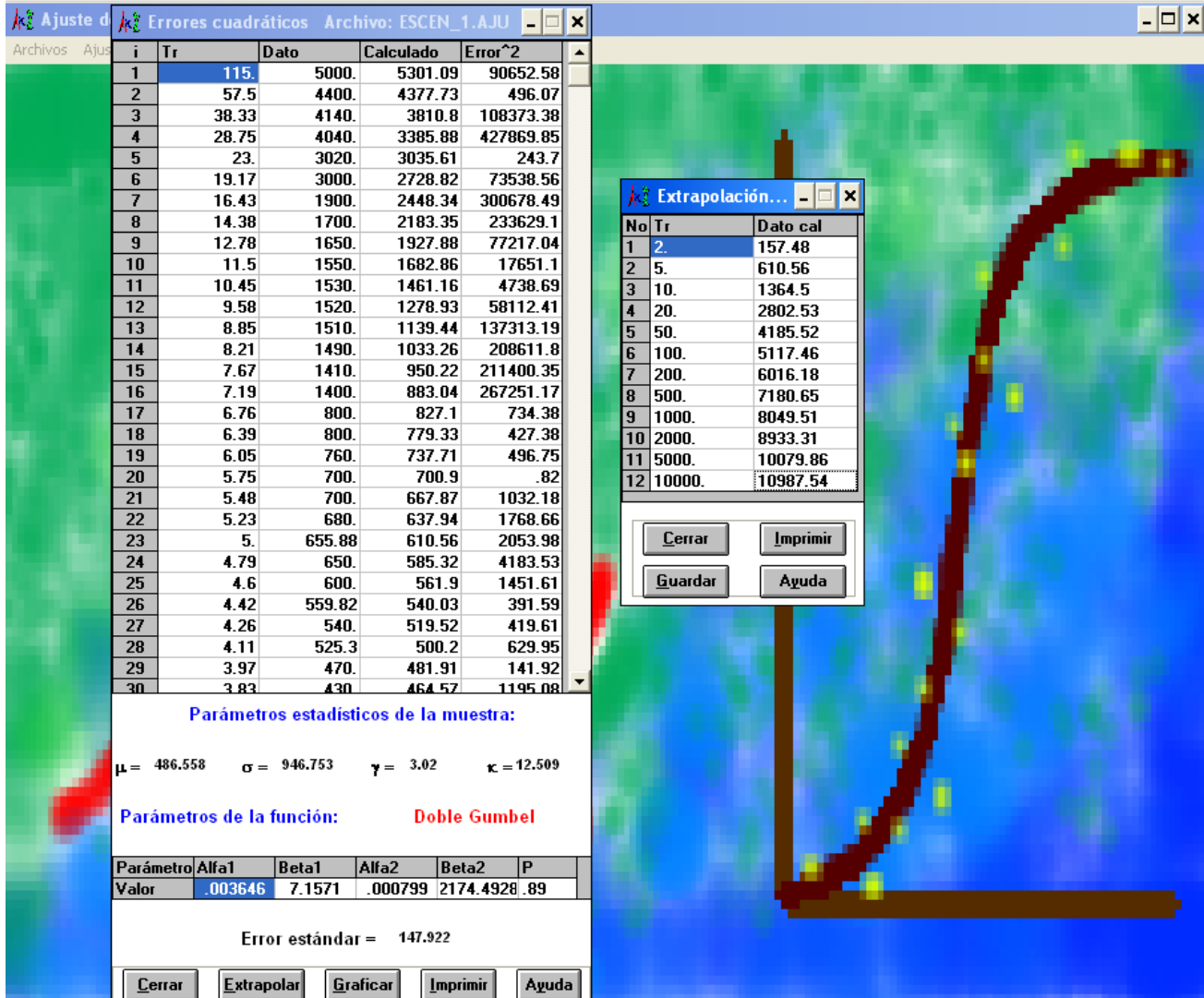
Figura 7.4. Pantalla que muestra los resultados de los parámetros ajustados al realizar un ajuste a la FDP Doble Gumbel.





Finalmente en la siguiente pantalla se muestran los valores de los gastos para los diferentes periodos de retorno.

Figura 7.5. Pantalla que muestra los valores de los gastos para los diferentes periodos de retorno.





Lo anterior se realizó para cada uno de los escenarios, en los cuales resultó que la FDP que mejor se ajusta es la Gumbel Doble.

En la tabla 7.4 se presentan los valores de los parámetros de ajuste de la FDP a cada uno de los escenarios.

Tabla 7.4. Valores de los parámetros de la FDP Gumbel Doble

Escenario	Parámetros de ajuste					
	Error de ajuste	P	$\alpha_1$	$\beta_1$	$\alpha_2$	$\beta_2$
1	143.399	0.94	0.002926	12.1	0.001155	3506.9454
2	138.547	0.79	0.00602	14.4868	0.000845	1348.6232
3	50.286	0.91	0.005105	27.1502	0.007711	1533.9525
4	94.903	0.79	0.007747	12.7081	0.001570	928.1398
5	99.75	0.81	0.007023	15.9300	0.001460	1126.4686
6	128.371	0.80	0.006678	13.9224	0.001055	1089.407
7	160.907	0.92	0.021599	1.3355	0.000367	210.739
8	81.059	0.92	0.015300	1.3617	0.000431	1504.171
9	71.490	0.94	0.009922	5.6293	0.000420	1644.1068
10	58.463	0.94	0.010656	8.6233	0.000602	636.7017

La función de distribución de probabilidad Doble Gumbel se define como:

$$F(x) = P \exp \{- \exp(-\alpha_1(x-\beta_1))\} + (1-P) \exp \{- \exp(-\alpha_1(x-\beta_2))\}$$

donde:

$x$  es la variable analizada, que en este caso es la precipitación máxima anual en 24 horas

$P$  es la probabilidad de tener eventos no ciclónicos, adimensional.

$x$  es el la variable climatológica para la cual se estima la probabilidad de no excedencia, en este caso es el gasto máximo anual.

$\alpha_1$  es el parámetro de escala de la población no ciclónica

$\beta_1$  es el parámetro de ubicación de la población no ciclónica

$\alpha_2$  es el parámetro de escala de la población ciclónica

$\beta_2$  es el parámetro de ubicación de la población ciclónica

El periodo de retorno se relaciona con la función de distribución de probabilidad (o probabilidad de no excedencia) como:



$$Tr = \frac{1}{1 - F(x)}$$

Entonces con los valores de los parámetros mostrados en la tabla 7.4 y con las dos ecuaciones anteriores se puede calcular el gasto para cualquier periodo de retorno.

En la siguiente tabla se presentan los valores de los gastos correspondientes a los diferentes periodos de retorno para cada uno de los escenarios.

Tabla 7.5. Valores de los gastos para cada uno de los escenarios y para diferentes periodos de retorno

Escenario	Periodo de retorno (años)							
	5	10	20	50	100	200	500	1000
<b>1</b>	657.74	1121.50	3011.31	4289.05	4981.11	5622.04	6437.03	<b>7048.52</b>
<b>2</b>	605.88	1865.02	2890.49	4073.80	4925.02	5759.30	6854.74	<b>7679.14</b>
<b>3</b>	428.59	909.78	1562.58	1714.27	1812.71	1906.74	2028.40	<b>2119.73</b>
<b>4</b>	492.59	1206.51	1757.56	2394.23	2851.77	3300.97	3889.51	<b>4331.49</b>
<b>5</b>	503.88	1326.95	1939.22	2631.23	3125.25	3609.67	4242.76	<b>4718.20</b>
<b>6</b>	498.03	1437.58	2270.08	3221.91	3904.30	4573.12	5449.83	<b>6109.62</b>
<b>7</b>	81.92	136.22	331.53	3607.59	5700.75	7683.41	10231.61	<b>12142.77</b>
<b>8</b>	122.70	215.66	1549.33	4397.18	6178.56	7867.20	10043.05	<b>11670.79</b>
<b>9</b>	182.38	297.96	595.98	3790.97	5692.23	7451.71	9697.49	<b>11364.81</b>
<b>10</b>	168.82	268.36	439.71	2136.61	3465.06	4695.44	6260.65	<b>7433.57</b>

En las figuras 7.6 a 7.15 se muestra de manera gráfica los resultados para cada uno de los escenarios de los gastos ajustados y los gastos registrados en la estación hidrométrica Monterrey II.



Figura 7.6. Resultados del análisis de frecuencias correspondiente al escenario 1

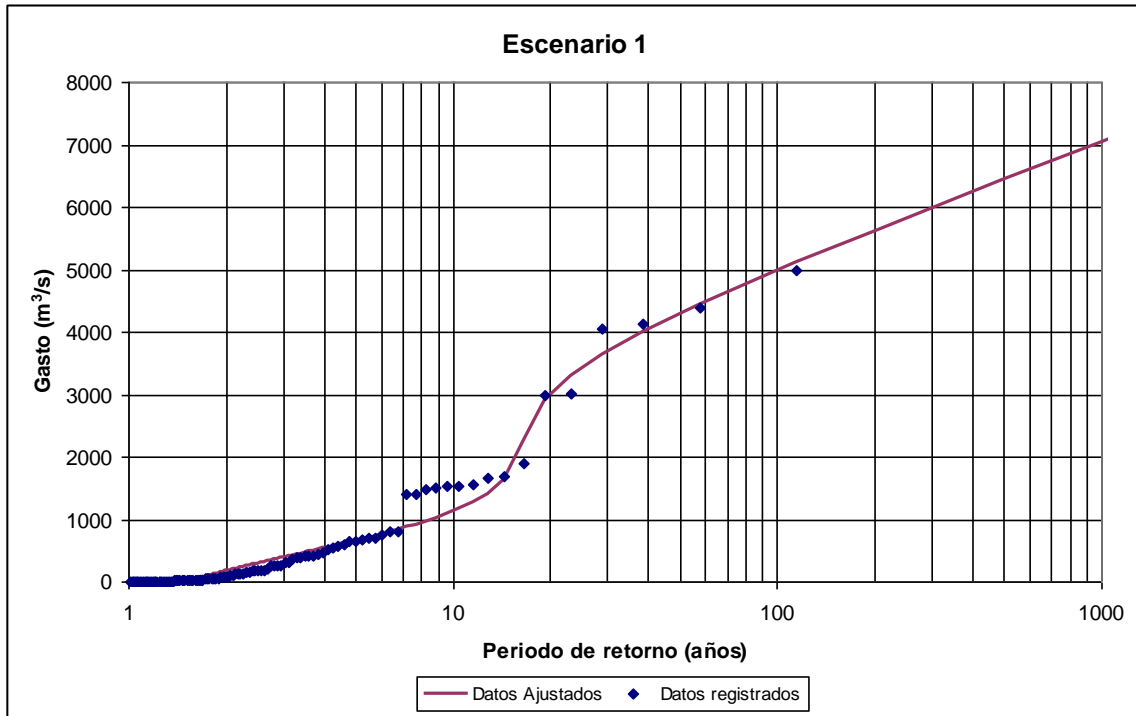


Figura 7.7. Resultados del análisis de frecuencias correspondiente al escenario 2

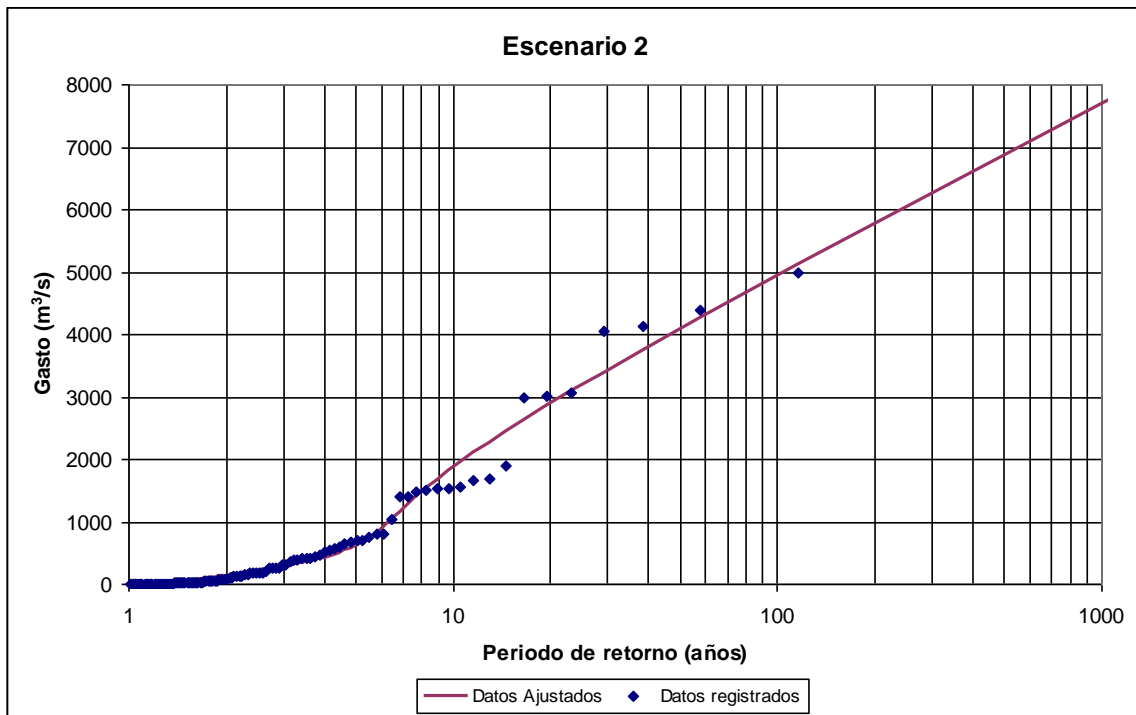


Figura 7.8. Resultados del análisis de frecuencias correspondiente al escenario 3

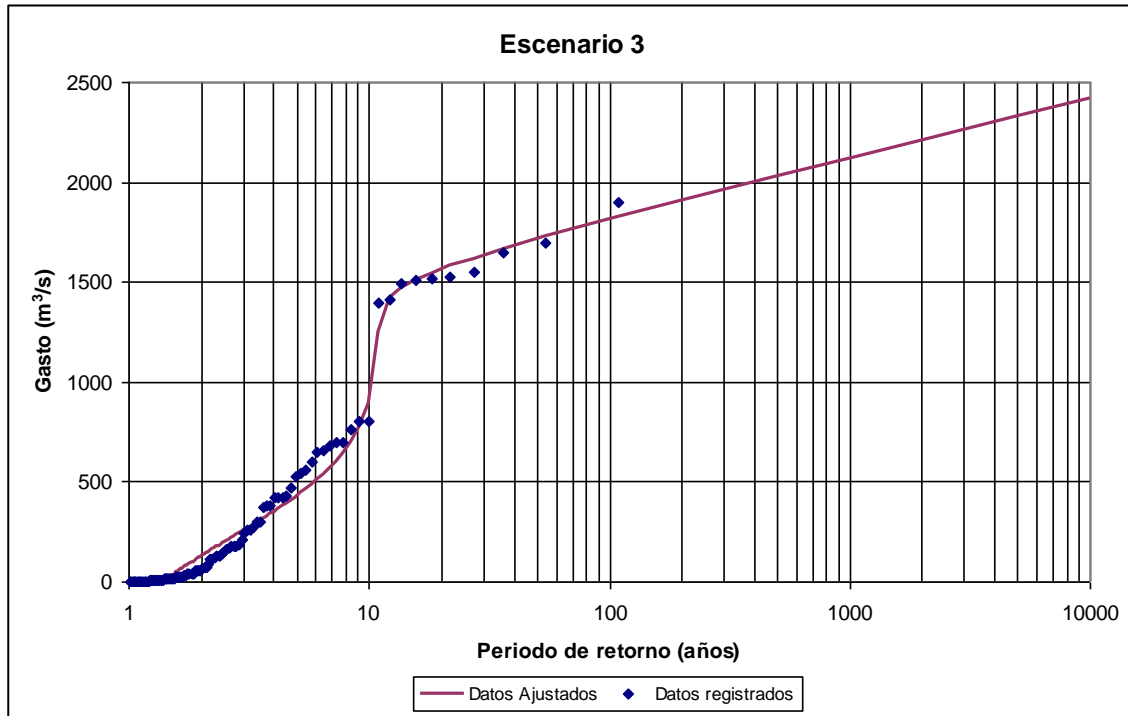


Figura 7.9. Resultados del análisis de frecuencias correspondiente al escenario 4

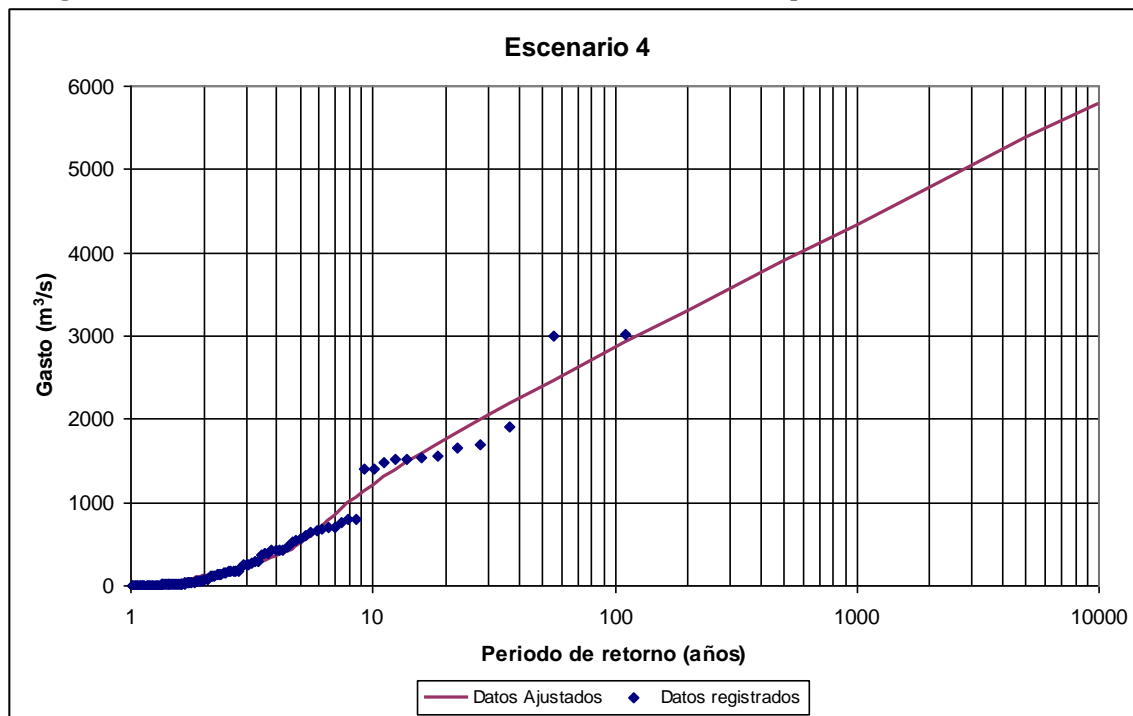




Figura 7.10. Resultados del análisis de frecuencias correspondiente al escenario 5

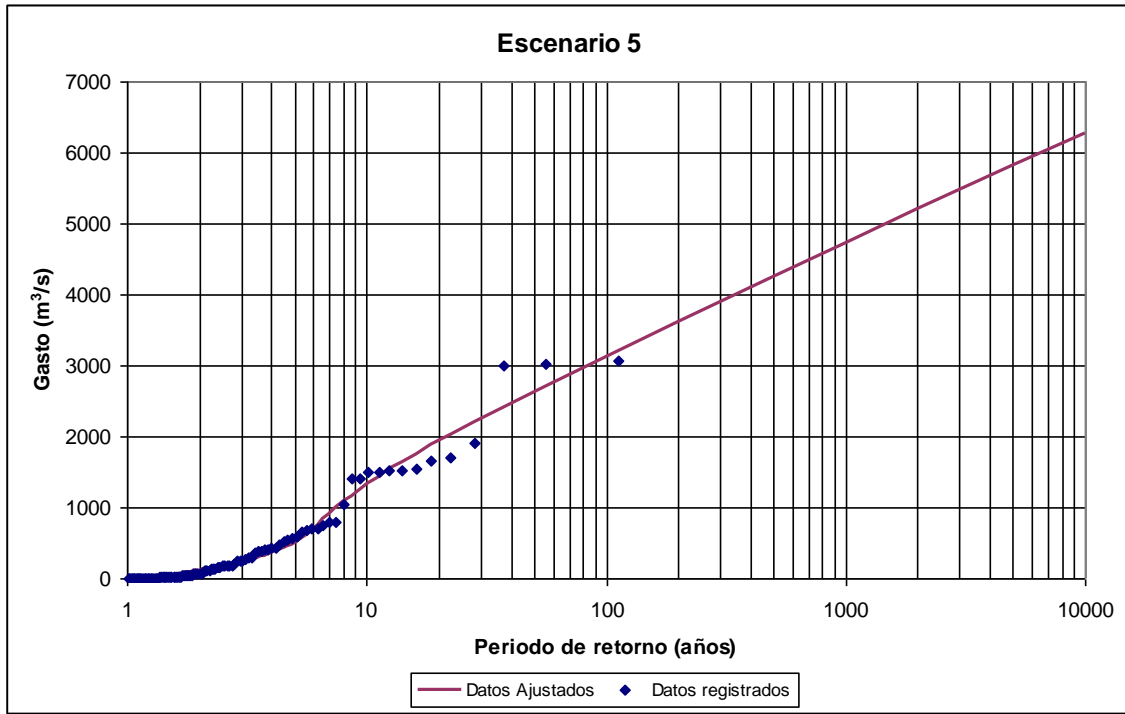


Figura 7.11. Resultados del análisis de frecuencias correspondiente al escenario 6

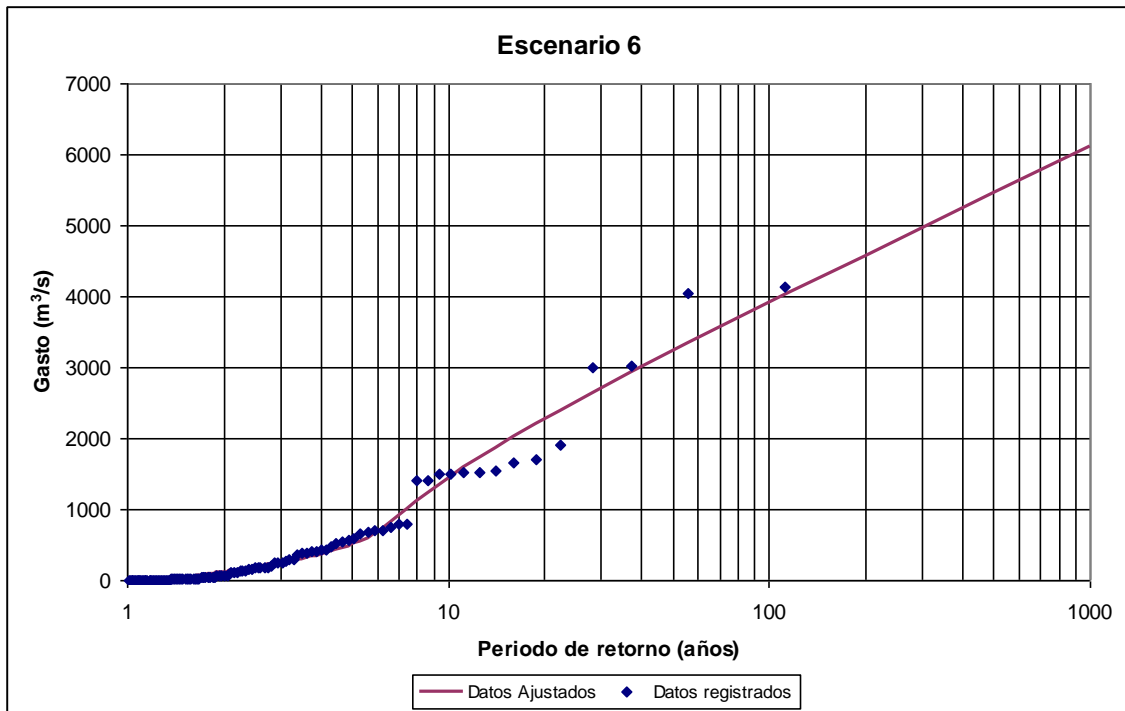




Figura 7.12. Resultados del análisis de frecuencias correspondiente al escenario 7

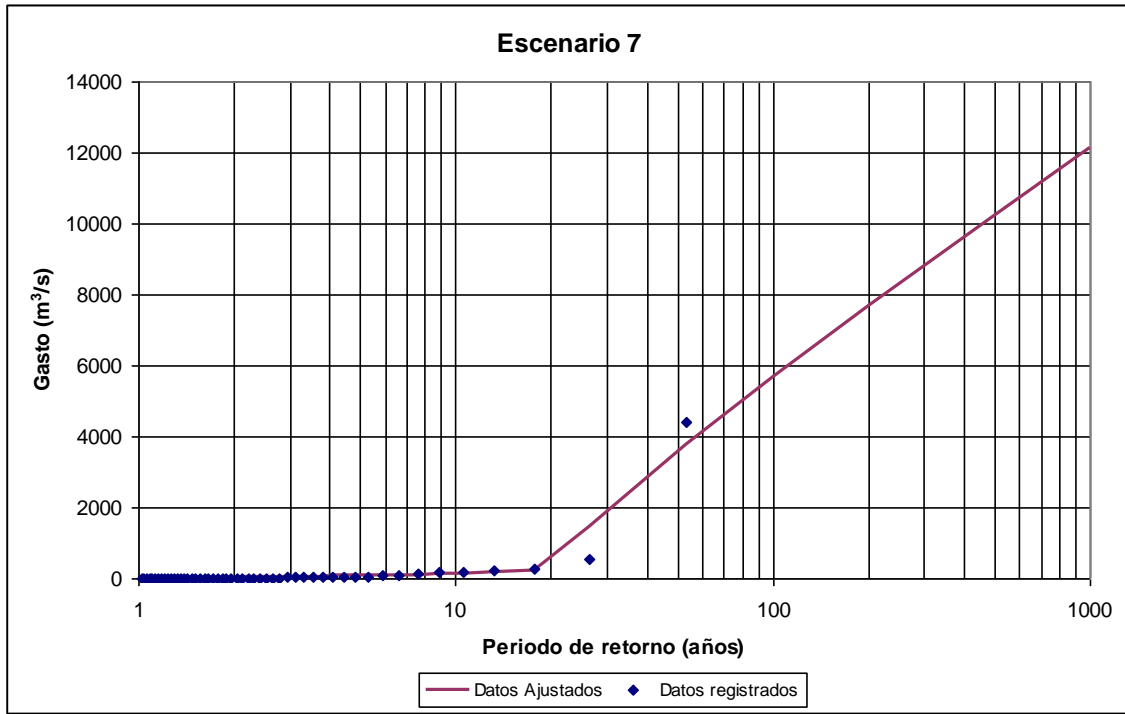


Figura 7.13. Resultados del análisis de frecuencias correspondiente al escenario 8

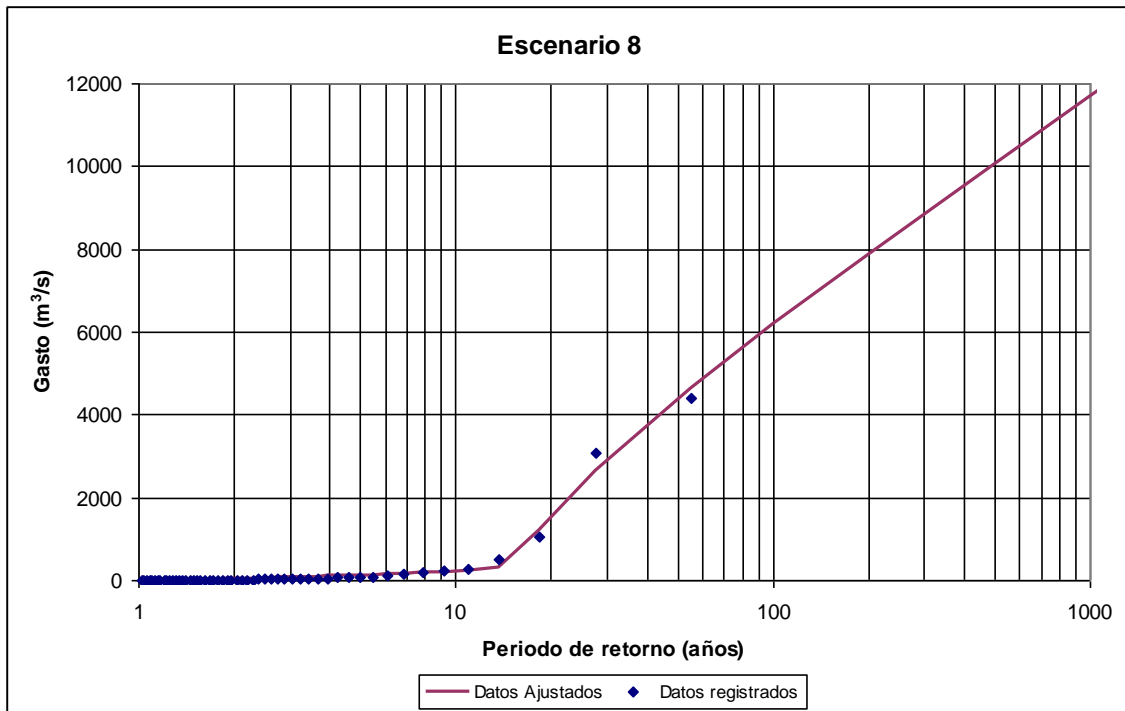




Figura 7.14. Resultados del análisis de frecuencias correspondiente al escenario 9

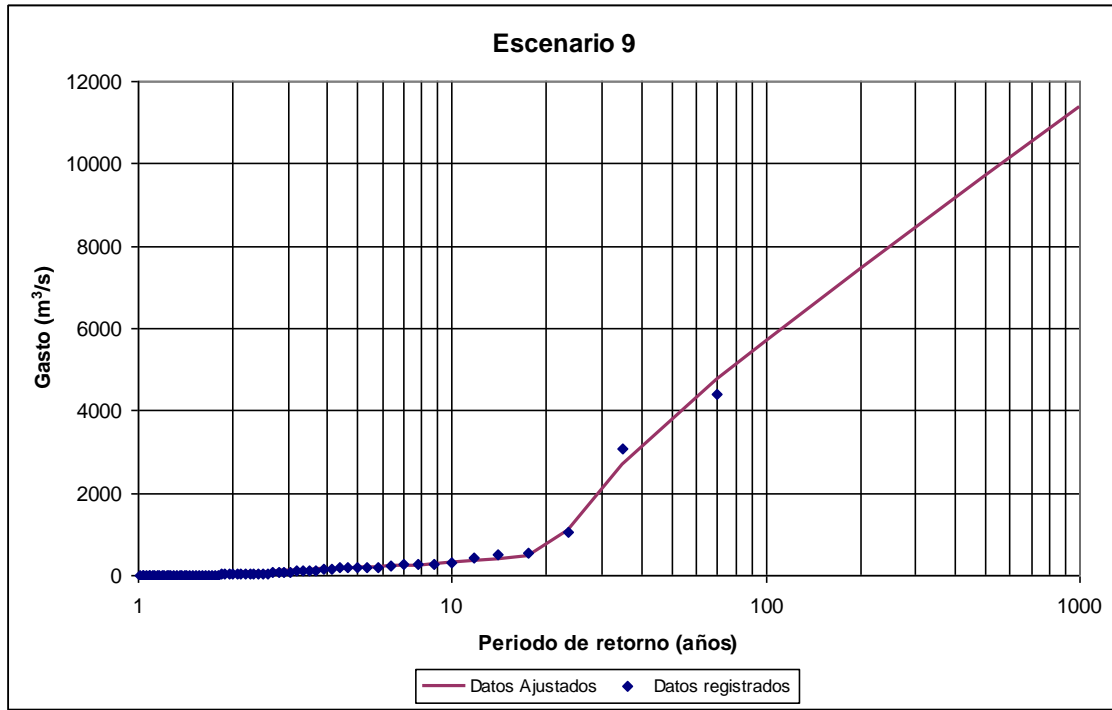
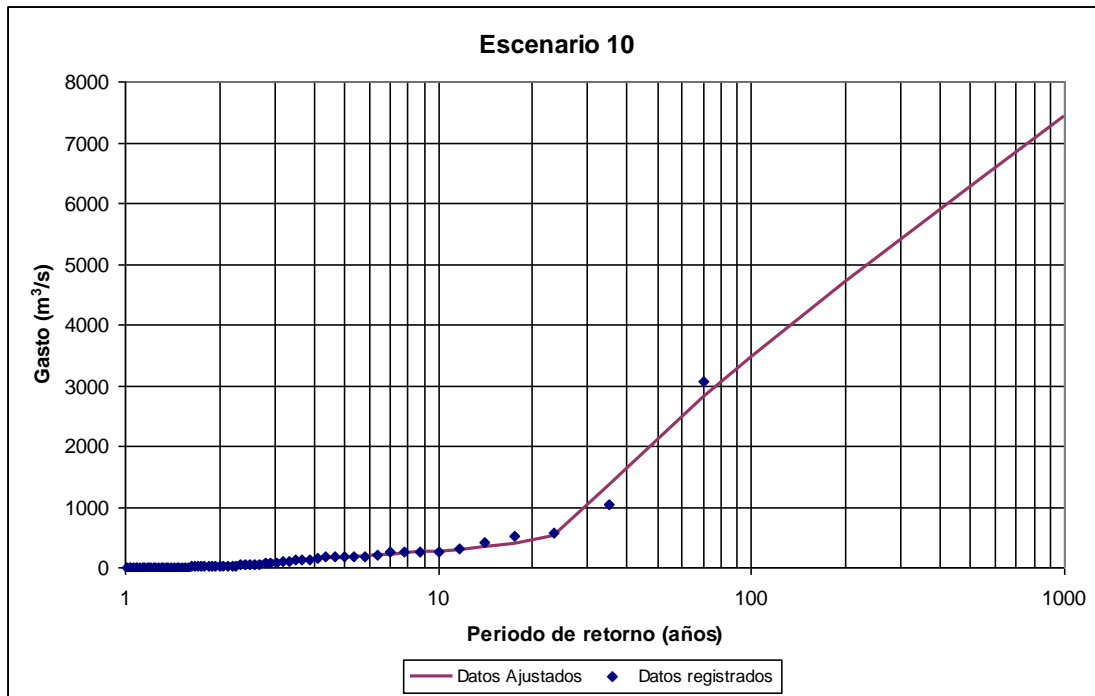


Figura 7.15. Resultados del análisis de frecuencias correspondiente al escenario 10





De acuerdo con los resultados obtenidos se establecen los comentarios vertidos a continuación.

Si sólo se utilizan los registros de la estación hidrométrica Monterrey II sin considerar los gastos deducidos, ni los obtenidos con la modelación del proceso lluvia - escurrimiento (escenario 7), se tiene que, como referencia en los extremos, los gastos de diseño para 5 y 1000 años son 81.92 y 12142.77 m<sup>3</sup>/s de respectivamente. Este escenario parece alejado de la realidad, sobre todo ante el conocimiento, aunque sea cualitativo de los grandes eventos sucedidos en el pasada.

El impacto que se tiene agregar los gastos calculados por el proceso lluvia-escurrimiento para los años de 2005 y 2010 (Escenario 8) es que los gastos para los mismos periodos de retorno es de 122.70 m<sup>3</sup>/s para el periodo de retorno de 5 años y de 11670.79 m<sup>3</sup>/s para el periodo de retorno de 1000 años. Como se observa los gastos son menores debido a que los gastos de 2005 y 2010 son menores al máximo registrado, el cual es de 4400 m<sup>3</sup>/s y corresponde al huracán Gilbert. De aquí la importancia de contar con el mayor número de registros posible.

El escenario 2 contempla agregarle al escenario 8 los gastos deducidos mediante la lluvia en Monterrey, los registros deducidos con la Estación hidrométrica El Chuchillo, y los obtenidos con la modelación lluvia escurrimiento para los años 2005 y 2010, esto implica que se tiene un gasto de 5000 m<sup>3</sup>/s, el cual es mayor al registrado por el huracán Gilbert, además cuenta con otros dos gastos superiores a los 4000 m<sup>3</sup>/s. Como resultado se tiene que el gasto para 5 años aumenta a 605.88m<sup>3</sup>/s, pero el gasto para 1000 años disminuye a 7679.14m<sup>3</sup>/s, esto se debe a que existen varios gastos menores a 4400 m<sup>3</sup>/s lo cual impacta en que la curva de la FD Gumbel Doble se suavice al extrapolar. En otras palabras, los eventos grandes se vuelven un poco menos raros. Sin embargo, este escenario parece muy razonable y acorde con la realidad de la cuenca.

El escenario 2 contiene el gasto de 5000 m<sup>3</sup>/s deducido para el año 1909 a partir de la lluvia registrada en Monterrey, sin embargo existe una gran incertidumbre sobre la magnitud de aquel evento, puesto que de acuerdo con cronistas de la ciudad, el gasto correspondiente al huracán Gilbert, ha sido el más grande que se recuerde. Existen por otro lado versiones que incluso ubican al gasto máximo ocurrido en 1909 por encima de los 6000 m<sup>3</sup>/s. Así, en el escenario 5 se contempla la modelación considerando todos los datos disponibles desde 1896 a 2010, pero quitando el gasto del huracán Gilbert, y los gastos mayores a 4000 m<sup>3</sup>/s, pero manteniendo los gastos para 2005 y 2010 calculados en este estudio. Como resultado se tiene que el gasto para los periodos de retorno de 5 y 1000 años es de 503.88 y 4718.20m<sup>3</sup>/s respectivamente. Y el periodo de retorno correspondiente al gasto del huracán Gilbert, el cual es el máximo que se tiene registrado o aforado y que recuerde la población es de 800 años aproximadamente. Este escenario se considera demasiado bajo con respecto a la realidad observada.

Como se observa, es evidente que el contar con un registro largo, permite realizar estimaciones de eventos asociados con probabilidades, con menos incertidumbre y por lo tanto, contar con mejor información para el adecuado diseño de las obras. Todo esto con el fin de evitar sobrediseñar o pero aún subdiseñar las obras de protección, control y cruce en los ríos. Ante este hecho, es incuestionable que la rehabilitación de la Estación hidrométrica Monterrey II resulta imperante.



Como conclusión es que los gastos que se obtengan en La EH Monterrey con el modelo lluvia escurrimiento en el presente estudio, se compararán con los correspondientes al escenario 5, el cual incorpora los grandes eventos observados en los últimos años, pero discrimina la inclusión de eventos a inicios del siglo pasado sobre los cuales hay aún más incertidumbre en la evaluación de su magnitud. Para el escenario 5, el gasto para un periodo de retorno de 1000 años resultó de 4718.20 m<sup>3</sup>/s. El escenario 6 también ofrece una buena alternativa de comparación. Para este caso el gasto máximo para el periodo de retorno de 1000 años fue de 6109 m<sup>3</sup>/s. Eventualmente, el escenario 2 podría ofrecer también una base de comparación, en la cual se da valor a los estimados de GASIR y se incluye a Emily y Alex. Para este caso el gasto para el periodo de retorno de 1000 años alcanza los 7679 m<sup>3</sup>/s. El promedio de los gastos de estos tres escenarios es de 6168 m<sup>3</sup>/s.

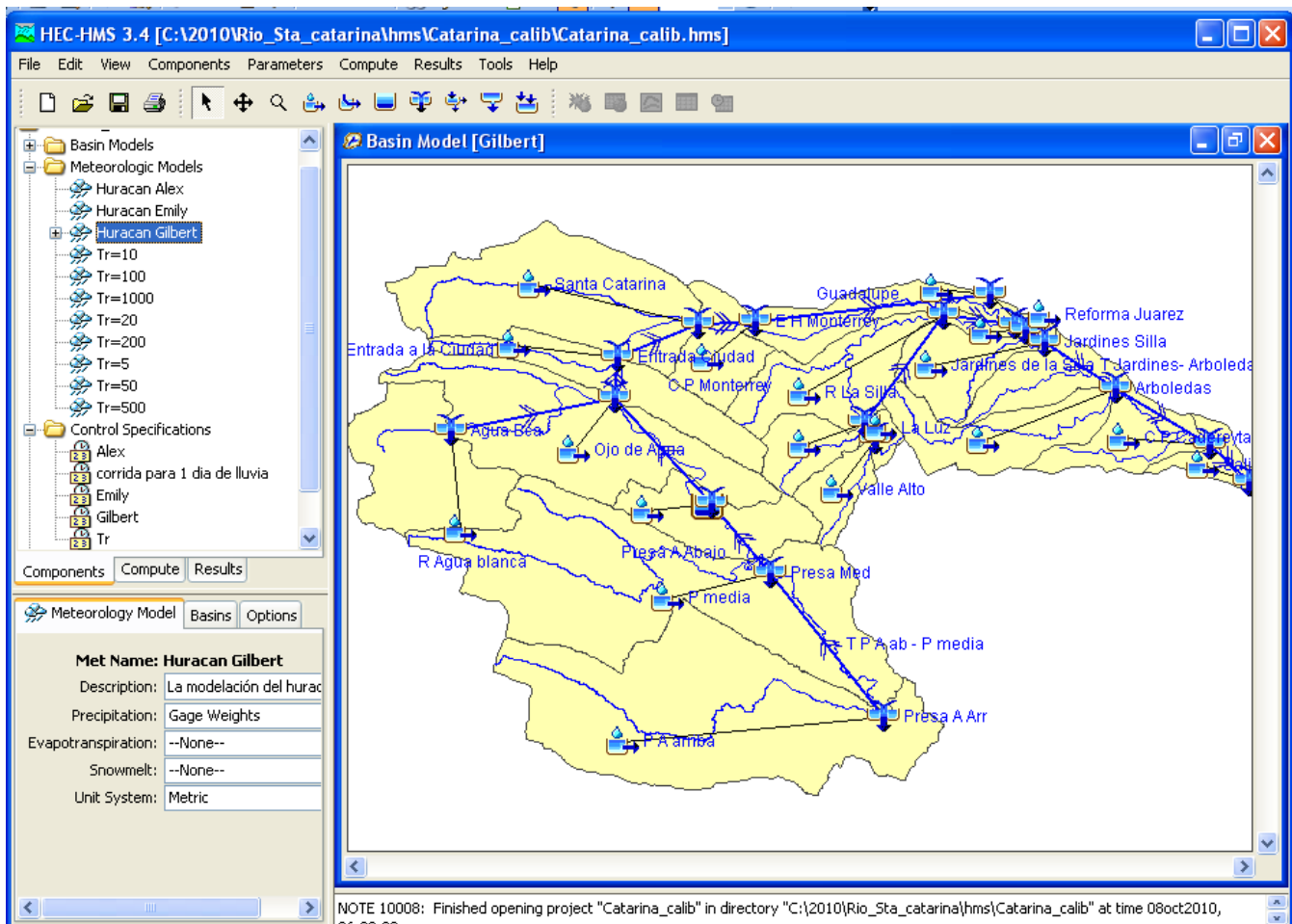


## 7.2. Avenidas de diseño en cada tramo utilizando un modelo lluvia - escurrimiento

Para determinar las avenidas de diseño a partir de la simulación de proceso lluvia - escurrimiento, se construyó un modelo de la cuenca en el software HEC-HMS. Dicho software fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de las Estados Unidos, y es de uso gratuito.

En la siguiente figura se muestra el modelo en HEC-HMS correspondiente a la cuenca del río Santa Catarina.

Figura. 7.16. Modelo de cuenca creado en el software HEC-HMS





### 7.2.1. Calibración del modelo lluvia escurrimiento

Antes de calcular las avenidas correspondientes a los diferentes periodos de retorno, es necesario realizar una calibración, es decir utilizar la lluvia histórica y reproducir la avenida generada por dicha lluvia, la cual fue registrada por una estación hidrométrica.

Las avenidas que se utilizan para la calibración son las registradas con los huracanes Gilbert (septiembre de 1988), Emily (julio de 2005) y Alex (junio de 2010).

#### Huracán Gilberto

En la siguiente tabla y figura se presenta la avenida generada por las precipitaciones generadas por el huracán Gilberto. Esta información fue proporcionada por la Conagua.

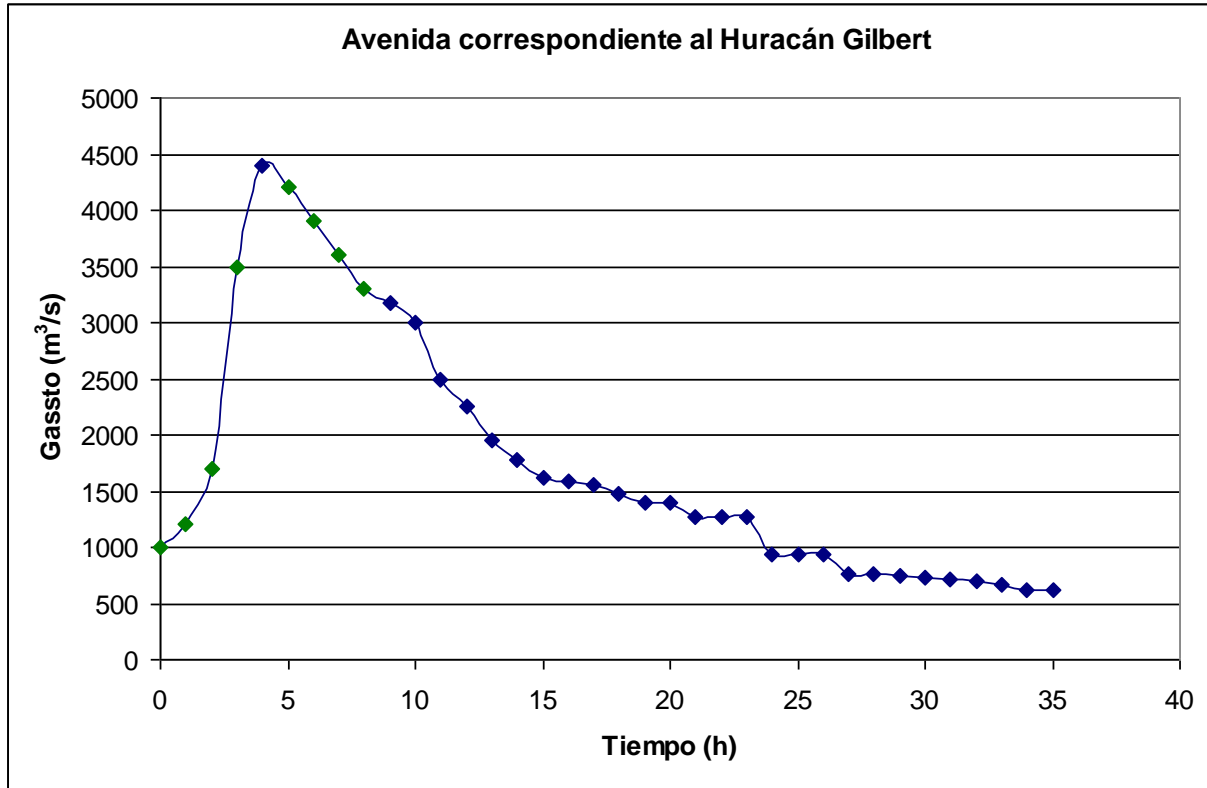
Tabla. 7.6. Avenida registrada en la Estación hidrométrica Monterrey, correspondiente al huracán Gilbert.

17-Sep-88			18-Sep-88		
Hora	Escala (m)	Gasto m <sup>3</sup> /s	Hora	Escala (m)	Gasto m <sup>3</sup> /s
01:00		1000	01:00	1.80	937.0
02:00		1200	02:00	1.80	937.0
03:00		1700	03:00	1.80	937.0
04:00		3500.0	04:00	1.70	766.8
05:00	5.90	4400.0	05:00	1.70	766.8
06:00		4200.0	06:00	1.67	745.3
07:00		3900.0	07:00	1.65	731.2
08:00		3600.0	08:00	1.62	709.9
09:00		3300.0	09:00	1.60	695.8
10:00	4.40	3178.0	10:00	1.55	660.4
11:00	3.90	3000.0	11:00	1.50	625.0
12:00	3.20	2500.0	12:00	1.45	617.9
13:00	2.90	2250.0			
14:00	2.60	1950.0			
15:00	2.40	1780.0			
16:00	2.20	1620.0			
17:00	2.15	1585.0			
18:00	2.10	1550.0			
19:00	2.00	1480.0			
20:00	1.90	1400.0			
21:00	1.90	1400.0			
22:00	1.85	1272.0			
23:00	1.85	1272.0			
00:00	1.85	1272.0			

Los valores en color verde fueron interpolados para poder completar la avenida



Figura 7.17. Hidrograma correspondiente a la precipitación generada por el huracán Gilberto en 1988



La precipitación máxima en 24 horas registrada durante la presencia del huracán Gilberto en las estaciones varió entre 181 mm y 485mm. Los valores registrados de la precipitación se muestran en la siguiente tabla.



Tabla 7.7. Precipitación (mm) registrada en cada una de las estaciones correspondientes al huracán Gilberto

* Pluviómetro automático	Estación climatológica	Fecha								
		12/Se p	13/Se p	14/Se p	15/Sep	16/Sep	17/Sep	18/Sep	19/Sep	20/Sep
A Seco	19002	0.0	0.0	0.0	0.0	485.0	48.5	0.5	0.0	0.0
CU	19004	0.0	0.0	0.0	18.5	253.0	6.8	2.5	0.0	0.0
Estanzuela	19015	0.0	0.0	2.5	36.8	330.5	3.5	0.0	0.0	0.0
A Seco	19018	0.0	0.0	0.0	33.0	326.0	0.0	0.0	0.0	0.0
A Seco	19031	0.0	0.0	0.0	28.0	188.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Estanzuela	19033	0.0	0.0	0.0	45.0	345.0	25.0	0.0	0.0	0.0
Estanzuela	19038	0.0	0.0	0.0	42.8	358.5	0.0	0.0	0.0	0.0
PC	19049	0.0	0.0	0.0	60.6	183.9	0.0	0.0	0.0	0.0
Obispo	19054	0.0	0.0	0.0	0.0	287.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Mitras	19061	0.0	0.0	0.0	18.5	260.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Estanzuela	19062	0.0	0.0	0.0	10.5	316.0	3.4	0.4	0.0	0.0
Estanzuela	19131	0.0	0.0	0.0	24.0	181.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Estanzuela	19140	0.0	0.0	0.0	10.5	178.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Estanzuela	19173	0.0	0.0	0.0	0.0	95.3	0.0	0.0	0.0	0.0

\* Se refiere a que se utilizará la distribución temporal de la lluvia de dicho pluviómetro automático para distribuir la lluvia de cada una de las estaciones climatológicas.

Para la modelación del proceso lluvia escurrimiento, es indispensable conocer la variación espacial y temporal de la precipitación.

La variación espacial se calculo mediante la aplicación de los polígonos de Thiessen, para lo cual se utilizaron las estaciones climatológicas mostradas en la tabla anterior.

En la siguiente figura se muestran los polígonos de Thiessen y en la tabla 7.8 se presentan los valores de influencia de cada una de las estaciones en cada subcuenca.



Figura 7.18. Polígonos de Thiessen para las estaciones que registraron la lluvia correspondiente al huracán Gilberto

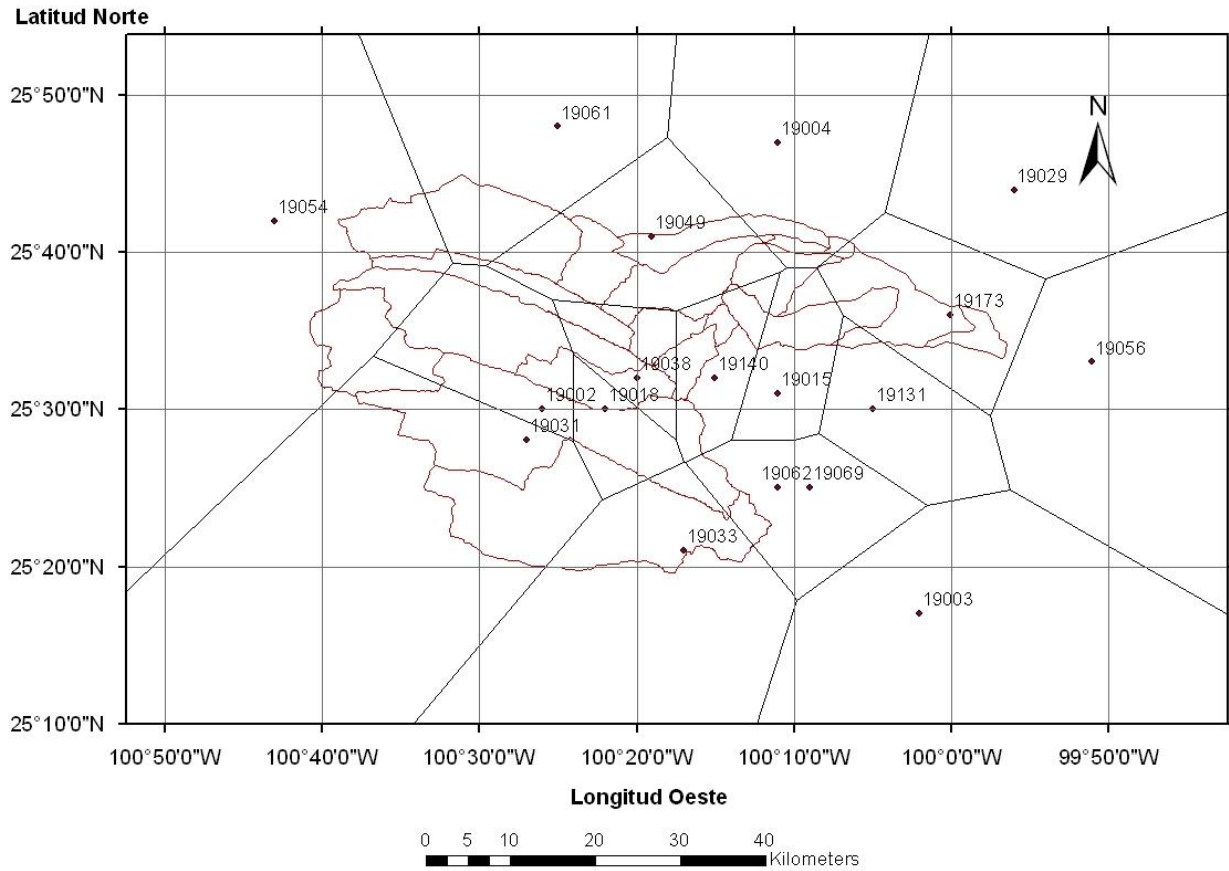




Tabla 7.8. Valores de los factores de influencia de cada una de las estaciones climatológicas convencionales en cada subcuenca para el huracán Gilberto

No de subcuenca	Nombre de la Subcuenca	Estación	Peso de Thiessen o factor de influencia
1	Presas- Aguas arriba	19018	0.063
1	Presas- Aguas arriba	19031	0.471
1	Presas- Aguas arriba	19033	0.422
1	Presas- Aguas arriba	19062	0.044
			1.000
2	Presas- intermedia	19002	0.208
2	Presas- intermedia	19018	0.198
2	Presas- intermedia	19031	0.397
2	Presas- intermedia	19033	0.055
2	Presas- intermedia	19038	0.039
2	Presas- intermedia	19062	0.052
2	Presas- intermedia	19140	0.051
			1.000
3	Presas - Aguas abajo	19002	0.327
3	Presas - Aguas abajo	19018	0.320
3	Presas - Aguas abajo	19038	0.354
			1.000
4	Rancho Agua Blanca	19002	0.192
4	Rancho Agua Blanca	19031	0.219
4	Rancho Agua Blanca	19054	0.589
			1.000
5	Ojo de Agua	19002	0.678
5	Ojo de Agua	19038	0.135
5	Ojo de Agua	19054	0.187
			1.000
6	Entrada a la ciudad	19002	0.286
6	Entrada a la ciudad	19038	0.299
6	Entrada a la ciudad	19049	0.184
6	Entrada a la ciudad	19054	0.181
6	Entrada a la ciudad	19061	0.050
			1.000
7	Santa Catarina	19049	0.219
7	Santa Catarina	19054	0.318
7	Santa Catarina	19061	0.462
			1.000



“Estudio hidrológico de la cuenca del río Santa Catarina, N. L.”



CONAGUA  
COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

No de subcuenca	Nombre de la Subcuenca	Estación	Peso de Thiessen o factor de influencia
8	Cuenca propia EH Monterrey II	19038	0.007
8	Cuenca propia EH Monterrey II	19049	0.992
			1.000
9	Valle Alto	19038	0.221
9	Valle Alto	19140	0.779
			1.000
10	Rancho San Pablo	19038	0.768
10	Rancho San Pablo	19049	0.008
10	Rancho San Pablo	19140	0.224
			1.000
11	La Luz	19140	1.000
12	Río La silla (E.H Los Lermas)	19004	0.013
12	Río La silla (E.H Los Lermas)	19038	0.074
12	Río La silla (E.H Los Lermas)	19049	0.828
12	Río La silla (E.H Los Lermas)	19140	0.084
			1.000
13	Guadalupe	19004	0.283
13	Guadalupe	19049	0.717
			1.000
14	Confluencia río La Silla - R S Catarina	19004	0.999
14	Confluencia río La Silla - R S Catarina	19049	0.001
			1.000
15	Reforma Juárez	19004	0.541
15	Reforma Juárez	19173	0.458
			1.000
16	Arboledas de San Roque	19015	0.461
16	Arboledas de San Roque	19049	0.009
16	Arboledas de San Roque	19131	0.033
16	Arboledas de San Roque	19140	0.230
16	Arboledas de San Roque	19173	0.268
			1.000
17	Jardines de la Silla	19004	0.196
17	Jardines de la Silla	19015	0.257
17	Jardines de la Silla	19049	0.350



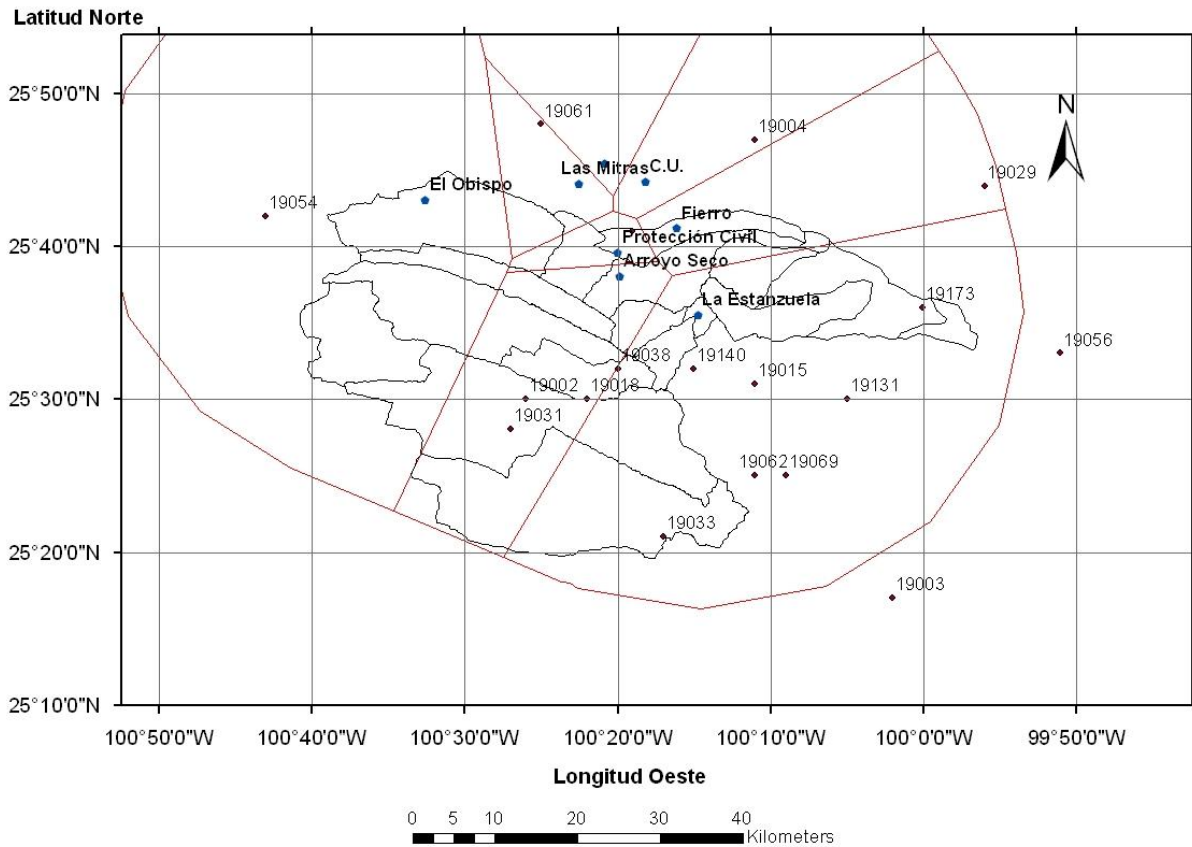
No de subcuenca	Nombre de la Subcuenca	Estación	Peso de Thiessen o factor de influencia
17	Jardines de la Silla	19140	0.174
17	Jardines de la Silla	19173	0.023
			1.000
18	Cuenca Propia EH Cadereyta	19015	0.144
18	Cuenca Propia EH Cadereyta	19131	0.066
18	Cuenca Propia EH Cadereyta	19173	0.791
			1.000
19	Salida Rio S Catarina	19173	1.000

Para la distribución temporal de la precipitación de las estaciones climatológicas convencionales, se utilizó el patrón de lluvia registrada por los pluviómetros automáticos correspondientes al huracán Alex esto debido a que las precipitaciones registradas son del mismo orden que las del huracán Gilberto.

Para la distribución mencionada primeramente se calcularon los polígonos de Thiessen para los pluviómetros automáticos; posteriormente se ubicaron las estaciones climatológicas dentro de los polígonos de Thiessen, obteniendo así para cada estación climatológica el pluviómetro automático que se utilizará para distribuir la lluvia en el tiempo. En la tabla 7.7 (columna 1) se indica pluviómetro automático que se utilizará en cada estación climatológica convencional para distribuir la lluvia en el tiempo

En la siguiente figura se muestran los polígonos de Thiessen para los pluviómetros automáticos y la localización de las estaciones climatológicas convencionales.

Figura 7.19. Polígonos de Thiessen de cada uno de los pluviómetros automáticos



Debido a que de los días 12 a 14 prácticamente no se registraron precipitaciones, la simulación se comenzó el día 15 de septiembre y se terminó el 20 de septiembre de 1988

En la siguiente figura se muestran los resultados de la modelación del proceso lluvia escurrimiento correspondiente al huracán Gilberto, para lo cual se utilizaron las características del área de las subcuencas, los números de escurrimiento correspondientes a condiciones media de humedad, y los valores de los parámetros del método de Muskingum para el tránsito de avenidas en cauces, es decir no fue necesario ajustar ningún parámetro, ya que con los definidos inicialmente se representó bien la avenida registrada en la estación hidrométrica Monterrey II, lo cual indica que los valores de las características mencionadas son apropiados.

En la siguiente figura se presenta los resultados del hidrograma simulado y el registrado en la E.H Monterrey II.



Figura 7.20. Resultados del proceso lluvia escurrimiento en la EH Monterrey II para el huracán Gilberto. Resultado de forma gráfica

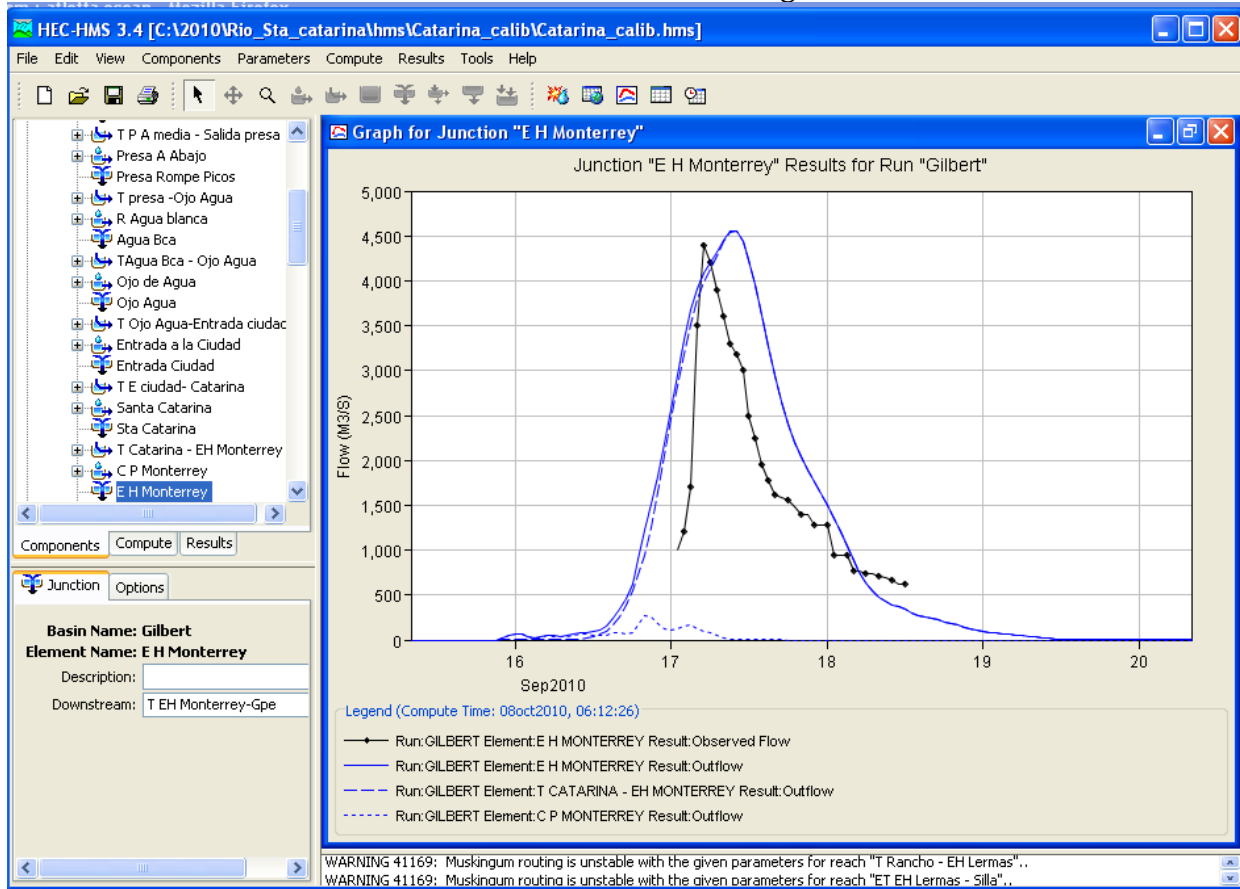
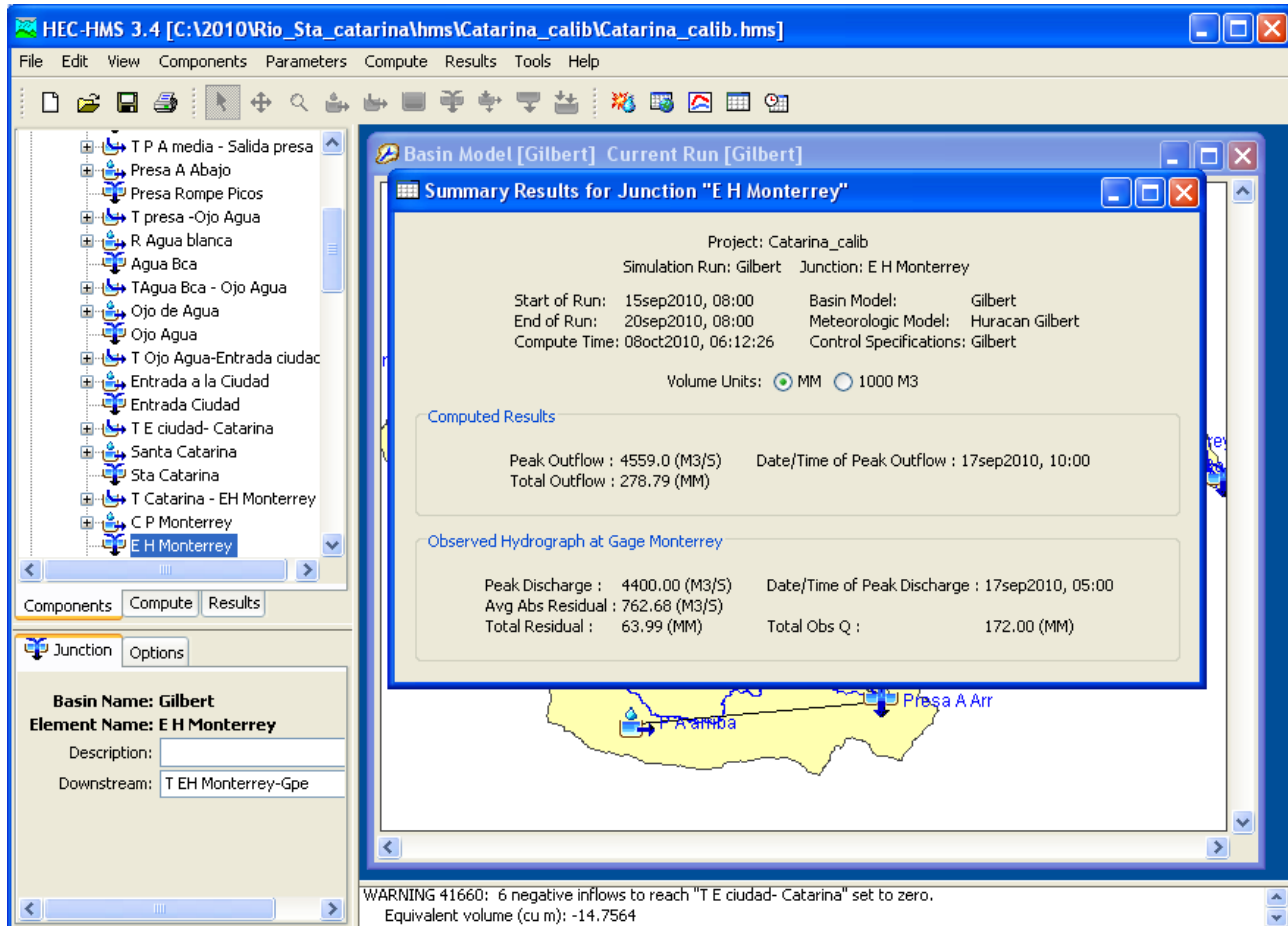




Figura 7.21. Resultados del proceso lluvia escurrimiento en la EH Monterrey II para el huracán Gilberto. Resumen



Como puede observarse en la figura anterior, el gasto simulado resultó de 4559 m<sup>3</sup>/s, mientras el gasto máximo proporcionado por la CONAGUA fue de 4400 m<sup>3</sup>/s, es decir ayuna diferencia del 3.6 % por lo que se puede concluir que los resultados con el modelo lluvia escurrimiento son apropiados y los parámetros de los números de escurrimiento también lo son.

En la EH Los Lermas se tiene registrado para el huracán Gilberto un gasto de 611.467 m<sup>3</sup>/s, inicialmente el modelo dio un gasto de 512.7 m<sup>3</sup>/s, por lo que en esta cuenca se realizó un ajuste a los números de escurrimiento (se aumentaron el 10%), respecto a los calculados originalmente, obteniendo así un gasto de 540.2 m<sup>3</sup>/s.



En la siguiente tabla se muestran los valores finales de los números de escurrimiento

Tabla 7.9 Valores finales de los números de escurrimiento N en cada una de las subcuencas

Subcuenca	N inicial	N final
P A arriba	79	79
P media	81	81
Presa A Abajo	84	84
R Agua blanca	78	78
Ojo de Agua	82	82
Entrada a la Ciudad	81	81
Santa Catarina	83	83
C P Monterrey	91	91
Guadalupe	92	92
R La Silla	89	97.9
Rancho San Pablo	81	89.1
Valle Alto	82	90.2
La Luz	83	91.3
Confluencia Silla- Cataina	79	79
Jardines de la Silla	86	86
Reforma Juárez	80	80
Arboledas S Roque	81	81
C P Cadereyta	82	82
Salida Catarina	89	89

En la estación hidrométrica Cadereyta II no se registró la avenida correspondiente al huracán Gilberto, por lo que no es posible realizar una comparación en ese punto.

Finalmente en la siguiente tabla se presenta el valor máximo del gasto en las estaciones hidrométricas y en otros puntos importantes.

Tabla 7.10. Gastos correspondientes a la tormenta del huracán Gilberto en diferentes sitios de la cuenca

Sitio	Gasto máximo (m <sup>3</sup> /s)
Presa Rompepicos	1862.000
Entrada a la Ciudad	4191.300
E.H Monterrey	4559.000
E.H Los Lermas	540.200
E.H Cadereyta	4577.100
Salida (o fin) del río Santa Catarina	4559.300



Como conclusión se tiene aquí que el gasto obtenido en la EH Cadereyta II se puede agregar a la serie de gastos máximos registrados para realizar el análisis de frecuencias.

### **Huracán Emily**

Al igual que en la modelación del huracán Gilberto, la distribución temporal espacial de la lluvia se determinó mediante la aplicación de los polígonos de Thiessen con las estaciones que registraron la precipitación en esas fechas, incluyendo los pluviómetros automáticos. En la tabla 7.11 y en la figura 7.22 se muestran los valores de la influencia de cada estación en cada subcuenca.

Los números de escurrimiento utilizados tanto para modelar el huracán Emily como el huracán Alex son los correspondientes a condiciones secas, debido a que se presentaron en los meses que no son los más lluviosos.

Tabla 7.11. Valores de los factores de influencia de cada una de las estaciones climatológicas convencionales en cada subcuenca para el huracán Emily

No de subcuenca	Nombre de la Subcuenca	Estación	Peso de Thiessen o factor de influencia
1	Presa- Aguas arriba	19018	0.059
1	Presa- Aguas arriba	19031	0.470
1	Presa- Aguas arriba	19033	0.448
1	Presa- Aguas arriba	19069	0.023
			1.000
2	Presa- intermedia	19002	0.082
2	Presa- intermedia	19018	0.224
2	Presa- intermedia	19031	0.268
2	Presa- intermedia	19033	0.096
2	Presa- intermedia	19069	0.008
2	Presa- intermedia	19096	0.254
2	Presa- intermedia	19140	0.067
			1.000
3	Presa - Aguas abajo	19002	0.168
3	Presa - Aguas abajo	19018	0.597
3	Presa - Aguas abajo	19096	0.159
3	Presa - Aguas abajo	19140	0.076
			1.000
4	Rancho Agua Blanca	19054	0.336
4	Rancho Agua Blanca	19096	0.597
4	Rancho Agua Blanca	OBI	0.067



“Estudio hidrológico de la cuenca del río Santa Catarina, N. L.”



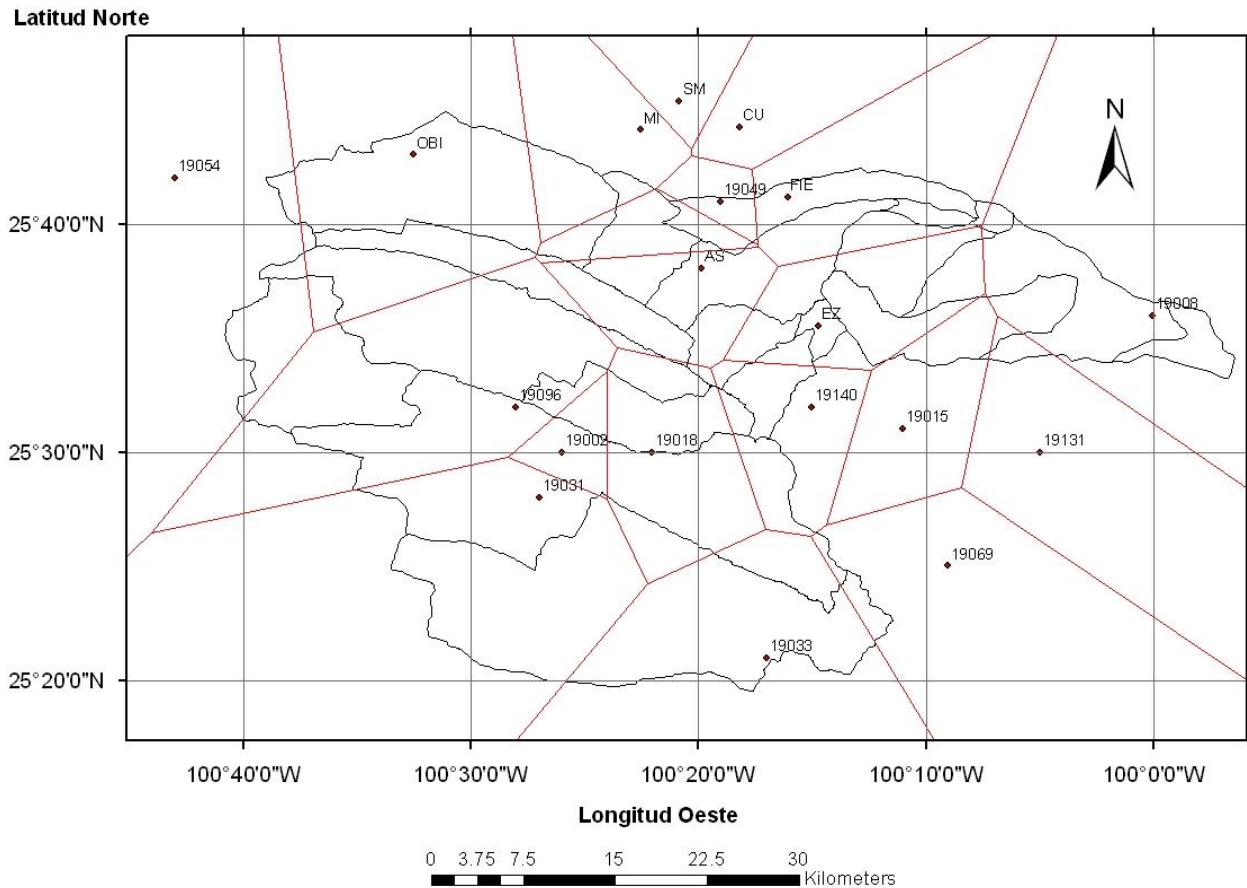
CONAGUA  
COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

No de subcuenca	Nombre de la Subcuenca	Estación	Peso de Thiessen o factor de influencia
			1.000
5	Ojo de Agua	19018	0.104
5	Ojo de Agua	19054	0.023
5	Ojo de Agua	19096	0.642
5	Ojo de Agua	AS	0.012
5	Ojo de Agua	OBI	0.220
			1.000
6	Entrada a la ciudad	19018	0.0072
6	Entrada a la ciudad	19096	0.1810
6	Entrada a la ciudad	AS	0.3978
6	Entrada a la ciudad	OBI	0.4140
			1.000
7	Santa Catarina	19054	0.0313
7	Santa Catarina	AS	0.0499
7	Santa Catarina	MI	0.1868
7	Santa Catarina	OBI	0.7321
			1.000
8	Cuenca propia EH Monterrey II	19049	0.1136
8	Cuenca propia EH Monterrey II	AS	0.7463
8	Cuenca propia EH Monterrey II	MI	0.1401
			1.000
9	Valle Alto	19140	0.779
9	Valle Alto	EZ	0.221
			1.000
10	Rancho San Pablo	19018	0.067
10	Rancho San Pablo	19140	0.105
10	Rancho San Pablo	AS	0.447
10	Rancho San Pablo	EZ	0.381
			1.000
11	La Luz	EZ	1.000
12	RÍo La silla (E.H Los Lermas)	19049	0.0010
12	RÍo La silla (E.H Los Lermas)	AS	0.4632



No de subcuenca	Nombre de la Subcuenca	Estación	Peso de Thiessen o factor de influencia
12	RÍo La silla (E.H Los Lermas)	EZ	0.2360
12	RÍo La silla (E.H Los Lermas)	FIE	0.2998
12			1.000
13	Guadalupe	19049	0.2907
13	Guadalupe	AS	0.0714
13	Guadalupe	FIE	0.6379
			1.000
14	Confluencia rio La Silla - R S Catarina	FIE	1.000
15	Reforma Juarez	19008	0.715
15	Reforma Juarez	EZ	0.015
15	Reforma Juarez	FIE	0.271
			1.000
16	Arboledas de San Roque	19008	0.262
16	Arboledas de San Roque	19015	0.304
16	Arboledas de San Roque	19131	0.038
16	Arboledas de San Roque	EZ	0.396
			1.000
17	Jardines de la Silla	19008	0.011
17	Jardines de la Silla	EZ	0.707
17	Jardines de la Silla	FIE	0.282
			1.000
18	Cuenca Propia EH Cadereyta	19008	0.746
18	Cuenca Propia EH Cadereyta	19015	0.004
18	Cuenca Propia EH Cadereyta	19131	0.070
18	Cuenca Propia EH Cadereyta	EZ	0.180
18			1.000
19	Salida Rio S Catarina	19008	1.000

Figura 7.22. Polígonos de Thiessen para las estaciones climatológicas convencionales que registraron la precipitación para el huracán Emily



En la siguiente tabla se presenta la precipitación diaria registrada durante la fecha en que afectó el huracán Emily a la cuenca del río Santa Catarina, en dicha tabla se observa que los días con mayor precipitación son 20 y 21 de julio. Por lo que esos días son los simulados en el modelo lluvia – escurrimiento.



Tabla 7.12 Valores de la precipitación registrada en las diferentes estaciones climatológicas convencionales para el huracán Emily

Estación	Fecha								
	14-Jul	15-Jul	16-Jul	17-Jul	18-Jul	19-Jul	20-Jul	21-Jul	22-Jul
19002	10.0	22.0	5.0	20.0	0.0	8.0	250.0	5.0	0.0
19003	0.0	58.0	22.6	0.0	0.0	0.0	210.6	23.8	0.0
19004	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	165.0	2.0
19008	0.0	12.4	0.9	0.0	0.0	2.0	164.5	0.0	0.0
19009	0.0	27.0	10.0	0.0	0.0	0.0	243.0	7.0	0.0
19015	0.0	25.9	7.0	0.0	0.0	5.3	330.0	18.5	12.5
19018	0.0	11.0	0.0	0.0	0.0	14.5	293.0	13.6	0.0
19029									
19031	0.0	21.0	115.0	15.0	16.0	0.0	250.0	6.0	0.0
19033	0.0	11.5	2.1	0.0	0.0	25.0	286.5	23.5	1.0
19038									
19049	0.0	12.0	43.0	0.0	0.0	3.1	248.0	0.0	0.0
19054	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	173.0	0.0	0.0
19056	6.0	0.0	2.0	0.0	0.0	40.0	135.0	0.0	0.0
19069	0.0	84.5	31.2	0.0	0.0	3.0	328.0	12.0	6.0
19096	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	4.0	236.0	19.0	0.0
19105	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	20.0	0.0	3.0	0.0
19131	0.0	9.0	0.0	0.0	0.0	13.5	213.0	0.0	0.0
19140		4.4	0.2	0.0	0.0	26.5	197.3	1.8	0.0
19173	0.0	20.0	2.0	0.0	0.0	4.0	217.2	0.0	0.0
19174	12.0	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	218.0	20.0	0.0

Tabla 7.12 Valores de la precipitación registrada en las diferentes estaciones climatológicas convencionales para el huracán Emily. Continuación

Estación	Fecha							
	23-Jul	24-Jul	25-Jul	26-Jul	27-Jul	28-Jul	29-Jul	30-Jul
19002	0.0	3.0	29.0	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19003	0.0	12.8	33.9	8.7	0.0	0.0	0.0	0.0
19004	0.0	1.5	11.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19008	0.0	0.0	45.6	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19009	0.0	21.0	11.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19015	0.0	8.0	62.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
19018	0.0	7.0	28.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19029								
19031	16.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19033	0.0	24.5	33.5	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19038								
19049	0.0	0.8	49.8	0.0	1.6	0.0	0.0	0.0
19054	0.0	0.0	7.0	0.0	4.0	0.0	0.0	0.0
19056	0.0	29.0	40.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19069	0.0	13.0	54.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19096	0.0	3.0	17.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19105	0.0	17.7	25.0	0.0	12.3	0.0	0.0	0.0
19131	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19140	0.0	6.0	24.7	0.0	2.5	0.0	0.0	0.0
19173	0.0	2.5	52.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19174	12.0	22.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0



La distribución temporal de la lluvia en las estaciones climatológicas convencionales se realizó de la misma forma que el caso del huracán Gilberto. Es decir, se trazaron los polígonos de Thiesen con los pluviómetros automáticos, y posteriormente se ubicaron las estaciones climatológicas convencionales junto con los polígonos y en el polígono que quedaran dentro cada estación climatológica se distribuirá de la misma manera que el pluviómetro automático correspondiente al polígono.

En la siguiente tabla se indica para cada estación climatológica el pluviómetro automático que se utilizará para distribuir la lluvia en el tiempo.

Tabla 7.13 Relación de los pluviómetros automáticos para distribuir la lluvia de las estaciones climatológicas convencionales

Estación climatológica convencional	Pluviómetro automático para distribuir la precipitación
19002	Arroyo Seco
19008	Estanzuela
19015	Estanzuela
19018	Arroyo Seco
19031	Arroyo Seco
19033	Estanzuela
19049	Arroyo Seco
19054	Obispo
19069	Estanzuela
19096	Arroyo Seco
19131	Estanzuela
19140	Estanzuela

Como puede observarse en la figura 7.22, existen varias subcuencas en las cuales solamente hay una estación dentro de la misma, y en ocasiones no existe estación alguna. Por lo que es necesario aplicar factores de reducción de la lluvia por área, ya que cuando se dispone de una sola estación generalmente se sobrestima la precipitación media en la cuenca ya que se supone que llueve la misma cantidad en toda la cuenca. Dichos factores de reducción se determinaron por medio de la calibración.

En la siguiente figura se muestra una recomendación de factores de reducción que dependen del área de la cuenca y de la duración de la tormenta.



Figura 7.23. Factores de reducción recomendados para el cálculo de la precipitación media en una cuenca

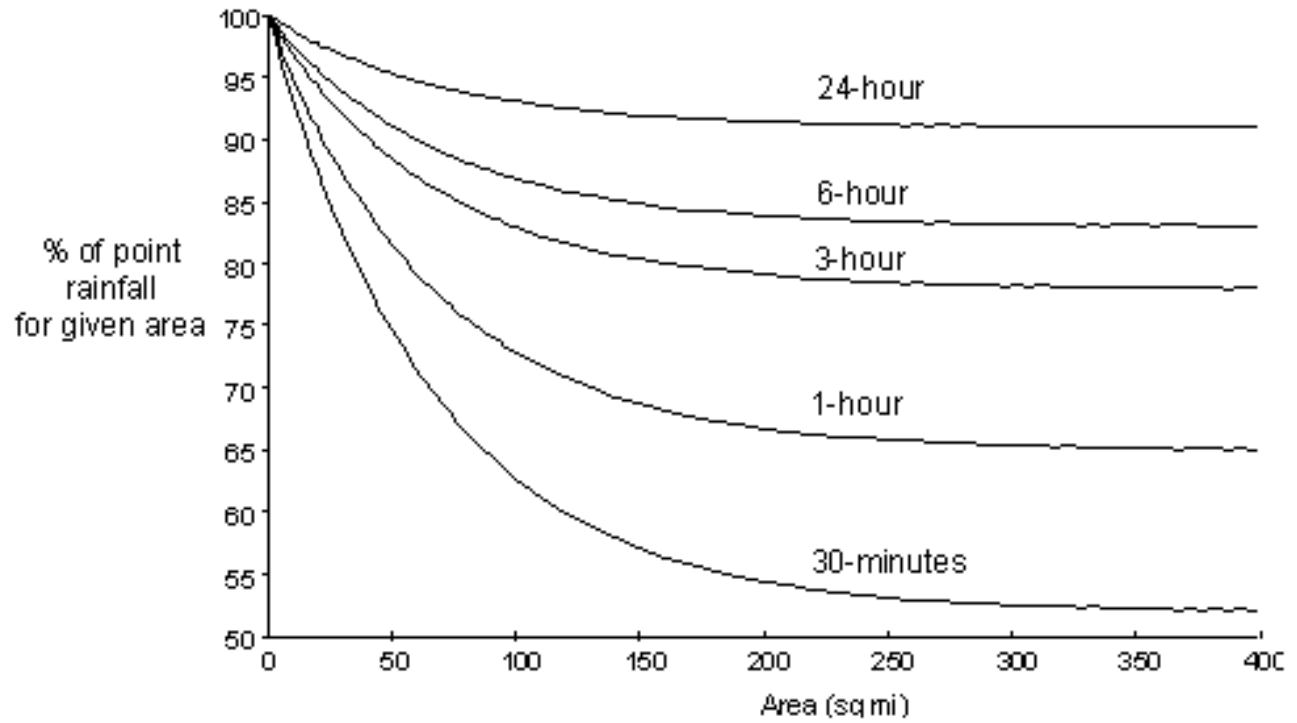




Tabla 7.14. Factores de reducción recomendados para lluvias puntuales registradas

No	Nombre	Área (km <sup>2</sup> )	Área (millas cuadradas)	Factor de reducción propuesto (%)	Factor de reducción obtenido por calibración (%)
1	Presa- Aguas arriba	325.298	125.69	87	65
2	Presa- intermedia	325.002	125.58	87	65
3	Presa - Aguas abajo	66.898	25.85	97	65
4	Rancho Agua Blanca	114.506	44.24	93	75
5	Ojo de Agua	186.741	72.16	90	75
6	Entrada a la ciudad	78.722	30.42	97	75
7	Santa Catarina	180.805	69.86	90	80
8	Cuenca propia EH Monterrey II	49.377	19.08	97	80
9	Valle Alto	28.82	11.14	98	80
10	Rancho San Pablo	34.2	13.21	98	80
11	La Luz	9.527	3.68	100	80
12	Río La silla (E.H Los Lermas)	84.23	32.55	97	80
13	Guadalupe	60.287	23.29	97	80
14	Confluencia río La Silla - R S Catarina	8.131	3.14	100	80
15	Reforma Juárez	5.686	2.20	100	80
16	Arboledas de San Roque	76.47	29.55	97	80
17	Jardines de la Silla	51.541	19.92	97	80
18	Cuenca Propia EH Cadereyta	99.465	38.43	93	80
19	Salida Río S Catarina	21.263	8.22	98	80



El gasto máximo registrado en la estación hidrométrica Cadereyta II en julio de 2005 fue de 882.3 m<sup>3</sup>/s

Para la calibración de este evento ya está en operación la presa Rompe picos, por lo que el modelo hidrológico contempla dicha presa.

Los resultados de la modelación en los diferentes puntos importantes de la cuenca se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 7.15. Gastos correspondientes a la tormenta del huracán Emily en diferentes sitios de la cuenca, mediante la modelación del proceso lluvia – escurrimiento.

Sitio	Gasto máximo (m <sup>3</sup> /s)
Presa Rompe picos	Gasto máximo de entrada= 1197.90 m <sup>3</sup> /s Gasto máximo de salida=521.90 m <sup>3</sup> /s Elevación máxima del agua=887.76 msnm
Entrada a la Ciudad	931.60
E.H Monterrey	1034.60
E.H Los Lermas	430.70
E.H Cadereyta	1031.00
Salida (o fin) del río Santa Catarina	1026.60

Como se puede observar el gasto obtenido en la EH Cadereyta por medio de la modelación del proceso lluvia – escurrimiento es mayor al registrado (882.3 m<sup>3</sup>/s), sin embargo algunos de los registros de la estación hidrométrica Cadereyta son inconsistentes con los de la estación hidrométrica Monterrey II por lo que se asumirá como correcto el gasto de 1031.0 m<sup>3</sup>/s en la EH Cadereyta II y como correcto el gasto de 1034.60 en la EH Monterrey II.

### **Huracán Alex**

El criterio de la modelación para el huracán Alex es el mismo que en el caso del huracán Emily, es decir se calcula la variación espacial y temporal de la lluvia de la misma manera que para Emily, y se aplican los mismos factores de reducción para el cálculo de la precipitación media en la cuenca.

En las siguientes tablas y figuras se muestra la información de la precipitación utilizada para la calibración.



Tabla 7.16. Factores de influencia de cada estación (climatológica y pluviómetro automático) en cada una de las subcuencas

No de subcuenca	Nombre de la Subcuenca	Clave o nombre de la estación	Peso de Thiessen o factor de influencia
1	Presa- Aguas arriba	19002	0.3760
1	Presa- Aguas arriba	19018	0.1017
1	Presa- Aguas arriba	19033	0.5223
			1.0000
2	Presa- intermedia	19002	0.6044
2	Presa- intermedia	19018	0.2879
2	Presa- intermedia	19033	0.1078
			1.0000
3	Presa - Aguas abajo	19002	0.3269
3	Presa - Aguas abajo	19018	0.6730
			1.0000
4	Rancho Agua Blanca	19002	0.3633
4	Rancho Agua Blanca	19054	0.4824
4	Rancho Agua Blanca	El Obispo	0.1543
			1.0000
5	Ojo de Agua	19002	0.4372
5	Ojo de Agua	19018	0.1045
5	Ojo de Agua	19054	0.0229
5	Ojo de Agua	Arroyo Seco	0.0413
5	Ojo de Agua	El Obispo	0.3942
			1.0000
6	Entrada a la ciudad	19018	0.0035
6	Entrada a la ciudad	Arroyo Seco	0.5057
6	Entrada a la ciudad	El Obispo	0.4776
6	Entrada a la ciudad	Protección Civil	0.0131
			0.9999
7	Santa Catarina	19054	0.0309
7	Santa Catarina	Arroyo Seco	0.0042
7	Santa Catarina	El Obispo	0.7312
7	Santa Catarina	Las Mitras	0.1705



No de subcuenca	Nombre de la Subcuenca	Clave o nombre de la estación	Peso de Thiessen o factor de influencia
7	Santa Catarina	Protección Civil	0.0632
			1.0000
8	Cuenca propia EH Monterrey II	Arroyo Seco	0.3617
8	Cuenca propia EH Monterrey II	Las Mitras	0.1071
8	Cuenca propia EH Monterrey II	Protección Civil	0.5311
			0.9999
9	Valle Alto	19018	0.1277
9	Valle Alto	La Estanzuela	0.8719
			0.9995
10	Rancho San Pablo	19018	0.0855
10	Rancho San Pablo	Arroyo Seco	0.4750
10	Rancho San Pablo	La Estanzuela	0.4393
			0.9998
11	La Luz	La Estanzuela	0.9997
12	Río La silla (E.H Los Lermas)	Arroyo Seco	0.4451
12	Río La silla (E.H Los Lermas)	Fierro	0.3113
12	Río La silla (E.H Los Lermas)	La Estanzuela	0.2242
12	Río La silla (E.H Los Lermas)	Protección Civil	0.0193
			0.9999
13	Guadalupe	Arroyo Seco	0.0082
13	Guadalupe	Fierro	0.6815
13	Guadalupe	Protección Civil	0.3101
			0.9999
14	Confluencia río La Silla - R S Catarina	Fierro	1.0001
15	Reforma Juárez	Fierro	0.7470
15	Reforma Juárez	La Estanzuela	0.2529
			0.9998
16	Arboledas de San Roque	La Estanzuela	1.0000
17	Jardines de la Silla	Fierro	0.3141
17	Jardines de la Silla	La Estanzuela	0.6859
			1.0000



No de subcuenca	Nombre de la Subcuenca	Clave o nombre de la estación	Peso de Thiessen o factor de influencia
18	Cuenca Propia EH Cadereyta	La Estanzuela	0.9993
19	Salida Santa Catarina	La Estanzuela	1.0000

Figura 7.23. Polígonos de Thiessen para las estaciones climatológicas convencionales que registraron la precipitación para el huracán Alex

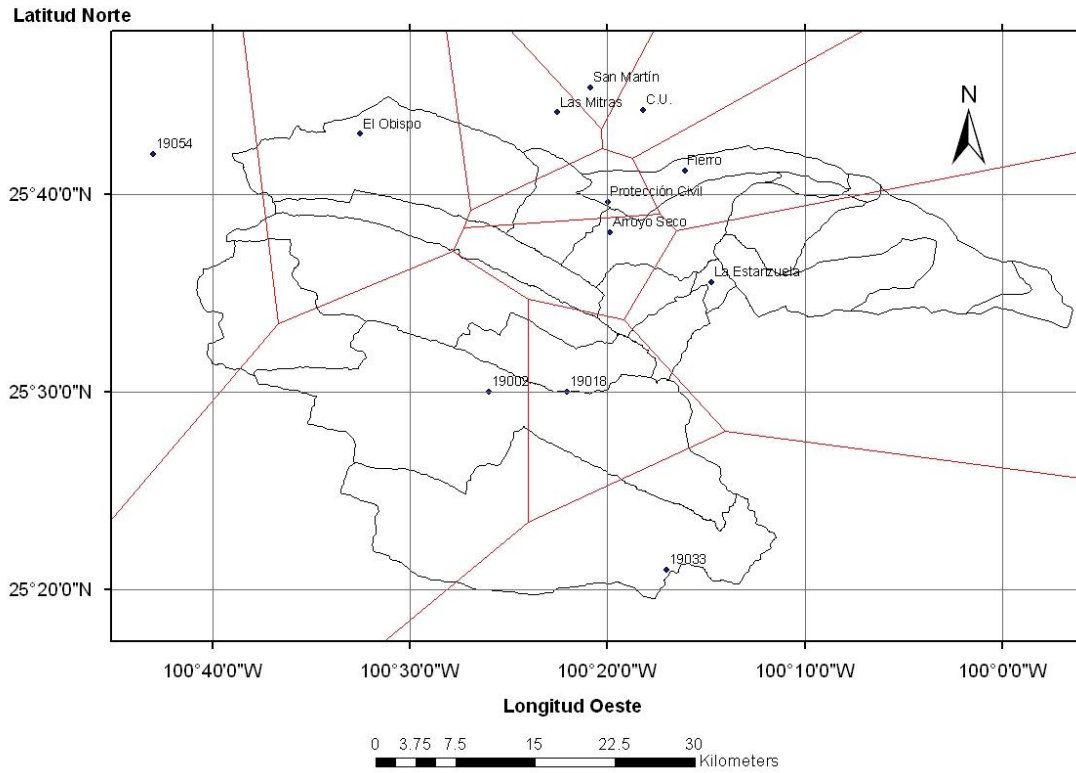




Tabla 7.17. Relación de cómo se distribuye la precipitación en el tiempo.

Pluviómetro automático para distribuir la precipitación	Estación climatológica convencional
A Seco	19002
A Seco	19018
Estanzuela	19033
Obispo	19054
Estanzuela	19131
Estanzuela	19140

Tabla 7.18 Valores de la precipitación registrada en las diferentes estaciones climatológicas convencionales para el huracán Alex

Fecha	19002	19018	19033	19054	AS	Obi	FE	EZ	MI	PC
28-Jun	4.0	8.0	19.0	0.0	26.3	5.0	16.0	14.5	9.0	21.5
29-Jun	77.0	31.0	51.0	6.0	10.5	35.0	6.8	20.8	29.0	6.0
30-Jun	400.0	260.0	310.0	331.0	244.3	155.3	187.5	446.5	153.3	226.8
01-Jul	210.0	150.0	305.0	240.4	332.8	270.8	221.5	363.0	208.5	381.3
02-Jul	2.0	10.0	5.0	0.0	0.5	0.3	28.5	22.5	3.3	0.5

Como se observa los días en que se presentó mayor precipitación son 30 de junio y 1º de julio.

De acuerdo con la información de la CONAGUA cuando se presentó el huracán Alex el nivel del agua máximo alcanzado en la presa estuvo a 2.5 m abajo del nivel de la cresta vertedora, por lo que el nivel máximo alcanzado en la presa fue de  $906.55 - 2.5 = 904.05$ msnm, entonces de la curva elevación-gasto de la presa se tiene que el gasto máximo de salida fue de  $649.26 \text{ m}^3/\text{s}$  lo cual es aproximadamente  $650 \text{ m}^3/\text{s}$ . Por lo que esta información se utilizará como punto importante de calibración.

Por otra parte según las lecturas de escala realizadas por la Conagua, y por lo tanto el valor del gasto (con la curva elevación gasto) en la estación hidrométrica Monterrey II se registró un gasto máximo de  $2500 \text{ m}^3/\text{s}$ . Sin embargo actualmente la estación hidrométrica no está funcionando, y al no existir aforos la relación elevación- gasto no está actualizada. Además durante el paso del huracán Alex el río, si bien no desbordó, si reconoció la sección original del río lo cual significa que el área de la sección transversal aumento y lógicamente el gasto que paso por el punto de la EH Monterrey II debe ser mayor a los  $2500 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Para la calibración solamente se tendrá como indicador que el gasto obtenido con el modelo lluvia escurrimiento en el sitio de la estación hidrométrica no puede ser menor a los  $2500 \text{ m}^3/\text{s}$ , y la operación ya mencionada en la presa Rompepicos.



Los resultados de la modelación en el sitio de la presa Rompepicos se muestra en la figura 7.24 y 7.25, en las cuales se observa que el gasto máximo de salida es de 654.9 m<sup>3</sup>/s, y el nivel máximo del agua en la presa resultó de 904.85msnm, por lo que se puede aceptar que la calibración es correcta. En la tabla 7.19 se muestra el valor del gasto en los diferentes puntos importantes de la cuenca.

Figura 7.24. Resultados de manera gráfica en la presa Rompe picos de la modelación de la tormenta correspondiente al huracán ALEX

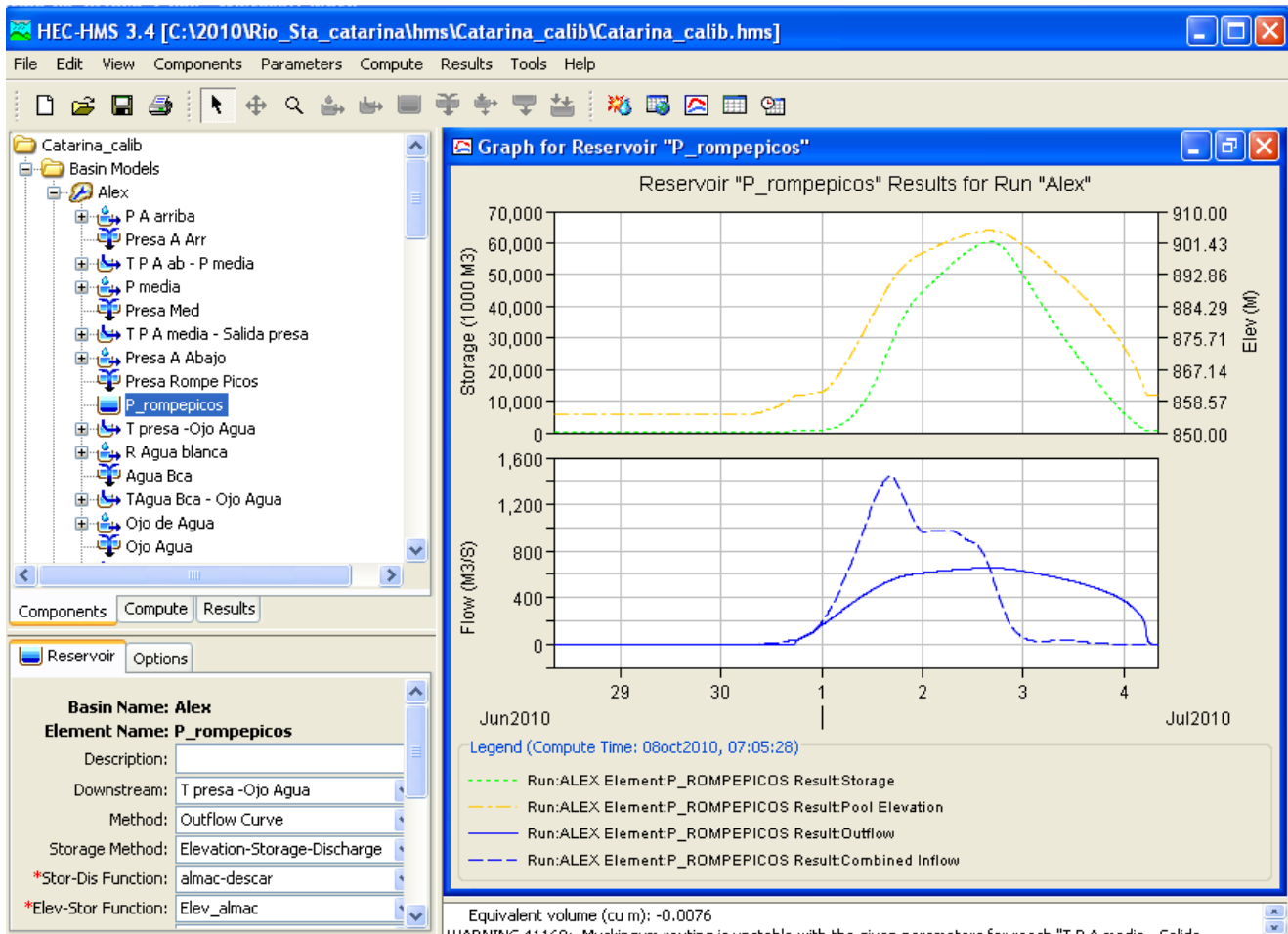
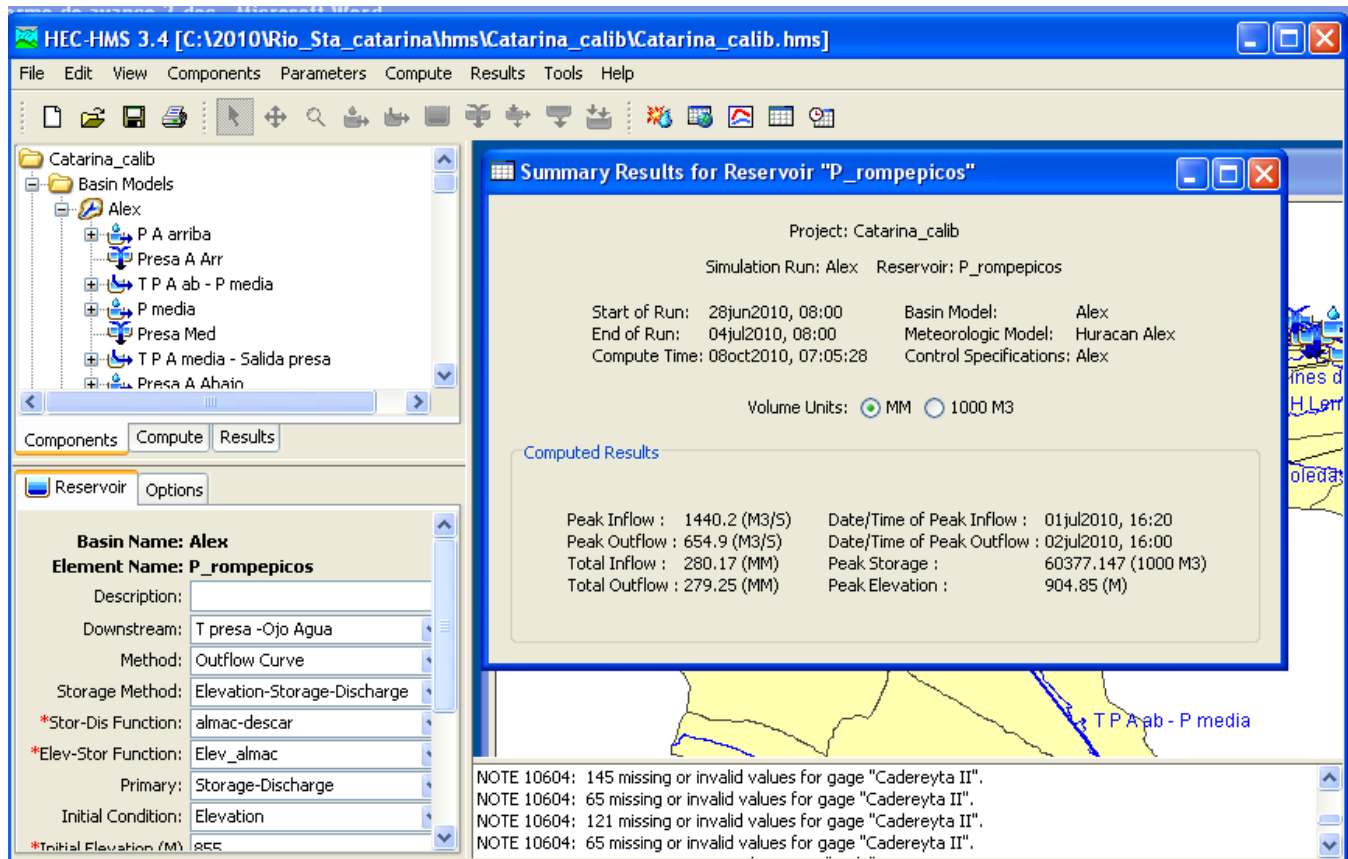




Figura 7.25. Resumen de resultados en la presa Rompe picos de la modelación de la tormenta correspondiente al huracán ALEX



En las figuras 7.26 a 7.29 se presentan los resultados en las estaciones hidrométricas Monterrey II, Los Lermas y Cadereyta II.



Figura 7.26. Resultados de manera gráfica en la EH Monterrey II de la modelación de la tormenta correspondiente al huracán ALEX

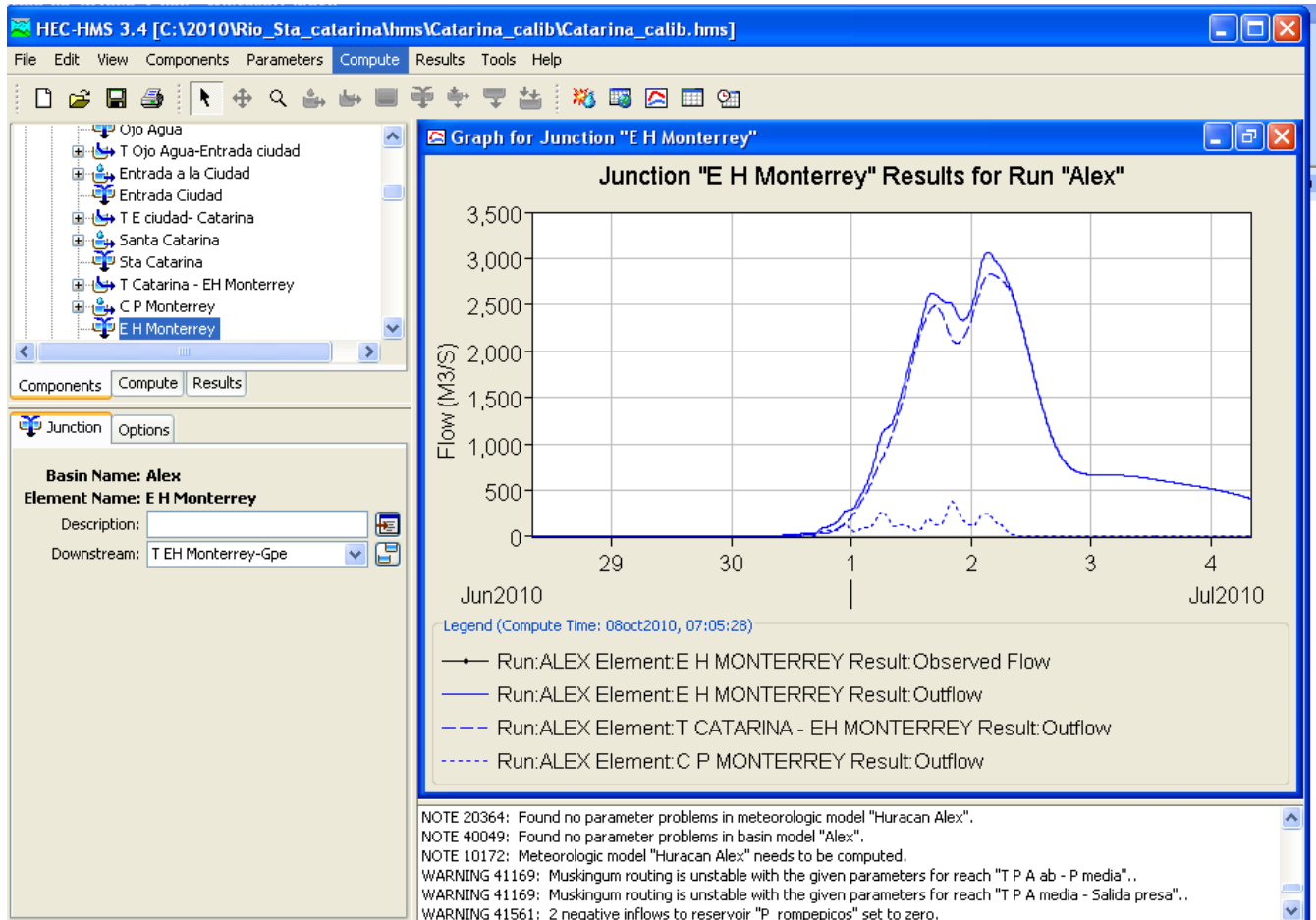
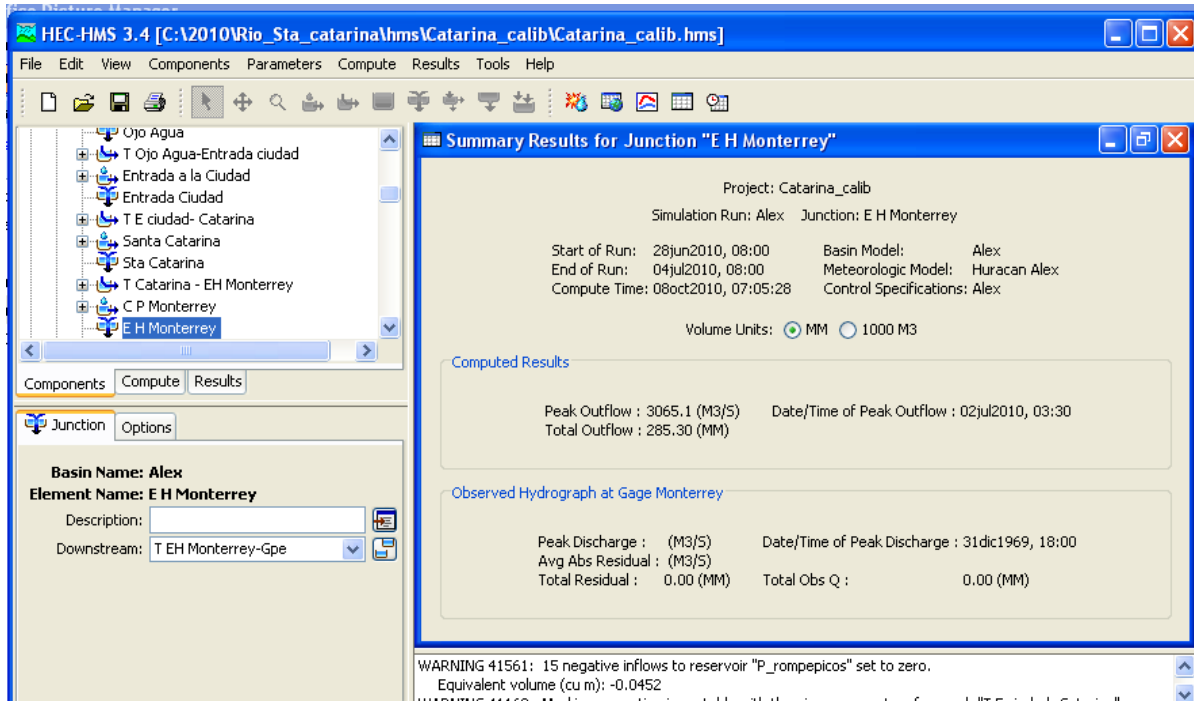




Figura 7.27. Resumen de resultados en la EH Monterrey II de la modelación de la tormenta correspondiente al huracán ALEX



Como puede observarse en la figura anterior el gasto en el punto de la EH Monterrey II resultó de 3065.1 m<sup>3</sup>/s, el cual es mayor al estimado por la CONAGUA de 2500 m<sup>3</sup>/s sin embargo como se mencionó la curva elevación – gasto en la EH Monterrey no está actualizada.



Figura 7.28. Resumen de resultados en la EH Los Lermas de la modelación de la tormenta correspondiente al huracán ALEX

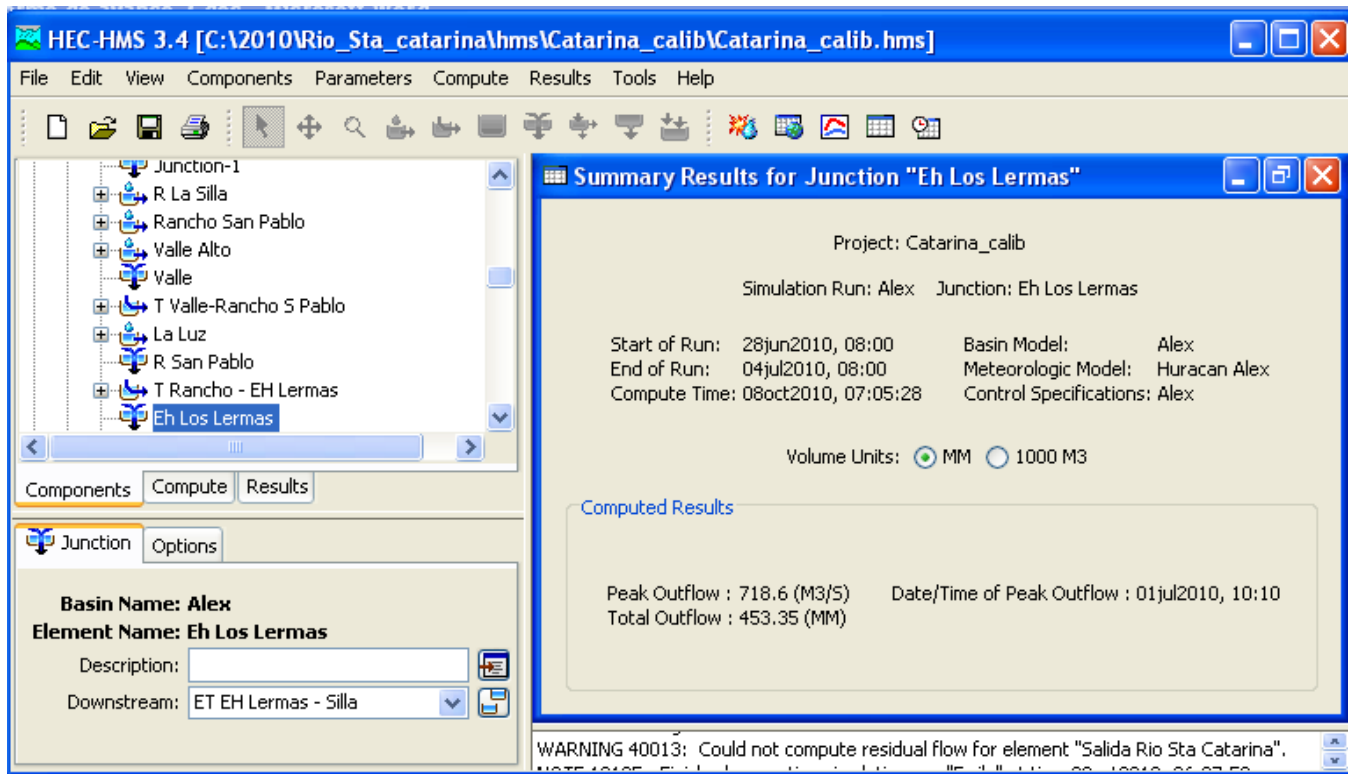
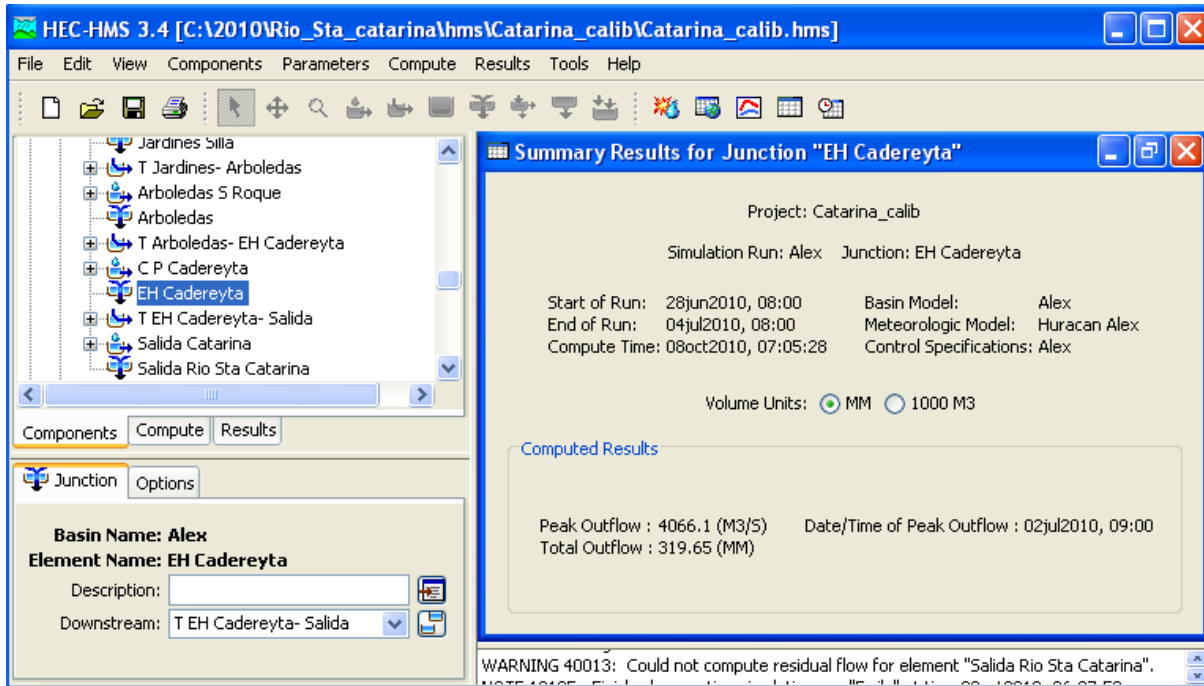




Figura 7.29. Resumen de resultados en la EH Cadereyta II de la modelación de la tormenta correspondiente al huracán ALEX



Finalmente en la siguiente tabla se presentan los resultados en algunos puntos de interés.

Tabla 7.19 Gastos correspondientes al huracán Alex en diferentes puntos de la cuenca

Sitio	Gasto máximo (m <sup>3</sup> /s)
Presas Rompepicos	Gasto máximo de entrada= 1440.2 m <sup>3</sup> /s Gasto máximo de salida=654.9 m <sup>3</sup> /s Elevación máxima del agua=904.85msnm
Entrada a la Ciudad	2341.8
E.H Monterrey	3065.1
E.H Los Lermas	718.6
E.H Cadereyta	4066.1
Salida (o fin) del río Santa Catarina	4050.7



### 7.2.2. Cálculo del escurrimiento para diferentes periodos de retorno

Una vez que se ha calibrado el modelo lluvia escurrimiento, se procede a determinar los gastos para los periodos de retorno de 5, 10 20, 50, 100, 200, 500 y 1000 años.

Para el cálculo del gasto se utilizarán los números de escurrimiento **N** en condiciones medias de humedad, los cuales son los que definieron originalmente y representaron de una manera adecuada la avenida correspondiente al huracán Gilberto. Lo anterior debido a que existen mayores probabilidades que la lluvia máxima se presente en los meses de agosto a octubre ya que son los meses con mayor precipitación por lo que la cuenca tiene un contenido de humedad significativo.

Los valores de los números de escurrimiento se muestran nuevamente en la siguiente tabla

Tabla 7.20. Valores del número de escurrimiento N que se utilizará para el cálculo del gasto para diferentes periodos de retorno

No	Subcuenca	Número de escurrimiento N
1	Presa- Aguas arriba	79
2	Presa- intermedia	79
3	Presa - Aguas abajo	84
4	Rancho Agua Blanca	79
5	Ojo de Agua	82
6	Entrada a la ciudad	81
7	Santa Catarina	83
8	Cuenca propia EH Monterrey II	91
9	Valle Alto	82
10	Rancho San Pablo	81
11	La Luz	83
12	Río La silla (E.H Los Lermas)	89
13	Guadalupe	92
14	Confluencia río La Silla - R S Catarina	79
15	Reforma Juárez	80
16	Arboledas de San Roque	81
17	Jardines de la Silla	86
18	Cuenca Propia EH Cadereyta	82
19	Salida Río S Catarina	89



### 7.2.2.1 Distribución espacial de la lluvia

Con la información de la precipitación máxima en 24 horas, la cual se muestra en el subcapítulo 6.5 se calculó la influencia de cada estación en cada una de las subcuencas mediante la aplicación del método de los polígonos de Thiessen Figura 6.25 y tabla 6.26). El valor de influencia de cada estación se muestra nuevamente en la siguiente tabla y figura.

Tabla 7.21. Factor de influencia de cada estación climatológica por subcuenca

No de subcuenca	Nombre de la Subcuenca	Estación	Peso de Thiessen o factor de influencia
1	Presa- Aguas arriba	19001	0.078
		19018	0.063
		19031	0.471
		19033	0.388
			1.000
2	Presa- intermedia	19001	0.014
		19002	0.083
		19018	0.198
		19031	0.259
		19033	0.082
		19038	0.039
		19069	0.005
		19096	0.262
		19140	0.058
			1.000
3	Presa - Aguas abajo	19002	0.158
		19018	0.320
		19038	0.353
		19096	0.169
			1.000
4	Rancho Agua Blanca	19054	0.397
		19058	0.002
		19096	0.600
			1.000
5	Ojo de Agua	19038	0.120
		19054	0.056
		19058	0.255
		19096	0.569



No de subcuenca	Nombre de la Subcuenca	Estación	Peso de Thiessen o factor de influencia
			1,000
6	Entrada a la ciudad	19038	0.238
		19049	0.003
		19054	0.032
		19058	0.681
		19096	0.046
			1.000
7	Santa Catarina	19054	0.143
		19058	0.857
			1.000
8	Cuenca propia EH Monterrey II	19038	0.007
		19049	0.784
		19058	0.209
			1.000
9	Valle Alto	19038	0.221
		19140	0.779
			1.000
10	Rancho San Pablo	19038	0.768
		19049	0.008
		19140	0.224
			1.000
11	La Luz	19140	1.000
12	Río La silla (E.H Los Lermas)	19038	0.074
		19049	0.842
		19140	0.084
			1.000
13	Guadalupe	19008	0.040
		19049	0.960
			1.000
14	Confluencia río La Silla - R S	19008	0.219



“Estudio hidrológico de la cuenca del río Santa Catarina, N. L.”

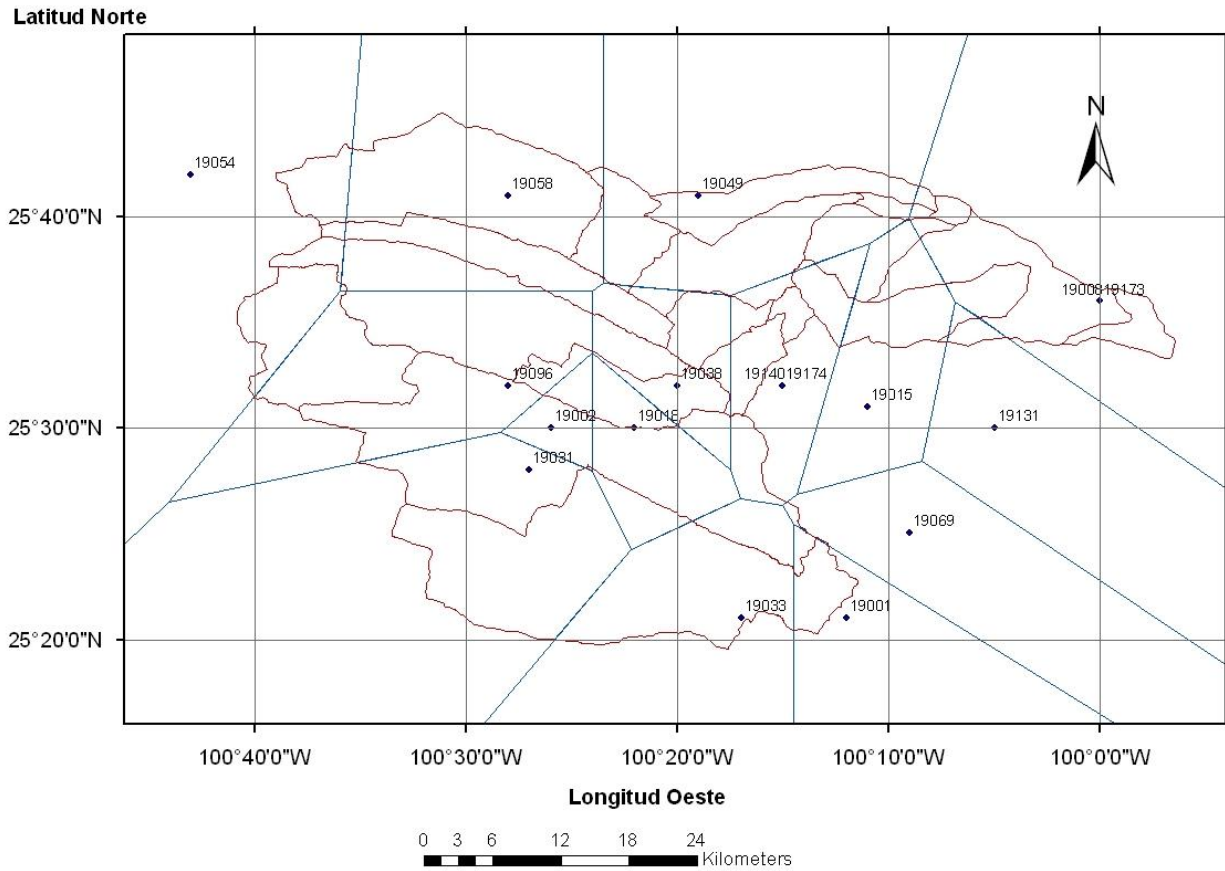


CONAGUA  
COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

No de subcuenca	Nombre de la Subcuenca	Estación	Peso de Thiessen o factor de influencia
	Catarina	19015	0.003
		19049	0.778
			1.000
15	Reforma Juárez	19008	1.000
16	Arboledas de San Roque	19008	0.268
		19015	0.461
		19049	0.009
		19131	0.033
		19140	0.230
			1.000
17	Jardines de la Silla	19008	0.068
		19015	0.312
		19049	0.445
		19140	0.174
			1.000
18	Cuenca Propia EH Cadereyta	19008	0.791
		19015	0.144
		19131	0.066
			1.000
19	Salida Río S Catarina	19008	1.000



Figura 6.25. Polígonos de Thiessen en la cuenca para el cálculo del gasto para los diferentes periodos de retorno.





### 7.2.2.2 Distribución temporal de la lluvia

La distribución temporal de la lluvia en 24 horas para los diferentes periodos de retorno, se tienen los siguientes comentarios:

1.- Cardona (2009) determinó una distribución representativa en los pluviómetros automáticos, sin embargo para este caso el pluviómetros que se utilizó es el de Arroyo Seco. La distribución de la lluvia obtenida por Cardona solo contó con tormentas hasta 75 mm, por lo cual se utilizará para distribuir la lluvia sólo para periodos de retorno pequeños. En este caso, de acuerdo con el análisis de frecuencias de lluvias máximas se tienen lluvias para un periodo de retorno mayores a 100 mm por lo cual esta distribución temporal no se considera representativa.

2. Debido a que las precipitaciones que se tienen en cada una de las estaciones climatológicas que se utilizarán son mayores a los 100 mm, las tormentas tienen una duración mayor, por lo que la precipitación se distribuirá mediante un promedio de las tormentas registradas por los huracanes Emily (2005) y Alex (2010), a esta curva se le llamará curva “promedio”.

En la siguiente tabla y figura se presentan la distribución temporal de la lluvia que se utilizará para los diferentes periodos de retorno.

Tabla 7.22- Curvas masa para distribuir la lluvia de las estaciones climatológicas convencionales

Tiempo (min)	Tiempo (hr)	Promedio con Alex y Emily.
0	0.00	0.00
10	0.17	0.01
20	0.33	0.03
30	0.50	0.04
40	0.67	0.04
50	0.83	0.05
60	1.00	0.05
70	1.17	0.06
80	1.33	0.06
90	1.50	0.07
100	1.67	0.08
110	1.83	0.09
120	2.00	0.09
130	2.17	0.10
140	2.33	0.10
150	2.50	0.10
160	2.67	0.10



Tiempo (min)	Tiempo (hr)	Promedio con Alex y Emily.
170	2.83	0.11
180	3.00	0.12
190	3.17	0.12
200	3.33	0.13
210	3.50	0.14
220	3.67	0.15
230	3.83	0.15
240	4.00	0.16
250	4.17	0.17
260	4.33	0.17
270	4.50	0.18
280	4.67	0.18
290	4.83	0.19
300	5.00	0.19
310	5.17	0.20
320	5.33	0.20
330	5.50	0.21
340	5.67	0.23
350	5.83	0.24
360	6.00	0.25
370	6.17	0.27
380	6.33	0.28
390	6.50	0.30
400	6.67	0.30
410	6.83	0.31
420	7.00	0.31
430	7.17	0.32
440	7.33	0.33
450	7.50	0.34
460	7.67	0.34
470	7.83	0.35
480	8.00	0.36
490	8.17	0.37
500	8.33	0.39
510	8.50	0.40
520	8.67	0.41
530	8.83	0.42
540	9.00	0.44
550	9.17	0.44
560	9.33	0.46



Tiempo (min)	Tiempo (hr)	Promedio con Alex y Emily.
570	9.50	0.47
580	9.67	0.48
590	9.83	0.49
600	10.00	0.50
610	10.17	0.52
620	10.33	0.54
630	10.50	0.57
640	10.67	0.58
650	10.83	0.60
660	11.00	0.63
670	11.17	0.63
680	11.33	0.64
690	11.50	0.66
700	11.67	0.67
710	11.83	0.68
720	12.00	0.70
730	12.17	0.71
740	12.33	0.71
750	12.50	0.72
760	12.67	0.72
770	12.83	0.73
780	13.00	0.73
790	13.17	0.74
800	13.33	0.75
810	13.50	0.75
820	13.67	0.75
830	13.83	0.75
840	14.00	0.77
850	14.17	0.80
860	14.33	0.81
870	14.50	0.81
880	14.67	0.81
890	14.83	0.83
900	15.00	0.84
910	15.17	0.84
920	15.33	0.85
930	15.50	0.85
940	15.67	0.85
950	15.83	0.85
960	16.00	0.86

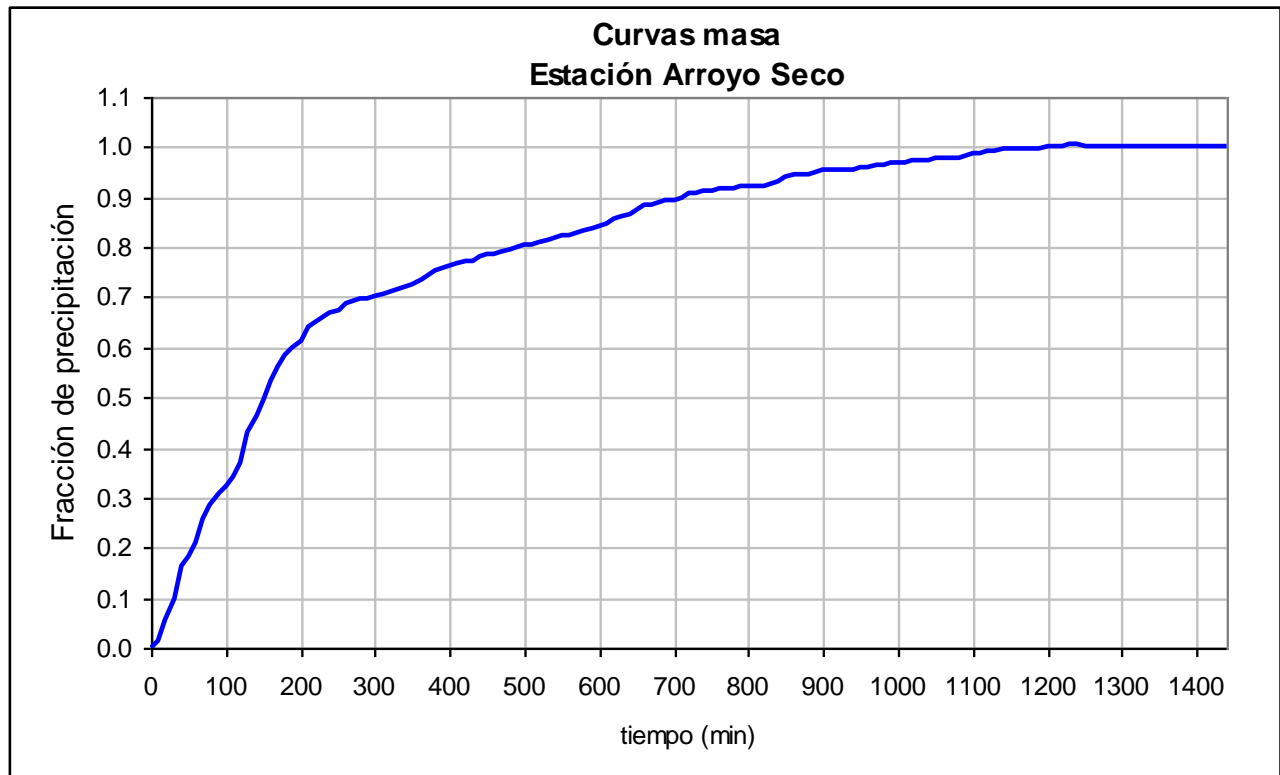


Tiempo (min)	Tiempo (hr)	Promedio con Alex y Emily.
970	16.17	0.86
980	16.33	0.88
990	16.50	0.89
1000	16.67	0.89
1010	16.83	0.89
1020	17.00	0.89
1030	17.17	0.90
1040	17.33	0.90
1050	17.50	0.91
1060	17.67	0.91
1070	17.83	0.91
1080	18.00	0.92
1090	18.17	0.92
1100	18.33	0.94
1110	18.50	0.94
1120	18.67	0.95
1130	18.83	0.96
1140	19.00	0.96
1150	19.17	0.97
1160	19.33	0.97
1170	19.50	0.97
1180	19.67	0.97
1190	19.83	0.97
1200	20.00	0.98
1210	20.17	0.98
1220	20.33	0.99
1230	20.50	0.99
1240	20.67	0.99
1250	20.83	1.00
1260	21.00	1.00
1270	21.17	1.00
1280	21.33	1.00
1290	21.50	1.00
1300	21.67	1.00
1310	21.83	1.00
1320	22.00	1.00
1330	22.17	1.00
1340	22.33	1.00
1350	22.50	1.00
1360	22.67	1.00



Tiempo (min)	Tiempo (hr)	Promedio con Alex y Emily.
1370	22.83	1.00
1380	23.00	1.00
1390	23.17	1.00
1400	23.33	1.00
1410	23.50	1.00
1420	23.67	1.00
1430	23.83	1.00
1440	24.00	1.00

Figura 7.30. Curva para distribuir la lluvia para los diferentes periodos de retorno



De la figura anterior se concluye que el 80% de la lluvia diaria cae aproximadamente en 8 horas (480 minutos), y un 70% de la lluvia en 24 horas sucede sólo en 5 horas.



### 7.2.2.3 Cálculo de la precipitación para diferentes periodos de retorno

Una vez que se tiene la manera en que se realizará la distribución espacial y temporal de la lluvia se procedió a determinar la precipitación para los diferentes periodos de retorno, lo cual se realizó mediante el análisis de frecuencias de lluvias máximas anuales en 24 horas.

El análisis de frecuencias, al igual que el análisis de gastos máximos anuales se realizó con la ayuda del software AX, la función que mejor se ajustó a los registros fue la Gumbel Doble.

En la siguiente tabla se presenta un resumen con los errores y parámetros de ajuste de la función de distribución de probabilidad Gumbel Doble.

Tabla 7.23. Parámetros de ajuste del análisis de frecuencias

Estación	Parámetros de ajuste				
	$P$	$\alpha_1$	$\beta_1$	$\alpha_2$	$\beta_2$
19001	0.870	0.03396	73.234	0.02556	276.411
19002	0.790	0.06267	40.350	0.00647	128.924
19008	0.600	0.04697	53.300	0.04035	111.387
19015	0.910	0.02930	84.540	0.02551	297.044
19018	0.890	0.05654	50.252	0.00888	161.433
19031	0.910	0.06707	44.667	0.02214	135.879
19033	0.910	0.03891	54.977	0.02916	289.099
19038	0.850	0.05857	45.502	0.01023	83.079
19049	0.620	0.05104	50.109	0.03457	115.213
19054	0.910	0.06074	26.957	0.01139	128.163
19058	0.910	0.05206	52.148	0.06034	139.859
19069	0.910	0.03402	92.698	0.01733	274.800
19096	0.850	0.04037	89.512	0.01404	220.607
19131	0.870	0.05050	61.998	0.05472	192.079
19140	0.890	0.03479	72.615	0.08257	176.992
19173	0.860	0.04938	63.906	0.07039	203.307
19174	0.720	0.03790	65.979	0.01675	227.678



Tabla 7.24. Precipitación (mm) para los diferentes periodos de retorno en cada una de las estaciones climatológicas seleccionadas

Estación	Periodo de retorno (años)							
	1000	500	200	100	50	20	10	5
19001	466.7	439.5	403.2	375.3	346.6	305.0	262.7	146.2
19002	954.1	847.1	704.4	595.4	484.5	330.1	196.4	85.3
19008	260.8	243.6	221.0	203.8	186.5	163.2	144.7	124.3
19015	473.6	446.3	409.8	381.5	352.0	306.9	235.8	154.5
19018	690.0	611.6	506.7	426.1	342.2	218.0	120.9	86.8
19031	338.9	307.4	265.1	232.5	198.3	146.7	101.1	75.0
19033	443.2	419.3	387.3	362.5	336.5	296.4	170.8	107.6
19038	572.7	504.7	414.0	344.5	273.2	172.5	109.4	80.3
19049	287.2	267.1	240.5	220.4	200.1	172.6	150.8	126.4
19054	523.0	461.4	379.6	316.0	249.5	148.1	84.4	59.2
19058	217.3	205.6	189.9	177.8	165.3	146.8	126.1	91.5
19069	534.0	493.8	440.0	398.4	354.9	288.9	213.3	152.9
19096	458.1	414.4	356.4	311.9	266.5	203.1	152.4	107.7
19131	281.2	268.5	251.5	238.5	225.0	205.6	185.8	111.1
19140	269.3	251.5	230.4	216.7	204.3	188.8	175.3	137.0
19173	273.8	263.9	250.6	240.5	230.1	215.1	200.4	117.1
19174	563.9	522.5	467.4	425.5	383.0	324.8	276.6	215.7

En las siguientes figuras se muestra el ajuste de la FDP Gumbel Doble en cada una de las estaciones climatológicas.

Figura 7.31. Ajuste de los registros de la estación 19001

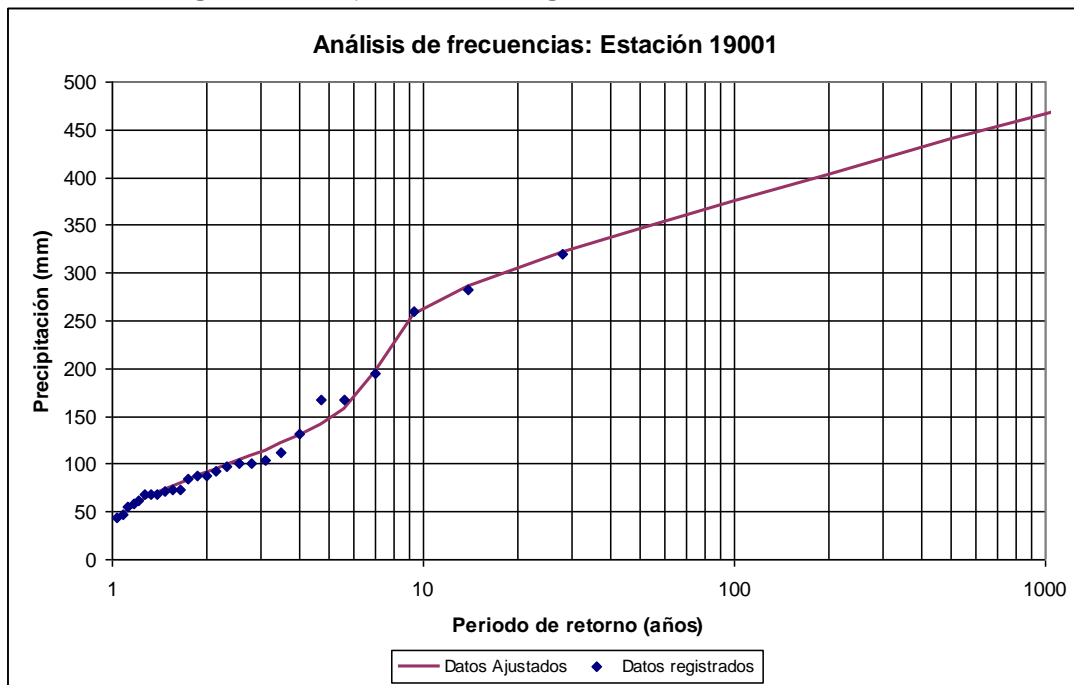




Figura 7.33. Ajuste de los registros de la estación 19002

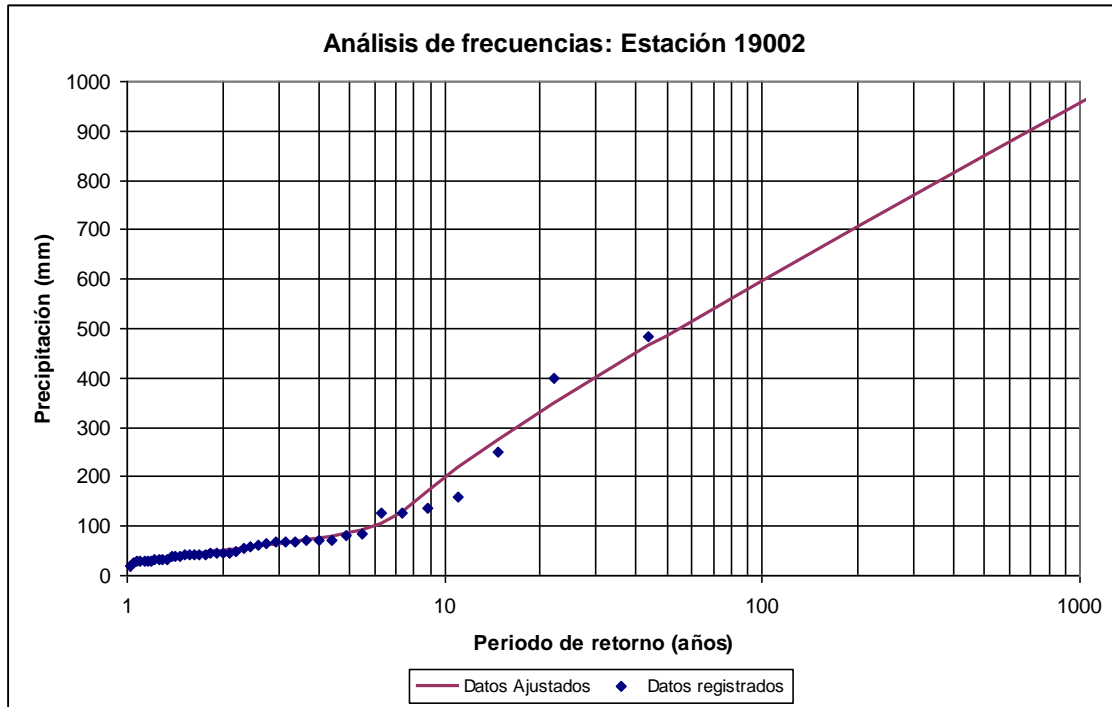


Figura 7.34. Ajuste de los registros de la estación 19008

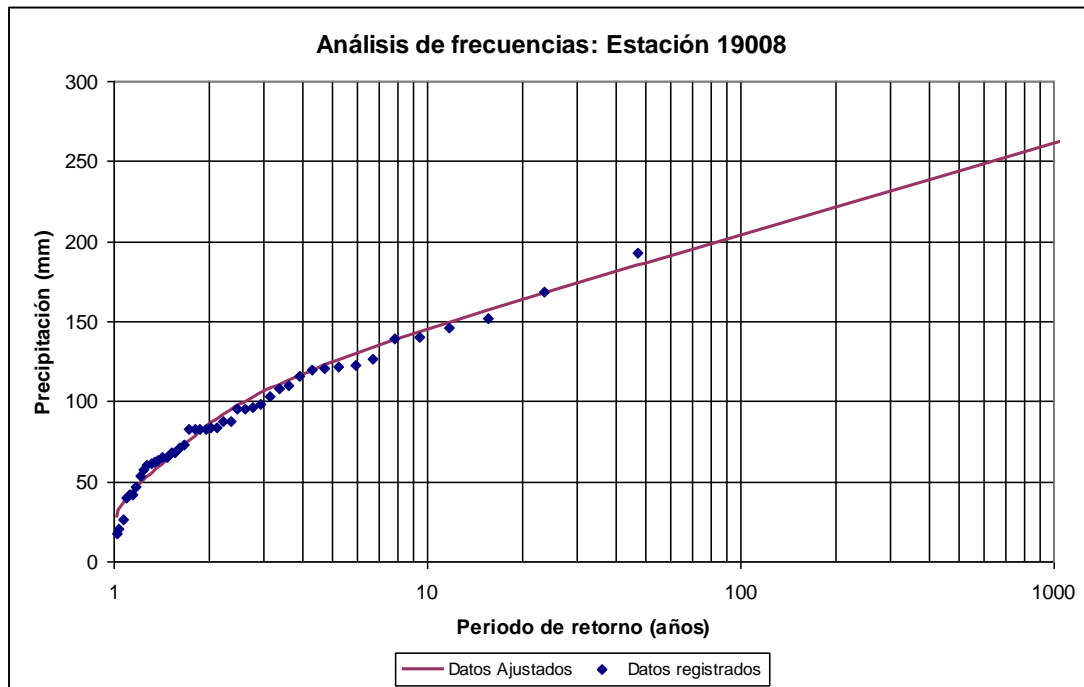


Figura 7.35. Ajuste de los registros de la estación 19018

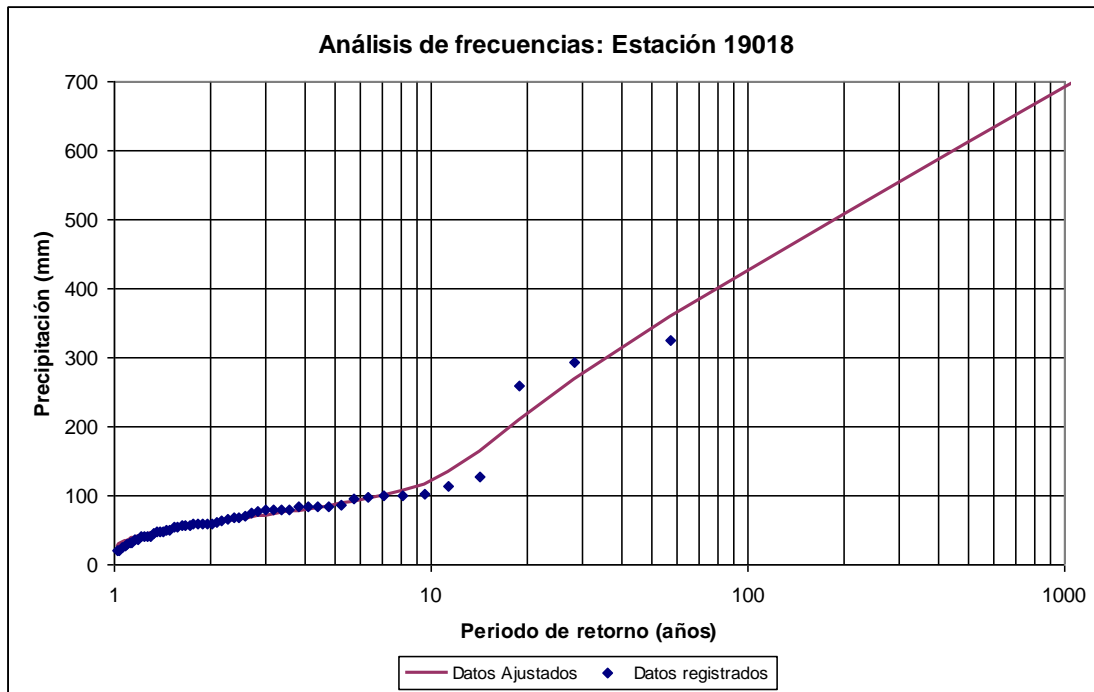


Figura 7.36. Ajuste de los registros de la estación 19038

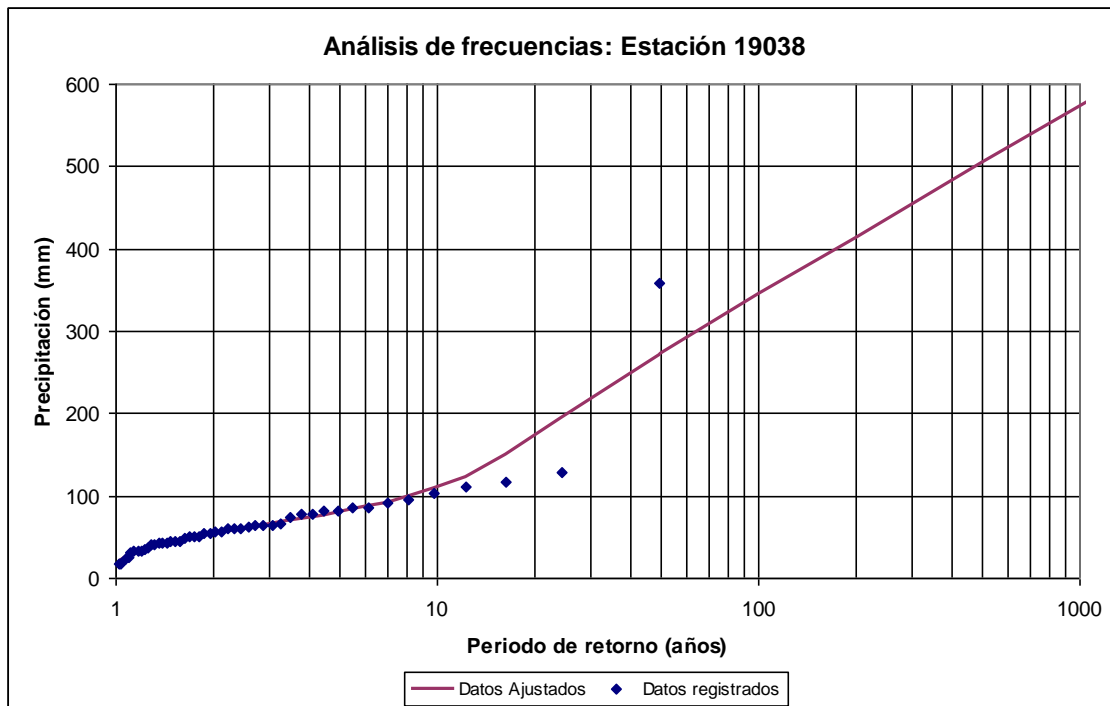




Figura 7.37. Ajuste de los registros de la estación 19033

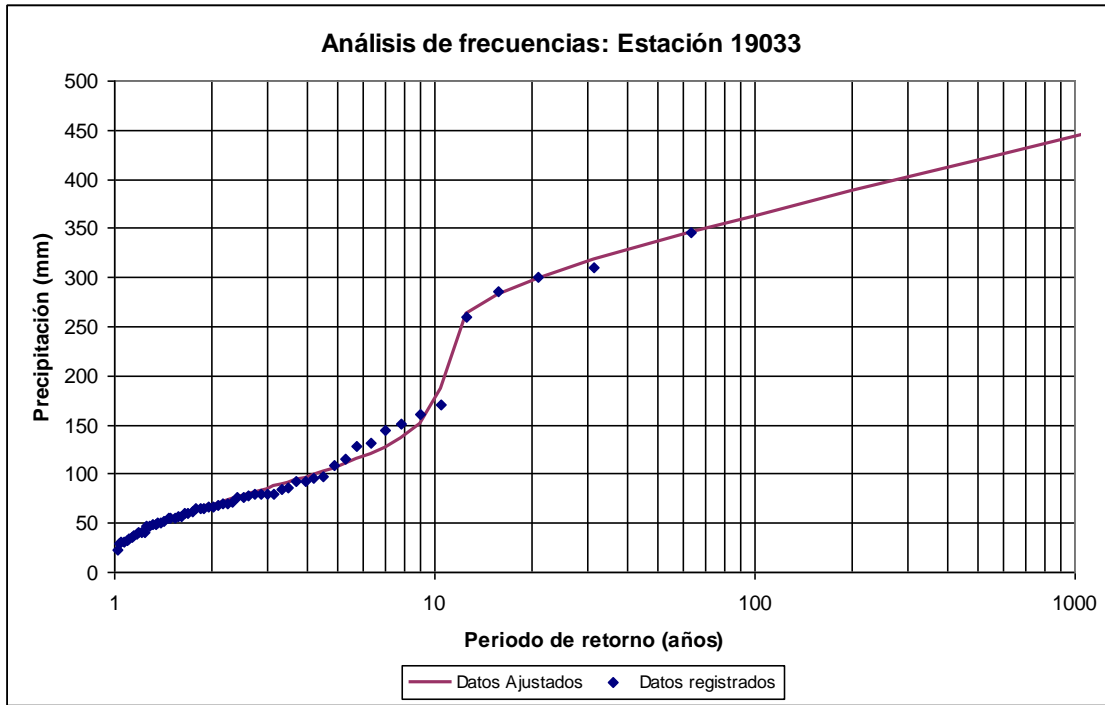


Figura 7.38. Ajuste de los registros de la estación 19038

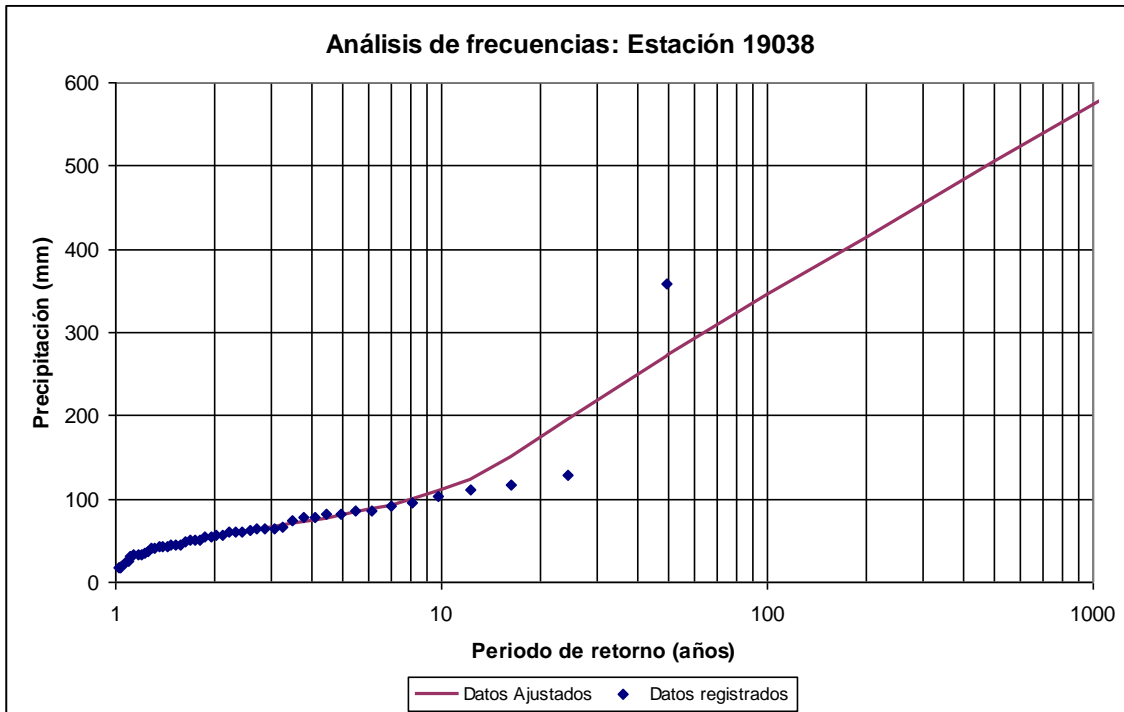


Figura 7.39. Ajuste de los registros de la estación 19049

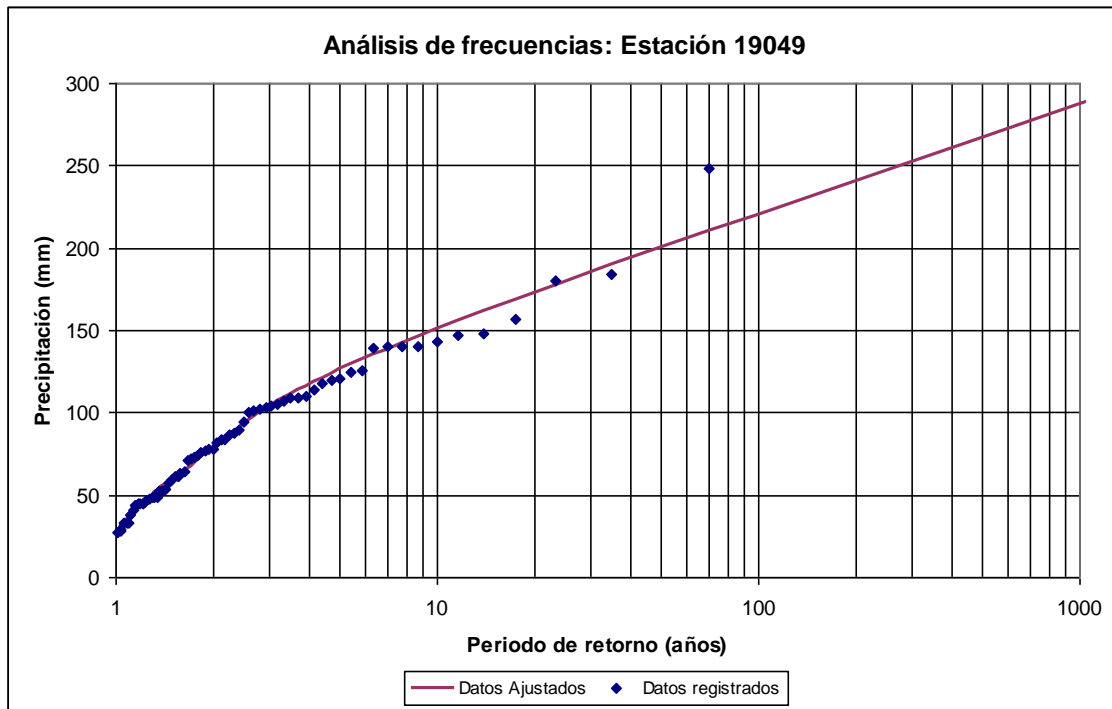


Figura 7.40. Ajuste de los registros de la estación 19058

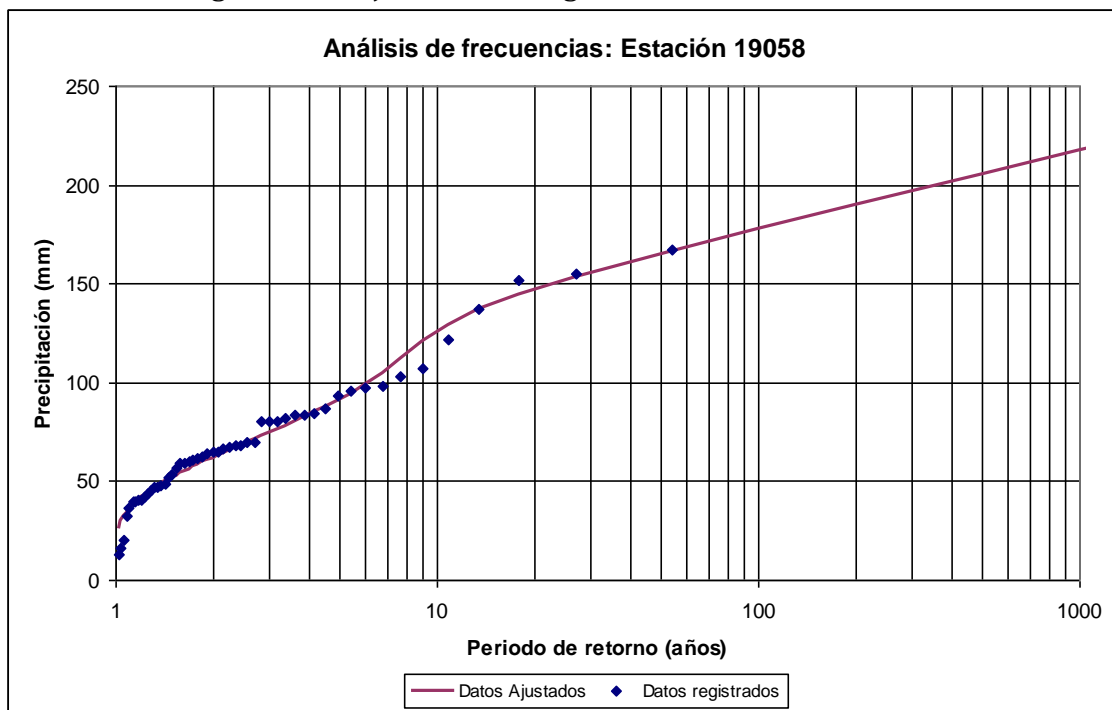




Figura 7.41. Ajuste de los registros de la estación 19069

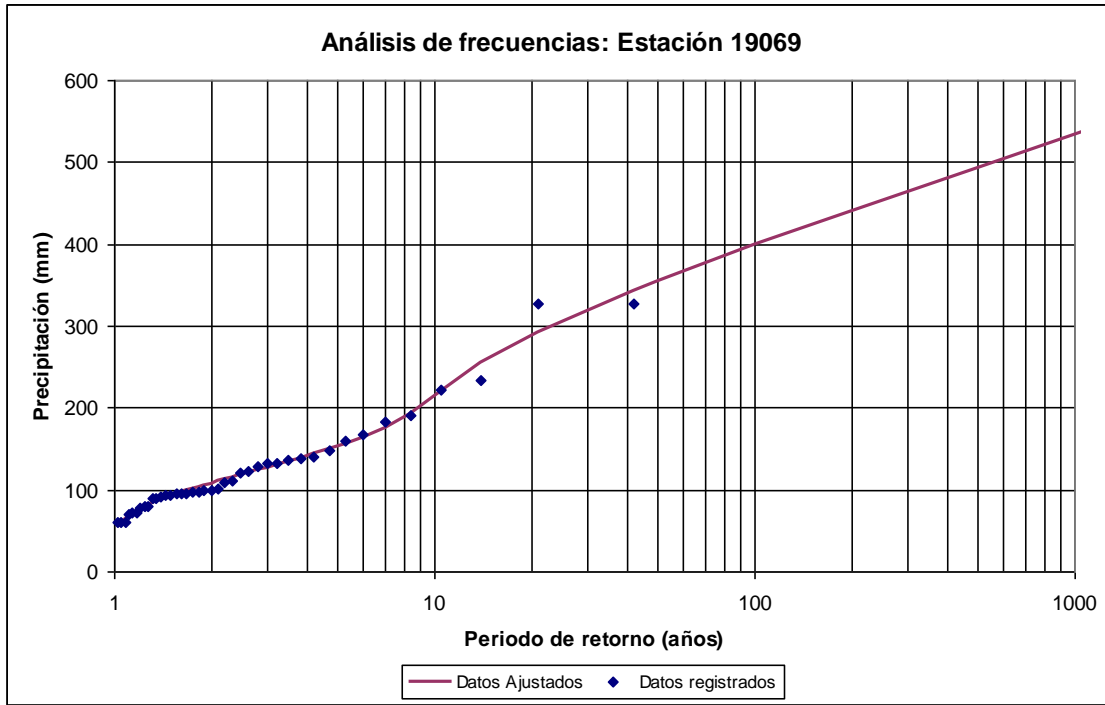


Figura 7.42. Ajuste de los registros de la estación 19096

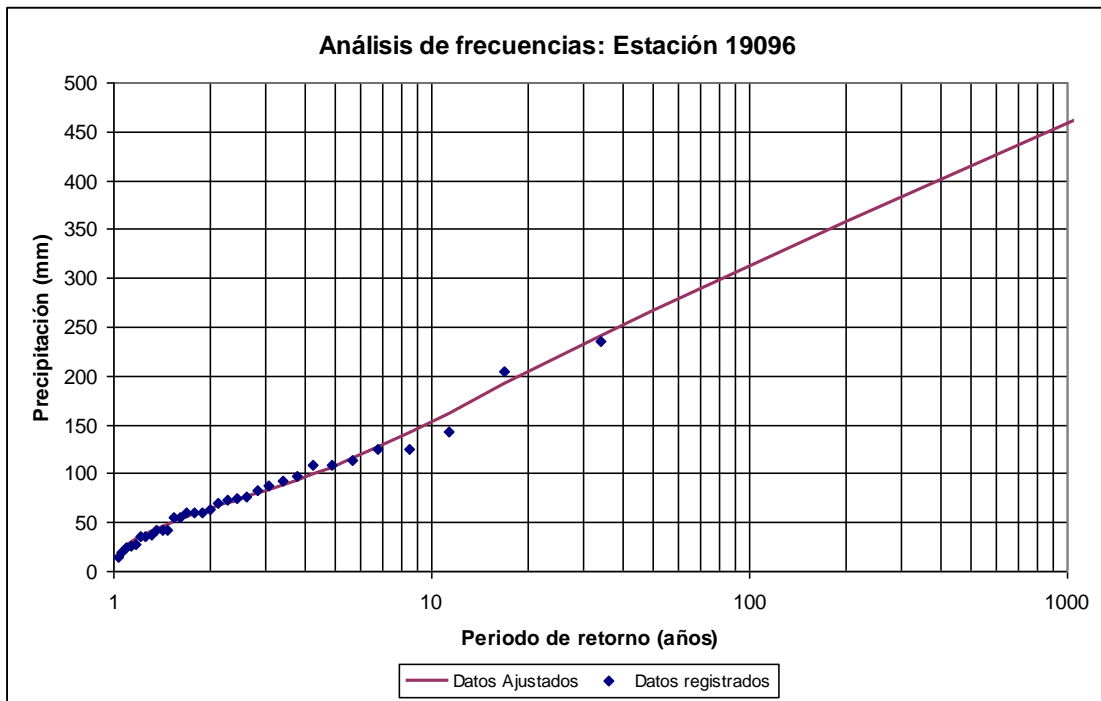


Figura 7.43. Ajuste de los registros de la estación 19134

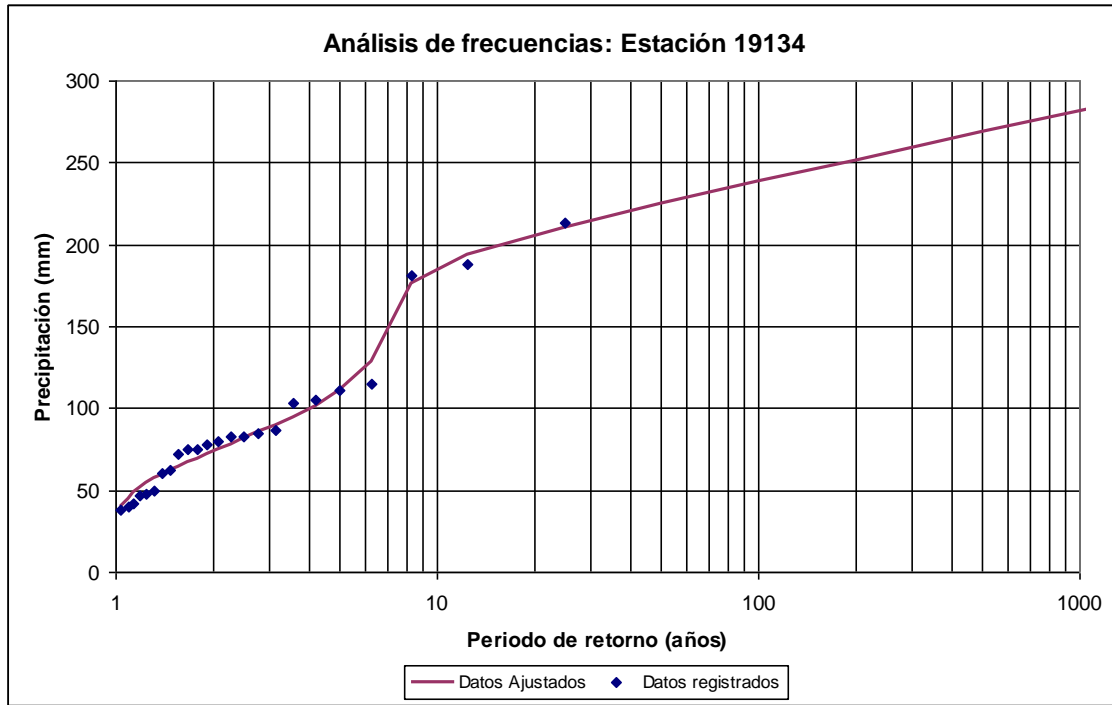


Figura 7.44. Ajuste de los registros de la estación 19140

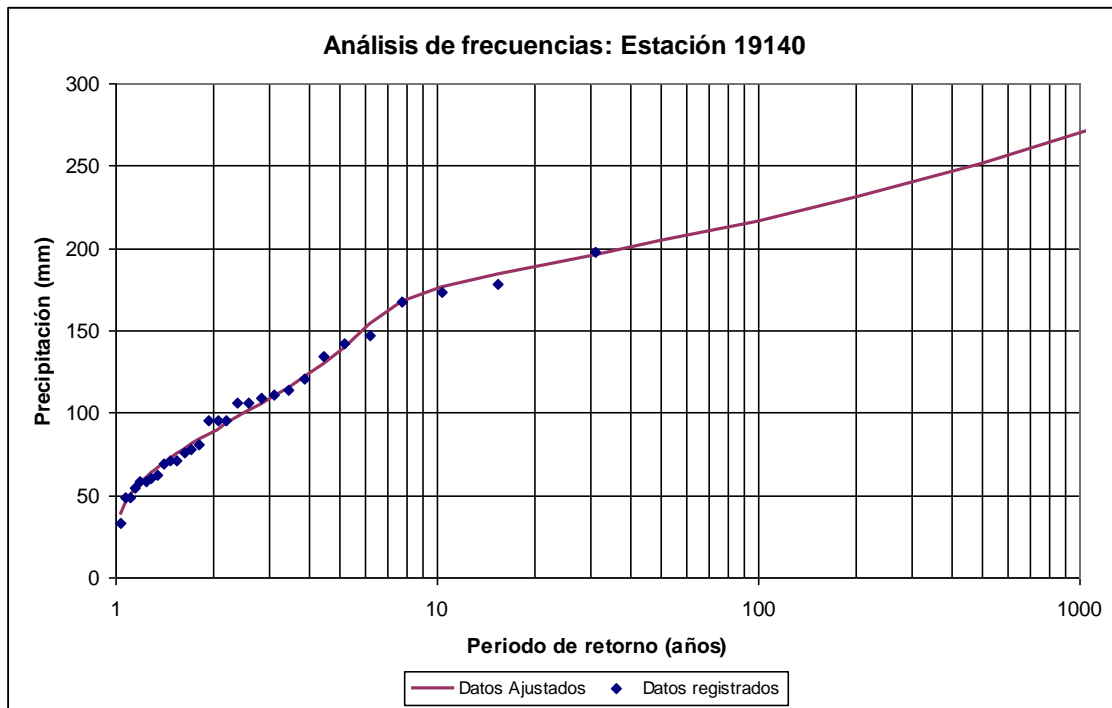


Figura 7.45. Ajuste de los registros de la estación 19173

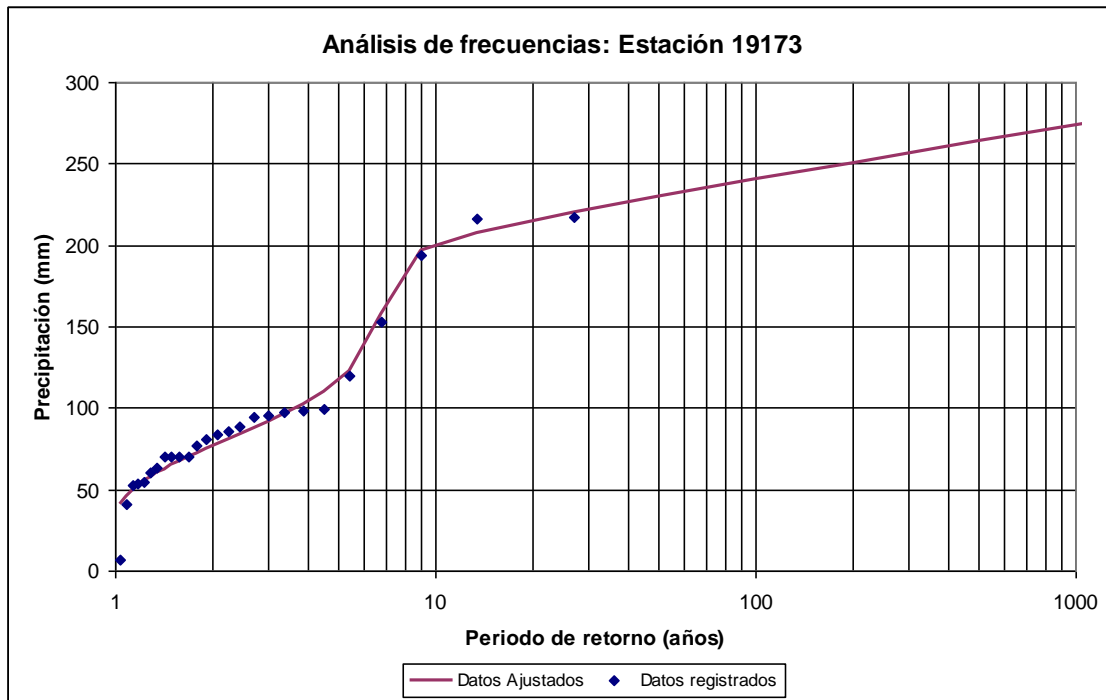
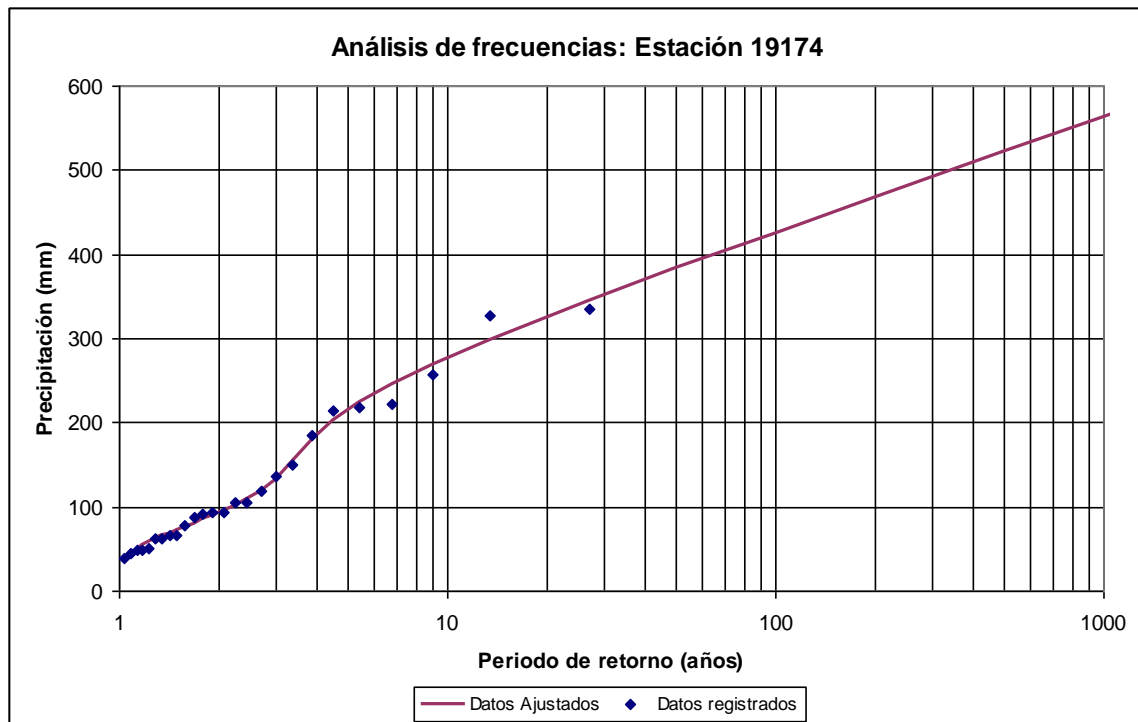


Figura 7.46. Ajuste de los registros de la estación 19174



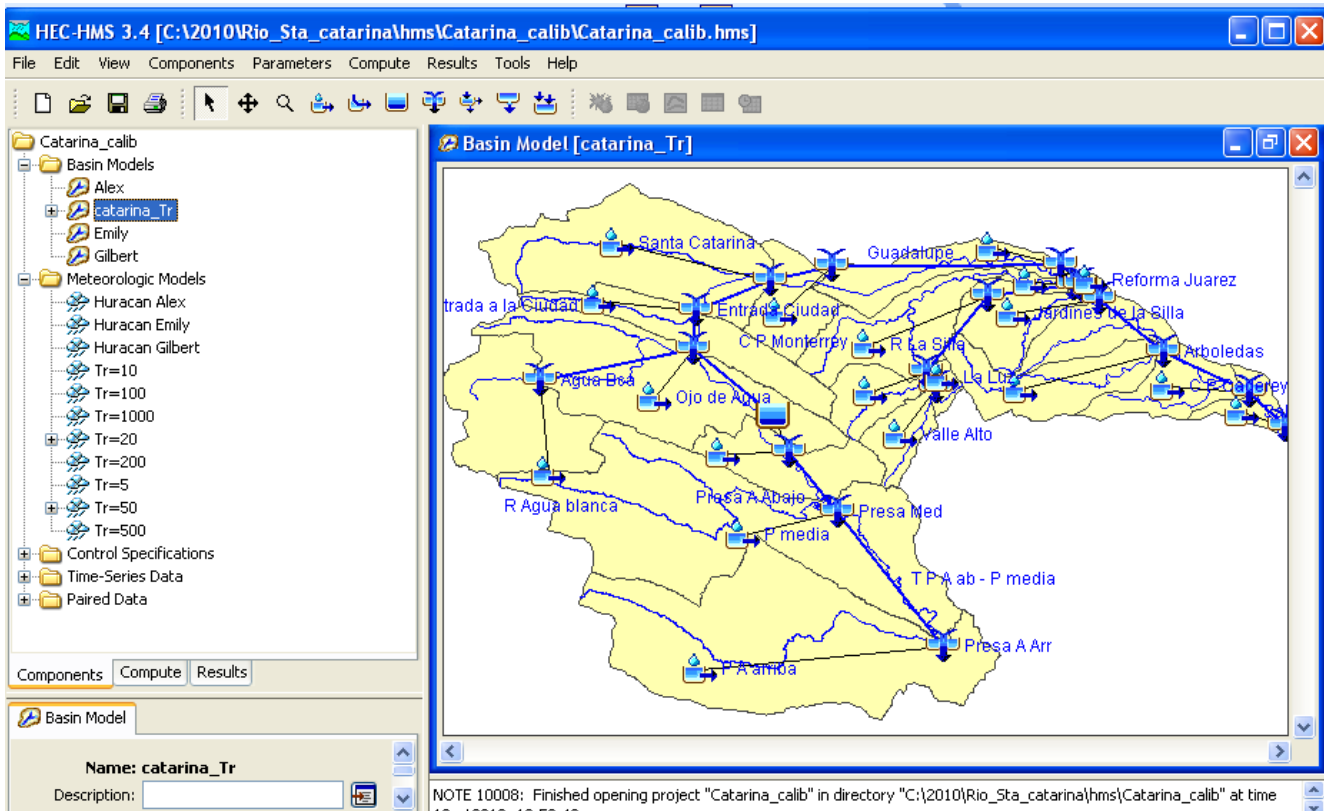


### 7.2.2.4 Resultados de la modelación lluvia escurrimiento para los diferentes periodos de retorno

Una vez que se cuenta con toda la información se procedió a realizar la modelación lluvia escurrimiento con ayuda del software HEC-HMS.

En la siguiente figura se presenta el modelo de cuenca en el software HEC-HMS.

Figura 7.47. Modelo de cuenca creado para la simulación de eventos para diferentes periodos de retorno





En las siguientes figuras se presenta los resultados en la estación hidrométrica Monterrey II para el periodo de retorno de 1000 años.

Figura 7.48. Hidrograma resultante para el periodo de retorno de 1000 años en la estación hidrométrica Monterrey II

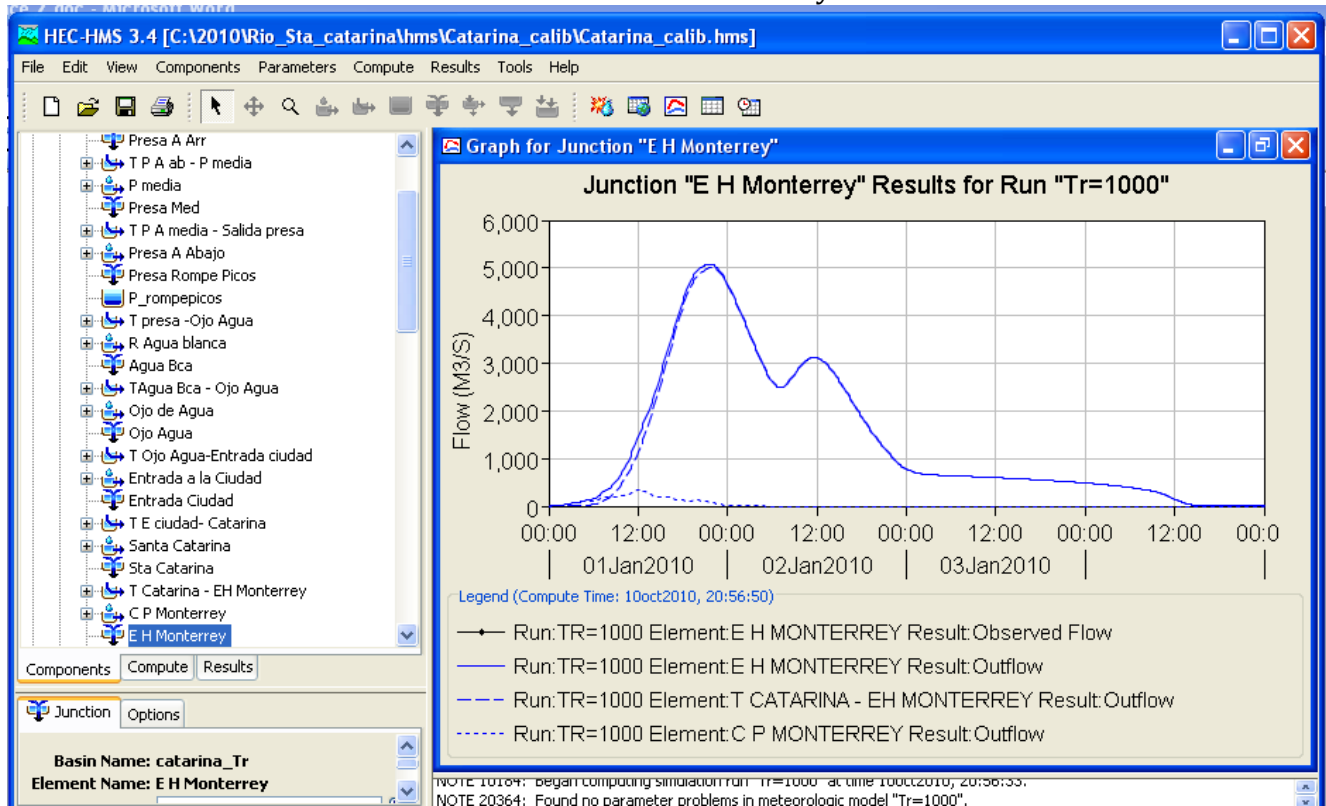
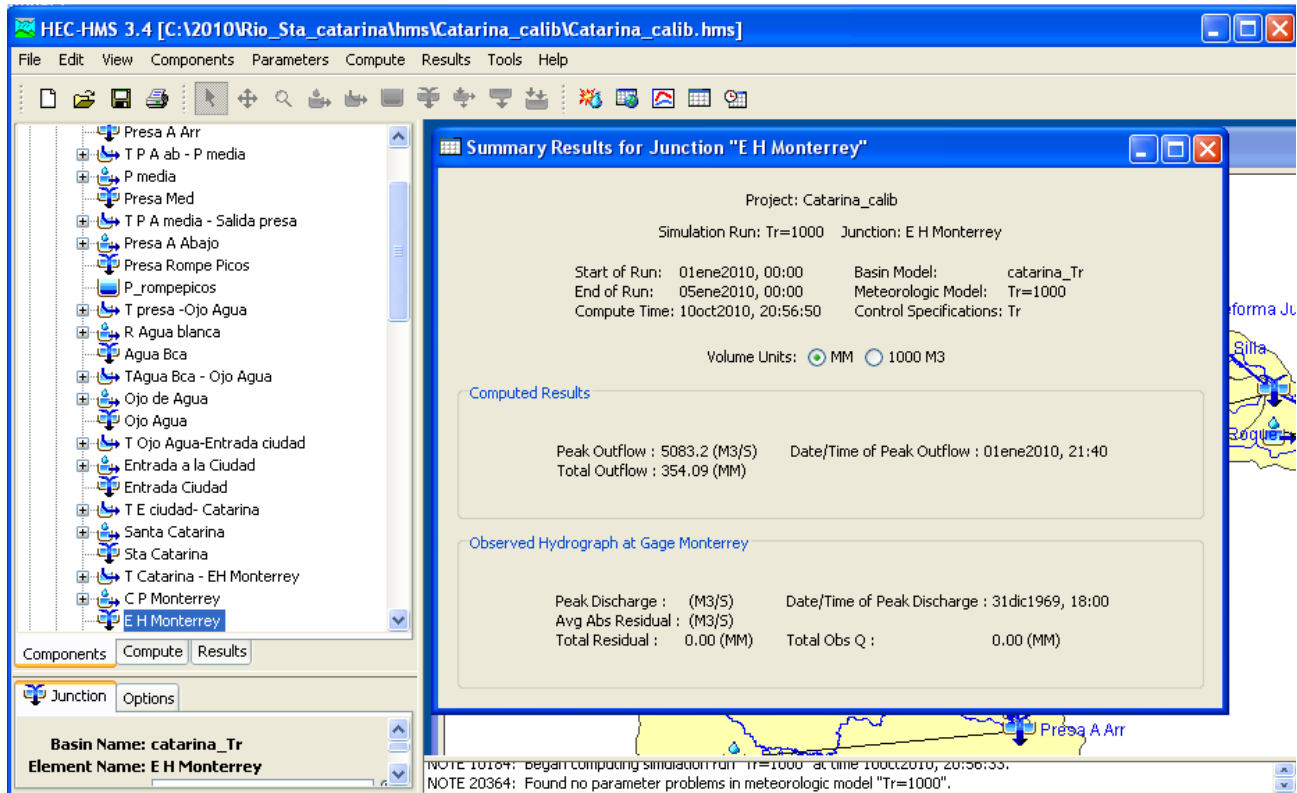




Figura 7.49. Resumen de resultados para el periodo de retorno de 1000 años en la estación hidrométrica Monterrey II



De acuerdo con lo anterior se observa que el gasto para el periodo de retorno de 1000 años en la estación hidrométrica Monterrey II es de 5083.2 m<sup>3</sup>/s.

En la siguiente tabla se presenta el valor del gasto para los diferentes periodos de retorno en cada una de las subcuencas y en los puntos de interés como son las estaciones hidrométricas y la presa Rompepicos.



Tabla 7.25 Gastos (m<sup>3</sup>/s) para diferentes periodos de retorno en cada uno de los elementos

Elemento	Tr=5	Tr=10	Tr=20	Tr=50	Tr=100	Tr=200	Tr=500	Tr=1000
Arboledas S Roque	139.3	216.2	275.9	321.1	352.2	383.0	423.9	455.4
C P Cadereyta	148.2	202.6	246.5	290.9	322.8	354.3	395.5	426.8
C P Monterrey	134.0	168.4	196.6	230.0	254.3	278.2	309.6	333.3
Confluencia Silla-Catana	15.6	20.1	24.1	29.2	33.0	36.7	41.7	45.4
Entrada a la Ciudad	99.1	161.7	226.4	309.7	367.7	424.1	497.2	551.8
Guadalupe	109.2	134.3	159.3	190.9	254.9	236.6	266.4	289.0
Jardines de la Silla	120.3	169.9	209.7	243.9	267.9	291.7	323.2	347.3
La Luz	24.5	33.6	36.8	40.5	43.5	46.7	51.7	55.9
Ojo de Agua	273.2	445.5	648.4	911.0	1095.3	1274.5	1507.3	1681.6
P A arriba	353.0	677.3	1241.5	1606.5	1847.9	2078.1	2375.8	2597.3
P media	156.7	281.5	482.4	703.1	854.9	1001.6	1192.4	1335.3
Presa A Abajo	63.8	116.6	214.4	345.7	437.2	525.9	641.3	727.6
R Agua blanca	281.2	504.0	864.1	1384.0	1742.2	2088.2	2534.7	2869.7
R La Silla	162.4	204.3	243.3	294.9	332.7	370.1	419.6	457.2
Rancho San Pablo	49.1	75.6	120.9	192.1	242.4	291.5	355.9	404.4
Reforma Juarez	12.4	15.3	18.1	21.5	24.0	26.6	29.9	32.5
Salida Catarina	46.3	55.7	64.1	74.7	82.5	90.3	100.5	108.2
Santa Catarina	181.7	294.9	389.2	497.5	569.8	639.5	729.9	797.5
Valle Alto	64.0	90.3	108.1	133.0	151.4	170.2	196.4	217.1
Presa rompe picos (gasto de entrada)	455.60	845.20	1520.90	2062.50	2431.00	2786.20	3249.50	3596.10
Presa rompe picos (gasto de salida)	345.5	473.8	598.6	669.1	1323.7	1881.9	2588.9	3030.9
Elevación máxima de la superficie libre del agua (msnm)	871.04	882.53	897.15	906.61	909.66	911.14	912.66	913.51
Entrada Ciudad	576.3	1015.6	1612.5	2397.6	2934.4	3449.0	4109.1	4601.8
E H Monterrey	687.0	1193.2	1852.8	2700.4	3278.3	3833.9	4549.4	5083.2
EH Cadereyta	835.3	1334.4	1979.7	2836.3	3371.4	3998.1	4736.8	5290.4
EH Los Lermas	264.7	355.3	447.7	580.6	677.1	772.8	900.7	998.4

Nota: Los elementos de color azul son las subcuencas y los de color negro son puntos de interés

Al comparar los resultados obtenidos con el modelo lluvia escurrimiento (tabla anterior) con los resultados del análisis de frecuencias se observa que a partir de un periodo de retorno de 50 años los gastos calculados por el modelo lluvia escurrimiento son ligeramente mayores a los obtenidos con el análisis de frecuencias de gastos máximos anuales (correspondientes al escenario 5). En la siguiente tabla y figura se presenta la comparación de los resultados. La diferencia se debe a que se están utilizando dos conceptos de periodo de retorno diferentes, ya que los gastos obtenidos

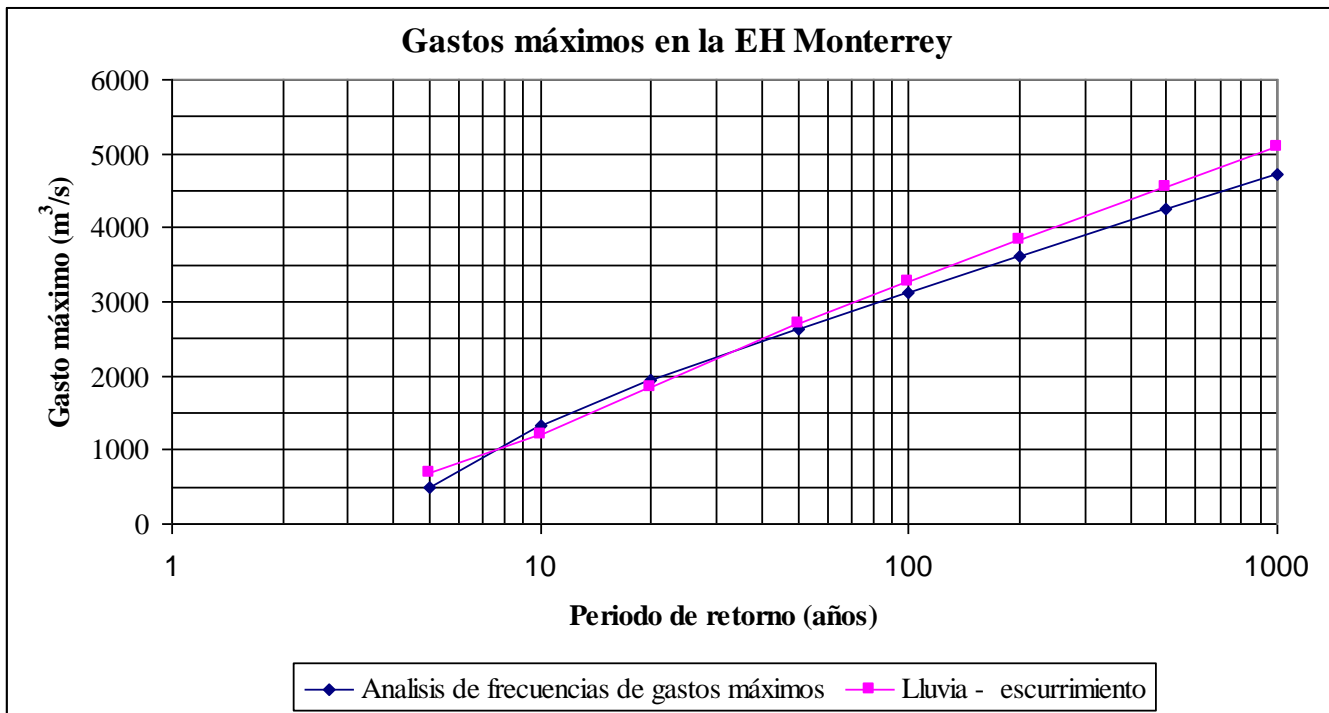


con el modelo lluvia escurrimiento corresponden a periodos de retorno de precipitación y no de gastos máximos como los obtenidos con el escenario 5.

Tabla 7.27 Comparación de los gastos ( $m^3/s$ ) para diferentes periodos de retorno obtenidos con el análisis de frecuencias de gastos máximos y la modelación del proceso lluvia escurrimiento.

Periodo de retorno (años)	Análisis de frecuencias de gastos máximos (escenario 5)	Lluvia - escurrimiento
5	503.88	687.00
10	1326.95	1193.20
20	1939.22	1852.80
50	2631.23	2700.40
100	3125.25	3278.30
200	3609.67	3833.90
500	4242.76	4549.40
1000	4718.20	5083.20

Figura 7.50. Comparación de los gastos ( $m^3/s$ ) para diferentes periodos de retorno obtenidos con el análisis de frecuencias de gastos máximos y la modelación del proceso lluvia escurrimiento



La conclusión en este punto de estudio es que si el periodo de retorno para el diseño de las obras se establece en 1000 años, entonces el gasto a usar es de  $5083 m^3/s$ .



## 8. Conclusiones y recomendaciones

### Conclusiones

Se calcularon los gastos o avenidas de diseño para los periodos de retorno de 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500 y 1000 años, mediante la modelación del proceso lluvia escurrimiento, para lo cual se delimitó la cuenca del río Santa Catarina, hasta la confluencia con el río Pesquería.

Con la finalidad de tomar de una manera adecuada la variación espacial de la cobertura vegetal, el uso del suelo, la precipitación, así como el tránsito de la onda de la avenida por los diferentes cauces, la cuenca se dividió en 19 subcuencas, de las cuales tres corresponden a la presa Rompepicos.

Para el cálculo de las avenidas para los diferentes periodos de retorno por medio de la modelación lluvia-escurrimiento, se realizó un análisis de frecuencias de lluvias máximas anuales en 24 horas, resultando que la mejor Función de Distribución de Probabilidad que se ajusto a los registros de todas las estaciones climatológicas es la Gumbel Doble.

Para validar los resultados de las avenidas para los diferentes periodos de retorno fue necesario realizar una calibración para los huracanes Gilberto (1988), Emily (2005) y Alex (2010), tomando como puntos para calibrar la EH Monterrey II, la EH Los Lermas, la EH Cadereyta II y la presa Rompepicos.

Los resultados obtenidos con la modelación del proceso lluvia escurrimiento se compararon con los gastos máximos obtenidos de un análisis de frecuencias de gastos máximos anuales en le EH Monterrey II.

En la tabla 8.1 se presentan los resultados de los gastos máximos para los tres puntos principales de interés que son: La presa Rompepicos, La EH Monterrey y la EH Cadereyta II.

### Recomendaciones

Con base en los resultados obtenidos se recomienda lo siguiente:

- a) Instalar pluviómetros automáticos con mejor distribución en toda la cuenca del río Santa Catarina, ya que los que actualmente existen están concentrados en la mancha urbana, sin embargo en toda la parte alta de la cuenca (subcuencas 1 a la 6) no existe medición. Otra alternativa es reubicar los existentes de tal manera que queden mejor distribuidos.
- b) Hacer un análisis de la red de estaciones climatológicas convencionales con las que actualmente se encuentran funcionando e instalar en aquellas zonas de la cuenca en que sea necesario.



- c) Habilitar la estación hidrométrica Monterrey II debido a que es un punto de control indispensable para mejorar la calibración del modelo lluvia- escurrimiento, y así poder tener resultados más confiables con el sistema de alerta existente, además del impacto que tiene contar con más registros de escurrimiento en la determinación de las avenidas para los diferentes periodos de retorno, tal y como se comentó en el apartado de análisis de frecuencias de gastos máximos (10 escenarios)

Tabla 8.1. Resumen de los resultados en los principales sitios de interés para diferentes periodos de retorno (en años)

Elemento	Tr=5	Tr=10	Tr=20	Tr=50	Tr=100	Tr=200	Tr=500	Tr=1000
Presa rompe picos (gasto de entrada, m <sup>3</sup> /s)	455.60	845.20	1520.90	2062.50	2431.00	2786.20	3249.50	<b>3596.10</b>
Presa rompe picos (gasto de salida, m <sup>3</sup> /s)	345.50	473.80	598.60	669.10	1323.70	1881.90	2588.90	<b>3030.90</b>
Elevación máxima de la superficie libre del agua (msnm)	871.04	882.53	897.15	906.61	909.66	911.14	912.66	<b>913.51</b>
E H Monterrey (gasto, m <sup>3</sup> /s)	687.00	1193.2	1852.8	2700.4	3278.3	3833.9	4549.4	<b>5083.2</b>
EH Cadereyta (gasto, m <sup>3</sup> /s)	835.30	1334.4	1979.7	2836.3	3371.4	3998.1	4736.8	<b>5290.4</b>

Los resultados en negrita corresponden a un periodo de retorno de 1000 años, periodo para el cual se ha preestablecido la rectificación del río.



## **Anexo II**

***EVALUACIÓN FLUVIOMORFOLÓGICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN  
CONTRA INUNDACIONES EN UN RÍO COSTERO.***

## EVALUACIÓN FLUVIOMORFOLÓGICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN CONTRA INUNDACIONES EN UN RÍO COSTERO

Mtro. Rubio GutiérrezHoracio<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Gerente de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos GASIR, CONAGUA  
horacio.rubio@conagua.gob.mx

Ing. Esquivias CampoyOctavio<sup>2</sup>

<sup>2</sup>Jefe de Proyecto de Hidráulica Fluvial, GASIR, CONAGUA  
octavio.esquivias@conagua.gob.mx

Ing. Martínez Ramírez Efren<sup>3</sup>.

<sup>3</sup>Jefe de Proyecto de Formulación y Revisión de Estudios Hidrológicos de Obras de Protección y Control, GASIR, CONAGUA.  
efren.martinez@conagua.gob.mx

Alejandro Zarco Andrea Isela<sup>4</sup>

<sup>4</sup>Consultor Externo, Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos, CONAGUA  
andrea.alejandra@conagua.gob.mx

### Antecedentes

Se pretende evaluar hidráulica y fluvialmente el impacto que tendrá la construcción de bordos de protección en el cauce del río Ameca en la zona de su desembocadura ubicado en el Municipio de Puerto Vallarta Jal., para la cual se aplica un modelo bidimensional y de transporte de sedimentos.

Para el análisis se elaboró el estudio hidrológico al considerar los registros hidrométricos de la estación Gaviotas II y al seleccionar el método de Gumbelse obtuvieron los caudales de 1700 m<sup>3</sup>/s y 4200 m<sup>3</sup>/s asociados a los períodos de retorno de 5 y 1000 años, respectivamente. Para la configuración del hidrograma de diseño, se aplicó el método de la mayoración (Dominguez, 1980) al considerar los registros instantáneos de avenidas máximas registradas. La avenida máxima registrada ocurrió en el año de 1960 con un caudal pico de 1673 m<sup>3</sup>/s; sin embargo no se cuenta con su correspondiente registro horario por lo que no se tiene la forma de la misma; para efectuar el procedimiento de mayoración se escogió la ocurrida en el año 2000 con gasto pico de 1113 m<sup>3</sup>/s la cual se muestra en la Figura 1; en la Figura 2 se muestran los hidrogramas de diseño los cuales tienen un tiempo base de 103 horas.

Tabla 1.-Estación Gaviotas II Registros de gastos máximos anuales (m<sup>3</sup>/s)

Año	Q <sub>max</sub> m <sup>3</sup> /s	Año	Q <sub>max</sub> m <sup>3</sup> /s	Año	Q <sub>max</sub> m <sup>3</sup> /s
1953	286.00	1971	1484.00	1990	179.00
1954	795.20	1972	382.10	1991	453.10
1955	795.20	1973	771.92	1992	663.33
1956	565.00	1974	866.00	1995	SD
1957	492.50	1975	620.80	1996	SD

1958	1183.00	1976	546.00	1997	SD
1959	1274.20	1977	400.00	1998	SD
1960	1673.40	1978	557.64	1999	SD
1961	427.00	1979	504.00	2000	1113.88
1962	1344.60	1980	764.00	2001	412.60
1963	473.65	1981	733.64	2002	SD
1964	463.00	1982	552.74	2003	16.12
1965	1153.20	1983	491.38	2004	SD
1966	634.40	1984	536.25	2005	SD
1967	1286.67	1985	595.50	2006	SD
1968	952.14	1986	400.00	Máximo	1673.40
1969	751.20	1987	68.62	Mínimo	16.12
1970	791.40	1989	462.50	Promedio	688.50

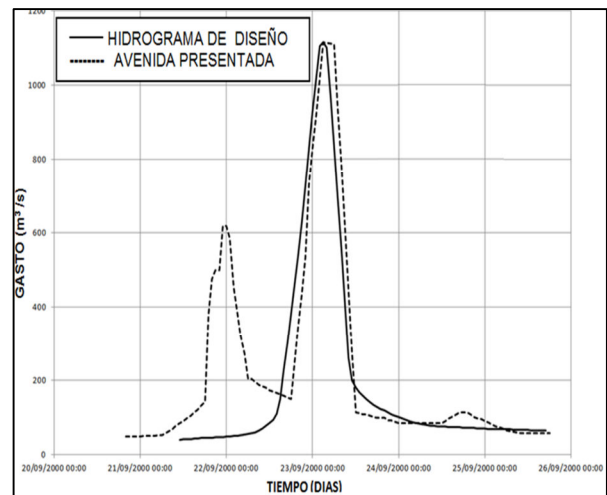


Figura 1. Mayoración del hidrograma del año 2000

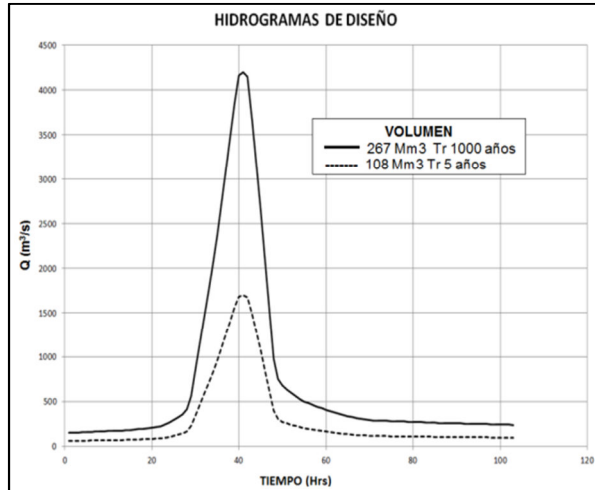


Figura 2. Hidrogramas de diseño

Los hidrogramas asociados a los periodos de retorno de 5 y 1000 años respectivamente tienen pico de 1700 y 4200  $m^3/s$  así como volúmenes de 108 y 267  $hm^3$

### Descripción de la Obra

La propuesta de obras que se evaluó contempla la reducción del cauce de avenidas del Río Amecca al plantear la construcción bordos. Por margen derecha pretenden continuar el bordo ya existente en la descarga al océano al considerar una longitud 3870 m hacia aguas arriba; por la margen izquierda la construcción de un bordo con longitud de 7582 m; así mismo, consideran un cauce piloto de 300 m de ancho de plantilla con longitud total de 7572 m; las obras se pueden apreciar en la figura 3.

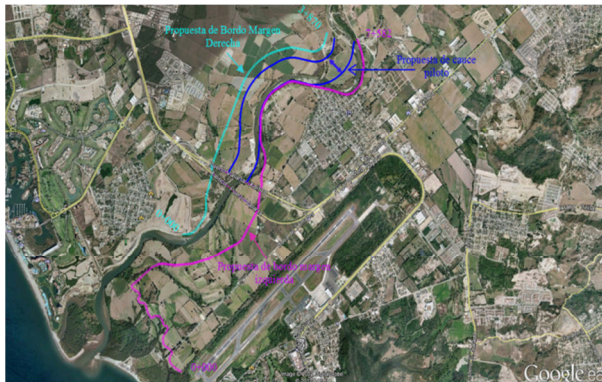


Figura 3. Propuesta de Obras

### Información Topográfica

La información topobatemétrica que se utilizó consiste en un levantamiento topográfico de detalle realizado específicamente para la elaboración del proyecto; y adicionalmente otro levantamiento para la delimitación de la

zona federal del río en un tramo localizado inmediatamente aguas arriba de la obra, información con la que se complementó una mayor longitud de análisis.

Esta información fue procesada mediante el software ArcMap para obtener dos modelos digitales de elevaciones en formato TIN que son las representaciones más fieles del terreno, una en condición sin obra y otra con la presencia de los bordos y cauce piloto; dichos modelos se pueden apreciar en las figuras siguientes:



Figura 4. TIN Condiciones Naturales

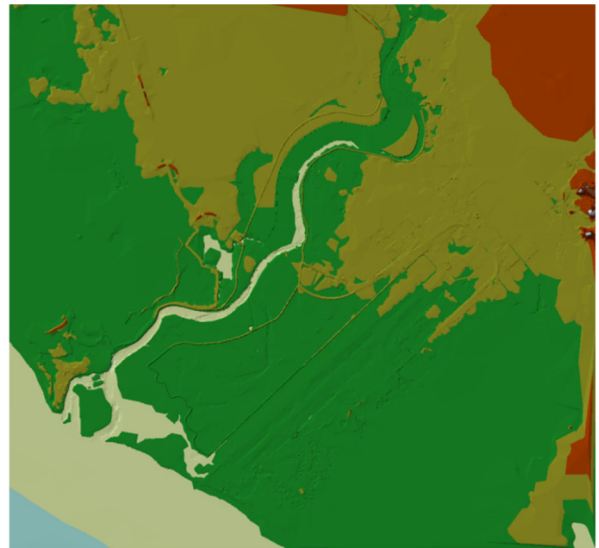


Figura 5. TIN Bordes y cauce piloto de Obra.

Para incluir la información topobatemétrica en el modelo hidráulico matemático bidimensional es necesario convertirlas a un formato de mallas o GRID. Se probaron distintas resoluciones tales como mallas de 5, 10 y 20 m.

La primer resolución de malla implicó un tiempo de cálculo en MIKE21 mayor a 5 días por lo que es impráctica; la tercera opción le toma un tiempo para la obtención de resultados de

alrededor de 2 horas pero no se puede conformar en forma aceptable la configuración de los obras; la opción que se consideró factible es la de una resolución de 10 m con la que se obtienen resultados en alrededor de 8 horas; con ésta, se ubicó el trazo de los bordos y se verificó que la corona de los mismos estuviera fielmente representada en el modelo de malla.

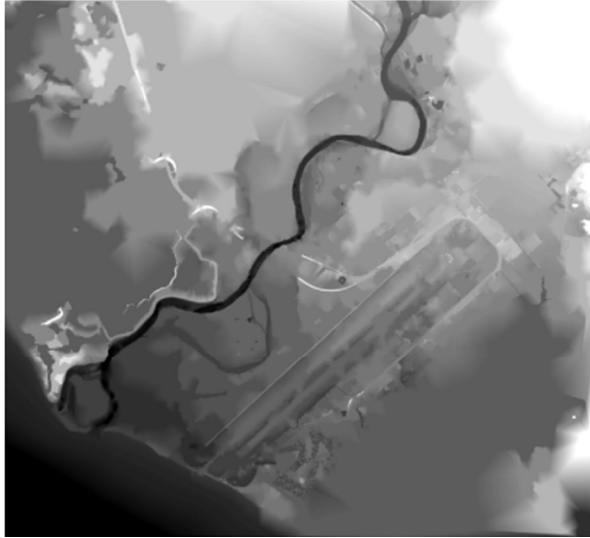


Figura 6. RASTER condición sin obra, resolución 10 m

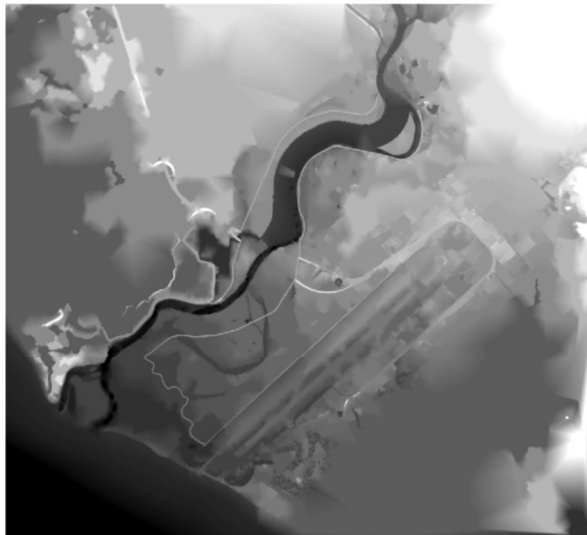


Figura 7. RASTER condición con obras, resolución de 10 m

### Modelación Matemática.

Para la modelación matemática se aplicó el modelo bidimensional MIKE 21, el cual resuelve las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales y que puede considerar, aparte de la pendiente del fondo y las fuerzas de fricción, el efecto de

fuerzas como el viento, la fuerza de Coriolis, corrientes inducidas por el oleaje y la evapotranspiración. La información de campo disponible para la elaboración de este modelo fue: topobatemetría, hidrogramas, características de pesos específicos y diámetros representativos del material que conforman el lecho y taludes del cauce, nivel de pleamar máximo registrado y rugosidad. La condición de frontera utilizada aguas abajo consistió en el nivel de pleamar máximo registrado (1.5 msnm)

En el río Ameca se tiene identificada la zona de inundación que se presenta ante el paso de una avenida con período de retorno de 5 años; así fue como se calibró el modelo al alimentarlo con el hidrograma respectivo y ajustar que los niveles del mismo fueran similares a los reconocidos por la zona federal. Al realizar esto se obtuvo una rugosidad de Manning ponderada de 0.035.

Una vez calibrado el modelo se procedió a alimentarlo con el hidrograma de  $4200 \text{ m}^3/\text{s}$  asociado a un período de retorno de 1000 años y se modeló al considerar condiciones actuales y con obra. Los resultados se pueden apreciar en los gráficos siguientes:

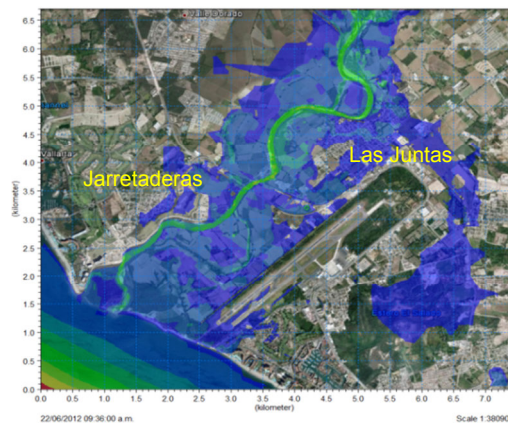


Figura 8. Modelación Condiciones Actuales

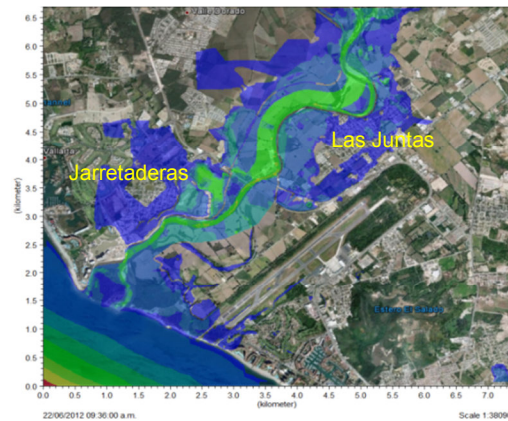


Figura 9. Modelación Condiciones con Obra

Como es posible observar en condiciones actuales la inundación se extiende en la totalidad de la llanura de inundación y desborda hacia el estero El Salado (Figura 8); así mismo la afectación al poblado de Jarretaderas y zona hotelera localizados en la margen derecha es mínima.

Por lo que se refiere a la opción de la construcción de las obras el agua flanquea los bordos en la zona de aguas arriba y provoca el desvío de la avenida hacia la zona hotelera y poblado de Jarretaderas el cual es afectado en un porcentaje mayor al 70% de su superficie Figura 9

Debido a lo anterior se procedió a realizar otra modelación al considerar que se empotraban los bordos al ampliar la longitud de los mismos hasta una elevación tal que evitara que el agua desbordara. Los resultados de esta alternativa indican que las alturas del bordo propuesto son insuficientes dado que se desborda en la zona aguas arriba de los puentes Figura 10.

Se realizó otra corrida al incrementar la altura de la propuesta de bordos y se detectó la falla del bordo existente por margen derecha a la altura del poblado de Jarretaderas Figura 11.

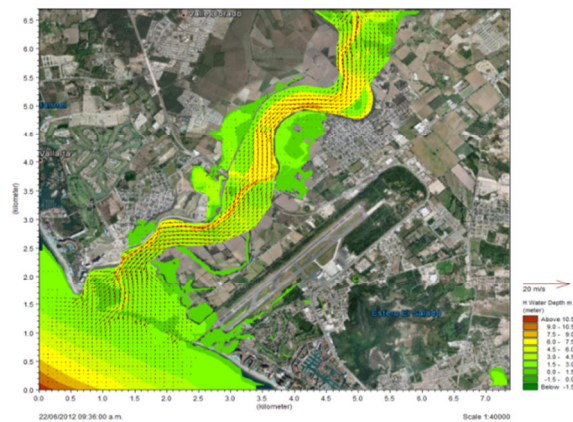


Figura 10. desbordamiento de los bordos propuestos al considerar el empotre de los mismos.

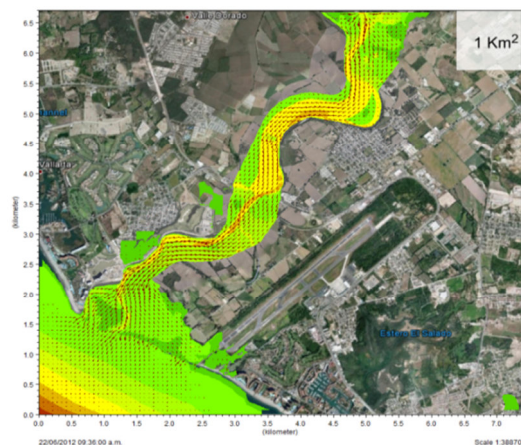
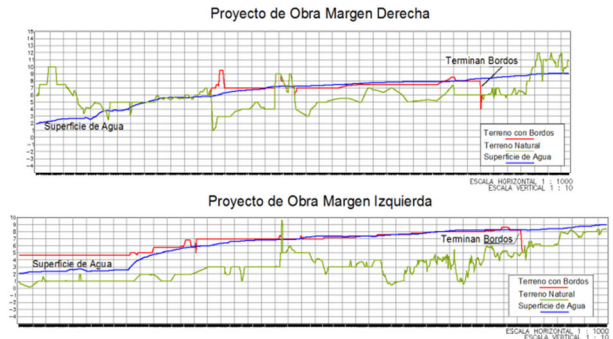


Figura 11. Desbordamiento del bordo existente por margen derecha

Finalmente se realizó otro cálculo a fin de determinar las alturas de bordo necesarias para contener la avenida de diseño. A continuación se muestran en las figuras 12 y 13 los perfiles por margen derecha e izquierda del terreno natural de la corona del bordo y de la superficie libre del agua.



Figuras 12 y 13 Perfiles del terreno natural, corona de bordos propuestos y SLA

Para la obtención del nivel de corona requerido para el gasto de diseño desde el punto de vista hidrológico-hidráulico del bordo es necesario incrementar el bordo libre el cual debe ser al menos de 2 m. La especificación técnica antes mencionada implicaría para algunos tramos de río construir bordos de 9 m. de altura.

Desde el punto de vista hidráulico, los bordos propuestos originalmente deben ser empotrados aguas arriba; así como, aumentar la altura de los mismos. Estas adecuaciones del proyecto de obra se evaluaron y los resultados se muestran en la figura 13 en donde se aprecia que el agua es contenida dentro del proyecto de obra, en la figura 14 se muestra los vectores de velocidad en donde se observa que disminuyen y en la figura 15 se muestran los perfiles de esta modelación.

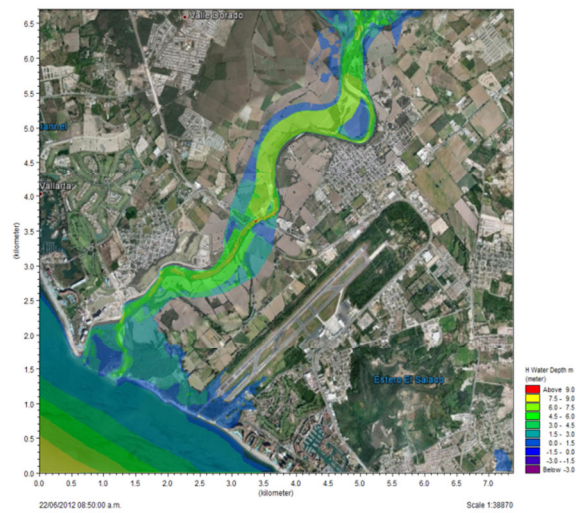


Figura 13. Resultado de Modificación de cauce piloto, empotre y aumento de altura de bordos.

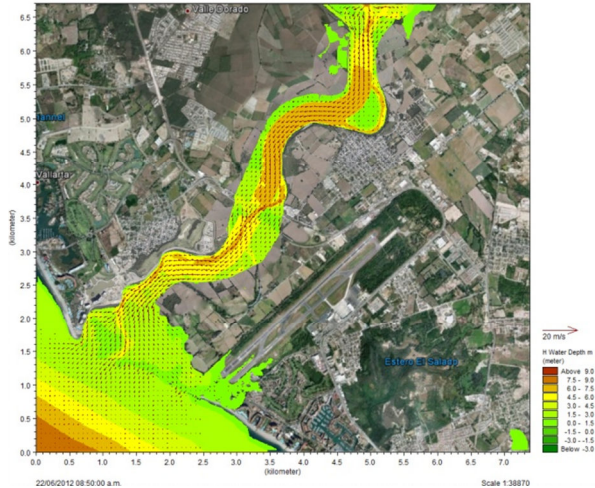


Figura 14. Resultado de Modificación con vectores de velocidad.

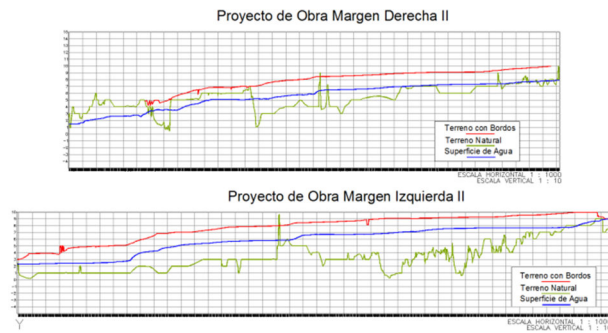


Figura 15. Perfiles del terreno natural, corona de bordos propuestos y SLA con empotre.

Por otra parte con el objeto de determinar el funcionamiento fluvial de erosión y depósito en el tramo propuesto de la obra y a fin de esquematizar la posibilidad de que el sedimento una vez que se presente la avenida de diseño forme un obstáculo para el funcionamiento hidráulico de la obra sobre todo en la zona donde se existe la ampliación brusca de los anchos de el encauzamiento propuesto-estero. Se procedió a procesar el escenario de la obra propuesta al presentarse el gasto de diseño asociado a un periodo de retorno de mil años para obtener los resultados fluviales (erosión-sedimentos) y posteriormente transitar una avenida ordinaria asociado a un periodo de retorno de 5 años para obtener los resultados hidráulicos que se provocarían por la acumulación de sedimentos por este efecto.

Con el objeto de tomar en cuenta el depósito de sedimentos que se presentará en la zona de la transición abrupta en la incorporación del proyecto al estero, se realizó su correspondiente modelación en Mike 11-ST que resuelve las ecuaciones de continuidad, cantidad de movimiento y transporte de sedimentos (Engelund-Hansen, cuyas ecuaciones toman en cuenta el transporte total de sedimentos). Los

resultados de la aplicación del modelo en la zona mencionada producen dunas con altura promedio de 5 m. en una longitud de 850 m, al considerar el ancho promedio propuesto de 380 m. se tiene un volumen de 1.615 hm<sup>3</sup>.

Por otra parte se determinó el ancho estable del río con el objeto de determinar el ancho mínimo que no provoque un cambio morfológico brusco que propicie el aumento de la sedimentación en su descarga al estero. Al aplicar las fórmulas de Altunin ese ancho resultó de 600 m.; y con este valor al realizar la modelación enMike 11-ST se observa una reducción de sedimentos y velocidades del orden de un 25%, con respecto a la propuesta original del encauzamiento con lo que se mejora su funcionamiento hidráulico y fluvial; por lo tanto, la propuesta de obras analizada y evaluada debe ser modificada, en el trazo del bordo margen izquierda, en los tramos en que este valor sea menor (km 0+940 al 2+740) como se muestra en la figura 16

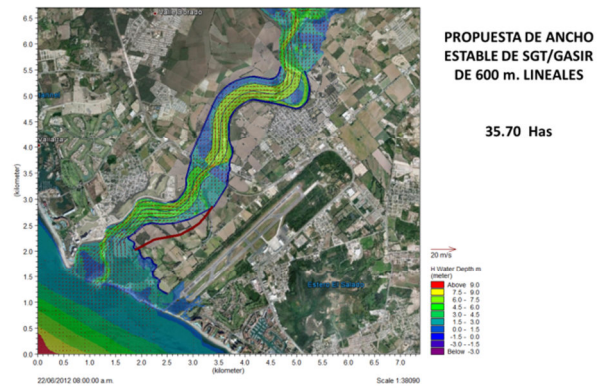


Figura 16.Propuesta de ancho (600 m.) GASIR

Una vez obtenidos los resultados del modelo con transporte de sedimentos para la alternativa original del encauzamiento y modelado el gasto con tiempo de retorno de 5 años, se concluye que para la ocurrencia de esa avenida ordinaria posterior a la de diseño se produce un desbordamiento en la margen izquierda debido al remanso provocado por el depósito de sedimento que genera el estrechamiento de bordos a la entrada al estero.

El resultado obtenido se muestra en la figura 17.En donde se observa que el taponamiento localizado la sección 6+314 provoca que se rebasen los niveles de la corona del bordo margen izquierda en la zona de incorporación de la obra al estero figura 18.

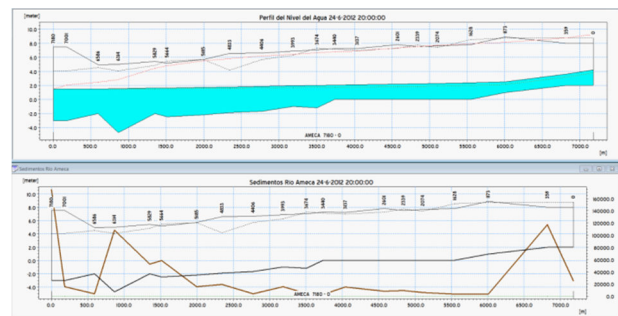


Figura 17. Perfil de Obra con Sedimento.

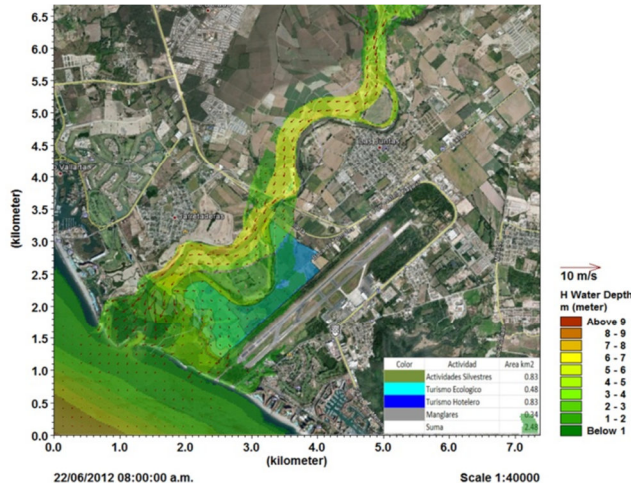


Figura 18. Trazas de inundación avenida TR 5 años al considerar taponamiento por sedimentación (Modelación Bidimensional)

### CONCLUSIONES:

Al utilizar un modelo bidimensional para el análisis hidráulico de una propuesta de obras, representa una gran ventaja contra el uso de un modelo unidimensional, en virtud de que no está sujeto a la experiencia del modelador un cuanto a la ubicación de las secciones transversales que tomen en cuenta las líneas de flujo tanto en el cauce principal y principalmente en su planicie de inundación.

Otra ventaja de aplicar un modelo hidráulico bidimensional con respecto a los unidimensionales es que con el primero se puede identificar claramente que las obras pueden ser flanqueadas por falta de empotramiento; así como identificar las zonas propensas a inundación ante la falta de capacidad hidráulica de los bordos en virtud de que con los modelos bidimensionales es posible modelar las obras espacial y continuamente.

Los bordos propuestos son flanqueados por la avenida de diseño al no presentar el adecuado empotre aguas arriba.

Se obtienen velocidades máximas alrededor de 5 m/s en la zona de bordos lo cual se consideran erosivas y ponen en riesgo particularmente la zona del bordo margen izquierda a la altura de la población Las Juntas al presentarse las líneas de flujo perpendiculares a la propuesta del trazo de bordo.

Se deberá buscar el trazo adecuado para el empotre de los bordos propuestos tanto por margen derecha como la izquierda.

Es necesario incrementar la altura tanto de los bordos existentes como de los propuestos al considerar además del valor de la SLA, un bordo libre de al menos 2 m.

El tomar en cuenta los procesos de erosión y depósito de los sedimentos en el diseño de una obra en cauces de planicie permite obtener un dimensionamiento tal que, reduzca sus efectos negativos que las mismas obras producen.

La altura de los bordos resultado del párrafo anterior, se estima en algunos tramos de 9 m, lo cual representa un serio riesgo de falla, por lo cual se debe realizar un cuidadoso análisis de estabilidad de los mismos.

Con base en los resultados obtenidos al aplicar un modelo que considere los procesos fluviales erosión-deposito se observa

la importancia de tomarlo en cuenta particularmente en una planicie de inundación ya que el hecho de solo tomar en cuenta el funcionamiento hidráulico del río puede generar una falsa idea de seguridad hidrológica- hidráulica

### Referencias

1. - Field Measured Hydraulic Resistance Characteristics in Vegetation Infested Canals. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*. Vol 118 No. 2, 1992.
- 2.- Experimental investigations of friction formulae for open channels. *Hedeselskabet, dep. for Hydrometry and Water Resources*, 1996 (In Danish)
- 3.- Investigation of the influence of stream vegetation on hydraulic conditions *B.Sc. Thesis from University of Aalborg, Denmark (In Danish)*
- 4.- Ven Te Chow (1983). "Hidráulica de los canales abiertos", pp. 108-111.
- 5.- Gilberto Sotelo Ávila. (2002). "Hidráulica de canales". México, UNAM, Facultad de Ingeniería Primera edición.
6. - Ranald V. Giles, Jack B. Evett y Cheng Liu (1996). "Mecánica de los Fluidos e Hidráulica". Prentice-Hall Hispanoamericano, S.A. Mexico
7. - Schoklitsch A. (1935, 1961 2ªedc.) "Tratado de arquitectura Hidráulica". Editorial Gustavo Gili S.A. Barcelona (Traducción al castellano del texto: *Handbuch des Wasserbaues*, 1935, editado por Springer-Verlag, Viena, Austria).
8. - Ranald V. Giles, Jack B. Evett y Cheng Liu (1996). "Mecánica de los Fluidos e Hidráulica". Prentice-Hall Hispanoamericano, S.A. México
9. - U.S.A Army Corps of Engineers. *Hydrologic Engineering Center* (1998). "River Analysis System". (HEC-R.A.S.), version 4.1.0
10. - Sotelo Ávila Gilberto (1977). "Hidráulica General: fundamentos". México: Limusa
11. - Liggett James A, Caughey David A. (1998). "Mechanics, an interactive text". USA. American Society of Civil Engineers.
12. - Ackers, W. R., Perkins J. A. y Harrison A. J. M. (1978). "Weirs and flumes for Flow Measurement". Nueva York: Ed. John Wiley & Sons.
13. - French, F (1988). "Hidráulica de los canales abiertos". McGraw Hill.
14. - Henderson, F.M. (1966). "Open Channel Flow". Macmillan. Nueva York.
15. - Maza Álvarez, J.A. y García Flores Manuel (1997). Estabilidad de cauces. Capítulo 12. Manual de Ingeniería de Ríos. Publicación 590. México, D.F. Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- 16.- Gracia-Sánchez, J y Maza Álvarez, J.A. (1997). Morfología de Ríos. Capítulo 11. Manual de Ingeniería de Ríos. Publicación 590. México, D.F. Instituto de Ingeniería de la UNAM.

## **Parga Gutierrez Andres Leonardo**

---

**De:** Gonzalez Ramirez Giovanna  
**Enviado el:** martes, 17 de diciembre de 2013 13:17  
**Para:** Perez Uscanga Jose S.  
**CC:** Arreguin Cortes Felipe Ignacio; cce\_SGA\_GP\_1720@cna.gob.mx; Rubio Gutiérrez Horacio; Parga Gutierrez Andres Leonardo; Moreno Mendoza Ignacio  
**Asunto:** Oficio B00.07.01.05.-759  
**Datos adjuntos:** Oficio B00.07.01.05.-759.PDF

Buenas tardes

En seguimiento al Memorando B00.05.00.01.-1394, anexo envío para su conocimiento Acuse de Oficio B00.07.01.05.-759, emitido por el Subgerente de Calidad mediante el cual se solicita la intervención del Director General del Servicio Profesional de Carrera en la SFP, a fin de que se agregue al Catálogo de Puestos del Sistema RHNET la Carrera de Geoinformática dentro del Área de Estudio de Ingeniería y Tecnología.

Saludos cordiales

**Giovanna González Ramírez**  
**Área de Descripción y Perfiles de Puestos**  
**Ext. 2437**

**CONAGUA**  
COMISION NACIONAL DEL AGUA

**"2013, Año de la Lealtad Institucional y Centenario del Ejército Mexicano"**

# CONAGUA

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES E  
INGENIERIA DE RIOS

SISTEMA INSTITUCIONAL DE CONTROL DE  
GESTIÓN

Folio: 2013/B00.05.02.--0001419

Fecha: 08/01/2014

**TURNADO A:**

ROSALES GONZALEZ MANUEL RAFAEL

SUBGERENTE

SUBDIRECCION GENERAL TECNICA

**REMITENTE:**

PEREZ USCANGA JOSE SEVERINO

**AREA:**

SUBGERENCIA DE ADMINISTRACION

**REFERENCIA:**

B00.05.00.01.- 0034

**FECHA DEL DOCUMENTO:**

19/12/2013

**ASUNTO:**

REFERENTE A LA INCLUSION DE LA CARRERA DE GEOINFORMATICA EN LA  
DESCRIPCION Y PERFIL DE PUESTO 16-B00-502-CFPA001-92669-V-X-D

RECIBIÓ

C.C.P:

**PRIORIDAD:** URGENTE   
NORMAL

**FECHA LÍMITE  
DE ATENCIÓN** 08/02/2014

**TIPO DE INSTRUCCIÓN:**

ATENCIÓN PROCEDENTE   
ATENCIÓN COORDINADA   
ATENCIÓN GRUPAL   
PARA SU CONOCIMIENTO

**DETALLE DE LA INSTRUCCIÓN:**

**OBSERVACIONES:**

**DOCUMENTOS ANEXOS:** SI   
NO

**REQUIERE RESPUESTA:** SI   
NO

ATENTAMENTE

"El Agua nos une, cuidarla es compromiso de todos"

Kasdelos

**CONAGUA**  
COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

SUBDIRECCIÓN GENERAL TÉCNICA  
SUBGERENCIA DE ADMINISTRACIÓN

MEMORANDO No. B00.05.00.01.0039

México, D. F., a 19 de diciembre de 2013.

**M. en I. HORACIO RUBIO GUTIÉRREZ**  
**GERENTE DE AGUAS SUPERFICIALES**  
**E INGENIERÍA DE RÍOS**  
**P R E S E N T E**

Hago referencia a su memorando No. B00.05.02.02.- 1812 de fecha 11 de diciembre de 2013, mediante el cual solicitó a esta Subgerencia de Administración, llevar a cabo los trámites administrativos, para la inclusión de la carrera de Geoinformática en la Descripción y Perfil de Puestos 16-B00-502-CFPA001-92669-V-X-D.

Al respecto, adjunto al presente para su conocimiento, el oficio No. B00.07.01.05.- 759 de fecha 17 de diciembre de 2013, mediante el cual el Mtro. Miguel Ángel Suero Mirón, Subgerente de Calidad, solicitó al Lic. Antonio Casas Vázquez, Director General del Servicio Profesional de Carrera en la Secretaría de la Función Pública, agregar al catálogo con el que actualmente opera el Sistema RHnet, la carrera de Geoinformática.

Aprovecho el medio para enviarle un cordial y afectuoso saludo.

**ATENTAMENTE**  
**EL SUBGERENTE**

**C.P. JOSÉ S. PÉREZ USCANGA**

C. f. p. - Dr. Felipe I. Arreguín Cortés.- Subdirector General Técnico.- Presente.  
- Lic. A. Leonardo Parga Gutiérrez.- Jefe de Proyecto de Personal.- Presente.

JSPU/leo

"El agua nos une, cuidarla es compromiso de todos"

**Lic. Antonio Casas Vázquez**  
**Director General del Servicio Profesional de Carrera**  
**en la Secretaría de la Función Pública**  
**Presente**

México, D.F., 17 de diciembre de 2013

Por medio de la presente, solicito su amable intervención para agregar al catálogo con el que actualmente opera el Sistema RHnet, la carrera de Geoinformática, a fin de que sea enlistada como carrera genérica del Área de Estudio de 6. INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA en dicho catálogo.

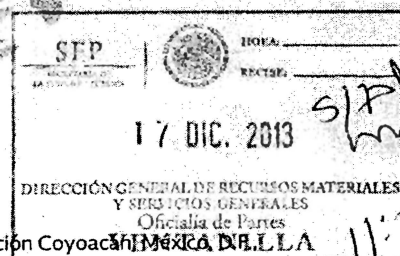
Nº	Área de estudio	Carrera genérica
1	INGENIERIA Y TECNOLOGÍA	GEOINFORMÁTICA

La solicitud de dicha adición al catálogo se justifica, con la trascendencia que tiene la carrera de Geoinformática para el desarrollo y manejo de sistemas de información geográfica, ya que el personal egresado de la carrera en mención cuenta con conocimientos especializados en percepción remota y cartografía, sistemas de información geográfica, sistemas globales de posicionamiento, cartografía digital y desarrollo de sistemas geotecnológicos. Lo cual, resulta una necesidad para las Unidades Administrativas de la Comisión Nacional del Agua, en el desarrollo de funciones sustantivas como la delimitación de cuencas y manejo de modelos digitales del terreno.

Lo anterior, posibilita obtener resultados más precisos y en menor tiempo para la elaboración de dictámenes técnicos, así como tener mayor control de proyectos partiendo de una base de datos georeferenciada.

La carrera de Geoinformática es impartida como Licenciatura en las siguientes Universidades:

- Universidad Autónoma del Estado de México
- Universidad Autónoma de Ciudad Juárez
- Universidad Autónoma de San Luis Potosí
- Universidad Autónoma de Sinaloa
- Universidad Nacional Autónoma de México
- Universidad de Ciencias y Artes de Chiapas



Av. Insurgentes Sur No. 2416, Col. Copilco el Bajo, C.P. 04340, Delegación Coyoacán, México, D.F. L.L.A.  
Tel.: (55) 5174 4000 [www.conagua.gob.mx](http://www.conagua.gob.mx)

Sin más por el momento aprovecho la ocasión para enviarle un cordial saludo.

**Atentamente  
El Subgerente de Calidad**

**Mtro. Miguel Ángel Suero Mirón**

Comisionado a la Gerencia de Personal, mediante  
Memorandum B00.07.01.41, de fecha 1° de febrero de 2008.

C.c.p. Dr. Felipe I. Arreguín Cortés. Subdirector General Técnico.- Presente.  
Lic. Francisco Javier Olivares Salazar, Gerente de Personal.- Presente.  
M. en I. Horacio Rubio Gutiérrez. Gerente de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos.- Presente.  
C.P. José S. Pérez Uscanga. Subgerente de Administración en la Subdirección General Técnica.- Presente.  
Lic. A. Leonardo Parga Gutiérrez.- Jefe de Proyecto de Personal.- Presente.

MASM/irm

Av. Insurgentes Sur No. 2416, Col. Copilco el Bajo, C.P. 04340, Delegación Coyoacán, México, D.F.,  
Tel.: (55) 5174 4000 [www.conagua.gob.mx](http://www.conagua.gob.mx)

**"El agua nos une, cuidarla es compromiso de todos"**



## Anexo IV

### ***I.- Participación en el proyecto: Análisis de la Inundación en Llano Largo Municipio De Acapulco, Gro.***

#### ***I.1 Antecedentes:***

Los días del 13 al 16 de septiembre de 2013 ante la ocurrencia de la tormenta tropical Manuel se presentaron serias afectaciones por inundación a la zona denominada Punta Diamante del Municipio de Acapulco, Gro. Dicho evento además de afectar a la población provocó daños a las redes de medición de gastos y a algunas estaciones de medición de precipitaciones tal como el Observatorio localizado cerca al Aeropuerto internacional de Acapulco, Gro., por lo que no se pudo registrar el gasto que escurrió.

La finalidad del presente estudio es determinar las características de la inundación que provocó la tormenta tropical Manuel por lo que se procedió a realizar modelos lluvia-escorrentamiento del río La Sabana y sus afluentes y se trató de inferir el caudal a partir de las huellas dejadas por la creciente originada. Así como un modelo hidráulico bidimensional que perita establecer la forma en que se desarrolló la inundación.

### ***1.2.- Análisis hidrológico Río La Sabana:***

Descripción de la corriente: Este río nace en una de las estribaciones de la Sierra Madre del Sur, a una altitud de 1600 m.s.n.m., y tiene un desarrollo alrededor de 82 km hasta la salida de la Laguna de Tres Palos, que es donde desemboca. En la parte alta se le denomina arroyo Aguacatillo, pero adelante del km 21+000 de la carretera México-Acapulco, pasa por los poblados La Sabana y Tres Palos y se le llama ya río La Sabana.

#### ***1.2.1.- Características fisiográficas de la cuenca.***

Los parámetros con los que se determinarán los gastos a partir de los registros de precipitaciones son el área de la cuenca, la longitud del cauce principal, y desnivel topográfico, estos últimos datos indispensables para determinar el tiempo de concentración.

Área de la cuenca  
Total del Río La  
Sabana = 739 Km<sup>2</sup>

Longitud del cauce  
principal = 82 Km

Desnivel topográfico =  
960 m

Pendiente del cauce  
principal = 0.011707



**Figura 1a.- Cuenca del Río La Sabana**



### ***1.2.2.-Información hidrométrica y climatológica disponible.***

En la cuenca en estudio se localiza la estación hidrométrica Tuncingo la cual mide el 54% de la cuenca total del Río La Sabana, y tiene registros de gastos máximos anuales los cuales se muestran en la siguiente tabla:

AÑO	GASTO m <sup>3</sup> /s
1969	333.5
1970	215.5
1971	103.0
1972	16.2
1973	234.0
1974	45.0
1975	77.8
1976	20.0
1977	14.9
1978	5.8
1979	8.4
1980	36.0
1981	862.0
1982	27.8
1988	329.9
1989	654.2
1990	103.0
1991	127.0
1992	171.8
1993	573.1
1994	67.7
1995	384.1
1996	512.3
1997	802.5
1998	214.1
1999	477.4
2003	82.9
2007	280.1
2013	<b>*1100.0</b>



\* Gasto estimado con la huella máxima del agua y la curva escala-gasto de la estación hidrométrica Tuncingo, de la creciente presentada en septiembre de 2013.

Por otra parte se cuenta con información de lluvias máximas en 24 horas de la estación climatológica Acapulco para el período 1972-2013, misma que también registro la lluvia ocurrida el día 15 de septiembre del presente año que fue de 226.5 mm.

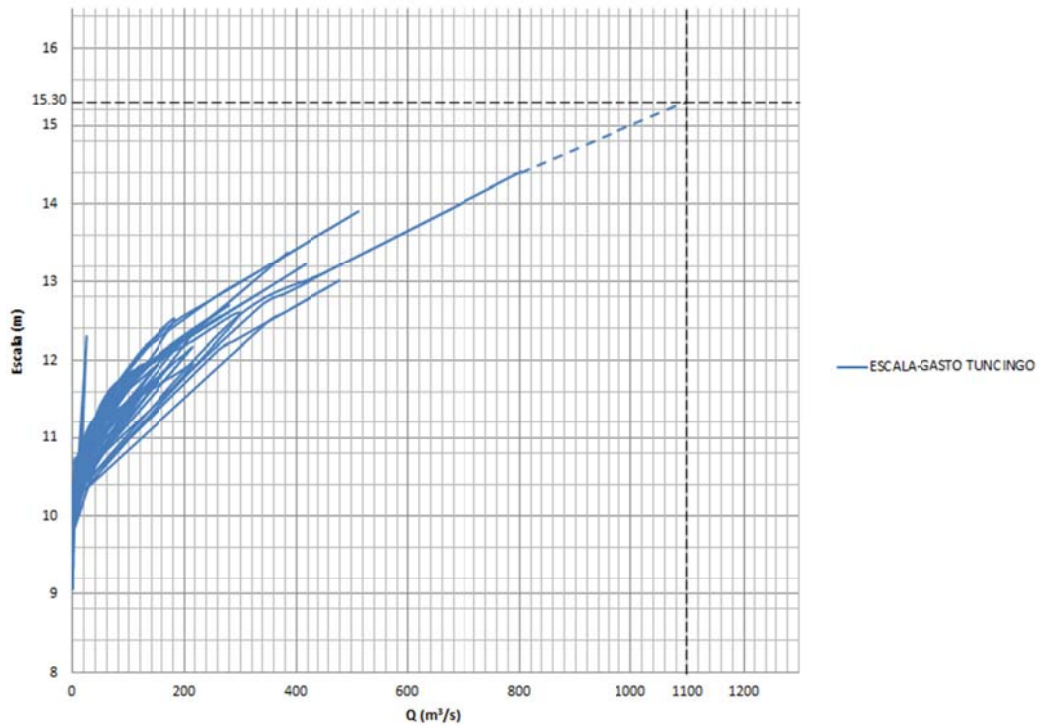
AÑO	Hp (mm)	AÑO	Hp (mm)	AÑO	Hp (mm)	AÑO	Hp (mm)
1972	102	1984	289	1996	195	2008	133.2
1973	193.8	1985	130.8	1997	360	2009	113.7
1974	260	1986	107.6	1998	179.5	2010	102.3
1975	186.5	1987	120.5	1999	135.1	2011	165
1976	148.5	1988	153.5	2000	200	2012	187.6
1977	102	1989	256.5	2001	161.7	2013	226.5
1978	103.2	1990	134	2002	146.5		
1979	115	1991	86.5	2003	117.8		
1980	153.5	1992	146	2004	97.5		
1981	267	1993	186	2005	182		
1982	64.3	1994	73	2006	273.4		
1983	79	1995	186.5	2007	213.5		

### ***1.2.3.-Calibración del coeficiente de escurrimiento N.***

Para la calibración del coeficiente de escurrimiento N, se utilizó el gasto máximo estimado en la estación hidrométrica Tuncingo, en el período del 13 al 16 de septiembre de 2013, que conforme a la huella máxima alcanzada del agua (15.30 m) y la curva escala-gasto, fue del orden de los 1,100 m<sup>3</sup>/s, como se puede observar en la foto y gráfica siguientes:



### ESCALA-GASTO TUNCINGO



Con el valor estimado de 1,100 m<sup>3</sup>/s, y la precipitación máxima de 226.5 mm medida en la estación Acapulco, así como las características fisiográficas hasta el sitio donde se localiza esta estación hidrométrica Tuncingo, y aplicar el modelo lluvia-escorrentamiento, para alcanzar el gasto estimado, se tienen los siguientes resultados.



Características fisiográficas de la cuenca	}	Area = 399.00	$Km^2$
		Longitud del cauce principal = 50.46	$Km$
		Desnivel topográfico = 955.0	$m$
		Pendiente del cauce principal = 0.030222	
		Número de escurrimiento = 74.0	

$H_{p_{max\ 24}}$  <i>mm</i>	$H_{p_d}$ media de diseño ( <i>mm</i> )	$H_e$  ( <i>mm</i> )	<b>GASTOS MAXIMOS (<math>m^3/s</math>)</b>		
			RACIONAL	H U T	V.T. CHOW
226.50	126.00	59.68	1268	<b>1101</b>	1096

De los resultados anteriores se observa que el coeficiente de escurrimiento N es del orden de 74.

Por otra parte, para corroborar el valor anterior, se utilizó el método del USCS, que define el Número de Escurrimiento (N), el cual se determina a partir de las características del suelo y las condiciones de su cobertura vegetal, con el apoyo de las cartas topográficas, de uso de suelo y edafológicas del INEGI, escala 1:50,000; con lo que se obtuvo un valor ponderado de N en toda la cuenca de 73.

Por lo anterior se optó considerar un valor de N igual a **73**.

***1.2.4.-Cálculo del tiempo de concentración***

Con los valores de las características fisiográficas de la cuenca total del Río La Sabana, se calculó el tiempo de concentración mediante los métodos de Rowe, Kirpich y del SCS; de ellos, se eligió el menor, ya que es con el que se obtiene la



condición más desfavorable; por lo que el tiempo de concentración ( $T_c$ ) resultó ser igual a 10.67 hrs.

Características fisiográficas de la cuenca	{	Area = 739.00	$Km^2$
		Longitud del cauce principal = 82.00	$Km$
		Desnivel topográfico = 960.0	$m$
		Pendiente del cauce principal = 0.011707	
		Número de escurrimiento = 73.0	

**Resumen del cálculo del tiempo de concentración ( $T_c$ )**

		<u>Método</u>	
$T_c$	{	Rowe	10.94 horas
		Kirpich	10.93 horas
		SCS	10.67 horas
		Seleccionado	<b>10.67 horas</b>

***1.2.5.-Determinación de la lluvia de diseño***

La información climatológica empleada corresponde a las lluvias máximas en 24 hrs, registradas en la estación Acapulco, a la cual se le aplicó las diferentes distribuciones de probabilidad, resultando que la de mejor ajuste corresponde a la de Gamma máxima verosimilitud, como se muestra en el cuadro siguiente:



Resumen de errores estándar Archivo analizado: ACA13.AJU

Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	16.604	-----	16.604	-----
Lognormal	9.541	9.842	9.037	9.321
Gumbel	9.409	-----	10.355	-----
Exponencial	13.925	-----	80.636	-----
Gamma	9.982	9.481	11.679	8.624
Doble Gumbel	12.175			

Mínimo error estándar: 8.624  
Calculado por la función: Gamma (m x. ver.) 3 p.

***1.2.6.-Calculo de gastos de diseño para diferentes periodos de retorno.***

**Ajuste probabilístico de gastos máximos anuales.**

Con la información de gastos máximos anuales registrados en la estación hidrométrica Tuncingo, se aplicaron las diferentes funciones de ajuste probabilístico, con lo que resultó que la de mejor ajuste es la Gumbel Doble, como se muestra a continuación:

Resumen de errores estándar Archivo analizado: TUNCIN3.AJU

Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	95.056	-----	95.056	-----
Lognormal	85.098	61.694	140.996	126.595
Gumbel	61.410	-----	83.536	-----
Exponencial	50.087	-----	54.624	-----
Gamma	55.331	56.471	48.053	11111.000
Doble Gumbel	33.033			

Mínimo error estándar: 33.033  
Calculado por la función: Doble Gumbel



Al aplicar esta función para diferentes periodos de retorno de 5 a 1000 años se obtienen los siguientes resultados:

Estación Hidrométrica Tuncingo, Gro.

Tr (años)	Gasto en m <sup>3</sup> /s
	A = 399 km <sup>2</sup>
5	534
10	762
20	961
50	1207
100	1389
500	1806
1000	1985

Al transportar los valores obtenidos por medio de relación de áreas para toda la cuenca del Río La Sabana, se tienen los resultados siguientes:

Cuenca total Río La Sabana, Gro.

Tr (años)	Gasto en m <sup>3</sup> /s
	A = 739 km <sup>2</sup>
5	892
10	1274
20	1606
50	2017
100	2321
500	3018
1000	3318



### ***1.2.7.- Aplicación de modelos lluvia-escurrimiento.***

Con la lluvia de diseño para diferentes períodos de retorno de 5 a 1000 años, obtenida de la distribución de probabilidad Gamma máxima verosimilitud, y con las características de la cuenca se obtienen los siguientes resultados para toda la cuenca del Río La Sabana:

<b>Tr</b> <i>años</i>	<b>Hp<sub>max 24</sub></b> <i>mm</i>	<b>Hp<sub>d</sub></b> media de diseño ( <i>mm</i> )	<b>He</b> ( <i>mm</i> )	<b>GASTOS MAXIMOS (m<sup>3</sup>/s)</b>		
				RACIONAL	H U T	V.T. CHOW
5	211.40	152.53	78.56	1477	1163	1366
10	251.50	181.47	103.13	1939	1527	1793
20	288.80	208.38	126.77	2384	1877	2204
50	335.40	242.01	157.10	2954	2326	2731
100	368.90	266.18	179.30	3371	2655	3117
500	439.10	316.83	226.61	4261	3355	3939
1000	464.00	334.80	243.59	4580	3607	4234

### ***1.2.8.- Conclusiones del estudio hidrológico.***

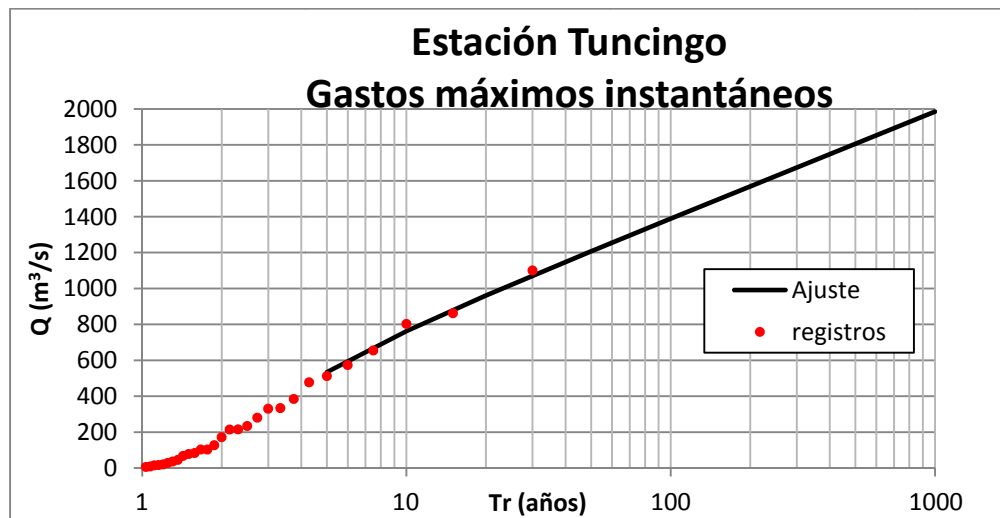
De los resultados obtenidos tanto por el ajuste de gastos máximos anuales como los del modelo lluvia escurrimiento (HUT), presentan valores similares que oscilan entre un 20% para periodos de retorno bajos hasta un 8% para periodo de retorno de 1000 años, por lo que se consideran que los resultados son apropiados.

Al graficar los gastos obtenidos en la estación hidrométrica Tuncingo para diferentes períodos de retorno, se observa que la creciente de 1,100 m<sup>3</sup>/s,



presentada del 13 al 16 de septiembre de 2013, corresponde a un periodo de retorno del orden de 38 años.

Gastos – Períodos de Retorno, Estación hidrométrica Tuncingo, Gro.



Por todo lo anterior y derivado de la creciente presentada en septiembre de 2013, los nuevos gastos de diseño para períodos de retorno de 100 y 1000 años serán de 1389 m<sup>3</sup>/s y 1985 m<sup>3</sup>/s, respectivamente.

### ***1.3.-Análisis hidráulico***

A fin de tener elementos de juicio que permitan establecer la forma en que se presentó la inundación en la zona diamante de la ciudad de Acapulco, Gro., la GASIR procedió a la elaboración del modelo bidimensional del río La Sabana y sus afluentes localizados en la zona urbana.

Para la elaboración de este modelo hidráulico se utilizó el software Mike 21. La información topográfica fue proporcionada por la Subgerencia de Información



Geográfica del Agua (SIGA) y consistió en un levantamiento LIDAR de Enero de 2008 (según el metadato del archivo).

Las láminas de lluvia registradas ante la ocurrencia de la tormenta tropical Manuel ocurrida los días 13-15 septiembre se pueden apreciar en la tabla 3.1 siguiente:

**Tabla 43.1.-Láminas de lluvia registradas (mm)**

Estación	12-Sep	13-Sep	14-Sep	15-Sep	16-Sep	17-Sep	18-Sep
Acapulco	51	21	63.2	226.5	206.1	70	0
Observatorio Acapulco	20.5	12.5	114	194.4	Estación inundada fuera de operación por daños		
Km21	0	40	80.5	350	350	300	0

### ***1.3.1.- Hidrograma de modelación***

En la estación hidrométrica Tuncingo a partir del nivel máximo reconocido a través de un recorrido de campo de personal de la GASIR (15.30) m se infirió un gasto pico de 1100 m<sup>3</sup>/s. Al revisar los hidrogramas registrados en dicha estación se seleccionó el ocurrido en septiembre de 1997 el cual tiene un gasto pico de 802 m<sup>3</sup>/s y tiempo base de 35 horas.

Al considerar que la tormenta tropical Manuel tuvo una duración de tres días consecutivos de lluvias y utilizar como hidrograma base el de septiembre de 1997, al aplicar la técnica de mayoración y superposición de hidrogramas se puede idealizar el ocurrido como puede apreciarse en la figura 1.

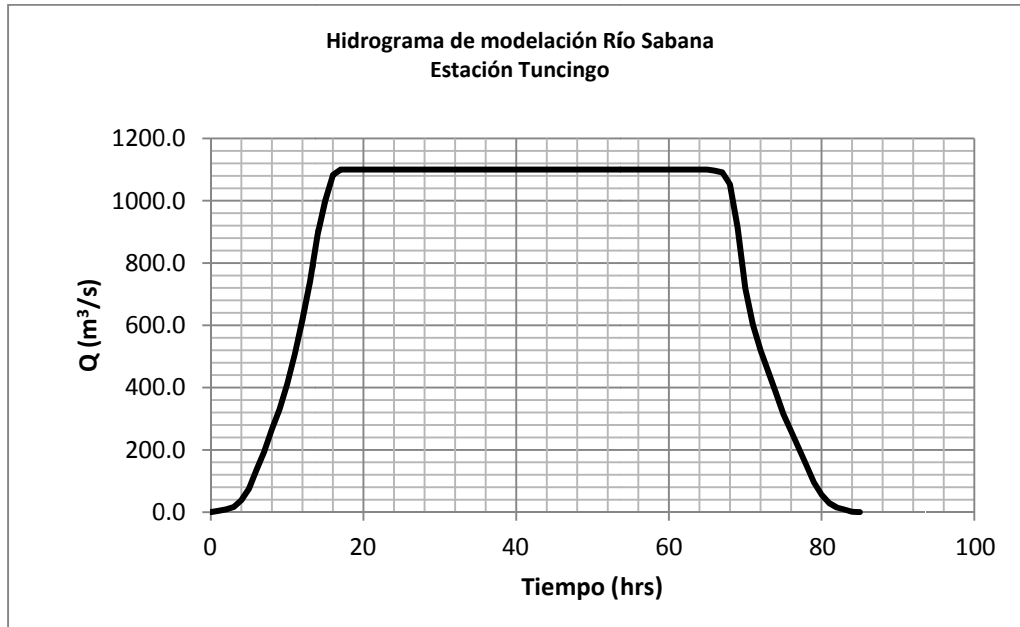
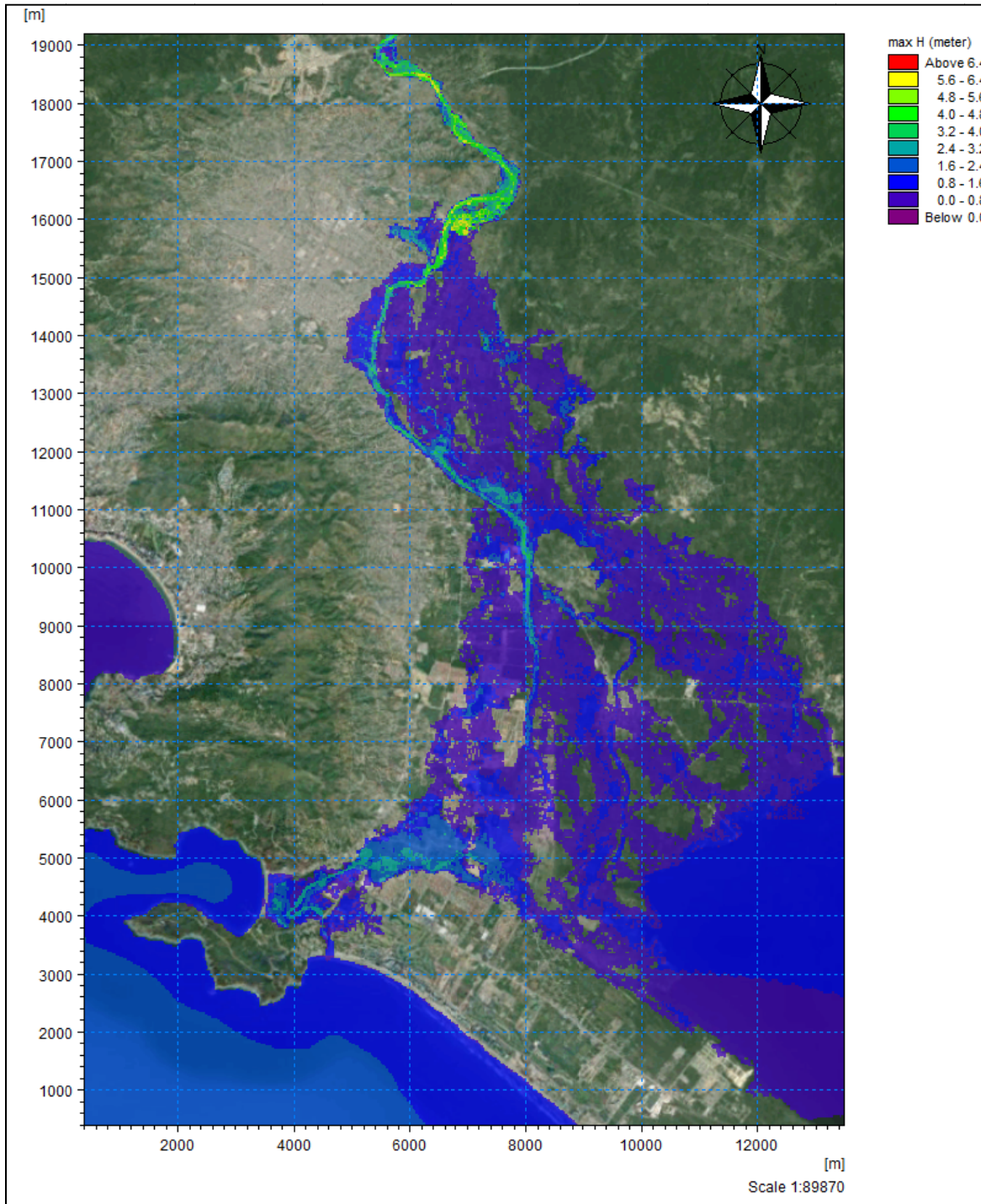


Figura 4.3.1.- Hidrograma de modelación

Para el caso de las corrientes localizadas en la zona urbana de punta diamante los hidrogramas se determinaron al elaborar un modelo lluvia escurrimiento al considerar la teoría del Hidrograma Unitario Triangular.

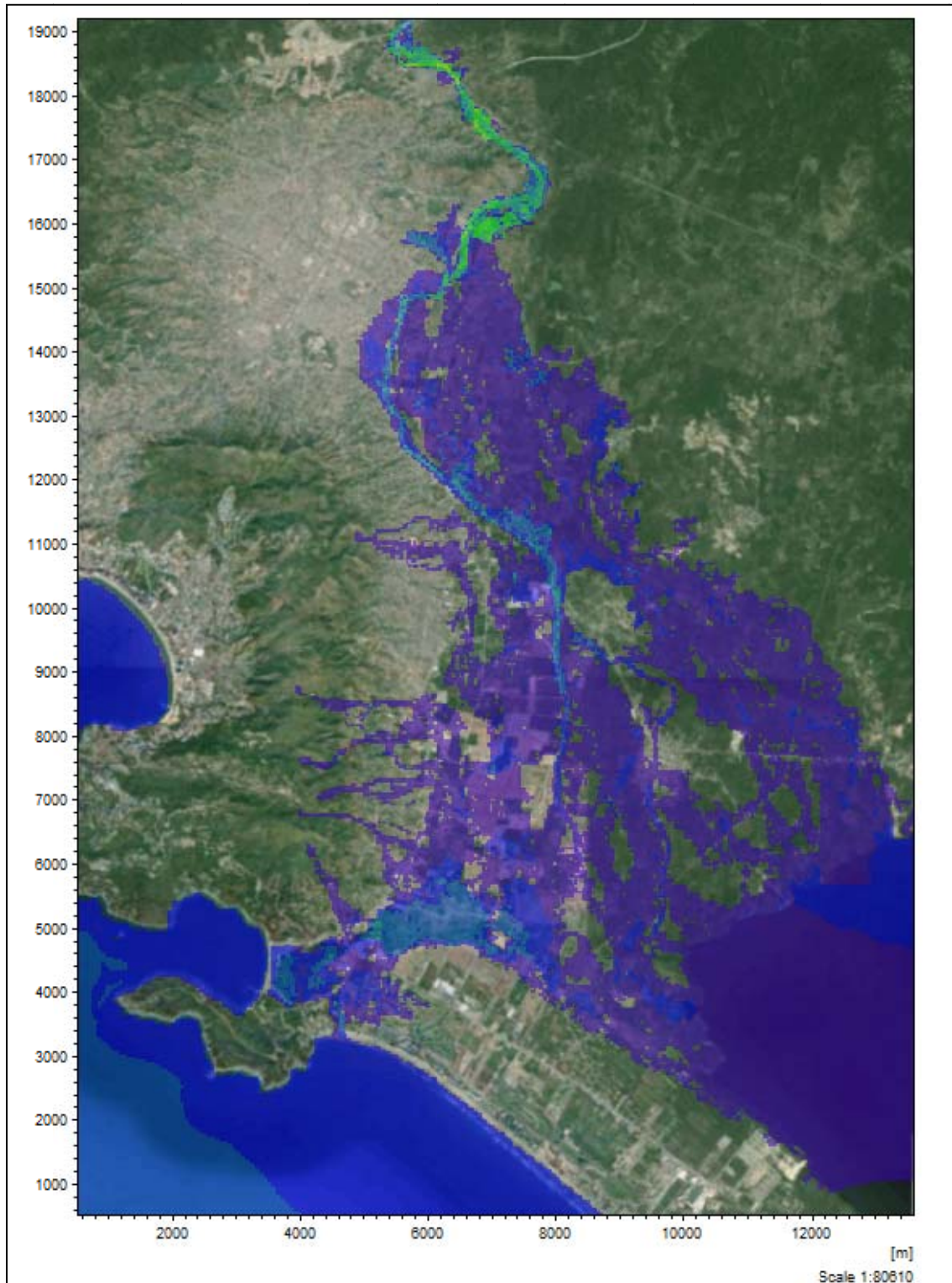
### ***1.3.2.- Escenarios de modelación***

Se realizaron dos modelaciones: la primera al considerar únicamente el funcionamiento hidráulico del río la Sabana (Figura 3.2), esto es que únicamente se tuviera gasto por el cauce del río Sabana.



**Figura 2a Modelado del funcionamiento hidráulico aislado del río La Sabana**

La segunda al considerar en forma conjunta el funcionamiento de las corrientes que drenan en la zona oeste de Acapulco Diamante y La Sabana (figura 4. 3.3).



**Figura 3a** Traza máxima de inundación al considerar el funcionamiento hidráulico conjunto de las corrientes



### ***1.3.3.-Conclusiones modelo hidráulico:***

Los resultados hidráulicos de ambos escenarios determinan que los fraccionamientos fueron construidos en una zona potencialmente inundable. Tanto por los afluentes tributarios provenientes del occidente de Llano Largo como de la corriente principal.

El trazo y dimensiones del canal El Colacho:

No se concibieron de forma integral,

Su diseño no cumple con los criterios de drenaje pluvial, ni fluvial.

Los procesos de erosión-sedimentación en el río La Sabana ocasionaron la reducción de la capacidad hidráulica de estas obras subdiseñadas para el momento en que la crecida de Manuel ocurrió. Empeorando las condiciones de inundación.

La T.T. Manuel hubiera provocado inundaciones semejantes a las presentadas aunque se tuviese bien diseñado el canal del Colacho y existiera un encauzamiento del río La Sabana.

Relativo al funcionamiento hidráulico de la cuenca baja del río La Sabana respecto al viaducto Diamante que lo enfrenta de manera perpendicular al flujo, es pertinente comentar que dicho puente no cuenta con la capacidad hidráulica suficiente para poder transitar sin representar un obstáculo al flujo, sin embargo la crecida formada por el ciclón tropical Manuel a mediados del mes de septiembre, fue de tal magnitud que con el puente o sin este los niveles de inundación que se presentaron serían muy similares, así como la duración de la inundación, en ese sentido la propuesta de esta vía terrestre estriba en modificar su área hidráulica para que tenga suficiencia para la crecida de diseño asociada a 1000 años de periodo de retorno y cuyo ancho efectivo sea igual o superior al abanico aluvial que forma el río La Sabana al ingresar a la Laguna de Tres Palos.

La traza de inundación reportada por el modelo hidráulico señala que aguas arriba de donde se localiza la estación hidrométrica Tuncingo existió desbordamiento por lo que es necesario rectificar el caudal estimado de  $1100 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### ***Verificación del sitio de desbordamiento***

La estimación del caudal que se presentó en el río La Sábana utilizó el nivel máximo presentado en la estación hidrométrica Tuncingo. De dicho valor se infirió un gasto de  $1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ . Los resultados de la modelación en el análisis bidimensional refieren que aguas arriba de la estación Tuncingo el río Sabana desbordó por margen izquierda y a fin de verificar lo anterior se realizó un recorrido de campo el viernes 21 de octubre de 2013.

Las coordenadas del sitio de desbordamiento son aproximadamente  $16^{\circ}51'25.32''\text{N}$  y  $99^{\circ}46'58.24''\text{O}$ . Al trasladarse al sitio se observó la presencia de una corriente bien definida como puede apreciarse en la figura 4a



**Figura 4a.-verificación de cauce bien definido**

Así mismo al entrevistar a los vecinos de la zona manifestó el Sr. José Pedro Castro que sobre la carretera se presentó un tirante de alrededor de 1.0 m figura 5a.

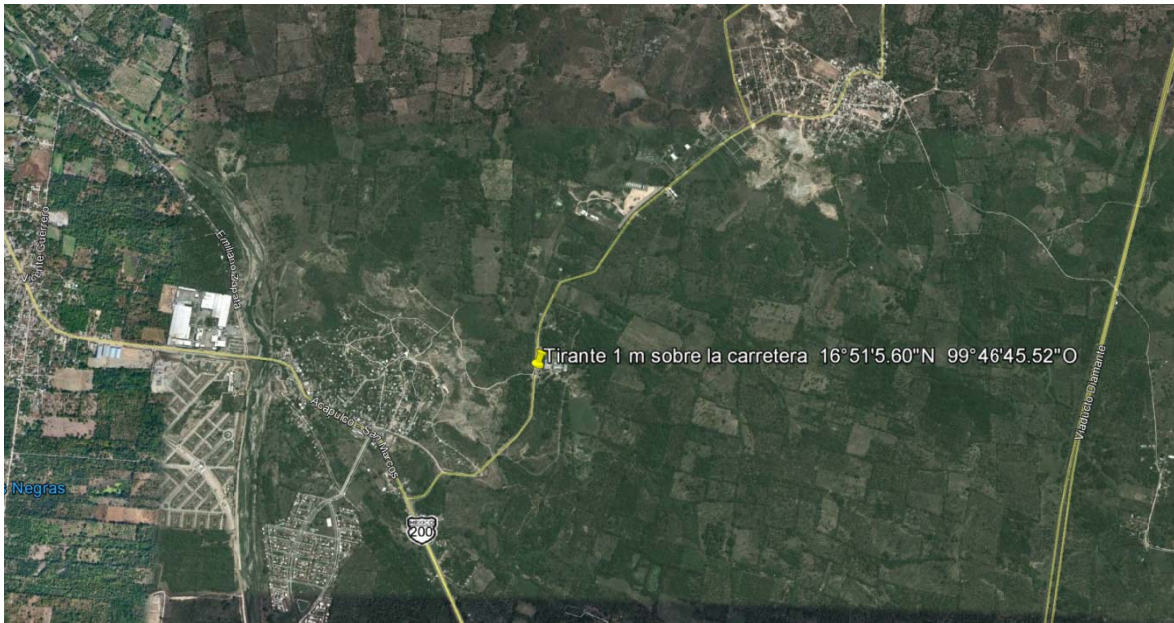
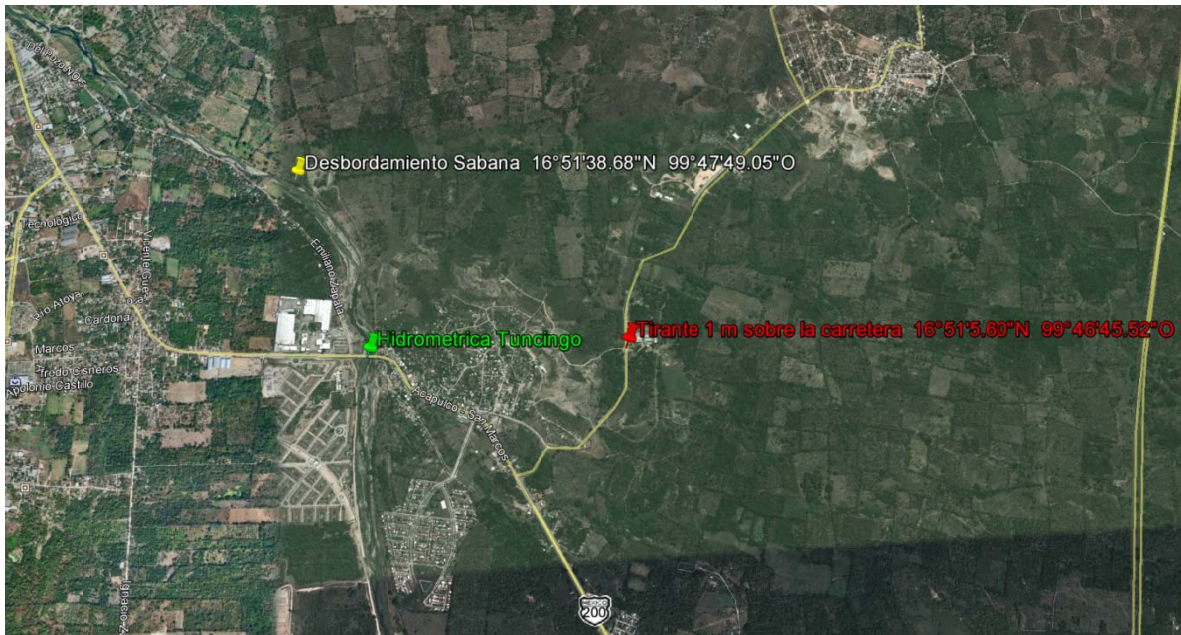


Figura 6a.- Localización del sitio que refiere el Sr. José Pedro Castro se presentó un tirante de 1 m sobre la carretera.



Figura 7a.- Verificación de la zona en que ocurrió el desbordamiento del río Sabana



**Figura 8a.- Localización de los puntos reconocidos**

El cauce detectado presenta una indefinición debido a que la zona la utilizan para cultivos por lo que es atravesado por una gran cantidad de caminos que dividen a las parcelas y caminos secundarios de comunicación por lo que en algunos tramos presentan solo cárcavas.

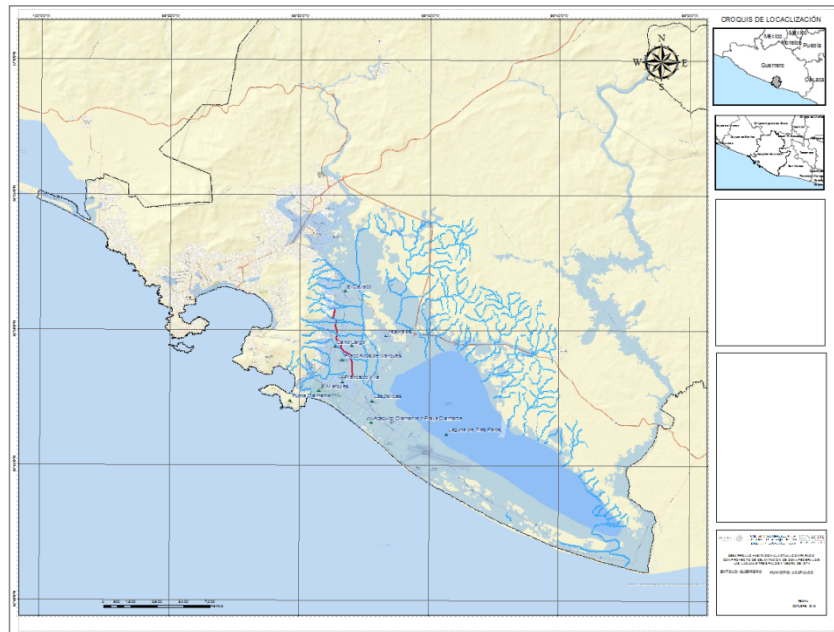
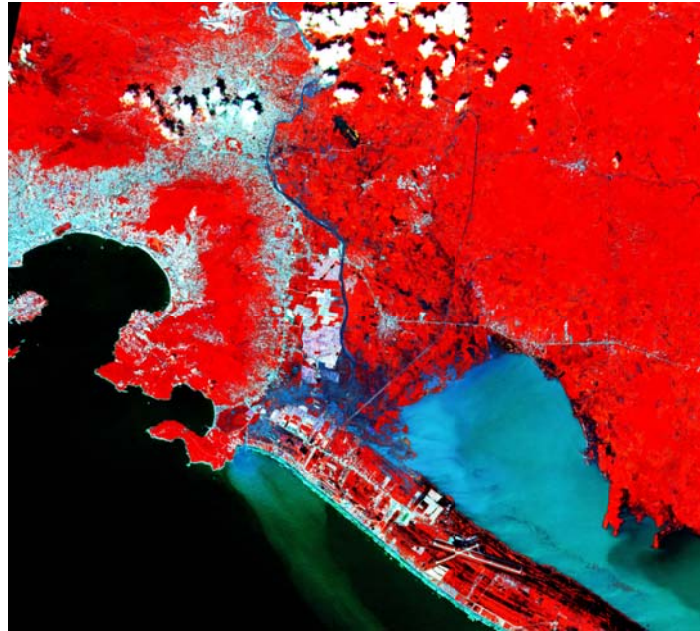
Al considerar el ancho del desbordamiento se determina que por este ramal pudo haber pasado un caudal de 170 m<sup>3</sup>/s.

## ***II.1.- Atlas de inundaciones, Delimitación de zona federal Lagunas de Tres Palos, Negra y Canal Meándrico y, Plan de desarrollo Urbano del Municipio de Acapulco***

### ***II.1.1 Atlas de inundaciones***

La conformación de este mapa se realizó a partir de conjuntar las zonas inundables del Índice Nacional de Inundación elaborado por Agroasemex (Tr. 40 años) e inundaciones históricas presentadas en la zona, a las cuales se les

adicionó las áreas inundadas obtenidas a partir de la interpretación de dos imágenes de satélite de fechas 18 y 23 de septiembre de 2013 Ver figuras 8a y 9a



**Figura 10a Atlas de inundaciones zona Punta Diamante, Acapulco, Gro.**

Con la intersección de las imágenes satelitales se pudo obtener un número aproximado de las personas afectadas por la T.T. Manuel en Acapulco Gro.

Área urbana inundada, AGEB'S 2010



### **II.1.2.-Delimitación de zona federal Lagunas de Tres Palos, Negra y Canal Meándrico**

El 19 de junio de 1974 se publicó en el Diario Oficial de la Federación AVISO de la demarcación de los vasos y zonas federales de las lagunas de Tres Palos y Laguna Negra o de Puerto Marqués, Municipio de Acapulco, Gro., la cual en la figura 6.2 se compara con el desarrollo actual y la hidrografía y ubicación del canal el Colacho.



**Figura 6.2.-Delimitación de zona federal Lagunas de Tres Palos, Negra y Canal Meándrico**

### ***II.1.3.-Plan de desarrollo Urbano del Municipio de Acapulco***

Se realizó la comparación de la delimitación de la zona federal de los vasos y zonas federales de las lagunas de Tres Palos y Laguna Negra o de Puerto Marqués, Municipio de Acapulco, Gro., con el plan de desarrollo urbano del Municipio de Acapulco como puede apreciarse en la figura 6.3



**Figura 11a.- Plan de desarrollo Urbano del Municipio de Acapulco**

### ***II.1.4.- Análisis de las imágenes***

De las tres figuras anteriores se hacen los siguientes comentarios:

En las zonas inundables se ubican una gran cantidad de desarrollos habitacionales tanto en el río de la Sabana como en sus afluentes colectores localizados en la zona occidental de la cuenca y lagunas de Tres Palos, Negra y Canal Meándrico.

Así mismo de las dos restantes: Delimitación de zona federal Lagunas de Tres Palos, Negra y Canal Meándrico y Plan de desarrollo Urbano del Municipio de Acapulco se observa que se tienen contemplados desarrollos habitacionales que posiblemente afectan terrenos de propiedad federal o zonas evidentemente expuestas a inundación al paso de avenidas extraordinarias