



UNIVERSIDAD JUÁREZ AUTONOMA DE TABASCO
DIVISIÓN ACADÉMICA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



**ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA UN PUENTE UBICADO EN EL
EJIDO VICENTE GUERRERO, SECCIÓN GUANAL, MUNICIPIO DE TEAPA,
TABASCO.**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
LICENCIADO EN INGENIERÍA CIVIL

PRESENTA:

AGUSTÍN GUZMÁN MORALES

DIRECTOR

ING. ADOLFO CORNELIO PALACIO

CO-DIRECTOR

M.I.H. ENCARNACIÓN DE DIOS LARA

CUNDUACÁN TABASCO, FEBRERO DE 2025



II. Declaración de Autoría y Originalidad

En la Ciudad de Cunduacán, el día 4 del mes julio del año 2024, el que suscribe Agustín Guzmán Morales pasante del Programa de Ingeniería Civil con número de matrícula 071D8004, adscrito de la División Académica de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Juárez Autónoma de Tabasco, como autor de la Tesis presentada para la obtención del título, y titulada "Estudio Hidrológico e Hidráulico para un puente ubicado en el ejido Vicente Guerrero, Sección Guanal, Municipio de Teapa, Tabasco" dirigida por Ing. Adolfo Cornelio Palacio y codirigida por el M.I.H. Encarnación de Dios Lara DECLARO QUE: La Tesis es una obra original que no infringe los derechos de propiedad intelectual ni los derechos de propiedad industrial u otros, de acuerdo con el ordenamiento jurídico vigente, en particular, la LEY FEDERAL DEL DERECHO DE AUTOR (Decreto por el que se reforman y adicionan diversas disposiciones de la Ley Federal del Derecho de Autor del 01 de Julio de 2020 regularizando y aclarando y armonizando las disposiciones legales vigentes sobre la materia), en particular, las disposiciones referidas al derecho de cita. Del mismo modo, asumo frente a la Universidad cualquier responsabilidad que pudiera derivarse de la autoría o falta de originalidad o contenido de la Tesis presentada de conformidad con el ordenamiento jurídico vigente.

Villahermosa, Tabasco 4 de julio de 2024.

Pasante Agustín Guzmán Morales



ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA UN PUENTE UBICADO EN EL EJIDO VICENTE GUERRERO, SECCIÓN GUANAL, MUNICIPIO DE TEAPA, TABASCO

INFORME DE ORIGINALIDAD

2%

ÍNDICE DE SIMILITUD

HACER COINCIDIR TODAS LAS FUENTES (SOLO SE IMPRIME LA FUENTE SELECCIONADA)

★hdl.handle.net
Internet

< 1%

ACTIVADO
ACTIVADO

DESACTIVADO
< 10 PALABRAS



COORDINACIÓN
DE ESTUDIOS
TERMINALES



UNIVERSIDAD JUÁREZ
AUTÓNOMA DE TABASCO

"ESTUDIO EN LA DUDA. ACCIÓN EN LA FE"



División
Académica
de Ingeniería
y Arquitectura



2024
Felipe Carrillo
PUERTO

DIRECCIÓN

OFICIO: DAIA/DIR/CD/823/2024
FECHA: 09 de septiembre de 2024
ASUNTO: Autorización de Impresión
Definitiva

C. AGUSTÍN GUZMÁN MORALES
PASANTE DE LA LICENCIATURA EN
INGENIERÍA CIVIL
P R E S E N T E.

En virtud de haber elaborado el trabajo recepcional para obtener el Título de Licenciatura en Ingeniería Civil, bajo la modalidad de "Tesis", el cual ha sido dirigido por el ING. ADOLFO CORNELIO PALACIO y el M.I. ENCARNACIÓN DE DIOS LARA, titulado:

**"Estudio hidrológico e hidráulico para un puente ubicado en el ejido
Vicente Guerrero, sección Guanal, municipio de Teapa, Tabasco".**

Tengo a bien autorizarle la **IMPRESIÓN DEFINITIVA** de dicho trabajo, continuando con los trámites correspondientes para su examen profesional.

Asimismo, le informo que en el artículo 113, del Capítulo IV, de nuestro Reglamento de Titulación vigente, a la letra dice:

"Una vez emitido el oficio de autorización de impresión del Trabajo Recepcional por la Dirección de la División Académica correspondiente, el egresado tendrá un plazo máximo de seis meses para efectos de presentar el Examen Profesional. En caso contrario, podrá optar por la misma u otra modalidad que señale el presente Reglamento, llevando a cabo los trámites correspondientes".

Sin otro particular por el momento, me despido deseándole éxito en su carrera profesional.

ATENTAMENTE


DRA. DORA MARÍA FRÍAS MÁRQUEZ
DIRECTORA



DIRECCIÓN

C.c.p. Archivo-Ingeniería Civil-255
DRA' DMFM/M' LHC

Miembro CUMEX desde 2008
**Consortio de
Universidades
Mexicanas**
UNA ALIANZA DE CALIDAD POR LA EDUCACIÓN SUPERIOR

Carretera Cunduacán-Jalpa de Méndez, km. 1, Col. La Esmeralda
C.P. 86690 Cunduacán, Tabasco
Tel. (993) 358.15.00 Ext. 6752
direccion.daia@ujat.mx

www.ujat.mx



UNIVERSIDAD JUÁREZ
AUTÓNOMA DE TABASCO

"ESTUDIO EN LA DUDA. ACCIÓN EN LA FE"



División
Académica
de Ingeniería
y Arquitectura



2024
Felipe Carrillo
PUERTO

DIRECCIÓN

MEMORANDO

PARA: DRA. DORA MARÍA FRÍAS MÁRQUEZ
DIRECTORA DE LA DAIA.
DE: COMISIÓN REVISORA DE TRABAJO RECEPCIONAL
FECHA: 04 DE SEPTIEMBRE DE 2024
ASUNTO: ACEPTACIÓN DE IMPRESIÓN DEFINITIVA DE TRABAJO RECEPCIONAL
CCP: ARCHIVO.
MEM/CET/255/ID255/2024

PRESENTE.

En cumplimiento a lo estipulado en el Art. 112 del Reglamento de Titulación aplicable, y después de revisar el Trabajo Recepcional denominado:

"Estudio hidrológico e hidráulico para un puente ubicado en el ejido Vicente Guerrero, sección Guanál, municipio de Teapa, Tabasco"

Desarrollado por el C. AGUSTÍN GUZMÁN MORALES de la Licenciatura en Ingeniería Civil bajo la modalidad de "Tesis", le comunicamos que aceptamos la impresión final de dicho trabajo, ya que el mismo ha cumplido con los requisitos necesarios.

COMISIÓN REVISORA

DR. FRANCISCO MAGAÑA HERNÁNDEZ
Revisor

DR. ROBERTO RODRÍGUEZ
BASTARMÉRITO
Revisor

DR. EMMANUEL MUNGUÍA BALVANERA
Revisor

M.I. IRVING CASADOS MAYO
Revisor

ING. SANTIAGO SOLÍS PEREYRA
Revisor

ING. ADOLFO CORNELIO PALACIO
Director de Trabajo Recepcional

M.I. ENCARNACIÓN DE DIOS LARA
Co-Director de Trabajo Recepcional

Miembro CUMEX desde 2008
Consortio de
Universidades
Mexicanas
UNA ALIANZA DE CALIDAD POR LA EDUCACIÓN SUPERIOR

Carretera Cuauacán-Jalpa de Méndez, km. 1, Col. La Esmeralda
C.P. 86690 Cuauacán, Tabasco
Tel. (993) 358.15.00 Ext. 6752
direccion.daia@ujat.mx

www.ujat.mx



IV. Carta de Cesión de Derechos

Villahermosa, Tabasco a 4 de julio 2024.

Por medio de la presente manifestamos haber colaborado como AUTORES en la producción, creación y realización de la obra denominada Estudio Hidrológico e Hidráulico para un puente ubicado en el ejido Vicente Guerrero, Sección Guanah, Municipio de Teapa, Tabasco. Con fundamento en el artículo 83 de la Ley Federal del Derecho de Autor y toda vez que, la creación y/o realización de la obra antes mencionada se realizó bajo la comisión de la Universidad Juárez Autónoma de Tabasco; entendemos y aceptamos el alcance del artículo en mención, de que tenemos el derecho al reconocimiento como autores de la obra, y la Universidad Juárez Autónoma de Tabasco mantendrá en un 100% la titularidad de los derechos patrimoniales por un período de 20 años sobre la obra en la que colaboramos, por lo anterior, cedemos el derecho patrimonial exclusivo en favor de la Universidad.

Pasante

Agustín Guzmán Morales

Director

Ing. Adolfo Cornelio Palacio

Testigo

Dr. Roberto Rodríguez Bastamérito

Codirector

M.I.H. Encarnación de Dios Lara

Testigo

Dr. Emmanuel Munguía Balvanera



AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradezco a mi director de Tesis el Ing. Adolfo Cornelio Palacio y mi Codirector el M.I.H. Encarnación de Dios Lara, por la dedicación, palabras y correcciones precisas. Esta tesis es testimonio, gracias por ser mis mentores.

Agradezco también a mi colega, compañera, amiga, confidente y esposa Lidia, por haber contado con su respaldo y acompañamiento durante este largo viaje académico. Gracias por los días compartidos, los trabajos realizados y nuestras historias vividas, este logro es nuestro, en equipo.

A mis padres, aunque ya no estén físicamente conmigo, su espíritu y amor continúan guiándome en cada paso de este camino.



ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	i
RESUMEN	x
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes	1
2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y JUSTIFICACIÓN	3
3. OBJETIVOS	4
3.1. Objetivo general.....	4
3.2. Objetivos específicos:	4
4. MARCO TEÓRICO	5
4.1. Cuenca hidrológica.....	5
4.2. Precipitación	5
4.3. Escurrimiento	5
4.4. Arroyo	6
4.5. Cauce	6
4.6. Caudal	6
4.7. Curvas intensidad-duración-periodo de retorno (IDT)	6
4.8. Fórmula de Cheng-Lung Chen.....	8
4.9. Ajustes de los parámetros de la ecuación Cheng-Lung-Chen al estado de Tabasco.	11
4.10. Comprobación de uniformidad	12
4.10.1. Corroboración del estudio de Helmert	13
4.10.2. Corroboración del estudio t de Student.....	13
4.10.3. Corroboración del estudio de cramer	14
4.10.4. Experimento de libertad de sucesos	15
4.10.5. Experimento de tolerancia de ajuste	16
4.11. Ajustes a una función de distribución de probabilidad	17
4.12. Lluvia de diseño	19
4.13. Precipitación-escurrimiento	19
4.13.1. Técnica de la ecuación racional.....	20



4.13.2. Hidrograma unitario sin dimensiones (SCS)	20
4.13.3. Técnica de Ven Te Chow	21
4.14. Software HEC-RAS	22
5. ZONA DE ESTUDIO	29
5.1. Localización	29
5.2. Topografía	31
5.3. Fisiografía y geomorfología	32
5.3.1. Fisiografía	32
5.3.2. Geomorfología	33
5.4. Climatología	37
5.4.1. Clima	37
5.4.2. Temperatura	37
5.4.3. Precipitación	37
5.4.4. Fenómenos meteorológicos y regionales	39
5.5. Hidrografía	40
6. INFORMACIÓN DISPONIBLE	42
6.1. Descripción del proyecto	42
6.2. Datos topográficos	43
6.3. Datos pluviométricos	44
6.4. Visita técnica de campo	44
7. ANÁLISIS HIDROLÓGICO	46
7.1 Selección de intensidades máximas anuales	46
7.1.1. Deducción de datos faltantes	47
7.2. Pruebas de datos dudosos	49
7.3. Comprobación de Uniformidad aplicada a la muestra	54
7.3.1. Corroboración del estudio de Helmert	56
7.3.2. Corroboración del estudio t de Student	56
7.3.3. Corroboración del estudio de Cramer	57
7.4. Prueba de independencia	59
7.5. Ajustes de datos pluviométricos a una función de distribución de probabilidad. ..	61
7.6. Determinación de las curvas IDT	63



7.7. Determinación de la lluvia de diseño.	68
7.8. Gasto máximo de proyecto.	69
7.8.1. Método de la fórmula racional	69
7.8.2. Hidrograma unitario adimensional (SCS)	71
7.8.3. Método de Ven Te Chow.....	74
8. ANÁLISIS HIDRÁULICO	77
8.1. Determinación de la capacidad recursos hidricos del puente	77
8.2. Análisis del paradigma hidráulico con Hec-Ras.	78
8.2.1. Creación de un plan nuevo	79
8.2.2. Datos geométricos del arroyo	80
8.2.3. Información hidráulica: gasto y escenarios de alrededor.	86
8.2.4. Establecer un proyecto y hacer una recreación	89
8.2.5. Resultados de la Simulación.....	90
9. CONCLUSIONES	94
10. BIBLIOGRAFÍA	97
ANEXO 1	99
ANEXO 2	100



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Correlación entre parámetros de tormenta y altura-duración. Fuente: (Cheng, 1983)	11
Figura 2: Hidrograma sin Dimensiones del Departamento de Preservación de Tierras (SCS)	20
Figura 3: Zona de investigación.....	30
Figura 4: Relieve del municipio de Teapa. Fuente: (INEGI, 2010)	32
Figura 5: Distribución de los suelos dominantes del municipio de Teapa Tabasco. Fuente: (INEGI, 2010)	35
Figura 6: Uso del suelo y vegetación del municipio de Teapa Tabasco. Fuente: (INEGI, 2010)	36
Figura 7: Distribución climatológica del municipio de Teapa Tabasco. Fuente: (INEGI, 2010)	38
Figura 8: Ciclones en México. Fuente: (CENAPRED)	39
Figura 9: Corte longitudinal del puente.....	42
Figura 10: Pilastras y parapetos del puente	43
Figura 11: Cuenca hidrológica del sitio de estudio	45
Figura 12: Outlier estación hidrométrica Puyacatengo	52
Figura 13: Outlier modificado de la estación hidrométrica Puyacatengo	54
Figura 14: Gráfico del rk y límites superior e inferior (estación hidrométrica Puyacatengo).....	60
Figura 15: Isoyetas de intensidad de lluvias (mm/hr), $Tr = 100$ años y $d = 60$ min. Fuente: (SCT, 2015)	64
Figura 16: Isoyetas de intensidad de lluvias (mm/hr), $Tr = 10$ años y $d = 60$ min. Fuente: (SCT, 2015)	64
Figura 17: Curvas IDT para la estación hidrométrica Puyacatengo.	67
Figura 18: Hidrograma de escurrimiento directo (método SCS).....	74
Figura 19: Gasto pico (método de Ven Te Chow)	76
Figura 20: Ventana de nuevo proyecto	80
Figura 21: Ventana de información geométrica	81
Figura 22: Coordenadas arbitrarias del arroyo en estudio	82
Figura 23: Coordenadas UTM del arroyo en estudio	82
Figura 24: Sección transversal del arroyo en estudio	84
Figura 25: Planta general con cortes perpendiculares del arroyo en análisis	85
Figura 26: Sección transversal del puente para el arroyo en estudio	86
Figura 27: Cuadro para introducir los gastos en creciente permanente	87
Figura 28: Ventana para ingreso de condiciones de controno	88
Figura 29: Cuadro para crear una recreación	89
Figura 30: Cuadro con la realización de la recreación	90



Figura 31: Perfil longitudinal para un gasto de $24.09 \text{ m}^3/\text{s}$ (método racional)	91
Figura 32: Sección transversal del puente aguas arriba para un gasto de $24.09 \text{ m}^3/\text{s}$...	91
Figura 33: Dibujo en perspectiva del cauce natural del arroyo para un caudal de $24.09 \text{ m}^3/\text{s}$	92
Figura 34: Superficie libre del agua en la sección del puente	95



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Coordenadas del arroyo de estudio.	1
Tabla 2: Coeficientes de Manning. Fuente: (Chow, 1983)	28
Tabla 3: Fisiografía del municipio de Teapa Tabasco. Fuente: (INEGI, 2010)	33
Tabla 4: Edafología de Teapa Tabasco. Fuente: (INEGI, 2010)	34
Tabla 5: Geología del municipio de Teapa Tabasco. Fuente: (INEGI, 2010)	35
Tabla 6: Uso del suelo y vegetación del municipio de Teapa Tabasco. Fuente: (INEGI, 2010)	36
Tabla 7: Hidrografía del municipio de Teapa Tabasco. Fuente: (INEGI, 2010)	41
Tabla 8: Datos de lluvias máximas al año en la estación hidrométrica Puyacatengo	46
Tabla 9: Estaciones hidrométricas circundantes a la estación de estudio	48
Tabla 10: Registro de lluvias máximas anuales complementadas de la estación hidrométrica Puyacatengo	49
Tabla 11: Parámetros estadísticos del registro de la estación hidrométrica Puyacatengo	50
Tabla 12: Relación modificada de precipitaciones máximas por año de la estación hidrométrica Puyacatengo	52
Tabla 13: Parámetros estadísticos del registro modificado de la estación hidrométrica Puyacatengo	53
Tabla 14: Comprobación de Similitud estación hidrométrica Puyacatengo	54
Tabla 15: Correlograma de la sucesión de lluvias máximas ala año de la base hidrométrica Puyacatengo	60
Tabla 16: Resultados para funciones de distribución (estación hidrométrica Puyacatengo).....	61
Tabla 17: Ajuste de precipitaciones (base hidrométrica Puyacatengo).....	63
Tabla 18: Resultados del ajuste en la estación hidrométrica Puyacatengo.	66
Tabla 19: Periodos de retorno para puentes carreteros. Fuente: (CONAGUA, 1996)	69
Tabla 20: Coeficiente de escurrimiento para ser utilizados en la formula racional. Fuente: (Chow, 1983).....	69
Tabla 21: Determinación del factor de escurrimiento en función de la superficie de cobertura vegetal. Fuente: (Chow, 1983).....	70
Tabla 22: Calculo de N para la cuenca en estudio	72
Tabla 23: Precipitación corregida para desiguales ciclos de regreso	72
Tabla 24: Hidrograma de escurrimiento directo (método SCS)	73
Tabla 25: Intensidad de aguacero para un ciclo de regreso de 100 años	74
Tabla 26: Resultados de los cálculos para obtener el gasto máximo	75
Tabla 27: Resumen de resultados	76
Tabla 28: Cálculos de la recreación para un gasto de 24.09 m ³ /s (Método racional)	92
Tabla 29: Cálculos de la recreación para un gasto de 98.58 m ³ /s (Método SCS).....	93



Tabla 30: Valores de K_N para la prueba de datos dudosos	99
--	----

Universidad Juárez Autónoma de Tabasco.
México.



ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1: Posicionamiento de vértice GPS-01	100
Fotografía 2: Trazo de la poligonal de apoyo, Estación 0+108.69	100
Fotografía 3: Nivelación diferencial de la poligonal de apoyo, Estación 0+220.00	101
Fotografía 4: Seccionamiento del cauce, Estación 0+360.00	101



RESUMEN

En el presente estudio destaca el interés en utilizar el paradigma de recreación en recursos hídricos HEC-RAS para generar previsiones de crecidas en tiempo real en el río Guanál. Este canon utiliza fórmulas diferenciales deterministas, cuando se resuelven en el marco del paradigma de recreación en recursos hídricos HEC-RAS, predicen el movimiento del nivel del agua durante fenómenos hidrometeorológicos extremos como las inundaciones. Esto se consigue simulando el comportamiento del caudal y del cauce del río, considerando diversos factores como la geometría del cauce, la rugosidad del perfil, diferentes profundidades de agua y caudales variables en condiciones de flujo subcrítico.

Con la finalidad de hacer el análisis hidrológico de la zona investigada se seleccionaron las intensidades de lluvia máximas anuales de la estación climatológica Puyacatengo, mismas que se obtienen del portal de la CNA, posteriormente se determinó la calidad de la muestra mediante pruebas de datos dudosos y homogeneidad.

Posteriormente los datos pluviométricos se ajustaron a funciones de probabilidad siendo la de mejor ajuste la GVE de máxima verosimilitud, con los datos ajustados se determinaron las curvas IDT.

Para determinar el gasto máximo de proyecto se utilizaron métodos empíricos que han sido validados durante mucho tiempo. Para el análisis hidráulico se seleccionó el resultado obtenido por el método de la fórmula racional por ser el que mejor se ajusta a la naturaleza del área de observación en relación con el NAME observado en el año de 2008.



1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

El arroyo que cruza el camino Mogoshpa-Guanal en el Km 6+300 nace en el sur de la municipalidad de Teapa Tabasco, corre en dirección Oeste-Noreste con un recorrido aproximado de 2.385 Km. Las coordenadas geográficas de inicio y final del cauce se pueden observar en la Tabla 1:

Tabla 1: Coordenadas del arroyo de estudio.

Coordenadas punto Inicial		Coordenadas punto final	
Longitud Oeste	92° 52' 52"	Longitud Oeste	92° 51' 54"
Latitud Norte	17° 29' 52"	Latitud Norte	17° 30' 13"
Altitud (msnm)	255.00	Altitud (msnm)	185.00

Debido esencialmente a la morfología llana distintiva de la zona, a los aguaceros producto de los fenómenos atmosféricos y a los arroyos que por lo regular escurren de las montañas del estado de Chiapas y de la República de Guatemala, el estado de Tabasco es uno de los estados que posee la mayor diversidad de recursos naturales dentro del territorio nacional.

Los ríos o arroyos que escurren sobre material aluvial, principalmente aquellos que se encuentran en lomeríos fuerte o la sierra, provocan daños en las vías de comunicación y en las estructuras que funcionan como infraestructura vehicular (alcantarillas y puentes) estos daños deben ser controlados para minimizar riesgos de afectación a las vías de comunicación, centros de población, obras de infraestructura y zonas de cultivo, que se encuentren aledaños a las riberas del río o arroyo. Para ello es necesario, construir o reparar las obras de infraestructura vial dañadas.



Por otra parte, la presencia del fenómeno natural que propició lluvias extremas y atípicas ocurrido en los meses 8 y 9 de 2010 produjo avenidas considerables en los principales escurrimientos de la sierra del estado de Tabasco que provocaron severos daños a obras de infraestructura vial, ocasionando inundaciones y daños considerables en poblados y zonas económicas fundamentalmente.



2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y JUSTIFICACIÓN

Derivado del interés de arreglar el estado físico en la que se encuentra la infraestructura vial en la entidad del Ejido Vicente Guerrero Ra. Guanál, el Gobierno del Estado de Tabasco se ha dado a la tarea de efectuar la revisión técnica anteriormente mencionada.

Es en este orden de ideas, se realizará el esquema que permita habilitar paso vehicular sobre un pequeño cauce de aguas intermitentes, que cruza el camino Mogoshpa-Guanál en el Km 6+300 que conduce hacia el ejido Vicente Guerrero, sección Guanál, municipio de Teapa Tabasco. Por este sitio, pasa una carretera estatal asfaltada, y actualmente, existe un pequeño puente provisional construido de tubería de acero, que permite el paso de vehículos pequeños, pero provoca problemas de retención de agua y además no cuenta con la suficiente capacidad para el tránsito de vehículos pesados. Esto generó la imperatividad de elaborar un “estudio hidrológico e hidráulico” de la zona donde dicho puente será construido.

El presente designio se llevará a cabo en el puente Guanál, en virtud de que no se cuenta con ninguna estación meteorológica en el sitio de referencia, se determinarán primero las lluvias que provocan crecidas para diferentes lapsos de regreso en la depresión fluvial que dicho arroyo a drenado, posteriormente se obtendrá el gasto asociado a cada una de ellas, para conocer así los parámetros hidráulicos del arroyo.

Con la investigación y los estudios por realizar se determinará el grado de seguridad en el puente, evitando los daños en la obra, es fundamental que los puentes, cumplan con su función de diseño para lo cual se destinaron. Es así como se evitará el colapso de la obra del puente Guanál



3. OBJETIVOS

El estudio hidrológico e hidráulico posee las subsiguientes metas:

3.1. Objetivo general

Elaborar el “estudio hidrológico e hidráulico” en la zona donde se construirá el Puente sobre el arroyo El Guanál.

3.2. Objetivos específicos:

- Calcular el volumen de agua ajustado a una duración de regreso para el arroyo por el que cruzará el puente que se construirá en el ejido Vicente Guerrero, sección Guanál, Ayuntamiento de Teapa Tabasco.
- Revisar la capacidad hidráulica del Puente, para un volumen de agua ajustado a una duración de regreso.



4. MARCO TEÓRICO

4.1. Cuenca hidrológica

Llanura rodeada de montañas, o una concavidad en el área del suelo. Una depresión hidrográfica impermeable tiende a ser dirigida por la red de arroyos hacia una única salida, que puede ser un lago o un río. Toda la cuenca de un río o arroyo está formada por las cuencas de todos sus afluentes combinados. (Aparicio, 1992)

4.2. Precipitación

Desde la perspectiva de la ingeniería hidrológica, las lluvias son la principal fuente de agua superficial, y la mayoría de los estudios sobre el control del uso del agua comienzan con observaciones de esta. (Aparicio, 1992).

La superficie de la tierra se utiliza para indicar la cantidad de precipitación que cae sobre el suelo durante un período de tiempo determinado. Esto se expresa en términos del nivel que alcanzaría el aguacero. (OMM, 2011). Es quizás el componente más importante del ciclo hidrológico en áreas continentales, y también es una de las variables más difíciles de medir debido ya que varía mucho tanto en el espacio como en el tiempo (Villon, 2002).

4.3. Escurrimiento

El término "escorrentía" se refiere al agua que se deriva de las precipitaciones y corre por encima o debajo de la superficie del terreno, posteriormente ingresa a un arroyo y es desaguada hacia la salida de la zona de captación. La precipitación es interceptada y evaporada, el agua restante viaja por diferentes rutas hasta llegar a la desembocadura del cauce. (Breña y Jacobo, 2006)



4.4. Arroyo

Un arroyo se define como una pequeña corriente de agua intermitente o continua. Las frases "río", "arroyo" y "riachuelo" se utilizan para categorizar los distintos segmentos del flujo de una cuenca fluvial en función de sus tamaños. Cada arroyo o río tiene un caudal determinado, que no suele ser constante a lo largo del año. Durante los períodos de fuertes lluvias, el caudal aumenta, mientras que, durante los períodos de escasas precipitaciones o altas temperaturas, el caudal disminuye, lo que en ocasiones provoca que los ríos o arroyos se sequen. (Campos, 1987).

4.5. Cauce

El lugar físico por donde discurre el agua se denomina río o cauce de arroyo; este es el volumen físico normal del flujo de agua. Las áreas a cada lado son bancos o bordes. El perfil de terreno natural que representa la configuración más baja del canal se llama talweg o vaguada. (Campos, 1987).

4.6. Caudal

El volumen de agua que pasa por un determinado lugar en un momento específico se conoce como caudal del río. Estos datos se toman en la estación de medición y se expresan en unidades de medidas de volumen por segundo (l/s o m^3/s). En condiciones normales, el volumen de agua del río aumenta a medida que desciende. Pero, además, a lo largo del año se producen inundaciones y bajos niveles de agua, que son épocas en las que el caudal es mínimo. (Campos, 1987).

4.7. Curvas intensidad-duración-periodo de retorno (IDT)

Las curvas de intensidad promedio con intervalos de duración basados en una periodicidad o ciclo de regreso se conocen como curvas IDT. (Témez, 1998).



En estas gráficas se muestran varios ciclos de regreso, las curvas IDT se presentan generalmente en escala logarítmica. Los valores muestran la lluvia base que se utiliza para obtener todas las relaciones. La asociación entre las variables para un sitio en particular se puede realizar esencialmente de dos maneras.

En primer lugar, se utilizan funciones de probabilidad que se basan en la relación entre dos variables para cada duración de forma independiente en hidrología, llamado intensidad-periodo de retorno.

Las variables se relacionan en una familia de curvas utilizando el segundo método. Las predicciones con duraciones de 24 horas se derivan de los datos de precipitaciones máximas anuales, y estos datos se combinan con un procedimiento empírico que representa las curvas IDT. Las fórmulas sugeridas por Cheng-Lung Chen (Chen, 1983) y FC Bell (Bell, 1969) son las más utilizadas.

La construcción de los gráficos IDT depende de los datos pluviográficos; sin embargo, debido a su carencia, la técnica de evaluación se basa en métodos empíricos. Una de esas fórmulas es la de Cheng-Lung Chen, cuya información básica consisten en pronósticos de lluvia por hora y por día, con lo que se definen las relaciones entre la duración de la lluvia (R) y la frecuencia de la lluvia (F), que definen los gráficos IDT. La lluvia de una hora de duración y el ciclo de regreso de 10 años (P_1^{10}) definen la escala de estas proporciones.

Una fórmula de magnitud de lluvia-intervalo- ciclo de regreso (IDT) es necesaria en planeación y diseño de proyectos de recursos hidráulicos. Se obtienen beneficios a partir de la estimación de intensidades de lluvia de diversos lapsos y ciclos de regreso (Kothyari y Garde, 1998).



El daño y destrucción de los proyectos hidráulicos por lluvias extremas y los costos ocasionados por estructuras sobre diseñadas pueden reducirse a través de una adecuada estimación de relaciones IDT.

4.8. Fórmula de Cheng-Lung Chen

En Estados Unidos, Chen (1983) plantea una ecuación ordinaria para expresar la analogía entre magnitud, intervalo y ciclo de regreso. Esta técnica tiene una vasta capacidad de uso en los proyectos de drenaje y la Administración de Carreteras de la Federación de ese país la está utilizando actualmente. Para utilizar esta técnica, se requieren precipitaciones con un ciclo de regreso de 10 años y un lapso de 1 hora, precipitaciones de 24 horas con un ciclo de regreso de 10 años y precipitaciones de 1 hora con un ciclo de regreso de 100 años, ajusta una transformación logarítmica de la ecuación: $I = \frac{a_3}{(d+b_3)^{c_3}}$ a datos de lluvia para duraciones entre 5 min y 24 h y presenta una relación gráfica entre los parámetros de la ecuación y la relación de la altitud de agua de 1 h a la cota de llovida de 24 h. (Campos, 2010). (Chen, 1983) propone la ecuación (1) para obtener relaciones IDT, utilizando series máxima anuales.

$$I_d^T = \frac{aI_1^{10} \log \left\{ 10^{2-X} \left[\ln \left(\frac{T_a}{T_a - 1} \right) \right]^{-(X-1)} \right\}}{(d + b)^c} \quad (1)$$

Donde:

I_d^T = la magnitud de agua para T años y d min, en mm/h.

I_1^{10} = potencia de llovida referenciada a 10 años de intervalo de regreso y tiempo de una hora.

X = es la relación de las precipitaciones, R_d^{100} / R_d^{10}

R_d^{100} y R_d^{10} asocia a lluvias correspondientes al transcurso d horas y un lapso de vuelta en 100 y 10 años.



a , b y c indican los datos dependiendo de la zona y de la vinculación R_d^{100}/R_d^{10} .

La ecuación es útil si $T \geq 365$ días y para $5 \text{ min} \leq d \leq 24 \text{ h}$.

(Chen, 1983) usó la fórmula empírica intensidad-duración tipo III:

$$I = \frac{a}{(d + b)^c} \quad (2)$$

Siendo I la magnitud de lluvia, en mm/h; d intervalo en min; a , b y c los parámetros de tormenta. Estos parámetros varían con las condiciones meteorológicas. La relación intensidad-duración independiente del plazo marcado de regreso y se denota como:

$$\frac{I_d^T}{I_1^T} = \frac{a}{(d + b)^c} \quad (3)$$

Donde I es la cantidad de agua para T años y d minutos, en mm/h; el grado de llovida para T años y 1 h de lluvia; y a , b y c los parámetros de tormenta estándar.

Las relaciones medias se utilizan para determinar a partir de estas los parámetros de tormenta estándar. Para determinar las relaciones medias, primero se calcula la relación R_d^T/T_1^T ó I_d^T/I_1^T para cada longitud de tiempo y plazo marcado, y en seguida se evalúa el valor medio de las relaciones obtenidas, para cada duración.

Para calcular los datos a , b y c se expresa la formula (2) en tipo logarítmica:

$$\log I = \log a - c \log(d + b) \quad (4)$$

Usando la técnica de “mínimos cuadrados” y un método de optimización, similar al método de máximo descenso para optimizar un problema sin restricciones, se determinan los parámetros.



El problema de optimización equivale a encontrar los valores a , b y c minimizando

$$F(a, b, c) = \sum_{j=1}^n [\log I_j - \log a + c \log(d_j + b)]^2 \quad (5)$$

(Chen, 1983) y (Bell, 1969) encontraron en su respectiva zona de estudio que la relación elevación-tiempo es independiente del ciclo de regreso y que la conexión altitud-período de retorno es independiente de la duración. (Chen, 1983) utiliza $K = R_1^T / R_{24}^T$ (relación duración) y $F = R_d^T / R_d^{10}$ (relación época de vuelta) para las relaciones alzada-duración y altura-ciclo de reanudación respectivamente.

El estudio realizado por (Chen, 1983) demuestra que la relación duración ($K = R_1^T / R_{24}^T$) es independiente del ciclo de regreso. Para probar lo anterior en el lugar de estudio, se siguió la misma metodología empleada por Chen (Campos, 2010), obteniendo las relaciones correspondientes en cada estación pluviométrica con las siguientes duraciones de regreso: 2, 5, 10, 20, 50, 100 y 200 años y se pudo comprobar dicha independencia.

(Chen, 1983) utilizó las siguientes lluvias: 10 años 1h (R_1^{10}), 10 años 24 h (R_{24}^{10}) y 100 años 1h (R_1^{100}) para explicar la variación espacial de la precipitación, en función entre la elevación y transcurso (R_1^T / R_{24}^T) en determinado lapso de llegada T y de la relación altura-período de retorno (R_d^{100} / R_d^{10}) para cualquier duración d .

Para obtener los parámetros propios de la zona de la ecuación de (Chen, 1983) primeramente se determinan las relaciones (I_d^T / I_{60}^T) para cada una de los intervalos y ciclos de regreso de las distintas bases de pluviometría.



El diagrama propuesto por (Chen, 1983) contempla valores de parámetros de tormenta para un intervalo de $10\% \leq K \leq 60\%$, siendo $K = R_1^T / R_{24}^T$ (Figura 1).

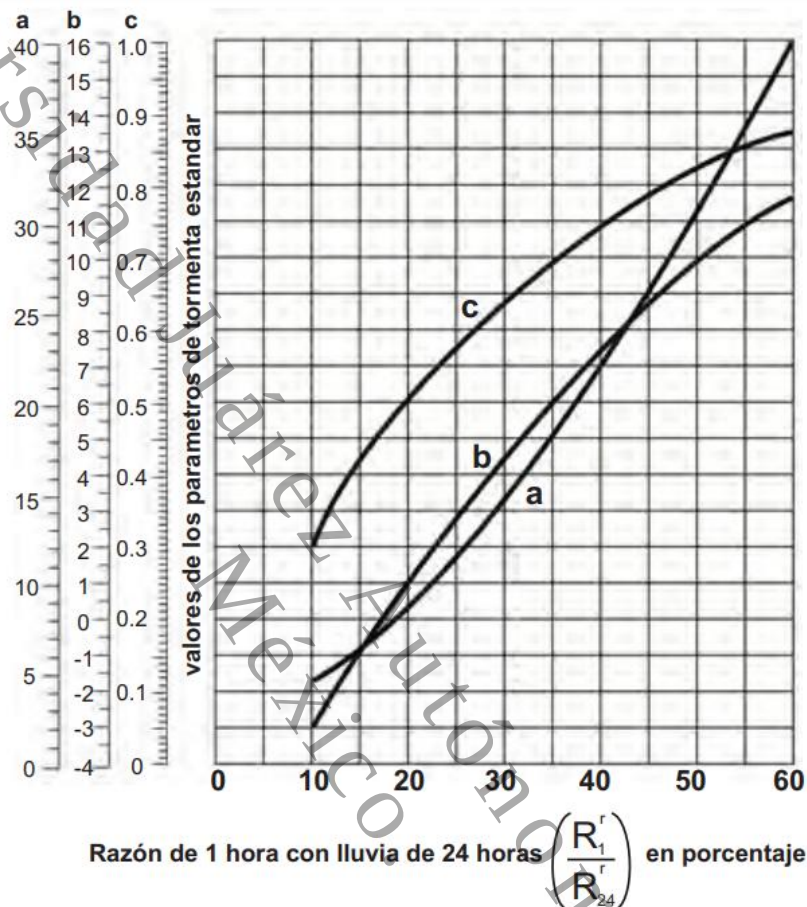


Figura 1: Correlación entre parámetros de tormenta y altura-duración. Fuente: (Cheng, 1983)

4.9. Ajustes de los parámetros de la ecuación Cheng-Lung-Chen al estado de Tabasco.

Con el propósito de obtener los gráficos Magnitud-Lapso-Ciclo de Regreso para la estación pluviométrica de la zona de estudio se aplica la ecuación (1) de (Chen, 1983).

Con la ayuda de las Isoyetas del estado de Tabasco (SCT, 2015) que proporcionan información de los totales de aguacero en mm/hr en un determinado ciclo de regreso y



lapso se puede determinar los datos necesarios del sitio de análisis siguiendo la siguiente técnica.

- a) Se determina el valor de R_{24}^{10} para dicha estación pluviométrica, por medio de una función de distribución ajustada a las sucesiones numéricas de la mayor cantidad de lluvia anual de 24h (series de pluviómetros).
- b) Se obtiene la altura de lluvia R_1^{100} y R_1^{10} del área de análisis, utilizando las isolíneas de la (SCT, 2015) para el estado de Tabasco.
- c) Con los resultados de los pasos anteriores se determinan los valores de $K = R_1^{10}/R_{24}^{10}$ y $X = R_1^{100}/R_1^{10}$ para dicha estación pluviométrica.
- d) Con el valor de K y apoyándose en la Figura 1 del diagrama de (Chen, 1983), se obtienen los parámetros a , b y c para la base de pluviométricos de la zona de investigación.
- e) Se deducen los módulos de I_d^T para distintas duraciones y desiguales duraciones de llegada en la estación pluviométrica aplicando la fórmula de (Chen, 1983).
- f) Finalmente se grafican las duraciones (d) en las abscisas e intensidades (I_d^T), los gráficos de curvas IDT muestran la intensidad media en intervalos de distintas duraciones, todos ellos pertenecientes al mismo ciclo de regreso. Esto se debe a que cada curva representada en las ordenadas corresponde a una frecuencia.

4.10. Comprobación de uniformidad

Cuando la serie muestra una tendencia en su “media o varianza”, o cuando hay saltos mayores o menores, esto afecta sus propiedades estadísticas, incluyendo el promedio,



la “desviación estándar” e impactos de correlación serial. Estas irregularidades son el producto de un extravío de similitud e incoherencia.

4.10.1. Corroboración del estudio de Helmert

Este estudio consiste en analizar el signo de los alejamientos de cada elemento Q_i^j de la sucesión j para $i = 1, 2, \dots, n_j$, en proporción a su cuantía media $\bar{Q}^j$. Se dice que ocurre cuando una desviación de un signo es seguida por otra del mismo signo, formándose una cadena S , en caso inverso se discurre como una permuta C (Escalante y Reyes, 2002).

La sucesión se juzga semejante al cumplir:

$$-\sqrt{n_i - 1} \leq (S - C) \leq \sqrt{n_i - 1} \quad (6)$$

4.10.2. Corroboración del estudio t de Student

Un cambio rápido en la media podría ser el origen factible de la pérdida de similitud del registro, entonces se puede usar la justificación del estudio t .

Según (Escalante y Reyes, 2002), “al considerar una serie Q_i^j para $i = 1, 2, \dots, n_j$, del sitio j , la cual se separa en dos grupos de tamaño $n_1 = n_2 = \frac{n_j}{2}$, a la sazón, el estadístico de fundamento se expresa como”:

$$t_d = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\left[\frac{n_1 S_1^2 + n_2 S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{1/2}} \quad (7)$$

Donde:



$\bar{x}_1, S_1^2$ equivalen al promedio y varianza de la porción inicial del récord de dimensión n_1 .
 $\bar{x}_2, S_2^2$ son al promedio y varianza de la porción inicial del récord de dimensión n_2 .

La cantidad dominante de t_d es mayor que la repartición t de Student de dos parámetros, dado que $v = n_1 + n_2 - 2$ niveles de independencia y para un grado $\alpha = 0.05$.

Sólo en el evento que el valor absoluto de t_d es máximo que el repartimiento t de Student, se consuma que la discrepancia entre el promedio asegura la contradicción, concluyendo que la progresión Q_i^j se cree no idéntica.

4.10.3. Corroboración del estudio de cramer

El propósito de este fundamento es confirmar la semejanza en la relación Q_i^j de los datos j para $j = 1, 2, \dots, n_j$, y así establecer si no existe variación perceptible en el promedio a lo largo del tiempo. Con esta intención se discurren tres componentes, el inicial del volumen integral del patrón n_j ; el segundo con valor n_{60} (60% de los valores finales del patrón n_j); y el último tercio equivalente a n_{30} (30% de los datos finales del patrón n_j).

La comprobación contrasta la magnitud de $\bar{Q}^j$ de la relación de cada uno de los promedios de los componentes seleccionados $\bar{Q}_{60}^i$ y $\bar{Q}_{30}^i$. Para que la serie examinada se juzgue permanente en el promedio, debe cumplirse la condición de que no haya ninguna variación perceptible entre las medias de los componentes (Escalante y Reyes, 2002).

$$\bar{Q}^j = \sum_{i=1}^{n_j} \frac{Q_i^j}{n_j}, \quad \text{para una sola muestra } j = 1 \quad (8)$$

$$S_Q^j = \left[\frac{1}{(n_j - 1)} \sum_{i=1}^{n_j} (Q_i^j - \bar{Q}^j)^2 \right]^{1/2} \quad (9)$$



$$\bar{Q}_{60}^j = \sum_{k=1}^{n_{60}} \frac{Q_k^j}{n_{60}} \quad (10)$$

$$\bar{Q}_{30}^j = \sum_{k=1}^{n_{30}} \frac{Q_k^j}{n_{30}} \quad (11)$$

$$\tau_{60}^j = \frac{\bar{Q}_{60}^j - \bar{Q}^j}{S_Q^j} \quad (12)$$

$$\tau_{30}^j = \frac{\bar{Q}_{30}^j - \bar{Q}^j}{S_Q^j} \quad (13)$$

$$t_w = \left\{ \frac{n_w(n_j - 2)}{n_j - n_w [1 + (t_w^j)^2]} \right\}^{1/2} |\tau_w^j|, \quad \text{para } w = 60 \text{ y } w = 30 \quad (14)$$

El descriptivo t_w tiene repartimiento t de Student de dos ligas, y con $v = n_1 + n_2 - 2$ categorías de autonomía y para un grado $\alpha = 0.05$.

Siempre y cuando la cuantía incondicional de t_w , para $w = 60$ y $w = 30$, es máximo que el reparto t de Student, se consuma que el contraste del promedio es certeza de flexibilidad y por lo consiguiente el registro Q_i^j se cree no uniforme.

4.10.4. Experimento de libertad de sucesos

Para el análisis a realizar es necesario que el modelo Q_i^j de j para $n = 1, 2, \dots, n_j$, debe contener factores fortuitos. Se logra ensayar utilizando el experimento de libertad de Anderson (Salas et al, 1988), usando el factor de autocorrección secuencial r_k^j para diferentes lapsos de retardo k . Analizando una sola relación, a la sazón $j = 1$.



La ecuación que calcula el factor de autocorrección secuencial de atraso k es:

$$r_k^j = \frac{\sum_{i=1}^{n_j-k} (Q_i^j - \bar{Q}^j)(Q_{i+k}^j - \bar{Q}^j)}{\sum_{i=1}^{n_j} (Q_i^j - \bar{Q}^j)^2} \quad (15)$$

Para $r_0^j = 1$ y $k = 1, 2, \dots, \frac{n_j}{3}$

Los términos al 95% de libertad para r_k^j se consiguen con:

$$r_k^j(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{n_j - k - 1}}{n_j - k} \quad (16)$$

El diagrama de los datos obtenidos r_k^j (eje y) frente a los lapsos de demora k (eje x), el correlograma de muestra es la suma de todos ellos con los intervalos de libertad proporcionados. Cuando, el 10% de la validez r_k^j exceden los intervalos de libertad se señala que la sucesión Q_i^j es autárquico consumando que es un factor que alcanza los estatutos de la probabilidad.

4.10.5. Experimento de tolerancia de ajuste

(Kite, 1988) “planteó un descriptivo que admite elegir la mejor selección, entre desiguales prototipos en aptitud, para el arreglo de un modelo de valores Q_i^j para $n = 1, 2, \dots, n_j$, de un lugar j ”.

Este experimento se conoce como la errata estándar de arreglo, y se determina con la siguiente expresión:



$$EE = \left[\frac{\sum_{i=1}^j (Q_T^j - Q_i^j)^2}{n_j - mp} \right]^{1/2} \quad (17)$$

Donde:

Q_T^j = sucesos Q_i^j regulados de máximo a mínimo con un ciclo de vuelta definido $T = \frac{n_j+1}{m}$

y una posibilidad de no alejamiento $P = 1 - \frac{1}{T}$.

n_j = largo en años de la lista examinada.

m = número de disposición de la lista.

$m = 1$ para el suceso mayor.

$m = n_j$ para el suceso menor.

Q_T^j = sucesos estimados por innegable repartimiento de posibilidad para cada ciclo de vuelta T fijado al prototipo regulado Q_i^j .

mp = número de medidas de la colocación precisa

El valor estadístico EE más bajo es la distribución de mejor ajuste. Seleccionar la distribución con menos parámetros, si dos o más distribuciones tienen valores de EE comparables.

4.11. Ajustes a una función de distribución de probabilidad.

La función cuya similitud con los datos dados sea más aceptable es el primer paso para ajustar una distribución de probabilidad a una muestra hidrológica. (Llamas, 1993) justifica el ajuste de la siguiente manera: “Disponiendo, en general, de muestras limitadas para estudiar un fenómeno o evento cuyo campo de posibilidades de realización puede ser infinito, hemos de inferir, con ayuda de estas informaciones parciales, magnitudes del fenómeno que nunca fueron observadas. En estas condiciones se utiliza de la muestra para orientar la elección de una función matemática que, teniendo algunas de las



propiedades de la muestra observada, permita, por extrapolación, evaluar cualquier tipo de información requerida”.

Cuando se realiza el arreglo de una o varias funciones de asignación de probabilidad a la muestra hidrológica disponible, surgen cuestionamientos importantes con relación a los resultados obtenidos. Al respecto, (Stedinger *et al.*, 1993) consideran que deben plantearse las siguientes preguntas fundamentales:

¿Cuál es la distribución real de donde provienen las observaciones?

¿Qué distribución o distribuciones deben usarse para obtener una exactitud razonable?

¿Existe consistencia entre la distribución propuesta y los datos disponibles para un sitio dado?

No obstante que la primera pregunta resulta ser la más frecuente, la distribución real resulta tan compleja que no sería de uso práctico. Por lo que, desafortunadamente, no es tan simple considerar este aspecto. Sin duda alguna, la experiencia y criterio del hidrólogo involucrado jugará un papel muy importante al respecto.

La segunda cuestión es muy importante en hidrología, y se han realizado muchos estudios para encontrar combinaciones de distribución-método de estimación adecuados.

Con respecto a la tercera pregunta, los criterios gráficos y analíticos tales como las gráficas de probabilidad y análisis estadísticos de bondad de arreglo, proporcionan elementos que permiten responder a esta cuestión.

Como una alternativa analítica de evaluación de ajustes, ciertas pruebas estadísticas pueden demostrar la inconsistencia de algunas distribuciones con respecto a los datos,



es decir, pueden determinar el grado en que la función de asignación de posibilidad que se utilizó para ajustar la muestra hidrológica es capaz de representar a la población.

4.12. Lluvia de diseño

Para obtener el valor de la magnitud de la lluvia de proyecto en la cuenca, es necesario conocer primero la duración de esta, para cuencas pequeñas el intervalo del aguacero de diseño es equiparable al lapso de acumulación de estas, entendiéndose por lapso de acumulación como el lapso que se rezaga la lluvia en filtrarse del lugar más apartado hacia la desembocadura de la cuenca.

La duración de acumulación en superficies naturales (t_{cs}) se puede estimar utilizando una variedad de técnicas, sin embargo, (Kirpich, 1940) propone un criterio utilizado comúnmente en nuestro país.

$$t_{cs} = 0.0003455 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} \quad (18)$$

Donde:

t_{cs} = Lapso de acumulación encima de la faja natural, en horas.

L = Largo de la vertiente principal, en m.

S = La pendiente promedio de la vertiente principal.

4.13. Precipitación-escurrimiento

Con el propósito de decidir el gasto de diseño de la zona de captación se aplicará el modelo precipitación-escurrimiento, que de acuerdo con la información disponible se analizará un método empírico (fórmula racional) y dos métodos de hidrogramas unitarios sintéticos ("Hidrograma sin Dimensiones del Departamento de Preservación de Tierras" (SCS) y técnica de Chow).



4.13.1. Técnica de la ecuación racional

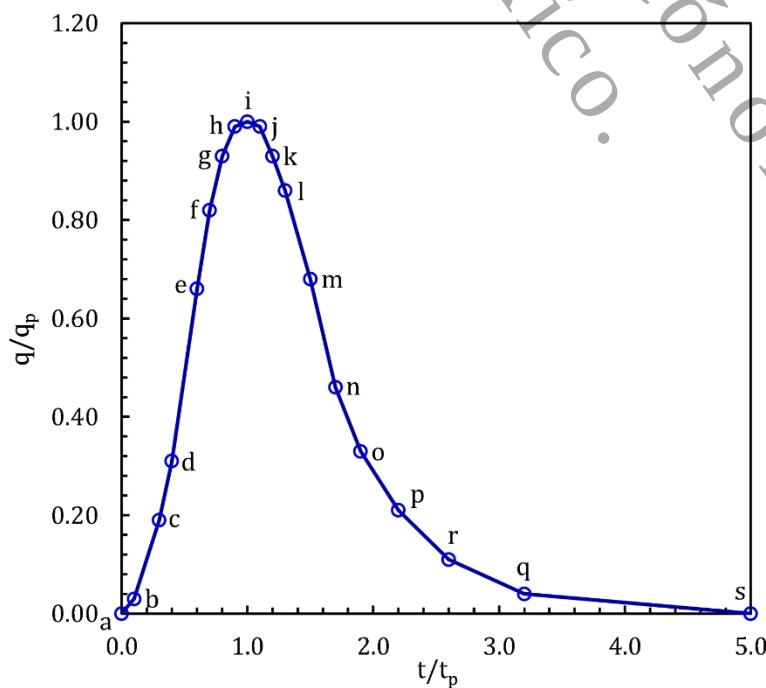
El método se define por la siguiente expresión (Breña, 2006):

$$Q = 0.2778 C i A \quad (19)$$

Siendo: Q es el caudal mayor, en m^3/s ; C es el factor de escorrentía; i es la energía promedio del aguacero para un transcurso semejante al lapso de acumulación en el valle, en mm/h ; y A es la superficie de la zona escurrida, en km^2 .

4.13.2. Hidrograma unitario sin dimensiones (SCS)

El departamento de preservación de tierras de los Estados Unidos (SCS, 1975) recomienda utilizar el hidrograma sin dimensiones de la Figura 2.



Punto	t/t_p	q/q_p
a	0.00	0.00
b	0.10	0.03
c	0.30	0.19
d	0.40	0.31
e	0.60	0.66
f	0.70	0.82
g	0.80	0.93
h	0.90	0.99
i	1.00	1.00
j	1.10	0.99
k	1.20	0.93
l	1.30	0.86
m	1.50	0.68
n	1.70	0.46
o	1.90	0.33
p	2.20	0.21
q	2.60	0.11
r	3.20	0.04
s	5.00	0.00

Figura 2: Hidrograma sin Dimensiones del Departamento de Preservación de Tierras (SCS)



El gasto y tiempo pico se determina con las subsiguientes fórmulas:

$$q_p = 0.208 \left(\frac{A}{t_p} \right) \quad (20)$$

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.60 t_c \quad (21)$$

Donde: q_p = gasto pico en m^3/s , A = superficie de la zona de escurrida en km^2 , t_p = lapso cima en h, t_c = lapso de densidad en h.

4.13.3. Técnica de Ven Te Chow

El caudal máximo del hidrograma de escorrentía directa se puede determinar utilizando esta técnica para un ciclo de regreso específico, aplicable a cuencas hidrológicas menores a $250 km^2$ (Chow, 1962).

Las ecuaciones que interviene en el método se enumeran a continuación:

$$P_e = \frac{\left[P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2,032}{N} - 20.32} \quad (22)$$

Donde: P_e = altitud de lluvia en abundancia en la zona de estudio, para un intervalo d , en cm , N = número de escurrimiento adimensional.

$$X = \frac{P_e}{d} \quad (23)$$

Donde: X = factor de escurrimiento en cm/hr , d = duración total de la tormenta, en hr .



$$t_p = 0.00505 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} \quad (24)$$

Donde: t_p =, lapso de demora en hr , L =, largo de la vertiente primordial, en m , S = diferencia de elevaciones promedio de la vertiente, en porcentaje.

$$Z = 0.73 \left(\frac{d}{t_p} \right)^{0.97}, \text{ para } d/t_p \text{ entre } 0.05 \text{ y } 0.40 \quad (25)$$

$$Z = 1.89 \left(\frac{d}{t_p} \right)^{0.23} - 1.23, \text{ para } 0.40 \leq d/t_p \leq 2.00 \quad (26)$$

Para $d/t_p > 2.00$, $Z = 1.00$

Donde: Z = factor de reducción del pico, adimensional.

$$Q_m = \frac{2.78 (A \cdot Z \cdot P_e)}{d} \quad (27)$$

Donde: Q_m = gasto de pico del hidrograma del escurrimiento directo en, m^3/s .

4.14. Software HEC-RAS

HEC-RAS es un procedimiento de programa de computador integrado, que se usa interactivamente en multitareas y multiusuarios de red. El sistema está compuesto para ser usado con una interconexión gráfica de consumidor (GUI), separa los módulos para estudios del agua, almacena información y gestiona capacidades, y facilita reportes y graficas.



El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE) es responsable del desarrollo del programa HEC-RAS, que es un paradigma hidrodinámico de recreación de recursos hídricos que está disponible gratuitamente. Es de los paradigmas más comúnmente empleados, fue desarrollado específicamente para realizar procesamiento de datos hidráulicos en un sistema de cursos de agua naturales o artificiales. El arquetipo consta de cuatro componentes primordiales que le permiten realizar modelado de flujo incesante e inestable, carga de sedimentaciones y estudio del atributo del agua (HEC, 2010).

El proceso fundamental se basa en resolver la ecuación de energía unidimensional. La frotación y la reducción/dilatación se utiliza para valorar mermas de energía. La fórmula del momento se emplea en escenarios caracterizados por perfiles de superficie del agua que fluctúan rápidamente. El escenario implica el cómputo del flujo de fluido en un estado combinado, así como la existencia de puntos de ramificación y puntos de fusión. Tiene en cuenta el impacto de obstáculos como viaductos, cloacas, presas, aberturas y otras estructuras.

Es aplicable en situaciones donde la trayectoria del fluido está orientada predominantemente en una sola dirección, como un río con orillas claramente definidas y consistentes, sin variaciones abruptas en la sección del canal o en el flujo del agua.

La recreación de los eventos fluviales y las posteriores inundaciones de lugares cercanos es bastante compleja. La decisión de utilizar una representación resumida de las ecuaciones de flujo en circunstancias de creciente unidimensional y constante se justifica por la necesidad de determinar rápidamente los límites del área de alto riesgo.

Las ecuaciones que resuelve HEC-RAS son:



$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_r \quad (28)$$

Sustituyendo:

$$h_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + h_e \quad (29)$$

Donde:

h_1 y h_2 = altitudes de la zona independiente del flujo en las estaciones 1 y 2, en relación a un esquema horizontal de referencia.

h_f = pérdidas por fricción en el tramo.

h_e = pérdidas de carga.

La caída de presión (h_e) se calcula sumando la merma por fricción entre dos partes y la resta de alturas de rapidez entre secciones, que luego se multiplica por un factor de pérdida por reducción o extensión.

$$h_e = LS_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (30)$$

Donde:

L = longitud específica del trecho.

S_f = diferencia de alturas de fricción específica entre dos partes.

C = factor de merma por extensión o reducción.

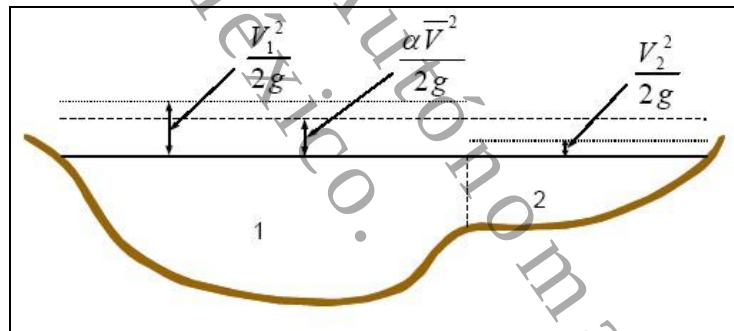


L se determina sumando los trayectos entre los subsectores (llanuras adyacentes y cauce primordial), tomando en cuenta sus concernientes gastos medios, y luego dividiendo por el gasto medio total.

En relación factor α , es un paradigma de una dimensión, es esencial esgrimir una única altitud de rapidez. Este factor garantiza que las altitudes de velocidad de los distintos subsectores sean coherentes entre sí.

Se expresa en función de las superficies de corriente y el aforo de trasporte.

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left[\frac{(K_{lob})^3}{(A_{lob})^2} + \frac{(K_{ch})^3}{(A_{ch})^2} + \frac{(K_{rob})^3}{(A_{rob})^2} \right]}{(K_t)^3} \quad (31)$$



El aforo de transporte de una sección se define como el gasto dividido por la raíz cuadrada de la caída de presión.

$$K = \frac{Q}{\sqrt{S_f}} = \frac{1}{n} AR^{2/3} \rightarrow (m^3/s)$$

Donde:

K = aforo de conducción de una subsección.

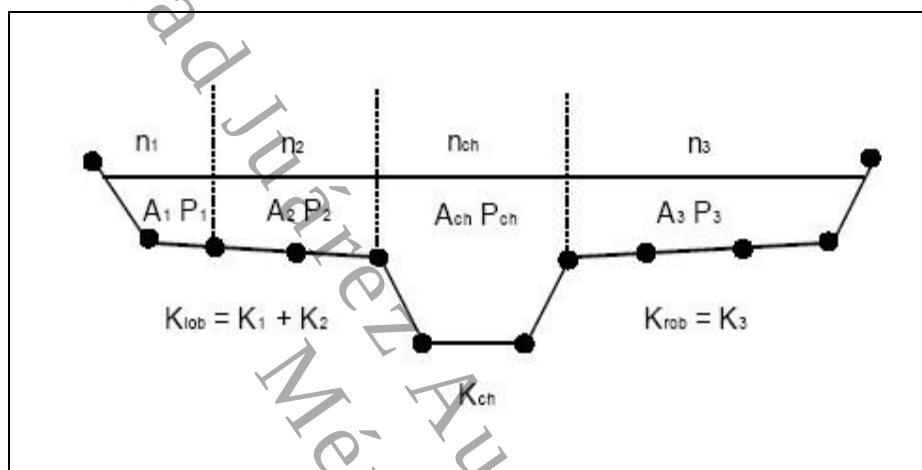
n = factor de Manning de una subsección.

A = superficie de creciente de una subsección.



R = profundidad hidráulica de una subsección.

HEC-RAS valora subsectores para diferentes factores rugosos de Manning. El transporte acumulado de un sector será el total de los acarreos de sus subsecciones propias.



La privación por fricción se calcula dividiendo la pendiente de fricción típica entre dos sectores por la longitud específica L que las separa.

$$S_f = \left(\frac{Q}{K}\right)^2$$

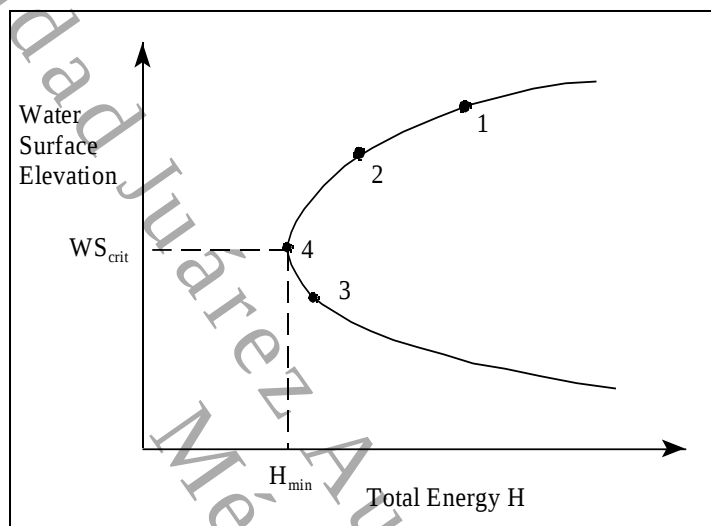
$L \cdot S_f$ = pendiente de fricción

HEC - RAS utiliza cuatro técnicas para calcular la pendiente particular, siendo el enfoque predeterminado el cuadrado del caudal integral dividido por el transporte total. La configuración predeterminada es de 20 iteraciones. Si no encuentra un arreglo apropiado, coteja la altitud crítica con la resolución de la iteración con el error más bajo, si cumple con los requisitos de la dificultad y su error es inferior a 10 cm, el software mostrará esta cuantía. En argumento contrario, HEC - RAS mostrará la altitud crítica para esa sección.



Es posible definir la altura crítica de un sector como el lugar en el que la potencia (H) está en su magnitud más baja.

$$H = Z + Y + \frac{\alpha V^2}{2g}$$



HEC-RAS emplea dos técnicas de iteración para determinar esta elevación, el procedimiento “parabólico” (principal) y el de “secante”.

- Cálculo de desgastes por rugosidad usando Manning.
- Desgastes por disminución y dilatación calculadas por medio de un coeficiente de la carga de velocidad.

Para el cálculo de la “ n ” de Manning se emplea el criterio propuesto por Chow (Tabla 2) en 1956:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m \quad (32)$$

n_0 = valor básico para el canal recto y uniforme en sus materiales

n_1 = corrige el efecto de las irregularidades (rugosidad superficial)



n_2 = discurre las diversificaciones en la representación y dimensión del sector perpendicular

n_3 = considera las obstrucciones (raíces, troncos, basura, etc.)

n_4 = toma en cuenta el efecto de la vegetación

m = considera el efecto del meandro.

Tabla 2: Coeficientes de Manning. Fuente: (Chow, 1983)

Condiciones del cauce		Valores	
Material involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo a las obstrucciones	• Insignificante	n_3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
Grado de los efectos del meandro	Menor	m	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300



5. ZONA DE ESTUDIO

5.1. Localización

El sitio de estudio está situado aproximadamente a 60 kilómetros al sur de la capital de Tabasco, en forma vectorial.

Para llegar al sitio de estudio ir por la vía federativa 195, en el ramal Villahermosa–Teapa pasando por la cabecera municipal de Teapa, al llegar al poblado Vicente Guerrero Lerma se gira a la izquierda por un camino pavimentado de aproximadamente 6 km hasta localizar al Ejido Vicente Guerrero “El Guanál” municipio de Teapa entidad federativa de Tabasco.

Geográficamente se encuentra en los ejes terrestres $92^{\circ} 52' 32.9114''$ al Occidente del “meridiano de Greenwich” y en el “paralelo” $17^{\circ} 29' 53.8796''$ de “latitud Norte” (INEGI, Clave: E15D21) que se presenta en la Figura 3.

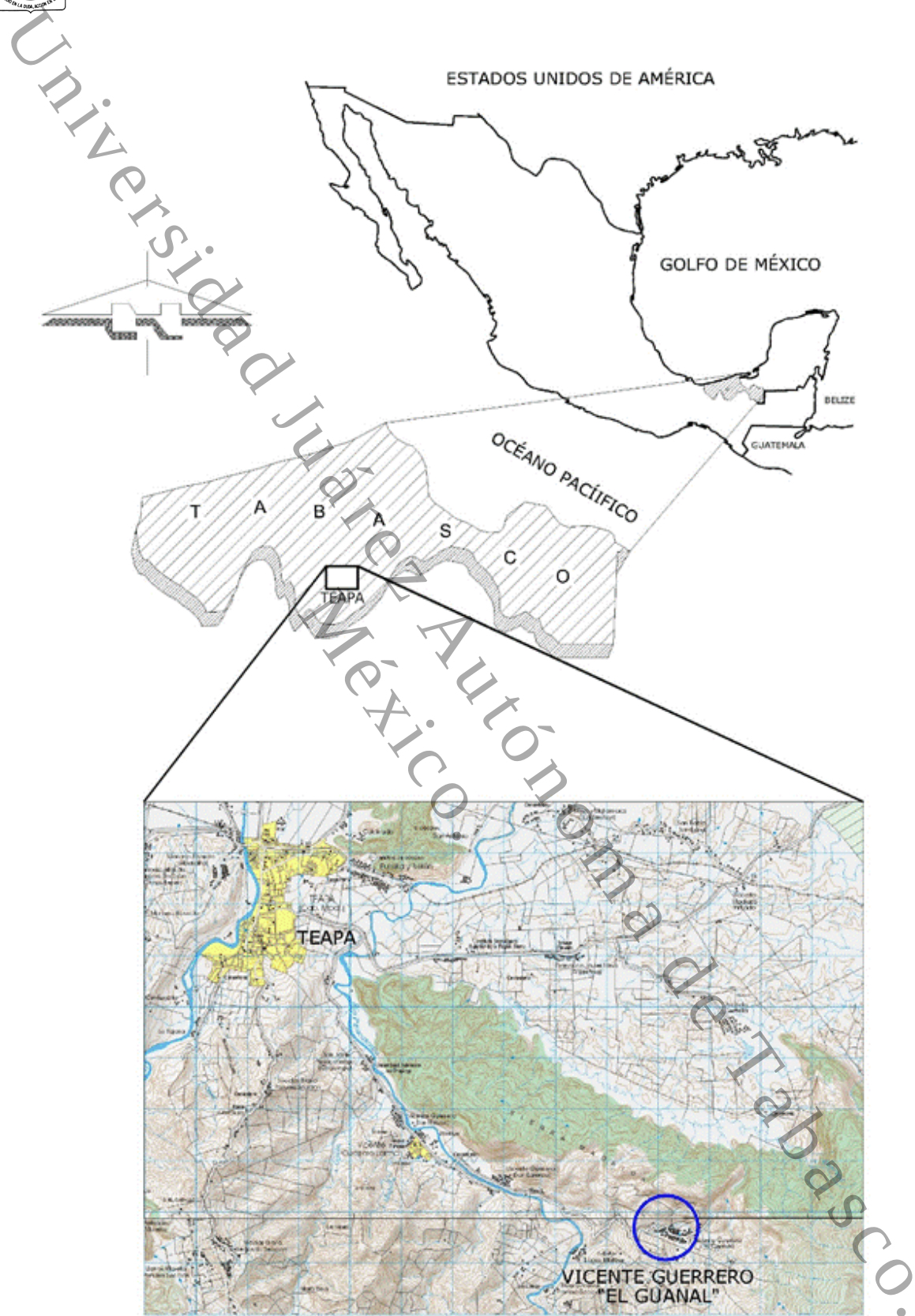


Figura 3: Zona de investigación



5.2. Topografía

El municipio de Teapa Tabasco se halla en una zona de transición entre la llanura pluvial y el altiplano tabasqueño. Esta región se caracteriza por ser serranías bajas con pendientes suaves (Figura 4). Existen varios cerros, como “El Azufre” y “El Coconá”, que tienen cotas menores a los 1,000 msnm. Este último se refiere a una zona de defensa ecológica conocida como “Grutas del Coconá”, región que ha sido reconocida oficialmente como monumento natural por el Congreso del Estado y que abarca una extensión total de 442 hectáreas.

El corredor abrupto del municipio de Tacotalpa está conformado por las colinas de los ejidos “Vicente Guerrero”, “San José”, “Puyacatengo” y “Arcadio Zentella”, así como las altitudes de las lomas “El Madrigal”, “Roaná”, “Tapijulapa” y “La Campana”. Esta zona ha sido designada como zona nativa resguardada por el congreso del estado y está reconocida como “Parque Estatal de la Sierra.” Abarca una superficie de 15,112.3 hectáreas. La elevación de ciudad de Teapa es 50 msnm.

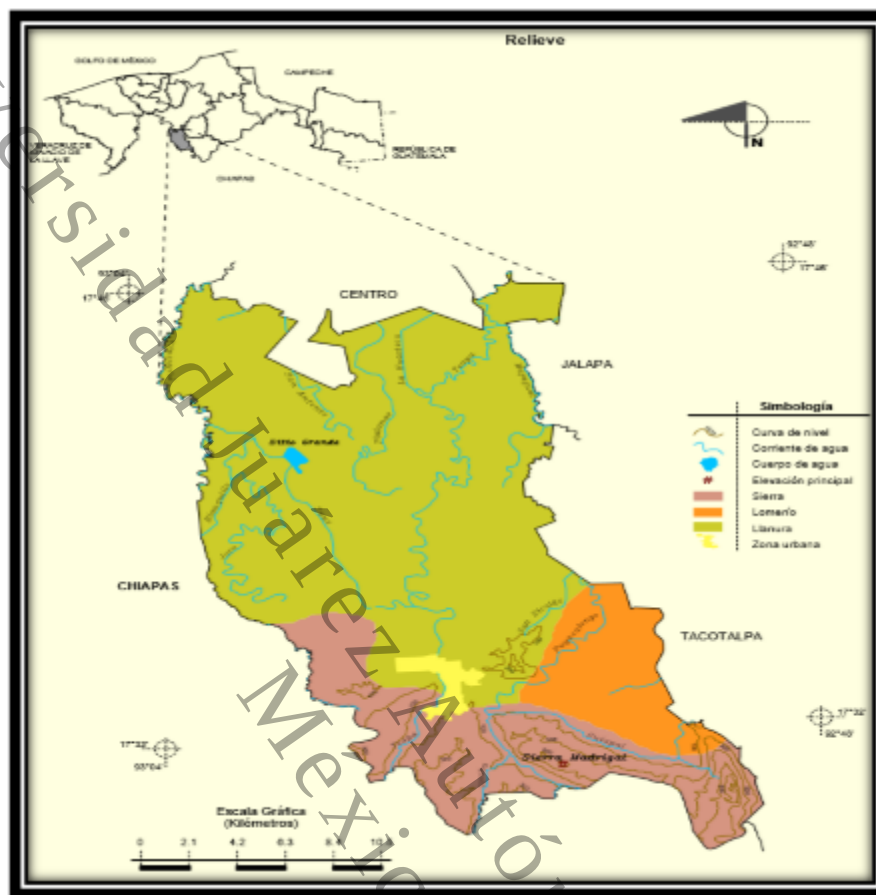


Figura 4: Relieve del municipio de Teapa. Fuente: (INEGI, 2010)

5.3. Fisiografía y geomorfología

5.3.1. Fisiografía

En la comunidad Vicente Guerrero (Guanal), está ubicada aproximadamente a 10 km de la cabecera municipal de Teapa. Dicho municipio se ubica adentro de la jurisdicción fisiográfica de la cordillera de Chiapas y Guatemala. Esta provincia abarca un mínimo del territorio del Estado de Tabasco. Guanal está internamente en la Subjurisdicción fisiográfica Cordillera Norte de Chiapas, la cual se caracteriza por pliegues orientados noroeste-sureste.



Tabla 3: Fisiografía del municipio de Teapa Tabasco. Fuente: (INEGI, 2010)

Fisiografía	
Provincia	"Llanura Costera del Golfo Sur (78.64%) y Sierras de Chiapas y Guatemala (21.36%)"
Subprovincia	"Llanuras y Pantanos Tabasqueños (78.64%) y Sierras del Norte de Chiapas (21.36%)"
Sistema de topoformas	"Llanura Aluvial (68.36%), Sierra Alta Escarpada Compleja (21.36%) y Lomerío con Llanuras (10.28%)"

5.3.2. Geomorfología

Durante el Campaniano-Maastrichtiano, se desarrollaron plataforma de baja energía que dieron lugar a formaciones de margas y lutitas en algunas zonas pero que gradualmente dieron lugar a carbonatos de plataformas que son los que se pueden encontrar en esta parte del territorio Tabasqueño (INEGI, 2010).

La Orogenia Laramide, que fue el evento más importante que afectó el golfo de México, originó el levantamiento de la Cordillera Madre de Oriente, que fue acompañado de depresiones y cuencas en las cuales hubo depósitos que formaron las rocas detríticas que actualmente son observables en esta zona. Dichos depósitos ocurrieron durante el Cenozoico.

Los cuerpos de composición andesítica que se pueden visualizar en esta zona fueron formados por el primer evento magmático en esta zona, el cual ocurrió durante el Plioceno, y cuya composición fue de igual manera andesítica.

La mayoría de la región está catalogada como "gleysoles", caracterizados por tramas terrosas y humedad excesiva, causado por un vaciado inadecuado.



La comarca céntrica y las riberas de los ríos se caracterizan por la presencia de luvisoles, que son suelos fértiles y de textura franca.

Los Acrisoles, situados al sur, se caracterizan por su textura arenosa, su carácter ácido escasa fertilidad. La pauta de desagüe de las tierras se identifica por un recorrido que va de sur a norte.

En la Tabla 4 se presenta la edafología de Teapa, Tabasco.

Tabla 4: Edafología de Teapa Tabasco. Fuente: (INEGI, 2010)

Edafología	
"Suelo dominante"	"Gleysol (49.13%), Luvisol (41.41%), Acrisol (4.75%), Phaeozem (3.04%)"

La Figura 5 muestra una repartición de las tierras dominantes en el municipio de Teapa, Tabasco.

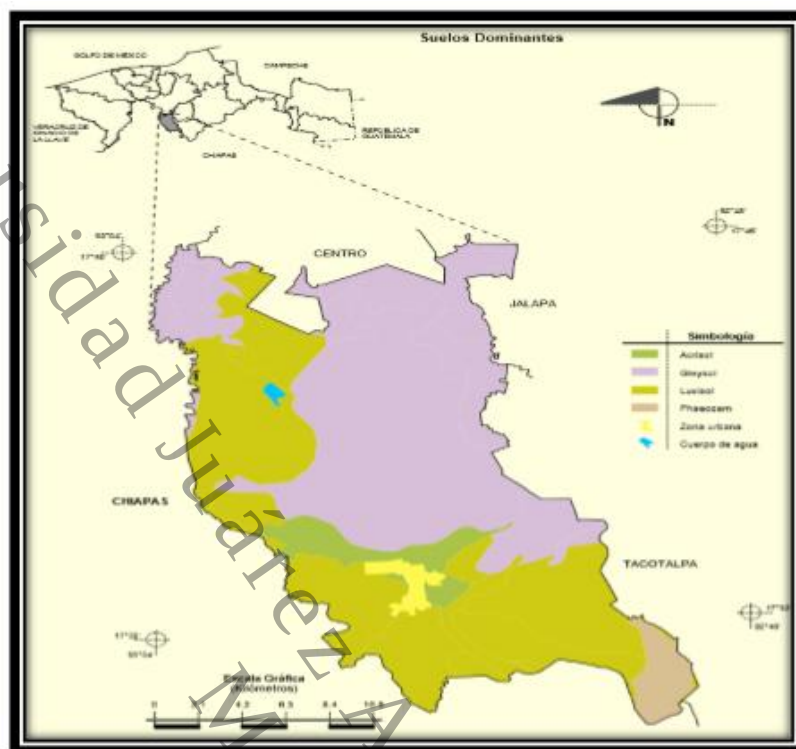


Figura 5: Distribución de los suelos dominantes del municipio de Teapa Tabasco. Fuente: (INEGI, 2010)

De igual manera la Tabla 5 se muestra la geología de Teapa, Tabasco.

Tabla 5: Geología del municipio de Teapa Tabasco. Fuente: (INEGI, 2010)

Geología	
Periodo	“Cuaternario (71.42%), Neógeno (13.58%), Cretácico (8.31%), Paleógeno (5.02%)”
Roca	“Ígnea extrusiva: Andesita (13.57%) Sedimentaria: Caliza (8.31%) lutita-arenisca (5.02%) y arenisca (0.01%) Suelo: Aluvial (57.04%), lacustre (7.56%) y palustre (6.83%)”

A continuación, la Tabla 6 y Figura 6 muestran las características de uso del suelo y vegetación en el municipio de Teapa, Tabasco.

Tabla 6: Uso del suelo y vegetación del municipio de Teapa Tabasco. Fuente: (INEGI, 2010)

“Uso del suelo y vegetación”	
“Uso del suelo”	“Pastizal cultivado (51.34%), agricultura (25.62%), zona urbana (1.48%)”
Vegetación	Selva (15.14%) y tular (6.23%)

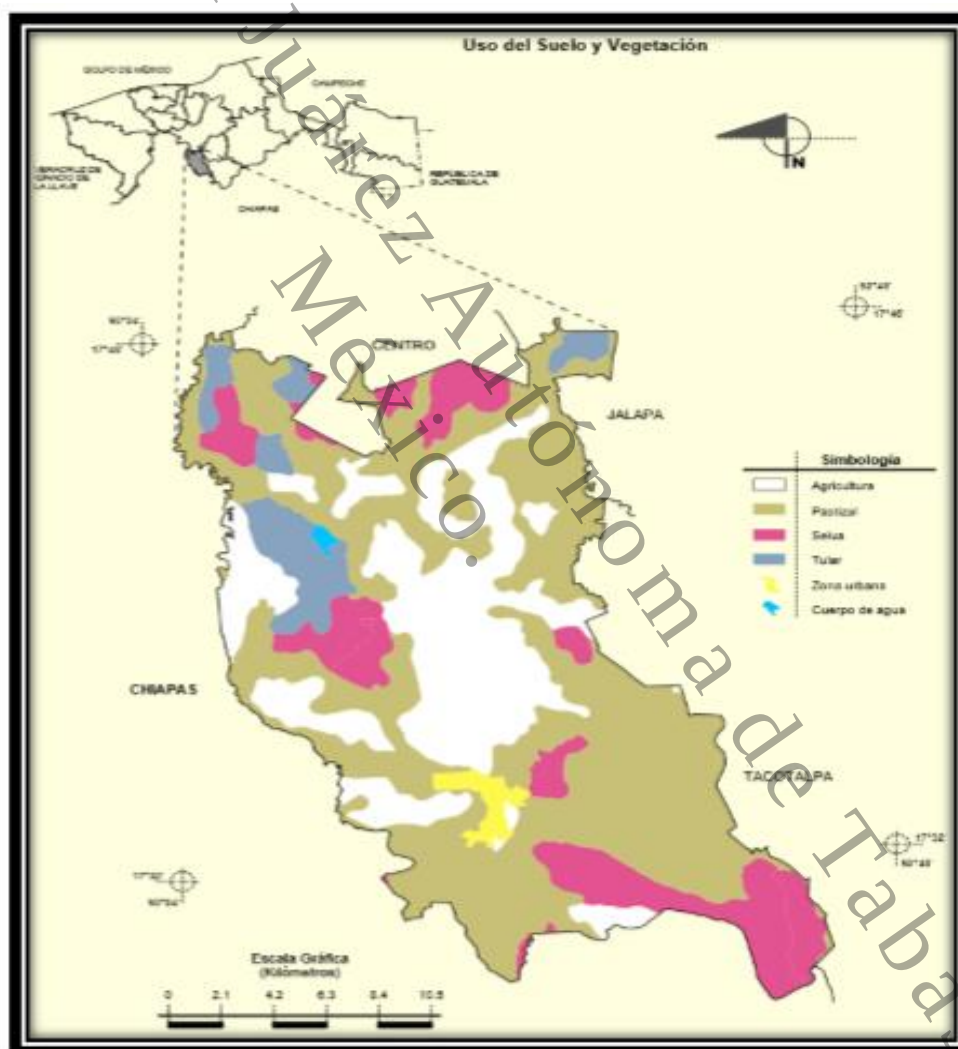


Figura 6: Uso del suelo y vegetación del municipio de Teapa Tabasco. Fuente: (INEGI, 2010)



5.4. Climatología

5.4.1. Clima

De acuerdo con lo reportado en el Prontuario de Teapa (INEGI, 2010), el Estado de Tabasco se identifica por presentar un clima ambiental y húmedo caracterizado por precipitaciones constantes durante todo el año (100%).

5.4.2. Temperatura

El rango de temperatura en el municipio de Teapa es de 24-26 °C, donde la diversificación del gradiente termal es atenuada. La municipalidad de Teapa, ubicado en Tabasco, experimenta un gradiente termal promedio al año de 27.8 °C. En el mes de junio, la mayor temperatura promedio mensual oscila entre 43 y 45 °C, mientras que, en diciembre, la temperatura mínima promedio mensual oscila entre 18 y 21 °C. Las temperaturas más altas y bajas registradas son 50 y 7 °C, correspondientemente.

5.4.3. Precipitación

La precipitación, según la define Llaugue (1976), abarca todas las formas de humedad atmosférica que provienen del cielo a la faceta de la Tierra, incluido el “granizo”, la “lluvia”, el “aguanieve”, etc.

La precipitación se mide con el aparato del pluviómetro y fluviógrafo considerando algunas características.

Durante el transcurso del año, el municipio de Teapa experimenta una precipitación anual que oscila entre los 2,000 y 4,500 milímetros en promedio. Sin embargo, durante los meses de invierno (enero, febrero y marzo), la cantidad de precipitación puede disminuir ligeramente.



La precipitación acumulada es de 3,862.6 milímetros, con un mayor promedio mensual de 569.7 milímetros en septiembre y un menor valor mensual de 167.4 milímetros en abril.

La Figura 7 señala la repartición climatológica del municipio de Teapa, Tabasco.



Figura 7: Distribución climatológica del municipio de Teapa Tabasco. Fuente: (INEGI, 2010)

5.4.4. Fenómenos meteorológicos y regionales

Los principales factores meteorológicos que inciden de manera significativa en los patrones de lluvia en la entidad son los huracanes de verano y los vientos del norte en invierno. Por el contrario, las heladas, que tienen un efecto perjudicial sobre la actividad agraria, son poco frecuentes debido a las mínimas fluctuaciones de temperatura a lo largo del año y a la prevalencia de un alto vapor relativo y capa de nubes. La Figura 8 muestra el grado de peligrosidad por presencia de ciclones tropicales en México, donde se aprecia que el estado de Tabasco se encuentra en riesgo bajo.



Figura 8: Ciclones en México. Fuente: (CENAPRED)



5.5. Hidrografía

Tabasco se caracteriza por tener la red hidrográfica más intrincada y experimentar los niveles de precipitaciones más altos entre otras regiones.

La cantidad de escorrentía superficial, caracterizada por una asignación evidentemente caótico, ha cedido espacio a la creación de masas de agua de distintos tamaños, así como pantanos y planicies de desbordamiento cerca de las aldeas.

El estado de Tabasco requiere mayor atención debido a sus complejas ocurrencias geológicas, climáticas y biológicas, que dan lugar a una gama de intrincadas evoluciones geomorfológicos.

El río La Sierra es el escurrimiento más cercano al puente Mogoshpa-Guanal, el cual se ubica en la “Región Hidrológica” No. 30 Cuenca del Río “Grijalva -Usumacinta”, la cual es la más extensa del estado de Tabasco con 10,586.60 kilómetros cuadrados y de mayor importancia debido a que es el punto por donde convergen la mayoría de los ríos que recorren los llanos de Tabasco y la subcuenca del Río “La Sierra”.

Los cuerpos de agua más importantes son los ríos “Teapa”, “Puyacatengo” y “Pichucalco”, así como el embalse de “Sitio Grande”.

Específicamente la subcuenta objeto de este estudio, pertenece, según el simulador de flujos del INEGI, a la subcuenta “Di”, en donde la clave “D” significa río Grijalva-Villahermosa y la “i”, río de la Sierra. La Tabla 7 presenta la hidrografía del municipio de Teapa.



Tabla 7: Hidrografía del municipio de Teapa Tabasco. Fuente: (INEGI, 2010)

Uso del suelo y vegetación	
Región hidrológica	Grijalva - Usumacinta (100%)
Cuenca	R. Grijalva - Villahermosa (100%)
Subcuenca	R. de la Sierra (61.07%), R. Pichucalco (36.28%) y R. Tacotalpa (2.65%)
Corrientes de agua	Perennes: Teapa, <u>Puyacatengo</u> , <u>Saúz</u> , <u>Blanquillo</u> , <u>Jovo</u> , <u>Ogoiba</u> , <u>Majagual</u> y <u>Pichucalco</u> . Intermitentes: <u>Guispal</u> , <u>Platanar</u> , <u>La Huasteca</u> , <u>San Antonio</u> , <u>San Nicolás</u> .
Cuerpos de agua	Perennes (0.19%): Sitio Grandes.



6. INFORMACIÓN DISPONIBLE

Para realizar un análisis exhaustivo de la hidrología y la hidráulica del cauce sobre el que se construirá el puente, localizado en el ejido Vicente Guerrero, sección Guanál, perteneciente al centro integrador Vicente Guerrero-Lerma, municipio de Teapa, Tabasco, se recopiló la siguiente información básica:

6.1. Descripción del proyecto

El proyecto del puente tipo cajón que será construido sobre el cauce del arroyo Guanál ubicado en el ejido Vicente Guerrero, sección Guanál, perteneciente al centro integrador Vicente Guerrero-Lerma municipio de Teapa Tabasco, presenta un claro de 6.20 m centro a centro ver Figura 9., estará hecho a base de concreto armado, con una losa de rodamiento, de fondo y zapatas de alero de 40 cm de espesor, guarnición de 30 cm y pasamanos de 57.5 cm de altura con pilastras de 30 cm de ancho a cada 1.90 m, el ancho total del puente es de 7.70 m, ver Figura 9.

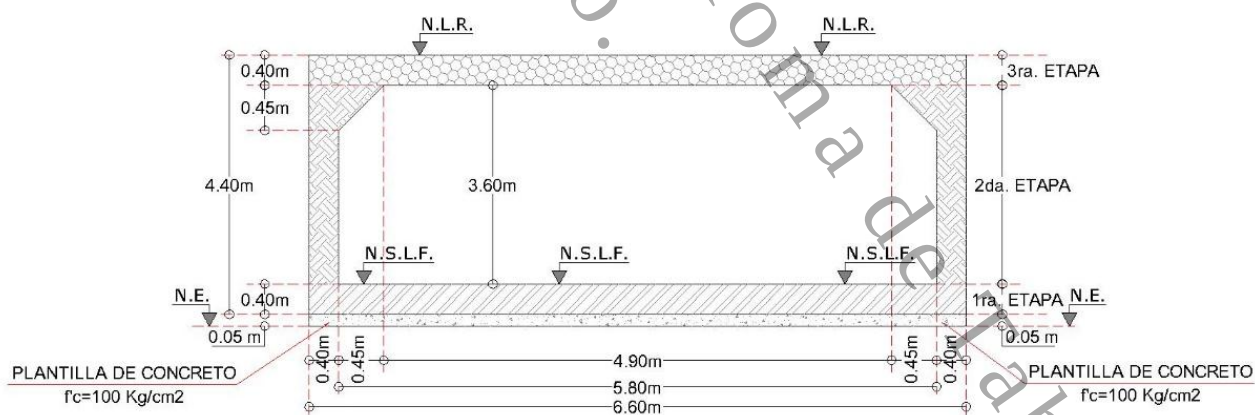


Figura 9: Corte longitudinal del puente



Figura 10: Pilastras y parapetos del puente

6.2. Datos topográficos

1. Levantamiento topo batimétrico del sitio de cruce del puente, en una longitud de 400 metros, que incluye lo siguiente:

- Planta topográfica con modelo digital del terreno a cada 50 cm, dibujado en escala 1:750.
- Perfil eje de trazo, talweg y eje del camino, dibujado a una escala horizontal 1:750 y vertical 1:75.
- Secciones perpendiculares con intervalos de 20 metros del tramo en estudio, dibujadas a una escala 1:250.

2. Recopilación de Investigación territorial de Tabasco, publicada por el INEGI.



6.3. Datos pluviométricos

El portal digital de la base de datos climatológicas de la CNA (CONAGUA: <https://smn.conagua.gob.mx>) proporciona información sobre registros de lluvias fidedignas, ya que la estación hidrométrica de “Puyacatengo” es la más cercana al área de estudio.

Esta estación tiene como objetivo evaluar y distinguir desiguales variables meteorológicas en un momento explícito. La estación meteorológica solo registra la variable de precipitación. Los datos lluvia se miden durante un período de 24 horas, que luego se utilizan para crear la base de referencias.

6.4. Visita técnica de campo

Con el fin de mejorar los datos fundamentales de la investigación hidrológica e hidráulica se llevó a cabo una visita técnica al sitio del cruce del puente y recorridos hacia aguas arriba y abajo del arroyo sobre el cual se construirá este. Esta información permite delimitar la cuenca hidrográfica y se determina el comportamiento hidráulico del cauce.

A continuación, se describen los aspectos más importantes recopilados:

La zona de estudio es un arroyo de aguas intermitentes el cual está localizado en el ejido Vicente Guerrero, sección Guanál, perteneciente al centro integrador Vicente Guerrero-Lerma, municipio de Teapa, Tabasco; dicho cauce corresponde al sector hidrológico RH30 (“Grijalva-Usumacinta”), subcuenca RH30Di y la zona está considerada, según el INEGI, como agrícola-pecuaria-forestal.

Este pequeño cauce, tiene una longitud total aproximada de 765.31 m (0.77 km), la superficie total de la pequeña cuenca que es desaguada por esta corriente de agua es de 0.58 km², o sea 58 ha y es una cuenca casi en su totalidad de montaña, sin embargo, hace una pequeña transición y presenta al final una zona plana.

La Figura 11 indica la cuenca hidrológica objeto de esta tesis, con línea azul discontinua se muestra la corriente de agua y el contorno rojo corresponde al parteaguas de la cuenca.

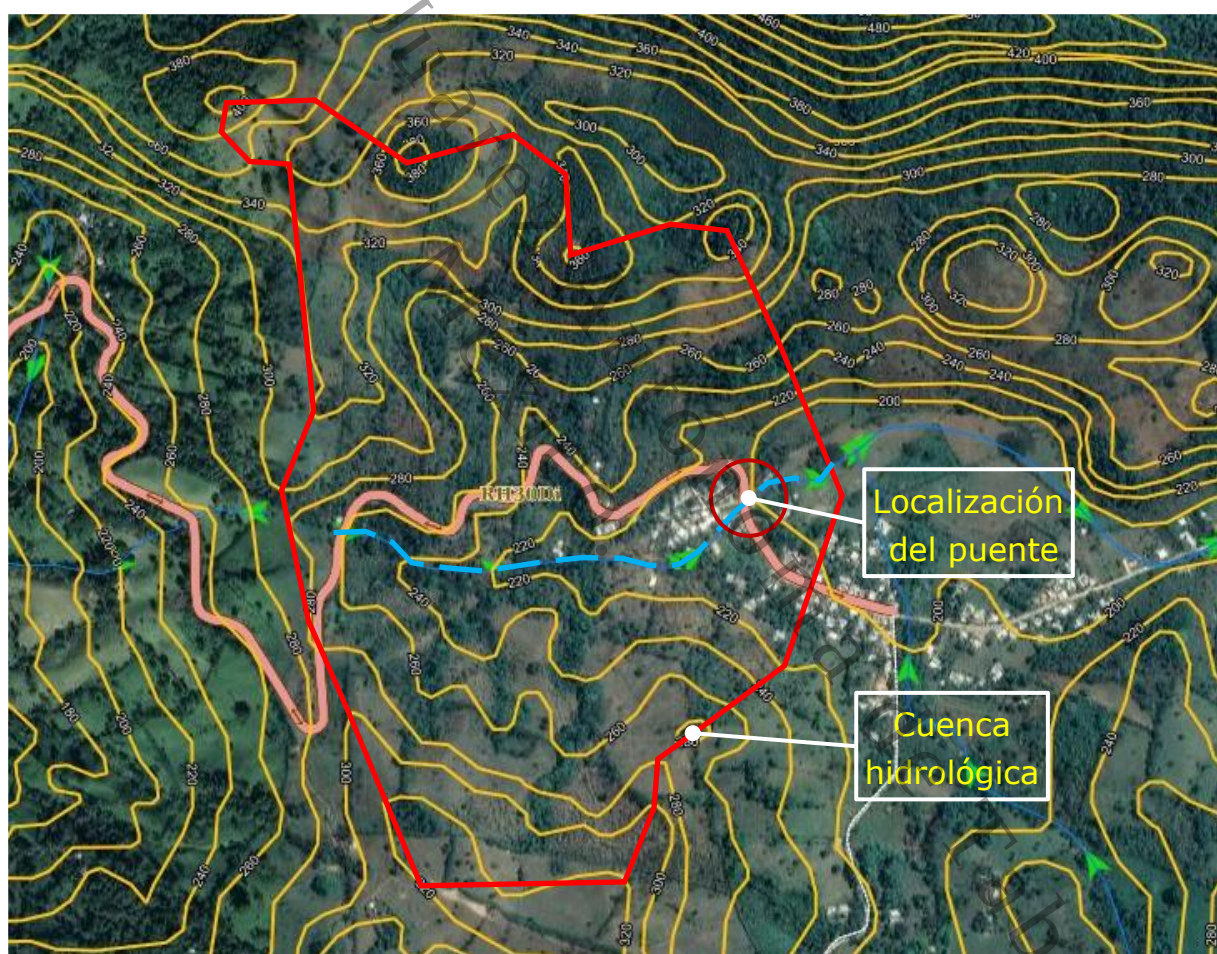


Figura 11: Cuenca hidrológica del sitio de estudio



7. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

7.1 Selección de intensidades máximas anuales

Con la ayuda de la página Estaciones Meteorológicas de “Servicio Meteorológico Nacional” de la “Comisión Nacional del Agua” (CONAGUA: <https://smn.conagua.gob.mx>) se obtiene la información de las relaciones diarias de la base hidrométrica Puyacatengo, se realiza una elección de la precipitación más alta ocurrida durante cada mes y luego se depuran los datos en base a esta información para establecer el valor más alto que se registró para ese año en particular. Con la indagación obtenida se genera la Tabla 8.

Tabla 8: Datos de lluvias máximas al año en la estación hidrométrica Puyacatengo

Año	Lluvia máx. (mm)	Año	Lluvia máx. (mm)	Año	Lluvia máx. (mm)
1972	171.6	1988	194.8	2004	S/D
1973	354.6	1989	300.0	2005	S/D
1974	224.8	1990	260.8	2006	172.0
1975	168.4	1991	138.4	2007	S/D
1976	205.2	1992	396.4	2008	129.1
1977	191.6	1993	172.5	2009	129.1
1978	241.6	1994	208.3	2010	151.8
1979	139.6	1995	136.4	2011	273.5
1980	142.6	1996	175.2	2012	257.5
1981	243.1	1997	159.4	2013	61.2
1982	171.6	1998	136.2	2014	171.9
1983	122.6	1999	110.9	2015	182.4
1984	136.4	2000	221.6	2016	151.1
1985	181.4	2001	148.3	2017	155.7
1986	186.3	2002	192.8	2018	222.9
1987	152.8	2003	114.2	2019	115.1



7.1.1. Deducción de datos faltantes

Existen vacíos en los datos de precipitación para los años 2004, 2005 y 2007, como se aprecia en la Tabla 8, se optó por estimar los niveles de precipitación para dichos años con base en la precipitación promedio anual de las estaciones que se ubican en cercanía a la estación Puyacatengo, utilizando dos tipos diferentes de criterios.

- Los datos carentes se calculan promediando aritméticamente los registros de las estaciones circundantes si el grado de diferencia entre la precipitación media anual observada en la estación de estudio y la informada en cada una de las estaciones circundantes es inferior al diez por ciento.
- Cuando la lluvia promedio anual de algunas de las estaciones cercanas discrepa entre sí en más de un diez por ciento, (Aparicio, 1992) se utiliza la ecuación (33):

$$h_{p_x} = \frac{1}{n} \left[\frac{P_x}{P_1} h_{p_1} + \frac{P_x}{P_2} h_{p_2} + \dots + \frac{P_x}{P_n} h_{p_n} \right] \quad (33)$$

Donde:

h_{p_i} = elevación de lluvia registrada el día en específico en la estación complementaria i .

h_{p_x} = elevación de lluvia carente en la estación de análisis.

P_i = lluvia promedio anual en la estación complementaria i .

P_x = lluvia promedio anual en la estación de análisis.

n = cantidad de estaciones complementarias.

En la estación de estudio denominada Puyacatengo (27061) se eligieron 3 estaciones circundantes: La Huasteca (27024), Teapa (27044) y Tapijulapa (27042) que contienen lluvias mayores anuales de los años faltantes mismas que se indican en la Tabla 9.



Tabla 9: Estaciones hidrométricas circundantes a la estación de estudio

Estación	Altura (msnm)	Distancia (km)	Luvia máxima 24 Hrs. (mm)			Media (mm)	Porcentaje (%)
			2004	2005	2007		
Puyacatengo	86.00	0.000				183.86	
La Huasteca	80.00	1.027	76.0	150.0	220.0	145.12	21.07
Teapa	51.00	5.292	165.5	288.2	223.5	171.65	6.64
Tapijulapa	44.00	16.193	166.0	141.0	290.0	198.24	7.82

Como se puede observar en la Tabla 9 las precipitaciones medias anual de las estaciones Teapa y Tapijulapa difieren menor del 10% con respecto a la relación en la estación de análisis, más sin embargo la estación La Huasteca difiere en más del 10%, por lo que se usará la ecuación (33) para estimar los datos faltantes como se muestra a continuación.

Para el año 2004:

$$h_{p_x} = \frac{1}{3} \left[\frac{183.86}{145.12} (76.0) + \frac{183.86}{171.65} (165.5) + \frac{183.86}{198.24} (166.0) \right] = 142.5 \text{ mm}$$

Para el año 2005:

$$h_{p_x} = \frac{1}{3} \left[\frac{183.86}{145.12} (150.0) + \frac{183.86}{171.65} (288.2) + \frac{183.86}{198.24} (141.0) \right] = 209.8 \text{ mm}$$

Para el año 2007:

$$h_{p_x} = \frac{1}{3} \left[\frac{183.86}{145.12} (220.0) + \frac{183.86}{171.65} (223.5) + \frac{183.86}{198.24} (290.0) \right] = 262.4 \text{ mm}$$

Con las precipitaciones máximas anuales deducidas para los años faltantes se complementa el registro para la estación de estudio las cuales se indican en la Tabla 10.



Tabla 10: Registro de lluvias máximas anuales complementadas de la estación hidrométrica Puyacatengo

Año	Lluvia máx. (mm)	Año	Lluvia máx. (mm)	Año	Lluvia máx. (mm)
1972	171.6	1988	194.8	2004	142.5
1973	354.6	1989	300.0	2005	209.8
1974	224.8	1990	260.8	2006	172.0
1975	168.4	1991	138.4	2007	262.4
1976	205.2	1992	396.4	2008	129.1
1977	191.6	1993	172.5	2009	129.1
1978	241.6	1994	208.3	2010	151.8
1979	139.6	1995	136.4	2011	273.5
1980	142.6	1996	175.2	2012	257.5
1981	243.1	1997	159.4	2013	61.2
1982	171.6	1998	136.2	2014	171.9
1983	122.6	1999	110.9	2015	182.4
1984	136.4	2000	221.6	2016	151.1
1985	181.4	2001	148.3	2017	155.7
1986	186.3	2002	192.8	2018	222.9
1987	152.8	2003	114.2	2019	115.1

7.2. Pruebas de datos dudosos

Los puntos que se consideran datos raros son aquellos que varían sustancialmente de la propensión general de los datos restantes. Estos datos raros pueden tener un impacto considerable en las medidas estadísticas que se generan a partir de los datos, particularmente para muestras suficientemente chicas.

Si la tendencia de la base excede $+0.4$, se da prioridad a la realización de pruebas para datos extraños mayores. Si la tendencia de la base es inferior a -0.4 , se prioriza la ejecución de pruebas para datos extraños bajos. Cuando la inclinación de la estación cae dentro del rango de ± 0.4 , es recomendable realizar análisis para identificar valores irregulares altos y bajos antes de suprimir algún dato diferente del conjunto de valores.

La fórmula que se sugiere utilizar para detectar datos extraños altos (Chow, *et al* 1994) es:



$$X_H = \bar{X} + K_N S \quad (34)$$

Donde:

X_H = umbral de valor atípico alto en cantidades logarítmicas

$\bar{X}$ = logaritmo promedio de cúspides metódicas ($X's$) sin incluir sucesos de crecida cero, cimas inferiores a la base de medición y datos diferentes descubiertos previamente.

S = "desviación estándar" de $X's$.

K_N = dato obtenido en la Tabla 30 del Anexo 1 para una magnitud de muestra N .

Una fórmula idéntica se puede utilizar para detectar los valores inciertos bajos:

$$X_L = \bar{X} - K_N S \quad (35)$$

Para determinar si existen datos dudosos en la muestra se sigue el siguiente procedimiento: con los datos de la Tabla 10 se procede a obtener los parámetros estadísticos del registro de la estación en estudio, mismos que se presentan en la Tabla 11.

Tabla 11: Parámetros estadísticos del registro de la estación hidrométrica Puyacatengo

Parámetros estadísticos	$P_{24 \text{ Hrs.}}$	$\log(P_{24 \text{ Hrs.}})$
Número de datos (N)	48	48
Sumatoria	8,888.403	107.738
Valor Máximo	396.4	2.598
Valor Mínimo	61.2	1.787
Media	185.175	2.245
Varianza	3,987.297	0.021
Desviación Estándar	63.145	0.143
Coefficiente Variación	0.341	0.064
Coefficiente de Asimetría	1.217	-0.125
Coefficiente de Curtosis	5.538	4.828



Como se puede observar en la Tabla 11 el “coeficiente de asimetría” del logaritmo del aguacero es igual a -0.125 ubicado en el rango de ± 0.4 , ($-0.4 > -0.125 < 0.4$) por lo tanto se debe aplicar análisis que permita descubrir datos inciertos altos y bajos, utilizando la ecuación (34) y con la Tabla 30 del Anexo 1 para una muestra de 48 datos, $K_N = 2.753$, se calcula el umbral de datos dudosos altos de la siguiente manera:

$$X_H = 2.245 + (2.753)(0.143) = 2.639$$

La precipitación máxima aceptada se calcula como $P_H = 10^{2.639} = 435.5 \text{ mm}$, en la Tabla 11 se puede observar que el valor máximo es igual a 396.4 mm por lo tanto no hay datos extraños elevados del patrón.

El umbral de información extraña baja se calcula con la ecuación (35)

$$X_L = 2.245 - (2.753)(0.143) = 1.851$$

La precipitación mínima aceptada se calcula como $P_L = 10^{1.851} = 71.0 \text{ mm}$, en la Tabla 11 se observa que la valía mínima es igual a 61.2 mm por lo tanto hay valores inciertos bajos del prototipo. En la Figura 12 se observa que la precipitación menor corresponde al año 2013, por lo que se procede a eliminar el dato dudoso bajo (Tabla 12) repitiendo el estudio de frecuencia.

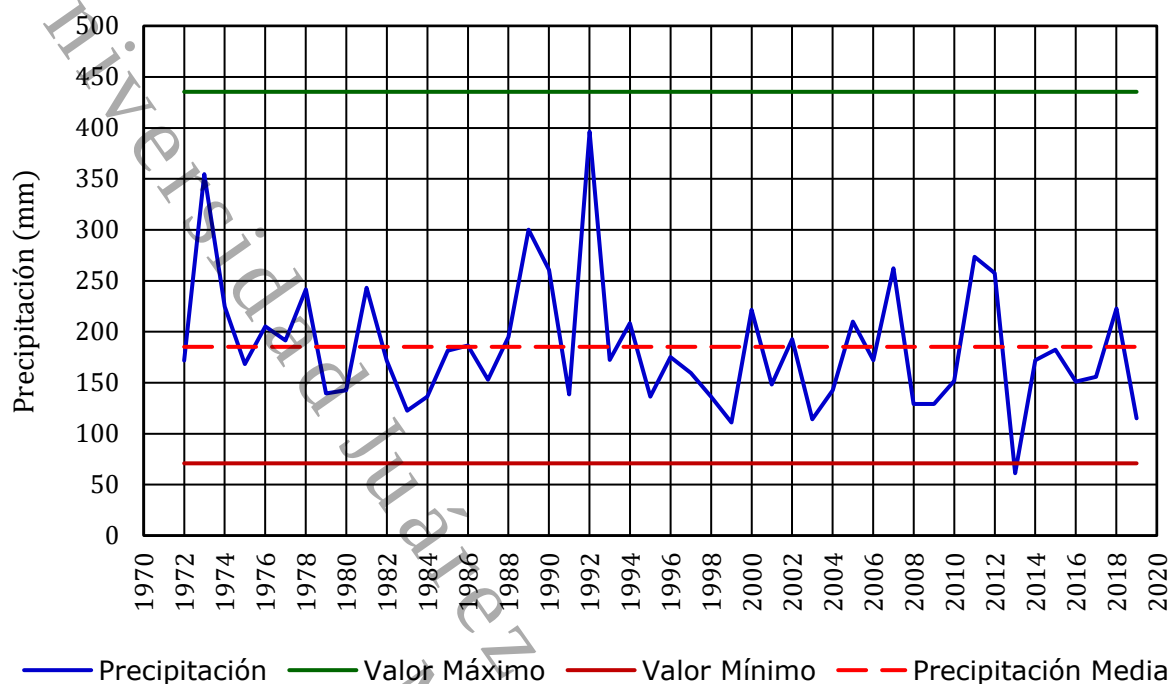


Figura 12: Outlier estación hidrométrica Puyacatengo

Tabla 12: Relación modificada de precipitaciones máximas por año de la estación hidrométrica Puyacatengo

Año	Lluvia máx. (mm)	Año	Lluvia máx. (mm)	Año	Lluvia máx. (mm)
1972	171.6	1988	194.8	2004	142.5
1973	354.6	1989	300.0	2005	209.8
1974	224.8	1990	260.8	2006	172.0
1975	168.4	1991	138.4	2007	262.4
1976	205.2	1992	396.4	2008	129.1
1977	191.6	1993	172.5	2009	129.1
1978	241.6	1994	208.3	2010	151.8
1979	139.6	1995	136.4	2011	273.5
1980	142.6	1996	175.2	2012	257.5
1981	243.1	1997	159.4	2014	171.9
1982	171.6	1998	136.2	2015	182.4
1983	122.6	1999	110.9	2016	151.1
1984	136.4	2000	221.6	2017	155.7
1985	181.4	2001	148.3	2018	222.9
1986	186.3	2002	192.8	2019	115.1
1987	152.8	2003	114.2		



Con la información de la Tabla 12 se procede a obtener los parámetros estadísticos del registro modificado de la estación en estudio, mismos que se presentan en la Tabla 13.

Tabla 13: Parámetros estadísticos del registro modificado de la estación hidrométrica Puyacatengo

Parámetros estadísticos	$P_{24 \text{ Hrs.}}$	$\log(P_{24 \text{ Hrs.}})$
Número de datos (N)	47	47
Sumatoria	8,827.203	105.951
Valor Máximo	396.4	2.598
Valor Mínimo	110.9	2.045
Media	187.813	2.254
Varianza	3,732.741	0.016
Desviación Estándar	61.096	0.128
Coefficiente Variación	0.325	0.057
Coefficiente de Asimetría	1.428	0.626
Coefficiente de Curtosis	5.760	3.400

Como se puede observar en la Tabla 13 el coeficiente de asimetría del logaritmo de la lluvia es igual a 0.626 dado que es mayor que 0.4 ($0.626 > 0.4$) se debe aplicar análisis para descubrir datos eventuales altos, utilizando la ecuación (34) y de la Tabla 30 del Anexo 1 para una muestra de 47 datos, $K_N = 2.744$, se calcula el umbral de datos dudosos altos de la siguiente manera:

$$X_H = 2.254 + (2.744)(0.128) = 2.605$$

La precipitación máxima aceptada se calcula como $P_H = 10^{2.605} = 402.7 \text{ mm}$, en la Tabla 13 se puede observar que el valor máximo es igual a 396.4 mm por lo tanto no se encontró información incierta grande del modelo.

El tope de información incierta baja se calcula con la ecuación (35)

$$X_L = 2.254 - (2.744)(0.128) = 1.903$$



La precipitación mínima aceptada se calcula como $P_L = 10^{1.903} = 80.0 \text{ mm}$, en la Tabla 13 se observa que la valía menor es igual a 110.9 mm por lo tanto no hay valores inexactos mínimos del modelo. En la Figura 13 se aprecia que los datos máximos y mínimos de la precipitación están dentro de los umbrales máximos y mínimos calculados.

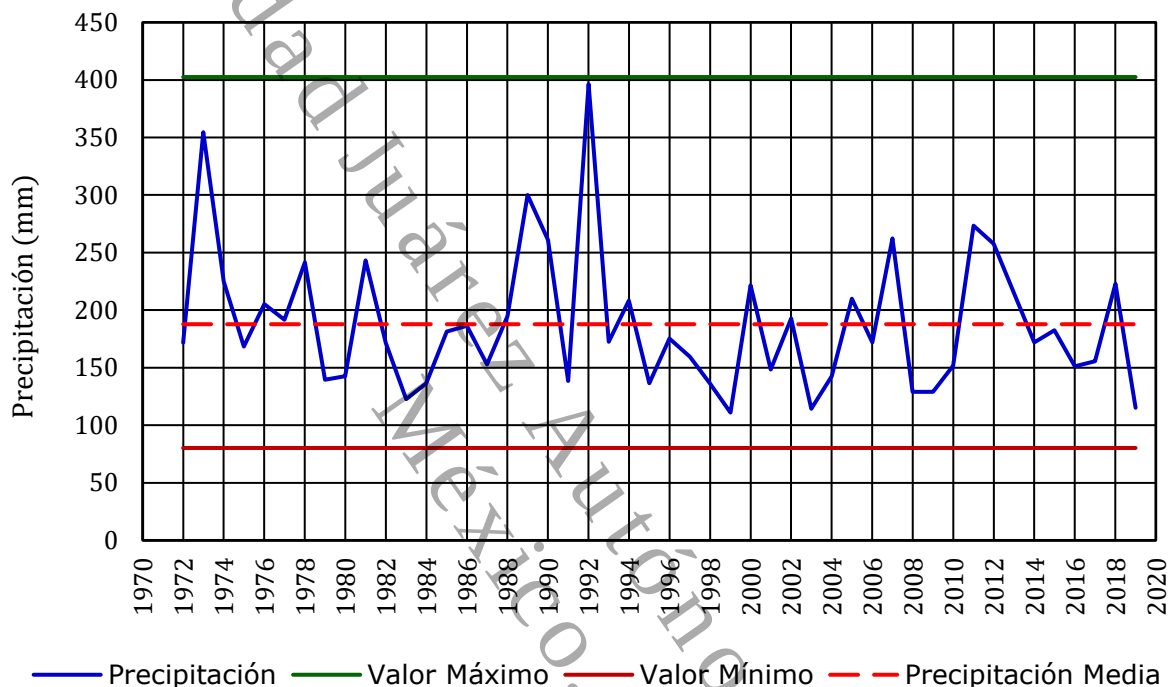


Figura 13: Outlier modificado de la estación hidrométrica Puyacatengo

7.3. Comprobación de Uniformidad aplicada a la muestra

Tabla 14: Comprobación de Similitud estación hidrométrica Puyacatengo

Prueba Homogeneidad de Helmert				Prueba Homogeneidad de Cramer		
				100%	60%	30%
m	P _{máx.}	Desviación		P _{máx.}		
1	171.6	-16.21		171.6		
2	354.6	166.79	C	354.6		
3	224.8	36.99	S	224.8		
4	168.4	-19.41	C	168.4		
5	205.2	17.39	C	205.2		



6	191.6	3.79	S	191.6		
7	241.6	53.79	S	241.6		
8	139.6	-48.21	C	139.6		
9	142.6	-45.21	S	142.6		
10	243.1	55.29	C	243.1		
11	171.6	-16.21	C	171.6		
12	122.6	-65.21	S	122.6		
13	136.4	-51.41	S	136.4		
14	181.4	-6.41	S	181.4		
15	186.3	-1.51	S	186.3		
16	152.8	-35.01	S	152.8		
17	194.8	6.99	C	194.8		
18	300.0	112.19	S	300.0		
19	260.8	72.99	S	260.8		
20	138.4	-49.41	C	138.4	138.4	
21	396.4	208.59	C	396.4	396.4	
22	172.5	-15.31	C	172.5	172.5	
23	208.3	20.49	C	208.3	208.3	
24	136.4	-51.41	C	136.4	136.4	
25	175.2	-12.61	S	175.2	175.2	
26	159.4	-28.41	S	159.4	159.4	
27	136.2	-51.61	S	136.2	136.2	
28	110.9	-76.91	S	110.9	110.9	
29	221.6	33.79	C	221.6	221.6	
30	148.3	-39.51	C	148.3	148.3	
31	192.8	4.99	C	192.8	192.8	
32	114.2	-73.61	C	114.2	114.2	
33	142.5	-45.31	S	142.5	142.5	
34	209.8	22.03	C	209.8	209.8	209.8
35	172.0	-15.81	C	172.0	172.0	172.0
36	262.4	74.55	C	262.4	262.4	262.4
37	129.1	-58.71	C	129.1	129.1	129.1
38	129.1	-58.71	S	129.1	129.1	129.1
39	151.8	-36.01	S	151.8	151.8	151.8
40	273.5	85.69	C	273.5	273.5	273.5
41	257.5	69.69	S	257.5	257.5	257.5
42	171.9	-15.91	C	171.9	171.9	171.9
43	182.4	-5.41	S	182.4	182.4	182.4
44	151.1	-36.71	S	151.1	151.1	151.1



45	155.7	-32.11	S	155.7	155.7	155.7
46	222.9	35.09	C	222.9	222.9	222.9
47	115.1	-72.71	C	115.1	115.1	115.1

7.3.1. Corroboración del estudio de Helmert

Con los registros de lluvias máximas anuales de la Tabla 14 se logran los sucesivos datos.

Tamaño del modelo	$n = 47$
Promedio del modelo	$\bar{x} = 181.87 \text{ mm}$
Cifra de sucesiones	$S = 22$
Cifra de permutas	$C = 24$
	$S - C = -2$
Tolerancia	$\sqrt{n-1} = 6.7823$
La sucesión se juzga similar si:	$ S - C \leq \sqrt{n-1}$

$|-2| \leq 6.7283$ dado lo anterior, la sucesión es uniforme.

7.3.2. Corroboración del estudio t de Student

De la Tabla 14 se tiene:

Magnitud del modelo total	$n = 47$
Promedio del modelo total	$\bar{x} = 181.87 \text{ mm}$

La muestra se fracciona en dos subconjuntos de magnitudes $n_1 = n_2 = \frac{n}{2}$, de la siguiente manera:



Dimensión de la submuestra (1)	$n_1 = 24$
Promedio de la submuestra (1)	$\bar{x}_1 = 201.74 \text{ mm}$
Desviación tipo de la submuestra (1)	$S_1 = 69.61 \text{ mm}$
Dimensión de la submuestra (2)	$n_2 = 23$
Promedio de la submuestra (2)	$\bar{x}_2 = 173.28 \text{ mm}$
Desviación tipo de la submuestra (2)	$S_2 = 48.03$

El descriptivo del experimento se precisa de acuerdo con la ecuación (7) como:

$$t_d = \frac{201.74 - 173.28}{\left[\frac{24(69.61)^2 + 23(48.03)^2}{24 + 23 - 2} \left(\frac{1}{24} + \frac{1}{23} \right) \right]^{1/2}} = \frac{28.46}{\sqrt{320.43}} = 1.5899$$

La magnitud de t_d se coteja con la cuantía de la asignación t de Student de dos listas, dado $v = n_1 + n_2 - 2 = 24 + 23 - 2 = 45$ niveles de autonomía y para un grado de $\alpha = 0.05$.

$$t_{v,1-\alpha/2} = t_{45,97.5} = 2.0141$$

La serie se considera homogénea si $|t_d| < t_{v,1-\alpha/2}$

$|1.5899| < 2.0141$ dado lo anterior, la sucesión es uniforme.

7.3.3. Corroboración del estudio de Cramer

De la Tabla 14 se tiene:

Dimensión del modelo total	$n = 47$
Promedio del modelo total	$\bar{x} = 181.87 \text{ mm}$
Desviación del modelo total	$S = 61.10 \text{ mm}$



La muestra se divide en dos bloques, el primero con el 60% de los últimos valores, y el segundo por el 30% de los últimos valores.

Tamaño del bloque (1)	$n_1 = 28$
Promedio del bloque (1)	$\bar{x}_1 = 179.91 \text{ mm}$
Desviación tipo del bloque (1)	$S_1 = 61.80 \text{ mm}$
Tamaño del bloque (2)	$n_2 = 14$
Promedio del bloque (2)	$\bar{x}_2 = 184.59 \text{ mm}$
Desviación tipo del bloque (2)	$S_2 = 52.42 \text{ mm}$

Se realiza una comparación entre el valor de la media logarítmica total y las medias de cada uno de los bloques de la prueba.

Primer bloque y de acuerdo con la ecuación (12) y (14).

$$t_{60} = \left\{ \frac{28(47-2)}{47-28 \left[1 + \left(\frac{179.91-187.81}{61.10} \right)^2 \right] \right\}^{1/2} \left| \frac{179.91-187.81}{61.10} \right|$$

$$t_{60} = \sqrt{\frac{1,260.00}{18.53}} |-0.1293| = 1.0662$$

El bloque se considera homogéneo si $|t_{60}| < t_{v,1-\alpha/2}$

$|1.0662| < 2.0141$ por lo tanto, el bloque es homogéneo.

Segundo bloque y de acuerdo con la ecuación (13) y (14).



$$t_{30} = \left\{ \frac{14(47-2)}{47-14 \left[1 + \left(\frac{184.59-187.81}{61.10} \right)^2 \right] \right\}^{1/2} \left| \frac{184.59-187.81}{61.10} \right|$$

$$t_{30} = \sqrt{\frac{630.00}{32.96}} |-0.0527| = 0.2304$$

El bloque se considera homogéneo si $|t_{30}| < t_{v,1-\alpha/2}$

$|0.2304| < 2.0141$ dado lo anterior, la sucesión es uniforme.

La serie es similar porque los dos componentes pueden considerarse la misma cosa.

7.4. Prueba de independencia

Con los registros de precipitaciones mayores al año de la Tabla 12 se adquieren los siguientes datos estadísticos de la serie.

$$\bar{x} = 187.81 \text{ mm}$$

$$S = 61.10 \text{ mm}$$

$$g = 1.43$$

$$k = 5.76$$

$$Cv = 0.33$$

Para realizar el estudio de repeticiones es necesario que el modelo esté integrado por variables fortuitas. Para comprobarlo se debe aplicar el experimento de libertad de Anderson. Con las ecuaciones (15) y (16) se genera el correlograma de la Tabla 15. Como se puede observar todos los datos se encuentran dentro de las fronteras de seguridad, por lo que se concluye que la sucesión es autónoma.

Tabla 15: Correlograma de la sucesión de lluvias máximas ala año de la base hidrométrica Puyacatengo

k	Límite inferior	r_k	Límite superior
1	-0.3076	-0.0150	0.2641
2	-0.3111	0.0189	0.2667
3	-0.3148	0.0239	0.2694
4	-0.3187	0.0711	0.2721
5	-0.3226	0.0476	0.2750
6	-0.3267	-0.1930	0.2780
7	-0.3310	-0.1484	0.2810
8	-0.3354	0.0223	0.2842
9	-0.3401	-0.2575	0.2874
10	-0.3449	-0.1211	0.2908
11	-0.3499	0.0009	0.2943
12	-0.3551	-0.0224	0.2980
13	-0.3606	-0.0622	0.3017
14	-0.3663	-0.0565	0.3057
15	-0.3723	0.1705	0.3098
16	-0.3786	0.0933	0.3140

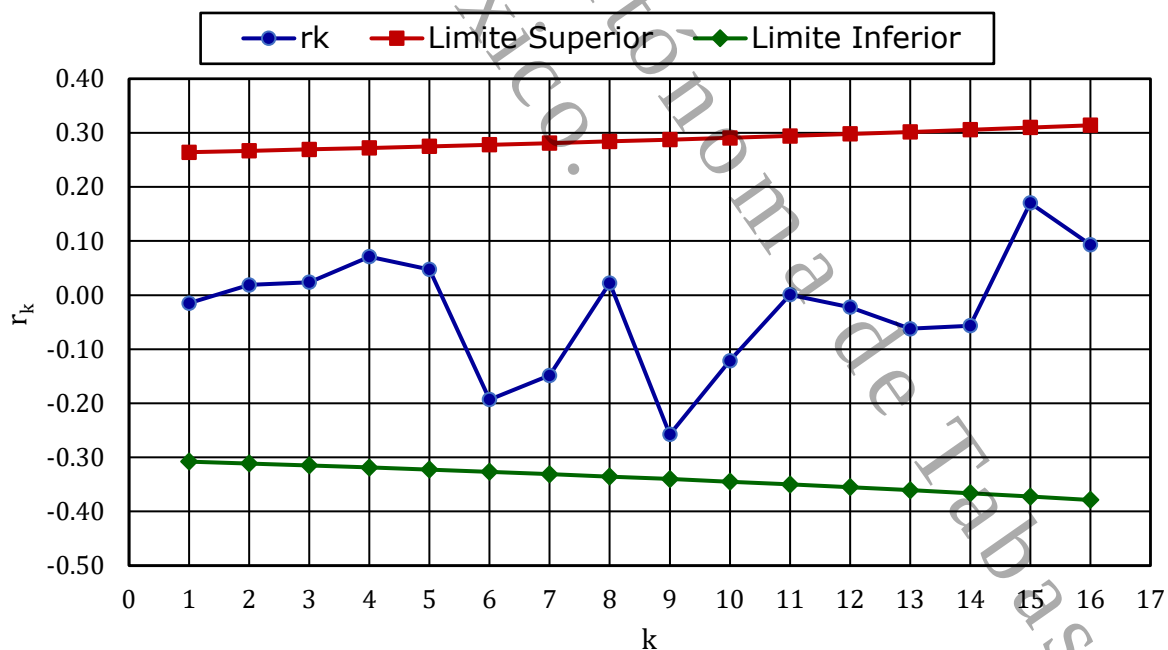


Figura 14: Gráfico del r_k y límites superior e inferior (estación hidrométrica Puyacatengo)



7.5. Ajustes de datos pluviométricos a una función de distribución de probabilidad.

Prosiguiendo con el estudio se procedió a ajustar las distribuciones clásicas a la muestra pluviométrica de la cuenca en estudio. Las funciones que tienen cierta tendencia a ser utilizadas son: “Log Normal de 2 y 3 parámetros, Gamma”, Gumbel (o Valor Extremo tipo I), Pearson, “Log-Pearson tipo III y General de Valores Extremos”.

La muestra pluviométrica de la zona en estudio se sometió a las pruebas de Kolmogorov-Smirnov y el estadístico RECM (Raíz del Error Cuadrático Medio) y en la mayoría de ellas la asignación de eventos que efectuó el más conveniente arreglo resultó ser la **Distribución General de Valores Extremos (GVE)**, por lo tanto, se tomó esta como distribución de ajuste para la muestra. En este análisis se utilizaron los softwares Hydrognomon, $ax + b$ y Excel. Los estimadores utilizados fueron el de Momentos, Momentos L y Máxima Verosimilitud. En la Tabla 16 se presentan las soluciones alcanzadas con las funciones “Log Pearson Tipo III, Gumbel” y GVE en la base hidrométrica Puyacatengo.

Tabla 16: Resultados para funciones de distribución (estación hidrométrica Puyacatengo).

Orden (m)	Año	Tr (años)	Po mm	Log Pearson Tipo III		Gumbel		GVE	
				Pc	(Pc-Po) ²	Pc	(Pc-Po) ²	Pc	(Pc-Po) ²
1	1972	48.00	396.40	358.20	1,459.24	344.29	2,715.45	374.50	479.56
2	1973	24.00	354.60	315.91	1,496.92	310.75	1,922.82	322.61	1,023.25
3	1974	16.00	300.00	292.23	60.37	290.91	82.63	294.96	25.41
4	1975	12.00	273.50	275.81	5.34	276.67	10.05	276.39	8.36
5	1976	9.60	262.36	263.26	0.81	265.50	9.85	262.53	0.03
6	1977	8.00	260.80	253.08	59.60	256.26	20.61	251.51	86.34
7	1978	6.86	257.50	244.54	167.96	248.37	83.36	242.39	228.37
8	1979	6.00	243.10	237.13	35.64	241.42	2.82	234.62	71.98
9	1980	5.33	241.60	230.56	121.88	235.19	41.09	227.85	189.14
10	1981	4.80	224.80	224.77	0.00	229.60	23.04	221.85	8.70
11	1982	4.36	222.90	219.43	12.04	224.40	2.25	216.47	41.40
12	1983	4.00	221.60	214.63	48.58	219.68	3.69	211.58	100.50
13	1984	3.69	209.84	210.11	0.07	215.19	28.66	207.09	7.54
14	1985	3.43	208.30	206.00	5.29	211.07	7.67	202.95	28.65



15	1986	3.20	205.20	202.06	9.86	207.09	3.57	199.09	37.32
16	1987	3.00	194.80	198.38	12.82	203.34	72.93	195.48	0.46
17	1988	2.82	192.80	194.81	4.04	199.66	47.06	192.08	0.52
18	1989	2.67	191.60	191.64	0.00	196.36	22.66	188.86	7.50
19	1990	2.53	186.30	188.48	4.75	193.06	45.70	185.80	0.25
20	1991	2.40	182.40	185.35	8.70	189.76	54.17	182.88	0.23
21	1992	2.29	181.40	182.53	1.28	186.77	28.84	180.09	1.72
22	1993	2.18	175.20	179.54	18.84	183.57	70.06	177.40	4.83
23	1994	2.09	172.50	176.94	19.71	180.76	68.23	174.80	5.31
24	1995	2.00	172.00	174.19	4.80	177.77	33.29	172.29	0.09
25	1996	1.92	171.90	171.60	0.09	174.93	9.18	169.86	4.17
26	1997	1.85	171.60	169.21	5.71	172.29	0.48	167.48	16.94
27	1998	1.78	171.60	166.67	24.30	169.47	4.54	165.17	41.39
28	1999	1.71	168.40	163.98	19.54	166.45	3.80	162.90	30.29
29	2000	1.66	159.40	161.96	6.55	164.16	22.66	160.67	1.60
30	2001	1.60	155.70	159.38	13.54	161.23	30.58	158.47	7.66
31	2002	1.55	152.80	157.11	18.58	158.62	33.87	156.30	12.22
32	2003	1.50	151.80	154.70	8.41	155.82	16.16	154.14	5.48
33	2004	1.45	151.10	152.14	1.08	152.82	2.96	152.00	0.80
34	2005	1.41	148.30	149.95	2.72	150.24	3.76	149.86	2.42
35	2006	1.37	142.60	147.63	25.30	147.47	23.72	147.71	26.10
36	2007	1.33	142.50	145.15	7.00	144.48	3.90	145.55	9.25
37	2008	1.30	139.60	143.16	12.67	142.07	6.10	143.36	14.12
38	2009	1.26	138.40	140.32	3.69	138.56	0.03	141.13	7.45
39	2010	1.23	136.40	138.00	2.56	135.68	0.52	138.85	5.98
40	2011	1.20	136.40	135.49	0.83	132.51	15.13	136.49	0.01
41	2012	1.17	136.20	132.75	11.90	129.00	51.84	134.02	4.73
42	2014	1.14	129.10	129.68	0.34	125.01	16.73	131.42	5.39
43	2015	1.12	129.10	127.41	2.86	122.01	50.27	128.63	0.23
44	2016	1.09	122.60	125.51	8.47	116.75	34.22	125.55	8.67
45	2017	1.07	115.10	120.44	28.52	112.50	6.76	122.03	47.97
46	2018	1.04	114.20	114.52	0.10	104.02	103.67	117.74	12.54
47	2019	1.02	110.90	108.59	5.34	95.06	250.91	111.73	0.70
EE =					9.25	EE =	11.77	EE =	7.72

Dado que la función GVE fue la asignación de eventos que mejor se ajustó al modelo pluviométrico de la zona en estudio, se procedió, de igual manera con el apoyo de los softwares antes mencionados a la aplicación de esta función de distribución para la obtención de los datos de las magnitudes de lluvia para diferentes ciclos de regreso.



La Tabla 17 muestra los ajustes de las lluvias máximas anuales y ciclo de regreso de la base hidrométrica Puyacatengo.

Tabla 17: Ajuste de precipitaciones (base hidrométrica Puyacatengo).

T_r (años)	Precipitación máxima 24 horas (mm)		
	Log Pearson Tipo III	Gumbel	GVE
2	174.19	177.77	172.29
5	227.04	231.79	224.17
10	265.54	267.55	265.03
20	305.18	301.85	309.95
30	329.25	321.59	338.64
50	360.77	346.26	377.76
100	405.96	379.53	436.83
200	454.35	412.68	503.81
500	523.89	456.42	606.51
1,000	581.22	489.48	696.59

7.6. Determinación de las curvas IDT.

Auxiliándose con las isoyetas del estado de Tabasco se realiza una interpolación para calcular los valores de K y X de la fórmula de Cheng-Lung Chen, utilizando las isoyetas para un ciclo de regreso de 10 y 100 años con intervalo de 1 hora.

Para obtener el valor del parámetro X es necesario determinar R_{60}^{100} mediante una interpolación que facilita saber el ímpetu de precipitación agrupada al área de análisis (municipio de Teapa), utilizando las isoyetas de intensidad de lluvia 120 mm/hr y 100 mm/hr con ayuda de la Figura 15, se adquiere $R_{60}^{100} = 111.33$ mm/hr.

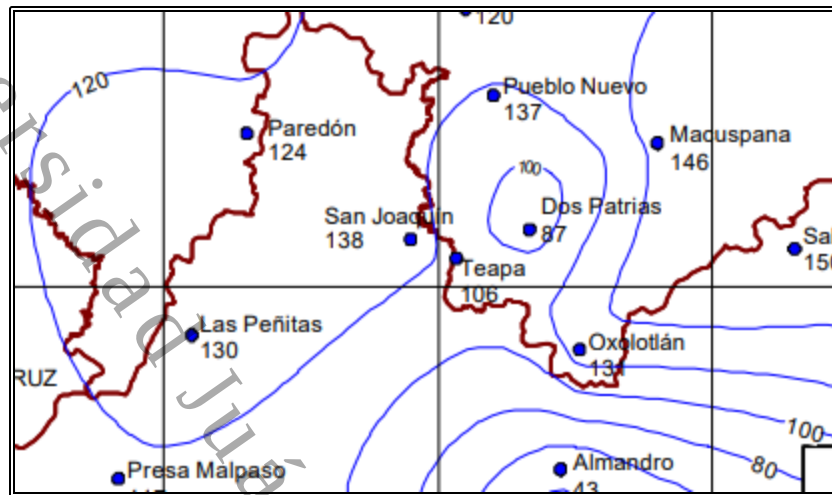


Figura 15: Isoyetas de intensidad de lluvias (mm/hr), $T_r = 100$ años y $d = 60$ min. Fuente: (SCT, 2015)

Usando el mismo procedimiento y utilizando las isoyetas de intensidad de lluvia 100 mm/hr y 80 mm/hr con ayuda de la Figura 16 se consigue $R_{60}^{10} = 93.85 \text{ mm/hr}$.

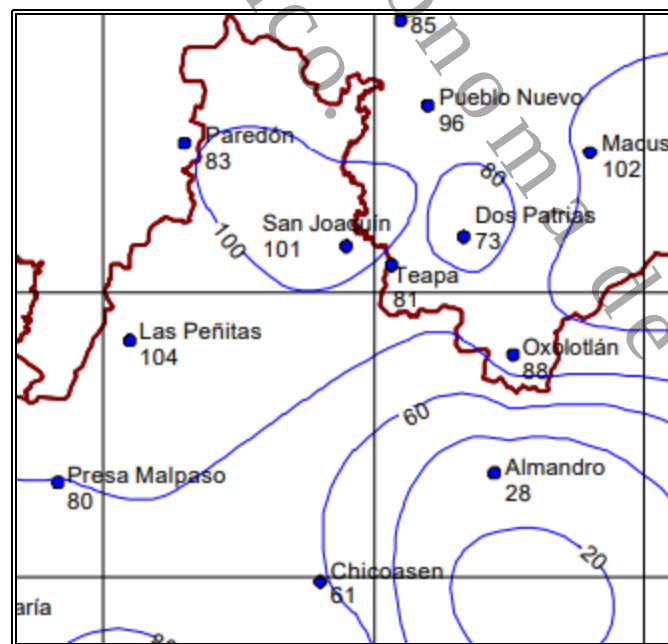


Figura 16: Isoyetas de intensidad de lluvias (mm/hr), $T_r = 10$ años y $d = 60$ min. Fuente: (SCT, 2015)



El valor del parámetro X se calcula con los datos de R_{60}^{100} y R_{60}^{10} .

$$X = \frac{R_{60}^{100}}{R_{60}^{10}} = \frac{111.33 \text{ mm/hr}}{93.85 \text{ mm/hr}} = 1.19$$

Para obtener el parámetro K se necesita el valor de R_{24}^{10} obtenido del ajuste hecho anteriormente, de acuerdo con la Tabla 17 de la columna de GVE, $R_{10}^{24} = 265.03 \text{ mm}$.

Al valor obtenido con la función de distribución GVE se le efectuarán dos modificaciones con la finalidad de ajustarlo lo más viable al entorno, esto es:

- I) En un análisis de miles de años-estación con información de precipitaciones, se descubrió que los datos de un estudio de repetición hecho con precipitaciones máximas al año, referenciadas en un solo transcurso fijo de análisis para cualquier intervalo entre 1 y 24 horas, al multiplicarse por 1.13 arrojaban valores que eran más cercanos a los obtenidos en el estudio apoyado en la precipitación máxima real. Esto fue descubierto por (Weis, 1964).
- II) Reducción por magnitud de cuenca. Con el objeto de adecuar el valor representativo puntual descrito anteriormente, a una cuenca de magnitud dada, el coeficiente de disminución por superficie (FRA) más utilizado en México (Campos, 2010) con efectos admisibles se define por la ecuación (36):

$$FRA = 1 - 0.3549 (D^{-0.42723}) [1 - e^{-0.005794 (A)}] \quad (36)$$

Donde:

D = intervalo de lluvia en horas

A = superficie de la zona de captación en km^2



Para el cauce en estudio $D = 0.1636 \text{ hr}$ y $A = 0.58 \text{ km}^2$ por lo tanto:

$$FRA = 1 - 0.3549 (0.1636^{-0.42723}) [1 - e^{-0.005794(0.58)}] = 0.9974$$

De acuerdo con lo anterior el factor de corrección es: $F = (1.13) (0.9974) = 1.1271$.

El valor representativo de la lluvia calculada se multiplica por el coeficiente de disminución para lograr la precipitación corregida.

$$R_{24}^{10} = (265.03 \text{ mm})(1.1271) = 298.72 \text{ mm}$$

A continuación, se estima el valor de K :

$$K = \frac{R_{60}^{10}}{R_{24}^{10}} (100) = \left(\frac{93.85 \text{ mm/hr}}{298.72 \text{ mm/hr}} \right) (100) = 31.42 \%$$

Con el valor de K , y auxiliándose con la Figura 1, se encuentran los parámetros a , b y c , obteniendo los siguientes valores:

$$a = 15.81, \quad b = 4.88, \quad c = 0.65$$

Con la ecuación (1) se tabula la magnitud del aguacero e intervalo, para conseguir los datos de la gráfica agrupada a un ciclo de regreso de 2, 5, 10, 20, 30, 50, 100 y 200 años para la base hidrométrica Puyacatengo mismos que se presentan en la Tabla 18.

Tabla 18: Resultados del ajuste en la estación hidrométrica Puyacatengo.

Intervalo (min)	Periodo de retorno (años)							
	2	5	10	20	30	50	100	200
5	281.31	312.62	333.35	353.23	364.67	378.97	398.26	417.48
10	215.57	239.56	255.45	270.68	279.45	290.41	305.19	319.92
15	178.57	198.44	211.60	224.23	231.49	240.56	252.81	265.01
20	154.34	171.52	182.89	193.80	200.08	207.92	218.50	229.05



25	137.02	152.27	162.37	172.05	177.62	184.59	193.98	203.34
30	123.91	137.70	146.83	155.59	160.63	166.93	175.42	183.89
45	98.20	109.13	116.37	123.31	127.30	132.30	139.03	145.74
60	82.77	91.99	98.09	103.94	107.31	111.51	117.19	122.84
120	54.08	60.10	64.09	67.91	70.11	72.86	76.57	80.26
240	34.91	38.80	41.37	43.84	45.26	47.03	49.42	51.81

La Figura 17 muestra los valores del gráfico IDT obtenidos para duración de 5 a 240 min y ciclos de regreso de 2 a 200 años.

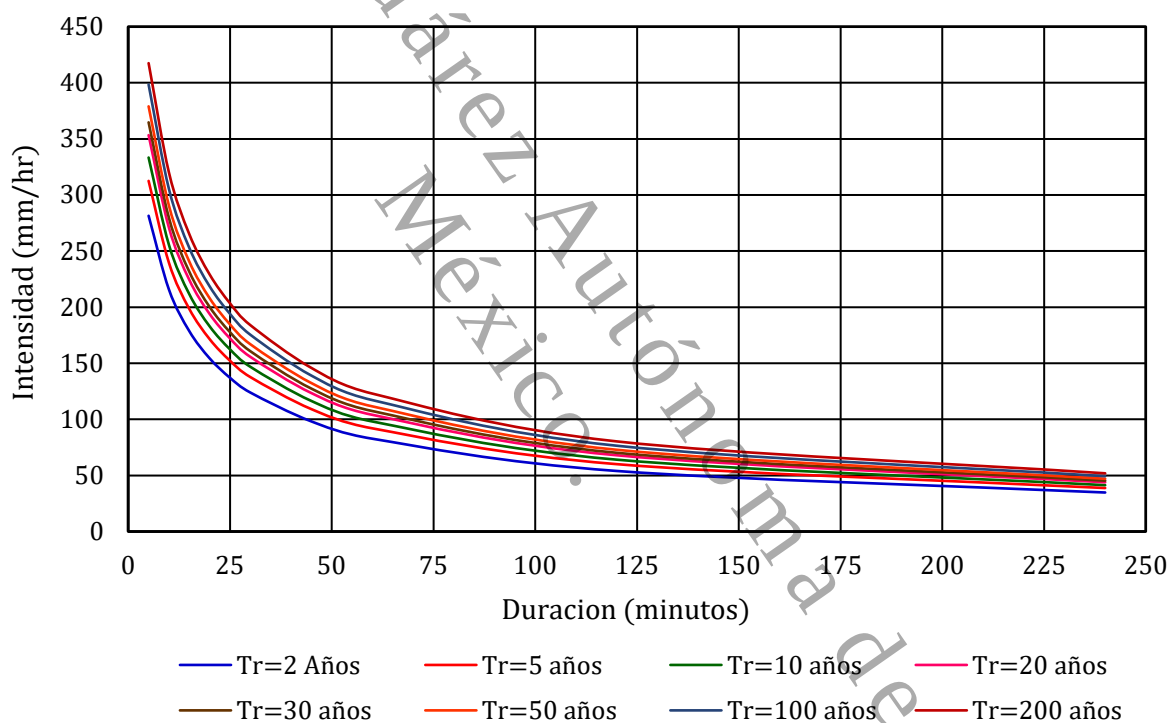


Figura 17: Curvas IDT para la estación hidrométrica Puyacatengo.



7.7. Determinación de la lluvia de diseño.

La siguiente información se recopila para la cuenca del área en análisis auxiliándose del “Simulador de Flujos de Agua de Cuencas” (SIATL) que forma parte del “Instituto Nacional de Estadística y Geografía” (INEGI).

$$L = 788.00 \text{ m}, \quad S = 0.0698, \quad A = 0.58 \text{ km}^2$$

Aplicando la ecuación (18):

$$t_c = 0.0003455 \left(\frac{788}{\sqrt{0.0698}} \right)^{0.77} = 0.1636 \text{ h} = 9.82 \text{ min}$$

Por lo que se trabajará con una duración de lluvia: $d = 10 \text{ min}$:

Después de esto, se debe averiguar cuánto tiempo durará el ciclo el regreso. En el diseño de los sistemas de recursos hídricos se debe tener en cuenta una amplia gama de criterios, además de los factores hidrológicos, entre los que se incluyen la certeza y la asistencia social, el patrimonio, la artística, las consideraciones legales y las cuestiones geotécnicas, estructurales y de ingeniería ambiental.

La CONAGUA instauró la “norma hidrológica en 1996”. Misma que permite definir los ciclos de regreso (T_r) anuales para las avenidas de diseño de las diversas estructuras hidráulicas.

En lo concerniente a puentes, “**La Norma Hidrológica del Período de Retorno de las Crecientes de Diseño**”, en su rubro titulado “Estructuras de Cruce (Puentes y Alcantarillas)”, establece lo siguiente:



Tabla 19: Periodos de retorno para puentes carreteros. Fuente: (CONAGUA, 1996)

Puentes Carreteros en:	Periodo de retorno (años)
Caminos locales que comunican poblados pequeños	25 a 50
Caminos regionales que comunican poblados medianos	50 a 100
Carreteras que comunican poblados grandes (ciudades)	500 a 1000

Se sugiere considerar un ciclo de regreso de **cien años**, teniendo en cuenta las cualidades fisiográficas del cauce, así como el nivel de crecimiento económico de la región que se está investigando.

Por lo que la intensidad de la lluvia de diseño que corresponde a un lapso de diez minutos y 100 años de ciclo de regreso de acuerdo con la Tabla 18 se puede observar que la intensidad de lluvia $I_{10}^{100} = 305.19 \text{ mm}$.

7.8. Gasto máximo de proyecto.

7.8.1. Método de la fórmula racional

Para efectos de aplicar la ecuación (19), es importante determinar el factor de escorrentía C , que es el porcentaje de precipitación que es absorbida por el suelo inmediatamente.

Tabla 20: Coeficiente de escurrimiento para ser utilizados en la formula racional. Fuente: (Chow, 1983)

Característica de la superficie	Periodo de Retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2 %	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57



Promedio, 2-7 %	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2 %	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7 %	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2 %	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7 %	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

De acuerdo con la Tabla 20 y considerando que la cuenca en estudio tiene diferentes tipos de cobertura vegetal se elabora la Tabla 21 donde se puede observar que $C = 0.49$.

Tabla 21: Determinación del factor de escurrimiento en función de la superficie de cobertura vegetal. Fuente: (Chow, 1983)

Cobertura vegetal	Superficie Ha	%	C	C Calculado
Carretera asfaltada	0.48	0.83	0.95	0.01
Pastizales con pendiente promedio de 2 a 7%	20.19	34.81	0.49	0.17
Área de cultivos con pendiente promedio de 2 a 7%	3.06	5.27	0.51	0.03
Bosques con pendiente promedio de 2 a 7%	34.27	59.09	0.47	0.28
	58.00	100.00		0.49

Por lo tanto:

$$Q = 0.2778(0.49)(305.19)(0.58) = 24.09 \text{ m}^3/\text{s}$$



7.8.2. Hidrograma unitario adimensional (SCS)

El tiempo y gasto pico para un $t_c = 0.1636 \text{ hr}$ y $A = 0.58 \text{ km}^2$ se calculan con las ecuaciones (20) y (21) como se muestra a continuación:

$$t_p = \sqrt{0.1636} + 0.60 (0.1636) = 0.5026 \text{ hr}$$

$$q_p = 0.208 \left(\frac{0.58}{0.5026} \right) = 0.24 \text{ m}^3/\text{s}/\text{mm}$$

Para calcular las magnitudes de las ordenadas unitarias del hidrograma t y q se sigue el siguiente procedimiento:

$$t = \left(\frac{t}{t_p} \right) t_p$$

$$q = \left(\frac{q}{q_p} \right) q_p$$

El escurrimiento o gasto directo se obtiene multiplicando q (Pe), la precipitación en exceso se calcula con la ecuación (22), para obtener el valor de N se toma en cuenta el estado hidrológico de la tierra, cubierta vegetal y situación de humedad de la zona de captación como se muestra a continuación:

Suelos tipo C, potencial de salida prudentemente alto:

- Superficies extremadamente húmedas y que tienen tasas de infiltración limitadas.
- Tierras con estructuras delicadas (arcilla de plasticidad alta a media).
- Tierras en cual la tasa de filtración es baja.



Tabla 22: Calculo de N para la cuenca en estudio

Cobertura vegetal	Superficie Ha.	Porcentaje	N	N calculado
Pastizales o campos de animales aceptable	20.191	34.81 %	86	29.94
Cultivos en surcos rectos	3.055	5.27 %	88	4.63
Bosque natural normal	34.274	59.09%	70	41.37
Pasos y calzadas pavimentadas con canales y alcantarillas	0.480	0.83%	98	0.81
	58.00	100.00%		76.75

Con ayuda de la Tabla 17 se calcula la lluvia corregida para diferentes ciclos de regreso mismas que se pueden ver en la Tabla 23.

Tabla 23: Precipitación corregida para desiguales ciclos de regreso

T_r	$P_{m\acute{a}x}$ (mm)	$P_{corregida}$ (mm)
2	172.29	194.19
5	224.17	252.66
10	265.03	298.72
20	309.95	349.35
30	338.64	381.69
50	377.76	425.77
100	436.83	492.35
500	606.51	683.60
1,000	696.59	785.13

Aplicando la ecuación (22) para un ciclo de regreso de 100 años, $P = 492.35 \text{ mm} = 49.24 \text{ cm}$ y $N = 76.75$ se obtiene:

$$P_e = \frac{\left(49.24 - \frac{508}{76.75} + 5.08\right)^2}{49.24 + \frac{2,032}{76.75} - 20.22} = 41.08 \text{ cm} = 410.08 \text{ mm}$$



En la Tabla 24 se pueden apreciar los valores calculados y en la Figura 18 se muestra el hidrograma de deslizamiento inmediato aplicando la técnica SCS de los Estados Unidos de América donde se observa que para un tiempo de $0.5026 \text{ hr} = 30.16 \text{ min}$ el gasto máximo es igual a $98.58 \text{ m}^3/\text{s}$ para un ciclo de regreso de 100 años.

Tabla 24: Hidrograma de escurrimiento directo (método SCS)

Punto	t/t_p	q/q_p	$t \text{ (hr)}$	$q \text{ (m}^3/\text{s/mm)}$	$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$
a	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.00
b	0.10	0.03	0.0503	0.0072	2.96
c	0.30	0.19	0.1508	0.0456	18.73
d	0.40	0.31	0.2011	0.0744	30.56
e	0.60	0.66	0.3016	0.1584	65.06
f	0.70	0.82	0.3518	0.1968	80.83
g	0.80	0.93	0.4021	0.2232	91.68
h	0.90	0.99	0.4524	0.2376	97.59
i	1.00	1.00	0.5026	0.2400	98.58
j	1.10	0.99	0.5529	0.2376	97.59
k	1.20	0.93	0.6032	0.2232	91.68
l	1.30	0.86	0.6534	0.2064	84.78
m	1.50	0.68	0.7540	0.1632	67.03
n	1.70	0.46	0.8545	0.1104	45.34
o	1.90	0.33	0.9550	0.0792	32.53
p	2.20	0.21	1.1058	0.0504	20.70
q	2.60	0.11	1.3069	0.0264	10.84
r	3.20	0.04	1.6084	0.0096	3.94
s	5.00	0.00	2.5132	0.0000	0.00

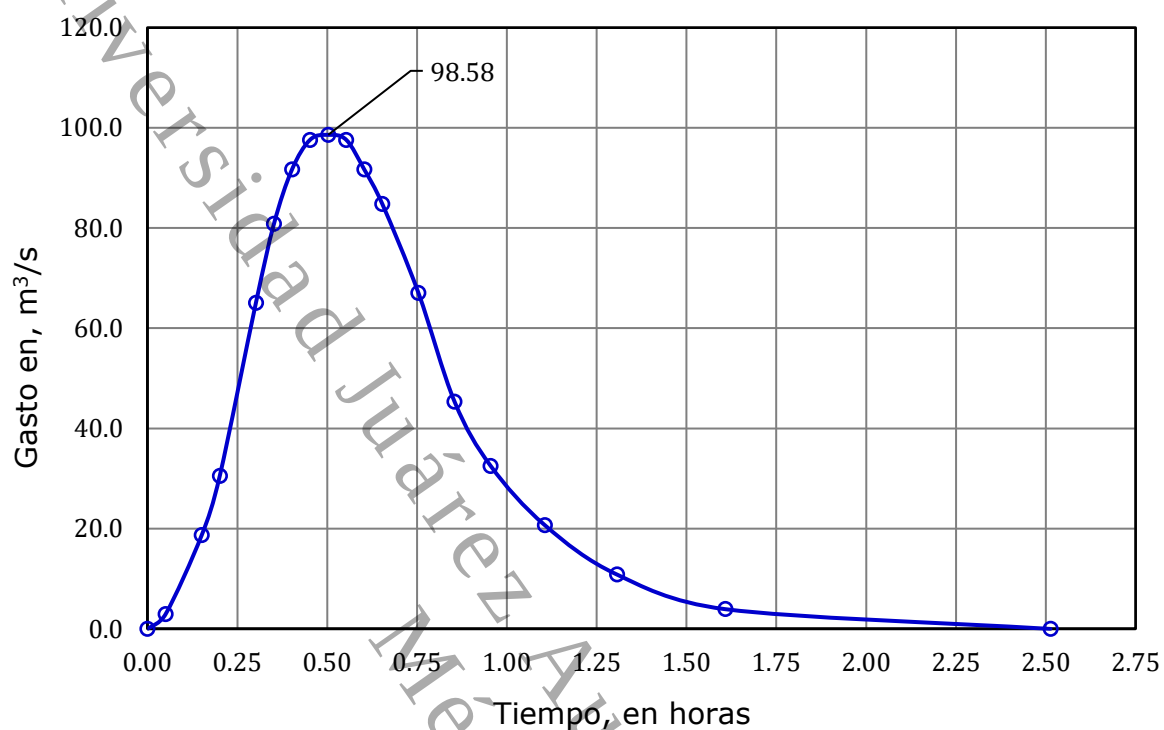


Figura 18: Hidrograma de escurrimiento directo (método SCS)

7.8.3. Método de Ven Te Chow

De la Tabla 18 del ajuste de magnitudes mayores y para un ciclo de regreso de 100 años se elabora la Tabla 25 que a continuación se presenta:

Tabla 25: Intensidad de aguacero para un ciclo de regreso de 100 años

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	Duración (min)	Intensidad (mm/hr)
5	398.26	30	175.42
10	305.19	45	139.03
15	252.81	60	117.19
20	218.50	120	76.57
25	193.98	240	49.42



La precipitación P asociada a una intensidad para un periodo de retorno se obtiene al multiplicar dicha intensidad por la duración d . De la Tabla 22 $N = 76.75$, la precipitación en exceso se calcula con la ecuación (22), el lapso de retardo se deduce con la fórmula (24) y los valores de Z se calculan con las ecuaciones (25) y (26), finalmente el caudal extremo se calcula con la formula (27), los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 26 y en la Figura 19 donde se observa que el caudal máximo es igual a $11.64 \text{ m}^3/\text{s}$ para un ciclo de regreso de 100 años.

$$t_p = 0.00505 \left(\frac{788}{\sqrt{6.98}} \right)^{0.64} = 0.1937 \text{ hr.}$$

Tabla 26: Resultados de los cálculos para obtener el gasto máximo

d (hr)	I (cm/hr)	P (cm)	P_e (cm)	d/t_p	Z	Q (m^3/s)
0.083	39.83	3.32	0.3344	0.4303	0.3268	2.11
0.167	30.52	5.09	1.1195	0.8606	0.5959	6.45
0.250	25.28	6.32	1.8324	1.2909	0.7743	9.15
0.333	21.85	7.28	2.4555	1.7213	0.9114	10.83
0.417	19.40	8.08	3.0074	2.1516	1.00	11.64
0.500	17.54	8.77	3.5041	2.5819	1.00	11.30
0.750	13.90	10.43	4.7641	3.8728	1.00	10.24
1.000	11.72	11.72	5.7978	5.1638	1.00	9.35
2.000	7.66	15.31	8.8376	10.3275	1.00	7.12
4.000	4.94	19.77	12.8200	20.6550	1.00	5.17

La Tabla 27 exhibe un compendio de datos de los gastos derivados mediante diferentes métodos de análisis.

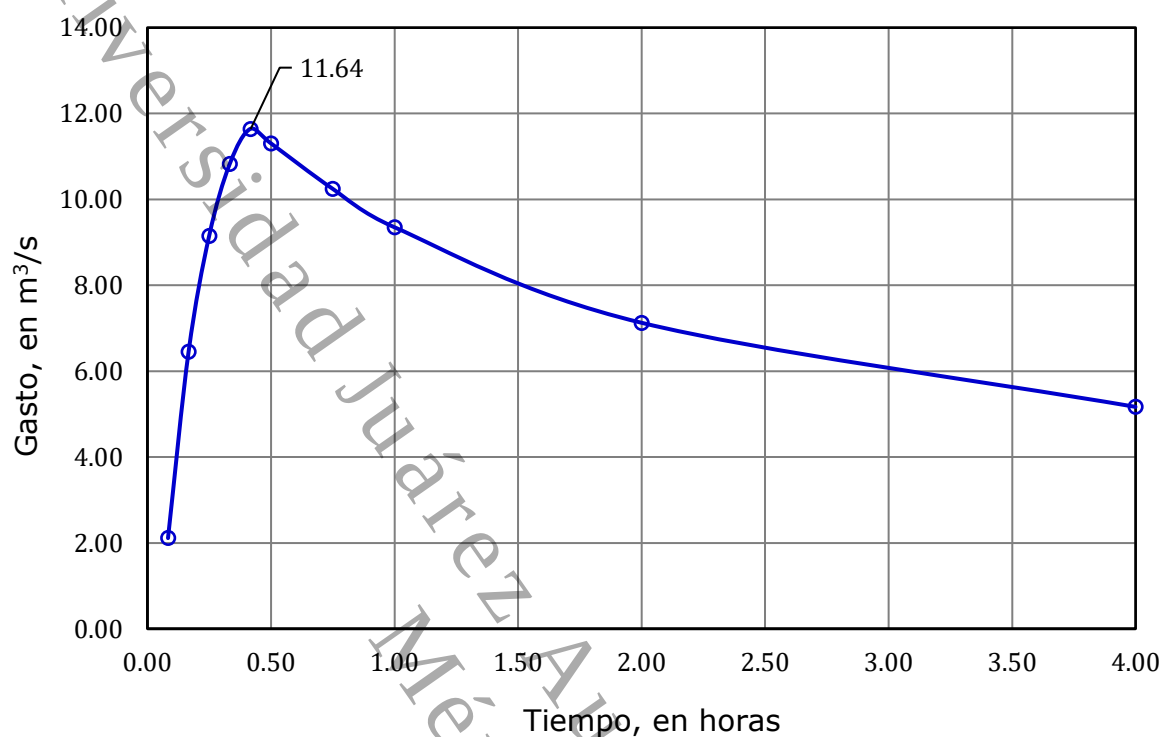


Figura 19: Gasto pico (método de Ven Te Chow)

Tabla 27: Resumen de resultados

Método	Gasto (m^3/s) $T_r = 100$ años
Fórmula Racional	24.09
Hidrograma unitario adimensional (SCS)	98.58
Ven Te Chow	11.64

Como se puede observar en la Tabla 27 existe demasiada discrepancia en los resultados, lo anterior debido a las hipótesis y limitaciones de los métodos.



8. ANÁLISIS HIDRÁULICO

Conforme a los resultados del estudio hidrológico para el arroyo que cruza el puente del Ejido Vicente Guerrero, se harán dos simulaciones para gastos obtenidos de **24.09 m³/s** (método de la fórmula racional) y **98.58 m³/s** (método de hidrograma unitario adimensional SCS) asociados a un periodo de retorno de **100 años**.

Para el análisis hidráulico se consideran los siguientes aspectos:

1. La orientación del puente es transversal al eje del arroyo.
2. La estructura del puente tiene un claro de 6.20 m, centro a centro, estará hecho a base de concreto armado, una loza de rodamiento, de fondo y zapatas de alero de 40 cm de espesor, guarnición de 30 cm y pasamanos de 57.5 cm de altura con pilastras de 30 cm de ancho a cada 1.90 m, el ancho total del puente es de 7.70 m.
3. El puente trabajará en forma libre con un galibo de 1.00 m arriba del NAME.

8.1. Determinación de la capacidad recursos hídricos del puente

Conforme a la investigación de campo se determinó que el NAME registrado en el cruce del viaducto es de **208.95 msnm**. Para el cálculo de los perfiles de flujo del arroyo con el objeto de determinar la capacidad hidráulica del puente que permitirá el cruce del puente del Ejido Vicente Guerrero, se utilizó el software para análisis de ríos conocido como HEC-RAS.

El software se corrió con los datos enumerados a continuación:

- Ciclo de regreso (T_r) = 100 años.
- Caudal de diseño (Q) = 24.09 m³/s (fórmula racional) y 98.58 m³/s (Hidrograma SCS).



- Coeficiente de Manning (n) = 0.020 (fondo del cauce) y 0.035 (llanura de desbordamiento).

Con el gasto y ciclo de regreso ya mencionado, se analizó el régimen subcrítico por tratarse de un cauce de planicie, dándose como condición de frontera aguas abajo una pendiente de 0.019 que es la pendiente promedio de las dos últimas secciones aguas abajo del arroyo.

8.2. Análisis del paradigma hidráulico con Hec-Ras.

El modelo tiene un marco altamente organizado, lo que da como resultado una secuencia de registros de datos y resultados definidos con precisión que permiten a los usuarios utilizar plenamente las funcionalidades del software.

En el curso de esta investigación hidrológica se configuró la geometría del canal y los escenarios de creciente, que se caracterizan por el caudal y los escenarios de perímetro organizándose de tal manera que produjeran una amplia variedad de resultados distintos.

El desarrollo del paradigma hidráulico mediante el uso del programa Hec - Ras puede dividirse en cinco gestiones primordiales:

- I. Establecer un Nuevo plan o elegir uno asignado.
- II. Insertar la Información Geométrica.
- III. Insertar la Información Hidráulica: Gasto y Contextos de Perímetro.
- IV. Establecer un proyecto y hacer la recreación.
- V. Percibir y grabar las Derivaciones.



Una vez completados estos procedimientos, los datos de salida resultantes proporcionarán información sobre el caudal de agua, la velocidad promedio de la creciente y otros parámetros relacionados. Es necesario corroborar que el programa Hec-Ras este configurado al Sistema Internacional de Unidades.

8.2.1. Creación de un plan nuevo

- La carpeta con la que se desea trabajar y la introducción de un nombre para el nuevo plan es el primer paso para establecer un paradigma hidráulico con Hec - Ras. Este paso comienza con la selección de la carpeta.
- Se puede iniciar un plan nuevo seleccionando la opción "Nuevo Proyecto" de la barra de menú.
- Es necesario incluir la extensión (.PRJ) en el nombre del nuevo plan. El usuario no puede realizar ningún cambio en esto.

Al selecciona el botón "Aceptar", aparecerá una ventana con el nombre del proyecto y la ubicación donde se guardará, también se le solicitará que defina el nombre del archivo.

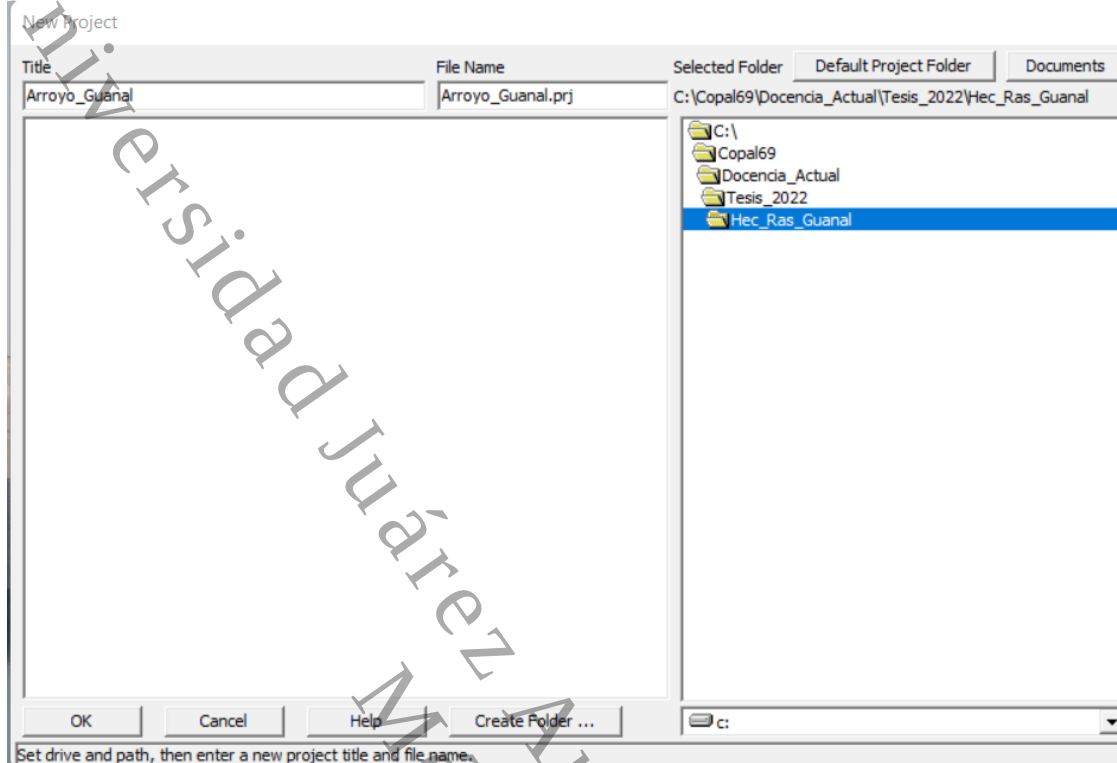


Figura 20: Ventana de nuevo proyecto

8.2.2. Datos geométricos del arroyo

Después de crear el archivo de trabajo se ingresan la información geométrica que son los datos topográficos para:

- Planta usual del arroyo (Malla del arroyo).
- Cortes Perpendiculares.
- Obras hidráulicas (viaductos, desagües, presas pequeñas, etc.).

a. Dibujo del tramo del arroyo

- Los datos geométricos se introducen en el menú edición, opción “Geometric Data” de la ventana primordial de Hec-Ras, se inicia dibujando el esquema general del sistema (River System Schematic), representando el cauce del arroyo a valorar, delineando los ramales de aguas en lo alto hacia aguas de la parte inferior (sentido de creciente positiva).
- El siguiente paso, que viene después de crear el segmento, es proporcionar una identificación al río y la corriente mediante una ventana y luego presionar el botón “Aceptar”.

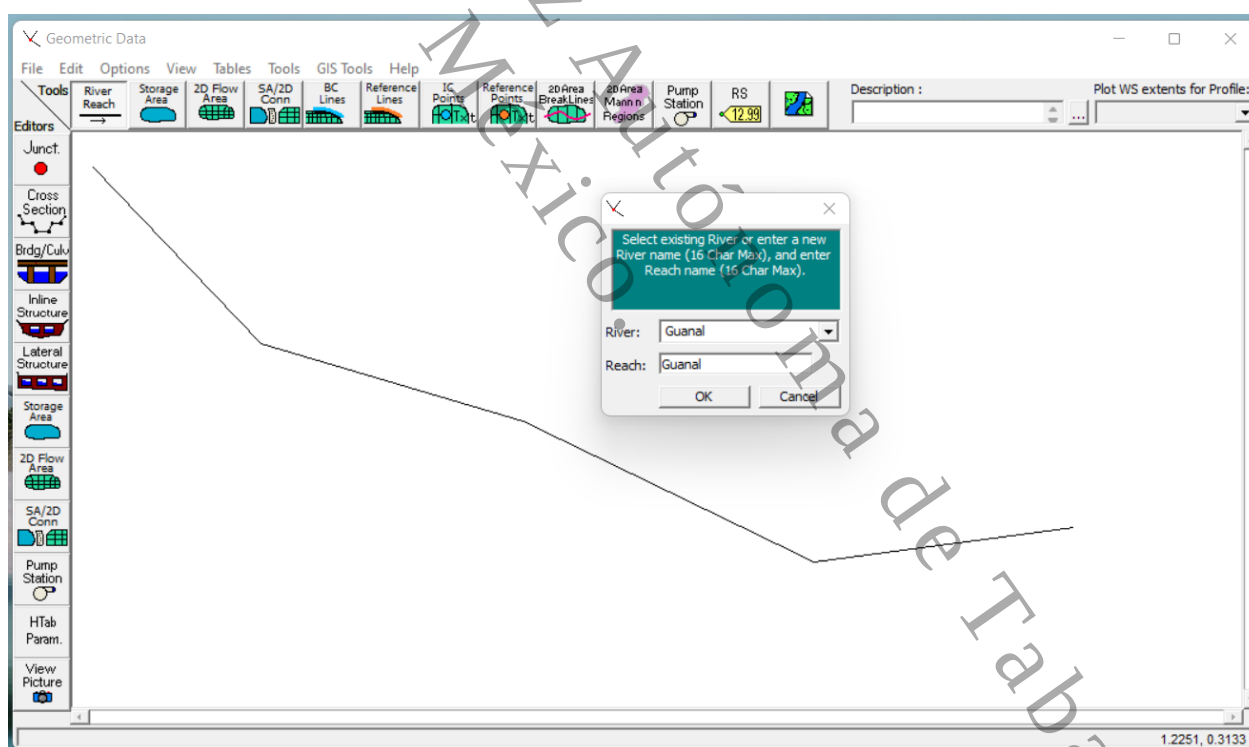


Figura 21: Ventana de información geométrica

Posteriormente de trazar el tramo del arroyo, se puede georeferenciar de acuerdo con las coordenadas UTM de la zona de estudio, de la siguiente manera:



- En la ventana “Geometric Data”, realizar cambios en los datos mediante la opción **Invertir tabla de líneas de Herramientas SIG**.
- Cambiar las coordenadas arbitrarias por las coordenadas UTM del arroyo en estudio, en las Figura 22 y Figura 23 se pueden apreciar los cambios.

Edit reach lines for plan view on schematic plot

River:

Reach:

Selected Area Edit Options

	Schematic X	Schematic Y
1	-0.5238095	0.958153
2	-0.1645022	0.5815296
3	0.3131313	0.4935065
4	0.7460317	0.2510823
5	1.1774892	0.2741703
6	1.3405483	0.4848485
7		

Figura 22: Coordenadas arbitrarias del arroyo en estudio

Edit reach lines for plan view on schematic plot

River:

Reach:

Selected Area Edit Options

	Schematic X	Schematic Y
1	513029.81	1934590.70
2	513088.24	1934576.06
3	513136.03	1934568.00
4	513160.09	1934600.03
5	513206.38	1934622.00
6	513339.16	1934711.27
7	513377.06	1934698.40

Figura 23: Coordenadas UTM del arroyo en estudio



b. Secciones transversales

- Al hacer clic en el símbolo de Sección Transversal dentro de la ventana "Datos geométricos ", aparecerá la ventana datos de cortes perpendiculares.
- A cada sección transversal se le asigna un nombre, estación y descripción para poder localizarla en la planta geométrica del arroyo.
- La sección transversal inicial se puede ingresar seleccionando Opciones y luego agregando una nueva sección transversal.
- Sale una ventana con una vinculación que debe ser valor numérico (para la primera sección de este estudio se asigna el número 400).
- El orden de las secciones transversales es aguas por encima las de máxima valía y aguas por debajo las de mínimo valor.
- Se introducen la información de los cotes perpendiculares con la abscisa en "Estación" y la cota de "Elevación", considerando el (cero) del centro de la estación.
- En la pestaña "Downstream Reach Lengths" se le asigna el intervalo entre cada sección, en este estudio es cada 20 m.
- En la pestaña "Manning's Values" se introduce el Número de Manning.
- En la pestaña "Main Channel Bank Stations" se asignan los valores que representan las márgenes del arroyo.
- Se da "clic" en la pestaña "Apply Data" para actualizar los datos.

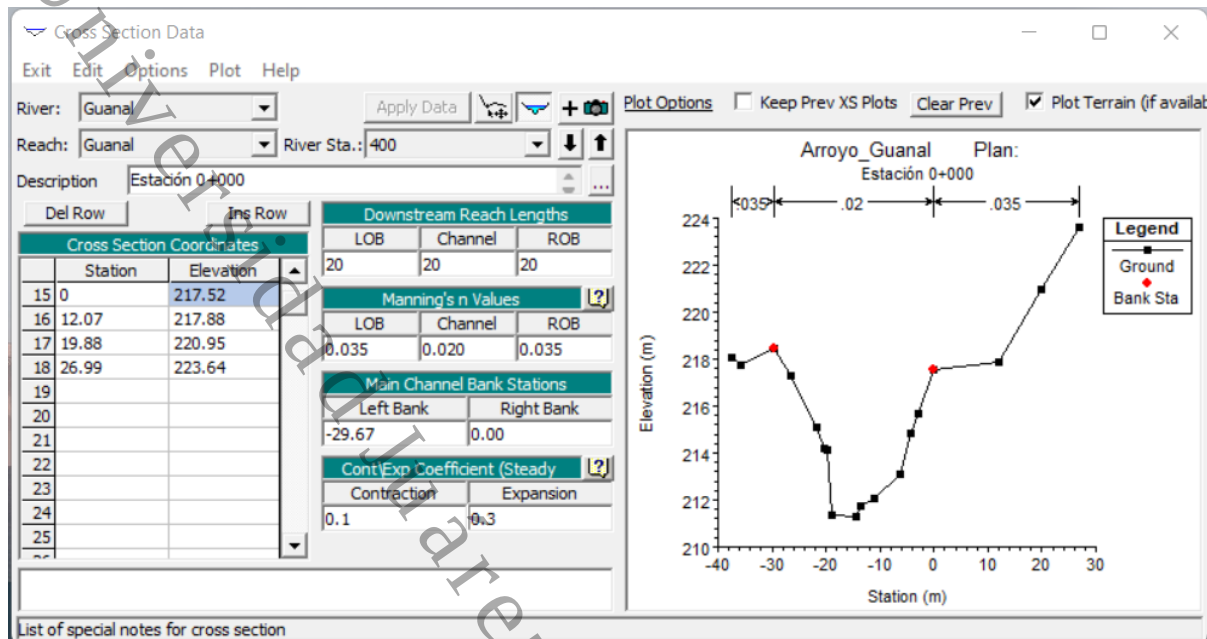


Figura 24: Sección transversal del arroyo en estudio

Se continua con el procedimiento hasta ingresar todas las secciones transversales, como se indica en la Figura 25.

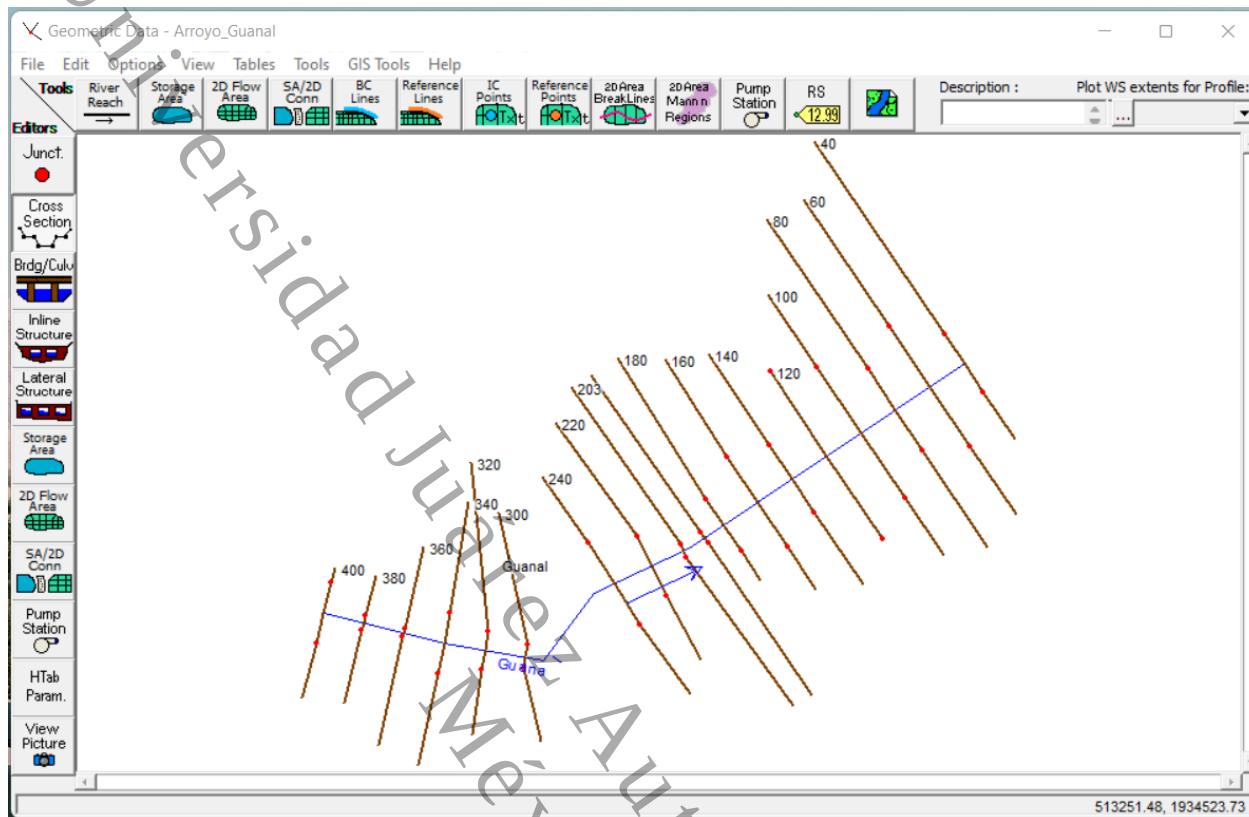


Figura 25: Planta general con cortes perpendiculares del arroyo en análisis

c. Geometría del puente

- Acceda a la ventana de “Datos Geométricos”, y haga clic en el cuadro Bridges/culverts, se despliega la ventana Bridge Calvert datos.
- En la ventana “Geometric Data” dar clic en el icono de Bridges/curverts, se despliega la ventana Brige Culvert data.
- En el menú Options/Add, opción a brigges and/or culvert ingresar la sección donde se encuentra el puente.
- Dar clic en el icono Deck/Roadway ingresar el ancho, estaciones, elevaciones superiores e inferiores del puente y finalizar con OK.
- Dar clic en el icono Pier e ingresar: número, centro de línea de la estación, ancho, elevación inferior y superior de la pila y finalizar con Ok.

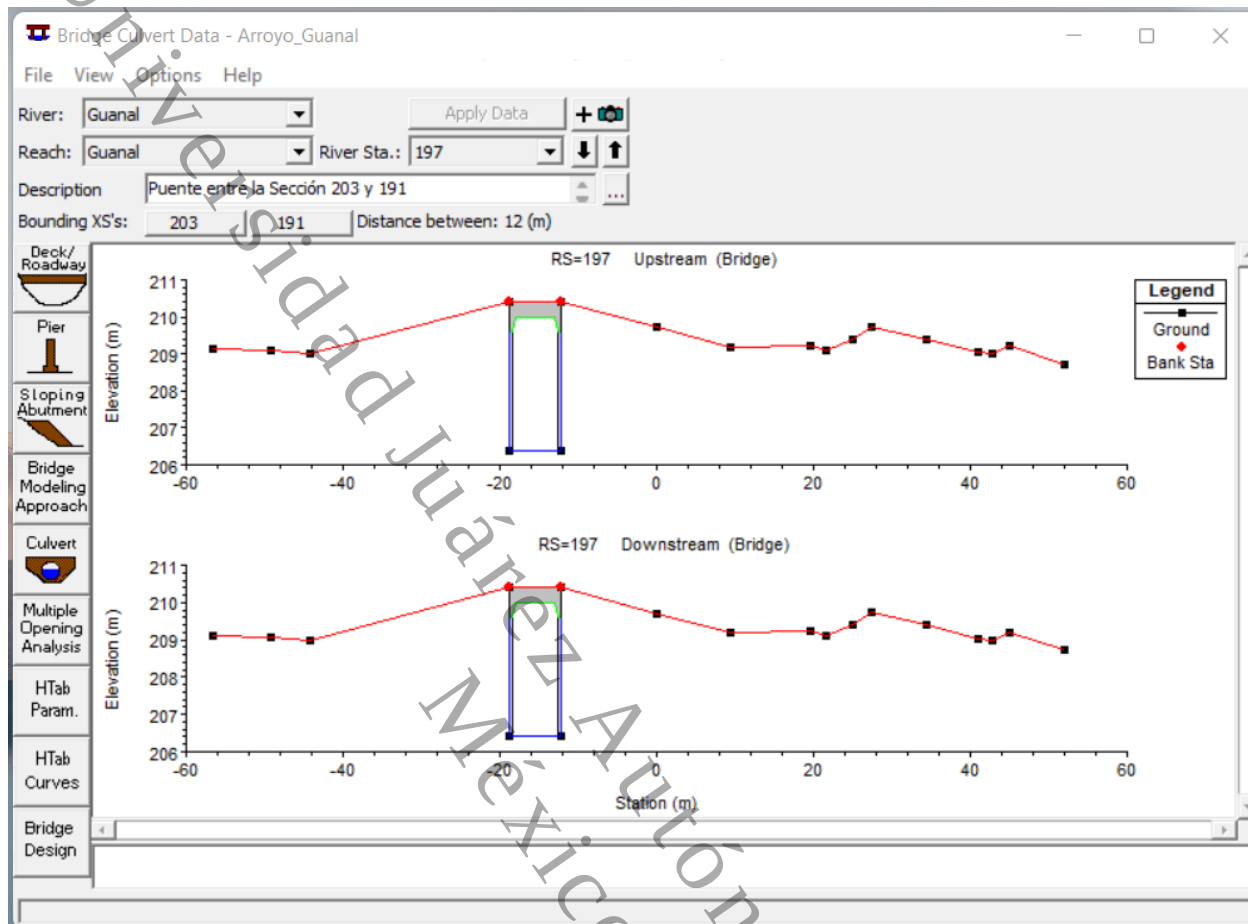


Figura 26: Sección transversal del puente para el arroyo en estudio

8.2.3. Información hidráulica: gasto y escenarios de alrededor.

La información de flujo consiste en:

- Número de perfiles
- Elevaciones de lluvia en el sector de inspección
- Los escenarios límite del arroyo.



En el caso de que el análisis de creciente se crea subcrítico, se esgrimen las situaciones límite aguas abajo para realizar cálculos de manera efectiva. Si se realiza un estudio de creciente supercrítico se utilizan las condiciones límite de aguas arriba. La manera en que se introducen la información está regida por el límite.

a. Datos del Caudal

Al elegir “Edit./ Steady Flow Data” aparecerá un cuadro que le proporcionará las siguientes opciones:

Delimitar el número de contornos (máximo 2,000), en este caso solo se utiliza un perfil (Enter/Edit Number Of Profiles).

Se escribe el gasto previamente calculado.

Delimitar los escenarios de entorno (Condiciones para alcanzar el límite).

Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates	
River	Reach	RS	Racional	SCS
1 Guanál	Guanál	400	24.09	98.58

Figura 27: Cuadro para introducir los gastos en creciente permanente



b. Escenarios de Entorno

Los escenarios de entorno que se permiten son:

- Elevación de agua discernido (known W.S.): ajustada si se sabe una elevación en un sector perpendicular. Se debe introducir la pendiente más baja de la sección.
- Se recomienda utilizar la configuración de profundidad normal, que es apropiada para circunstancias en las que el flujo es bastante constante. Es necesario ingresar la pendiente del segmento.
- Se termina con la ventana OK.

Steady Flow Boundary Conditions

☒ Set boundary for all profiles ☐ Set boundary for one profile at a time

Available External Boundary Condition Types

Known W.S. Critical Depth Normal Depth Rating Curve Delete

Selected Boundary Condition Locations and Types

River	Reach	Profile	Upstream	Downstream
Guanal	Guanal	all	Normal Depth S = 0.0305	Normal Depth S = 0.019

Steady Flow Reach-Storage Area Optimization ...

OK Cancel Help

Enter to accept data changes.

Figura 28: Ventana para ingreso de condiciones de controno



8.2.4. Establecer un proyecto y hacer una recreación

Para construir una recreación del cauce del río, es importante desarrollar un proyecto que contenga un archivo de geometría e información hidráulica.

- Para ello seleccione Ejecutar/ Análisis de flujo constante.
- Aparece un cuadro donde se ingresa un vinculador. Y aun así si no se escribe, el programa asigna uno por default.
- Seleccionar un archivo con información geométrica y uno con información hidráulica entre los que existen.
- Seleccione el régimen de creciente que es subcrítico, sino se sabe cuál usar dejar la opción "Mixed", tomando en cuenta que la opción es para aguas por encima y aguas por debajo.
- Se ejecuta la recreación eligiendo "Compute".

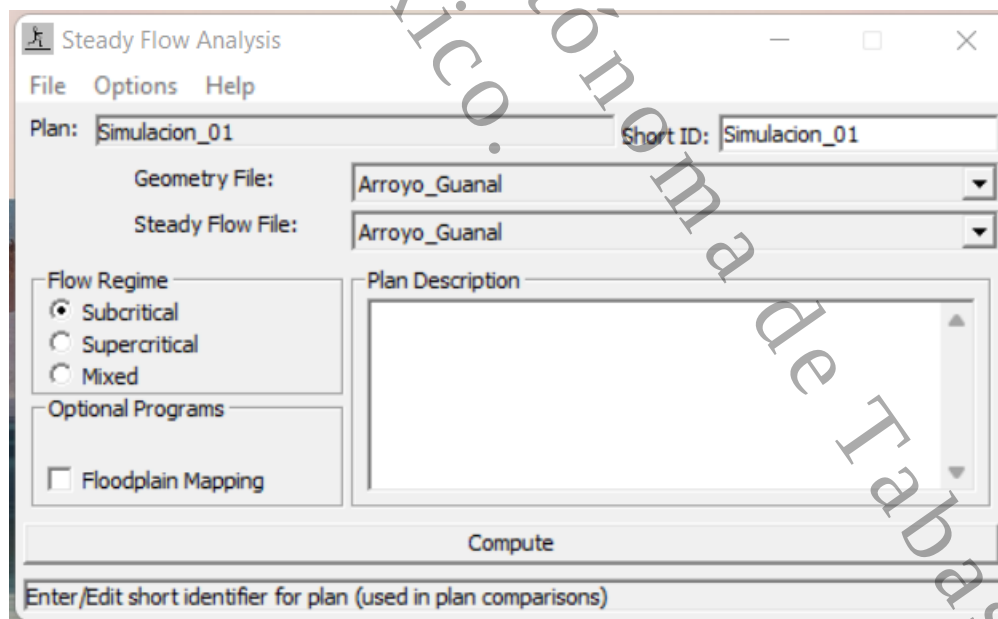


Figura 29: Cuadro para crear una recreación

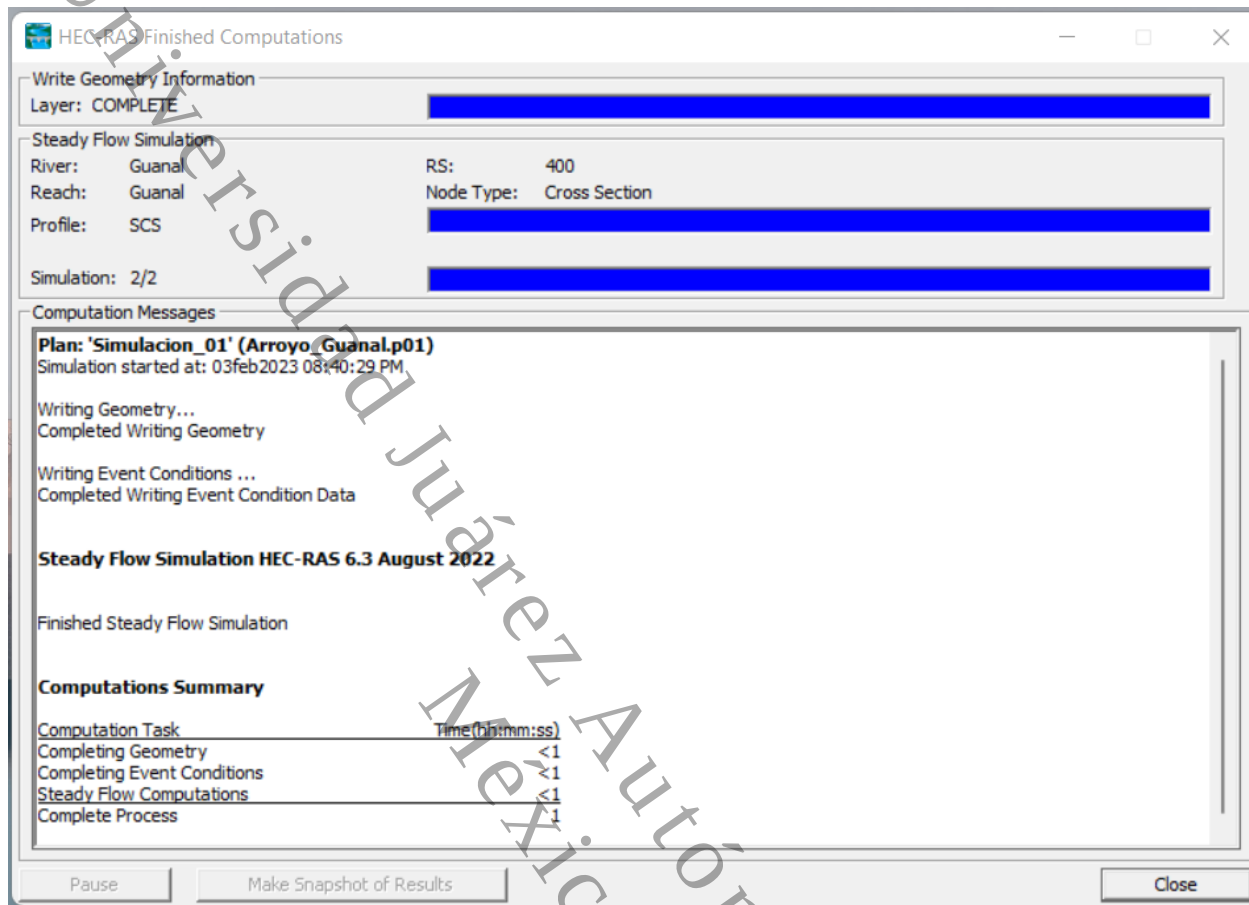


Figura 30: Cuadro con la realización de la recreación

8.2.5. Resultados de la Simulación

En el menú “View” o eligiendo el cuadro “Water Surface Profiles” se puede ver el perfil longitudinal, con el icono “Cross-Sections” se observan las secciones transversales y el icono “3D View” permite visualizar el dibujo en perspectiva o 3D.

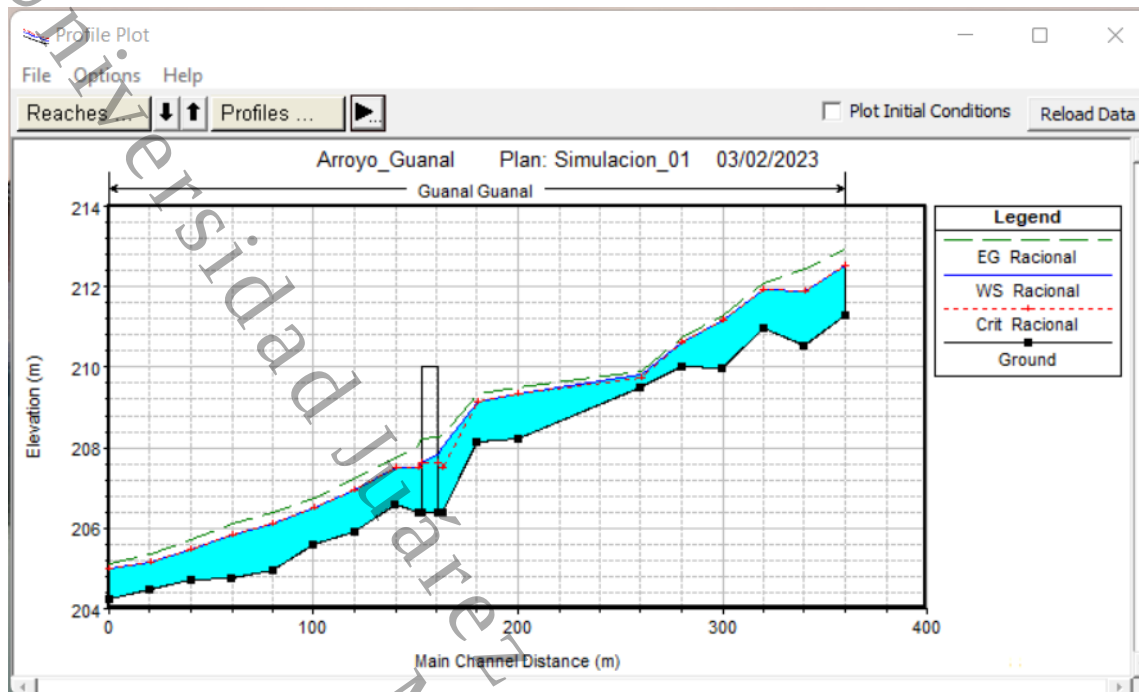


Figura 31: Perfil longitudinal para un gasto de $24.09 \text{ m}^3/\text{s}$ (método racional)

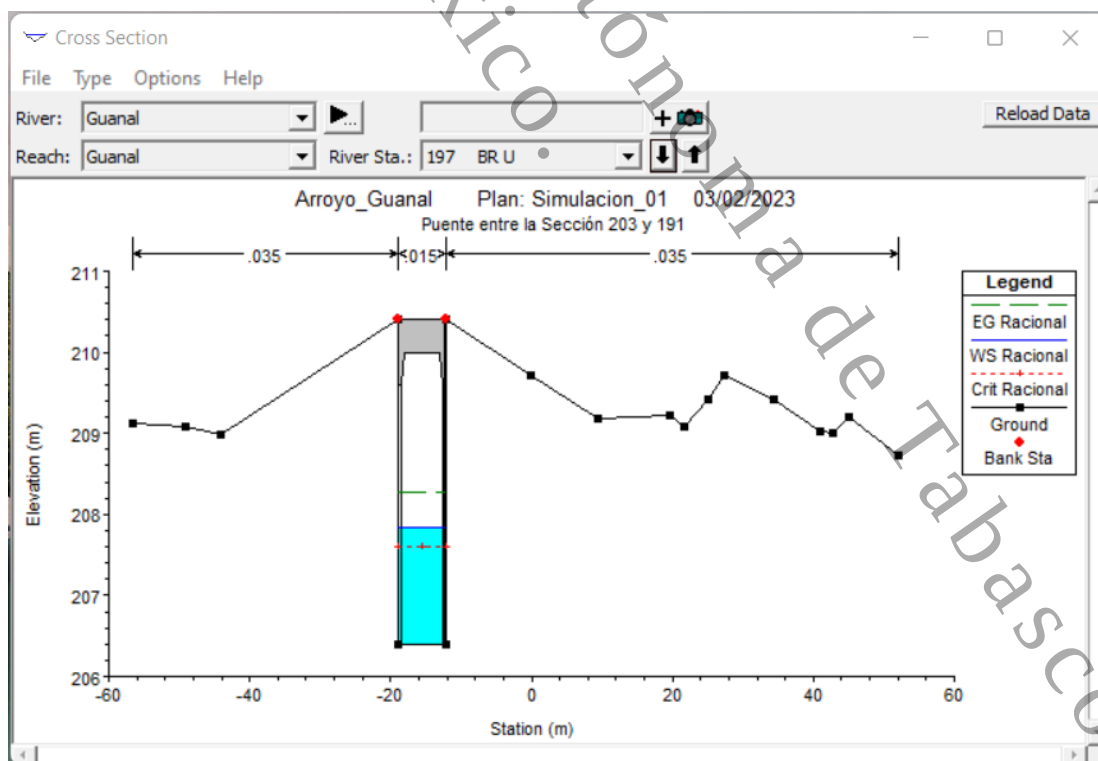


Figura 32: Sección transversal del puente aguas arriba para un gasto de $24.09 \text{ m}^3/\text{s}$

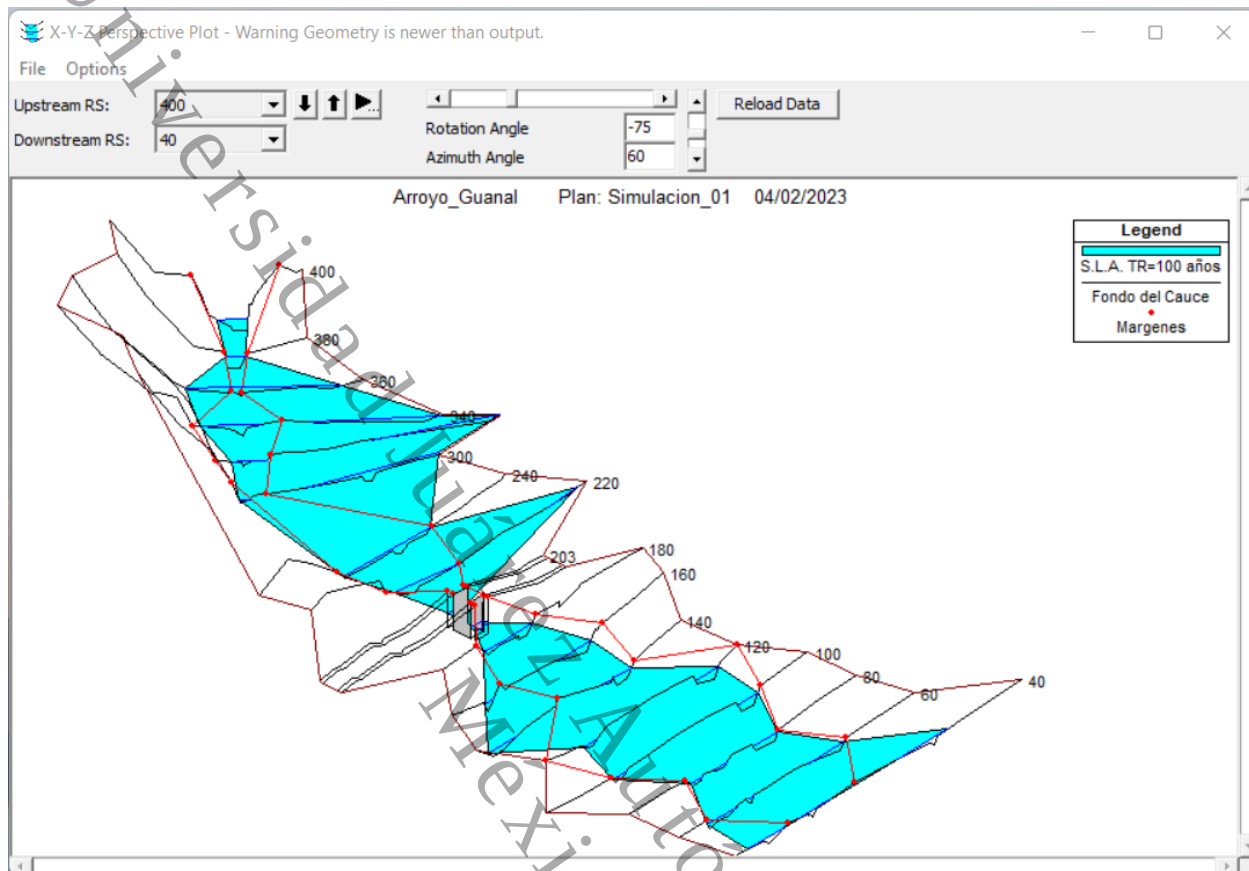


Figura 33: Dibujo en perspectiva del cauce natural del arroyo para un caudal de 24.09 m³/s

En el menú “View” o eligiendo el cuadro “Profile Summary Table” se puede ver la tabla con los resultados del análisis de la recreación:

Tabla 28: Cálculos de la recreación para un gasto de 24.09 m³/s (Método racional)

Estación	Elevación mínima msnm	Elevación S.L.A. msnm	Elevación crítica msnm	Pendiente m/m	Velocidad media m/s	Área hidráulica m ²	Ancho S.L.A. m
400	211.31	212.51	212.51	0.004758	2.83	8.52	10.39
380	210.52	211.91	211.91	0.004820	3.27	7.36	6.78
360	210.96	211.92	211.92	0.005238	2.75	19.33	52.49
340	209.99	211.19	211.19	0.006287	1.88	18.80	64.57
320	210.00	210.60	210.60	0.016528	1.71	14.94	57.97
300	209.48	209.81	209.73	0.008010	1.46	18.85	54.75
240	208.24	209.32	209.32	0.005800	1.77	13.60	42.62
220	208.15	209.14	209.14	0.004454	1.90	13.78	46.03
203	206.40	208.03	207.51	0.001000	2.24	10.78	6.60



197	Puente						
191	206.40	207.51	207.51	0.003134	3.29	7.31	6.60
180	206.57	207.51	207.51	0.005238	2.14	11.28	24.49
160	205.93	206.96	206.96	0.005224	2.36	11.26	21.38
140	205.58	206.52	206.52	0.005701	2.31	13.45	29.77
120	204.97	206.10	206.10	0.005032	2.36	10.20	18.17
100	204.74	205.83	205.83	0.004846	2.35	10.24	17.91
80	204.73	205.49	205.49	0.005241	2.08	11.60	26.06
60	204.46	205.16	205.16	0.005616	1.85	13.04	36.83
40	204.22	204.99	204.99	0.013034	1.99	15.83	62.15

Tabla 29: Cálculos de la recreación para un gasto de 98.58 m³/s (Método SCS)

Estación	Elevación mínima msnm	Elevación S.L.A. msnm	Elevación crítica msnm	Pendiente m/m	Velocidad media m/s	Área hidráulica m ²	Ancho S.L.A. m
400	211.31	213.73	213.73	0.003999	4.07	24.20	14.20
380	210.52	213.57	213.57	0.002208	3.93	39.87	35.79
360	210.96	212.39	212.39	0.006994	4.46	45.58	60.59
340	209.99	211.56	211.56	0.007379	2.88	46.99	83.42
320	210.00	210.97	210.97	0.011537	2.98	46.00	91.99
300	209.48	210.22	210.17	0.010642	3.02	43.38	66.49
240	208.24	210.21		0.000797	1.54	79.60	85.31
220	208.15	210.24		0.000397	1.28	115.50	100.76
203	206.40	210.07	209.80	0.000669	2.49	89.50	96.85
197	Puente						
191	206.40	209.80	209.80	0.001178	3.23	64.35	87.09
180	206.57	208.28	208.28	0.003355	3.03	34.99	46.09
160	205.93	207.69	207.69	0.004412	2.60	43.35	68.07
140	205.58	207.10	207.10	0.007294	3.45	37.12	54.27
120	204.97	207.03	207.03	0.004896	2.30	42.91	79.57
100	204.74	206.62	206.62	0.004509	2.21	52.17	111.29
80	204.73	206.13	206.13	0.004169	2.67	39.34	60.62
60	204.46	205.65	205.65	0.004395	2.32	43.99	92.21
40	204.22	205.36	205.36	0.010014	2.68	51.50	124.62



9. CONCLUSIONES

El caudal máximo relacionado a un “Periodo de Retorno” en el tramo de intersección del viaducto sobre el arroyo El Guanal es el objetivo del estudio hidrológico e hidráulico, el cual incluye los siguientes hallazgos:

1. Con los registros de la base hidrométrica de Puyacatengo para el tiempo de 1972 a 2019, se efectuó el análisis hidrológico. Después de aplicar las “funciones de distribución de probabilidad”, se determinó que la función de **“Distribución General de Valores Extremos”** (GVE) es la que proporciona el mejor arreglo para los datos. Los cálculos de este análisis se presentan en la tabla que se presenta a continuación.

Duración (min)	Periodo de retorno (años)							
	2	5	10	20	30	50	100	200
5	281.31	312.62	333.35	353.23	364.67	378.97	398.26	417.48
10	215.57	239.56	255.45	270.68	279.45	290.41	305.19	319.92
15	178.57	198.44	211.60	224.23	231.49	240.56	252.81	265.01
20	154.34	171.52	182.89	193.80	200.08	207.92	218.50	229.05
25	137.02	152.27	162.37	172.05	177.62	184.59	193.98	203.34
30	123.91	137.70	146.83	155.59	160.63	166.93	175.42	183.89
45	98.20	109.13	116.37	123.31	127.30	132.30	139.03	145.74
60	82.77	91.99	98.09	103.94	107.31	111.51	117.19	122.84
120	54.08	60.10	64.09	67.91	70.11	72.86	76.57	80.26
240	34.91	38.80	41.37	43.84	45.26	47.03	49.42	51.81

2. La elección del caudal máximo se determina por la recomendación de la Comisión Nacional del Agua siendo este de 24.09 m³/s asociado a un “periodo de retorno de 100 años”. Se descarta el gasto de 98.58 m³/s debido que produce resultados no acordes al entorno del área de análisis.

3. La elevación de agua inusual (NAME) más alto que se midió en el puente sobre el arroyo El Guanal fue de 208.95 msnm, en el año 2008.
4. La altura de la superficie del agua libre en el tramo de cruce del puente es de 207.84 msnm, según lo determinado por los datos determinados con la recreación hidráulica.
5. La altura libre vertical denominado gálibo entre el área del agua libre y el nivel inferior del puente obtenido con la recreación del Hec-Ras para la sección de cruce de este es de **2.16 metros**, lo anterior con la finalidad de permitir desenvueltamente circular los troncos y arbustos en el transcurso del período de inundaciones como se aprecia en la Figura 34.

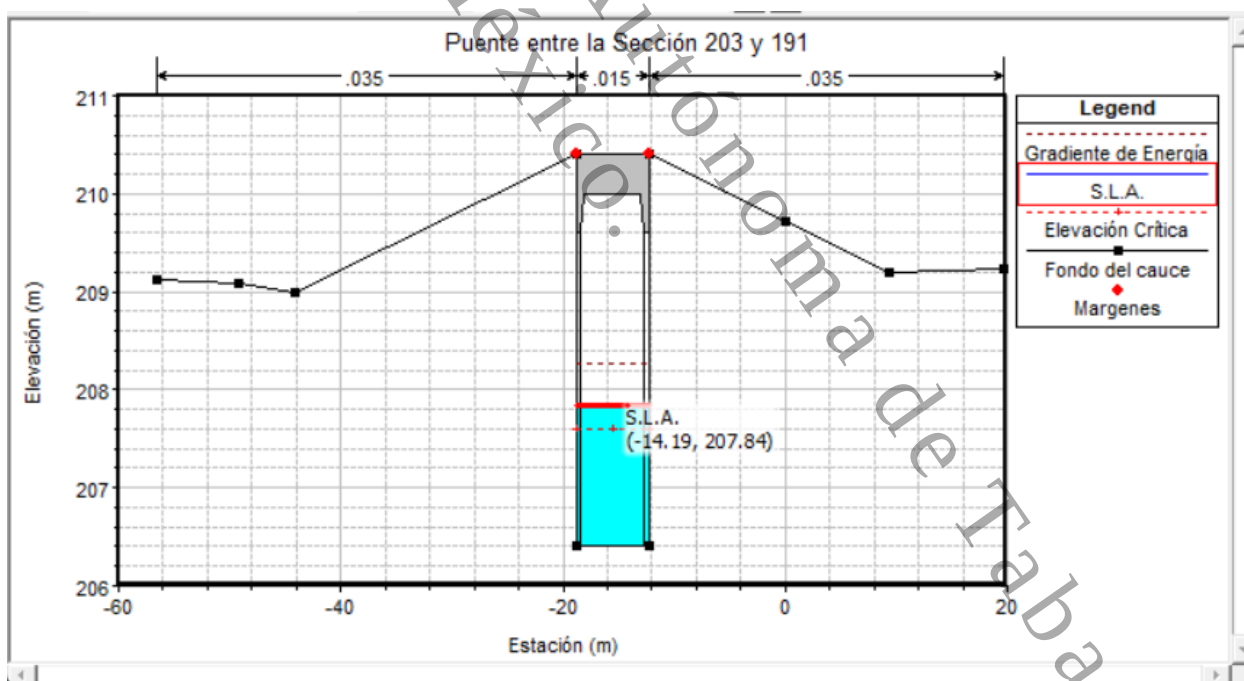


Figura 34: Superficie libre del agua en la sección del puente



6. Para evitar la desviación del cauce de agua que puedan causar deterioro en las orillas o arreglo del puente, se encomienda que cualquier materia o estructura que haya funcionado como entibación sea removida del cauce del río una vez que se haya terminado la edificación del puente sobre el arroyo El Guanál, esto con el fin de evitar que el puente sufra daños.



10. BIBLIOGRAFÍA

Aparicio, F. (2011). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. Editorial Limusa.

Breña, A., Jacobo, M. (2006). *Principios y fundamentos de la hidrología superficial*. Universidad Autónoma Metropolitana.

Campos, D. (1987). *Proceso del ciclo hidrológico*. Universidad Autónoma de San Luis Potosí.

Campos, D. (2010). *Introducción a la hidrología urbana*. Universidad Autónoma de San Luis Potosí

Chow, V. T., Maidment R., D., Mays W., D. (1994). *Hidrología aplicada*. McGraw-Hill.

Córdova, P., Barrios, T., Zuzunaga, R., Córdova, I., Pardo, E., Zuzunaga, E. (2022). *Análisis hidráulico del flujo de cuencas naturales y canales artificiales mediante el programa HEC-RAS*. Centro de Investigación y desarrollo Ecuador.

Escalante, C., Reyes, L. (2002). *Técnicas estadísticas en hidrología*. Facultad de Ingeniería, UNAM.

Gómez, J., Aparicio, J., Patiño, C. (2010). *Manual de análisis de frecuencias en hidrología*. Instituto Mexicano del Agua.

INEGI, (2010). *Compendio de información geográfica municipal 2010 Tapa Tabasco*.
https://www.inegi.org.mx/contenidos/app/mexicocifras/datos_geograficos/27/27016.pdf



SCT, (2015). *Isoyetas de Intensidad - Duración - Periodo de Retorno para la República Mexicana*. <https://www.sct.gob.mx/carreteras/direccion-general-de-servicios-tecnicos/isojetas/>

Villón, M. (2002). *Hidrología*. Instituto Tecnológico de Costa Rica.

Villón, M. (2014). *Hec-Ras Ejemplos*. Instituto Tecnológico de Costa Rica.



ANEXO 1

Tabla 30: Valores de K_N para la prueba de datos dudosos

Tamaño de la muestra	K_N	Tamaño de la muestra	K_N	Tamaño de la muestra	K_N	Tamaño de la muestra	K_N
10	2.036	45	2.727	80	2.940	115	3.064
11	2.088	46	2.736	81	2.945	116	3.067
12	2.134	47	2.744	82	2.949	117	3.070
13	2.175	48	2.753	83	2.953	118	3.073
14	2.213	49	2.760	84	2.957	119	3.075
15	2.247	50	2.768	85	2.961	120	3.078
16	2.279	51	2.775	86	2.966	121	3.081
17	2.309	52	2.783	87	2.970	122	3.083
18	2.335	53	2.790	88	2.973	123	3.086
19	2.361	54	2.798	89	2.977	124	3.089
20	2.385	55	2.804	90	2.981	125	3.092
21	2.408	56	2.811	91	2.984	126	3.095
22	2.429	57	2.818	92	2.989	127	3.097
23	2.448	58	2.824	93	2.993	128	3.100
24	2.467	59	2.831	94	2.996	129	3.102
25	2.486	60	2.837	95	3.000	130	3.104
26	2.502	61	2.842	96	3.003	131	3.107
27	2.519	62	2.849	97	3.006	132	3.109
28	2.534	63	2.854	98	3.011	133	3.112
29	2.549	64	2.860	99	3.014	134	3.114
30	2.563	65	2.866	100	3.017	135	3.116
31	2.577	66	2.871	101	3.021	136	3.119
32	2.591	67	2.877	102	3.024	137	3.122
33	2.604	68	2.883	103	3.027	138	3.124
34	2.616	69	2.888	104	3.030	139	3.126
35	2.628	70	2.893	105	3.033	140	3.129
36	2.639	71	2.897	106	3.037	141	3.131
37	2.650	72	2.903	107	3.040	142	3.133
38	2.661	73	2.908	108	3.043	143	3.135
39	2.671	74	2.912	109	3.046	144	3.138
40	2.682	75	2.917	110	3.049	145	3.140
41	2.692	76	2.922	111	3.052	146	3.142
42	2.700	77	2.927	112	3.055	147	3.144
43	2.710	78	2.931	113	3.058	148	3.146
44	2.719	79	2.935	114	3.061	149	3.148



ANEXO 2



Fotografía 1: Posicionamiento de vértice GPS-01



Fotografía 2: Trazo de la poligonal de apoyo, Estación 0+108.69



Fotografía 3: Nivelación diferencial de la poligonal de apoyo, Estación 0+220.00



Fotografía 4: Seccionamiento del cauce, Estación 0+360.00



Alojamiento de la Tesis en el Repositorio Institucional	
Título de Tesis:	ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA UN PUENTE UBICADO EN EL EJIDO VICENTE GUERRERO, SECCIÓN GUANAL, MUNICIPIO DE TEAPA, TABASCO.
Autor de la Tesis:	AGUSTÍN GUZMÁN MORALES
ORCID:	https://orcid.org/0009-0006-1518-0456
Resumen de la Tesis:	En el presente estudio destaca el interés en utilizar el paradigma de recreación en recursos hídricos HEC-RAS para generar previsiones de crecidas en tiempo real en el río Guanal. Este canon utiliza fórmulas diferenciales deterministas, cuando se resuelven en el marco del paradigma de recreación en recursos hídricos HEC-RAS, predicen el movimiento del nivel del agua durante fenómenos hidrometeorológicos extremos como las inundaciones. Esto se consigue simulando el comportamiento del caudal y del cauce del río, considerando diversos factores como la geometría del cauce, la rugosidad del perfil, diferentes profundidades de agua y caudales variables en condiciones de flujo subcrítico.
Palabras claves de la Tesis:	HEC-RAS, inundaciones, geometría del cauce, rugosidad del perfil, análisis hidrológico.
Referencias citadas:	Aparicio, F. (2011). Fundamentos de Hidrología de Superficie. Editorial Limusa. Breña, A., Jacobo, M. (2006). Principios y fundamentos de la hidrología superficial. Universidad Autónoma Metropolitana. Campos, D. (1987). Proceso del ciclo hidrológico. Universidad Autónoma de San Luis Potosí. Campos, D. (2010). Introducción a la hidrología urbana. Universidad Autónoma de San Luis Potosí. Chow, V. T., Maidment R., D., Mays W., D. (1994). Hidrología aplicada. McGraw-Hill. Córdova, P., Barrios, T., Zuzunaga, R., Córdova, I., Pardo, E., Zuzunaga, E. (2022). Análisis hidráulico del flujo de cuencas naturales y canales artificiales mediante el programa HEC-RAS. Centro de Investigación y desarrollo Ecuador. Escalante, C., Reyes, L. (2002). Técnicas estadísticas en hidrología. Facultad de Ingeniería, UNAM. Gómez, J., Aparicio, J., Patiño, C. (2010). Manual de análisis de frecuencias en hidrología. Instituto Mexicano del Agua. INEGI, (2010). Compendio de información geográfica municipal 2010 Tapa Tabasco. https://www.inegi.org.mx/contenidos/app/mexicocifras/datos_geograficos/27/27016.pdf f. SCT, (2015). Isoyetas de Intensidad - Duración - Periodo de Retorno para la República Mexicana. https://www.sct.gob.mx/carreteras/direccion-general-de-servicios-tecnicos/isoyetas/. Villón, M. (2002). Hidrología. Instituto Tecnológico de Costa Rica. Villón, M. (2014). Hec-Ras Ejemplos. Instituto Tecnológico de Costa Rica.