



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

**MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE EN LA RAMA
DE LAS VÍAS TERRESTRES**

**“USO DEL GASTO MÁXIMO PROBABLE PARA LA REVISIÓN DEL DISEÑO
DE OBRAS DE DRENAJE APLICADAS EN LAS VÍAS TERRESTRES”**

**TESIS QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA,**

**PRESENTA:
ING. LUIS MAYCOTTE SALAZAR**

ASESOR: DR. JESÚS ALBERTO RODRÍGUEZ CASTRO

CO-ASESOR: DR. ANDRÉS ANTONIO TORRES ACOSTA



CONACYT

Morelia, Michoacán, Agosto 2013.

INDICE

RESUMEN.....	3
1.- INTRODUCCIÓN.....	4
2.- ESTADO DEL ARTE.	6
3.- OBJETIVO GENERAL.	8
3.1.- OBJETIVO PARTICULAR.	8
4.- JUSTIFICACIÓN.	9
5.- HIPÓTESIS.	10
6.- CRITERIO DE RIESGO.	11
7.- DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA.	12
7.1.- RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN.	12
7.2.- ANÁLISIS Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.	63
7.3.- VALIDACIÓN DE LA INFORMACIÓN.	63
8.- PLAN DE DESARROLLO.....	64
8.1.- GENERACIÓN DE LA INFORMACIÓN NECESARIA PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE LA METODOLOGÍA.	64
8.2.- GENERACIÓN DE LA VALIDACIÓN ECONÓMICA DE LOS CASOS DE ESTUDIO.....	211
9.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	225
10.- NUEVAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.	226
BIBLIOGRAFIA.	227

RESUMEN.

En la infraestructura carretera actual, se toman en cuenta los gastos de operación, modernización de tramos existente y realización de obras cada vez mas grandes, pero se ha dejado de lado el comportamiento de agua en los cruces con estas obras carreteras, por que lo este trata de retomar esa importancia que tienen los estudios tanto hidrológicos como hidráulicos en las vías terrestres.

También se trata de generar un análisis en las obras de drenaje para poder os costos de inversión a largo plazo por ejecución de trabajos de conservación y pérdidas por daños a terceros.

Se pretende tener mayor visión en los ingenieros diseñadores de estas estructuras de cruce teniendo como herramienta esta metodología.

ABSTRAC.

In the current road infrastructure, are taken into account operating costs, modernization of existing sections and execution of works getting bigger, but it has neglected the behavior of water in the road crosses with these works, because what this tries to recapture the importance of both hydrological and hydraulic studies on the roads.

It is also generating an in drainage works will cost to long-term investment by implementing conservation work and casualty losses.

It is intended to have greater insight into the design engineers of these crossing structures as a tool taking this approach.

1.- INTRODUCCIÓN

Para que cualquier camino tenga una vida duradera y su estado no se deteriore por los fenómenos meteóricos, debe de tener un buen diseño de sus obras de drenaje.

Una de las principales causas que provocan las fallas estructurales en las vías terrestres es cuando no se permite el paso del escurrimiento superficial de uno a otro lado de la vialidad, o cuando no se diseñan apropiadamente obras para permitir el paso o desalojo de los escurrimientos superficiales.



Imagen 1. Obra de drenaje colapsada.

También suele deberse a un incremento en el número de actividades meteorológicas fuera de los tiempos de retorno regularmente utilizados en el diseño hidráulico de los puentes, pero también a malas prácticas de diseño, al no considerar eventos extraordinarios producto del cambio climático.

Un ejemplo claro de estos eventos extraordinarios producto del cambio climático, es el huracán Alex que afectó de forma masiva la ciudad norteña de Monterrey.

A su paso generó el desbordamiento del río Santa Catarina, ocasionando la destrucción de la vialidad paralela, que en lo económico afectó a una extensa zona de la ciudad.



Imagen 2. Río Santa Catarina en Monterrey, N.L.

Así como en Monterrey ocurrió este evento, en nuestro estado de Michoacán, en particular en los municipios de Ocampo, Angangueo, Zitácuaro, y otros más, hubo daños importantes debido al cambio climático actual.



Imagen 3. Desastre en Angangueo en el 2010

2.- ESTADO DEL ARTE.

Las obras de drenaje son elementos estructurales que eliminan la inaccesibilidad de un camino, provocada por el agua o la humedad.

Los objetivos primordiales de las obras de drenaje son:

- ⊙ Dar salida al agua que se llegue a acumular en el camino.
- ⊙ Reducir o eliminar la cantidad de agua que se dirija hacia el camino.
- ⊙ Evitar que el agua provoque daños estructurales.

Para llevar a cabo lo anteriormente citado, se utiliza el drenaje superficial y el drenaje subterráneo.

En el drenaje superficial encontramos: cunetas, contra cunetas, bombeo, lavaderos, zampeados, y el drenaje transversal.



Imagen 4. Río Santa Catarina en Monterrey, N.L.

Drenaje transversal.- Su finalidad es permitir el paso transversal del agua sobre un camino, sin obstaculizar el paso.

En este tipo de drenajes, algunas veces será necesario construir grandes obras u obras pequeñas denominadas obras de drenaje mayor y obras de drenaje menor, respectivamente.

☉ Obras de drenaje mayor:

Requieren de conocimientos y estudios especiales, entre ellas podemos mencionar los puentes y estas son estructuras de más de seis metros de claro.

☉ Obras de drenaje menor:

Las alcantarillas son estructuras transversales al camino que permiten el cruce del agua y están protegidas por una capa de material en la parte superior, pueden ser de forma rectangular, cuadrada, de arco o tubular, se construyen de concreto, lamina o piedra.

☉ Drenaje subterráneo:

El drenaje subterráneo es un gran auxiliar para eliminar humedad que inevitablemente ha llegado al camino y así evitar que provoque asentamientos o deslizamientos de material (drenes).



Imagen 5. Obra de drenaje con área hidráulica saturada.

3.- OBJETIVO GENERAL.

- ⊙ Generar una *Metodología* mediante el uso de estudios hidrológicos estadísticos (envolventes regionales), y por medio del área de la cuenca del escurrimiento en estudio, se conocerá el *Gasto Máximo Probable*, con el cual se podrá *revisar* los diseños de las obras de cruce en la infraestructura carretera.

3.1.- OBJETIVO PARTICULAR.

- ⊙ En casos donde no se tengan estudios para el diseño de obras de drenaje tales como obras de drenaje menor (alcantarillas), la *metodología* funcionará como una confiable herramienta práctica para la obtención del gasto de diseño y por consecuencia el diseño adecuado de la obra de drenaje.
- ⊙ Al mejorar el diseño de las obras, esta *metodología* podrá inducir a alargar la vida útil de las obras de drenaje y como consecuencia también de la infraestructura carretera.

4.- JUSTIFICACIÓN.

- ⊙ En sus informes de labores anuales la SCT <http://www.sct.gob.mx/uploads/media/SCT-inflab-2000-2001.pdf>, http://www.sct.gob.mx/uploads/media/4to_IL_SCT_2009-2010.pdf, <http://dgcc.sct.gob.mx/index.php?id=704>, <http://dgcc.sct.gob.mx/index.php?id=810>, reporta una constante inversión de recursos económicos en los trabajos de reconstrucción de carreteras y puentes, que aunque no indica las causas de la necesidad de reconstrucción, se puede asociar una cantidad de ellas a los problemas que se presentan por una falta de un diseño adecuado de su drenaje.

- ⊙ También se presentan costos por daños a terceros (usuarios) los cuales no se toman en cuenta en los informes de la SCT pero que suelen ser la mayor pérdida económica.

5.- HIPÓTESIS.

- ⊙ La revisión de estudios hidrológicos por medio de una metodología relacionada con el *Gasto Máximo Probable* nos permitirá conocer los posibles errores en los estudios que se aplican para el diseño de las obras de drenaje.
- ⊙ Al obtener un mejor diseño se evitarán reposiciones o reparaciones futuras por lo tanto se tendrán menores costos de operación y daños a terceros al evitar posibles cierres de las vialidades a consecuencia de reparaciones en las obras.
- ⊙ La metodología podría ser incluso una herramienta directa para la obtención del gasto de diseño en las obras de drenaje menores.
- ⊙ La practicidad de la metodología permitirá contar con los datos de forma rápida para el diseño de obras y así mismo para su ejecución.

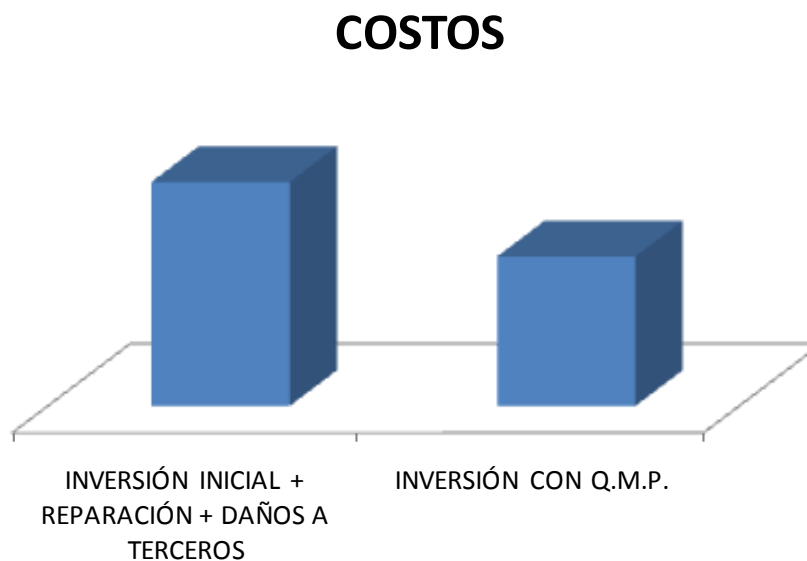


Imagen 6. Puente de Concreto Armado.

6.- CRITERIO DE RIESGO.

Para poder validar esta hipótesis, se tendrá que realizar un análisis entre los costos de inversión inicial de las obras de drenaje, construidas con las prácticas actuales de diseño hidrológico, agregando el costo de operación, es decir las inversiones que se han realizado producto de la reparación de la infraestructura que ha presentado problemas de capacidad de conducción por la presencia de gastos extraordinarios; y donde se contemplará los costos de daños a terceros (los usuarios), contra el costo de inversión que se hubiera tenido que realizar por construir una infraestructura capaz de conducir el “*Gasto Máximo Probable*”.

Al obtener con este análisis mayores costos de inversión inicial, costos de operación y daños a terceros, con respecto a los costos de inversión inicial al utilizar el “*Gasto Máximo Probable*”, podremos realizar la validación de nuestra hipótesis de investigación demostrando que usando el “*Gasto Máximo Probable*” para la revisión del diseño hidráulico de las obras de drenaje mayor y el diseño de obras de drenaje menor, el costo de operación y de daños a terceros será menor, lo que a largo plazo es lo que suele tener mayor impacto económico.



Gráfica 1. Costos de Inversión.

7.- DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA.

7.1.- RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN.

Por medio de información secundaria, seleccionar las obras que resulten sobresalientes para implementar la metodología, considerando la relevancia de la obra, sus fallas o la ubicación de éstas. Dicha información será solicitada a dependencias y/o empresas correspondientes para su recopilación, llámense SCT centro Michoacán, Junta de Caminos del estado de Michoacán y Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas del Estado principalmente.

Informe de Trabajos.

Como primera parte del Plan de Desarrollo de la línea de investigación, se tiene la actividad de recopilación de la información, para lo cual he visitado diferentes dependencias de gobierno tanto federal como estatal para la obtención de la misma.

Durante los meses de marzo y abril se logró una reunión en con el Ing. José Manuel Córdova Alanís, residente de la unidad general de servicios técnicos, al cual se le presentó la línea de investigación que se está desarrollando para la obtención del grado de maestro, en conjunto con el Ing. Fernando López Nava hicieron la recomendación de acudir a la residencia general de conservación específicamente con el Ing. Juan Ramírez Rafael para presentar la línea de investigación y de acuerdo al tema solicitar la información más conveniente.

Acudiendo a la residencia general de conservación se nos recibió por parte del Ing. Juan José Prado Téllez residente general de conservación quien comentó que la infraestructura que tiene a su cargo ya cuenta con más de 50 años de existencia, por lo tanto las obras de drenaje que se conservan ya tienden a ser cambiadas por nuevas, y también no es fácil obtener información de ellas, recomendando que para la línea de investigación manejara obras de drenaje recientes para tener mejores resultados.

Se acudió con Ing. Roberto Espinoza Quintino, residente general de carreteras federales, presentando también la línea de investigación y recomendó que para

cualquier información se solicitará directamente con las oficinas centrales en la Ciudad de México, pero que de igual forma se podría investigar con los residente de las diferentes regiones del estado, de ahí se sugirió la región de Lázaro Cárdenas y la costa michoacana, así que se acudió con el Ing. Francisco Javier Aguilar, residente de la región mencionada, comentando sobre el puente Ignacio Chávez, facilitando información de planos del puente, sin embargo no pudo encontrar información sobre los estudios hidrológicos..

A su vez el Ing. Roberto Espinoza Quintino instruyo a la Ing. Guadalupe Calderón para brindarme el apoyo y seguimiento a la información que la dependencia pudiera otorgarme. También por parte de carreteras federales se consiguieron información de planos del dren la cinta, pero de igual manera no se encontró información de estudios hidrológicos.

Durante el mes de mayo se recurrió a carreteras alimentadoras del mismo centro SCT Michoacán, sin encontrar resultados favorables ya que en esta residencia únicamente se cuenta con obras en etapa de proyecto por lo que no cuentan con información de utilidad.

Otra fuente de información es la secretaría de comunicaciones y obras públicas de Michoacán, SCOP en donde se acudió con el Ing. Arturo López Aguirre encargado de estudios y proyectos, el cuál comentó que los proyectos con los que cuentan apenas están en construcción, dentro del mismo departamento platique con el Ing. Juan Cerriteño encargado de proyectos de puentes (quien en el área de proyectos tiene una vasta experiencia ya que ha laborado tanto en la Junta de Caminos como en la misma SCOP) haciendo el comentario que en su carrera como proyectista no le ha tocado ver que alguna obra de drenaje tenga falla por insuficiencia hidráulica, y que si ha habido fallas en este tipo de estructuras es por socavación y que esto depende de los estudios de mecánica de suelos.




Durante este periodo también se acudió a la Unidad de Servicios Técnicos del área regional de la SCT que se ubica dentro de las mismas instalaciones del centro SCT Michoacán, y que esta cargo de esta área al Ing. Juventino Plascencia Morales, presentando la línea de investigación, y que el también considera que las obras de drenaje no presentan fallas por insuficiencia hidráulica, pero que también se requiere de una metodología que se implemente en las obras de drenaje menor para poder proponer el tipo de estructura más adecuada.

De nueva cuenta se tuvo una cita con el M.I. Fernando López Nava para platicar sobre la información que se requiere para la línea de investigación, ésta se efectuó el

día miércoles 02 de junio a las 11:00 hrs. en las oficinas de Servicios Técnicos del centro SCT Michoacán.

Lo obtenido de esta reunión fueron los nombres de algunas obras, principalmente puentes que han tenido fallas y otros que no han presentado fallas pero que se recomendó para su análisis, así mismo facilitó la referencia del lugar donde se puede obtener la información dentro del mismo centro SCT.

Dentro de los nombres destacan los siguientes:

-  Puente Tuzantla
-  Puente Las Peñas
-  Puente El Rangel

Por lo que se recurrió de nueva cuenta con el Ing. Juan Ramírez Rafael, residente de conservación de puentes consultándose sobre la información del puente *Tuzantla*, y sólo se quedó pendiente realizar la solicitud mediante oficio por parte de la coordinación de la maestría.

De la misma forma me presenté con la Ing. Guadalupe Calderón, auxiliar de Carreteras Federales, con quien se consultó sobre los puentes: *Las Peñas* y *El Rangel*, y también se quedó pendiente realizar la solicitud mediante oficio por parte de la coordinación de la maestría.

Posteriormente con apoyo del Dr, Jorge Alarcón y el Dr, Mario Salazar Amaya coordinador se redactaron los oficios correspondiente, presentándose en las residencias correspondiente, donde en la residencia de conservación se quedó de pasar posteriormente para conocer la contestación del oficio relacionado con el Puente *Tuzantla* y en la residencia de carreteras federales se hizo la observación que se tendría que solicitar la información vía INFOMEX, en el caso de los puentes *Las Peñas* y *El Rangel*.

Acudiendo a la oficina del IFAI ubicada dentro de las instalaciones del mismo Centro SCT Michoacán, realizando la solicitud de la información de los puentes antes mencionados, realizándose el pago en el banco requerido como requisito de INFOMEX, quedando en espera de la respuesta a la solicitud así como su envío.

Haciendo el seguimiento dentro del sistema de INFOMEX se tuvo respuesta favorable a la solicitud de la información de los puentes *Las Peñas* y *El Rangel* por lo que se siguió con el proceso de envío de la información y en la fecha del 5 de

agosto del 2011, misma que se demoró hasta el mes de septiembre, pero finalmente entregada siendo información de proyecto ejecutivo de los nuevos puentes.

Posteriormente a la solicitud de información sobre el puente *Tuzantla*, se consiguió por parte de la Residencia General de Conservación del Centro SCT Michoacán a través del Ing. Juan Ramírez Rafael la información que solicitamos vía oficio.

Dentro de la información obtenida se tiene:

- ✚ Levantamiento Geométrico y daños Puente Tuzantla.
- ✚ Plano General Puente Tuzantla.
- ✚ Estudio Topohidráulico e Hidrológico del nuevo Puente Tuzantla.
- ✚ Fotografías día del colapso, y de actividades realizadas por SCT.

Con estos datos obtenidos se procedió a realizar el levantamiento topográfico del Puente *Tuzantla* por lo que el día domingo 16 de Octubre del 2011 se presentó la brigada encabezada por el Ing. Daniel Maycotte Salazar y con equipo de medición Estación Total mca. Topcon; a continuación se presentan fotografías del lugar del sitio y del levantamiento topográfico:



Imagen 7. Vista en la entrada del Puente Tuzantla hacia la ciudad de Zitácuaro.



Imagen 8. Vista Panorámica aguas abajo del Puente Tuzantla.



Imagen 9. Vista Panorámica aguas arriba del Puente Tuzantla.



Imagen 10. Vista Panorámica sobre el Puente Tuzantla.



Imagen 11. Vista Panorámica hacia Zitácuaro del Puente Tuzantla.



Imagen 12. Vista Panorámica bajo el Puente Tuzantla.



Imagen 13. Vista Panorámica aguas arriba del Río Tuzantla.



Imagen 14. Vista Panorámica Puente Tuzantla.



Imagen 15. Vista debajo del Puente Tuzantla.



Imagen 16. Vista de la brigada bajo el Puente Tuzantla.



Imagen 17. Vista del Balizero dentro del cauce del Río Tuzantla.



Imagen 18. Vista del Balizero en el margen del Río Tuzantla.

Consultando otra fuente de información como lo es la dependencia estatal denominada Junta de Caminos del Estado de Michoacán, se obtuvo una cita con el Ing. Ramón Paz Leal, Jefe del Departamento de Conservación para platicar sobre la línea de investigación y sobre algunas obras que pudiera recomendar para tomar en cuenta como caso de estudio de esta línea de investigación, por lo que el Ing. Paz mencionó el caso de una obra de drenaje (losa) ubicada en el camino: Coahuayana – Palos Marías, donde debido a los daños ocasionados por las lluvias atípicas presentadas en la región el día 19 de septiembre del 2010, esta obra fue destruida completamente por el cauce, por lo que la dependencia procedió a solucionar de manera temporal el cruce, colocando tubería, lo cual no fue exitoso, ya que de acuerdo a la Tarjeta Informativa con fecha del 22 de septiembre del 2010, menciona que continuaba bajando bastante agua y los tubos podrían ser arrastrados con facilidad, por lo que los vehículos fueron desviados a un vado hecho aguas abajo.

Cabe señalar que dentro de la misma tarjeta informativa, se menciona lo siguiente: *“Es importante se envíe a personal de servicios técnicos para que se valoren y determinen el tipo de obra de drenaje o puente que se requiera en el lugar ya que la que existía fue insuficiente, y el caudal rebasó por mucho sus dimensiones que tenía la obra anterior.”*

Al ser un ejemplo claro sobre fallas en obras de drenaje que fueron diseñadas a partir de un gasto inferior al gasto máximo probable, se solicitó la información acerca de la obra de drenaje que falló así como la nueva obra de drenaje con la cual se sustituyó.

Aparentemente no existe mucha información acerca de la obra de drenaje que falló pero se pudo conseguir lo siguiente:

- ✚ Secciones de obras de drenaje (losas) dentro del tramo donde se presentó la falla.
- ✚ Plano General del Puente “Palos Marías”.
- ✚ Tarjeta Informativa del 22 de Septiembre del 2010.
- ✚ Fotografías de la obra temporal que se colocó en el cruce.

De la información conseguida no se tiene certeza de cuál sería la obra que falló por lo que el Ing. Paz comentó que buscarían más información dentro de la misma dependencia y con el residente de conservación en Peribán.

Dentro de la misma dependencia pero a través de la Subdirección de Servicios Técnicos se consultó para obtener casos de estudio para la línea de investigación, con lo que se realizó una cita con la Arq. Ana María Rangel García, Jefa del Departamento de Topografía, Estudios y Proyectos la cual nos dirigió con el Ing. Armando Calderón García, a quien le presentamos la línea de investigación y él nos refirió algunas obras que habían colapsado dentro de la zona de desastre ocurrido en Ocampo y Angangueo en febrero del 2010, a lo que menciono tres principales:

- ✚ Angangueo - El Tigre - Cerro del Melón (Alcantarilla de losa en Angangueo)
- ✚ El Soldado Anónimo (Puente en Ocampo)
- ✚ Rincón de Salitrillo – Salitrillo (Alcantarilla de losa en Ocampo)

Lamentablemente no se tienen datos, estudios y planos de dichas obras colapsadas, pero si se generaron planos de obras de drenaje que sustituyeron a las colapsadas, basadas en el daño ocasionado, pero no se tomó en cuenta algún estudio hidrológico.

Como parte de los trabajos de campo y después del primero realizado en Tuzantla en el 2011, se procedió a visitar el sitio de la segunda obra de drenaje contemplada en los casos de estudio, situada en el municipio de Angangueo, una losa de 6.00 metros de luz y 2.00 de profundidad ubicada en el camino: San Felipe - Ocampo - Angangueo - Las Papas en el kilómetro: 0+039.20, la cual pertenece a la red estatal carretera.

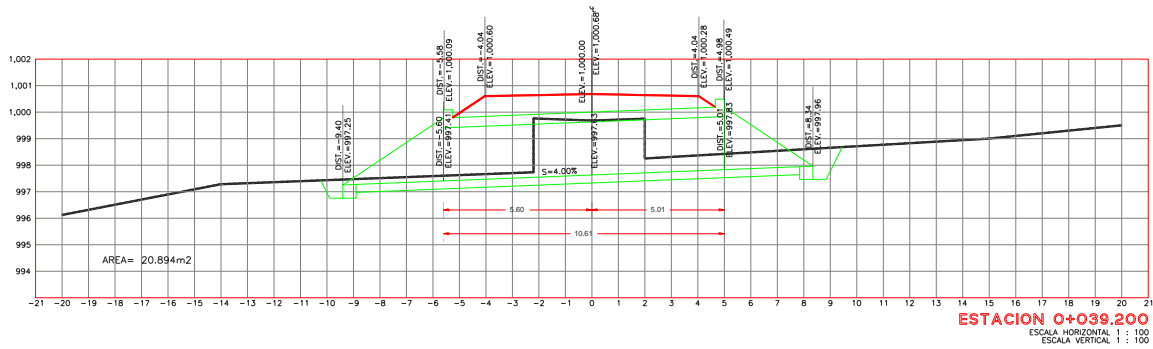
Dicha obra presentó daños durante el fenómeno natural extraordinario presentado en febrero del 2010 en el oriente michoacano y con recurso del FONDEN se realizó su reconstrucción en el mismo año.

Dentro de la información obtenida en la Junta de Caminos del Estado de Michoacán se tiene:

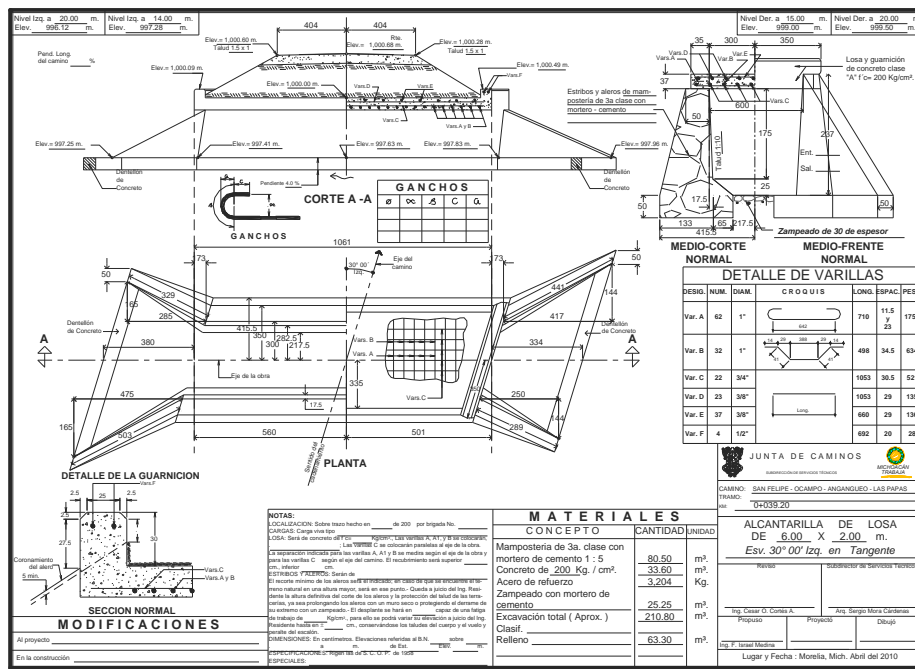
- ✚ Formato del diseño de la Obra de Drenaje proyectada para su reconstrucción.
- ✚ Fotografías de la Obra de Drenaje dañada.

Como se puede observar se carece del proyecto, estudio y memoria de cálculo de la Obra de Drenaje dañada.

A continuación se muestran parte de la información obtenida:



Sección 1. Obra de Drenaje (Losa 6.00x2.00) proyectada para su reconstrucción.



Plano 1. Obra de Drenaje (Losa 6.00x2.00) proyectada para su reconstrucción.



Imagen 19. Imagen de la Obra de Drenaje Dañada en febrero del 2010.



Imagen 20. Imagen de la Obra de Drenaje azolvada prácticamente en un 80% con material de arrastre.

Con estos datos obtenidos se procedió a realizar el levantamiento topográfico de la losa denominada: *Anganguero-El Tigre-Cerro Del Melón* por lo que el día domingo 19 de febrero del 2012 se presentó la brigada encabezada por el Ing. Daniel Maycotte Salazar y con equipo de medición Estación Total mca. Topcon; a continuación se presentan fotografías del lugar del sitio y del levantamiento topográfico:



Imagen 21. Vista de la Losa aguas abajo.



Imagen 22. Vista de la Losa aguas arriba, donde se puede apreciar el muro de contención colocado para direccionar el cauce y soportar la vialidad.



Imagen 23. Vista la Losa y de la Presa Rompe Picos situada aguas arriba.



Imagen 24. Presa Rompe Picos aguas arriba de la Obra, con tubería de concreto de 60 cms de diámetro.



Imagen 25. Vista aguas de la Presa Rompe Picos.



Imagen 26. Vista aguas debajo de la Obra de Drenaje, donde se puede apreciar la erosión del talud derecho del cauce.



Imagen 27. Vista de la casa del Sr. José Luis Estrada, su casa esta situada en la margen derecha del cauce a la altura de la Obra de Drenaje y existen marcas de la inundación que sufrió teniendo una altura aproximada de 1 metro.

Aprovechando la presencia de vecinos del lugar se realizó un recorrido aguas arriba de la Obra de Drenaje para observar las condiciones del cauce que presenta una pendiente alrededor del 10% y que por lo que comentan derivó en 2 trayectorias nuevas diferentes aguas arriba, por lo que comentan los pobladores que esto le quitó energía y que benefició para no ocasionar mas destrozos aguas abajo con sus casa situadas en las márgenes del mismo cauce.

También se pudieron observar que por parte de la CNA se han construido presas rompe picos aguas arriba como se puede apreciar en las siguientes imágenes:



Imagen 28. Vista aguas arriba de una presa rompe picos.



Imagen 29. Vista aguas abajo de una presa rompe picos construida por la CNA.

De igual manera se observó los destrozos que dejó la creciente en casas que se quedaron prácticamente destruidas y que el cauce también tuvo una gran cantidad de arrastre, observándose el tamaño de las rocas que quedaron dentro del mismo.

Las siguientes imágenes fueron tomadas aproximadamente 1 km aguas arriba de la Obra de Drenaje en estudio:



Imagen 30. Vista aguas abajo, se muestra el cauce y una construcción afectada.



Imagen 31. Panorama aguas arriba donde se aprecia el tamaño de las rocas arrastradas.

Continuando con los trabajos de campo, se procedió a visitar el sitio de la tercera obra de drenaje contemplada en los casos de estudio, situada en el municipio de Ocampo, una losa de 6.00 metros de luz y 3.00 metros de profundidad ubicada en el camino: *Rincón De San Luis - El Salitrillo*, en el kilómetro: 1+280.00, la cual pertenece a la red estatal carretera.

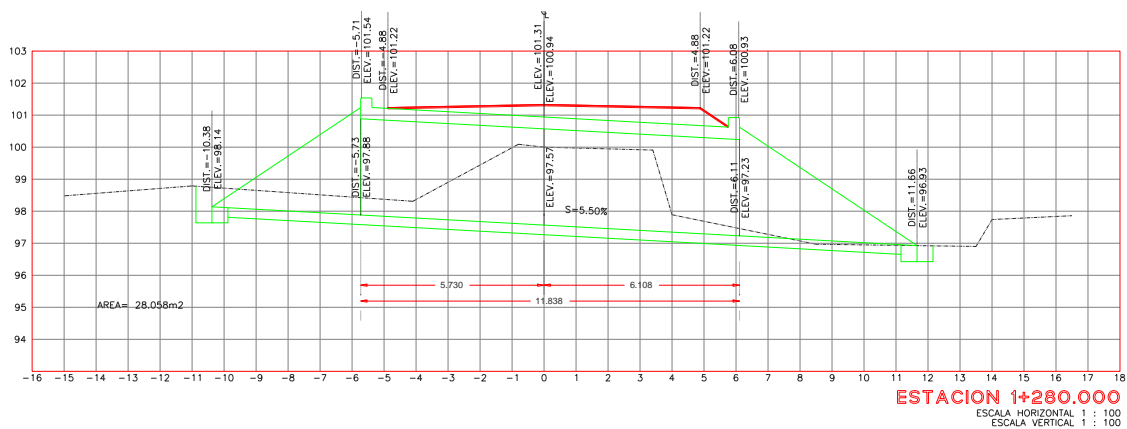
Dicha obra presentó daños durante el fenómeno natural extraordinario presentado en febrero del 2010 en el oriente michoacano y con recurso del FONDEN se realizó su reconstrucción en el mismo año.

Dentro de la información obtenida en la Junta de Caminos del Estado de Michoacán se tiene:

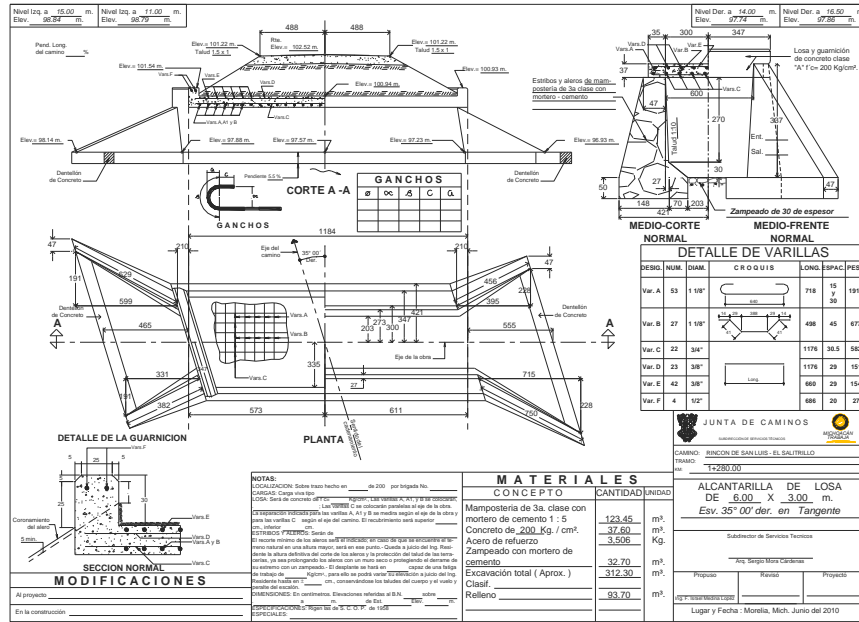
- ✚ Formato del diseño de la Obra de Drenaje proyectada para su reconstrucción.
- ✚ Fotografías de la Obra de Drenaje dañada.

Como se puede observar se carece del proyecto, estudio y memoria de cálculo de la Obra de Drenaje dañada, por lo que es de gran importancia la información obtenida de campo.

A continuación se muestran parte de la información obtenida:



Sección 2. Obra de Drenaje (Losa 6.00x3.00) proyectada para su reconstrucción.



Plano 2. Obra de Drenaje (Losa 6.00x3.00) proyectada para su reconstrucción.



Imagen 32. Obra de Drenaje Dañada en febrero del 2010.

“USO DEL GASTO MÁXIMO PROBABLE PARA LA REVISIÓN DEL DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE APLICADAS EN LAS VÍAS TERRESTRES”



Imagen 33. Donde se aprecia el arrastre de sólido que se presentó en la avenida máxima.



Imagen 34. Uno de los estribos de la Obra de Drenaje, se puede observar el daño que presenta debido a una posible socavación.

Con estos datos obtenidos se procedió a realizar el levantamiento topográfico de la losa denominada: *Rincón De San Luis – Salitrillo (Ocampo)* por lo que el día jueves 23 de febrero del 2012 se presentó la brigada encabezada por el Ing. Daniel Maycotte Salazar y con equipo de medición Estación Total mca. Topcon; a continuación se presentan fotografías del lugar del sitio y del levantamiento topográfico:



Imagen 35. Vista de la Losa Reconstruida.



Imagen 36. Panorama aguas abajo donde se puede observar la salida de la nueva losa.



Imagen 37. Panorama aguas abajo donde se aprecia la entrada de la nueva losa.



Imagen 38. Panorama aguas abajo donde se aprecia la entrada de la nueva losa y el tipo de material sedimentado a la entrada.



Imagen 39. Panorama aguas arriba de la salida de la losa nueva.



Imagen 40. Panorama aguas debajo de la losa nueva, donde se aprecia la delimitación del cauce con el centro piscícola de la población de San Luis en el municipio de Ocampo, Mich.

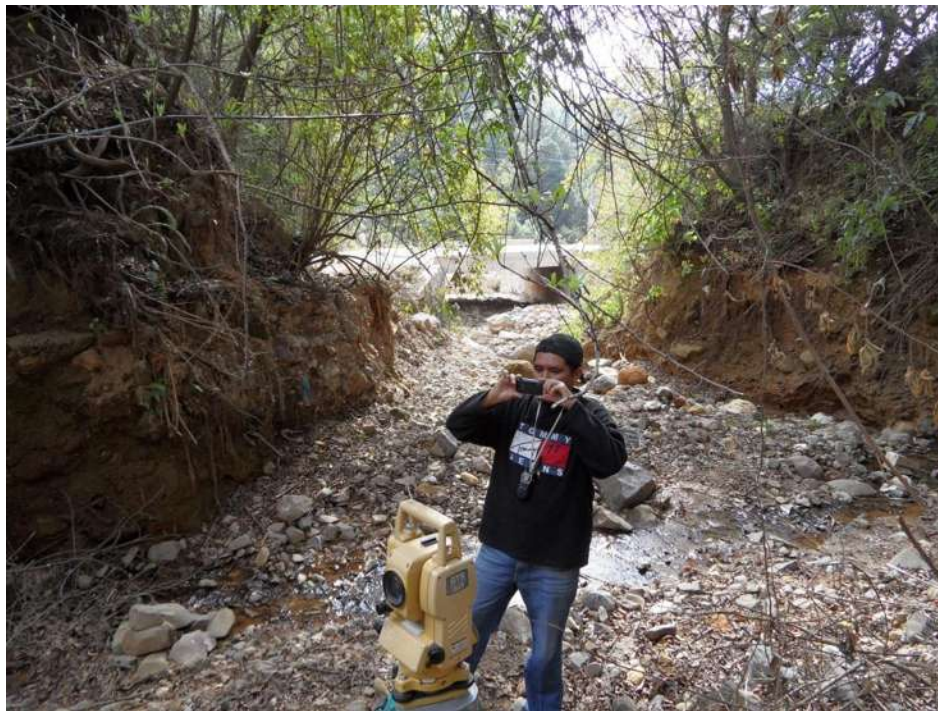


Imagen 41. Vista aguas abajo, donde se puede observar el cambio de dirección del cauce antes de la entrada de la losa nueva.



Imagen 42. Vista hacia aguas abajo, donde se observa la erosión del cauce aguas arriba de la losa nueva.

Continuando con los trabajos de campo, se procedió a visitar el sitio de la cuarta obra de drenaje contemplada en los casos de estudio, situada en el municipio de Ocampo, puente denominado **“El Soldado Anónimo”** de 15 metros de claro, ubicado en el camino: Ocampo - El Soldado Anónimo, en el kilómetro: 0+028.17, el cual pertenece a la red estatal carretera.

El puente presentó daños en su pila central durante el fenómeno natural extraordinario presentado en febrero del 2010 en el oriente michoacano y con recurso del FONDEN se realizó su reconstrucción en el mismo año.

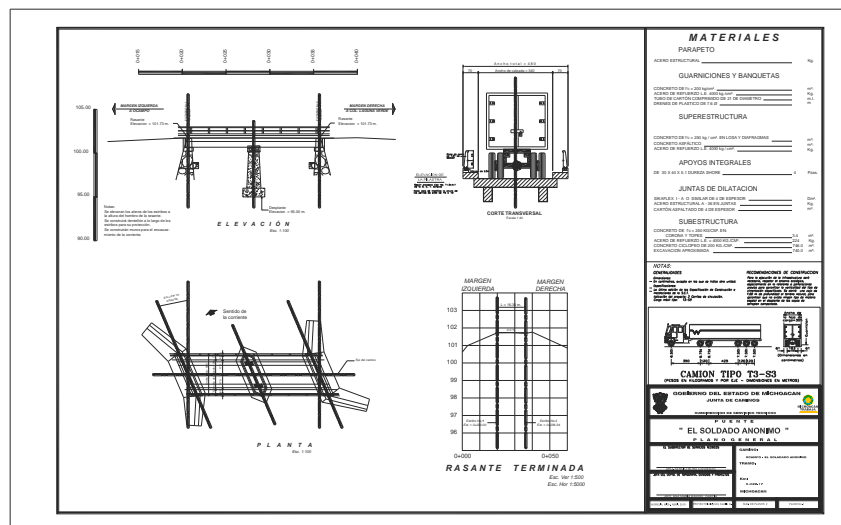
Dentro de la información obtenida en la Junta de Caminos del Estado de Michoacán se tiene:

✚ Plano General y de la Pila Central.

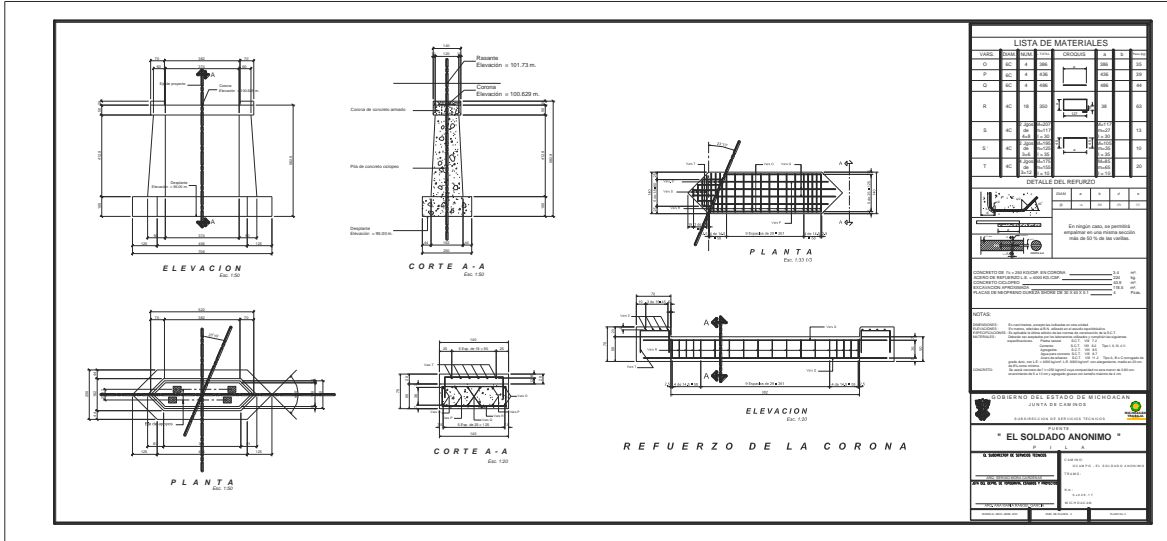
✚ Fotografías del Puente dañado.

Como se puede observar se carece del proyecto, estudio y memoria de cálculo puente dañado (puente original), por lo que es de gran importancia la información obtenida de campo.

A continuación se muestran parte de la información obtenida:



Plano 3. Plano General del Puente Reparado.



Plano 4. Pila Central del puente reparado.



Imagen 43. Puente dañado en febrero del 2010.



Imagen 44. Puente dañado, se puede observar el grado de afectación en la pila central.



Imagen 45. Pila Central con severo daño de socavación.



Imagen 46. Vista a detalle del hundimiento diferencial de la pila central, debido a la socavación en la entrada del puente al no presentar el área hidráulica suficiente.

Con estos datos obtenidos se procedió a realizar el levantamiento topográfico del puente denominado: El Soldado Anónimo, por lo que el día sábado 25 de febrero del 2012 se presentó la brigada encabezada por el Ing. Daniel Maycotte Salazar y con equipo de medición Estación Total mca. Topcon; a continuación se presentan fotografías del lugar del sitio y del levantamiento topográfico:



Imagen 47. Vista del puente reparado.



Imagen 48. Panorama aguas arriba del puente, donde se aprecia el muro de contención colocado para direccionar el cauce a la entrada de la obra.



Imagen 49. Imagen del puente reparado, se puede observar que la rasante no se modificó, así como la carencia de sus parapetos de protección.



Imagen 50. Panorama aguas abajo donde se aprecia la ubicación del Thalweg y las márgenes del cauce con material depositado después de la creciete de febrero del 2010.



Imagen 51. Panorama aguas abajo donde se aprecia la entrada y la pila reparada del puente, así como el tipo de material sedimentado a la entrada.



Imagen 52. Panorama aguas arriba de la salida del puente reparado.



Imagen 53. Panorama aguas abajo del puente, donde se aprecia el material transportado y depositado que fue desalojado y colocado en la margen izquierda del cauce.



Imagen 54. Imagen aguas abajo del puente, donde se aprecia los materiales sedimentados a la salida.



Imagen 55. Panorama aguas arriba del puente, donde se aprecia la planicie donde esta ubicada la obra de drenaje, la cual por lo que comentan los agricultores fue inundada al menos con un metro de altura promedio.



Imagen 56. Panorama aguas arriba del puente, donde se aprecia el meandro del cauce antes de la obra de drenaje.

Continuando con los trabajos de campo, se procedió a visitar el sitio de la quinta obra de drenaje contemplada en los casos de estudio, situada en el municipio de Lázaro Cárdenas en la costa michoacana, el puente denominado **“Las Peñas”** el cual sigue en operación y cuenta con las siguientes características geométricas: longitud de 31 metros y ancho de 10.20, está ubicado en la carretera: Playa Azul - Manzanillo, en el kilómetro: 17+040, clave SIPUMEX: 15-15.0-00.0-0-08.0, el cual pertenece a la red federal carretera.

Por cuestiones de modernización, se proyectó paralelo al tramo existente uno nuevo que reduce el tiempo de recorrido debido a la mejora en el alineamiento horizontal y vertical, pasando aguas arriba del puente Las Peñas (original), y que cruza el cauce del mismo nombre, por lo que la SCT proyectó y al tiempo que se realiza esta tesis se encuentra en etapa de construcción, con el nombre de puente Las Peñas (nuevo).

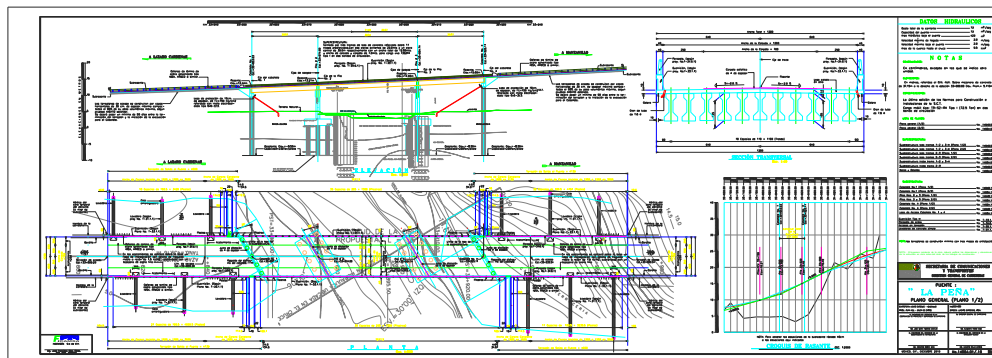
Como nota adicional se menciona que el nuevo puente Las Peñas cuenta con una longitud de 72.17 metros, este nuevo puente es el tomaremos como caso de estudio.

Dentro de la información obtenida en la SCT del nuevo puente Las Peñas se tiene:

- ✚ Plano General.
- ✚ Estudio hidrológico.
- ✚ Reporte fotográfico del sitio del Puente Las Peñas (nuevo y original).

Como se puede observar se carece del proyecto, estudio y memoria de cálculo del puente Las Peñas (original), por lo que es de gran importancia la información obtenida por parte de la SCT y de campo.

A continuación se muestran parte de la información obtenida:



Plano 5. Plano General del Puente Las Peñas (nuevo).



Imagen 57. Vista general de la zona de cruce donde se construye el Puente Las Peñas (nuevo); fotografía tomada a partir de 40 m aguas abajo.

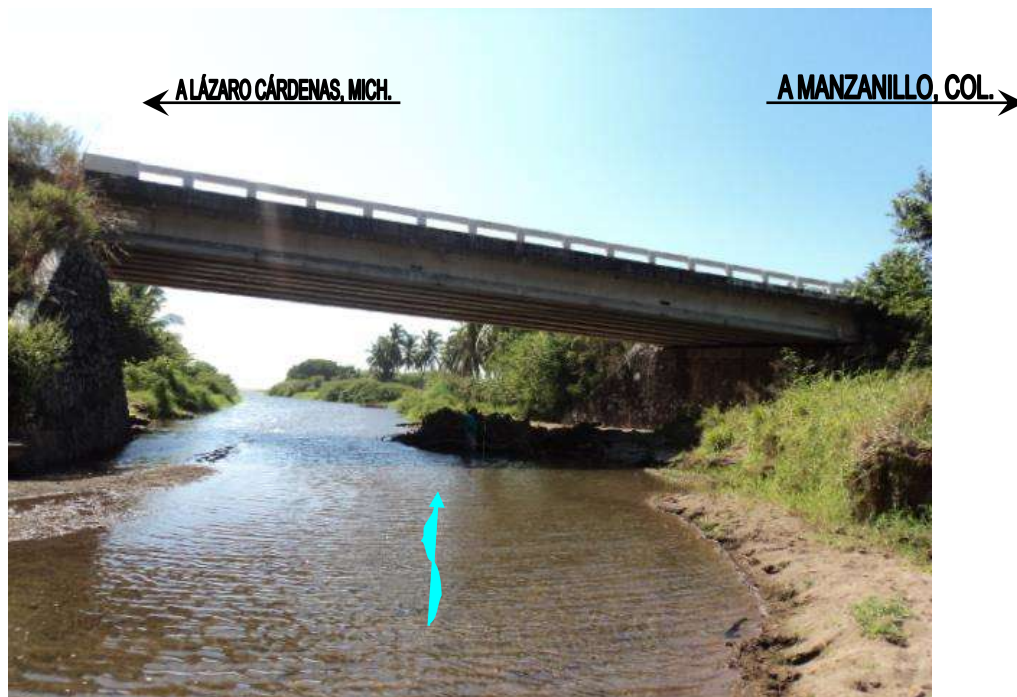


Imagen 58. Vista general de la estructura del puente Las Peñas (original) localizada a 400 m aguas abajo del cruce en estudio consistente en un claro libre de 29.0 m con una altura promedio de 5.40 m, la cual se ubica sobre la carretera Lázaro Cárdenas – Manzanillo.



Imagen 59. Puente Las Peñas (original).

Con estos datos obtenidos se procedió a realizar el levantamiento topográfico del puente denominado: Las Peñas, por lo que el día jueves 5 de abril del 2012 se presentó la brigada encabezada por el Ing. Daniel Maycotte Salazar y con equipo de medición Estación Total mca. Topcon; a continuación se presentan fotografías del lugar del sitio y del levantamiento topográfico:



Imagen 60. Vista del puente Las Peñas original.



Imagen 61. Panorama del puente Las Peñas (nuevo).



Imagen 62. Imagen de la salida del puente Las Peñas.



Imagen 63. Panorama aguas abajo donde se aprecia la salida del puente Las Peñas.



Imagen 64. Panorama del Puente "Las Peñas".



Imagen 65. Panoramas de la entrada del puente Las Peñas donde se aprecian los terraplenes de acceso, estribos y pilas.



Imagen 66. Vista aguas arriba del puente Las Peñas.



Imagen 67. Vista aguas abajo del puente Las Peñas.



Imagen 68. Vista del acceso al puente Las Peñas (nuevo).



Imagen 69. Vista del puente Las Peñas (nuevo) en proceso de construcción.

Continuando con los trabajos de campo, se procedió a visitar el sitio de la sexta obra de drenaje contemplada en los casos de estudio, situada en el municipio de Lázaro Cárdenas en la costa michoacana, el puente denominado **“El Rangel”** el cual sigue en operación y cuenta con las siguientes características geométricas: longitud de 51 metros y ancho de 10.20, está ubicado en la carretera: Playa Azul - Manzanillo, en el kilómetro: 18+900, clave SIPUMEX: 15-15.0-00.0-0-09.0, el cual pertenece a la red federal carretera.

Por cuestiones de modernización, se proyectó paralelo al tramo existente uno nuevo que reduce el tiempo de recorrido debido a la mejora en el alineamiento horizontal y vertical, pasando aguas arriba del puente El Rangel (original), y que cruza el cauce del mismo nombre, por lo que la SCT proyectó y al tiempo que se realiza esta tesis se encuentra en etapa de construcción, con el nombre de puente El Rangel (nuevo).

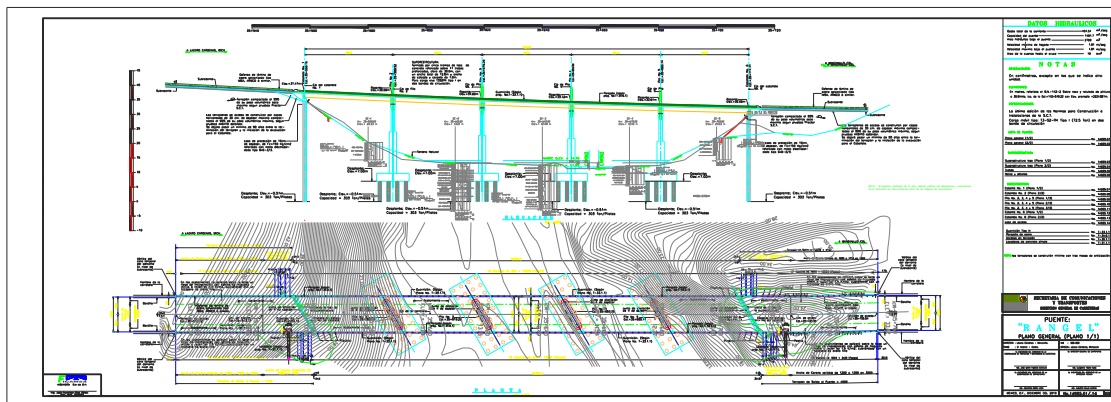
Como nota adicional se menciona que el nuevo puente El Rangel cuenta con una longitud de 152.96 metros, este nuevo puente es el tomaremos como caso de estudio.

Dentro de la información obtenida en la SCT del nuevo puente El Rangel se tiene:

- ✚ Plano General.
- ✚ Estudio hidrológico.
- ✚ Reporte fotográfico del sitio del Puente El Rangel (nuevo y original).

Como se puede observar se carece del proyecto, estudio y memoria de cálculo del puente El Rangel (original), por lo que es de gran importancia la información obtenida por parte de la SCT y de campo.

A continuación se muestran parte de la información obtenida:



Plano 6. Plano General del Puente El Rangel (nuevo).



Imagen 70. Km. 35+650 Vista hacia Aguas Arriba desde el sitio de cruce.



Imagen 71. Km. 35+650 Vista hacia Aguas Abajo desde sitio de cruce.



Imagen 72. Puente El Rangel (original).



Imagen 73. Estructura del puente El Rangel (original).

Con estos datos obtenidos se procedió a realizar el levantamiento topográfico del puente denominado: Las Peñas, por lo que el día jueves 5 de abril del 2012 se presentó la brigada encabezada por el Ing. Daniel Maycotte Salazar y con equipo de medición Estación Total mca. Topcon; a continuación se presentan fotografías del lugar del sitio y del levantamiento topográfico:



Imagen 74. Vista del puente El Rangel (original).



Imagen 75. Vista del acceso provisional al puente El Rangel (nuevo).



Imagen 76. Vista del entronque del acceso provisional con el tramo nuevo.



Imagen 77. Acceso al puente El Rangel.



Imagen 78. Vista de las pilas del puente El Rangel.



Imagen 79. Panorama de los accesos de la maquinaria.



Imagen 80. Vista aguas abajo del acceso al puente El Rangel.



Imagen 81. Vista del terraplen y estribo de acceso (hacia Manzanillo) del puente El Rangel.



Imagen 82. Panorama aguas arriba del puente El Rangel (nuevo).



Imagen 83. Panorama aguas arriba del puente El Rangel (nuevo) en proceso de construcción.



Imagen 84. Vista aguas abajo del puente El Rangel (nuevo).

7.2.- ANÁLISIS Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.

Con la información recopilada se procederá a su respectivo análisis y procesamiento, para seleccionar las obras que presenten las condiciones necesarias para su análisis, tomando en cuenta que deberá incluir tanto obras de drenaje mayor como obras de drenaje menor.

7.3.- VALIDACIÓN DE LA INFORMACIÓN.

Teniendo el análisis y quedando procesada la información se organizará la información de acuerdo al nombre de la obra, teniendo en cuenta que se deberá de validar la información secundaria obtenida realizando estudios en campo de dichas obras para conocer las condiciones reales.

7.3.1.- PUENTE TUZANTLA

7.3.2.- LOSA EL TIGRE

7.3.3.- LOSA SAN LUIS

7.3.4.- PUENTE EL SOLDADO ANÓNIMO

7.3.5.- PUENTE LAS PEÑAS

7.3.6.- PUENTE EL RANGEL

7.3.7.- PUENTE MAJAHUA II

7.3.8.- PUENTE PALOS MARÍAS

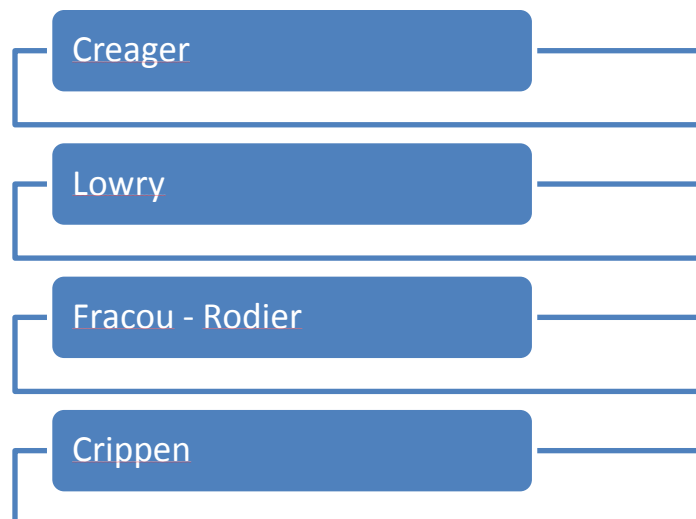
8.- PLAN DE DESARROLLO

8.1.- GENERACIÓN DE LA INFORMACIÓN NECESARIA PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE LA METODOLOGÍA.

- ⦿ Determinación de las cuencas de las zonas en estudio
- ⦿ Uso de la programación para la implementación de la metodología.

Para el análisis hidrológico de la cuenca hidrológica, la cual tendrá aportaciones para un escurrimiento que vaya a cruzar un camino o carretera, utilizaremos estudios hidrológicos estadísticos por medio de los métodos de envolventes:

Dentro del propio análisis hidrológico estadístico por medio de las envolventes, existen diferentes autores que manejan diferentes ecuaciones con coeficientes específicos tal y como se muestra a continuación:



Y cada autor presenta diferentes fórmulas para la obtención del gasto unitario como se puede observar en las siguientes expresiones:

$$\odot \text{ Creager: } q = 1.303C_c (0.386A)^{0.9364-0.048} A^{-1}$$

$$\odot \text{ Lowry: } q = \frac{C_L}{(A + 259)^{0.85}}$$

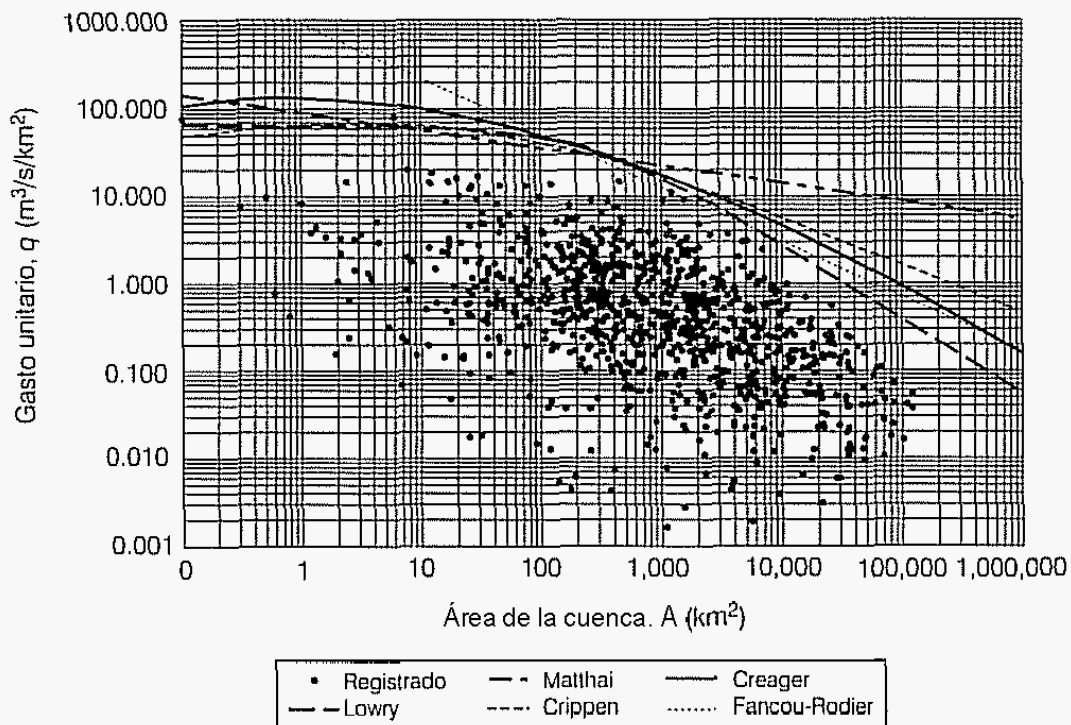
$$\odot \text{ Francou – Rodier: } \frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0} \right)^{1-K/10}$$

$$\odot \text{ Crippen: } q = k_1 A^{(k_2-1)} (A^{0.5} + 5)^{k_3}$$

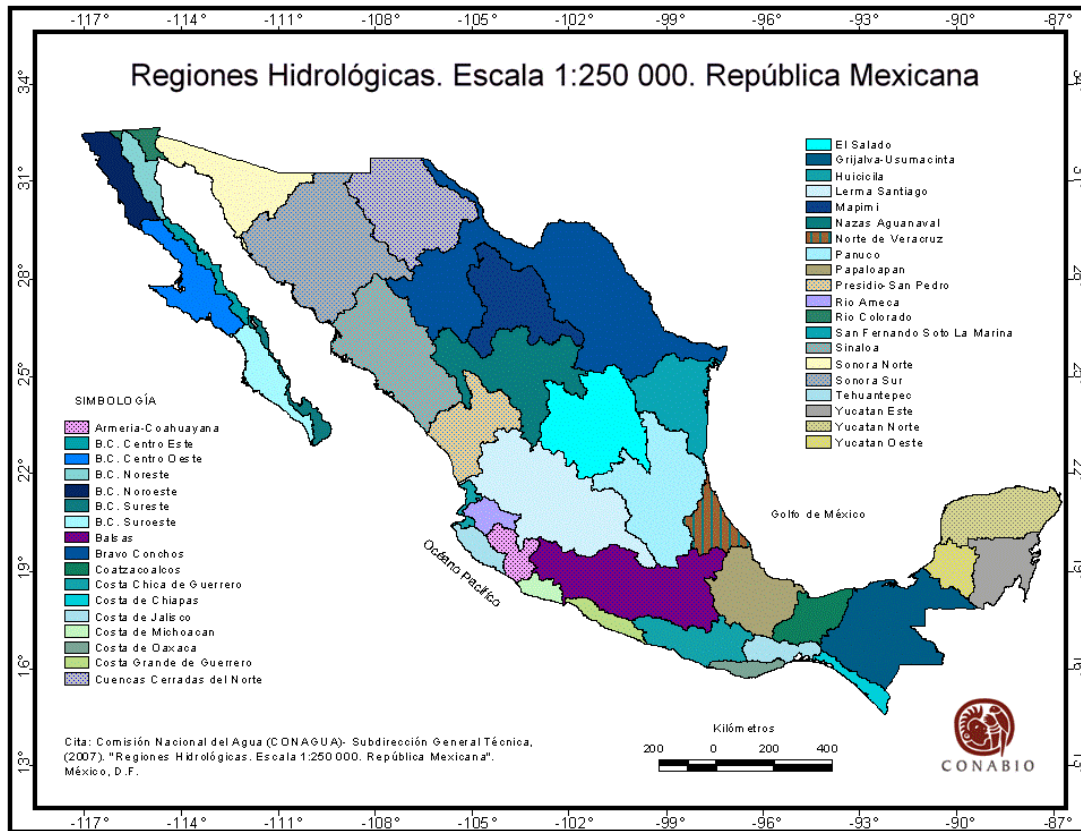
Mediante el análisis y cálculos con base a estos cuatro autores, se obtendrá el gasto unitario $q(\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{km}^2)$, con el cual podremos mediante la expresión correspondiente y los coeficientes regionales de las envolventes, de la zona en estudio y teniendo como dato el área de la cuenca en estudio, obtendremos el *Gasto Máximo Probable*.

Existe un estudio realizado por Aldo I. Ramírez-Orozco y Juan F. Gómez-Martínez del Instituto Mexicano en Tecnología del Agua (IMTA) y Daniel F. Campos Aranda de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí, publicada en el 2005 el cual tiene como título: “Actualización de las envolventes regionales de gastos máximos para la República Mexicana” en donde se ha estudiado el comportamiento general de los gastos máximos anuales en las diferentes regiones hidrológicas del país.

Ilustración 3. Envolvente de gastos máximos unitarios para la república mexicana.



Gráfica 2. Fuente: IMTA.



Mapa 1. Regiones Hidrológicas de la República Mexicana. Fuente: Comisión Nacional para el Conocimiento y Uso de la Biodiversidad <http://www.conabio.gob.mx/>

Los resultados del estudio arrojan los valores actualizados de coeficientes para cada una de las fórmulas de los diferentes autores y de las cuales se obtiene el gasto unitario en ($m^3/s/km^2$).

Cabe comentar que éste estudio ha sido aprovechado por parte de la Comisión Nacional del Agua para estudios hidrológicos.

Con la finalidad de verificar la certidumbre del “*Gasto Máximo Probable*”, se pretende realizar visitas de campo a las obras de drenaje que han presentado problemas de funcionamiento hidráulico, para determinar el nivel máximo que se ha presentado a lo largo de la existencia de la obra de drenaje y con base a un levantamiento topográfico, tanto de secciones como de la pendiente de un tramo que abarque la obra de drenaje, utilizar el método: Sección – Pendiente, esto para determinar el gasto máximo que históricamente se ha presentado en la obra.

Y con el resultado obtenido, poder revisar la obra de drenaje proyectada y definir aquella más adecuada para la infraestructura carretera conforme al *Gasto Máximo Probable*.

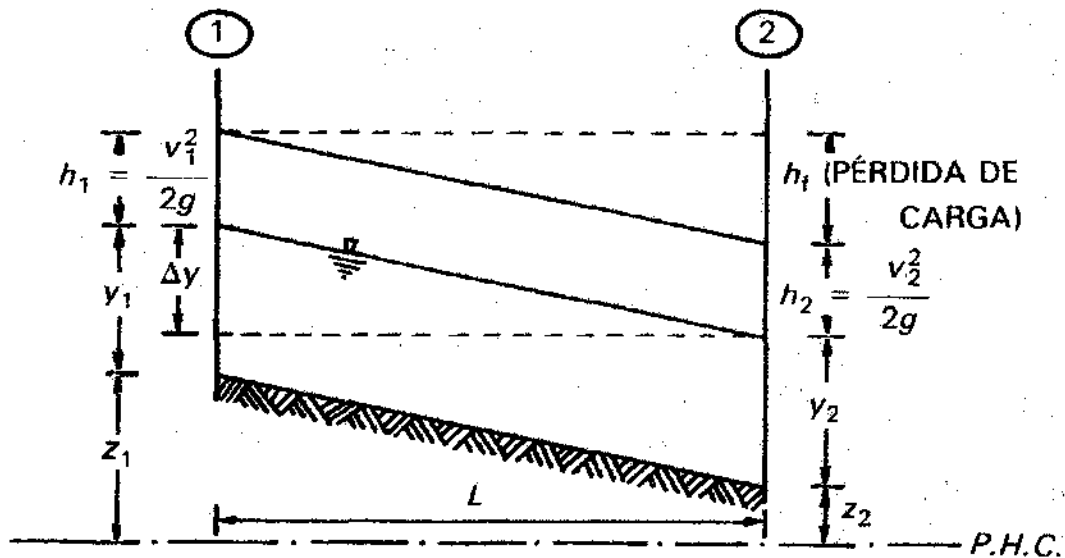
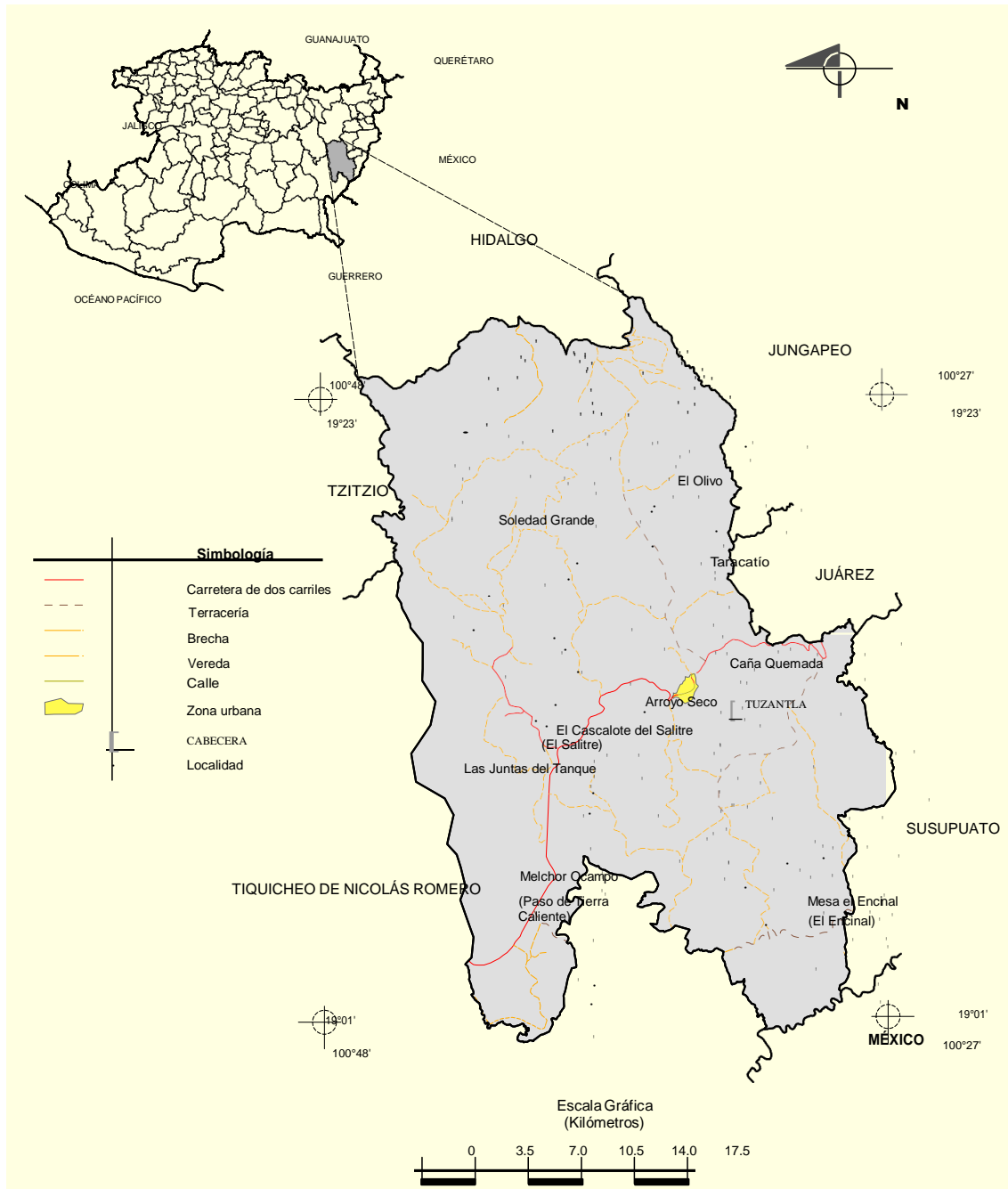


Ilustración 1. Fuente: FUNDAMENTOS DE HIDROLOGÍA DE SUPERFICIE,

Francisco Javier Aparicio Mijares

CASO DE ESTUDIO PUENTE TUZANTLA I

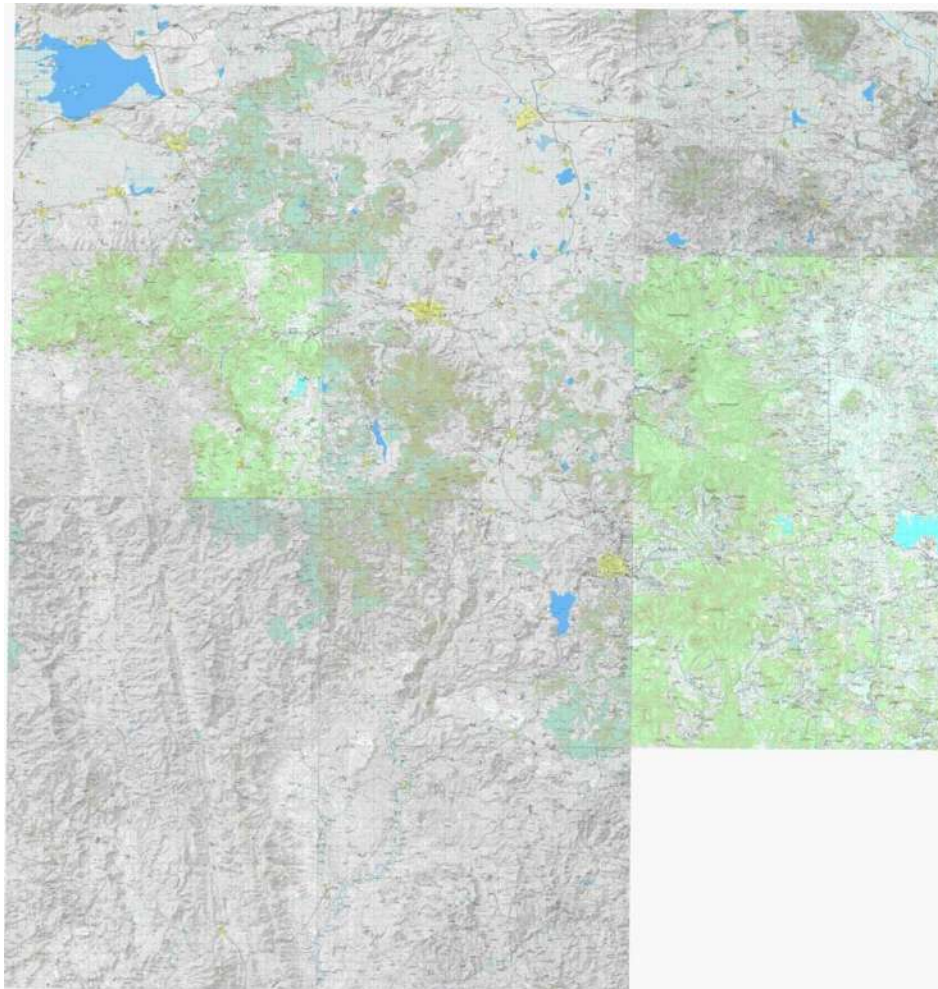
APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE LAS ENVOLVENTES EN AL CASO PUENTE TUZANTLA I.



Mapa 2. Infraestructura para el Transporte del Municipio de Tuzantla Michoacán Fuente: INEGI. Marco Geoestadístico Municipal 2005, versión 3.1.

Utilizando las envolventes mencionadas dentro de la publicación del IMTA, llamada: “*Actualización de las Envolventes Regionales de Gastos Máximos para la República Mexicana*” se proceden a aplicarlas en el caso de estudio del Puente Tuzantla, identificando primeramente el parte aguas que delimita la cuenca, por lo que se recurrió al software “Global Mapper” donde por medio de las cartas topográficas del INEGI (con escala 1:50,000) se logró la delimitación de la cuenca.

En las siguientes imágenes se muestra el proceso realizado para la obtención del parte aguas de la cuenca del caso Puente Tuzantla:



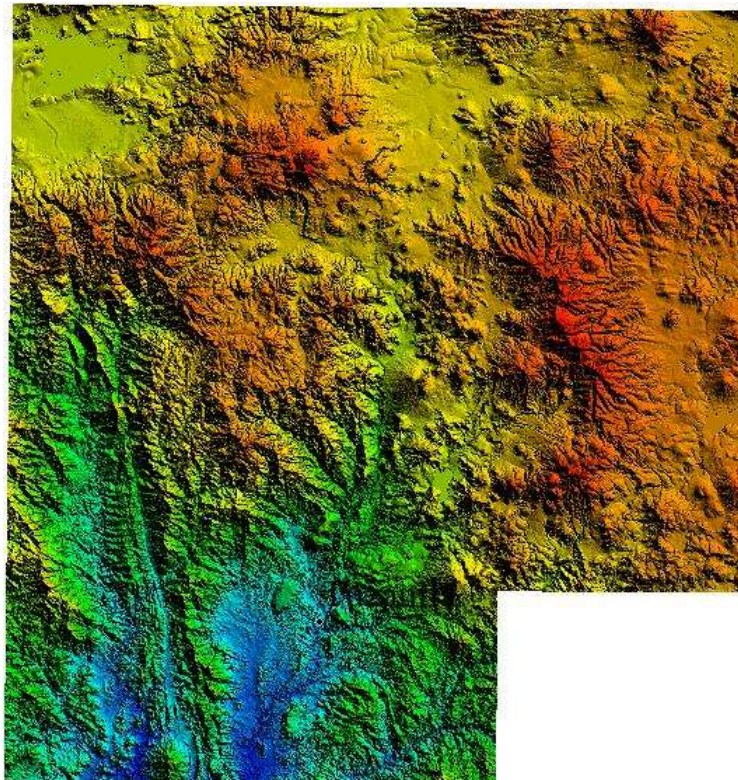
Mapa 3. Cartas topográficas de la zona. Fuente: Inegi

- 1.- Como primer paso se procedió a la unión de las cartas topográficas del INEGI donde se encuentra el área en estudio.



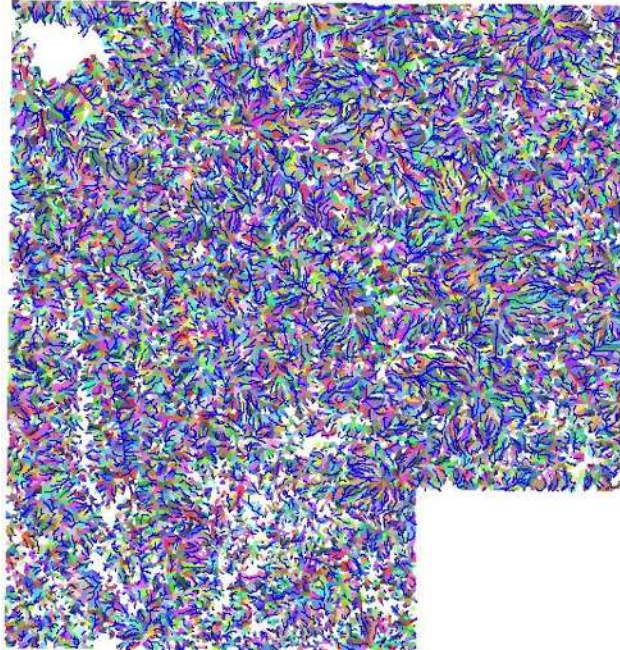
Mapa 4. Población Tuzantla

2.- Se identifica la zona del Puente Tuzantla, así como la población.



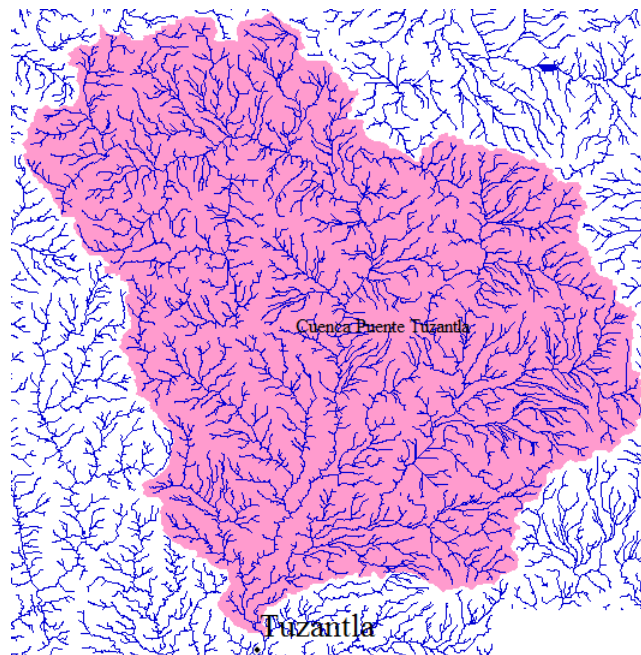
Mapa 5. MDE Fuente: Inegi.

3.- De igual forma por medio del sitio web del INEGI se obtienen los datos de relieve.



Mapa 6. Microcuencas.

4.- Por medio del Global Mapper se generan con los datos de relieve, los flujos de corrientes y las microcuencas que nos servirán para la delimitación del parte aguas de la cuenca en estudio.

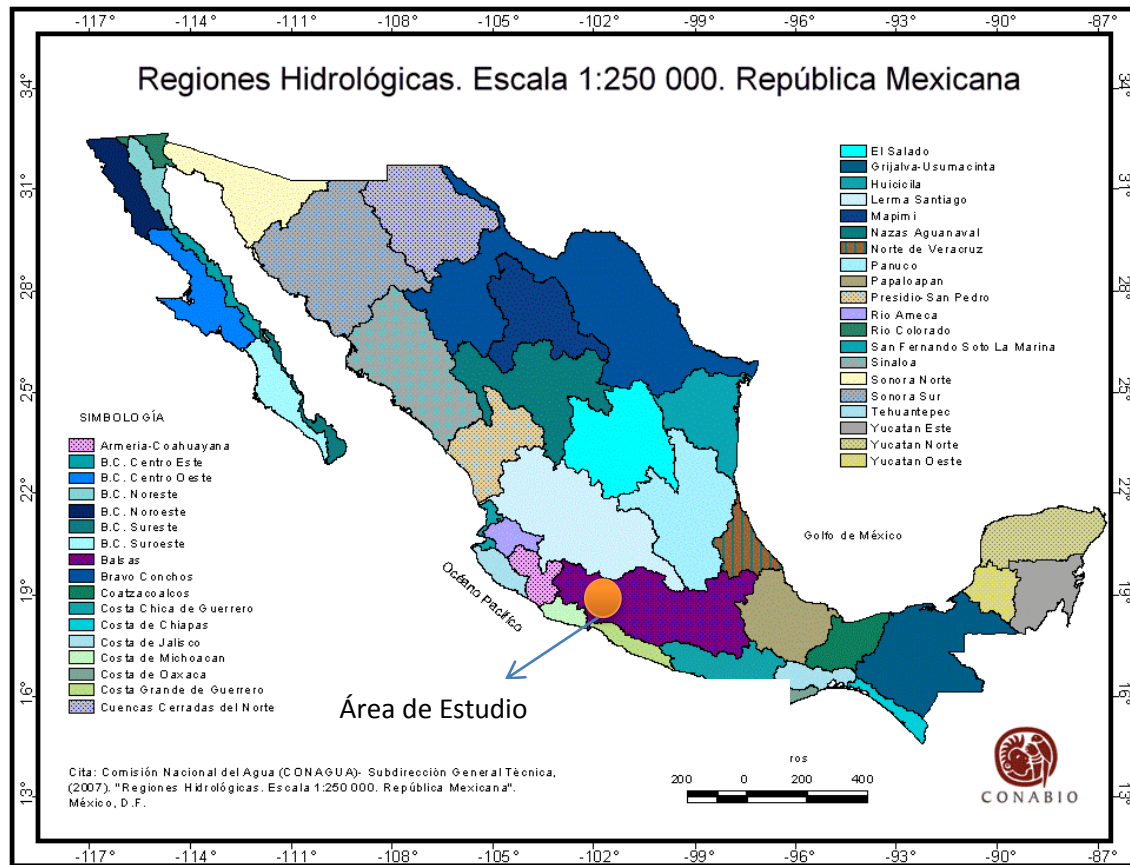


Mapa 7. Parteaguas de la cuenca.

5.- Se obtiene finalmente el área de la cuenca de estudio del Puente Tuzantla.

El área obtenida por medio de éste método aplicado con el software Global Mapper fue de: **2,587.5 KM²**

Por la localización geográfica de la zona en estudio se obtiene la región hidrológica a la que pertenece, correspondiéndole la región 18 del Balsas, conforme al plano que se presenta a continuación:



Nos apoyaremos con la siguiente tabla de la Publicación del IMTA de la “Actualización de las envolventes regionales de gastos máximos para la República Mexicana” donde se obtienen los parámetros formulados por los diferentes autores de las metodologías.

Región hidrológica	Parámetros de las envolventes							
	Matthal α	Matthal β	Creager C_c	Lowry C_L	K_1	Crippen K_2	K_3	Francou-Rodier K
1	22	-0.45	15	500	450	1.1	-1.85	3.86
2 a 7	Datos insuficientes							
8	4	-0.24	18	700	400	1.50	-2.60	3.86
9	16	-0.30	35	1,800	220	1.10	-1.43	4.50
10	85	-0.32	130	4,700	728.51	1.39	-1.89	5.93
11	85	-0.38	115	4,500	250	1.30	-1.58	5.82
12	17.5	-0.30	30	1,500	133	1.28	-1.72	4.18
13 a 15	70	-0.41	60	2,300	300	1.16	-1.50	5.52
16	50	-0.32	120	5,300	800	1.42	-2.10	5.76
17	Datos insuficientes							
18	35	-0.32	70	2,400	692.71	1.52	-2.40	5.07

Cuadro 1. Coeficientes de las envolventes para las 37 regiones hidrológicas.

Conociendo los datos anteriores se procede a aplicar la metodología con los siguientes autores: Creager, Lowry, Francou – Rodier y Crippen.

Comenzando con el orden anteriormente mostrado se obtiene de la publicación del IMTA la formulación aplicada por Creager:

$$q = 1.303C_c (0.386A)^{0.936A^{-0.048}} A^{-1}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en $m^3/s/km^2$

A = Área de la cuenca en km^2

C_c = Parámetro empírico que define la envolvente

El parámetro empírico que define la envolvente la obtenemos del cuadro 3 de la publicación, entrando con el dato de la Región hidrológica 18.

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = 1.303(70)(0.386(2587.5))^{0.936(2587.5)^{-0.048}} (2587.5)^{-1}$$

$$q = 3.54 \text{ m}^3/s/km^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Creager:

$$Q = 2,587.5 \text{ km}^2 \times 3.54 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$Q = 9,159.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

Continuando la formulación aplicada por Lowry:

$$q = \frac{C_L}{(A + 259)^{0.85}}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$

A = Área de la cuenca en km^2

C_L = Parámetro empírico que define la envolvente

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = \frac{2,400}{(2,587.5 + 259)^{0.85}}$$

$$q = 2.78 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Lowry:

$$Q = 2,587.5 \text{ km}^2 \times 2.78 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$Q = 7,193.28 \text{ m}^3/\text{s}$$

Continuando la formulación aplicada por Francou - Rodier:

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0} \right)^{1-K/10}$$

Dónde: Q = Gasto máximo en m^3/s

Q_0 = Constante igual a $10^6 \text{ m}^3/\text{s}$

A = Área de la cuenca en km^2

A= Constante igual a 10^8 km^2

K= Coeficiente empírico conocido como coeficiente de Francou-Rodier

Realizando el cálculo obtenemos:

$$\frac{Q}{10^6} = \left(\frac{2,587.5}{10^8} \right)^{1-5.07/10}$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Francou-Rodier:

$$Q = 5,477.09 \text{ m}^3/\text{s}$$

Finalizando con la formulación aplicada por Crippen:

$$q = k_1 A^{(k_2-1)} (A^{0.5} + 5)^{k_3}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$

k_1 , k_2 y k_3 = Parámetros empíricos de la curva

A = Área de la cuenca en km^2

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = 692.71(2,587.5)^{(1.52-1)} (2,587.5^{0.5} + 5)^{-2.40}$$

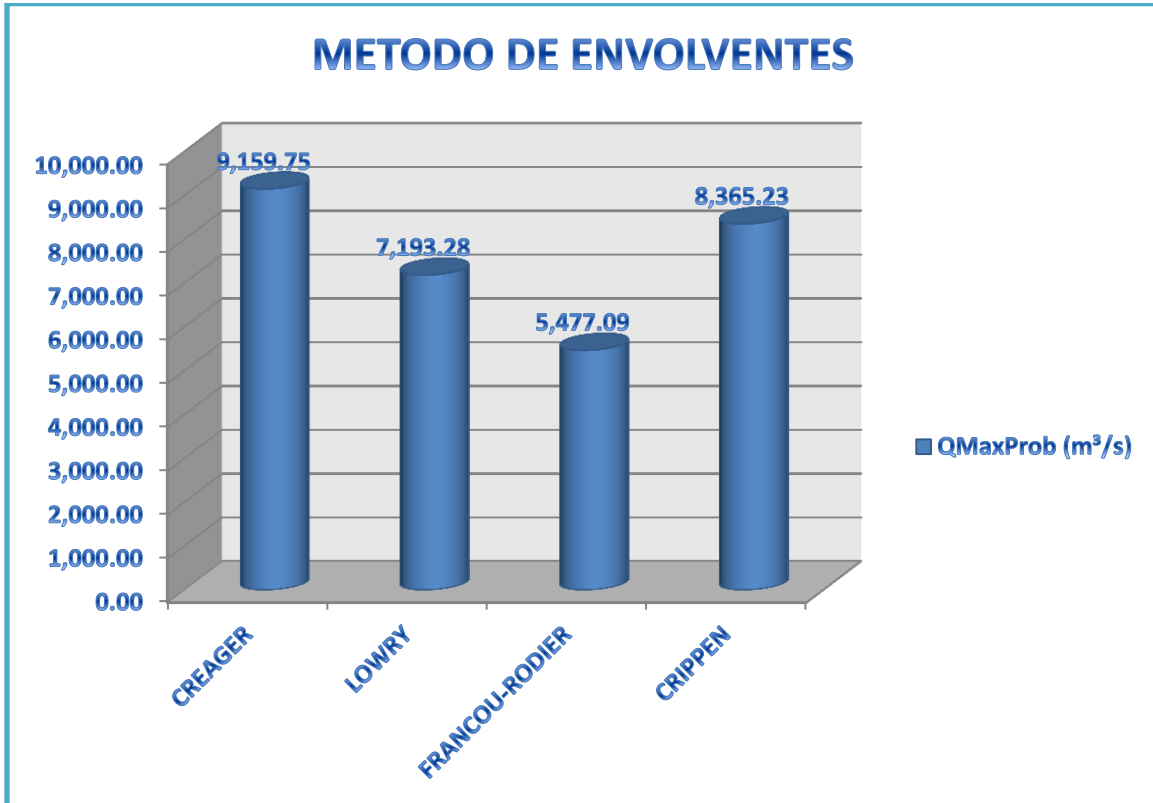
$$q = 3.23 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Crippen:

$$Q = 2,587.5 \text{ km}^2 \times 3.23 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$Q = 8,365.23 \text{ m}^3/\text{s}$$

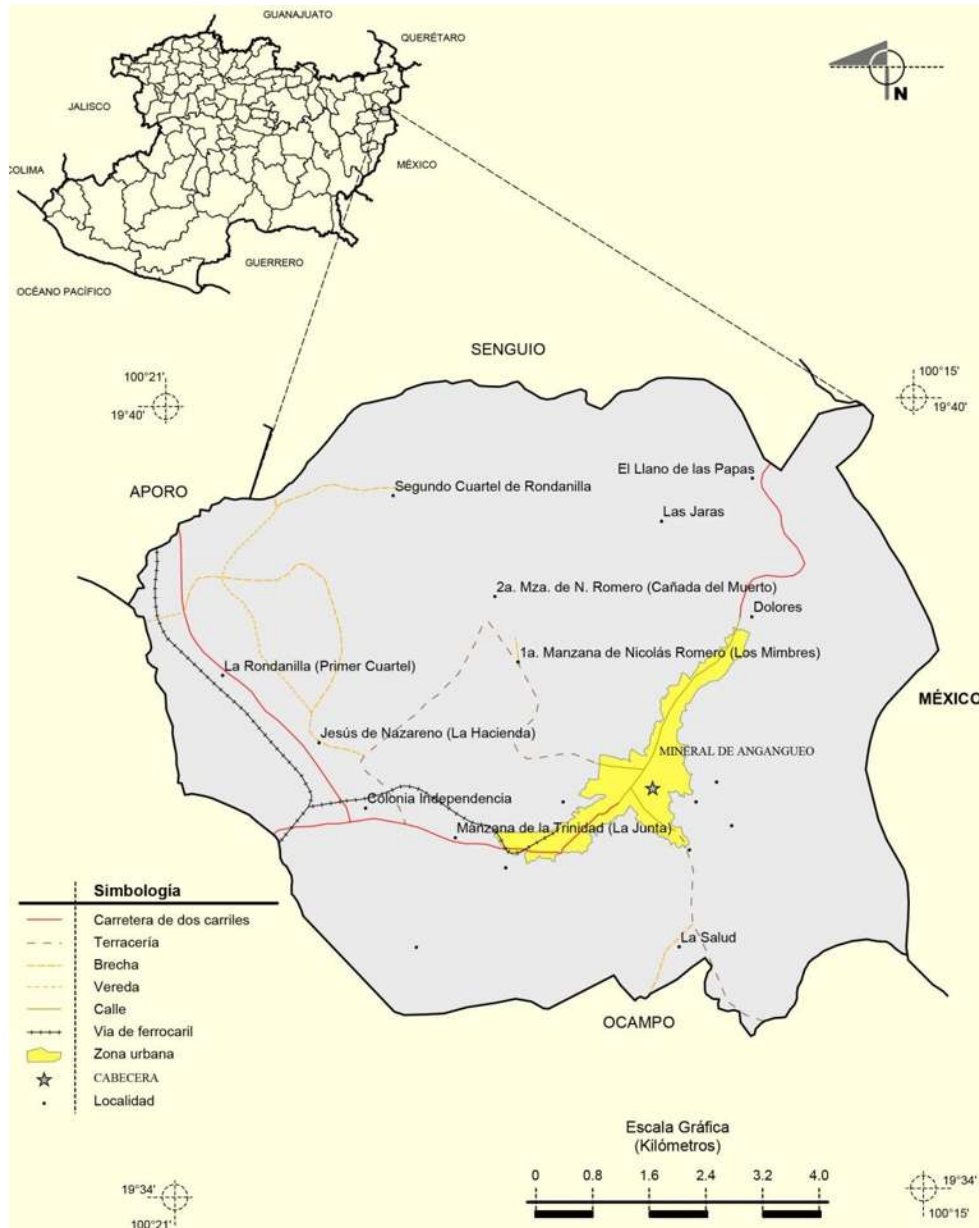
En resumen podemos decir que con la formulación de Creager nos genera un mayor gasto y con el de Francou-Rodier se genera el menor gasto tal y como se muestra en la siguiente gráfica:



Gráfica 3. Gastos Máximos Probables del Puente Tuzantla.

CASO DE ESTUDIO *LOSA ANGANGUEO-EL TIGRE-CERRO DEL MELÓN.*

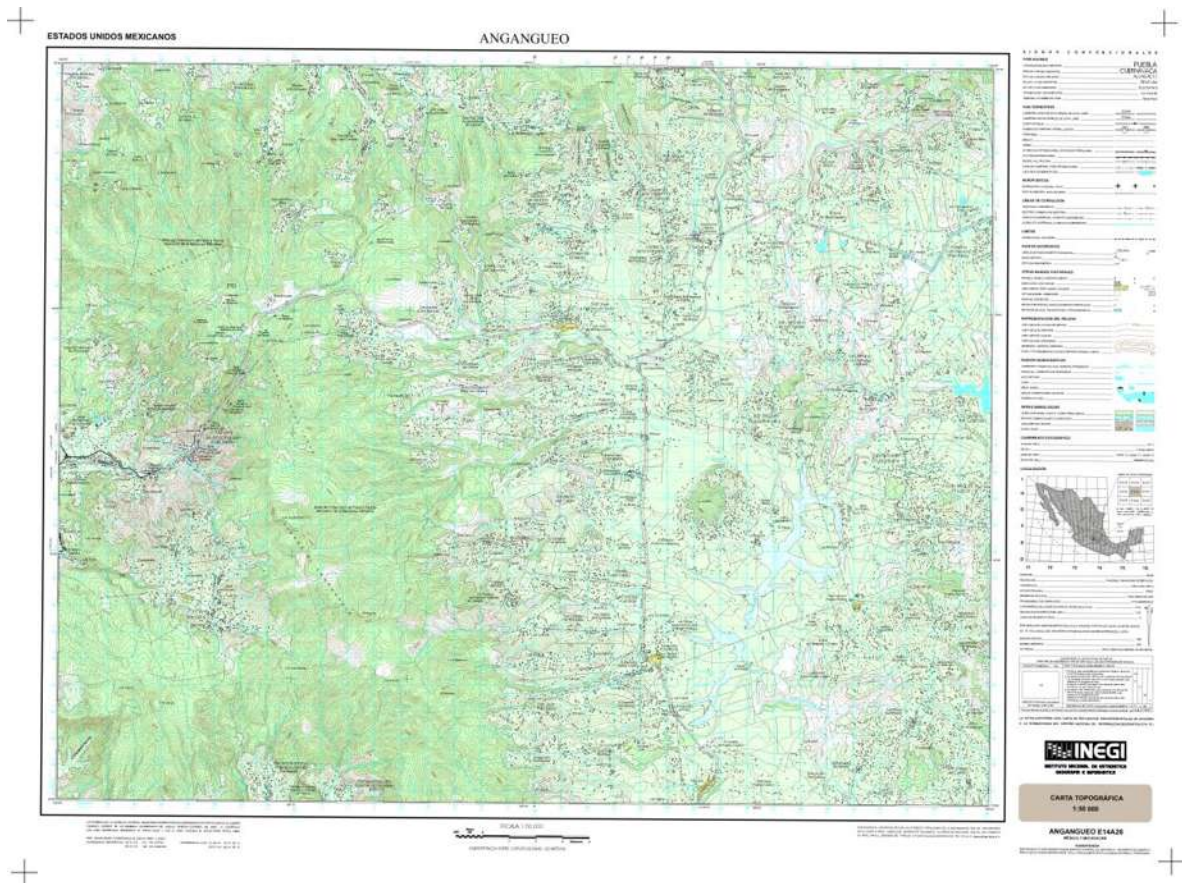
APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE LAS ENVOLVENTES EN EL CASO DEL MUNICIPIO DE ANGANGUEO.



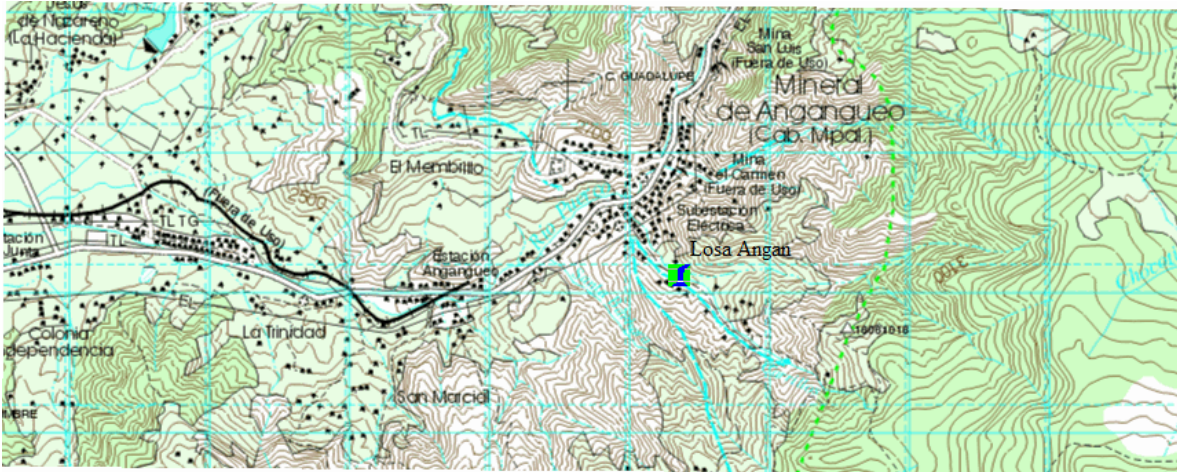
Mapa 9. Infraestructura para el Transporte del Municipio de Angangueo Michoacán Fuente: INEGI. Marco Geoestadístico Municipal 2005, versión 3.1.

Utilizando las envolventes mencionadas dentro de la publicación del IMTA, llamada: “*Actualización de las Envolventes Regionales de Gastos Máximos para la República Mexicana*” se proceden a aplicarlas en el caso de estudio de la losa Angangueo-El Tigre-Cerro del Melón, identificando primeramente el parte aguas que delimita la cuenca, por lo que se recurrió al software “Global Mapper” y “ArcView” donde por medio de las cartas topográficas del INEGI (con escala 1:50,000) se logró la delimitación de la cuenca.

En las siguientes imágenes se muestra el proceso realizado para la obtención del parte aguas de la cuenca:

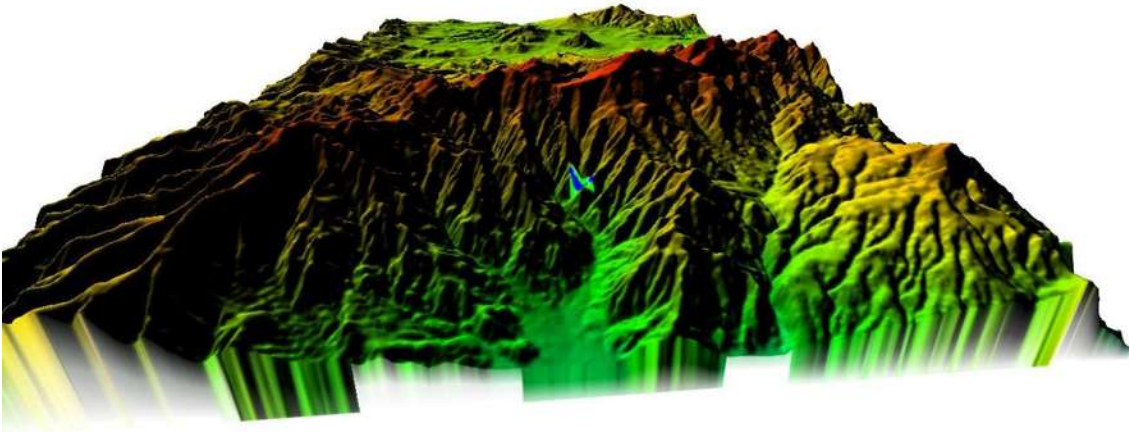


- 1.- Como primer paso se procedió a la unión de las cartas topográficas del INEGI donde se encuentra el área en estudio (Carta e14a26).



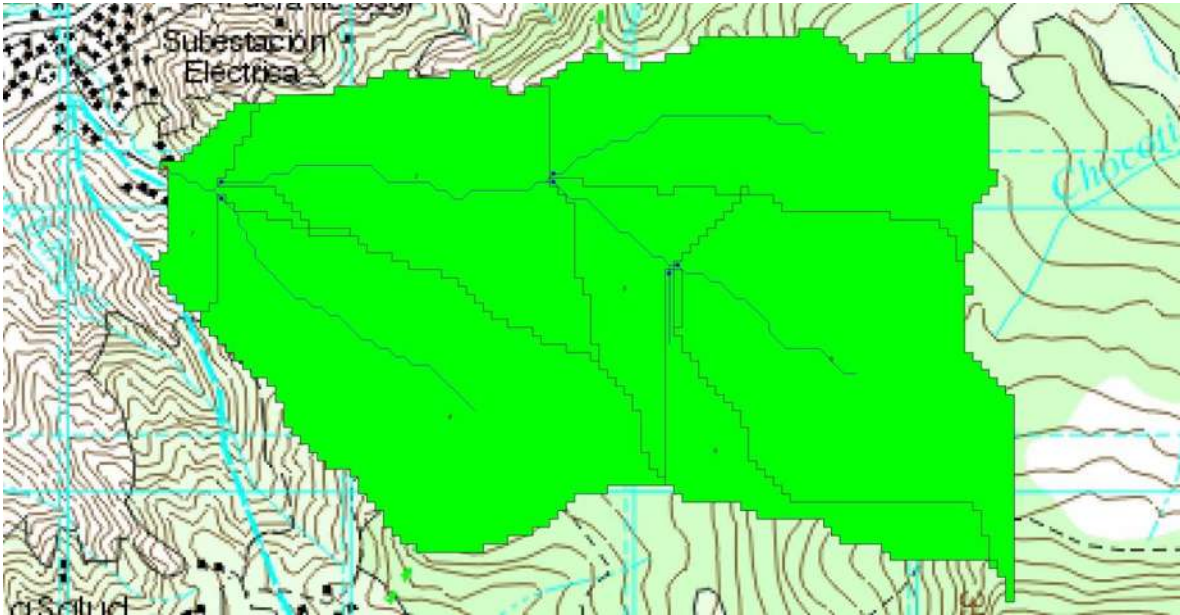
Mapa 11. Población Angangueo.

2.- Se identifica la zona de la losa Angangueo – El Tigre – El Cerro del Melón, así como la población.



Modelo 3D 1. Zona Angangueo.

3.- De igual forma por medio del sitio web del INEGI se obtienen los datos de relieve (Carta e14a26).



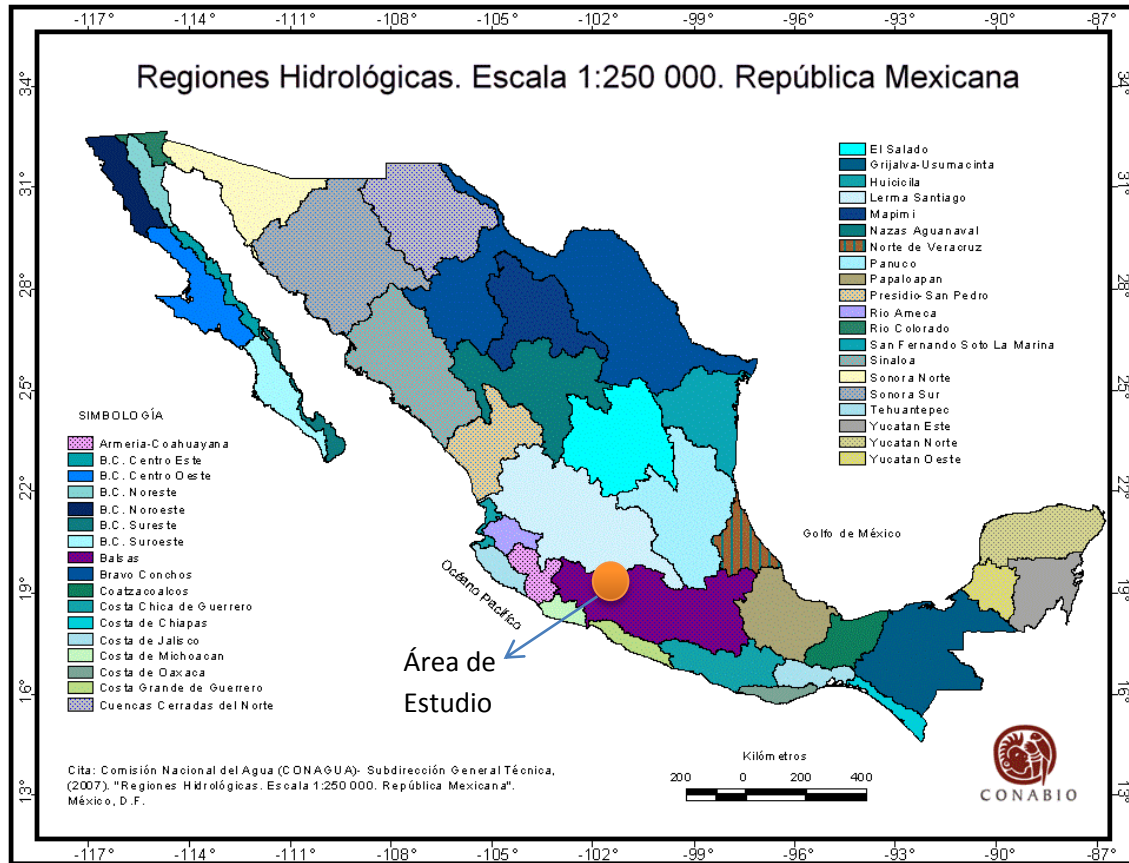
Mapa 12. Parteaguas de la cuenca de Anganguero.

4.- Por medio del programa ArcView se generan las sub-cuencas a partir de los datos de relieve, los flujos de corrientes y la delimitación del parte aguas de la cuenca en estudio.

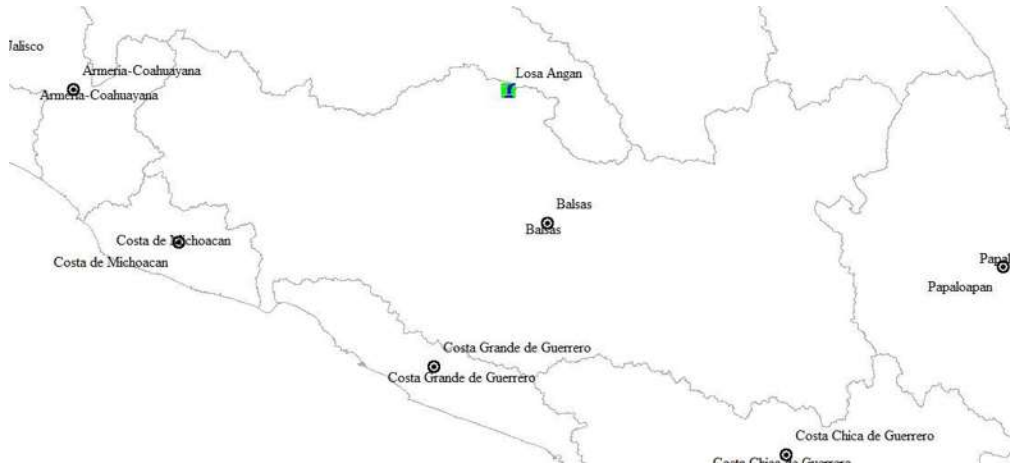
El área obtenida por medio de éste método aplicado con el software fue de:

4.34 KM²

Por la localización geográfica de la zona en estudio se obtiene la región hidrológica a la que pertenece, correspondiéndole la región 18 del Balsas, conforme al plano que se presenta a continuación:



Mapa 13. Macrolocalización de la región de Angangueo



Mapa 14. Microlocalización de la región de Angangueo.

Ubicación de la Red Hidrológica correspondiente de la zona de estudio de la Obra de Drenaje

Nos apoyaremos con la siguiente tabla de la Publicación del IMTA de la “Actualización de las envolventes regionales de gastos máximos para la República Mexicana” donde se obtienen los parámetros formulados por los diferentes autores de las metodologías.

Región hidrológica	Parámetros de las envolventes							
	Matthal		Creager	Lowry	K ₁	Crippen	K ₃	Francou-Rodier
	α	β	C _c	C _L		K ₂		K
1	22	-0.45	15	500	450	1.1	-1.85	3.86
2 a 7	Datos insuficientes							
8	4	-0.24	18	700	400	1.50	-2.60	3.86
9	16	-0.30	35	1,800	220	1.10	-1.43	4.50
10	85	-0.32	130	4,700	728.51	1.39	-1.89	5.93
11	85	-0.38	115	4,500	250	1.30	-1.58	5.82
12	17.5	-0.30	30	1,500	133	1.28	-1.72	4.18
13 a 15	70	-0.41	60	2,300	300	1.16	-1.50	5.52
16	50	-0.32	120	5,300	800	1.42	-2.10	5.76
17	Datos insuficientes							
18	35	-0.32	70	2,400	692.71	1.52	-2.40	5.07

Cuadro 2. Coeficientes de las envolventes para las 37 regiones hidrológicas.

Conociendo los datos anteriores se procede a aplicar la metodología con los siguientes autores: Creager, Lowry, Francou – Rodier y Crippen.

Comenzando con el orden anteriormente mostrado se obtiene de la publicación del IMTA la formulación aplicada por Creager:

$$q = 1.303C_c (0.386A)^{0.936A^{-0.048}} A^{-1}$$

Dónde: q= Gasto específico o gasto por unidad de área en m³/s/km²

A= Área de la cuenca en km²

Cc= Parámetro empírico que define la envolvente

El parámetro empírico que define la envolvente la obtenemos del cuadro 3 de la publicación, entrando con el dato de la Región hidrológica 18.

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = 1.303(70)(0.386(4.34))^{0.936(4.34)^{-0.048}} (4.34)^{-1}$$

$$q = 32.96 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Creager:

$$Q = 2,587.5 \text{ km}^2 \times 3.54 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$Q = \underline{91.33 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Continuando la formulación aplicada por Lowry:

$$q = \frac{C_L}{(A + 259)^{0.85}}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$

A = Área de la cuenca en km^2

C_L = Parámetro empírico que define la envolvente

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = \frac{2,400}{(4.34 + 259)^{0.85}}$$

$$q = 21.03 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Lowry:

$$Q = 4.34 \text{ km}^2 \times 21.03 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$Q = \underline{91.33 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Continuando la formulación aplicada por Francou - Rodier:

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0} \right)^{1-K/10}$$

Dónde: Q = Gasto máximo en m^3/s

Q_0 = Constante igual a $10^6 \text{ m}^3/\text{s}$

A = Área de la cuenca en km^2

A_0 = Constante igual a 10^8 km²

K= Coeficiente empírico conocido como coeficiente de Francou-Rodier

Realizando el cálculo obtenemos:

$$\frac{Q}{10^6} = \left(\frac{4.34}{10^8} \right)^{1-5.07/10}$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Francou-Rodier:

$$Q = \underline{234.67 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Finalizando con la formulación aplicada por Crippen:

$$q = k_1 A^{(k_2-1)} (A^{0.5} + 5)^{k_3}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en m³/s/km²

k_1 , k_2 y k_3 = Parámetros empíricos de la curva

A = Área de la cuenca en km²

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = 692.71(4.34)^{(1.52-1)} (4.34^{0.5} + 5)^{-2.40}$$

$$q = 13.54 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Crippen:

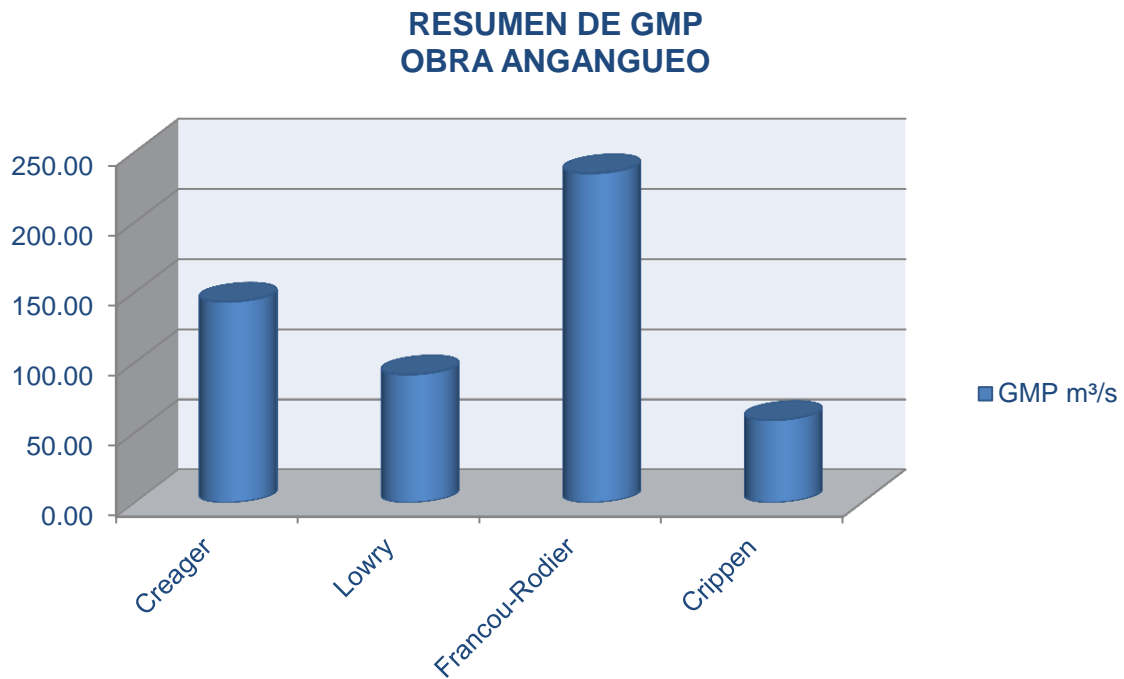
$$Q = 4.34 \text{ km}^2 \times 13.54 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$Q = \underline{58.80 \text{ m}^3/\text{s}}$$

En resumen podemos decir que con la formulación de Francou-Rodier nos genera un mayor gasto y con el de Crippen se genera el menor gasto tal y como se muestra en la siguiente tabla y gráfica:

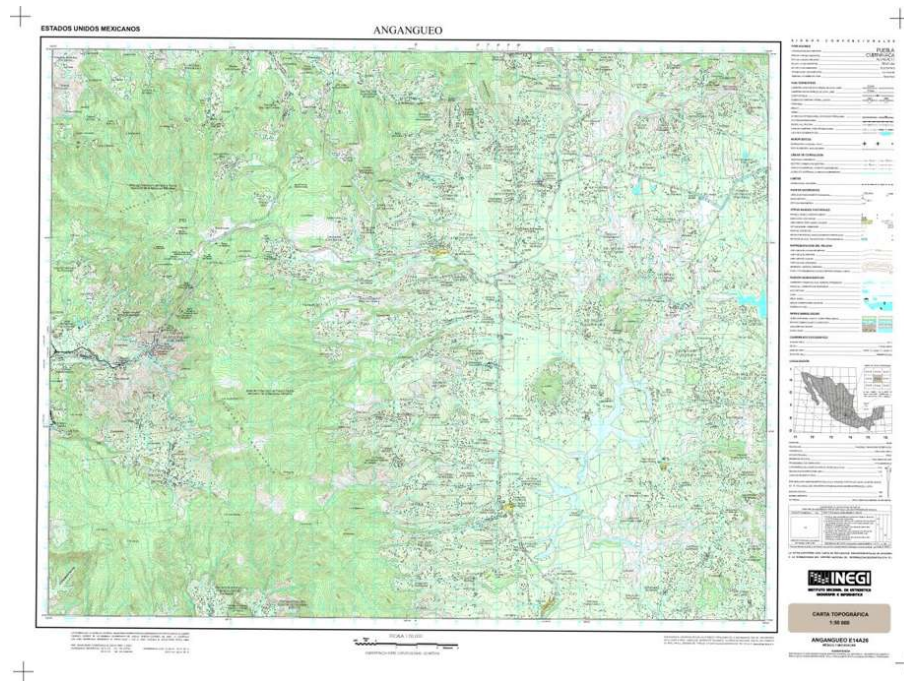
LOSA: ANGANGUEO-EL TIGRE-CERRO DEL MELÓN			
RESUMEN DE GASTOS MAXIMOS PROBABLES			
Creager m ³ /s	Lowry m ³ /s	Francou-Rodier m ³ /s	Crippen m ³ /s
143.16	91.33	234.67	58.80

Tabla 1. Resumen de GMP, Anganguero.



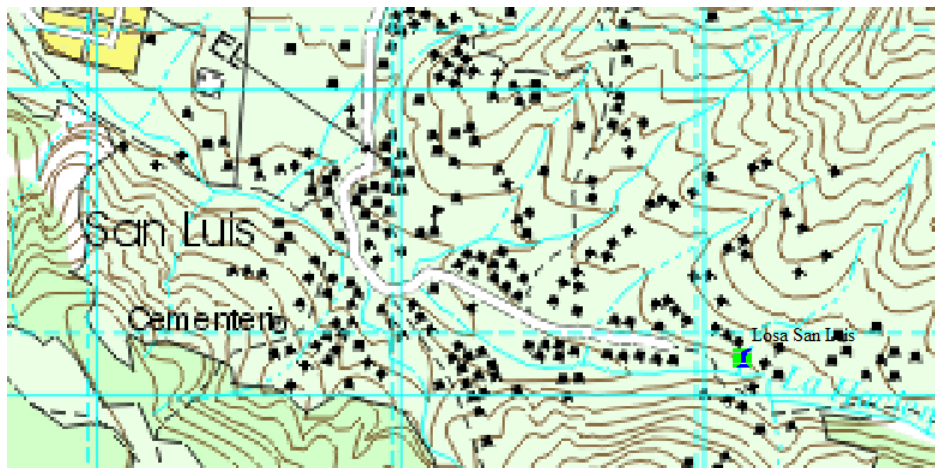
Gráfica 4. Resumen GMP, Anganguero.

En las siguientes imágenes se muestra el proceso realizado para la obtención del parte aguas de la cuenca:



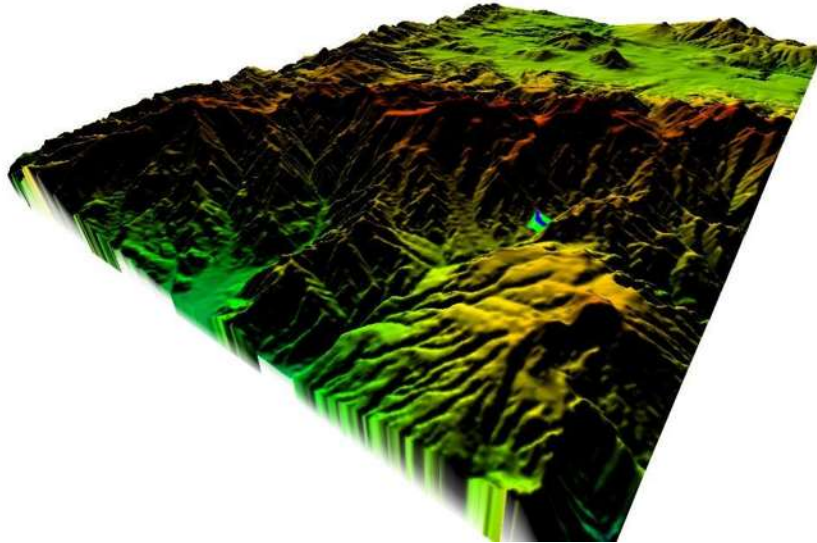
Mapa 16. Carta topográfica. Fuente: Inegi.

- 1.- Como primer paso se procedió a la unión de las cartas topográficas del INEGI donde se encuentra el área en estudio (Carta e14a26).



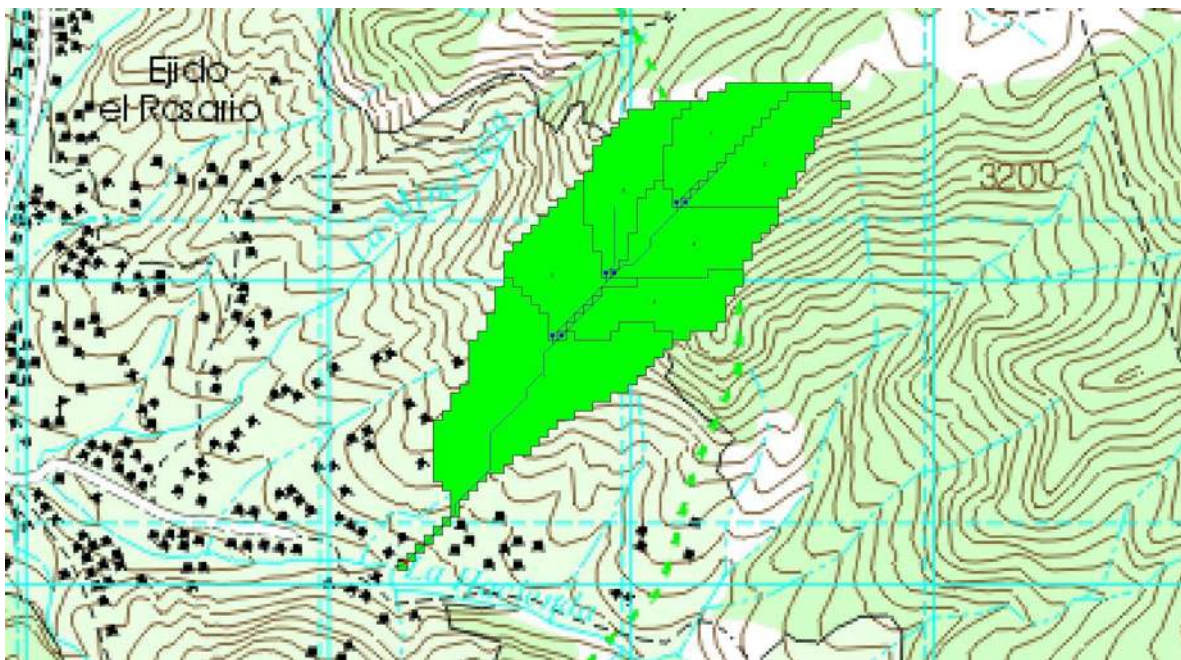
Mapa 17. Población San Luis, Ocampo.

- 2.- Se identifica la zona de la losa Rincón de San Luis - Salitrillo, así como la población.



Modelo 3D 2. San Luis, Ocampo.

3.- De igual forma por medio del sitio web del INEGI se obtiene el modelo digital de elevaciones (Carta e14a26).



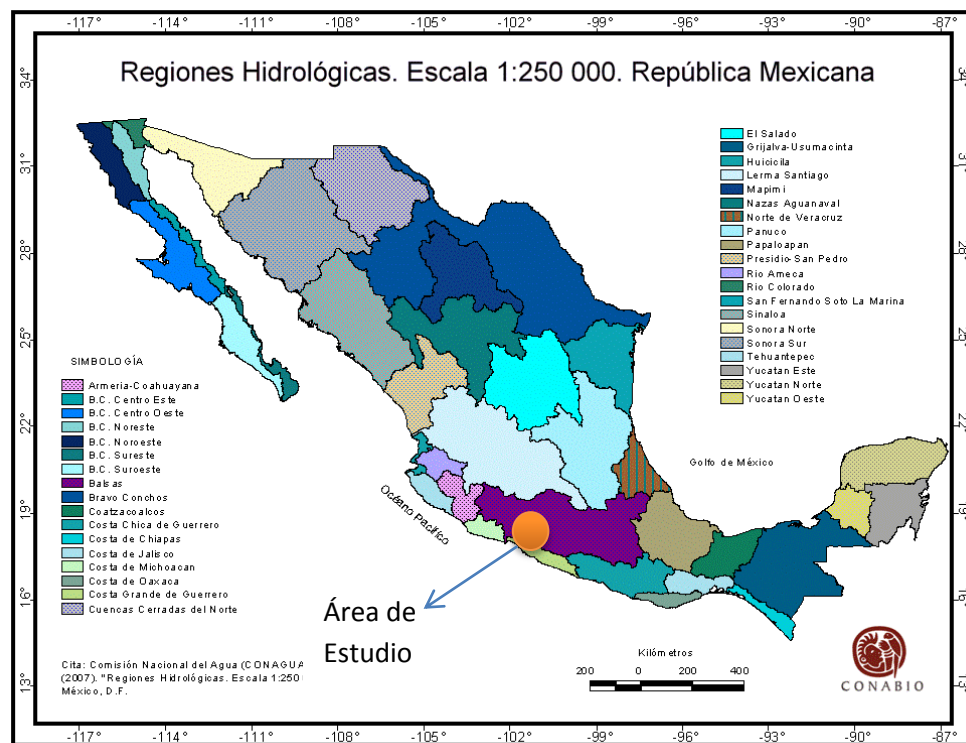
Mapa 18. Parteaguas, San Luis, Ocampo.

4.- Por medio del programa ArcView se generan las sub-cuencas a partir de los datos de relieve, los flujos de corrientes y la delimitación del parte aguas de la cuenca en estudio.

El área obtenida por medio de éste método aplicado con el software fue de:

0.84 KM²

Por la localización geográfica de la zona en estudio se obtiene la región hidrológica a la que pertenece, correspondiéndole la región 18 del Balsas, conforme al plano que se presenta a continuación:



Mapa 19. Macrolocalización San Luis, Ocampo.



Mapa 20. Microlocalización, San Luis, Ocampo.

Ubicación de la Red Hidrológica correspondiente de la zona de estudio de la Obra de Drenaje.

Nos apoyaremos con la siguiente tabla de la Publicación del IMTA de la “Actualización de las envolventes regionales de gastos máximos para la República Mexicana” donde se obtienen los parámetros formulados por los diferentes autores de las metodologías.

Región hidrológica	Parámetros de las envolventes							
	Matthal α	β	Creager C_c	Lowry C_L	K_1	Crippen K_2	K_3	Francou-Rodier K
1	22	-0.45	15	500	450	1.1	-1.85	3.86
2 a 7	Datos insuficientes							
8	4	-0.24	18	700	400	1.50	-2.60	3.86
9	16	-0.30	35	1,800	220	1.10	-1.43	4.50
10	85	-0.32	130	4,700	728.51	1.39	-1.89	5.93
11	85	-0.38	115	4,500	250	1.30	-1.58	5.82
12	17.5	-0.30	30	1,500	133	1.28	-1.72	4.18
13 a 15	70	-0.41	60	2,300	300	1.16	-1.50	5.52
16	50	-0.32	120	5,300	800	1.42	-2.10	5.76
17	Datos insuficientes							
18	35	-0.32	70	2,400	692.71	1.52	-2.40	5.07

Cuadro 3. Coeficientes de las envolventes para las 37 regiones hidrológicas.

Conociendo los datos anteriores se procede a aplicar la metodología con los siguientes autores: Creager, Lowry, Francou – Rodier y Crippen.

Comenzando con el orden anteriormente mostrado se obtiene de la publicación del IMTA la formulación aplicada por Creager:

$$q = 1.303C_c(0.386A)^{0.936A^{-0.048}} A^{-1}$$

Dónde: q= Gasto específico o gasto por unidad de área en m³/s/km²

A= Área de la cuenca en km²

Cc= Parámetro empírico que define la envolvente

El parámetro empírico que define la envolvente la obtenemos del cuadro 3 de la publicación, entrando con el dato de la Región hidrológica 18.

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = 1.303(70)(0.386(0.84))^{0.936(0.84)^{-0.048}} (0.84)^{-1}$$

$$q = 37.51 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Creager:

$$Q = 0.84 \text{ km}^2 \times 37.51 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$\underline{Q = 31.40 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Continuando la formulación aplicada por Lowry:

$$q = \frac{C_L}{(A + 259)^{0.85}}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$

A = Área de la cuenca en km^2

C_L = Parámetro empírico que define la envolvente

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = \frac{2,400}{(0.84 + 259)^{0.85}}$$

$$q = 21.27 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Lowry:

$$Q = 0.84 \text{ km}^2 \times 21.27 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$\underline{Q = 17.80 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Continuando la formulación aplicada por Francou - Rodier:

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0} \right)^{1-K/10}$$

Dónde: Q = Gasto máximo en m^3/s

Q_0 = Constante igual a $10^6 \text{ m}^3/\text{s}$

A = Área de la cuenca en km^2

A_0 = Constante igual a 10^8 km^2

K= Coeficiente empírico conocido como coeficiente de Francou-Rodier

Realizando el cálculo obtenemos:

$$\frac{Q}{10^6} = \left(\frac{0.84}{10^8} \right)^{1-5.07/10}$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Francou-Rodier:

$$Q = 104.22 \text{ m}^3/\text{s}$$

Finalizando con la formulación aplicada por Crippen:

$$q = k_1 A^{(k_2-1)} (A^{0.5} + 5)^{k_3}$$

Dónde: q= Gasto específico o gasto por unidad de área en m³/s/km²

k₁, k₂ y k₃= Parámetros empíricos de la curva

A= Área de la cuenca en km²

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = 692.71(0.84)^{(1.52-1)} (0.84^{0.5} + 5)^{-2.40}$$

$$q = 8.87 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Crippen:

$$Q = 0.84 \text{ km}^2 \times 8.87 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

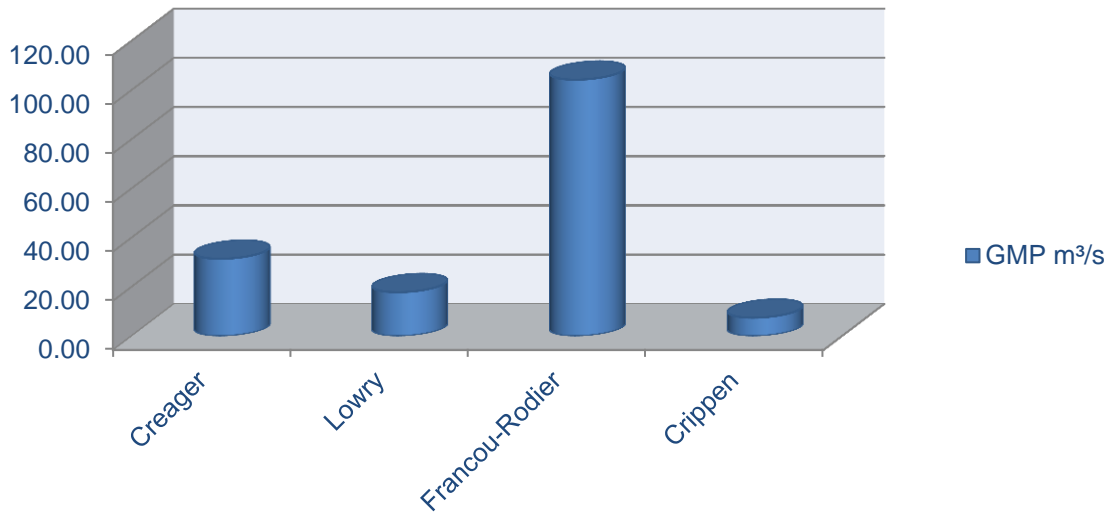
$$Q = 7.42 \text{ m}^3/\text{s}$$

En resumen podemos decir que con la formulación de Francou-Rodier nos genera un mayor gasto y con el de Crippen se genera el menor gasto tal como se muestra en la siguiente tabla y gráfica:

LOSA: RINCON DE SAN LUIS – SALITRILLO			
RESUMEN DE GASTOS MAXIMOS PROBABLES			
Creager m ³ /s	Lowry m ³ /s	Francou-Rodier m ³ /s	Crippen m ³ /s
31.40	17.80	104.22	7.42

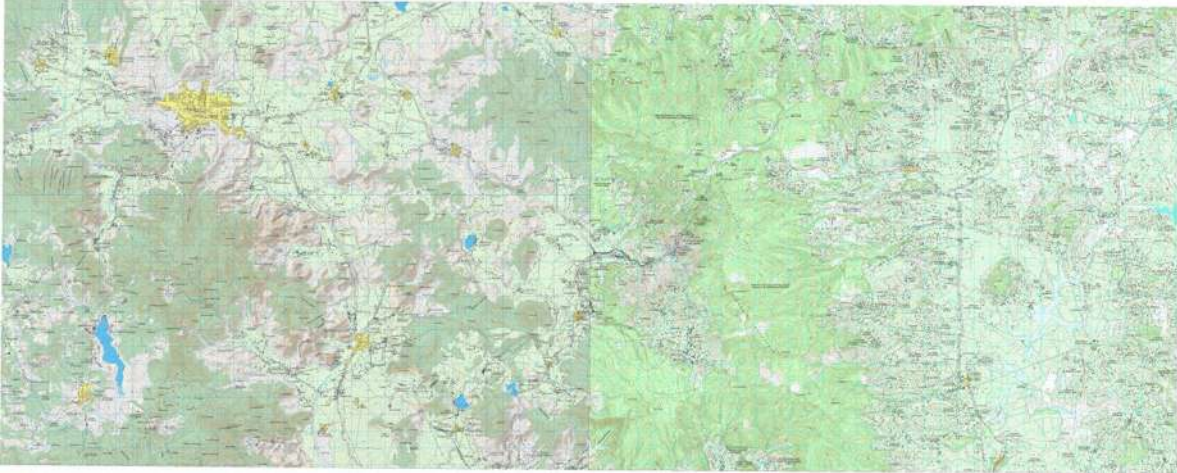
Tabla 2. Resumen de GMP San Luis, Ocampo.

RESUMEN DE GMP OBRA SAN LUIS



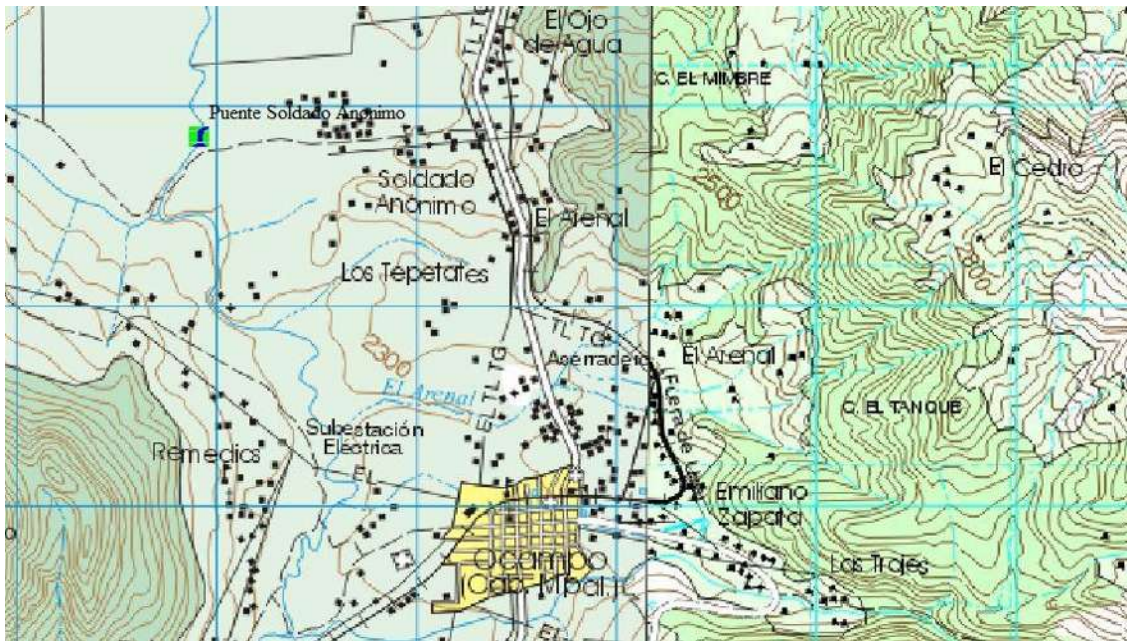
Gráfica 5. Resumen GMP, San Luis, Ocampo.

CASO DE ESTUDIO *PUENTE EL SOLDADO ANÓNIMO.*



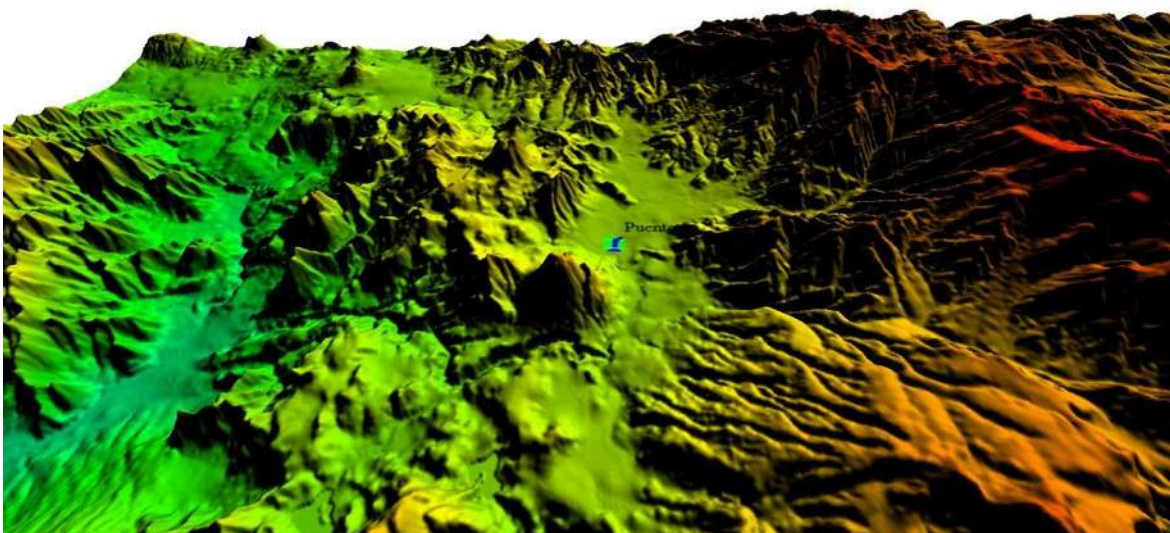
Mapa 22. Cartas topográficas. Fuente: Inegi.

1.- Como primer paso se procedió a la unión de las cartas topográficas del INEGI donde se encuentra el área en estudio (Cartas e14a25 y e14a26).



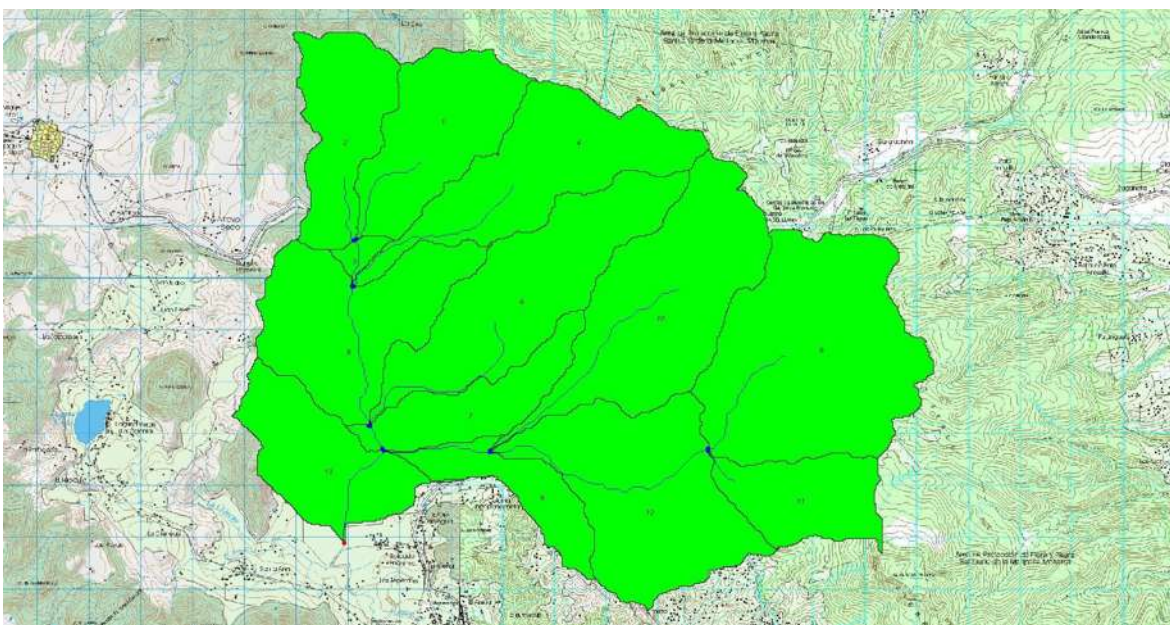
Mapa 23. Población El Soldado Anónimo, Ocampo.

2.- Se identifica la zona del Puente: El Soldado Anónimo, así como la población de la cabecera municipal.



Modelo 3D 3. El Soldado Anónimo, Ocampo.

3.- De igual forma por medio del sitio web del INEGI se obtienen los modelos digitales de elevaciones (Cartas e14a e25 y 14a26).



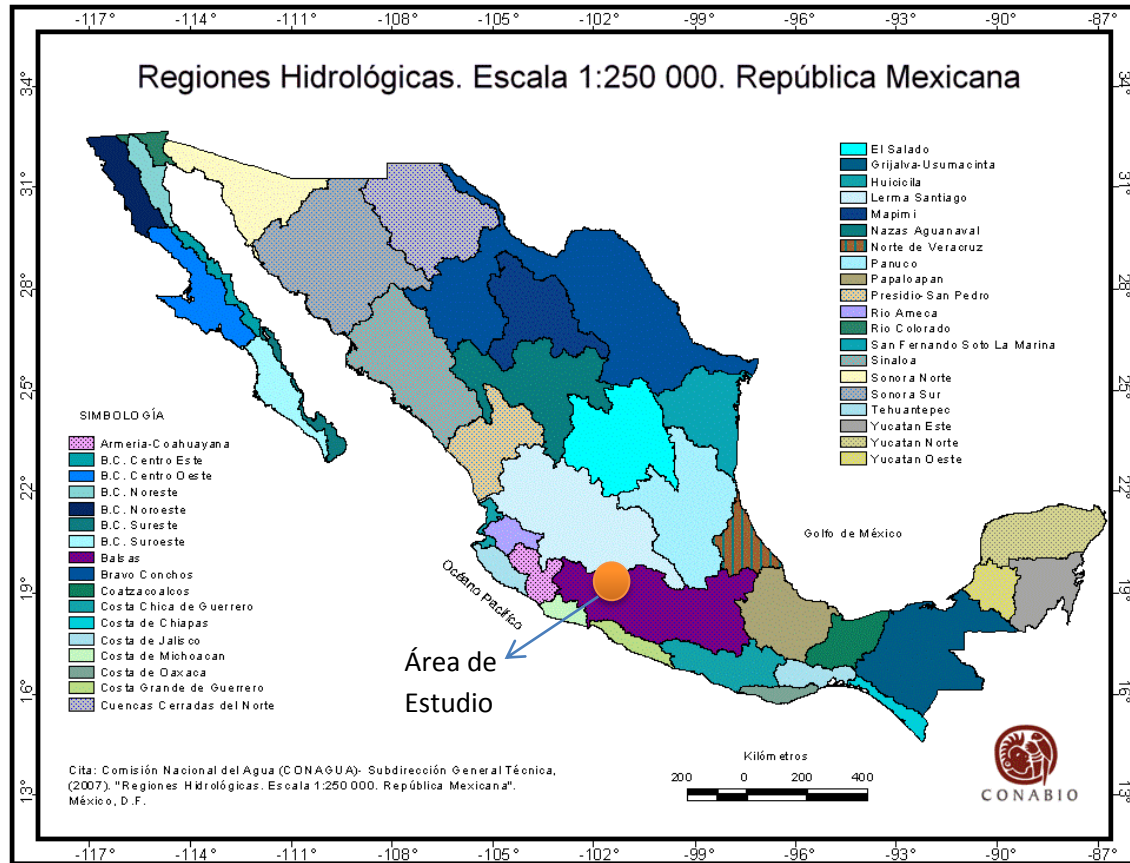
Mapa 24. Partaguas, El Soldado Anónimo, Ocampo.

4.- Por medio del programa ArcView se generan las sub-cuencas a partir de los datos de relieve, los flujos de corrientes y la delimitación del parte aguas de la cuenca en estudio.

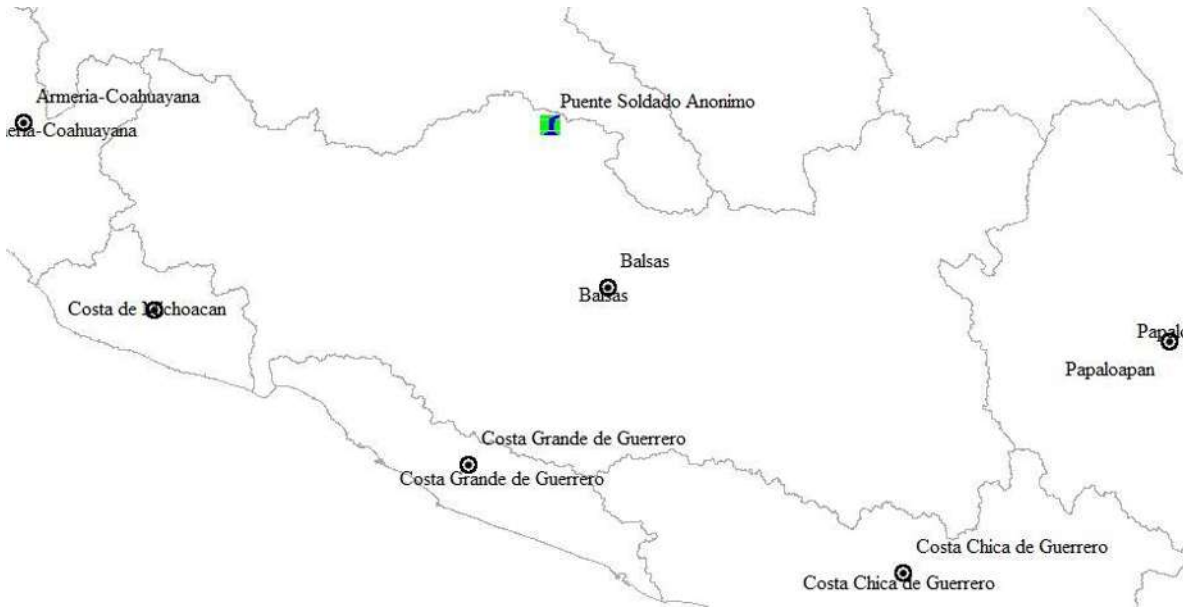
El área obtenida por medio de éste método aplicado con el software fue de:

97.33 KM²

Por la localización geográfica de la zona en estudio se obtiene la región hidrológica a la que pertenece, correspondiéndole la región 18 del Balsas, conforme al plano que se presenta a continuación:



Mapa 25. Macrolocalización de El Soldado Anónimo, Ocampo.



Mapa 26. Microlocalización, El Soldado Anónimo, Ocampo.

Ubicación de la Red Hidrológica correspondiente de la zona de estudio de la Obra de Drenaje.

Nos apoyaremos con la siguiente tabla de la Publicación del IMTA de la “Actualización de las envolventes regionales de gastos máximos para la República Mexicana” donde se obtienen los parámetros formulados por los diferentes autores de las metodologías.

Región hidrológica	Parámetros de las envolventes							
	Matthal α	Matthal β	Creager C_c	Lowry C_L	K_1	Crippen K_2	K_3	Francou-Rodier K
1	22	-0.45	16	500	450	1.1	-1.85	3.86
2 a 7	Datos insuficientes							
8	4	-0.24	18	700	400	1.50	-2.60	3.86
9	16	-0.30	35	1,800	220	1.10	-1.43	4.50
10	85	-0.32	130	4,700	728.51	1.39	-1.89	5.93
11	85	-0.38	115	4,500	250	1.30	-1.58	5.82
12	17.5	-0.30	30	1,500	133	1.28	-1.72	4.18
13 a 15	70	-0.41	60	2,300	300	1.16	-1.50	5.52
16	50	-0.32	120	5,300	800	1.42	-2.10	5.76
17	Datos insuficientes							
18	35	-0.32	70	2,400	692.71	1.52	-2.40	5.07

Cuadro 4. Coeficientes de las envolventes para las 37 regiones hidrológicas.

Conociendo los datos anteriores se procede a aplicar la metodología con los siguientes autores: Creager, Lowry, Francou – Rodier y Crippen.

Comenzando con el orden anteriormente mostrado se obtiene de la publicación del IMTA la formulación aplicada por Creager:

$$q = 1.303C_c (0.386A)^{0.936A^{-0.048}} A^{-1}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en $m^3/s/km^2$

A = Área de la cuenca en km^2

C_c = Parámetro empírico que define la envolvente

El parámetro empírico que define la envolvente la obtenemos del cuadro 3 de la publicación, entrando con el dato de la Región hidrológica 18.

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = 1.303(70)(0.386(97.33))^{0.936(0.84)^{-0.048}} (97.33)^{-1}$$

$$q = 14.29 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Creager:

$$Q = 97.33 \text{ km}^2 \times 14.29 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$Q = \underline{1,390.90 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Continuando la formulación aplicada por Lowry:

$$q = \frac{C_L}{(A + 259)^{0.85}}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en $m^3/s/km^2$

A = Área de la cuenca en km^2

C_L = Parámetro empírico que define la envolvente

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = \frac{2,400}{(97.33 + 259)^{0.85}}$$

$$q = 16.26 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Lowry:

$$Q = 97.33 \text{ km}^2 \times 16.26 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$\underline{Q = 1,582.68 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Continuando la formulación aplicada por Francou - Rodier:

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0} \right)^{1-K/10}$$

Dónde: Q= Gasto máximo en m³/s

Q₀= Constante igual a 10⁶ m³/s

A= Área de la cuenca en km²

A₀= Constante igual a 10⁸ km²

K= Coeficiente empírico conocido como coeficiente de Francou-Rodier

Realizando el cálculo obtenemos:

$$\frac{Q}{10^6} = \left(\frac{97.33}{10^8} \right)^{1-5.07/10}$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Francou-Rodier:

$$\underline{Q = 1,086.96 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Finalizando con la formulación aplicada por Crippen:

$$q = k_1 A^{(k_2-1)} (A^{0.5} + 5)^{k_3}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$

k_1 , k_2 y k_3 = Parámetros empíricos de la curva

A = Área de la cuenca en km^2

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = 692.71(97.33)^{(1.52-1)} (97.33^{0.5} + 5)^{-2.40}$$

$$q = 11.51 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Crippen:

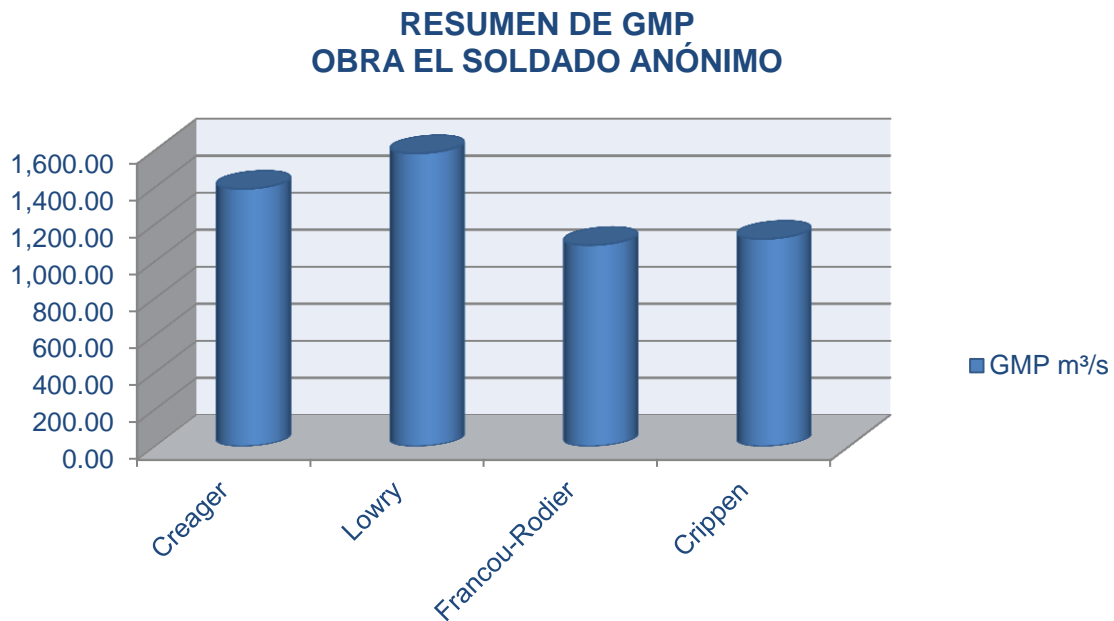
$$Q = 97.33 \text{ km}^2 \times 11.51 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$Q = \underline{1,120.62 \text{ m}^3/\text{s}}$$

En resumen podemos decir que con la formulación de Lowry nos genera un mayor gasto y con el de Francou-Rodier se genera el menor gasto, pero no se tienen diferencias tan notables entre los resultados obtenidos tal como se muestra en la siguiente tabla y gráfica:

PUENTE: EL SOLDADO ANÓNIMO			
RESUMEN DE GASTOS MAXIMOS PROBABLES			
Creager m ³ /s	Lowry m ³ /s	Francou-Rodier m ³ /s	Crippen m ³ /s
1,390.90	1,582.68	1,086.96	1,120.62

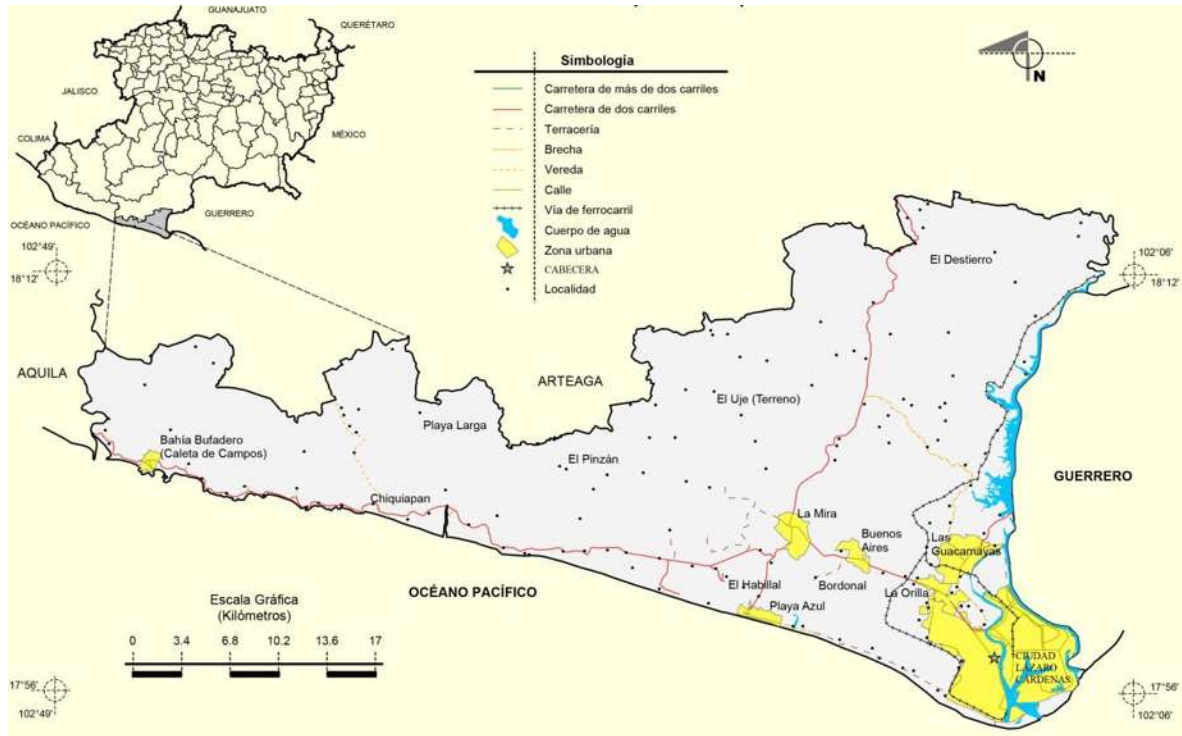
Tabla 3. Resumen GMP, El Soldado Anónimo, Ocampo.



Gráfica 6. Resumen GMP, El Soldado Anónimo, Ocampo.

CASO DE ESTUDIO *PUENTE LAS PEÑAS.*

APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE LAS ENVOLVENTES EN EL CASO DEL MUNICIPIO DE LÁZARO CÁRDENAS.



Mapa 27. Infraestructura para el Transporte del Municipio de Lázaro Cárdenas, Michoacán Fuente: INEGI. Marco Geoestadístico Municipal 2005, versión 3.1.

Utilizando las envolventes mencionadas dentro de la publicación del IMTA, llamada: “*Actualización de las Envolventes Regionales de Gastos Máximos para la República Mexicana*” se proceden a aplicarlas en el caso de estudio del Puente: Las Peñas, identificando primeramente el parte aguas que delimita la cuenca, por lo que se recurrió al software “Global Mapper” y “ArcView” donde por medio de las cartas topográficas del INEGI (con escala 1:50,000) se logró la delimitación de la cuenca.

En las siguientes imágenes se muestra el proceso realizado para la obtención del parte aguas de la cuenca:



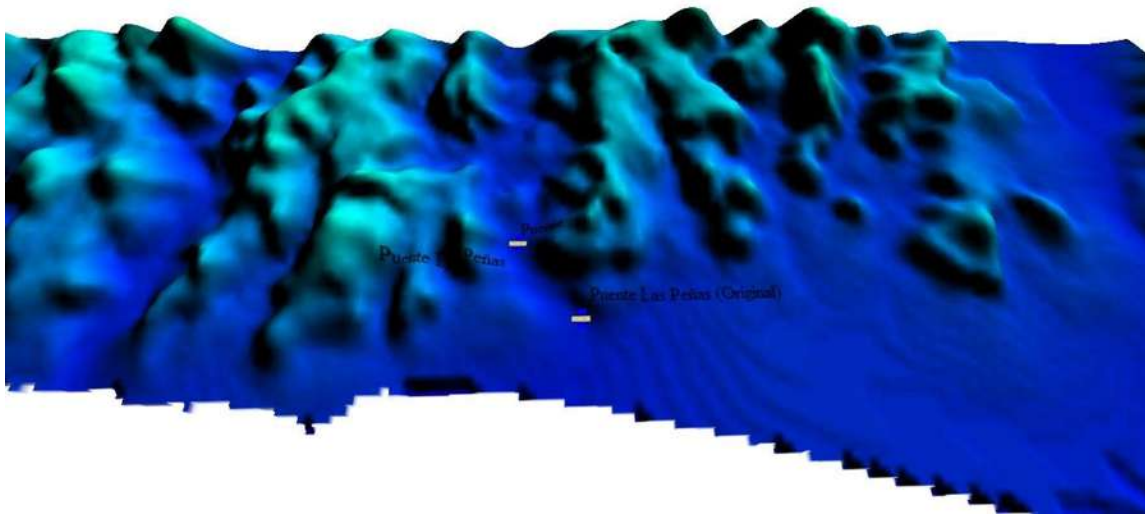
Mapa 28. Carta topográfica. Fuente: Inegi.

1.- Como primer paso se procedió a la unión de las cartas topográficas del INEGI donde se encuentra el área en estudio (Cartas e13b88).



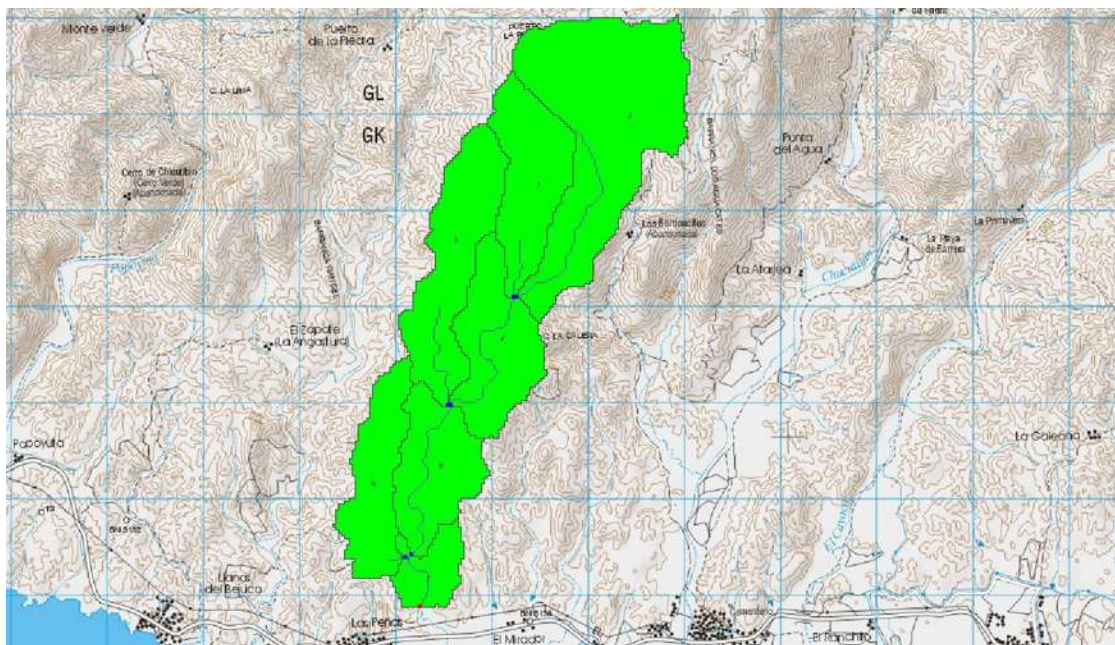
Mapa 29. Población, Las Peñas, L.C.

2.- Se identifica la zona del Puente: Las Peñas, así como la población de las Peñas en el Municipio de Lázaro Cárdenas.



Modelo 3D 4. Las Peñas, L.C.

3.- De igual forma por medio del sitio web del INEGI se obtienen los modelos digitales de elevaciones (Carta e13b88).



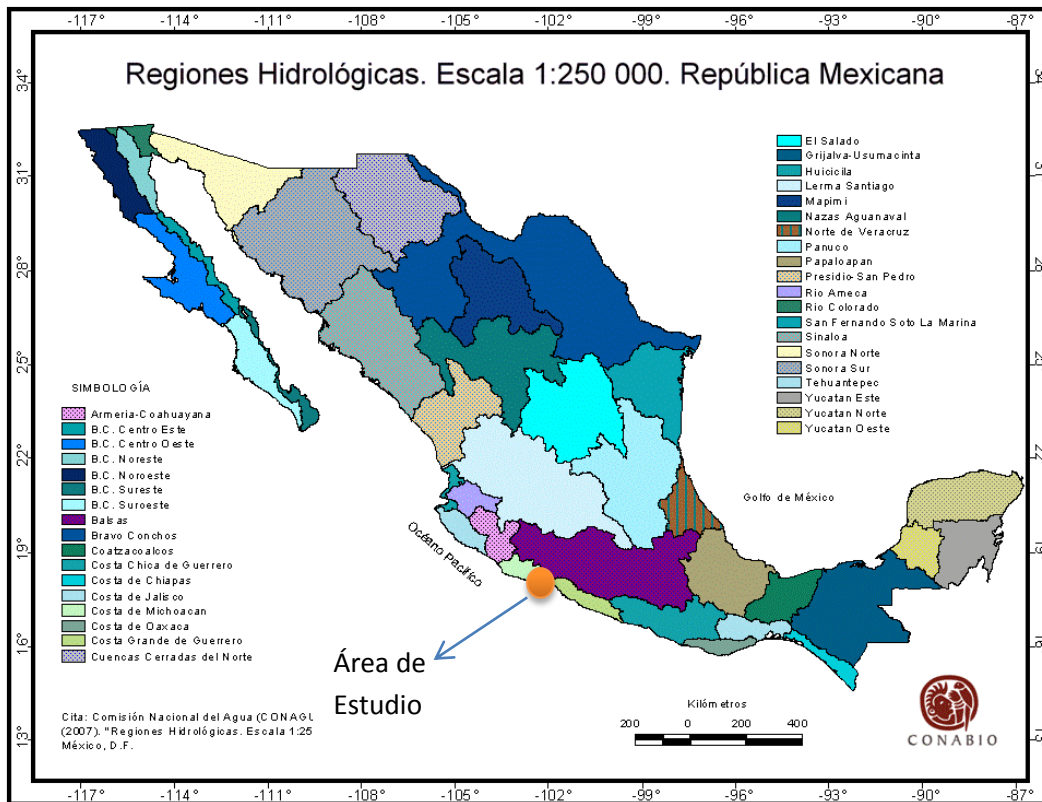
Mapa 30. Parteaguas, Las Peñas, L.C.

4.- Por medio del programa ArcView se generan las sub-cuencas a partir de los datos de relieve, los flujos de corrientes y la delimitación del parte aguas de la cuenca en estudio.

El área obtenida por medio de éste método aplicado con el software fue de:

9.73 KM²

Por la localización geográfica de la zona en estudio se obtiene la región hidrológica a la que pertenece, correspondiéndole la región 17 de La Costa de Michoacán, conforme al plano que se presenta a continuación:



Mapa 31. Macrolocalización, Las Peñas, L.C.



Mapa 32. Microlocalización, Las Peñas, L.C.

Ubicación de la Red Hidrológica correspondiente de la zona de estudio de la Obra de Drenaje.

Nos apoyaremos con la siguiente tabla de la Publicación del IMTA de la “Actualización de las envolventes regionales de gastos máximos para la República Mexicana” donde se obtienen los parámetros formulados por los diferentes autores de las metodologías.

Región hidrológica	Parámetros de las envolventes							
	Matthai		Creager	Lowry	Crippen			Francou-Rodier
	α	β	C_c	C_L	K_1	K_2	K_3	K
1	22	-0.45	15	500	450	1.1	-1.85	3.86
2 a 7	Datos insuficientes							
8	4	-0.24	18	700	400	1.50	-2.60	3.86
9	16	-0.30	35	1,800	220	1.10	-1.43	4.50
10	85	-0.32	130	4,700	728.51	1.39	-1.89	5.93
11	85	-0.38	115	4,500	250	1.30	-1.58	5.82
12	17.5	-0.30	30	1,500	133	1.28	-1.72	4.18
13 a 15	70	-0.41	60	2,300	300	1.16	-1.50	5.52
16	50	-0.32	120	5,300	800	1.42	-2.10	5.76
17	Datos insuficientes							
18	35	-0.32	70	2,400	692.71	1.52	-2.40	5.07

Cuadro 5. Coeficientes de las envolventes para las 37 regiones hidrológicas.

Como se puede observar en la tabla anterior, no se tienen datos suficientes de la región hidrológica # 17, por lo que utilizaremos la tabla de los coeficientes de las envolventes para las 13 regiones administrativas como se muestra a continuación:

Región hidrológica	Nombre	Parámetros de las envolventes							
		Matthai		Creager	Lowry	Crippen			Francou-Rodier
		α	β	C_c	C_L	K_1	K_2	K_3	K
	P. de Baja California	Datos insuficientes							3.86
II	Alto Noroeste	5.30	-0.13	35	1,800	220.00	1.05	-1.36	4.50
II	Bajo Noroeste	506.00	-0.55	130	4,700	600.00	1.22	-1.55	5.93
IV	Pacífico Centro	85.00	-0.40	120	5,300	300.00	1.25	-1.52	5.76
V	Pacífico Sur	71.85	-0.24	180	5,600	606.63	1.20	-1.41	6.21
VI	Frontera Norte	50.00	-0.40	50	2,000	118.11	1.24	-1.46	4.86
VII	Centro Norte	6.78	-0.23	15	670	125.00	1.03	-1.36	6.17
VIII	Lerma - Santiago	17.49	-0.30	30	1,500	133.00	1.28	-1.72	4.18
IX	Golfo Norte	29.61	-0.22	100	3,000	229.66	1.15	-1.30	5.45
X	Golfo Centro	35.00	-0.22	100	2,600	229.66	1.15	-1.28	5.95
XI	Frontera Sur	145.00	-0.28	250	7,200	800.00	1.31	-1.65	5.59
XII	P. de Yucatán	Datos insuficientes							
XIII	Valle de México	13.30	-0.34	20	650	188.85	1.35	-2.06	4.80

Cuadro 6. Coeficientes de las envolventes para las 37 regiones administrativas.

Conociendo los datos anteriores se procede a aplicar la metodología con los siguientes autores: Creager, Lowry, Francou – Rodier y Crippen.

Comenzando con el orden anteriormente mostrado se obtiene de la publicación del IMTA la formulación aplicada por Creager:

$$q = 1.303C_c (0.386A)^{0.936A^{-0.048}} A^{-1}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en $m^3/s/km^2$

A = Área de la cuenca en km^2

C_c = Parámetro empírico que define la envolvente

El parámetro empírico que define la envolvente la obtenemos del cuadro 3 de la publicación, entrando con el dato de la Región hidrológica 18.

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = 1.303(120)(0.386(9.73))^{0.936(9.73)^{-0.048}} (9.73)^{-1}$$

$$q = 48.78 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Creager:

$$Q = 9.73 \text{ km}^2 \times 48.78 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$Q = \underline{474.78 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Continuando la formulación aplicada por Lowry:

$$q = \frac{C_L}{(A + 259)^{0.85}}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en $m^3/s/km^2$

A = Área de la cuenca en km^2

C_L = Parámetro empírico que define la envolvente

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = \frac{5,300}{(9.73 + 259)^{0.85}}$$

$$q = 45.64 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Lowry:

$$Q = 9.73 \text{ km}^2 \times 45.64 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$Q = 444.22 \text{ m}^3/\text{s}$$

Continuando la formulación aplicada por Francou - Rodier:

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0} \right)^{1-K/10}$$

Dónde: Q = Gasto máximo en m^3/s

Q_0 = Constante igual a $10^6 \text{ m}^3/\text{s}$

A = Área de la cuenca en km^2

A_0 = Constante igual a 10^8 km^2

K = Coeficiente empírico conocido como coeficiente de Francou-Rodier

Realizando el cálculo obtenemos:

$$\frac{Q}{10^6} = \left(\frac{9.73}{10^8} \right)^{1-5.76/10}$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Francou-Rodier:

$$Q = 1,064.18 \text{ m}^3/\text{s}$$

Finalizando con la formulación aplicada por Crippen:

$$q = k_1 A^{(k_2-1)} (A^{0.5} + 5)^{k_3}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en $m^3/s/km^2$

k_1 , k_2 y k_3 = Parámetros empíricos de la curva

A = Área de la cuenca en km^2

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = 300(9.73)^{(1.25-1)} (9.73^{0.5} + 5)^{-1.52}$$

$$q = 21.96 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Crippen:

$$Q = 97.33 \text{ km}^2 \times 21.96 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

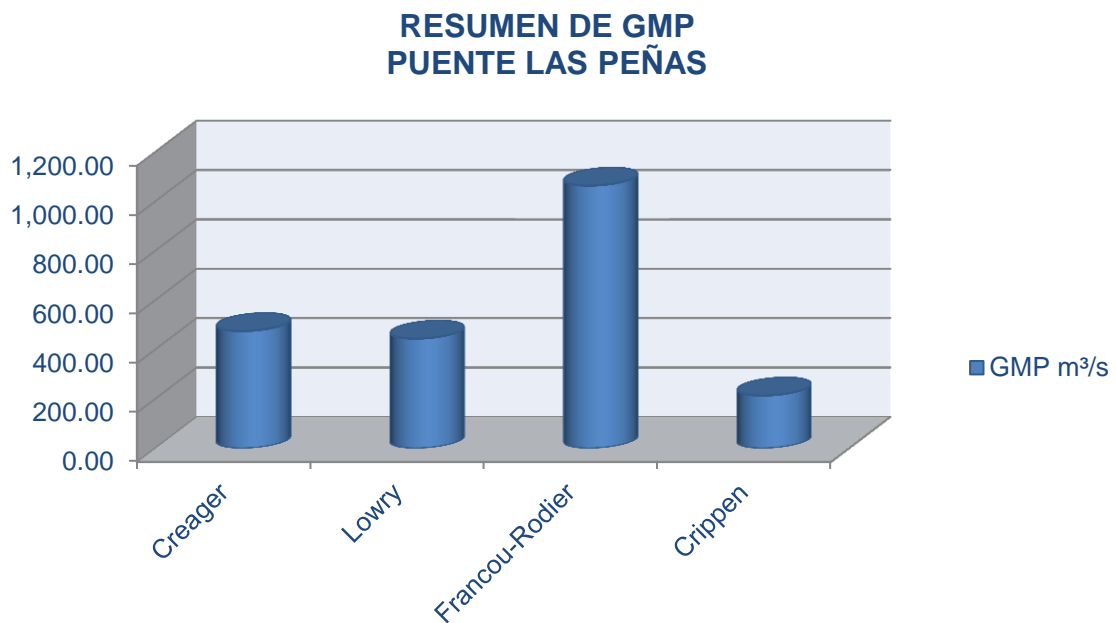
$$Q = \underline{213.76 \text{ m}^3/\text{s}}$$

En resumen podemos decir que con la formulación de Francou-Rodier nos genera un mayor gasto y con el de Crippen se genera el menor gasto, obteniéndose una

considerable diferencia entre ambas, tal como se muestra en la siguiente tabla y gráfica:

PUENTE: LAS PEÑAS			
RESUMEN DE GASTOS MAXIMOS PROBABLES			
Creager m ³ /s	Lowry m ³ /s	Francou-Rodier m ³ /s	Crippen m ³ /s
474.78	444.22	1,064.18	213.76

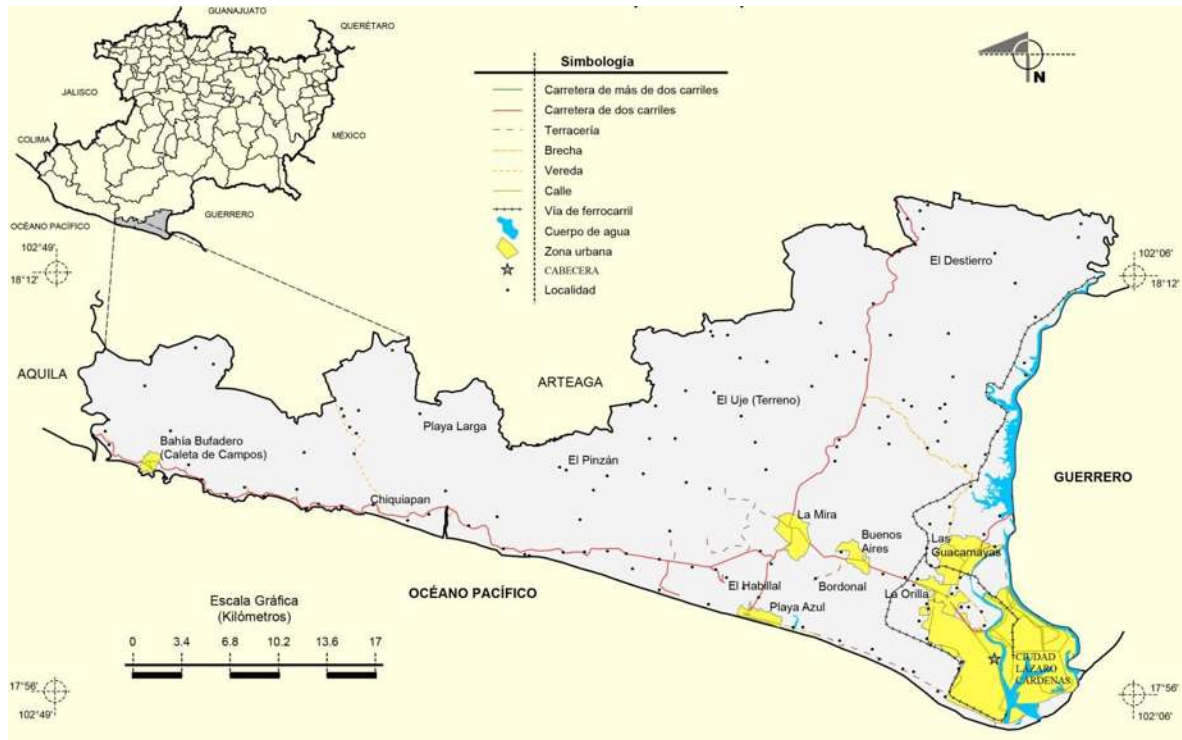
Tabla 4. Resumen GMP, Las Peñas, L.C.



Gráfica 7. Resumen GMP, Las Peñas, L.C.

CASO DE ESTUDIO *PUENTE EL RANGEL.*

APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE LAS ENVOLVENTES EN EL CASO DEL MUNICIPIO DE LÁZARO CÁRDENAS.



Mapa 33. Infraestructura para el Transporte del Municipio de Lázaro Cárdenas, Michoacán Fuente: INEGI. Marco Geoestadístico Municipal 2005, versión 3.1.

Utilizando las envolventes mencionadas dentro de la publicación del IMTA, llamada: “Actualización de las Envolventes Regionales de Gastos Máximos para la República Mexicana” se proceden a aplicarlas en el caso de estudio del Puente: El Rangel, identificando primeramente el parte aguas que delimita la cuenca, por lo que se recurrió al software “Global Mapper” y “ArcView” donde por medio de las cartas topográficas del INEGI (con escala 1:50,000) se logró la delimitación de la cuenca.

En las siguientes imágenes se muestra el proceso realizado para la obtención del parte aguas de la cuenca:



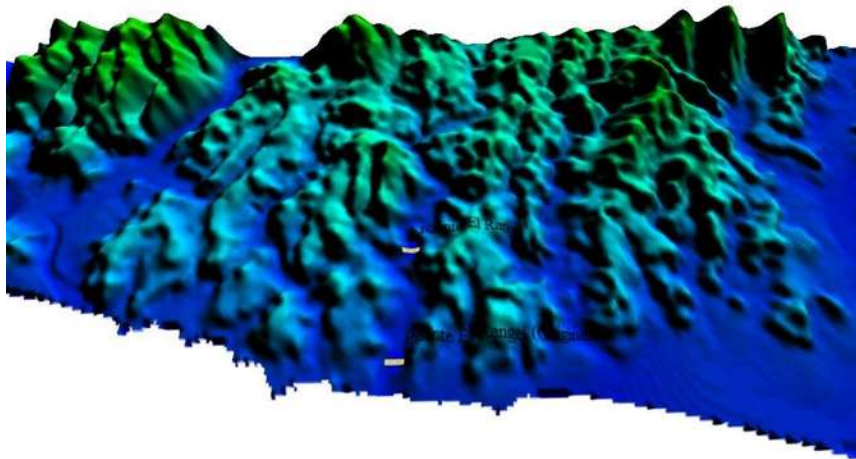
Mapa 34. Carta topográfica. Fuente: Inegi.

1.- Como primer paso se procedió a la unión de las cartas topográficas del INEGI donde se encuentra el área en estudio (Cartas e13b88).



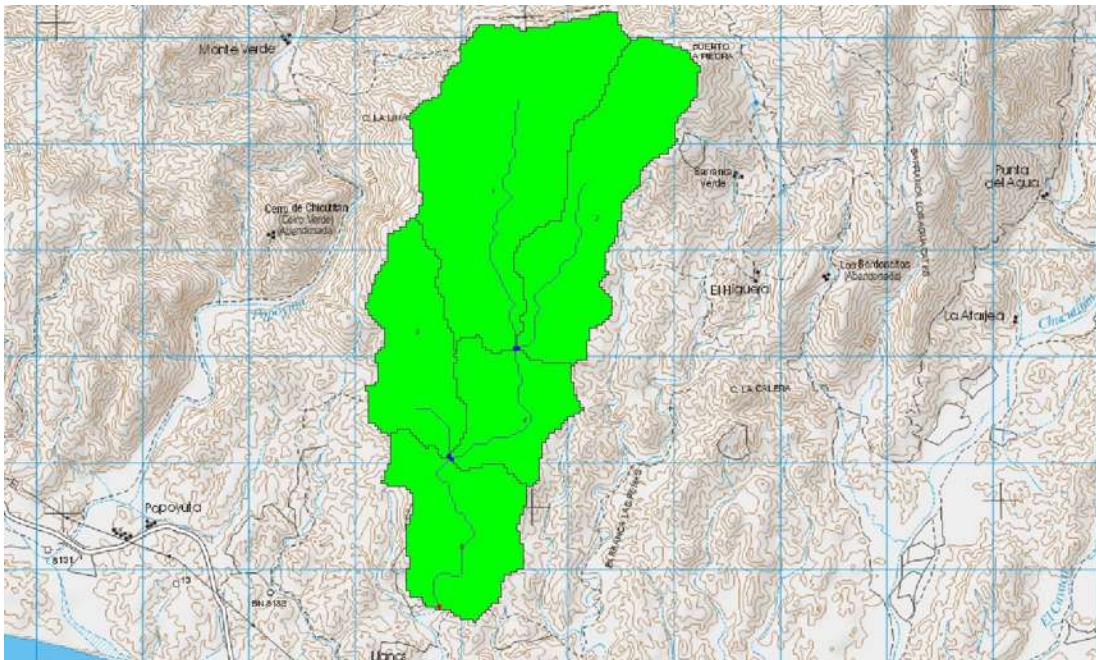
Mapa 35. Población El Rangel, L.C.

2.- Se identifica la zona del Puente: El Rangel, así como las poblaciones de las Peñas y el Rangel en el Municipio de Lázaro Cárdenas.



Modelo 3D 5. El Rangel, L.C.

3.- De igual forma por medio del sitio web del INEGI se obtienen los modelos digitales de elevaciones (Carta e13b88).



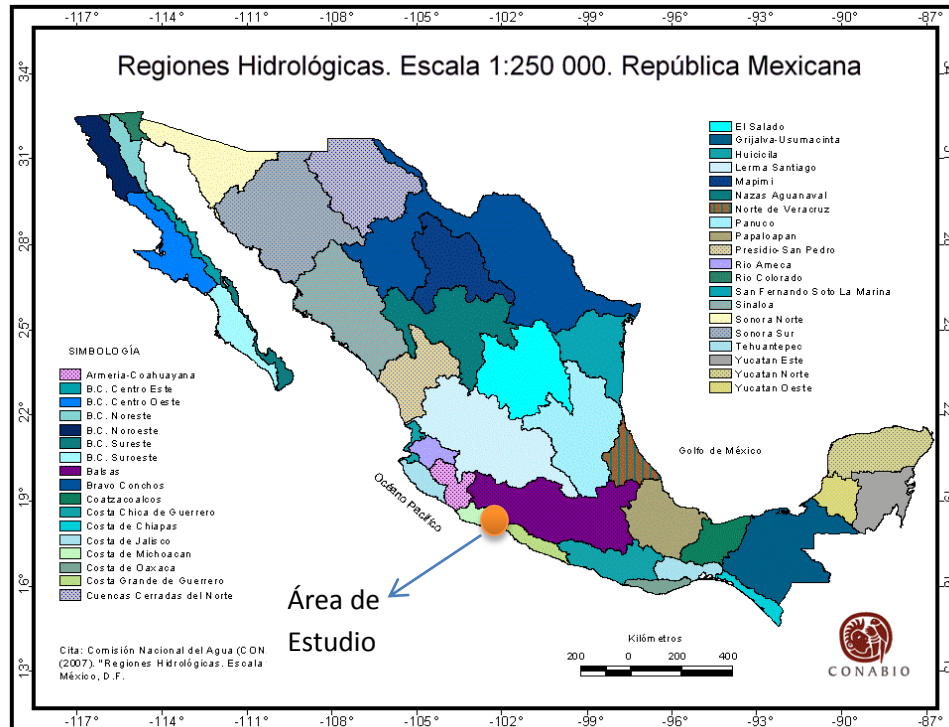
Mapa 36. Parteaguas, El Rangel, L.C.

4.- Por medio del programa ArcView se generan las sub-cuencas a partir de los datos de relieve, los flujos de corrientes y la delimitación del parte aguas de la cuenca en estudio.

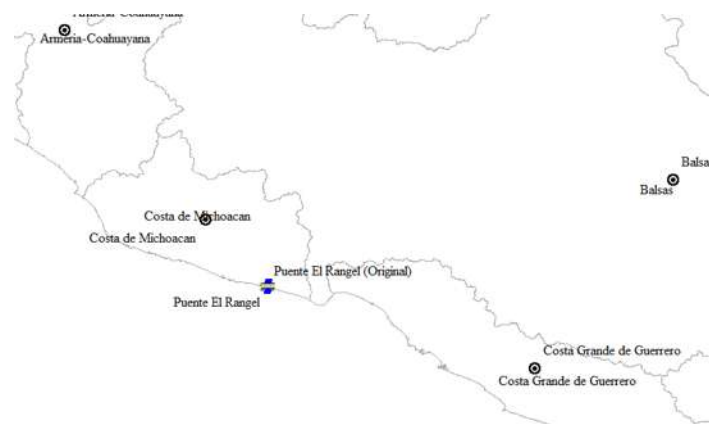
El área obtenida por medio de éste método aplicado con el software fue de:

11.30 KM²

Por la localización geográfica de la zona en estudio se obtiene la región hidrológica a la que pertenece, correspondiéndole la región 17 de La Costa de Michoacán, conforme al plano que se presenta a continuación:



Mapa 37. Macrolocalización, El Rangel, L.C.



Mapa 38. Microlocalización, El Rangel, L.C.

Ubicación de la Red Hidrológica correspondiente de la zona de estudio de la Obra de Drenaje.

Nos apoyaremos con la siguiente tabla de la Publicación del IMTA de la “Actualización de las envolventes regionales de gastos máximos para la República

“USO DEL GASTO MÁXIMO PROBABLE PARA LA REVISIÓN DEL DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE APLICADAS EN LAS VÍAS TERRESTRES”

Mexicana” donde se obtienen los parámetros formulados por los diferentes autores de las metodologías.

Región hidrológica	Parámetros de las envolventes							
	Matthal		Creager	Lowry	Crippen			Francou-Rodier
	α	β	C_c	C_L	K_1	K_2	K_3	K
1	22	-0.45	15	500	450	1.1	-1.85	3.86
2 a 7	Datos insuficientes							
8	4	-0.24	18	700	400	1.50	-2.60	3.86
9	16	-0.30	35	1,800	220	1.10	-1.43	4.50
10	85	-0.32	130	4,700	728.51	1.39	-1.89	5.93
11	85	-0.38	115	4,500	250	1.30	-1.58	5.82
12	17.5	-0.30	30	1,500	133	1.28	-1.72	4.18
13 a 15	70	-0.41	60	2,300	300	1.16	-1.50	5.52
16	50	-0.32	120	5,300	800	1.42	-2.10	5.76
17	Datos insuficientes							
18	35	-0.32	70	2,400	692.71	1.52	-2.40	5.07

Cuadro 7. Coeficientes de las envolventes para las 37 regiones hidrológicas.

Como se puede observar en la tabla anterior, no se tienen datos suficientes de la región hidrológica # 17, por lo que utilizaremos la tabla de los coeficientes de las envolventes para las 13 regiones administrativas como se muestra a continuación:

Región hidrológica	Nombre	Parámetros de las envolventes								
		Matthal		Creager	Lowry	Crippen			Francou-Rodier	
		α	β	C_c	C_L	K_1	K_2	K_3	K	
	P. de Baja California	Datos insuficientes								3.86
II	Alto Noroeste	5.30	-0.13	35	1,800	220.00	1.05	-1.36	4.50	
III	Bajo Noroeste	500.00	0.55	130	4,700	600.00	1.22	-1.55	5.93	
IV	Pacífico Centro	85.00	-0.40	120	5,300	300.00	1.25	-1.52	5.76	
V	Pacífico Sur	71.85	-0.24	180	5,600	606.63	1.20	-1.41	6.21	
VI	Frontera Norte	50.00	-0.40	50	2,000	118.11	1.24	-1.46	4.86	
VII	Centro Norte	6.78	-0.23	15	670	125.00	1.03	-1.36	6.17	
VIII	Lerma - Santiago	17.49	-0.30	30	1,500	133.00	1.28	-1.72	4.18	
IX	Golfo Norte	29.61	-0.22	100	3,000	229.66	1.15	-1.30	5.45	
X	Golfo Centro	35.00	-0.22	100	2,800	229.66	1.15	-1.28	5.95	
XI	Frontera Sur	145.00	-0.28	250	7,200	800.00	1.31	-1.65	5.59	
XII	P. de Yucatán	Datos insuficientes								
XIII	Valle de México	13.30	-0.34	20	650	188.85	1.35	-2.06	4.80	

Cuadro 8. Coeficientes de las envolventes para las 37 regiones administrativas.

Conociendo los datos anteriores se procede a aplicar la metodología con los siguientes autores: Creager, Lowry, Francou – Rodier y Crippen.

Comenzando con el orden anteriormente mostrado se obtiene de la publicación del IMTA la formulación aplicada por Creager:

$$q = 1.303C_c (0.386A)^{0.936A^{-0.048}} A^{-1}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$

A = Área de la cuenca en km^2

C_c = Parámetro empírico que define la envolvente

El parámetro empírico que define la envolvente la obtenemos del cuadro 3 de la publicación, entrando con el dato de la Región hidrológica 18.

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = 1.303(120)(0.386(11.30))^{0.936(11.30)^{-0.048}} (11.30)^{-1}$$

$$q = 47.21 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Creager:

$$Q = 11.30 \text{ km}^2 \times 47.21 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$Q = \underline{533.32 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Continuando la formulación aplicada por Lowry:

$$q = \frac{C_L}{(A + 259)^{0.85}}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$

A = Área de la cuenca en km^2

C_L = Parámetro empírico que define la envolvente

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = \frac{5,300}{(11.30 + 259)^{0.85}}$$

$$q = 45.64 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Lowry:

$$Q = 11.30 \text{ km}^2 \times 45.64 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$\underline{Q = 513.08 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Continuando la formulación aplicada por Francou - Rodier:

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0} \right)^{1-K/10}$$

Dónde: Q = Gasto máximo en m^3/s

Q_0 = Constante igual a $10^6 \text{ m}^3/\text{s}$

A = Área de la cuenca en km^2

A_0 = Constante igual a 10^8 km^2

K = Coeficiente empírico conocido como coeficiente de Francou-Rodier

Realizando el cálculo obtenemos:

$$\frac{Q}{10^6} = \left(\frac{11.30}{10^8} \right)^{1-5.76/10}$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Francou-Rodier:

$$\underline{Q = 1,133.61 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Finalizando con la formulación aplicada por Crippen:

$$q = k_1 A^{(k_2-1)} (A^{0.5} + 5)^{k_3}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$

k_1 , k_2 y k_3 = Parámetros empíricos de la curva

A= Área de la cuenca en km^2

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = 300(11.30)^{(1.25-1)}(11.30^{0.5} + 5)^{-1.52}$$

$$q = 21.80 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Crippen:

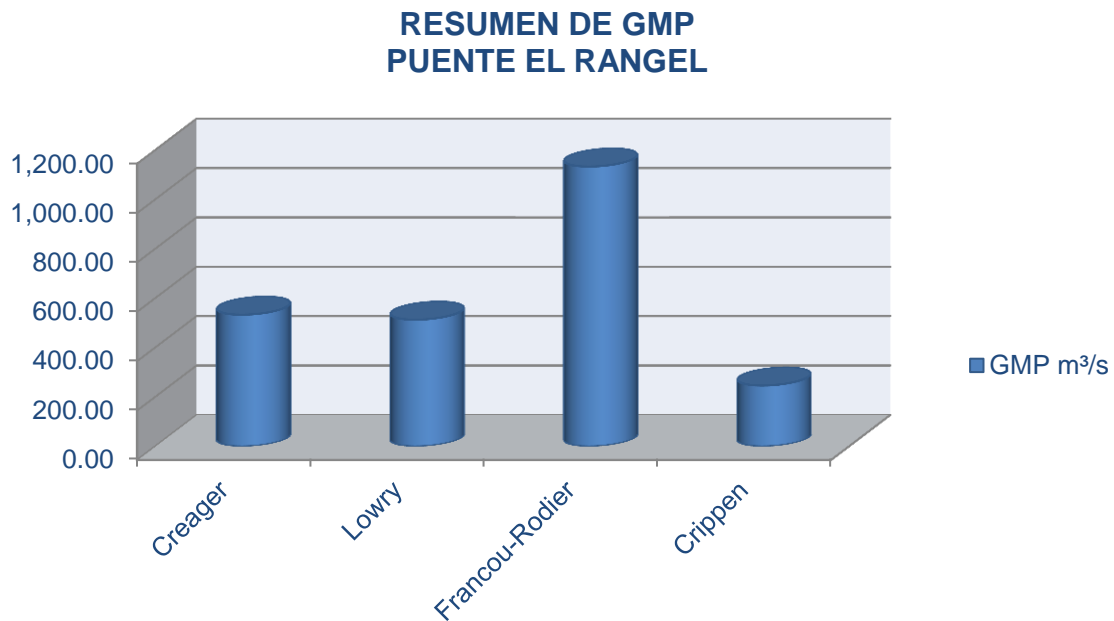
$$Q = 11.30 \text{ km}^2 \times 21.80 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$\underline{Q = 246.32 \text{ m}^3/\text{s}}$$

En resumen podemos decir que con la formulación de Francou-Rodier nos genera un mayor gasto y con el de Crippen se genera el menor gasto, obteniéndose una considerable diferencia entre ambas, tal como se muestra en la siguiente tabla y gráfica:

PUENTE: EL RANGEL			
RESUMEN DE GASTOS MAXIMOS PROBABLES			
Creager m ³ /s	Lowry m ³ /s	Francou-Rodier m ³ /s	Crippen m ³ /s
533.32	513.08	1,133.61	246.32

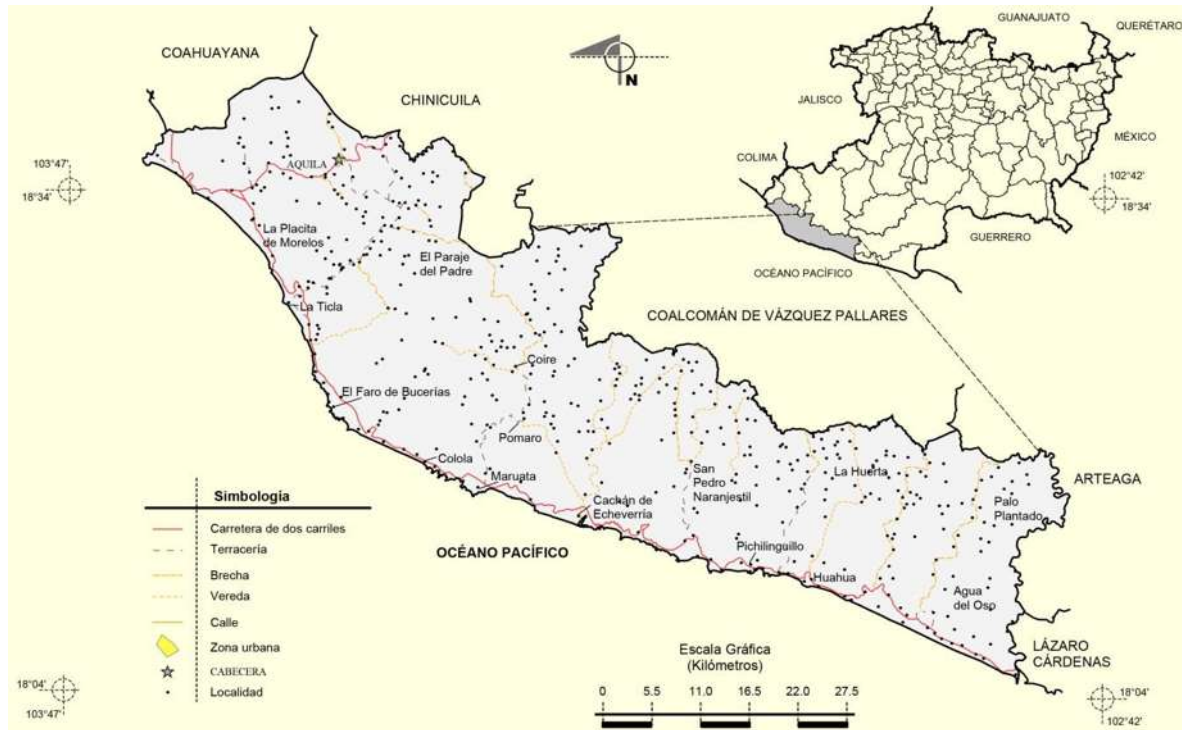
Tabla 5. Resumen GMP, El Rangel, L.C.



Gráfica 8. Resumen GMP, El Rangel, L.C.

CASO DE ESTUDIO *PUENTE MAJAHUA II*.

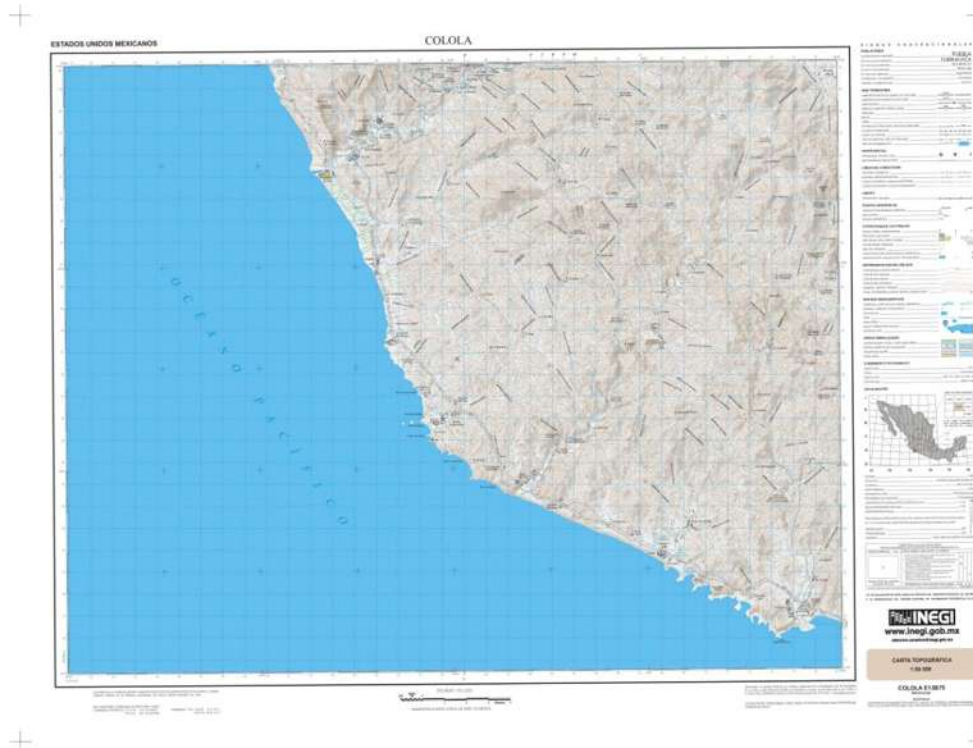
APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE LAS ENVOLVENTES EN EL CASO DEL MUNICIPIO DE AQUILA.



Mapa 39. Infraestructura para el Transporte del Municipio de Aquila, Michoacán Fuente: INEGI. Marco Geoestadístico Municipal 2005, versión 3.1.

Utilizando las envolventes mencionadas dentro de la publicación del IMTA, llamada: “*Actualización de las Envolventes Regionales de Gastos Máximos para la República Mexicana*” se proceden a aplicarlas en el caso de estudio del Puente: Majahua II, identificando primeramente el parte aguas que delimita la cuenca, por lo que se recurrió al software “Global Mapper” y “ArcView” donde por medio de las cartas topográficas del INEGI (con escala 1:50,000) se logró la delimitación de la cuenca.

En las siguientes imágenes se muestra el proceso realizado para la obtención del parte aguas de la cuenca:



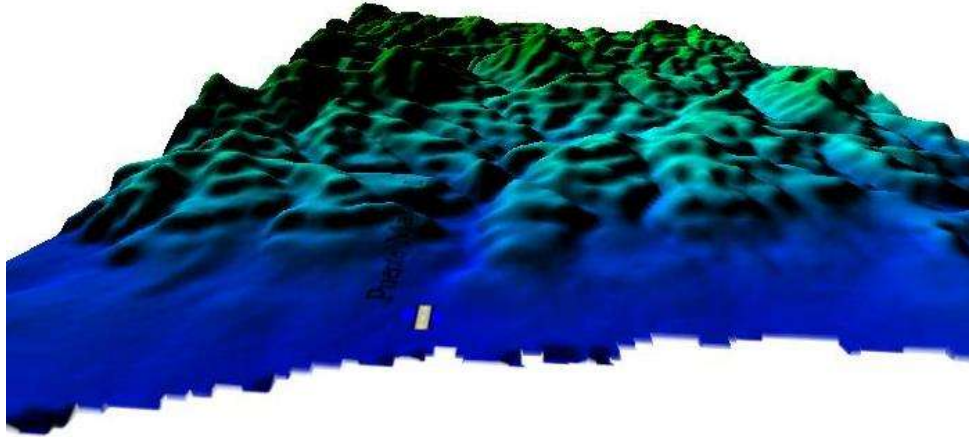
Mapa 40. Carta topográfica. Fuente: Inegi.

1.- Como primer paso se procedió a la unión de las cartas topográficas del INEGI donde se encuentra el área en estudio (Cartas e13b75).



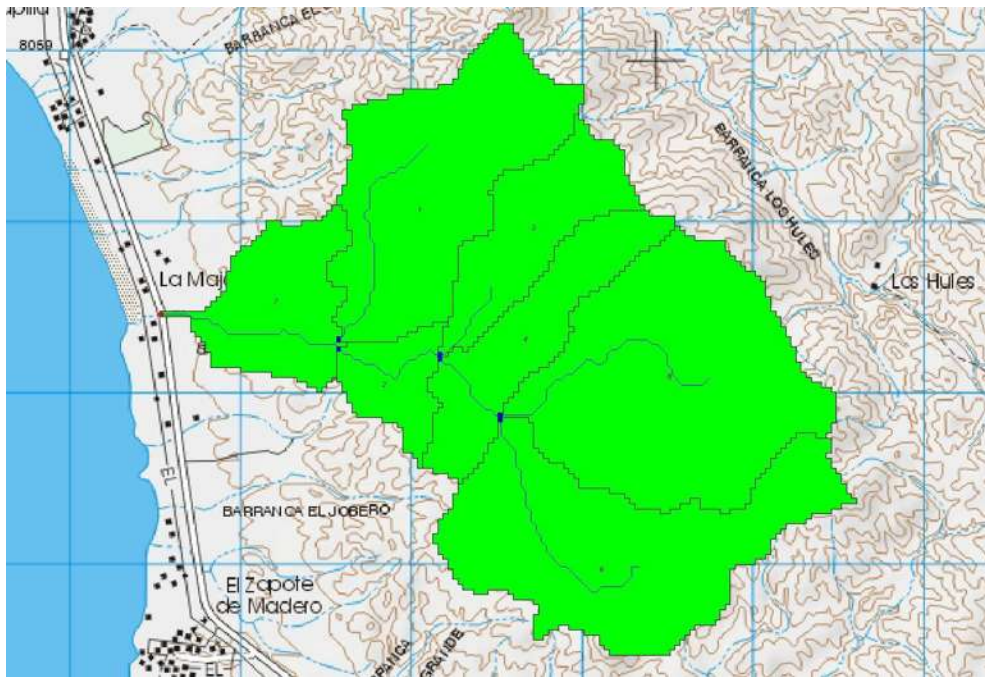
Mapa 41. Poblado Majahua, Aquila.

2.- Se identifica la zona del Puente: Majahua II, en el Municipio de Aquila.



Modelo 3D 6. Majahua, Aquila.

3.- De igual forma por medio del sitio web del INEGI se obtienen los modelos digitales de elevaciones (Carta e13b75).



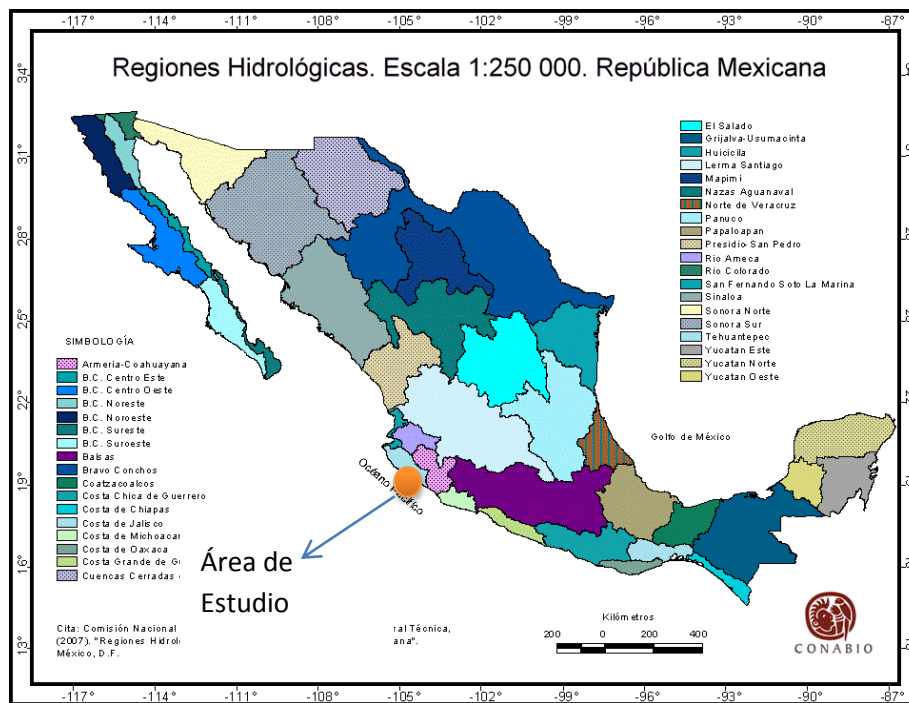
Mapa 42. Parteaguas Majahua, Aquila.

4.- Por medio del programa ArcView se generan las sub-cuencas a partir de los datos de relieve, los flujos de corrientes y la delimitación del parte aguas de la cuenca en estudio.

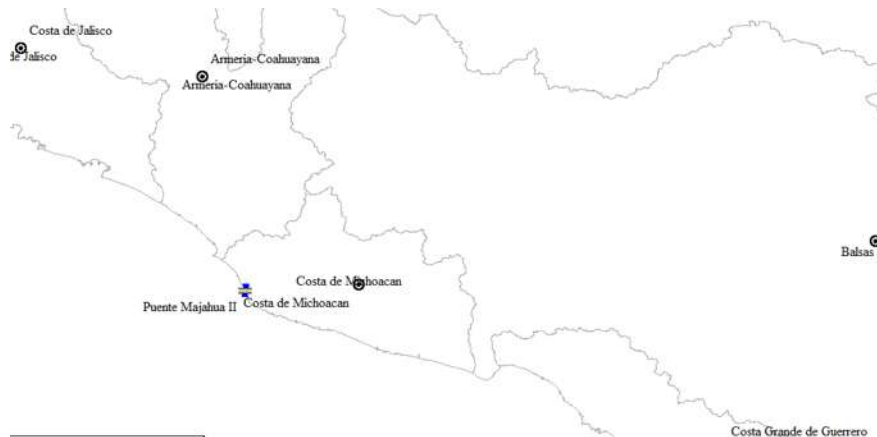
El área obtenida por medio de éste método aplicado con el software fue de:

7.49 KM²

Por la localización geográfica de la zona en estudio se obtiene la región hidrológica a la que pertenece, correspondiéndole la región 17 de La Costa de Michoacán, conforme al plano que se presenta a continuación:



Mapa 43. Macrolocalización, Majahua, Aquila.



Mapa 44. Microlocalización, Majahua, Aquila.

Ubicación de la Red Hidrológica correspondiente de la zona de estudio de la Obra de Drenaje.

Nos apoyaremos con la siguiente tabla de la Publicación del IMTA de la “Actualización de las envolventes regionales de gastos máximos para la República Mexicana” donde se obtienen los parámetros formulados por los diferentes autores de las metodologías.

Región hidrológica	Parámetros de las envolventes							
	Matthai		Creager	Lowry	Crippen			Francou-Rodier
	α	β	C_c	C_L	K_1	K_2	K_3	K
1	22	-0.45	15	500	450	1.1	-1.85	3.86
2 a 7	Datos insuficientes							
8	4	-0.24	18	700	400	1.50	-2.60	3.86
9	16	-0.30	35	1,800	220	1.10	-1.43	4.50
10	85	-0.32	130	4,700	728.51	1.39	-1.89	5.93
11	85	-0.38	115	4,500	250	1.30	-1.58	5.82
12	17.5	-0.30	30	1,500	133	1.28	-1.72	4.18
13 a 15	70	-0.41	60	2,300	300	1.16	-1.50	5.52
16	50	-0.32	120	5,300	800	1.42	-2.10	5.76
17	Datos insuficientes							
18	35	-0.32	70	2,400	692.71	1.52	-2.40	5.07

Cuadro 9. Coeficientes de las envolventes para las 37 regiones hidrológicas.

Como se puede observar en la tabla anterior, no se tienen datos suficientes de la región hidrológica # 17, por lo que utilizaremos la tabla de los coeficientes de las envolventes para las 13 regiones administrativas como se muestra a continuación:

Región hidrológica	Nombre	Parámetros de las envolventes							
		Matthai		Creager	Lowry	Crippen			Francou-Rodier
		α	β	C_c	C_L	K_1	K_2	K_3	K
I	P. de Baja California	Datos insuficientes							3.86
II	Alto Noroeste	5.30	-0.13	35	1,800	220.00	1.05	-1.36	4.50
III	Bajo Noroeste	509.00	-0.55	130	4,700	600.00	1.22	-1.55	5.93
IV	Pacífico Centro	85.00	-0.40	120	5,300	300.00	1.25	-1.52	5.76
V	Pacífico Sur	71.85	-0.24	180	5,600	606.83	1.20	-1.41	6.21
VI	Frontera Norte	50.00	-0.40	50	2,000	118.11	1.24	-1.46	4.86
VII	Centro Norte	6.78	-0.23	15	670	125.00	1.03	-1.38	6.17
VIII	Lerma - Santiago	17.49	-0.30	30	1,500	133.00	1.28	-1.72	4.18
IX	Golfo Norte	29.61	-0.22	100	3,000	229.66	1.15	-1.30	5.45
X	Golfo Centro	35.00	-0.22	100	2,600	229.66	1.15	-1.28	5.95
XI	Frontera Sur	145.00	-0.28	250	7,200	800.00	1.31	-1.65	5.59
XII	P. de Yucatán	Datos insuficientes							
XIII	Valle de México	13.30	-0.34	20	650	188.85	1.35	-2.06	4.80

Cuadro 10. Coeficientes de las envolventes para las 37 regiones administrativas.

Conociendo los datos anteriores se procede a aplicar la metodología con los siguientes autores: Creager, Lowry, Francou – Rodier y Crippen.

Comenzando con el orden anteriormente mostrado se obtiene de la publicación del IMTA la formulación aplicada por Creager:

$$q = 1.303C_c (0.386A)^{0.936A^{-0.048}} A^{-1}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en $m^3/s/km^2$

A = Área de la cuenca en km^2

C_c = Parámetro empírico que define la envolvente

El parámetro empírico que define la envolvente la obtenemos del cuadro 3 de la publicación, entrando con el dato de la Región hidrológica 18.

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = 1.303(120)(0.386(7.49))^{0.936(7.49)^{-0.048}} (7.49)^{-1}$$

$$q = 51.46 \text{ m}^3/s/km^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Creager:

$$Q = 7.49 \text{ km}^2 \times 51.46 \text{ m}^3/s/km^2$$

$$Q = \underline{385.26 \text{ m}^3/s}$$

Continuando la formulación aplicada por Lowry:

$$q = \frac{C_L}{(A + 259)^{0.85}}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en $m^3/s/km^2$

A = Área de la cuenca en km^2

C_L = Parámetro empírico que define la envolvente

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = \frac{5,300}{(7.49 + 259)^{0.85}}$$

$$q = 45.97 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Lowry:

$$Q = 7.49 \text{ km}^2 \times 45.97 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$\underline{Q = 344.12 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Continuando la formulación aplicada por Francou - Rodier:

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0} \right)^{1-K/10}$$

Dónde: Q= Gasto máximo en m³/s

Q₀= Constante igual a 10⁶ m³/s

A= Área de la cuenca en km²

A₀= Constante igual a 10⁸ km²

K= Coeficiente empírico conocido como coeficiente de Francou-Rodier

Realizando el cálculo obtenemos:

$$\frac{Q}{10^6} = \left(\frac{7.49}{10^8} \right)^{1-5.76/10}$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Francou-Rodier:

$$\underline{Q = 952.11 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Finalizando con la formulación aplicada por Crippen:

$$q = k_1 A^{(k_2-1)} (A^{0.5} + 5)^{k_3}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$

k_1 , k_2 y k_3 = Parámetros empíricos de la curva

A = Área de la cuenca en km^2

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = 300(7.49)^{(1.25-1)} (7.49^{0.5} + 5)^{-1.52}$$

$$q = 22.14 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Crippen:

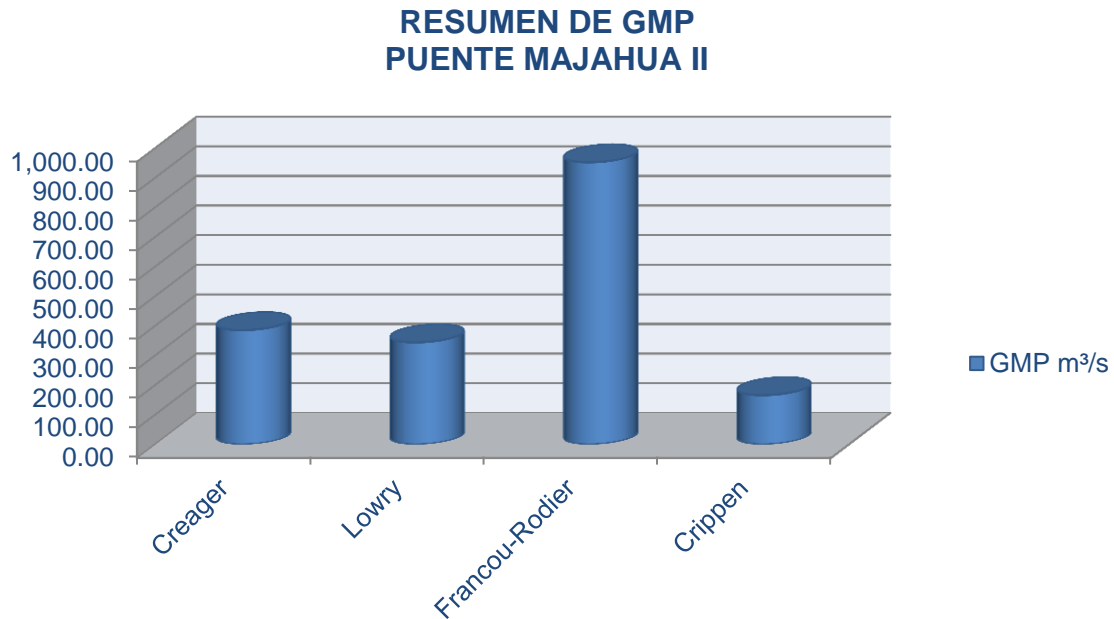
$$Q = 7.49 \text{ km}^2 \times 22.14 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$\underline{Q = 165.73 \text{ m}^3/\text{s}}$$

En resumen podemos decir que con la formulación de Francou-Rodier nos genera un mayor gasto y con el de Crippen se genera el menor gasto, obteniéndose una considerable diferencia entre ambas, tal como se muestra en la siguiente tabla y gráfica:

PUENTE: MAJAHUA II			
RESUMEN DE GASTOS MAXIMOS PROBABLES			
Creager m ³ /s	Lowry m ³ /s	Francou-Rodier m ³ /s	Crippen m ³ /s
385.26	344.12	952.11	165.73

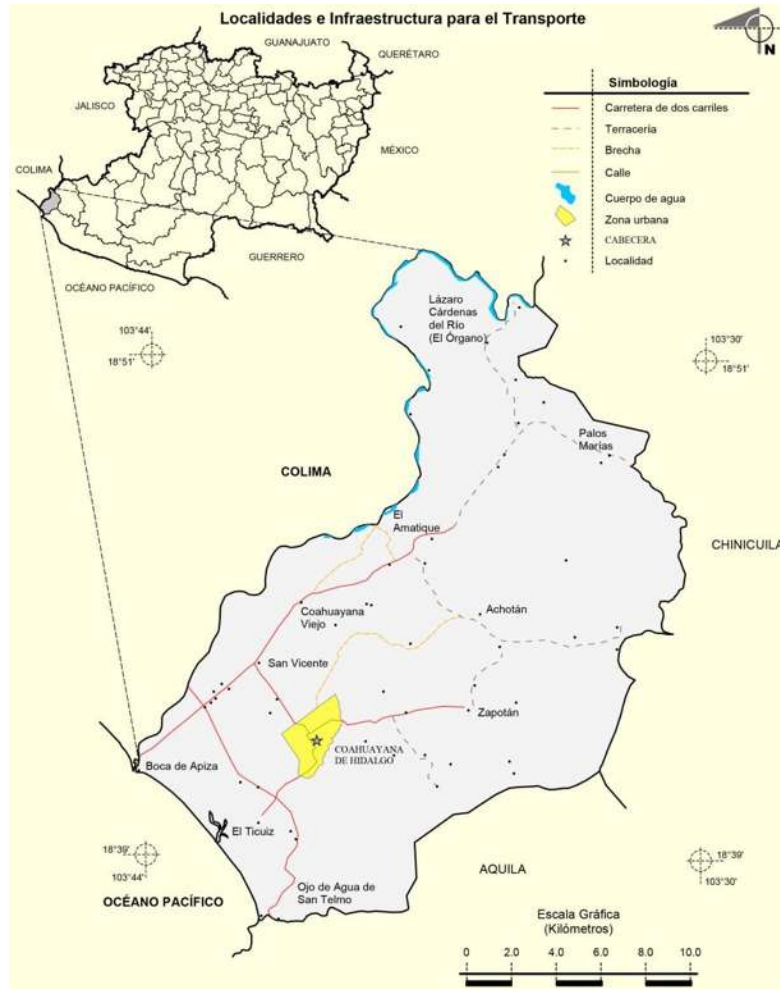
Tabla 6. Resumen GMP, Majahua, Aquila.



Gráfica 9. Resumen GMP, Majahua, Aquila.

CASO DE ESTUDIO *PUENTE PALOS MARÍAS.*

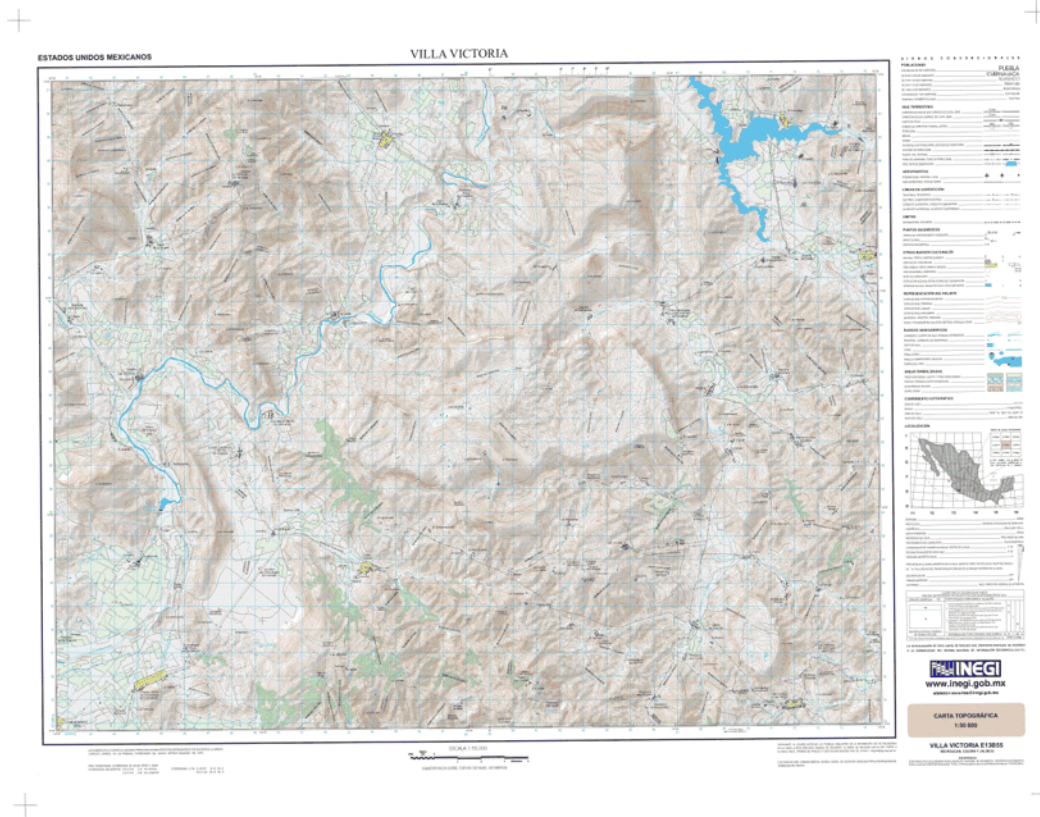
APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE LAS ENVOLVENTES EN AL CASO DEL MUNICIPIO DE COAHUAYANA.



Mapa 45. Infraestructura para el Transporte del Municipio de Coahuayana, Michoacán Fuente: INEGI. Marco Geoestadístico Municipal 2005, versión 3.1.

Utilizando las envolventes mencionadas dentro de la publicación del IMTA, llamada: “*Actualización de las Envolventes Regionales de Gastos Máximos para la República Mexicana*” se proceden a aplicarlas en el caso de estudio Puente Palos Marías, identificando primeramente el parte aguas que delimita la cuenca, por lo que se recurrió al software “Global Mapper” y “ArcView” donde por medio de las cartas topográficas del INEGI (con escala 1:50,000) se logró la delimitación de la cuenca.

En las siguientes imágenes se muestra el proceso realizado para la obtención del parte aguas de la cuenca:



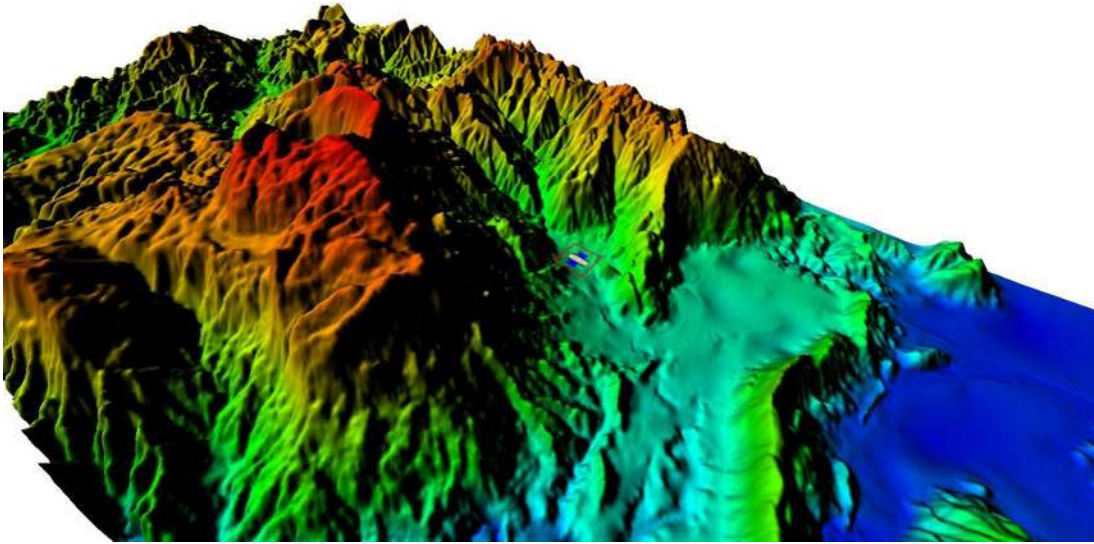
Mapa 46. Carta topográfica. Fuente: Inegi.

1.- Como primer paso se procedió a la unión de las cartas topográficas del INEGI donde se encuentra el área en estudio (Carta e13b55).



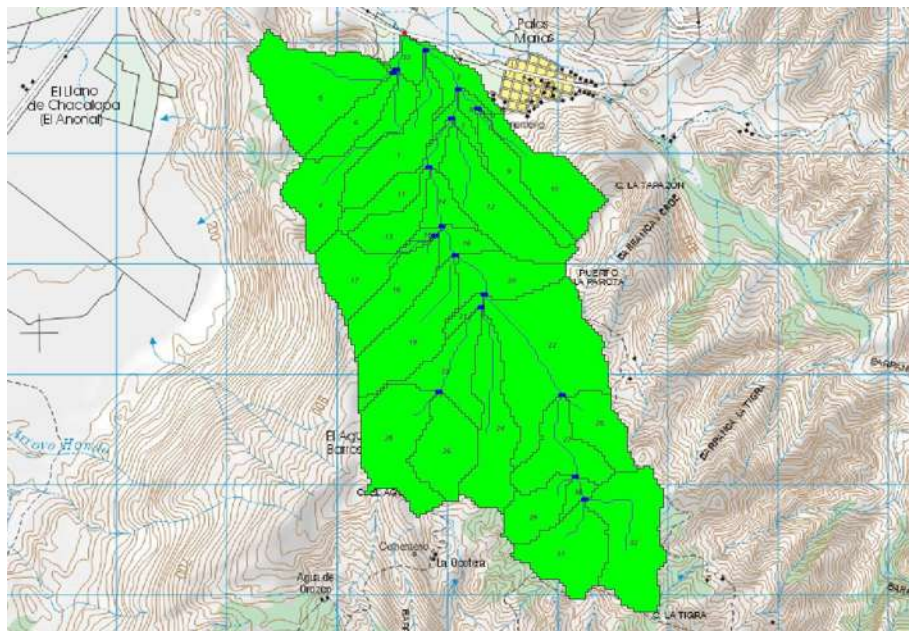
Mapa 47. Población Palos Marías, Coahuayana.

2.- Se identifica la zona del Puente Palos Marías, así como la población.



Modelo 3D 7. Palos Marías, Coahuayana.

3.- De igual forma por medio del sitio web del INEGI se obtienen los datos de relieve (Carta e13b55).

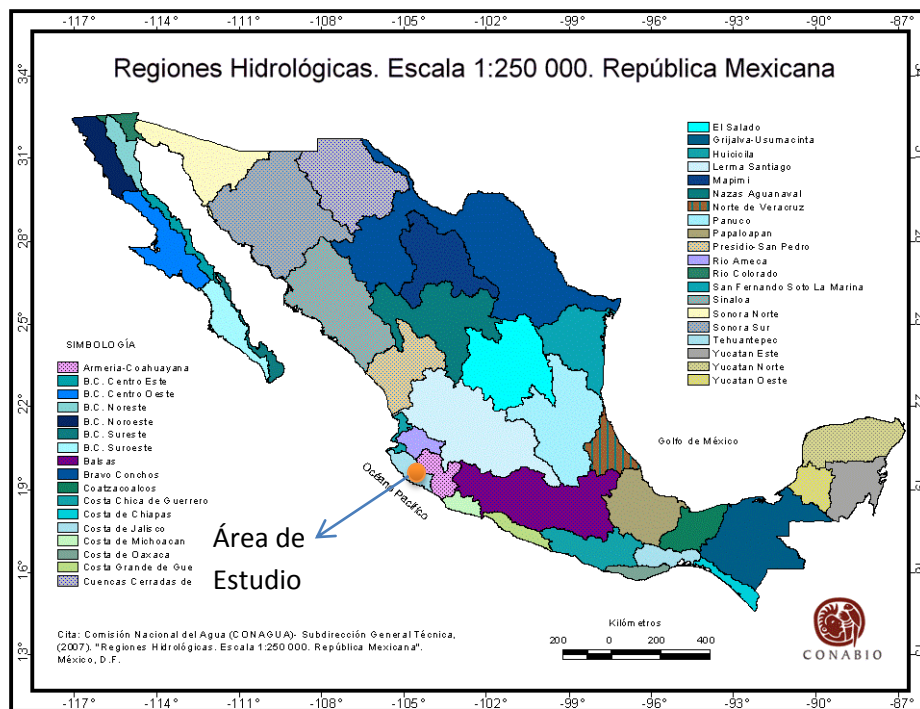


Mapa 48. Parteaguas, Palos Marías, Coahuayana.

4.- Por medio del programa ArcView se generan las sub-cuencas a partir de los datos de relieve, los flujos de corrientes y la delimitación del parte aguas de la cuenca en estudio.

El área obtenida por medio de éste método aplicado con el software Global Mapper fue de: **10.74 KM²**

Por la localización geográfica de la zona en estudio se obtiene la región hidrológica a la que pertenece, correspondiéndole la región 16 del Armería - Coahuayana, conforme al plano que se presenta a continuación:



Mapa 49. Macrolocalización, Palos Marías, Coahuayana.



Mapa 50. Microlocalización, Palos Marías, Coahuayana.

Ubicación de la Red Hidrológica correspondiente de la zona de estudio de la Obra de Drenaje.

Nos apoyaremos con la siguiente tabla de la Publicación del IMTA de la “Actualización de las envolventes regionales de gastos máximos para la República Mexicana” donde se obtienen los parámetros formulados por los diferentes autores de las metodologías.

Región hidrológica	Parámetros de las envolventes							
	Matthal α	β	Creager C_c	Lowry C_L	K_1	Crippen K_2	K_3	Francou-Rodier K
1	22	-0.45	15	500	450	1.1	-1.85	3.86
2 a 7	Datos insuficientes							
8	4	-0.24	18	700	400	1.50	-2.60	3.86
9	16	-0.30	35	1,800	220	1.10	-1.43	4.50
10	85	-0.32	130	4,700	728.51	1.39	-1.89	5.93
11	85	-0.38	115	4,500	250	1.30	-1.58	5.82
12	17.5	-0.30	30	1,500	133	1.28	-1.72	4.18
13 a 15	70	-0.41	60	2,300	300	1.16	-1.50	5.52
16	50	-0.32	120	5,300	800	1.42	-2.10	5.76
17	Datos insuficientes							
18	35	-0.32	70	2,400	692.71	1.52	-2.40	5.07

Cuadro 11. Coeficientes de las envolventes para las 37 regiones hidrológicas.

Conociendo los datos anteriores se procede a aplicar la metodología con los siguientes autores: Creager, Lowry, Francou – Rodier y Crippen.

Comenzando con el orden anteriormente mostrado se obtiene de la publicación del IMTA la formulación aplicada por Creager:

$$q = 1.303C_c (0.386A)^{0.936A^{-0.048}} A^{-1}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en $m^3/s/km^2$

A = Área de la cuenca en km^2

C_c = Parámetro empírico que define la envolvente

El parámetro empírico que define la envolvente la obtenemos del cuadro 3 de la publicación, entrando con el dato de la Región hidrológica 18.

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = 1.303(120)(0.386(10.74))^{0.936(10.74)^{-0.048}} (10.74)^{-1}$$

$$q = 47.75 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Creager:

$$Q = 10.74 \text{ km}^2 \times 47.75 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$Q = \underline{512.72 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Continuando la formulación aplicada por Lowry:

$$q = \frac{C_L}{(A + 259)^{0.85}}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$

A = Área de la cuenca en km^2

C_L = Parámetro empírico que define la envolvente

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = \frac{5,300}{(10.74 + 259)^{0.85}}$$

$$q = 45.50 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Lowry:

$$Q = 10.74 \text{ km}^2 \times 45.50 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$Q = \underline{488.55 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Continuando la formulación aplicada por Francou - Rodier:

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0} \right)^{1-K/10}$$

Dónde: Q = Gasto máximo en m^3/s

Q_0 = Constante igual a $10^6 \text{ m}^3/\text{s}$

A = Área de la cuenca en km^2

A_0 = Constante igual a 10^8 km²

K = Coeficiente empírico conocido como coeficiente de Francou-Rodier

Realizando el cálculo obtenemos:

$$\frac{Q}{10^6} = \left(\frac{10.74}{10^8} \right)^{1-5.76/10}$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Francou-Rodier:

$$Q = \underline{1,109.48 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Finalizando con la formulación aplicada por Crippen:

$$q = k_1 A^{(k_2-1)} (A^{0.5} + 5)^{k_3}$$

Dónde: q = Gasto específico o gasto por unidad de área en m³/s/km²

k_1 , k_2 y k_3 = Parámetros empíricos de la curva

A = Área de la cuenca en km²

Realizando el cálculo obtenemos:

$$q = 800(10.74)^{(1.42-1)} (10.74^{0.5} + 5)^{-2.10}$$

$$q = 25.62 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Finalmente calculando el Gasto Máximo Probable por el método de Crippen:

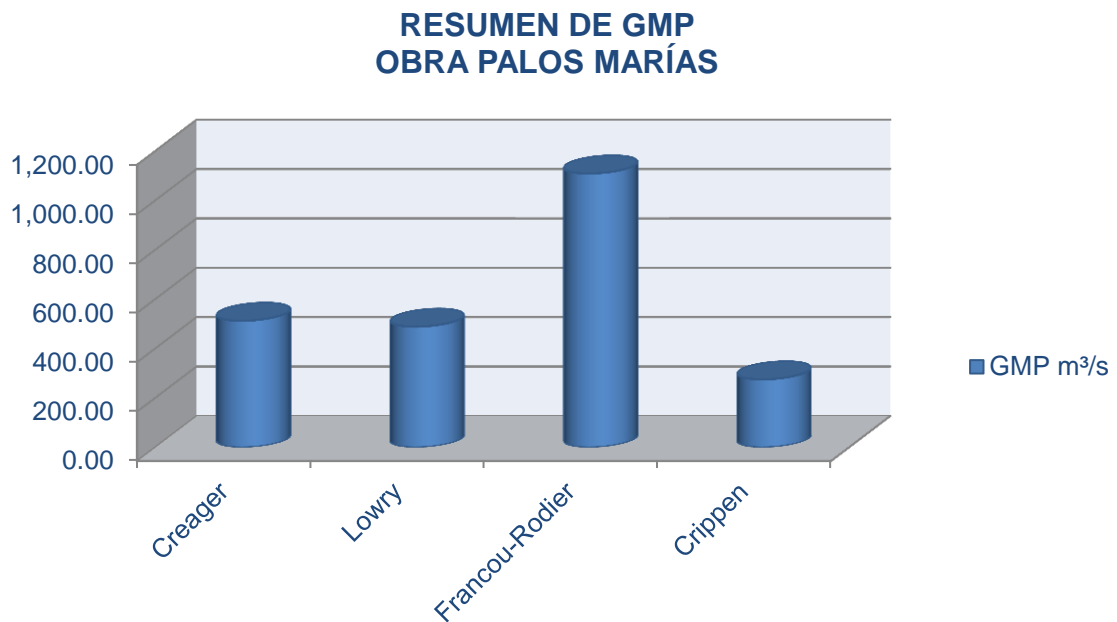
$$Q = 10.74 \text{ km}^2 \times 25.62 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$Q = \underline{275.10 \text{ m}^3/\text{s}}$$

En resumen podemos decir que con la formulación de Francou-Rodier nos genera un mayor gasto y con el de Crippen se genera el menor gasto tal y como se muestra en la siguiente tabla y gráfica:

PUENTE: PALOS MARÍAS			
RESUMEN DE GASTOS MAXIMOS PROBABLES			
Creager m ³ /s	Lowry m ³ /s	Francou-Rodier m ³ /s	Crippen m ³ /s
512.72	488.55	1,109.48	275.10

Tabla 7. Resumen GMP, Palos Marías, Coahuayana.



Gráfica 10. Resumen GMP, Palos Marías, Coahuayana.

PROCESO DE LA INFORMACION DE CAMPO PARA LA OBTENCIÓN DEL GASTO MÁXIMO QUE PUEDE PASAR POR EL PUENTE SIN PROVOCAR DESBORDAMIENTO Y EL MÁXIMO PRESENTADO HISTORICAMENTE, EN EL CASO DE ESTUDIO PUENTE TUZANTLA I.

Durante el proceso de recopilación de la información se logró conseguir información de planos y algunos archivos del Puente Tuzantla colapsado el año del 2010.

En base al programa de control de actividades se describen las siguientes actividades:

- ✚ Recopilación
- ✚ Análisis
- ✚ Procesamiento y/o generación de la información

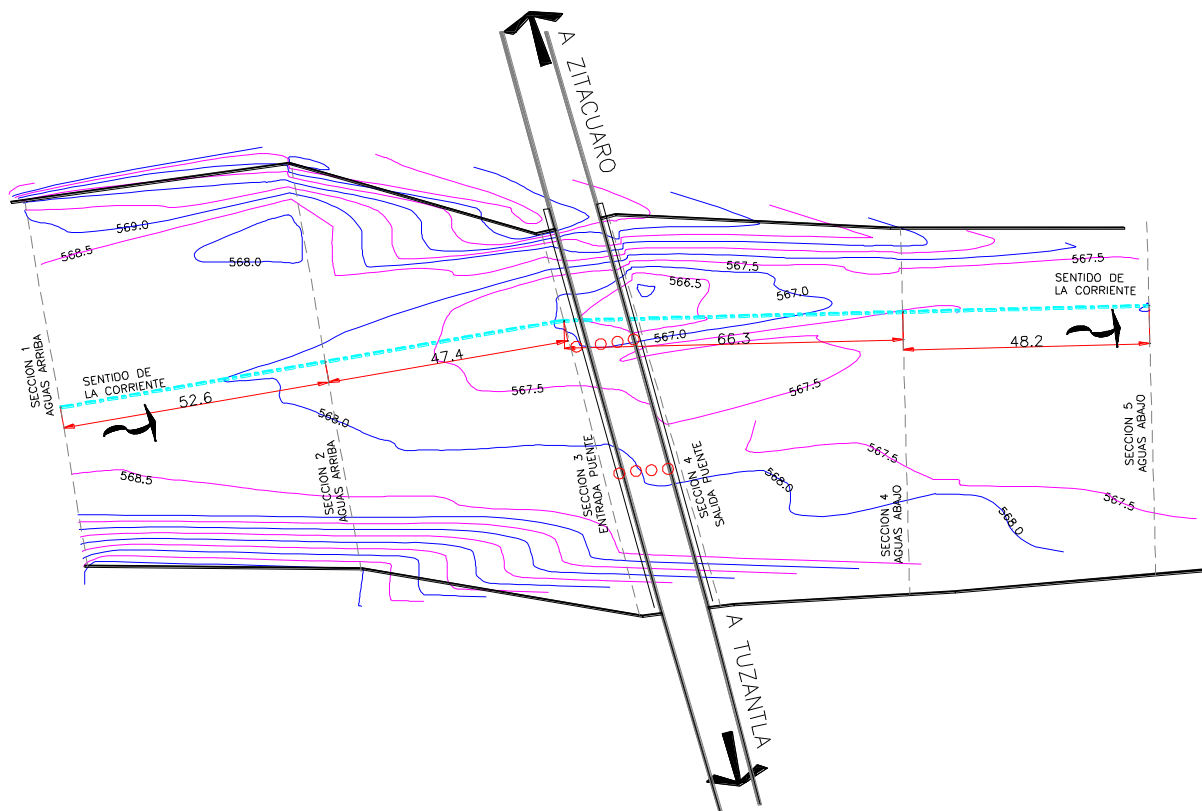
En relación con el puente original, no se cuenta con la información acerca de los estudios correspondientes para su diseño, con lo que se cuenta por parte de la SCT es el “Levantamiento y Daños Puente Tuzantla” así como el proyecto ejecutivo del puente nuevo.

Así que al carecer de la información hidrológica que sirvió de diseño al puente colapsado, es decir del puente original, se procede a utilizar la información de la SCT.

Del plano topográfico del proyecto original, obtener la pendiente media del cauce en el tramo de la obra.

Como no se cuenta con la información topográfica original del cauce cuando se diseñó el puente original que colapsó, se procede a utilizar la información obtenida del levantamiento realizado el día 16 de octubre del 2011.

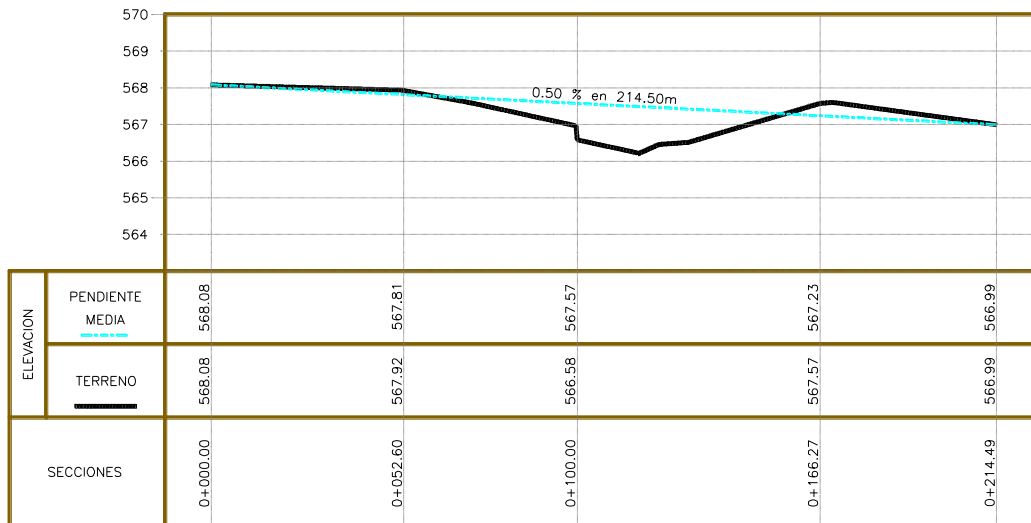
De donde se obtiene el perfil del cauce en el cruce, obteniéndose la pendiente media.



PLANTA –TOPOGRÁFICA– PUENTE TUZANTLA

Planta 1. Topografica Puente Tuzantla

Así mismo se grafica el perfil del cauce en su parte más baja obteniéndose lo siguiente:



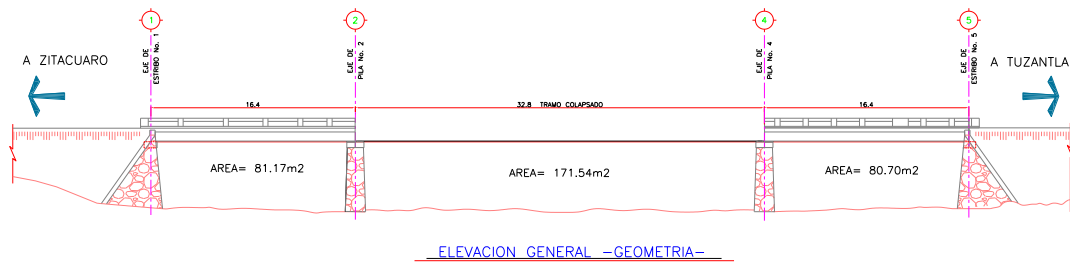
PERFIL –PENDIENTE MEDIA–
PUENTE TUZANTLA

Perfil 1. Pendiente Media Puente Tuzantla

De donde se obtiene que la pendiente media del cauce es: 0.50 %

Del plano de proyecto de la obra del puente original que colapsó, obtener el área total para el paso del agua:

Utilizando el levantamiento del puente colapsado se logra obtener el área total para el paso del agua:



Sección 3. Area Hidraulica, Puente Tuzantla

Con esta información se obtiene que el área total para el paso del agua es de:

$$81.17 + 171.54 + 80.70 = 333.41m^2$$

Para el caso de esta línea de investigación el área hidráulica será la misma que el área total del paso del agua de la obra, sin descontar el bordo libre que se calcula para este tipo de obras, para así mismo obtener el gasto máximo que puede pasar por la obra sin llegar a desbordar, solamente y con la finalidad de no tomar el área tocando las losas del puente, ya que el perímetro mojado se incrementará se propuso disminuir el tirante en base en la siguiente propuesta:

$$\text{Si } V \geq 2.5 \text{ m/s} \Rightarrow x = 1\% h$$

$$\text{Si } V < 2.5 \text{ m/s} \Rightarrow x = 0.5\% h$$

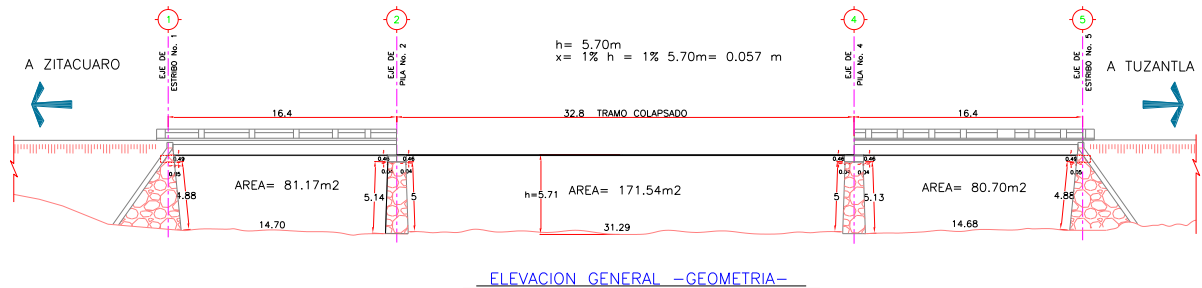
Donde:

V= Velocidad del cauce

x= La disminución que tendrá el tirante con respecto a la altura de la estructura

h= Altura de la estructura

Calcular el perímetro mojado y el radio hidráulico.



Sección 4. Puente Tuzantla (colapsado).

Con esta información se obtiene el perímetro mojado:

$$0.49+0.05+4.88+14.70+5.14+0.04+0.46+0.46+0.04+5.00+31.29+5.00+0.04+0.46+0.46+0.04+5.13+14.68+4.88+0.05+0.49=93.78m$$

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{EFECTIVA}}{P_m}; R_H = \frac{333.41}{93.78} = 3.56m$$

De la visita de campo y con fotografías determinar el coeficiente de fricción "n".

De la visita de campo y con apoyo de las ilustraciones de canales con diferentes rugosidades que aparecen en la figura 5-5 del libro “Hidráulica de canales abiertos” de Ven Te Chow obtenemos el coeficiente de fricción “n”:



Imagen 85. Puente Tuzantla

Conforme lo observado en el lugar del cruce del cauce y comparando con la tabla 5-5 antes mencionada, seleccionamos el valor de “ n ” = 0.028 que corresponde a la ilustración (12) que muestra un fondo del canal en cantos rodados, donde no hay suficiente arcilla en el agua o donde existe una velocidad muy alta, que impide la formación de un lecho liso bien graduado.

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.028} 3.56^{2/3} 0.005^{1/2} = 5.88 \text{ m/s}$$

Calcular el gasto máximo que puede pasar por le puente sin desbordar ($Q=VA$), conforme a los planos de proyecto.

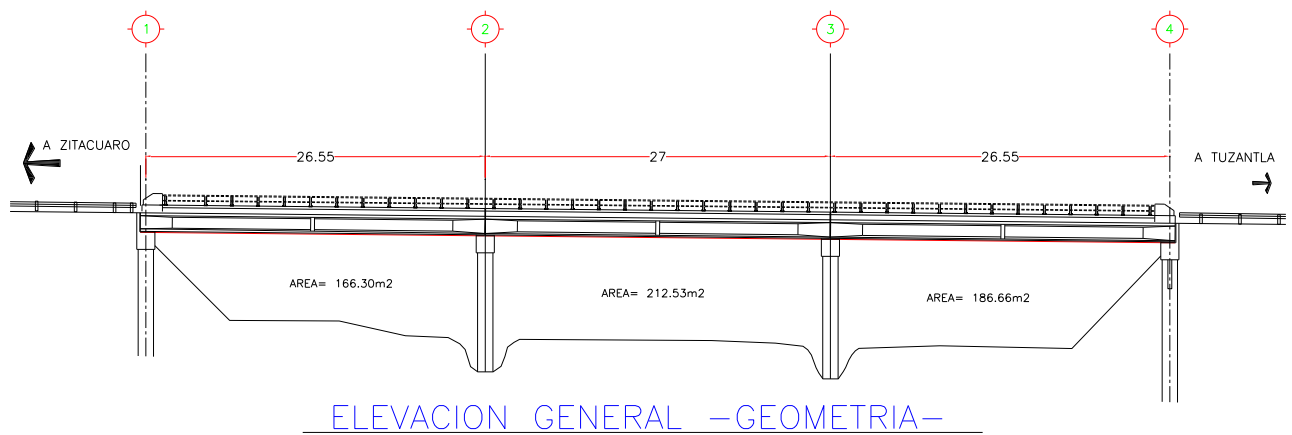
$$Q = VA; \quad Q = 5.88 \times 333.41 = 1,961.33 \text{ m}^3 / \text{s}$$

El gasto anterior sería la máxima capacidad de conducción, sin desbordar, del puente original que colapsó.

Aplicando la misma metodología, se procede a realizar lo mismo para la sección de proyecto con el cual se reconstruyó el puente Tuzantla, para determinar su máxima capacidad sin desbordar.

Al igual que el cálculo anterior utilizaremos la misma pendiente media del cauce del 0.5 % obtenida en campo.

Del plano de proyecto de la obra del puente reconstruido, obtener el área total para el paso del agua:



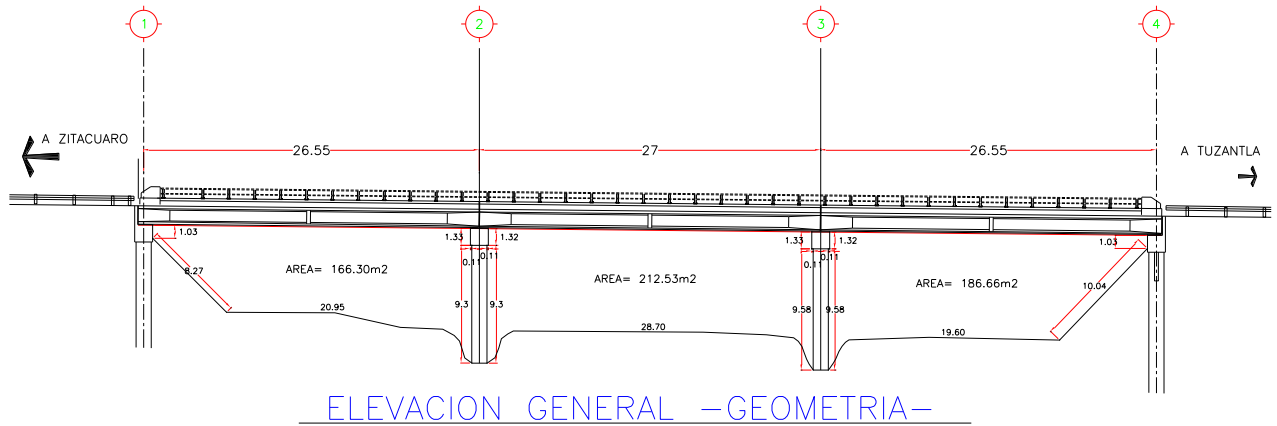
Sección 5. Puente Tuzantla, (reconstruido).

Con esta información se obtiene que el área total para el paso del agua es de:

$$166.30 + 212.53 + 186.66 = 565.49m^2$$

Al igual que en el caso anterior no consideraremos el bordo libre para el cálculo del gasto.

Calcular el perímetro mojado y el radio hidráulico.



Sección 6.

Con esta información se obtiene el perímetro mojado:

$$1.03+8.27+20.95+9.30+0.11+1.33+1.32+0.11+9.30+28.70+9.58+0.11+1.33+1.32+0.11+9.58+19.60+10.04+1.03=133.12\text{m}$$

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{EFECTIVA}}{P_m}; R_H = \frac{565.49}{133.12} = 4.25\text{m}$$

El coeficiente de fricción “*n*” lo seguimos considerando con valor de: 0.028, como en el cálculo anterior.

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

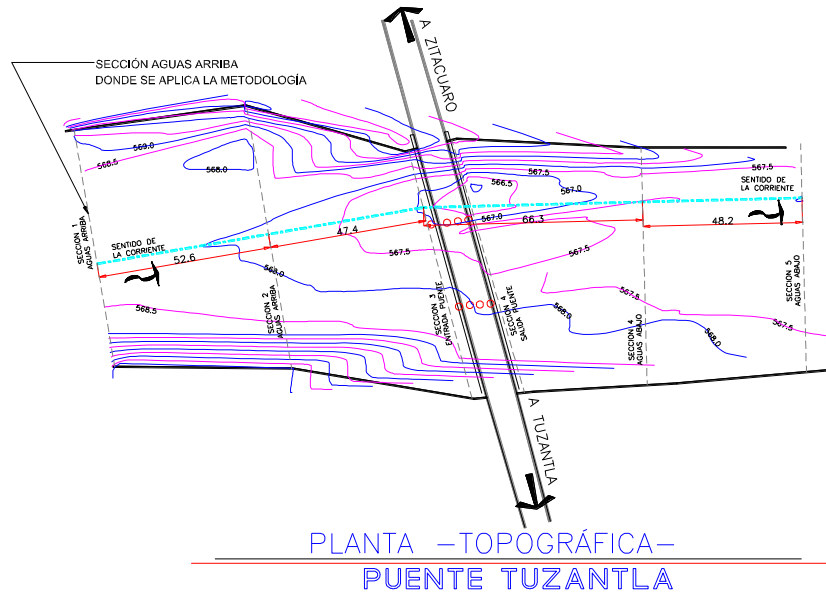
Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.028} 4.25^{2/3} 0.005^{1/2} = 6.62\text{m/s}$$

Calcular el gasto máximo que puede pasar por el puente sin desbordar ($Q=VA$), conforme a los planos de proyecto del puente reconstruido.

$$Q = VA; \quad Q = 6.62 \times 565.49 = 3,745.75 \text{ m}^3 / \text{s}$$

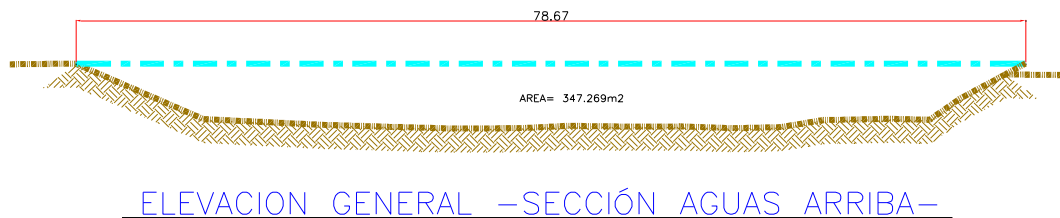
Aplicando la misma metodología, se procede a realizar lo mismo para una sección inalterada aguas arriba y sin considerar puente, para determinar el gasto máximo que permite el cauce sin desbordar.



Planta 2. Topografica Puente Tuzantla

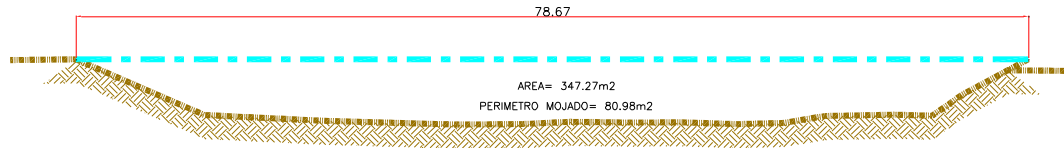
Al igual que el cálculo anterior utilizaremos la misma pendiente media del cauce del 0.5 % obtenida en campo.

De la sección aguas arriba de la obra, levantada en campo, obtener el área total para el paso del agua:



Sección 7. Seccion Aguas Arriba

Calcular el perímetro mojado y el radio hidráulico.



ELEVACION GENERAL –SECCIÓN AGUAS ARRIBA–

Sección 8. Seccion Aguas Arriba

Con esta información se obtiene el perímetro mojado:

$$\text{Perímetro Mojado} = 80.98m$$

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{EFECTIVA}}{P_m}; R_H = \frac{347.27}{80.98} = 4.29m$$

El coeficiente de fricción “n” lo seguimos considerando con valor de: 0.028, como en el cálculo anterior.

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.028} 4.29^{2/3} 0.005^{1/2} = 6.67m/s$$

Calcular el gasto máximo que puede pasar por el puente sin desbordar ($Q=VA$), conforme a los planos de proyecto del puente reconstruido.

$$Q = VA; \quad Q = 6.67 \times 347.27 = 2,314.84m^3/s$$

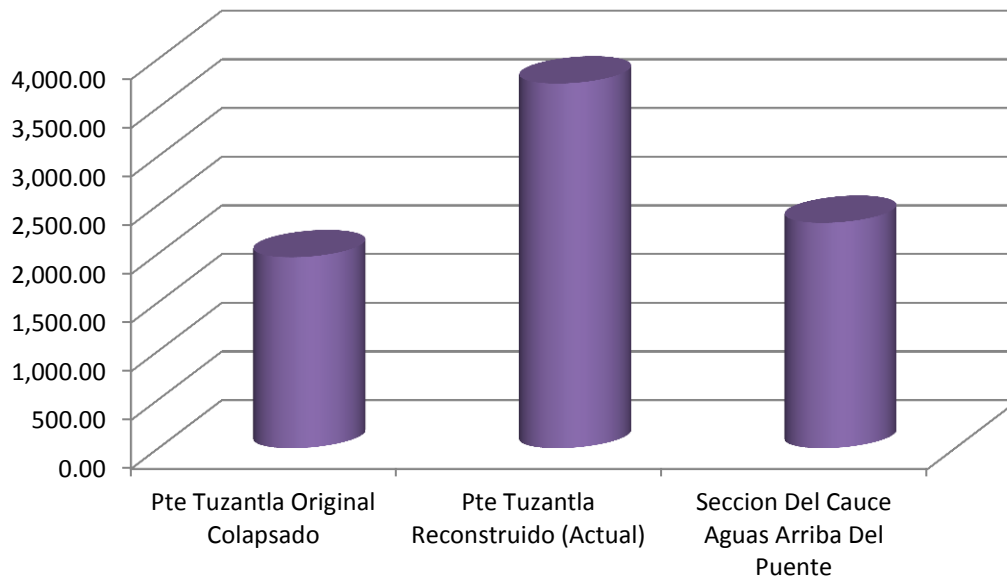
Se tiene un error en el cauce ya que el hombro izquierdo (viendo aguas abajo) tiene menor nivel que el hombro derecho, presentando una diferencia de niveles de 0.90 m aproximadamente, por lo que se utilizó el hombro de mayor nivel para el cálculo anterior del gasto que puede pasar por una sección aguas arriba del puente Tuzantla.

A continuación se ve el resumen de los gastos obtenidos.

ESTRUCTURA	GM QUE PASA (M3/S)
Pte Tuzantla Original Colapsado	1,961.33
Pte Tuzantla Reconstruido (Actual)	3,745.75
Sección Del Cauce Aguas Arriba Del Puente	2,314.84

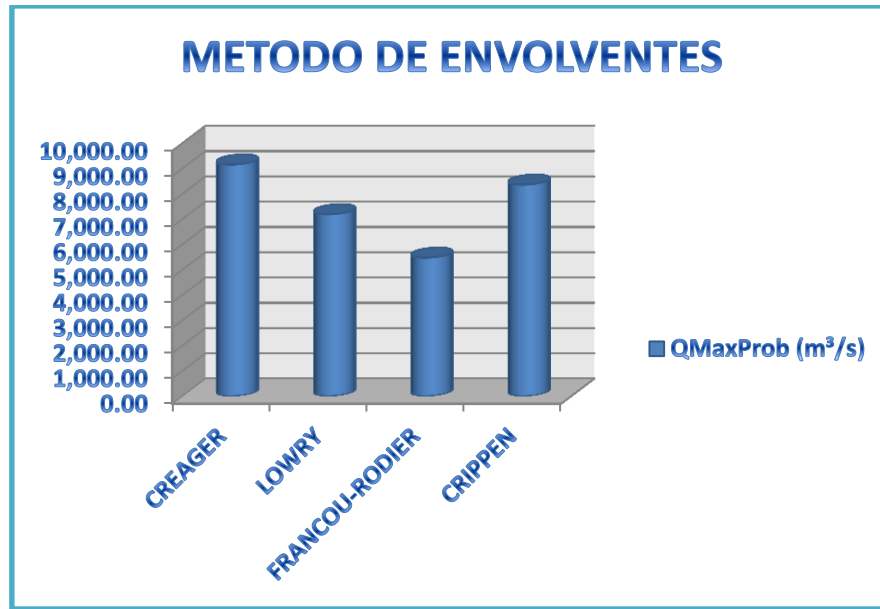
Tabla 8. Resumen de gastos Obtenidos

GM QUE PASA (M3/S)



Gráfica 11. Resumen GMP, Tuzantla.

Como se puede observar el puente reconstruido presenta un gasto mayor y el puente original presenta el más gasto mas bajo por lo cual colapsó.



Gráfica 12. Resumen GMP, Tuzantla

Sin embargo el gasto del puente reconstruido que es de: $3,745.75 \text{ m}^3/\text{s}$ presenta un gasto menor comparándolo con el Gasto Máximo Probable como se puede comparar con la siguiente gráfica de los gasto obtenidos por medio de las envolventes para el caso del Puente Tuzantla, donde el gasto mas pequeño es el del método de Francou-Rodier con un valor de: $5,477.09 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que indica que para un *gasto máximo probable* el puente actual sería insuficiente para que dentro de su área hidráulica pase dicho gasto, además que al tener un hombro mas bajo, el agua desbordará ocasionando que probablemente el terraplén de acceso del lado izquierdo sea socavado.

PROCESO DE LA INFORMACION DE CAMPO PARA LA OBTENCIÓN DEL GASTO MÁXIMO QUE PUEDE PASAR POR EL PUENTE SIN PROVOCAR DESBORDAMIENTO Y EL MÁXIMO PRESENTADO HISTORICAMENTE, EN EL CASO DE ESTUDIO LOSA ANGANGUEO-EL TIGRE-CERRO DEL MELON, UBICADA EN EL MUNICIPIO DE ANGANGUEO.

En base al programa de control de actividades se describen las siguientes actividades:

- ✚ Recopilación
- ✚ Análisis
- ✚ Procesamiento y/o generación de la información

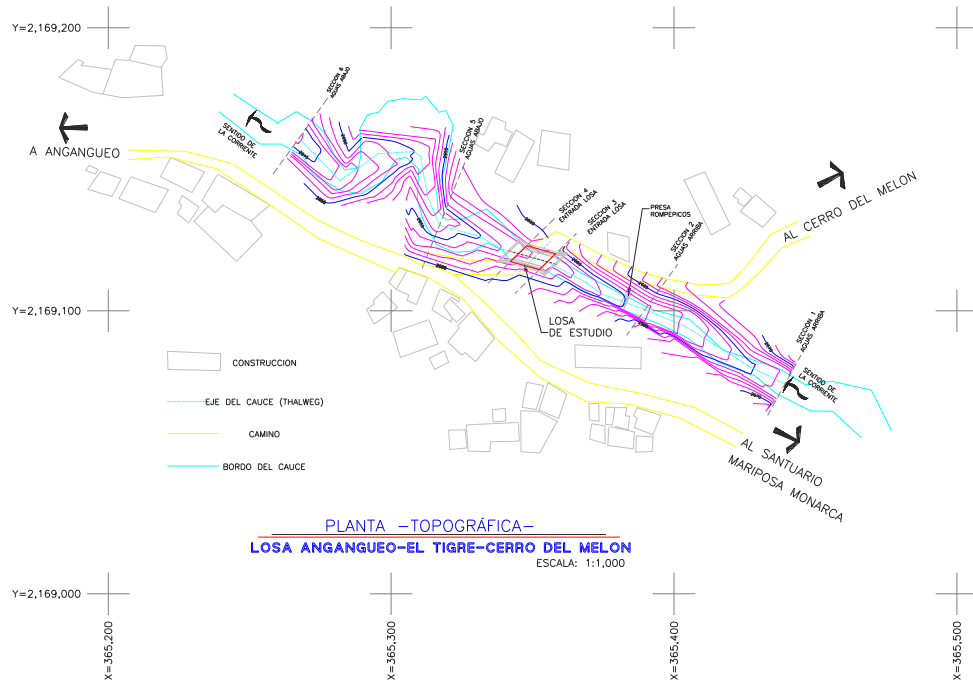
En relación con el puente original, no se cuenta con la información acerca de los estudios correspondientes para su diseño, lo único que se logró conseguir es el proyecto del diseño de la losa actual que fue construida en el 2010 como parte de los trabajos que se generaron con el FONDEN (Fonden de Desastres Naturales) y que fueron supervisados por la Junta de Caminos del Estado de Michoacán.

Así que al carecer de la información hidrológica que sirvió de diseño al puente colapsado, es decir del puente original, se procede a utilizar la información de la Junta de Caminos del Estado de Michoacán.

Del plano topográfico del proyecto original, obtener la pendiente media del cauce en el tramo de la obra.

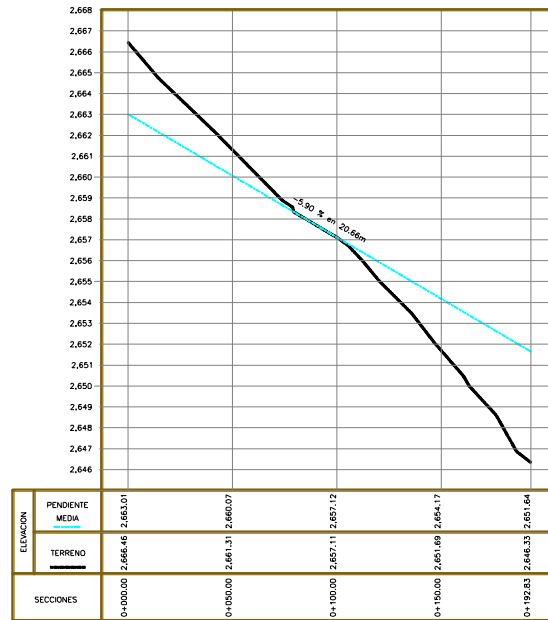
Como no se cuenta con la información topográfica original del cauce cuando se diseñó el puente original, se procede a utilizar la información obtenida del levantamiento realizado el día 19 de febrero del 2012.

De donde se obtiene el perfil del cauce en el cruce, obteniéndose la pendiente media.



Planta 3. Topografica de Losa Angangueo

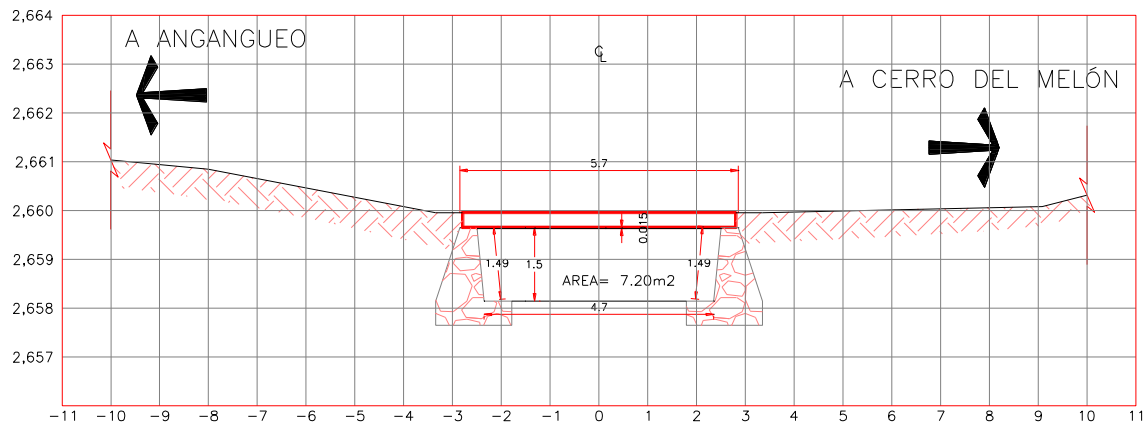
Así mismo se grafica el perfil del cauce en su parte más baja obteniéndose lo siguiente:



PERFIL -PENDIENTE MEDIA- LOSA ANGANGUEO-EL TIGRE-CERRO DEL MELON

Perfil 2. Pendiente Media, Losa Angangueo.

A pesar de la poca información de la obra original se puede obtener la sección de donde se obtiene el área total y el perímetro mojado:



ELEVACION GENERAL –GEOMETRIA–
OBRA ORIGINAL

Sección 9. Geometría, Obra Original

Con esta información se obtiene que el área total para el paso del agua es de:

$$7.20m^2$$

Para el caso de esta línea de investigación el área hidráulica será la misma que el área total del paso del agua de la obra, sin descontar el bordo libre que se calcula para este tipo de obras, para así mismo obtener el gasto máximo que puede pasar por la obra sin llegar a desbordar, solamente y con la finalidad de no tomar el área tocando las losas del puente, ya que el perímetro mojado se incrementará se propuso disminuir el tirante en base en la siguiente propuesta:

$$\text{Si } V \geq 2.5 \text{ m/s} \Rightarrow x = 1\% h$$

$$\text{Si } V < 2.5 \text{ m/s} \Rightarrow x = 0.5\% h$$

Donde:

$V =$ Velocidad del cauce

$x =$ La disminución que tendrá el tirante con respecto a la altura de la estructura

$h =$ *Altura de la estructura*

Calcular el perímetro mojado y el radio hidráulico.

Con esta información se obtiene el perímetro mojado:

$$1.49 + 4.70 + 1.49 = 7.68 \text{ m}$$

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{\text{EFECTIVA}}}{P_m}; R_H = \frac{7.20}{7.68} = 0.94 \text{ m}$$

De la visita de campo y con fotografías determinar el coeficiente de fricción "n".

De la visita de campo y con apoyo de las ilustraciones de canales con diferentes rugosidades que aparecen en la figura 5-5 del libro "Hidráulica de canales abiertos" de Ven Te Chow obtenemos el coeficiente de fricción "n":



Imagen 86.

Conforme lo observado en el lugar del cruce del cauce y comparando con la tabla 5-5 antes mencionada, seleccionamos el valor de “ n ” = 0.028 que corresponde a la ilustración (12) que muestra un fondo del canal en cantos rodados, donde no hay suficiente arcilla en el agua o donde existe una velocidad muy alta, que impide la formación de un lecho liso bien graduado.

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.028} 0.94^{2/3} 0.059^{1/2} = 8.31 \text{ m/s}$$

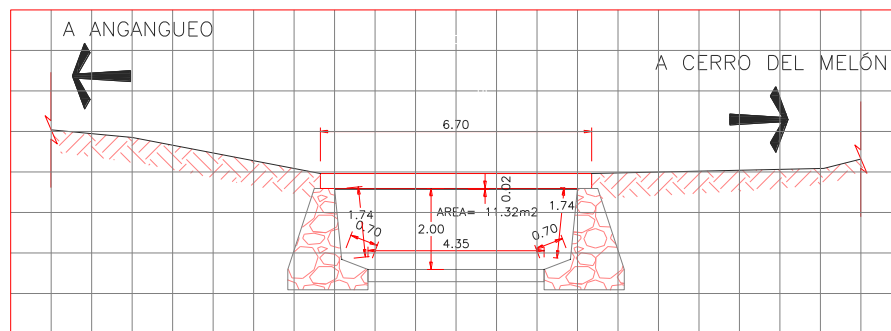
Calcular el gasto máximo que puede pasar por le puente sin desbordar ($Q=VA$), conforme a los planos de proyecto.

$$Q = VA; \quad Q = 7.20 \times 8.31 = 59.83 \text{ m}^3 / \text{s}$$

El gasto anterior sería la máxima capacidad de conducción, sin desbordar, de la losa original.

Aplicando la misma metodología, se procede a realizar lo mismo para la sección de la losa nueva para reconstruir, determinado el gasto máximo sin desbordar la estructura.

Del plano de proyecto de la obra de la losa nueva para reconstruir, obtener el área total y el perímetro mojado:



ELEVACION GENERAL –GEOMETRIA–
LOSA ANGANGUEO-EL TIGRE-CERRO DEL MELON

Sección 10. Geometría, Losa Anganguero

Con esta información se obtiene que el área total para el paso del agua es de:

$$11.32m^2$$

Calcular el perímetro mojado y el radio hidráulico.

Con esta información se obtiene el perímetro mojado:

$$1.74+0.70+4.35+0.70+1.74=9.23m$$

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{EFECTIVA}}{P_m}; R_H = \frac{11.32}{9.23} = 1.23m$$

Al igual que el cálculo anterior utilizaremos la misma pendiente media del cauce del 5.90 % obtenida en campo, así como el coeficiente de fricción con valor de “n”=0.028.

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.028} 1.23^{2/3} 0.059^{1/2} = 9.94m/s$$

Calcular el gasto máximo que puede pasar por le puente sin desbordar (Q=VA), conforme a los planos de proyecto.

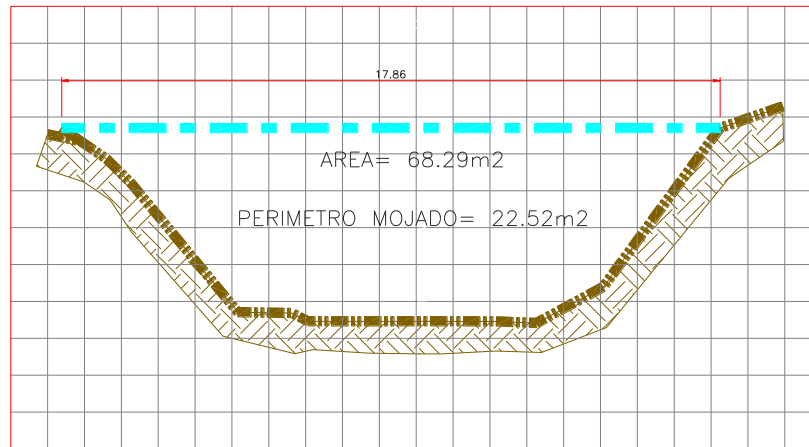
$$Q = VA; \quad Q = 11.32 \times 9.94 = 112.52m^3/s$$

El gasto anterior sería la máxima capacidad de conducción, sin desbordar, de la losa reconstruida.

Aplicando la misma metodología, se procede a calcular el gasto que permite el propio cauce sin desbordar.

Se considera la misma pendiente media del cauce del 5.90 % obtenida en campo, así como el coeficiente de fricción con valor de “n”=0.028.

De la sección aguas arriba de la obra, levantada en campo, obtener el área total para el paso del agua:



ELEVACION GENERAL –SECCION AGUAS ARRIBA–
LOSA ANGANGUEO–EL TIGRE–CERRO DEL MELÓN

Sección 11. Aguas Arriba, Losa Anganguero.

Calcular el perímetro mojado y el radio hidráulico.

Con esta información se obtiene el área hidráulica y el perímetro mojado:

$$\text{Area Hidráulica} = 68.29\text{m}^2, \text{Perímetro Mojado} = 22.52\text{m}$$

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{\text{EFECTIVA}}}{P_m}; R_H = \frac{68.29}{22.52} = 3.03\text{m}$$

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.028} 3.03^{2/3} 0.059^{1/2} = 18.17\text{m/s}$$

Calcular el gasto máximo que puede pasar por el puente sin desbordar ($Q=VA$), conforme a los planos de proyecto del puente reconstruido.

$$Q = VA; \quad Q = 18.17 \times 68.29 = 1,241.13\text{m}^3 / \text{s}$$

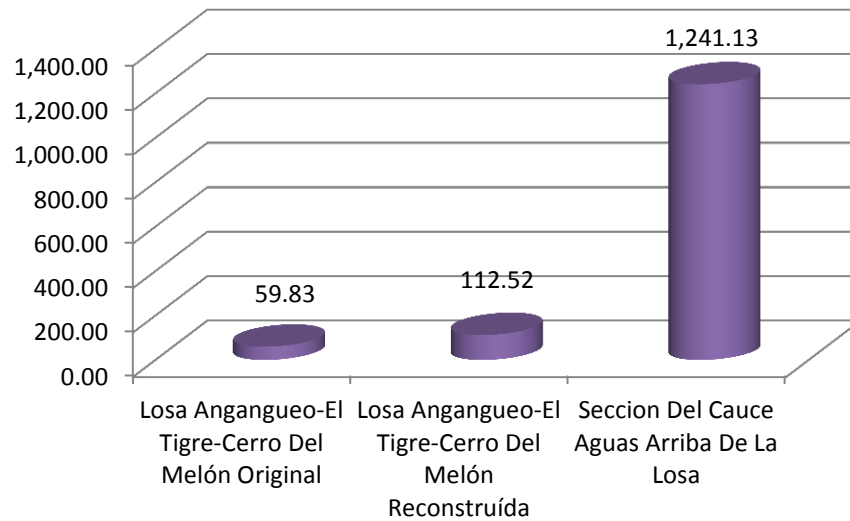
CONCLUSIONES DE LAS CONDICIONES HIDRÁULICAS DEL CASO DE ESTUDIO LOSA ANGANGUEO – EL TIGRE – CERRO DEL MELÓN.

A continuación se ve el resumen de los gastos obtenidos.

ESTRUCTURA	GM QUE PASA (M3/S)
Losa Angangueo-El Tigre-Cerro Del Melón Original	59.83
Losa Angangueo-El Tigre-Cerro Del Melón Reconstruida	112.52
Sección Del Cauce Aguas Arriba De La Losa	1,241.13

Tabla 9. Resumen de Gastos

GM QUE PASA (M3/S)



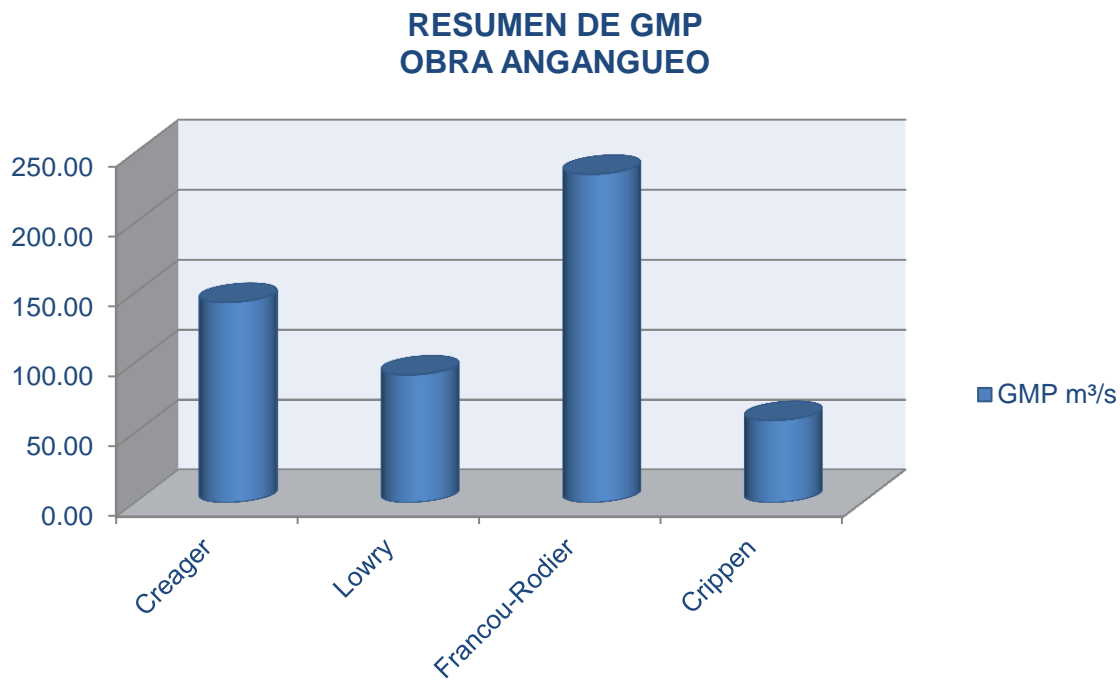
Gráfica 13. Resumen de Gastos

Como se puede apreciar en los resultados obtenidos de velocidades y gastos, tenemos velocidades altas debido a la pendiente tan pronunciada del 5.90% lo cual nos puede generar problemas de erosión, sin embargo se cuenta con una presa rompe-picos 35 metros aguas arriba de la obra de drenaje, la cual disminuye la velocidad a la entrada de la losa, así mismo se puede analizar que el cauce tiene una capacidad 9 veces mayor que la capacidad de la losa reconstruida.

Analizando los gastos obtenidos, los comparamos con los gastos máximos probables:

LOSA: ANGANGUEO-EL TIGRE-CERRO DEL MELÓN			
RESUMEN DE GASTOS MAXIMOS PROBABLES			
Creager m ³ /s	Lowry m ³ /s	Francou-Rodier m ³ /s	Crippen m ³ /s
143.16	91.33	234.67	58.80

Tabla 10. Resumen GMP, Losa Anganguero



Gráfica 14. Resumen GMP, Obra Anganguero.

Comparando los resultados podemos observar que el gasto de 149.87 m³/s que pasa por la losa es mayor que los gastos máximos probables de los autores: Creager, Lowry y Crippen, sólo por debajo de Francou-Rodier que presenta un gasto alto de 234.67 m³/s, aun así la sección aguas arriba de la losa presenta un área hidráulica suficiente para que pase este gasto.

PROCESO DE LA INFORMACION DE CAMPO PARA LA OBTENCIÓN DEL GASTO MÁXIMO QUE PUEDE PASAR POR LA OBRA DE DRENAJE SIN PROVOCAR DESBORDAMIENTO Y EL MÁXIMO PRESENTADO HISTORICAMENTE, EN EL CASO DE ESTUDIO LOSA RINCÓN DE SAN LUIS – SALITRILLO, UBICADA EN EL MUNICIPIO DE OCAMPO.

En base al programa de control de actividades se describen las siguientes actividades:

- ✚ Recopilación
- ✚ Análisis
- ✚ Procesamiento y/o generación de la información

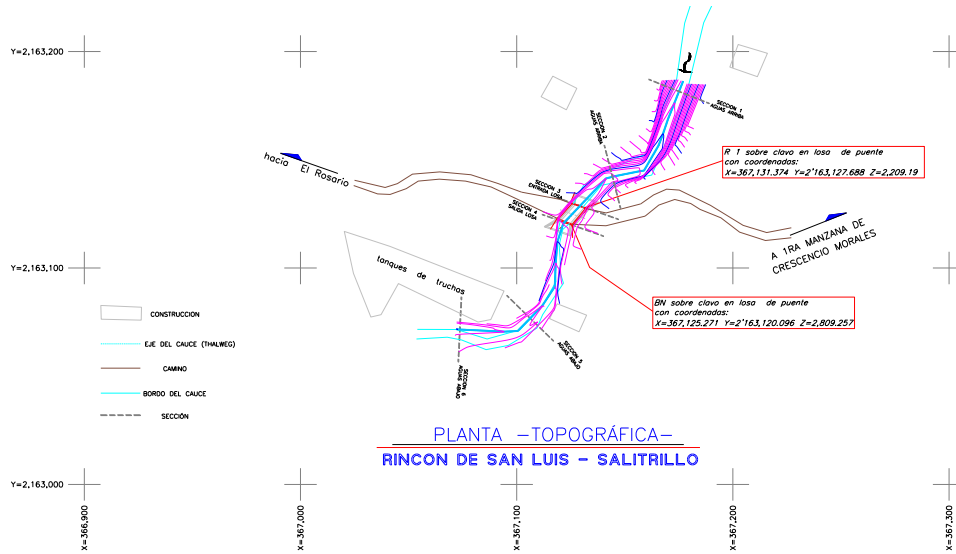
En relación con la obra de drenaje original, no se cuenta con la información acerca de los estudios correspondientes para su diseño, lo único que se logró conseguir es el proyecto del diseño de la losa actual que fue construida en el 2010 como parte de los trabajos que se generaron con el FONDEN (Fondo de Desastres Naturales) y que fueron supervisados por la Junta de Caminos del Estado de Michoacán, así como fotografías de la anterior obra de drenaje.

Así que al carecer de la información hidrológica que sirvió de diseño a la losa afectada, es decir de la losa original, se procede a utilizar la información de la Junta de Caminos del Estado de Michoacán.

Del plano topográfico del proyecto original, obtener la pendiente media del cauce en el tramo de la obra.

Como no se cuenta con la información topográfica original del cauce cuando se diseñó el puente original, se procede a utilizar la información obtenida del levantamiento realizado el día 23 de febrero del 2012.

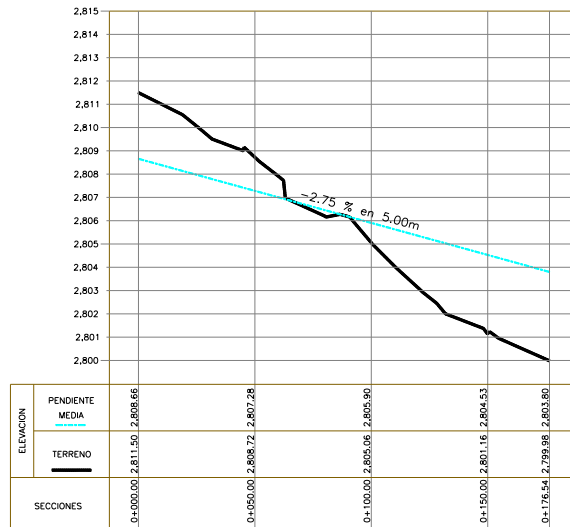
De donde se obtiene la planimetría del sitio de la obra de drenaje.



Planta 4. Topográfica Rincón de San Luis-Salitrillo

Planta 5 Planta Topográfica de la Obra de Drenaje en San Luis – Salitrillo.

Así mismo se grafica el perfil del cauce en su parte más baja obteniéndose lo siguiente:

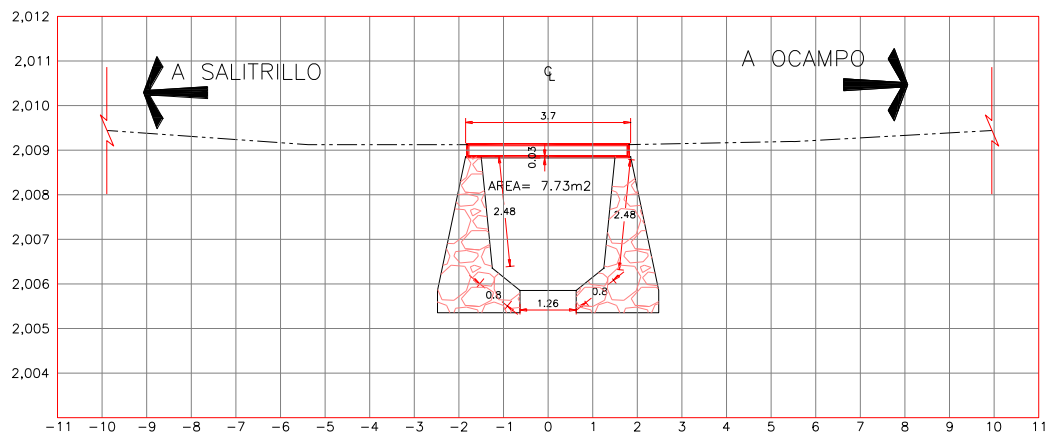


**PERFIL –PENDIENTE MEDIA–
RINCÓN DE SAN LUIS – SALITRILLO**

Perfil 3. Pendiente Media, Rincón de San Luis-Salitrillo

Del perfil topográfico se obtiene la pendiente en el cruce la cuál es de 2.75%.

De la información recabada se procede a simular la obra original para obtener el área total y el perímetro mojado:



ELEVACION GENERAL –GEOMETRIA–

Sección 12. Geometría, Rincón de San Luis-Salitrillo

Con esta información se obtiene que el área total para el paso del agua es de:

$$7.73m^2$$

Para el caso de esta línea de investigación el área hidráulica será la misma que el área total del paso del agua de la obra, sin descontar el bordo libre que se calcula para este tipo de obras, para así mismo obtener el gasto máximo que puede pasar por la obra sin llegar a desbordar, solamente y con la finalidad de no tomar el área tocando las losas del puente, ya que el perímetro mojado se incrementará se propuso disminuir el tirante en base en la siguiente propuesta:

$$\text{Si } V \geq 2.5 \text{ m/s} \Rightarrow x = 1\% h$$

$$\text{Si } V < 2.5 \text{ m/s} \Rightarrow x = 0.5\% h$$

Donde:

V = Velocidad del cauce

x = La disminución que tendrá el tirante con respecto a la altura de la estructura

h = Altura de la estructura

Calcular el perímetro mojado y el radio hidráulico.

Con esta información se obtiene el perímetro mojado:

$$2.48+0.80+1.26+0.80+2.48=7.82\text{m}$$

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{EFECTIVA}}{P_m}; R_H = \frac{7.73}{7.82} = 0.99\text{m}$$

De la visita de campo y con fotografías determinar el coeficiente de fricción "n".

De la visita de campo y con apoyo de las ilustraciones de canales con diferentes rugosidades que aparecen en la figura 5-5 del libro “Hidráulica de canales abiertos” de Ven Te Chow obtenemos el coeficiente de fricción “n”:



Imagen 87. Punte de San Luis-Salitrillo

Conforme lo observado en el lugar del cruce del cauce y comparando con la tabla 5-5 antes mencionada, seleccionamos el valor de “n” = 0.028 que corresponde a la ilustración (12) que muestra un fondo del canal en cantos rodados, donde no hay suficiente arcilla en el agua o donde existe una velocidad muy alta, que impide la formación de un lecho liso bien graduado.

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.028} 0.99^{2/3} 0.0275^{1/2} = 5.88 \text{ m/s}$$

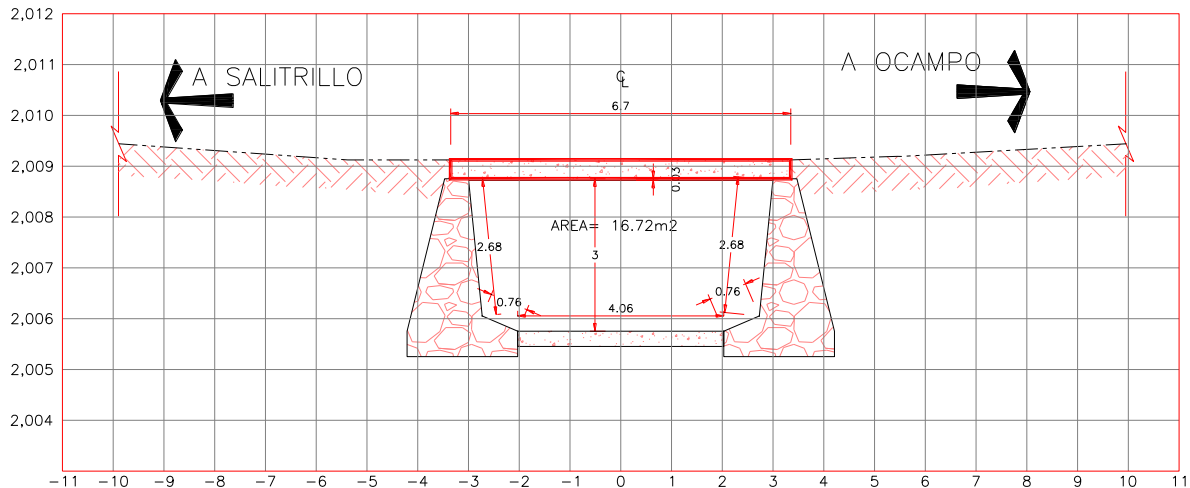
Calcular el gasto máximo que puede pasar por le puente sin desbordar ($Q=VA$), conforme a los planos de proyecto.

$$Q = VA; \quad Q = 5.88 \times 7.73 = 45.43 \text{ m}^3 / \text{s}$$

El gasto anterior sería la máxima capacidad de conducción, sin desbordar, de la losa original.

De la misma forma procedemos a calcular el gasto que pasa por la obra de drenaje reconstruida.

Del plano de proyecto de la obra de la losa nueva para reconstruir, obtener el área total y el perímetro mojado:



ELEVACION GENERAL –GEOMETRIA–

Sección 13. Geometria, Rincón de San Luis-Salitrillo

Con esta información se obtiene que el área total para el paso del agua es de:

$$16.72 \text{ m}^2$$

Calcular el perímetro mojado y el radio hidráulico.

Con esta información se obtiene el perímetro mojado:

$$2.68+0.76+4.06+0.76+2.68=10.94\text{m}$$

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{EFECTIVA}}{P_m}; R_H = \frac{16.72}{10.94} = 1.53\text{m}$$

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.028} 1.53^{2/3} 0.0275^{1/2} = 7.86\text{m/s}$$

Calcular el gasto máximo que puede pasar por le puente sin desbordar ($Q=VA$), conforme a los planos de proyecto.

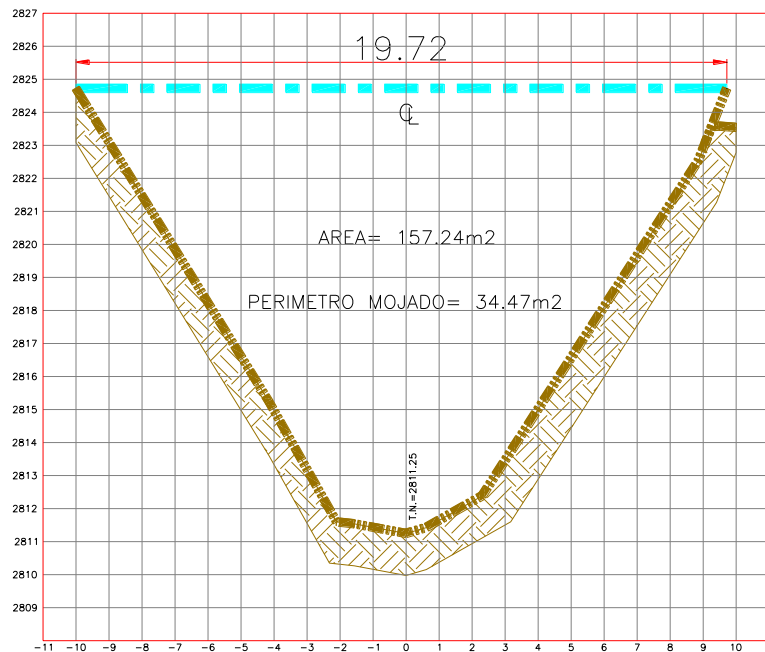
$$Q = VA; \quad Q = 7.86 \times 16.72 = 131.39\text{m}^3 / \text{s}$$

El gasto anterior sería la máxima capacidad de conducción, sin desbordar, de la losa reconstruida.

Aplicando la misma metodología, se procede a realizar lo mismo para una sección inalterada aguas arriba y sin considerar obra de drenaje, para determinar el gasto máximo que permite el cauce sin desbordar.

Al igual que el cálculo anterior utilizaremos la misma pendiente media del cauce del 2.75 % obtenida en campo.

De la sección aguas arriba de la obra, levantada en campo, obtener el área total para el paso del agua:



ELEVACION GENERAL –SECCIÓN AGUAS ARRIBA–

Sección 14. Seccion Aguas Arriba San Luis-Salitrillo

Calcular el perímetro mojado y el radio hidráulico.

Con esta información se obtiene el área hidráulica y el perímetro mojado:

$$\text{AreaHidráulica} = 157.24m$$

$$\text{PerímetroMojado} = 34.47m$$

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{EFECTIVA}}{P_m}; R_H = \frac{157.24}{34.47} = 4.56m$$

El coeficiente de fricción “n” lo seguimos considerando con valor de: 0.028, como en el cálculo anterior.

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.028} 4.56^{2/3} 0.0275^{1/2} = 16.29 \text{ m/s}$$

Calcular el gasto máximo que puede pasar por el puente sin desbordar ($Q=VA$), conforme a los planos de proyecto del puente reconstruido.

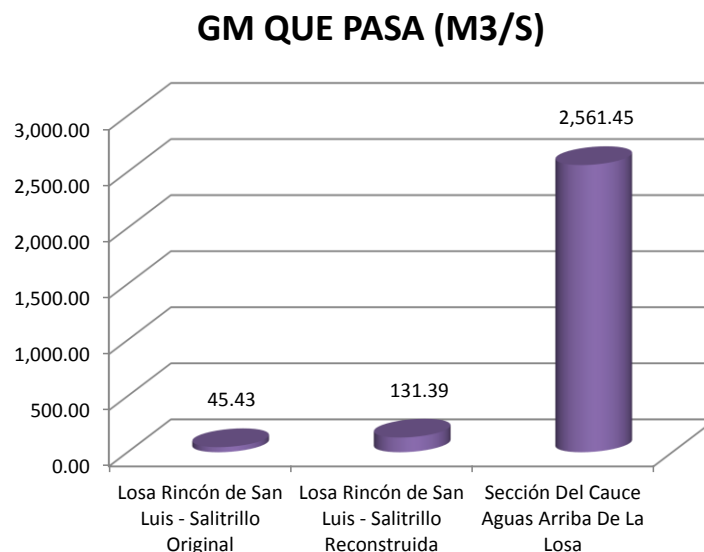
$$Q = VA; \quad Q = 16.29 \times 157.24 = 2,561.45 \text{ m}^3 / \text{s}$$

CONCLUSIONES DE LAS CONDICIONES HIDRÁULICAS DEL CASO DE ESTUDIO PUENTE TUZANTLA I.

A continuación se ve el resumen de los gastos obtenidos.

ESTRUCTURA	GM QUE PASA (M3/S)
Losa Rincón de San Luis - Salitrillo Original	45.43
Losa Rincón de San Luis - Salitrillo Reconstruida	131.39
Sección Del Cauce Aguas Arriba De La Losa	2,561.45

Tabla 11. Resumen GM, Obtenidos.



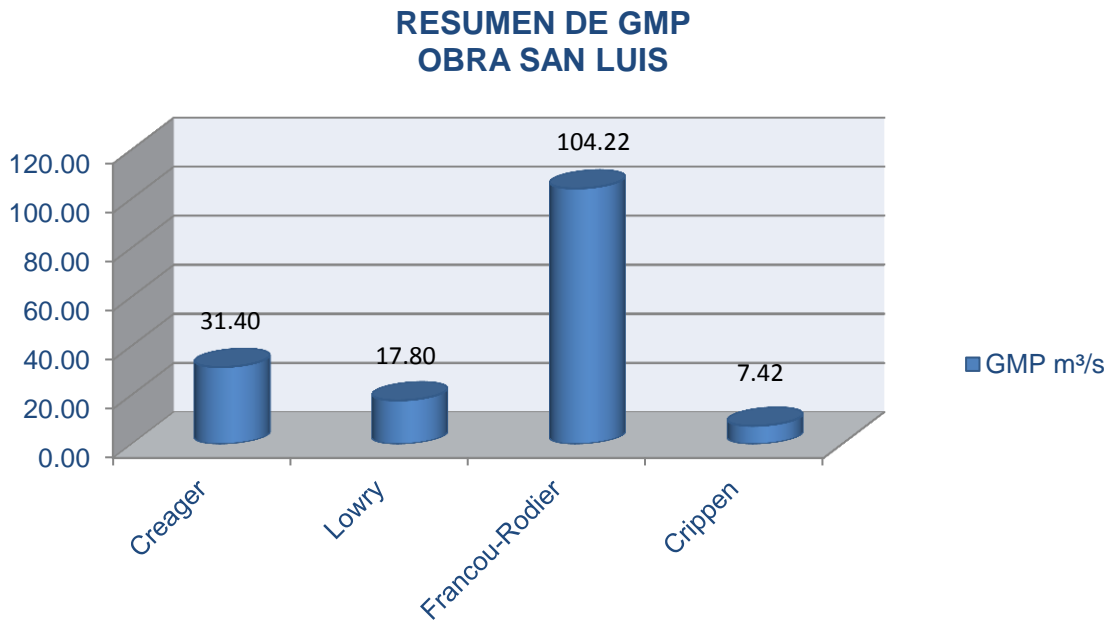
Gráfica 15. Resumen GM, Obtenidos.

Como se puede apreciar en los resultados obtenidos de velocidades y gastos altos en la sección aguas arriba del cauce, muy por encima de los resultados obtenidos en la entrada de la losa, con lo cual podemos concluir que al presentarse una avenida máxima, el cauce aguas arriba tendrá la capacidad para el caudal pero aguas abajo se tendrá un cuello de botella al inicio de la obra de drenaje por lo que el agua pasará por encima de ésta. Así mismo se puede analizar que el cauce tiene una capacidad 19 veces mayor que la capacidad de la losa reconstruida.

Analizando los gastos obtenidos, los comparamos con los gastos máximos probables:

LOSA: RINCON DE SAN LUIS – SALITRILLO			
RESUMEN DE GASTOS MAXIMOS PROBABLES			
Creager	Lowry	Francou-Rodier	Crippen
m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
31.40	17.80	104.22	7.42

Tabla 12. Resumen GMP, Obtenidos, Rincon San Luis-Salitrillo



Gráfica 16. Resumen GMP, Obra San Luis

Comparando los resultados podemos observar que el gasto de 131.39 m³/s que pasa por la losa es mayor que los gastos máximos probables de los autores: Creager, Francou-Rodier, Lowry y Crippen por lo que se presenta la probabilidad que no se presente problema de capacidad por parte de la obra de drenaje.

PROCESO DE LA INFORMACION DE CAMPO PARA LA OBTENCIÓN DEL GASTO MÁXIMO QUE PUEDE PASAR POR LA OBRA DE DRENAJE SIN PROVOCAR DESBORDAMIENTO Y EL MÁXIMO PRESENTADO HISTORICAMENTE, EN EL CASO DE ESTUDIO PUENTE EL SOLDADO ANÓNIMO, UBICADO EN EL MUNICIPIO DE OCAMPO.

En base al programa de control de actividades se describen las siguientes actividades:

- ✚ Recopilación
- ✚ Análisis
- ✚ Procesamiento y/o generación de la información

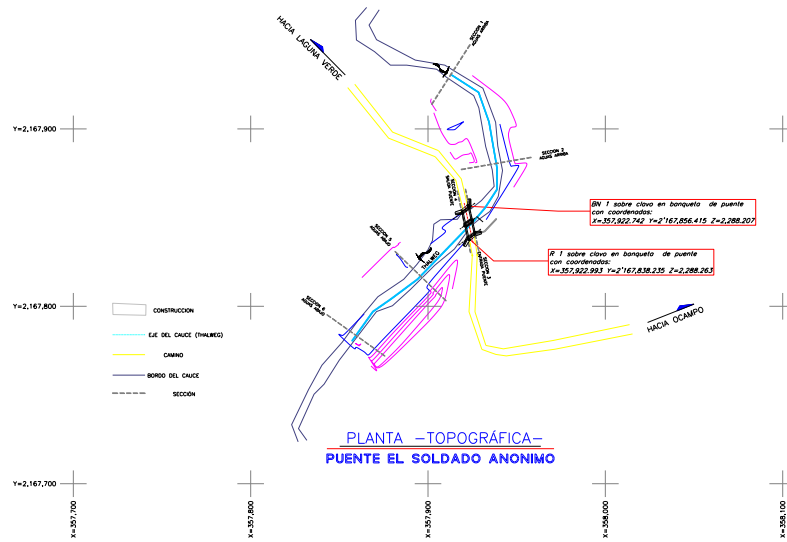
En relación con la obra de drenaje original, no se cuenta con la información acerca de los estudios correspondientes para el diseño de el puente original, lo único que se logró conseguir es el proyecto del diseño del puente actual y que fue construido en el 2010 como parte de los trabajos que se generaron con el FONDEN (Fondo de Desastres Naturales) los cuáles fueron supervisados por la Junta de Caminos del Estado de Michoacán, también se consiguieron fotografías de la anterior obra de drenaje.

Así que al carecer de la información hidrológica que sirvió de diseño al puente afectado, es decir del puente original, se procede a utilizar la información de la Junta de Caminos del Estado de Michoacán.

Del plano topográfico del proyecto original, obtener la pendiente media del cauce en el tramo de la obra.

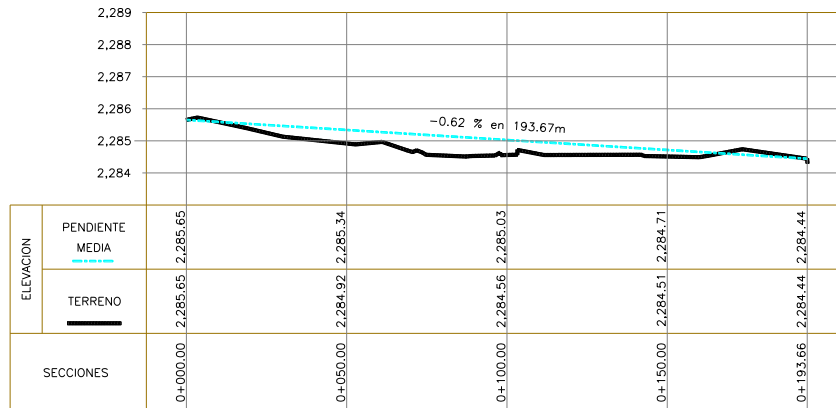
Como no se cuenta con la información topográfica original del cauce cuando se diseñó el puente original, se procede a utilizar la información obtenida del levantamiento realizado el día 25 de febrero del 2012.

De donde se obtiene la planimetría del sitio de la obra de drenaje.



Planta 6. Topográfica del Puente El Soldado Anónimo.

Así mismo se grafica el perfil del cauce en su parte más baja obteniéndose lo siguiente:

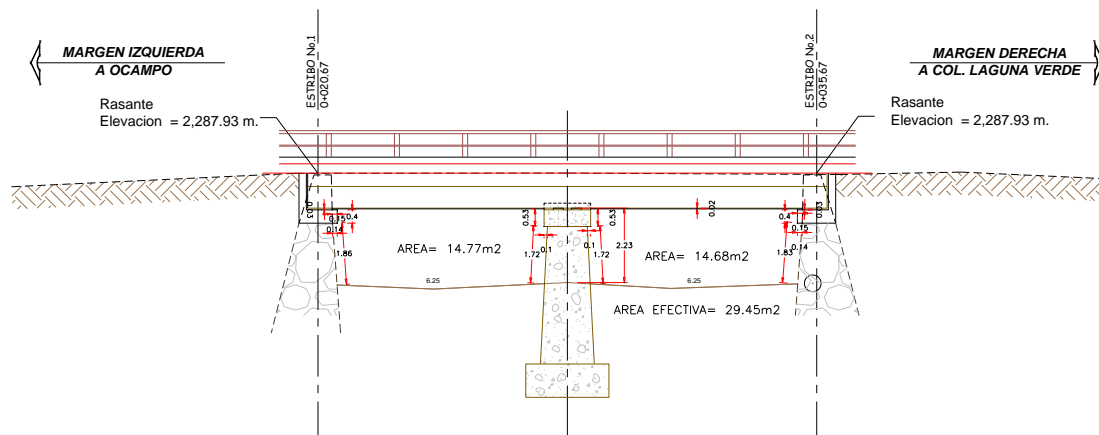


PERFIL –PENDIENTE MEDIA–
PUEBLO EL SOLDADO ANONIMO

Perfil 4. Pendiente Media del Cauce, Soldado Anónimo

Donde se obtiene la pendiente media del cauce que es de: 0.62%.

De la información recabada se procede a simular la obra original para obtener el área total y el perímetro mojado:



ELEVACIÓN GENERAL PUENTE EL SOLDADO ANONIMO

Sección 15. Puente Soldado Anónimo

Con esta información se obtiene que el área total para el paso del agua es de:

$$29.45\text{m}^2$$

Para el caso de esta línea de investigación el área hidráulica será la misma que el área total del paso del agua de la obra, sin descontar el bordo libre que se calcula para este tipo de obras, para así mismo obtener el gasto máximo que puede pasar por la obra sin llegar a desbordar, solamente y con la finalidad de no tomar el área tocando las losas del puente, ya que el perímetro mojado se incrementará se propuso disminuir el tirante en base en la siguiente propuesta:

$$\text{Si } V \geq 2.5 \text{ m/s} \Rightarrow x = 1\% h$$

$$\text{Si } V < 2.5 \text{ m/s} \Rightarrow x = 0.5\% h$$

Donde:

V = Velocidad del cauce

x = La disminución que tendrá el tirante con respecto a la altura de la estructura

h = Altura de la estructura

Calcular el perímetro mojado y el radio hidráulico.

Con esta información se obtiene el perímetro mojado:

$$0.03+0.15+0.40+0.14+1.86+6.25+1.72+0.10+0.53+0.53+0.10+1.72+6.25+1.83+0.14+0.40+0.15+0.03=22.33m$$

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{EFECTIVA}}{P_m}; R_H = \frac{29.45}{22.33} = 1.32m$$

De la visita de campo y con fotografías determinar el coeficiente de fricción "n".

De la visita de campo y con apoyo de las ilustraciones de canales con diferentes rugosidades que aparecen en la figura 5-5 del libro “Hidráulica de canales abiertos” de Ven Te Chow obtenemos el coeficiente de fricción “n”:



Imagen 88. La entrada al Puente El Soldado Anónimo.

Ilustración 2 Foto de la entrada al Puente El Soldado Anónimo.

Conforme lo observado en el lugar del cruce del cauce y comparando con la tabla 5-5 antes mencionada, seleccionamos el valor de “n” = 0.035 que corresponde a la imagen 88 que muestra un fondo mas o menos nivelado, limpio y regular; muy poca variación en la sección transversal.

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

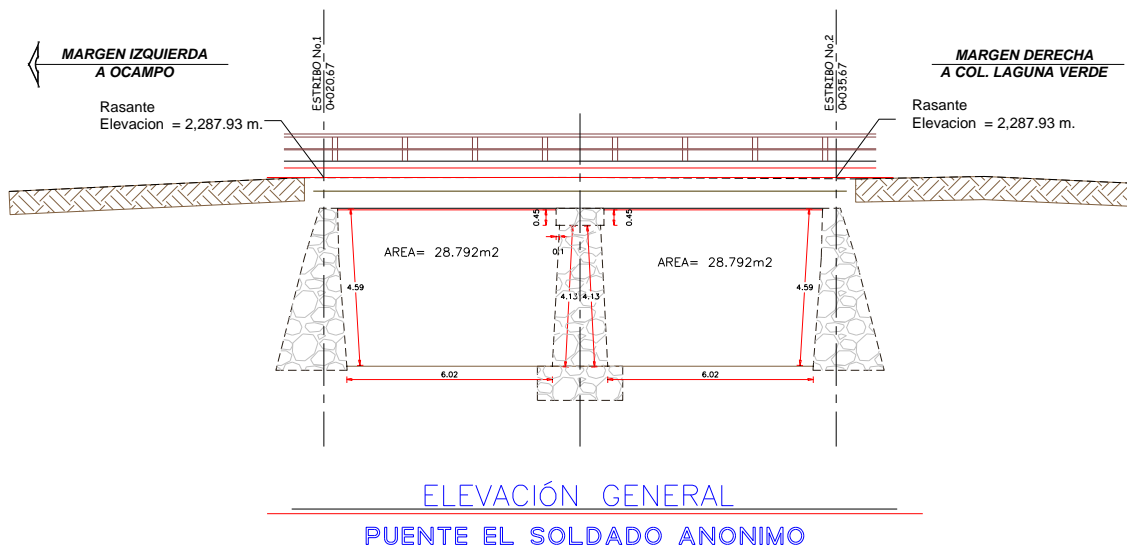
$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.035} 1.32^{2/3} 0.0062^{1/2} = 2.71 \text{ m/s}$$

Calcular el gasto máximo que puede pasar por el puente sin desbordar ($Q=VA$), conforme a los planos de proyecto.

$$Q = VA; \quad Q = 2.71 \times 29.45 = 79.68 \text{ m}^3 / \text{s}$$

El gasto anterior sería la máxima capacidad de conducción, sin desbordar, del puente original.

Del plano de proyecto de la obra de la losa nueva para reconstruir, obtener el área total y el perímetro mojado:



Con esta información se obtiene que el área total para el paso del agua es de:

$$57.58 \text{ m}^2$$

Calcular el perímetro mojado y el radio hidráulico.

Con esta información se obtiene el perímetro mojado:

$$4.59 + 6.02 + 4.13 + 0.10 + 0.45 + 0.45 + 0.10 + 4.13 + 6.02 + 4.59 = \mathbf{30.58 \text{ m}}$$

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{EFFECTIVA}}{P_m}; R_H = \frac{57.58}{30.58} = 1.88m$$

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.035} 1.88^{2/3} 0.0062^{1/2} = 3.43m/s$$

Calcular el gasto máximo que puede pasar por le puente sin desbordar ($Q=VA$), conforme a los planos de proyecto.

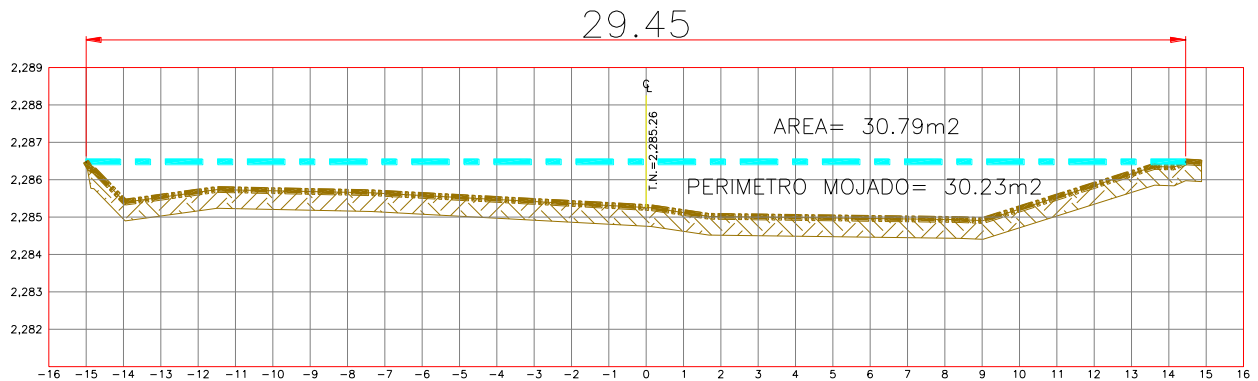
$$Q = VA; \quad Q = 3.43 \times 57.58 = 197.55m^3/s$$

El gasto anterior sería la máxima capacidad de conducción, sin desbordar, del puente reconstruido.

Aplicando la misma metodología, se procede a realizar lo mismo para una sección inalterada aguas arriba y sin considerar obra de drenaje, para determinar el gasto máximo que permite el cauce sin desbordar.

Al igual que el cálculo anterior utilizaremos la misma pendiente media del cauce del 0.62 % obtenida en campo.

De la sección aguas arriba de la obra, levantada en campo, obtener el área total para el paso del agua:



ELEVACION GENERAL –SECCIÓN AGUAS ARRIBA– PUENTE EL SOLDADO ANONIMO

Sección 16. Aguas Arriba del Puente El Soldado Anónimo

Calcular el perímetro mojado y el radio hidráulico.

Con esta información se obtiene el área hidráulica y el perímetro mojado:

$$\text{Area Hidráulica} = 30.79m$$

$$\text{Perímetro Mojado} = 30.23m$$

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{EFECTIVA}}{P_m}; R_H = \frac{30.79}{30.23} = 1.02m$$

El coeficiente de fricción “n” lo seguimos considerando con valor de: 0.035, como en el cálculo anterior.

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.035} 1.02^{2/3} 0.0062^{1/2} = 2.28m/s$$

Calcular el gasto máximo que puede pasar por el puente sin desbordar ($Q=VA$), conforme a los planos de proyecto del puente reconstruido.

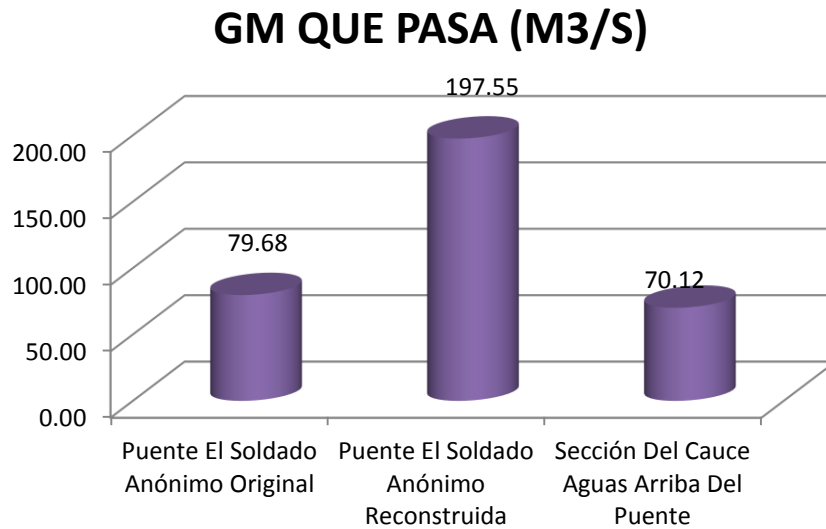
$$Q = VA; \quad Q = 2.28 \times 30.79 = 70.12 \text{ m}^3 / \text{s}$$

CONCLUSIONES DE LAS CONDICIONES HIDRÁULICAS DEL CASO DE ESTUDIO PUENTE EL SOLDADO ANONIMO.

A continuación se ve el resumen de los gastos obtenidos.

ESTRUCTURA	GM QUE PASA (M3/S)
Puente El Soldado Anónimo Original	79.68
Puente El Soldado Anónimo Reconstruida	197.55
Sección Del Cauce Aguas Arriba Del Puente	70.12

Tabla 13. Resumen de los gastos obtenidos.



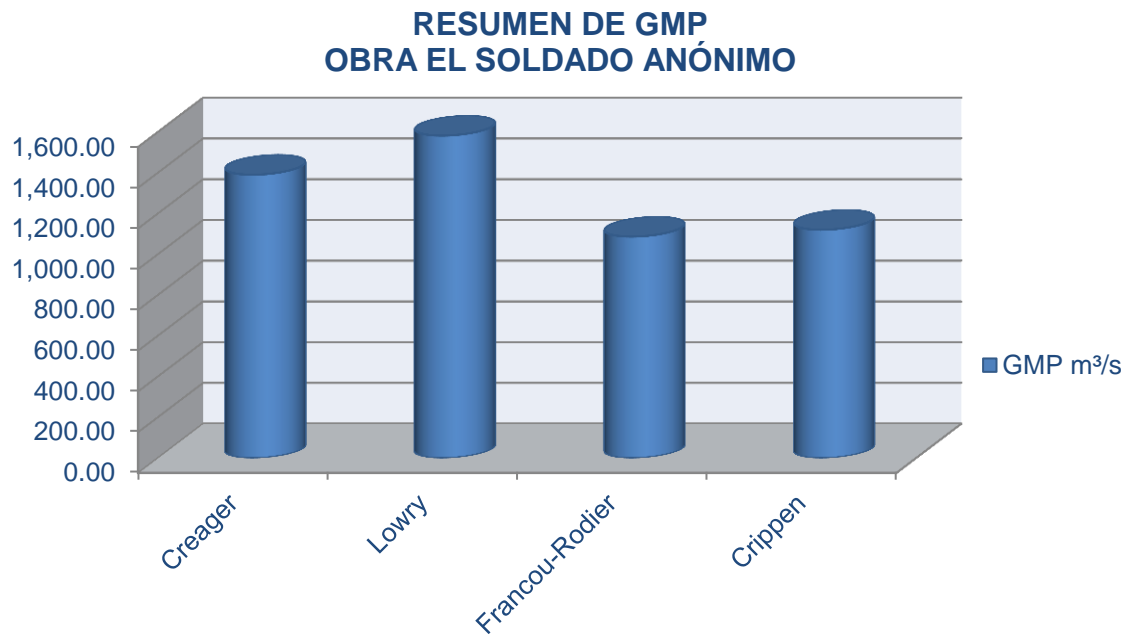
Gráfica 17. Resumen de los gastos obtenidos.

Como se puede apreciar en los resultados obtenidos de velocidades y gastos son similares en el puente original y la capacidad del cauce y ambos son bajos debido a la pendiente del 0.62% que presenta el terreno por donde pasa, también se observa que el gasto del puente reconstruido esta mas alto que los anteriores con lo que se comprueba su capacidad.

Analizando los gastos obtenidos, los comparamos con los gastos máximos probables:

PUENTE: EL SOLDADO ANÓNIMO			
RESUMEN DE GASTOS MAXIMOS PROBABLES			
Creager m ³ /s	Lowry m ³ /s	Francou- Rodier m ³ /s	Crippen m ³ /s
1,390.90	1,582.68	1,086.96	1,120.62

Tabla 14. Resumen de los GMP obtenidos.



Gráfica 18. Resumen de los GMP obtenidos.

Comparando los resultados podemos observar que el gasto de 197.55 m³/s que pasa por el puente reconstruido es menor que los gastos máximos probables de los autores: Creager, Francou-Rodier, Lowry y Crippen por lo que es muy alta la probabilidad que en una avenida máxima se presente desbordamiento del cauce, se presente una zona de inundación y el puente sea rebasado por el agua.

PROCESO DE LA INFORMACION DE CAMPO PARA LA OBTENCIÓN DEL GASTO MÁXIMO QUE PUEDE PASAR POR LA OBRA DE DRENAJE SIN PROVOCAR DESBORDAMIENTO Y EL MÁXIMO PRESENTADO HISTORICAMENTE, EN EL CASO DE ESTUDIO PUENTE “LAS PEÑAS”, UBICADO EN EL MUNICIPIO DE LAZARO CÁRDENAS.

En base al programa de control de actividades se describen las siguientes actividades:

- ✚ Recopilación
- ✚ Análisis
- ✚ Procesamiento y/o generación de la información

Es importante señalar que el puente “Las Peñas” el cuál se esta analizando, es un puente nuevo construido en este año (2012) por parte de la S.C.T. y que es parte de una modernización que ser realiza a la carretera federal 200, se encuentra aguas arriba del actual puente llamado también “Las Peñas” ubicado en el km 17+040 de la misma carretera y llamado así por el poblado donde se encuentra.

En relación al puente actual en operación, no se cuenta con la información acerca de los estudios correspondientes para su diseño, sin embargo sólo se pretende analizar el nuevo puente “Las Peñas” para conocer si cuenta con el diseño adecuado según lo arrojado con la metodología que se está realizando.

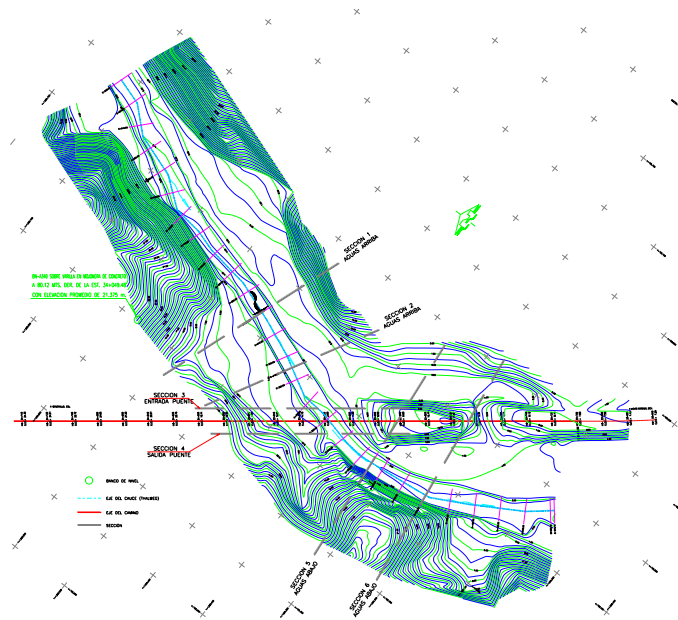
En relación al Puente nuevo “Las Peñas” se logró conseguir por parte de la S.C.T. Centro Michoacán los estudios hidrológicos con los cuales se diseñó el puente así como el proyecto. También se realizó el estudio topográfico para poder generar la información del gasto que puede pasar tanto por el puente como aguas arriba para analizar la capacidad del puente y del cauce.

La visita y los trabajos fueron realizados el día jueves 5 de abril del 2012.

Del estudio topográfico, obtener la pendiente media del cauce en el tramo de la obra.

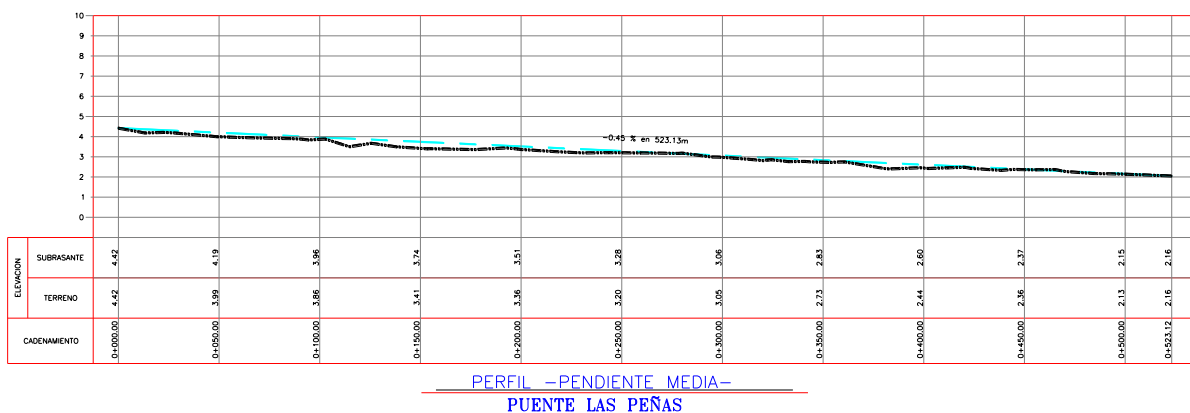
Se procede a utilizar la información obtenida del levantamiento realizado el día 05 de abril del 2012.

De donde se obtiene la planimetría del sitio de la obra de drenaje.



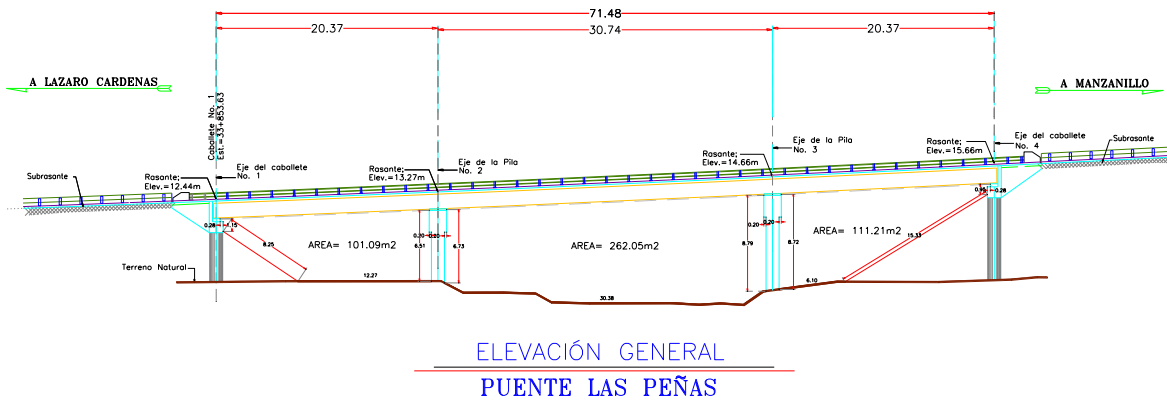
Planta 7. Topográfica del Puente Las peñas.

Así mismo se grafica el perfil del cauce en su parte más baja obteniéndose lo siguiente:



Sección 17. Pendiente Media del Cauce..

Del plano de proyecto del puente Las Peñas, obtener el área total y el perímetro mojado:



Sección 18. Determinación del área hidráulica y del perímetro mojado del Puente.

Con esta información se obtiene que el área total para el paso del agua es de:

$$474.35m^2$$

Para el caso de esta línea de investigación el área hidráulica será la misma que el área total del paso del agua de la obra, sin descontar el bordo libre que se calcula para este tipo de obras, para así mismo obtener el gasto máximo que puede pasar por la obra sin llegar a desbordar, solamente y con la finalidad de no tomar el área tocando las losas del puente, ya que el perímetro mojado se incrementará se propuso disminuir el tirante en base en la siguiente propuesta:

$$Si V \geq 2.5 \text{ m/s} \Rightarrow x = 1\% h$$

$$Si V < 2.5 \text{ m/s} \Rightarrow x = 0.5\% h$$

Donde:

V= Velocidad del cauce

x= La disminución que tendrá el tirante con respecto a la altura de la estructura

h= Altura de la estructura

Calcular el perímetro mojado y el radio hidráulico.

Con esta información se obtiene el perímetro mojado:

106.54m

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{EFECTIVA}}{P_m}; R_H = \frac{474.35}{106.54} = 4.45m$$

De la visita de campo y con fotografías determinar el coeficiente de fricción "n".

De la visita de campo y con apoyo de las ilustraciones de canales con diferentes rugosidades que aparecen en la figura 5-5 del libro “Hidráulica de canales abiertos” de Ven Te Chow obtenemos el coeficiente de fricción “n”:



Imagen 89. La entrada al Puente Las Peñas.

Conforme lo observado en el lugar del cruce del cauce y comparando con la tabla 5-5 antes mencionada, seleccionamos el valor de “n” = 0.018 que corresponde a la imagen 89 que muestra un fondo con depósito de arenas arcillosas.

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.018} 4.45^{2/3} 0.0045^{1/2} = 10.09 \text{ m/s}$$

Calcular el gasto máximo que puede pasar por le puente sin desbordar ($Q=VA$), conforme a los planos de proyecto.

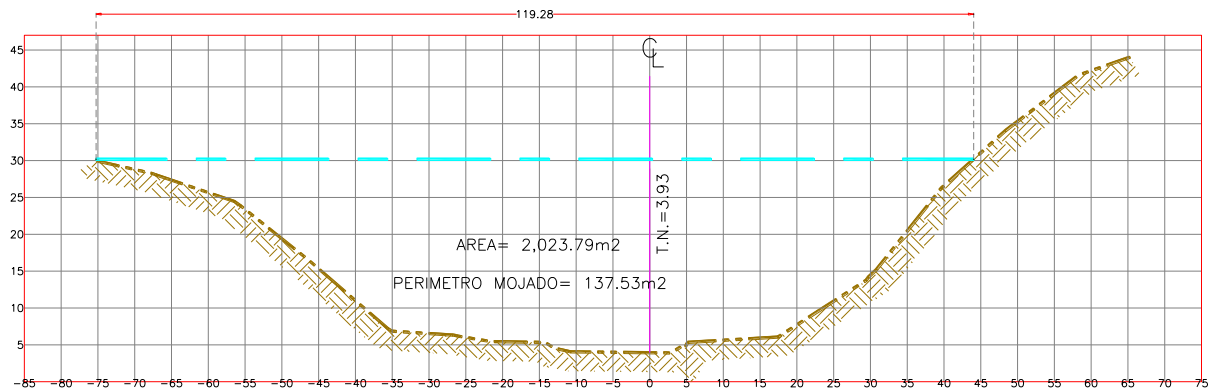
$$Q = VA; \quad Q = 10.09 \times 474.35 = 4,784.36 \text{ m}^3 / \text{s}$$

El gasto anterior sería la máxima capacidad de conducción, sin desbordar, del puente reconstruido.

Aplicando la misma metodología, se procede a realizar lo mismo para una sección inalterada aguas arriba y sin considerar obra de drenaje, para determinar el gasto máximo que permite el cauce sin desbordar.

Al igual que el cálculo anterior utilizaremos la misma pendiente media del cauce del 0.45 % obtenida en campo.

De la sección aguas arriba de la obra, levantada en campo, obtener el área total para el paso del agua:



ELEVACION GENERAL -SECCIÓN AGUAS ARRIBA-
PUEBLO LAS PEÑAS

Sección 19. Aguas Arriba del Puente.

Sección 20 Aguas Arriba del Puente.

Calcular el perímetro mojado y el radio hidráulico.

Con esta información se obtiene el área hidráulica y el perímetro mojado:

$$\text{AreaHidráulica} = 2,023.79\text{m}^2$$

$$\text{PerímetroMojado} = 137.53\text{m}$$

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{\text{EFECTIVA}}}{P_m}; R_H = \frac{2,023.79}{137.53} = 14.72\text{m}$$

El coeficiente de fricción “n” lo seguimos considerando con valor de: 0.018, como en el cálculo anterior.

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.018} 14.72^{2/3} 0.0045^{1/2} = 22.38 \text{ m/s}$$

Calcular el gasto máximo que puede pasar por el puente sin desbordar ($Q=VA$), conforme a los planos de proyecto del puente reconstruido.

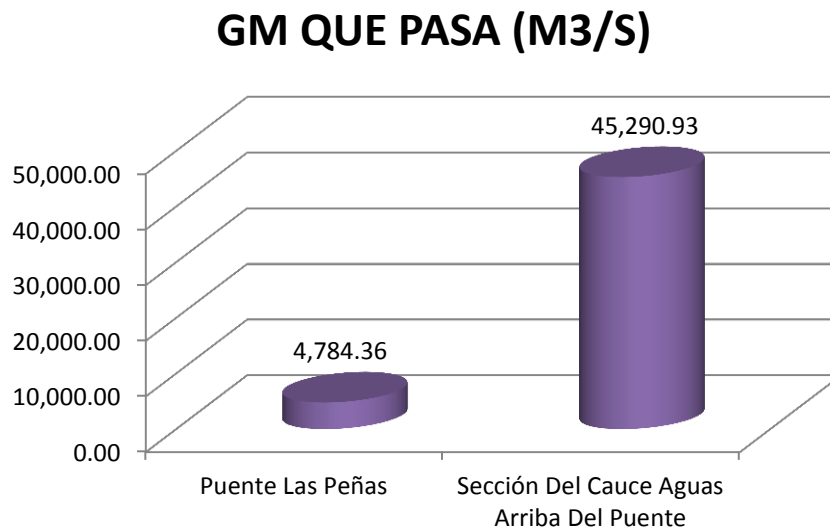
$$Q = VA; \quad Q = 22.38 \times 2,023.79 = 45,290.93 \text{ m}^3 / \text{s}$$

CONCLUSIONES DE LAS CONDICIONES HIDRÁULICAS DEL CASO DE ESTUDIO PUENTE LAS PEÑAS.

A continuación se ve el resumen de los gastos obtenidos.

ESTRUCTURA	GM QUE PASA (M3/S)
Puente Las Peñas	4,784.36
Sección Del Cauce Aguas Arriba Del Puente	45,290.93

Tabla 15. Resumen de los gastos obtenidos.



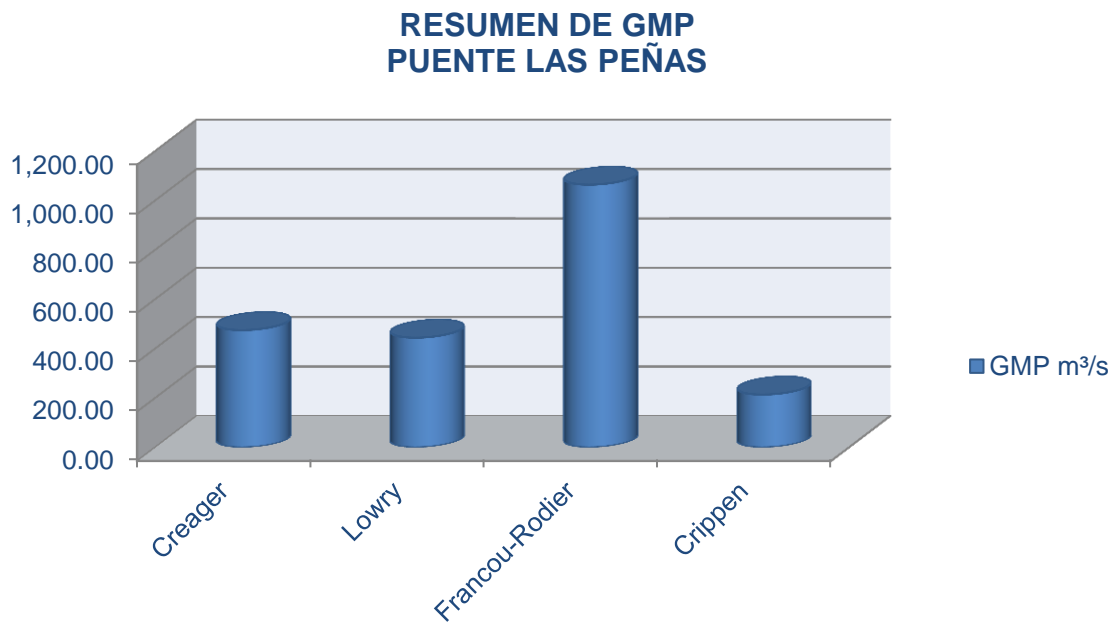
Gráfica 19. Resumen de los gastos obtenidos.

Como se puede apreciar en los resultados obtenidos de velocidades y gastos son muy diferentes, a pesar de que la pendiente media del cauce es relativamente baja se llegan a presentar capacidades altas debido a la topografía del sitio y que la capacidad del puente es 9.5 veces menor que la capacidad del cauce.

Analizando los gastos obtenidos, los comparamos con los gastos máximos probables:

PUENTE: LAS PEÑAS			
RESUMEN DE GASTOS MAXIMOS PROBABLES			
Creager m ³ /s	Lowry m ³ /s	Francou-Rodier m ³ /s	Crippen m ³ /s
474.78	444.22	1,064.18	213.76

Tabla 16. Resumen de los GMP obtenidos.



Gráfica 20. Resumen de los GMP obtenidos.

Comparando los resultados podemos observar que el gastos que pueden pasar por el puente y por el cauce son mayores a los que se pueden presentar al analizar los gastos máximos probables, lo cuál nos indica que la estructura es suficiente para los gastos que se lleguen a presenta, ahora bien vemos que el gasto que mas esta mas cerca de las capacidad del puente es el del Francou-Rodier, sin embargo cabe destacar que la empresa que realizó los estudios hidrológicos obtuvo un gasto de diseño de 87.60 m³/s, gasto muy inferior a los obtenidos de la metodología del gasto máximo probable pero destacamos que la estructura final tiene la capacidad adecuada.

PROCESO DE LA INFORMACION DE CAMPO PARA LA OBTENCIÓN DEL GASTO MÁXIMO QUE PUEDE PASAR POR LA OBRA DE DRENAJE SIN PROVOCAR DESBORDAMIENTO Y EL MÁXIMO PRESENTADO HISTORICAMENTE, EN EL CASO DE ESTUDIO PUENTE “EL RANGEL”, UBICADO EN EL MUNICIPIO DE LAZARO CÁRDENAS.

En base al programa de control de actividades se describen las siguientes actividades:

- ✚ Recopilación
- ✚ Análisis
- ✚ Procesamiento y/o generación de la información

Es importante señalar que el puente “El Rangel” al igual que “Las Peñas” es un puente nuevo construido en este año (2012) por parte de la S.C.T. y que es parte de una modernización que se realiza a la carretera federal 200, se encuentra aguas arriba del actual puente llamado también “Las Peñas” ubicado en el km 18+900 de la misma carretera y llamado así por el poblado donde se encuentra.

En relación al puente actual en operación, no se cuenta con la información acerca de los estudios correspondientes para su diseño, sin embargo sólo se pretende analizar el nuevo puente “El Rangel” para conocer si cuenta con el diseño adecuado según lo arrojado con la metodología que se está realizando.

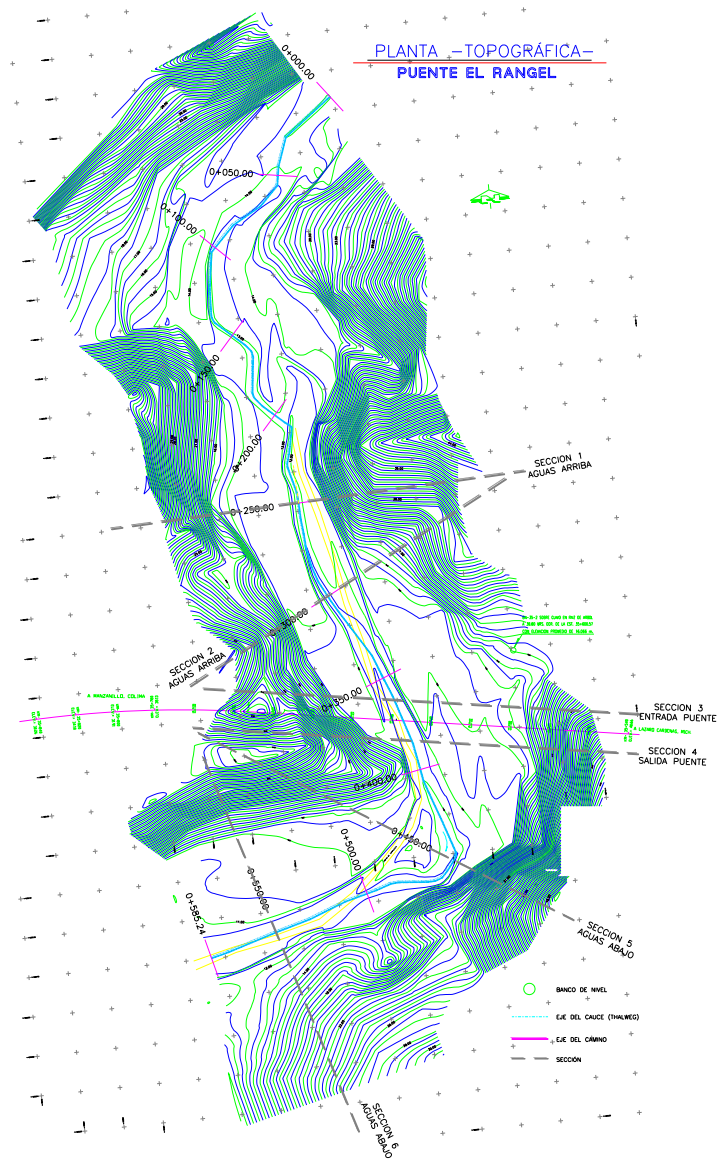
En relación al Puente nuevo “El Rangel” se logró conseguir por parte de la S.C.T. Centro Michoacán los estudios hidrológicos con los cuales se diseñó el puente así como el proyecto. También se realizó el estudio topográfico para poder generar la información del gasto que puede pasar tanto por el puente como aguas arriba para analizar la capacidad del puente y del cauce.

La visita y los trabajos fueron realizados el día jueves 5 de abril del 2012.

Del estudio topográfico, obtener la pendiente media del cauce en el tramo de la obra.

Se procede a utilizar la información obtenida del levantamiento realizado el día 05 de abril del 2012.

De donde se obtiene la planimetría del sitio de la obra de drenaje.



Planta 8. Topográfica del Puente El Rangel.

por la obra sin llegar a desbordar, solamente y con la finalidad de no tomar el área tocando las losas del puente, ya que el perímetro mojado se incrementará se propuso disminuir el tirante en base en la siguiente propuesta:

$$\text{Si } V \geq 2.5 \text{ m/s} \Rightarrow x = 1\% h$$

$$\text{Si } V < 2.5 \text{ m/s} \Rightarrow x = 0.5\% h$$

Donde:

V= Velocidad del cauce

x= La disminución que tendrá el tirante con respecto a la altura de la estructura

h= Altura de la estructura

Calcular el perímetro mojado y el radio hidráulico.

Con esta información se obtiene el perímetro mojado:

$$327.63\text{m}$$

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{EFECTIVA}}{P_m}; R_H = \frac{2,530.59}{327.63} = 7.72\text{m}$$

De la visita de campo y con fotografías determinar el coeficiente de fricción "n".

De la visita de campo y con apoyo de las ilustraciones de canales con diferentes rugosidades que aparecen en la figura 5-5 del libro “Hidráulica de canales abiertos” de Ven Te Chow obtenemos el coeficiente de fricción “n”:



Imagen 90. La entrada al Puente El Rangel.

Conforme lo observado en el lugar del cruce del cauce y comparando con la tabla 5-5 antes mencionada, seleccionamos el valor de “n” = 0.018 que corresponde a la imagen 90 que muestra un fondo con depósito de arenas arcillosas.

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.018} 7.72^{2/3} 0.0064^{1/2} = 17.37 \text{ m/s}$$

Calcular el gasto máximo que puede pasar por le puente sin desbordar (Q=VA), conforme a los planos de proyecto.

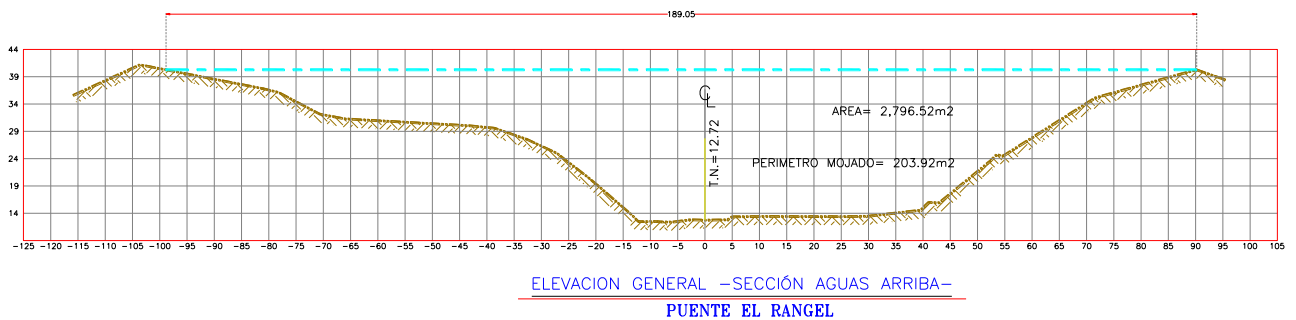
$$Q = VA; \quad Q = 17.37 \times 2,530.59 = 43,947.21 \text{ m}^3 / \text{s}$$

El gasto anterior sería la máxima capacidad de conducción, sin desbordar, del puente El Rangel.

Aplicando la misma metodología, se procede a realizar lo mismo para una sección inalterada aguas arriba y sin considerar obra de drenaje, para determinar el gasto máximo que permite el cauce sin desbordar.

Al igual que el cálculo anterior utilizaremos la misma pendiente media del cauce del 0.64 % obtenida en campo.

De la sección aguas arriba de la obra, levantada en campo, obtener el área total para el paso del agua:



Sección 22. Aguas Arriba del Puente.

Calcular el perímetro mojado y el radio hidráulico.

Con esta información se obtiene el área hidráulica y el perímetro mojado:

$$\text{AreaHidráulica} = 2,796.52\text{m}^2$$

$$\text{PerímetroMojado} = 203.92\text{m}$$

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{\text{EFECTIVA}}}{P_m}; R_H = \frac{2,796.52}{203.92} = 13.71\text{m}$$

El coeficiente de fricción “*n*” lo seguimos considerando con valor de: 0.018, como en el cálculo anterior.

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.018} 13.71^{2/3} 0.0064^{1/2} = 25.46\text{m/s}$$

Calcular el gasto máximo que puede pasar por el puente sin desbordar ($Q=VA$), conforme a los planos de proyecto del puente reconstruido.

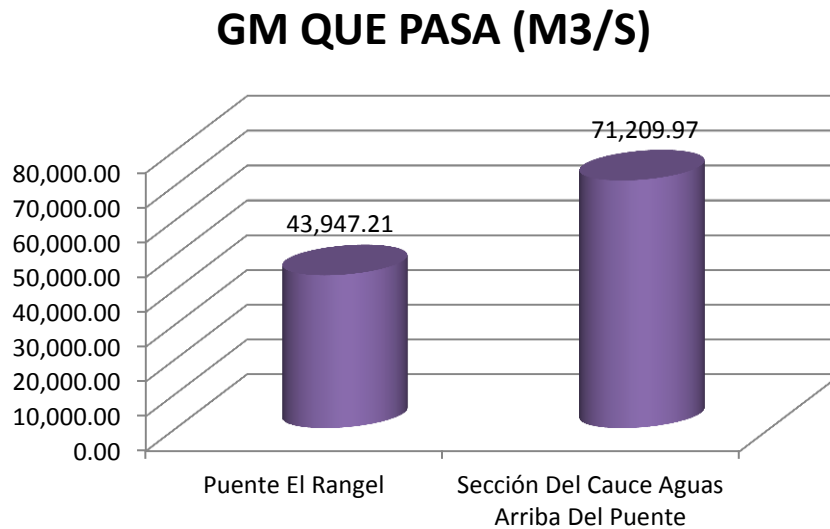
$$Q = VA; \quad Q = 25.46 \times 2,796.52 = 71,209.97 \text{ m}^3 / \text{s}$$

CONCLUSIONES DE LAS CONDICIONES HIDRÁULICAS DEL CASO DE ESTUDIO PUENTE EL RANGEL.

A continuación se ve el resumen de los gastos obtenidos.

ESTRUCTURA	GM QUE PASA (M3/S)
Puente El Rangel	43,947.21
Sección Del Cauce Aguas Arriba Del Puente	71,209.97

Tabla 17. Resumen de los gastos obtenidos.



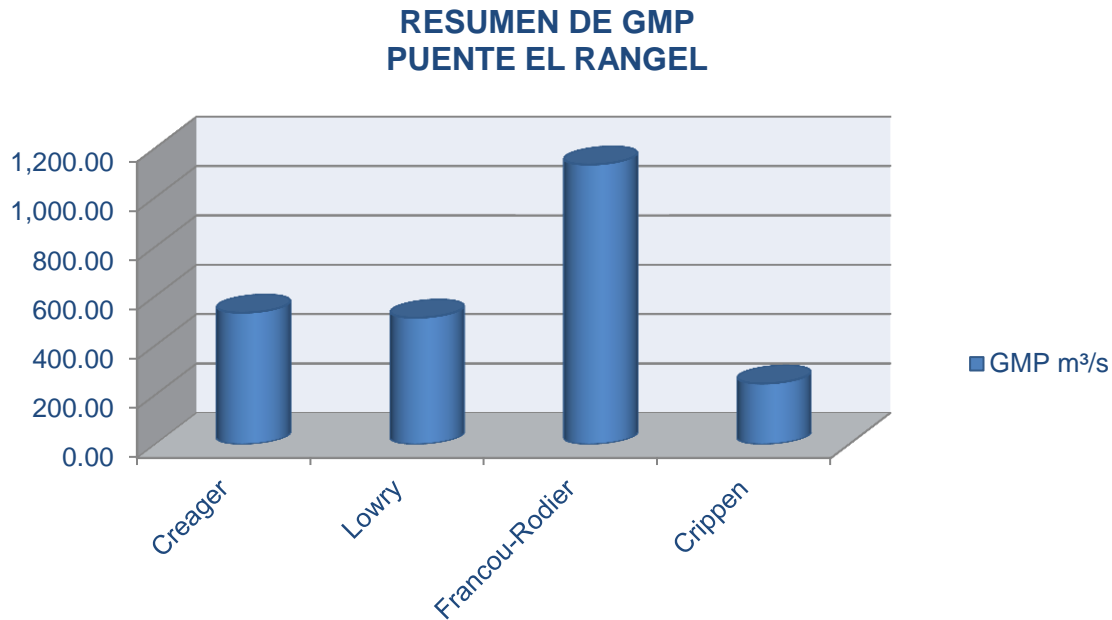
Gráfica 21. Resumen de los gastos obtenidos.

Como se puede apreciar en los resultados obtenidos de velocidades y gastos no son muy diferentes, a pesar de que la pendiente media del cauce es relativamente baja se llegan a presentar capacidades altas debido a la topografía del sitio y que la capacidad del puente es 1.6 veces menor que la capacidad del cauce.

Analizando los gastos obtenidos, los comparamos con los gastos máximos probables:

PUENTE: EL RANGEL			
RESUMEN DE GASTOS MAXIMOS PROBABLES			
Creager m ³ /s	Lowry m ³ /s	Francou-Rodier m ³ /s	Crippen m ³ /s
533.32	513.08	1,133.61	246.32

Tabla 18. Resumen de los GMP obtenidos.



Gráfica 22. Resumen de los GMP obtenidos.

Comparando los resultados podemos observar que el gastos que pueden pasar por el puente y por el cauce son mayores a los que se pueden presentar al analizar los gastos máximos probables, lo cuál nos indica que la estructura es suficiente para los gastos que se lleguen a presenta, ahora bien vemos que el gasto mas cercano a la capacidad del puente es el del Francou-Rodier, sin embargo cabe destacar que la empresa que realizó los estudios hidrológicos obtuvo un gasto de diseño de 92.10 m³/s, gasto muy inferior a los obtenidos de la metodología del gasto máximo probable pero destacamos que la estructura final tiene la capacidad adecuada.

PROCESO DE LA INFORMACION DE CAMPO PARA LA OBTENCIÓN DEL GASTO MÁXIMO QUE PUEDE PASAR POR LA OBRA DE DRENAJE SIN PROVOCAR DESBORDAMIENTO Y EL MÁXIMO PRESENTADO HISTORICAMENTE, EN EL CASO DE ESTUDIO PUENTE “MAJAHUA II”, UBICADO EN EL MUNICIPIO DE AQUILA.

En base al programa de control de actividades se describen las siguientes actividades:

- ✚ Recopilación
- ✚ Análisis
- ✚ Procesamiento y/o generación de la información

El puente Majahua II se consideró tener como caso de estudio debido a que presentó afectación en Julio del 2011 debido a la tormenta tropical “Marlene” y que ocasionó que uno de los terraplenes de acceso del puente, colapsara debido a la lluvia máxima presentada, y que el cual fue reparado dejando el puente tal como originalmente fue construido ya que sólo se tuvo que volver a reconstruir dicho terraplén, esto es muy frecuente en obras que están propensas a fenómenos meteorológicos de grandes proporciones como es el caso de huracanes y que se han diseñado para que funcionen como “puentes fusibles” los cuales no se dañan en su estructura propiamente mas sin embargo se dañan los accesos que es la parte mas débil y asi se evita que se pierda la estructura completa.

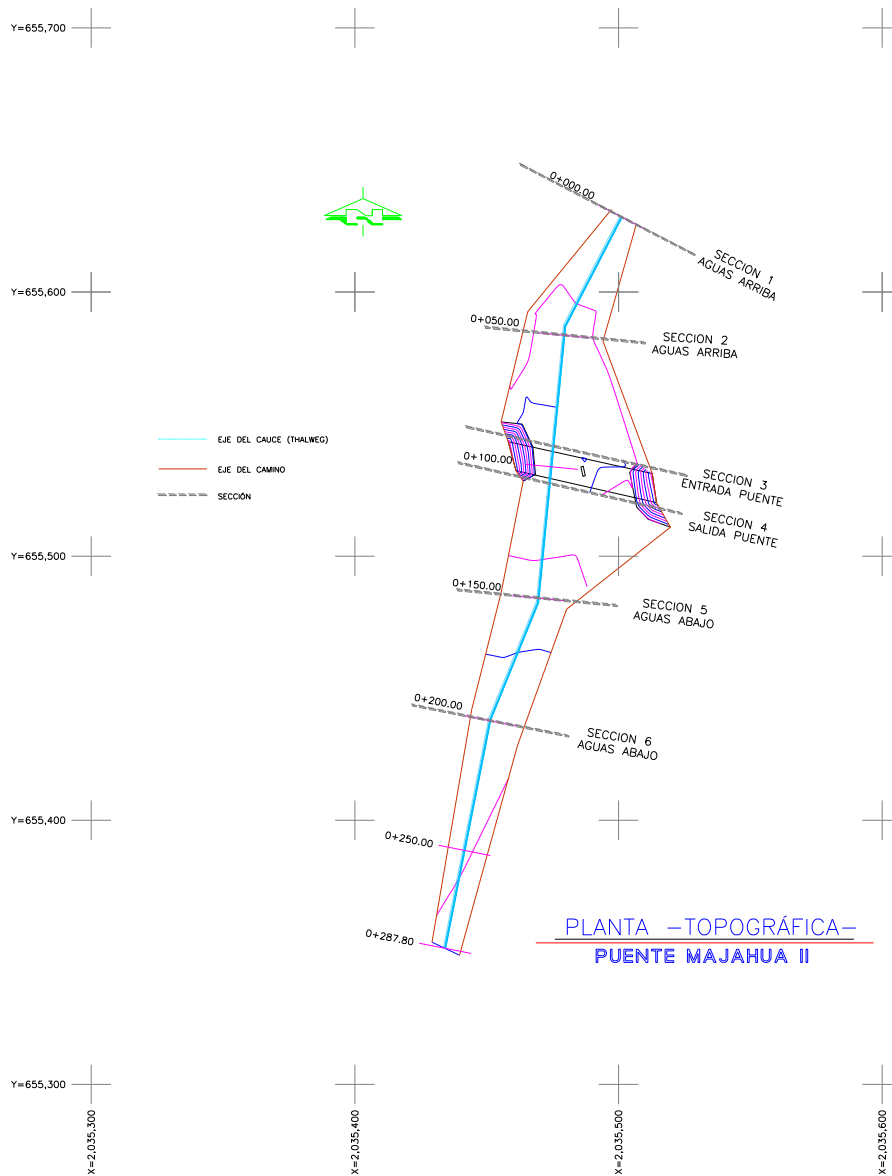
Al tratar de obtener información acerca de este puente por parte de la SCT no se encontró con la información excepto de fotografías y un informe SIPUMEX del Puente Majahua II, por lo que se vio en la necesidad de ir al sitio y hacer un estudio topográfico para ver las características tanto del cauce como del puente, el estudio fue hecho el día 06 de Abril del 2012.

El puente se encuentra en el km. 179+036 de la carretera federal 200 tiene un ancho de 1.60 por una longitud de 50 metros y tiene como clave SIPUMEX 15-15.0-00.0-0-64.0 y esta dentro de la jurisdicción de la SCT.

Del estudio topográfico, obtener la pendiente media del cauce en el tramo de la obra.

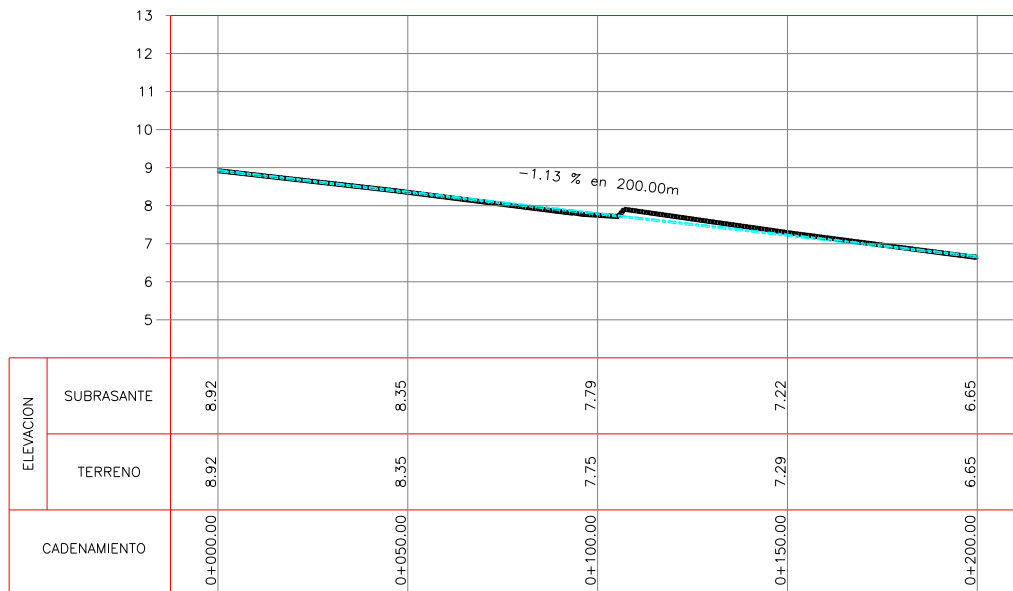
Se procede a utilizar la información obtenida del levantamiento realizado el día 06 de abril del 2012.

De donde se obtiene la planimetría del sitio de la obra de drenaje.



Planta 9. Topográfica del Puente El Rangel.

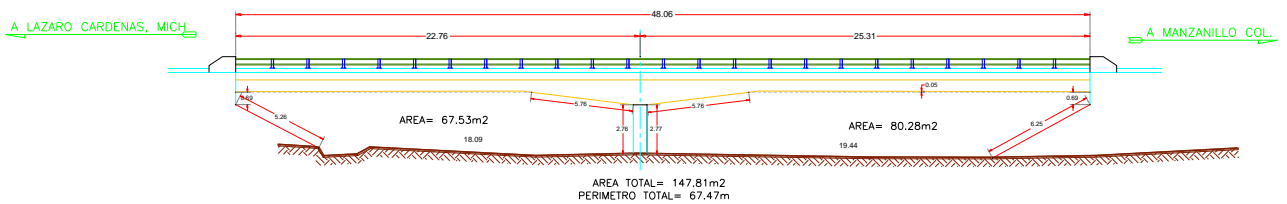
Así mismo se grafica el perfil del cauce en su parte más baja obteniéndose lo siguiente:



PERFIL –PENDIENTE MEDIA–
PUENTE MAJAHUA II

Perfil 6. Pendiente Media del Cauce.

Del plano de proyecto del puente Majahua II, obtener el área total y el perímetro mojado:



ELEVACIÓN GENERAL
PUENTE MAJAHUA II

Sección 23. Del área hidráulica y del perímetro mojado del Puente.

Con esta información se obtiene que el área total para el paso del agua es de:

$$147.81m^2$$

Para el caso de esta línea de investigación el área hidráulica será la misma que el área total del paso del agua de la obra, sin descontar el bordo libre que se calcula para este tipo de obras, para así mismo obtener el gasto máximo que puede pasar por la obra sin llegar a desbordar, solamente y con la finalidad de no tomar el área tocando las losas del puente, ya que el perímetro mojado se incrementará se propuso disminuir el tirante en base en la siguiente propuesta:

$$\text{Si } V \geq 2.5 \text{ m/s} \Rightarrow x = 1\% h$$

$$\text{Si } V < 2.5 \text{ m/s} \Rightarrow x = 0.5\% h$$

Donde:

V= Velocidad del cauce

x= La disminución que tendrá el tirante con respecto a la altura de la estructura

h= Altura de la estructura

Calcular el perímetro mojado y el radio hidráulico.

Con esta información se obtiene el perímetro mojado:

$$67.47\text{m}$$

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{EFECTIVA}}{P_m}; R_H = \frac{147.81}{67.47} = 2.19\text{m}$$

De la visita de campo y con fotografías determinar el coeficiente de fricción "n".

De la visita de campo y con apoyo de las ilustraciones de canales con diferentes rugosidades que aparecen en la figura 5-5 del libro “Hidráulica de canales abiertos” de Ven Te Chow obtenemos el coeficiente de fricción “n”:



Imagen 91. La entrada al Puente Majahua II.

Conforme lo observado en el lugar del cruce del cauce y comparando con la tabla 5-5 antes mencionada, seleccionamos el valor de “n” = 0.018 que corresponde a la imagen 91 que muestra un fondo con depósito de arenas arcillosas.

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.018} 2.19^{2/3} 0.0113^{1/2} = 9.96 \text{ m/s}$$

Calcular el gasto máximo que puede pasar por le puente sin desbordar ($Q=VA$), conforme a los planos de proyecto.

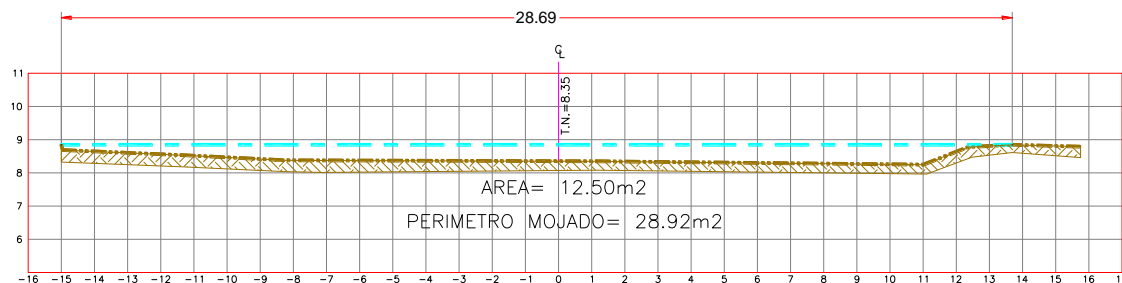
$$Q = VA; \quad Q = 9.96 \times 147.81 = 1,472.42 \text{ m}^3 / \text{s}$$

El gasto anterior sería la máxima capacidad de conducción, sin desbordar, del puente Majahua II.

Aplicando la misma metodología, se procede a realizar lo mismo para una sección inalterada aguas arriba y sin considerar obra de drenaje, para determinar el gasto máximo que permite el cauce sin desbordar.

Al igual que el cálculo anterior utilizaremos la misma pendiente media del cauce del 1.13 % obtenida en campo.

De la sección aguas arriba de la obra, levantada en campo, obtener el área total para el paso del agua:



ELEVACION GENERAL –SECCIÓN AGUAS ARRIBA– PUENTE MAJAHUA II

Sección 24. Aguas Arriba del Puente.

Calcular el perímetro mojado y el radio hidráulico.

Con esta información se obtiene el área hidráulica y el perímetro mojado:

$$\text{Area Hidráulica} = 12.50 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro Mojado} = 28.92 \text{ m}$$

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{EFECTIVA}}{P_m}; R_H = \frac{12.50}{28.92} = 0.43m$$

El coeficiente de fricción “n” lo seguimos considerando con valor de: 0.018, como en el cálculo anterior.

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.018} \cdot 0.43^{2/3} \cdot 0.0113^{1/2} = 3.38m/s$$

Calcular el gasto máximo que puede pasar por el cauce sin desbordar (Q=VA):

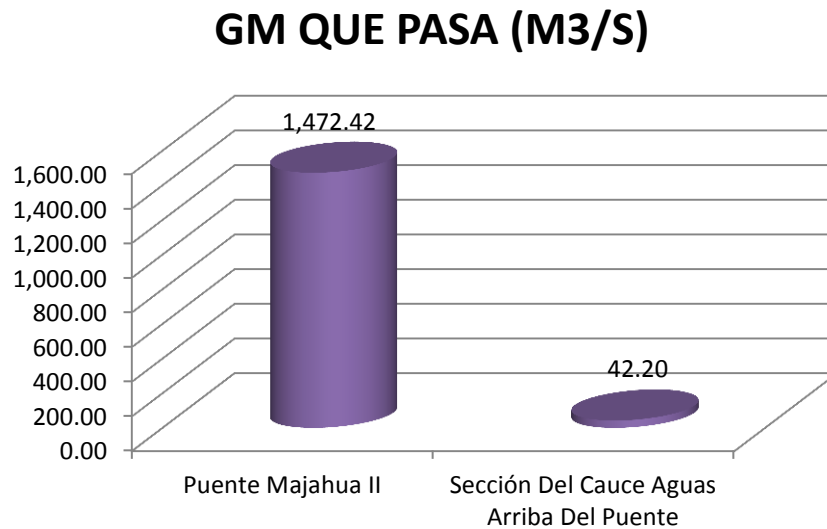
$$Q = VA; \quad Q = 3.38 \times 12.50 = 42.20m^3/s$$

CONCLUSIONES DE LAS CONDICIONES HIDRÁULICAS DEL CASO DE ESTUDIO PUENTE MAJAHUA II.

A continuación se ve el resumen de los gastos obtenidos.

ESTRUCTURA	GM QUE PASA (M3/S)
Puente Majahua II	1,472.42
Sección Del Cauce Aguas Arriba Del Puente	42.20

Tabla 19. Resumen de los gastos obtenidos.



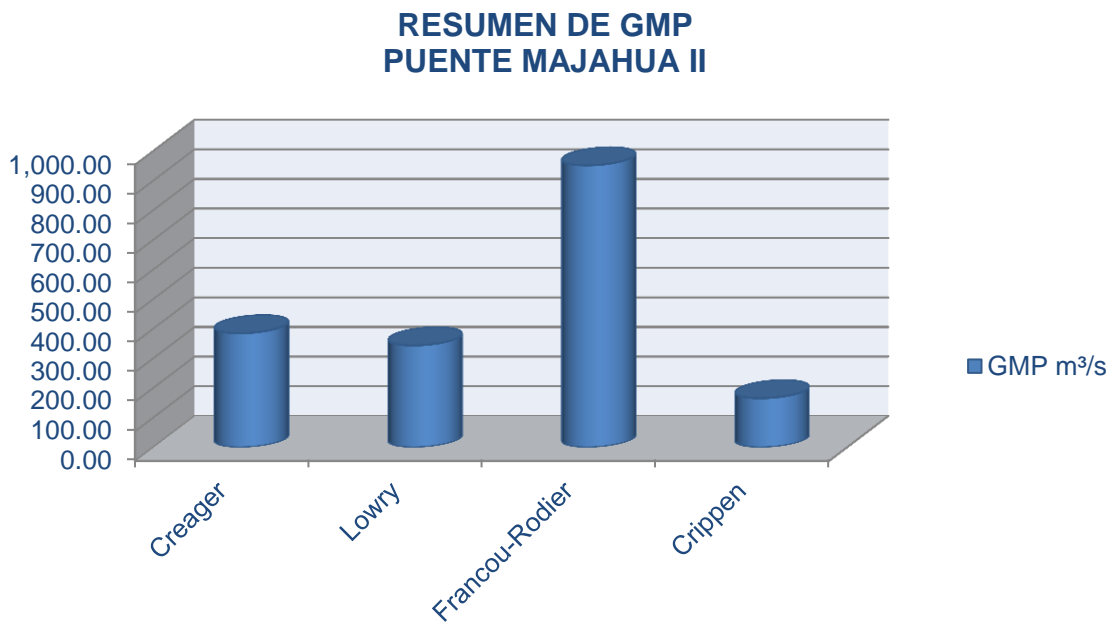
Gráfica 23. Resumen de los gastos obtenidos.

Como se puede apreciar en los resultados obtenidos de los gastos son muy diferentes, en el caso del cauce prácticamente puede ser desbordado y por lo plano de la zona se presentaría una zona inundable, aun así la capacidad del puente es casi 35 veces mayor a la del cauce aguas arriba pero que se llega a presentar inundación incluso en la zona del puente por lo que la primer falla presentada es la de la socavación de los terraplenes de acceso del puente como anteriormente se comentó.

Analizando los gastos obtenidos, los comparamos con los gastos máximos probables:

PUENTE: MAJAHUA II			
RESUMEN DE GASTOS MAXIMOS PROBABLES			
Creager m ³ /s	Lowry m ³ /s	Francou-Rodier m ³ /s	Crippen m ³ /s
385.26	344.12	952.11	165.73

Tabla 20. Resumen de los GMP obtenidos.



Gráfica 24. Resumen de los GMP obtenidos.

Comparando los resultados podemos observar que los gastos obtenidos de la metodología pueden pasar por el puente y no así por el cauce presentándose la inundación, por lo que se puede ver que el problema en el sitio no es por el área hidráulica de la obra en cuestión, por lo que se puede deducir que se usan materiales que facilitan la socavación en los terraplenes de acceso del puente, convirtiéndolos así como puentes “fusibles”.

PROCESO DE LA INFORMACION DE CAMPO PARA LA OBTENCIÓN DEL GASTO MÁXIMO QUE PUEDE PASAR POR LA OBRA DE DRENAJE SIN PROVOCAR DESBORDAMIENTO Y EL MÁXIMO PRESENTADO HISTORICAMENTE, EN EL CASO DE ESTUDIO PUENTE “PALOS MARIAS”, UBICADO EN EL MUNICIPIO DE COAHUAYANA.

En base al programa de control de actividades se describen las siguientes actividades:

- ✚ Recopilación
- ✚ Análisis
- ✚ Procesamiento y/o generación de la información

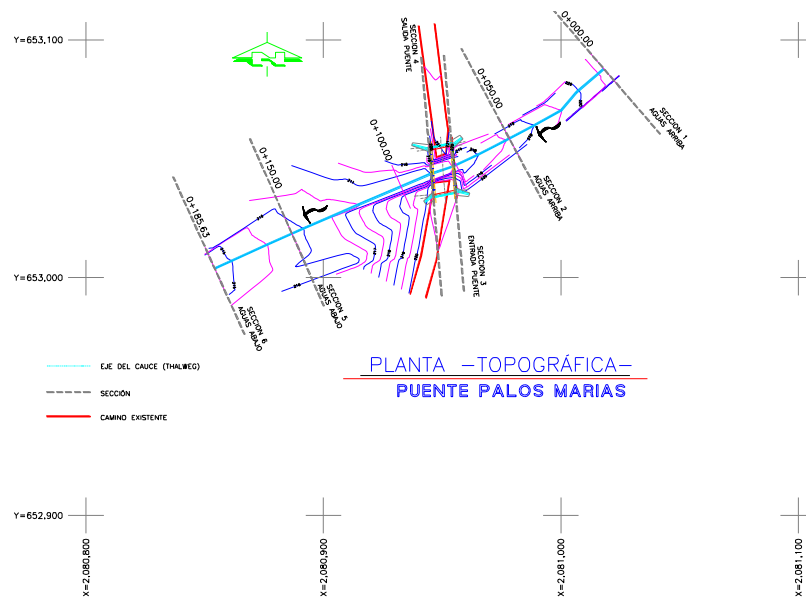
En este caso en particular se encuentra en el municipio de Coahuayana y comunica la cabecera municipal con la población Palos Marías por lo que toma el nombre de dicha población, como anteriormente se comentó se realizó una visita de campo y se realizó un estudio topográfico el día 6 de abril del 2012, encontrándose que no existe ninguna obra en el cruce mostrándose que se tiene cortada la comunicación en la carretera, lo cuál los pobladores tienen un acceso alterno temporal en lo que se realiza la obra proyectada. Respecto a ésta obra se consiguió por parte de la Junta Local de Caminos del Estado de Michoacán el proyecto el cual como se comenta no se ha realizado.

Al presentarse la situación de no haber puente, se realizó de cualquier forma los estudios de campo para poder analizar el cauce y con el proyecto conseguido analizar su capacidad hidráulica.

Del estudio topográfico, obtener la pendiente media del cauce en el tramo de la obra.

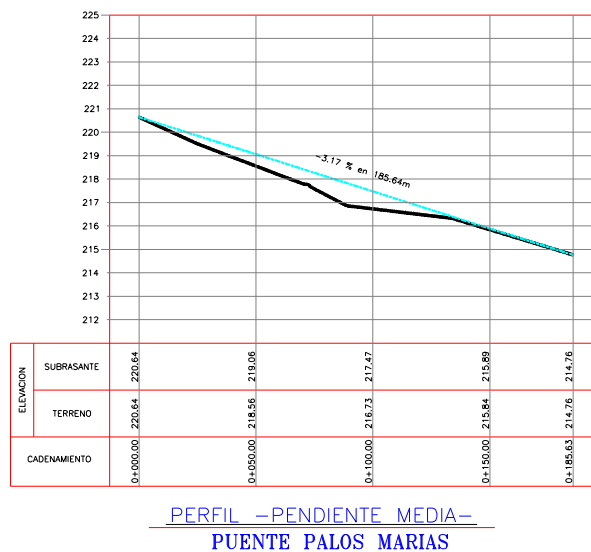
Se procede a utilizar la información obtenida del levantamiento realizado el día 06 de abril del 2012.

De donde se obtiene la planimetría del sitio de la obra de drenaje.



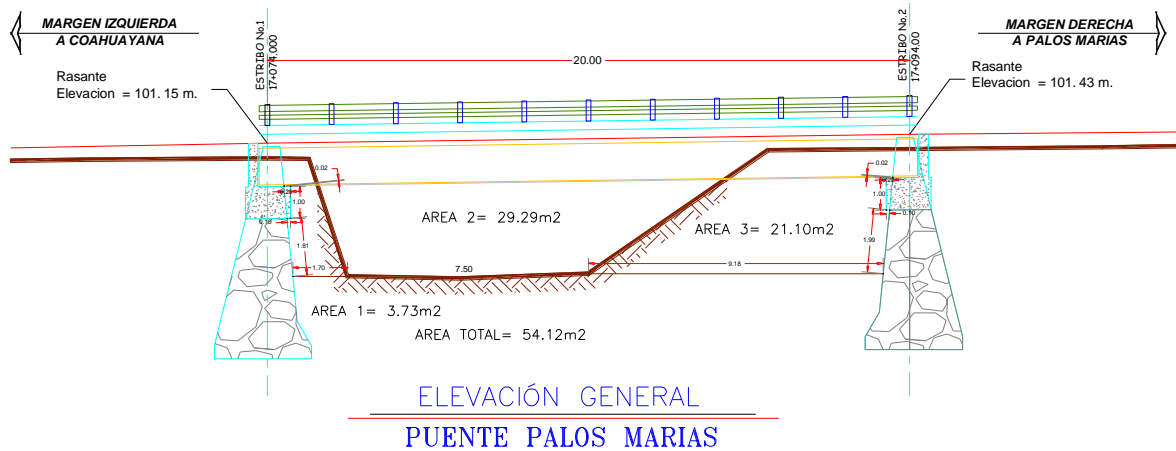
Planta 10. Topográfica del Puente Palos Mariás.

Así mismo se grafica el perfil del cauce en su parte más baja obteniéndose lo siguiente:



Perfil 7. Pendiente Media del Cauce.

Del plano de proyecto del puente Palos Marías, obtener el área total y el perímetro mojado:



Sección 25. área hidráulica y del perímetro mojado del Puente.

Con esta información se obtiene que el área total para el paso del agua es de:

$$54.12m^2$$

Para el caso de esta línea de investigación el área hidráulica será la misma que el área total del paso del agua de la obra, sin descontar el bordo libre que se calcula para este tipo de obras, para así mismo obtener el gasto máximo que puede pasar por la obra sin llegar a desbordar, solamente y con la finalidad de no tomar el área tocando las losas del puente, ya que el perímetro mojado se incrementará se propuso disminuir el tirante en base en la siguiente propuesta:

$$\text{Si } V \geq 2.5 \text{ m/s} \Rightarrow x = 1\% h$$

$$\text{Si } V < 2.5 \text{ m/s} \Rightarrow x = 0.5\% h$$

Donde:

V = Velocidad del cauce

x = La disminución que tendrá el tirante con respecto a la altura de la estructura

h = Altura de la estructura

Calcular el perímetro mojado y el radio hidráulico.

Con esta información se obtiene el perímetro mojado:

$$24.82m$$

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{EFFECTIVA}}{P_m}; R_H = \frac{54.12}{24.82} = 2.18m$$

De la visita de campo y con fotografías determinar el coeficiente de fricción "n".

De la visita de campo y con apoyo de las ilustraciones de canales con diferentes rugosidades que aparecen en la figura 5-5 del libro “Hidráulica de canales abiertos” de Ven Te Chow obtenemos el coeficiente de fricción “n”:



Imagen 92. Salida del Puente Palos Marías.

Conforme lo observado en el lugar del cruce del cauce y comparando con la tabla 5-5 antes mencionada, seleccionamos el valor de “ n ” = 0.125 que corresponde a la imagen 92 que muestra un fondo con depósito de arena fina media a arcilla fina.

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.125} 2.18^{2/3} 0.0317^{1/2} = 2.40 \text{ m/s}$$

Calcular el gasto máximo que puede pasar por le puente sin desbordar ($Q=VA$), conforme a los planos de proyecto.

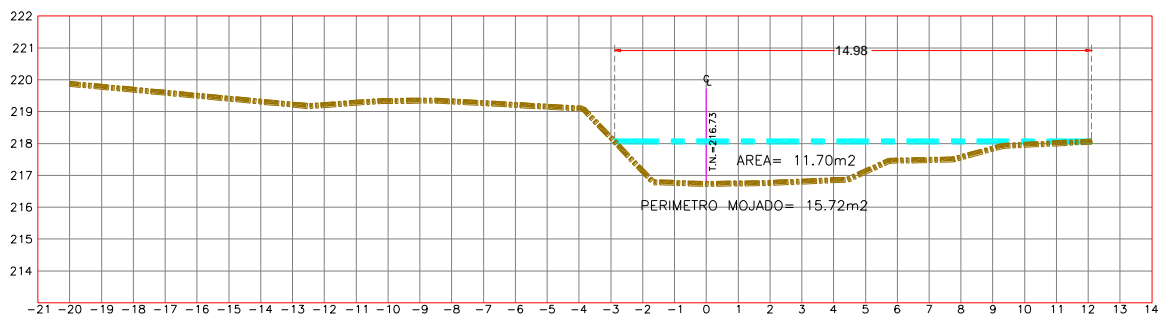
$$Q = VA; \quad Q = 2.40 \times 54.12 = 129.62 \text{ m}^3 / \text{s}$$

El gasto anterior sería la máxima capacidad de conducción, sin desbordar, del puente Palos Marías.

Aplicando la misma metodología, se procede a realizar lo mismo para una sección inalterada aguas arriba y sin considerar obra de drenaje, para determinar el gasto máximo que permite el cauce sin desbordar.

Al igual que el cálculo anterior utilizaremos la misma pendiente media del cauce del 3.17 % obtenida en campo.

De la sección aguas arriba de la obra, levantada en campo, obtener el área total para el paso del agua:



ELEVACION GENERAL –SECCIÓN AGUAS ARRIBA–
PUENTE PALOS MARIAS

Sección 26. Aguas Arriba del Puente.

Con esta información se obtiene el área hidráulica y el perímetro mojado:

$$\text{Area Hidráulica} = 11.70 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro Mojado} = 15.72 \text{ m}$$

Así mismo obtenemos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A_{\text{EFECTIVA}}}{P_m}; R_H = \frac{11.70}{15.72} = 0.74 \text{ m}$$

El coeficiente de fricción “n” lo seguimos considerando con valor de: 0.125, como en el cálculo anterior.

Calcular la velocidad media del flujo en régimen uniforme, con la fórmula de Manning.

Con los datos obtenidos en los puntos anteriores calculamos la velocidad:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}; \quad V = \frac{1}{0.125} 0.74^{2/3} 0.0317^{1/2} = 1.17 \text{ m/s}$$

Calcular el gasto máximo que puede pasar por el cauce sin desbordar ($Q=VA$):

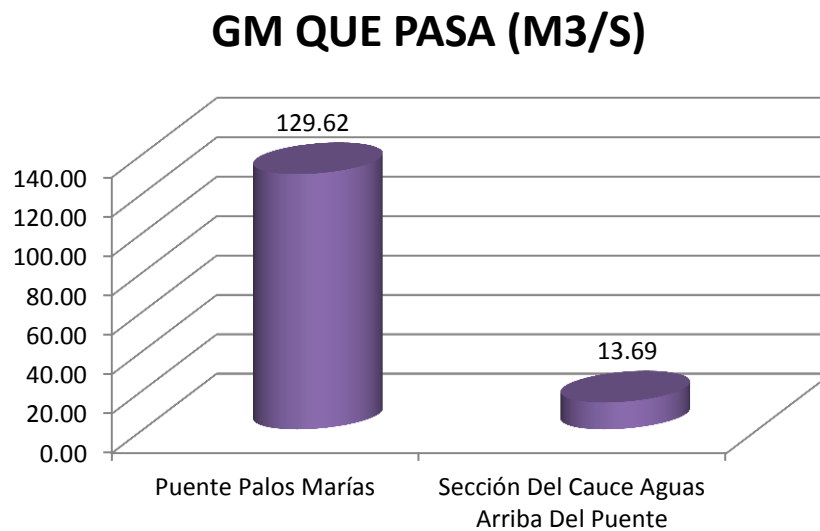
$$Q = VA; \quad Q = 1.17 \times 11.70 = 13.69 \text{ m}^3 / \text{s}$$

CONCLUSIONES DE LAS CONDICIONES HIDRÁULICAS DEL CASO DE ESTUDIO PUENTE PALOS MARIAS.

A continuación se ve el resumen de los gastos obtenidos.

ESTRUCTURA	GM QUE PASA (M3/S)
Puente Palos Marías	129.62
Sección Del Cauce Aguas Arriba Del Puente	13.69

Tabla 21. Resumen de los gastos obtenidos.



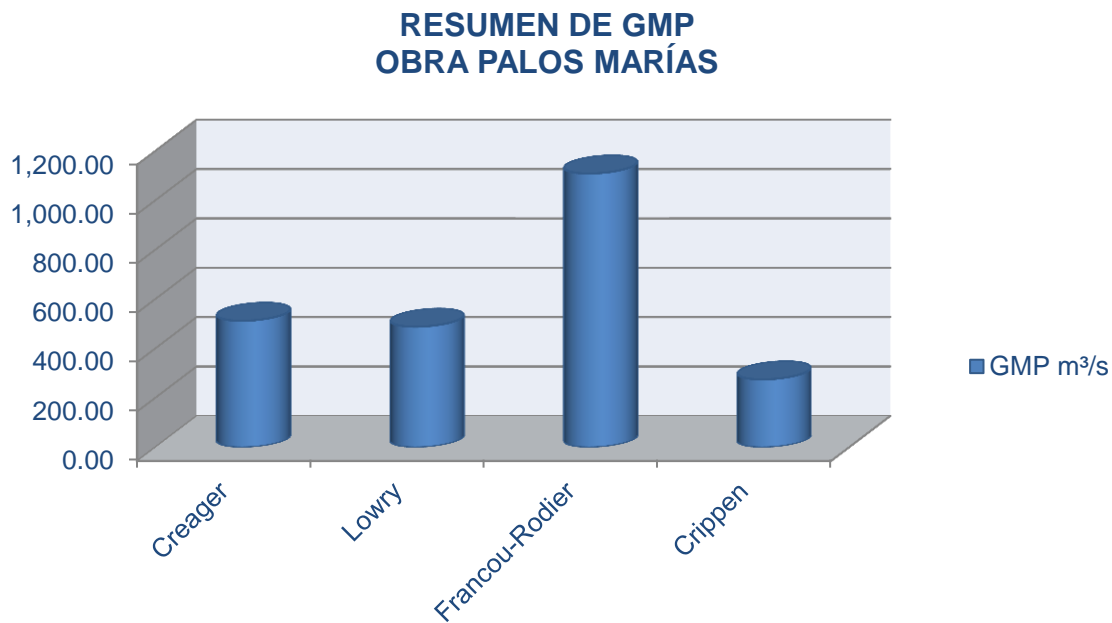
Gráfica 25. Resumen de los gastos obtenidos.

Como se puede apreciar en los resultados obtenidos de los gastos son muy diferentes, en el caso del cauce prácticamente puede ser desbordado y por lo plano de la zona se presentaría una zona inundable, aun así la capacidad del puente es casi 9.5 veces mayor a la del cauce aguas arriba por lo que se llega a presentar inundación incluso en la zona del puente, por lo mismo ya son varias obras de drenaje que se han construido en ese cruce y las mismas que han fallado ya que no han tenido las características necesarias para el gasto que se presenta en el lugar.

Analizando los gastos obtenidos, los comparamos con los gastos máximos probables:

PUENTE: PALOS MARÍAS			
RESUMEN DE GASTOS MAXIMOS PROBABLES			
Creager m ³ /s	Lowry m ³ /s	Francou-Rodier m ³ /s	Crippen m ³ /s
512.72	488.55	1,109.48	275.10

Tabla 22. Resumen de los GMP obtenidos.



Gráfica 26. Resumen de los GMP obtenidos.

Comparando los resultados podemos observar que los gastos máximos probables obtenidos de la metodología, son mayores a los que pueden pasar tanto por el puente como por el cauce, por lo que se puede prever que el proyecto hecho por parte de la Junta de Caminos del Estado de Michoacán no presenta el área hidráulica suficiente por lo que podría tener fallas en su funcionamiento cuando se presenten las máximas extraordinarias y que el cauce es insuficiente en su geometría por lo que se puede presentar fácilmente inundaciones en la zona.

8.2.- GENERACIÓN DE LA VALIDACIÓN ECONÓMICA DE LOS CASOS DE ESTUDIO.

Como se comentó en el criterio de riesgo de la tesis, se realizó un análisis entre los costos de inversión inicial de las obras de drenaje, agregando el costo de operación, en donde se contemplan los costos por daños a terceros (usuarios y pérdidas por actividades económicas) contra el costo de inversión que se hubiera tenido que realizar por construir una infraestructura capaz de conducir el “*Gasto Máximo Probable*”.

Por lo que en este capítulo se generarán los costos de estudios, proyectos, de obra y de daños a terceros con lo que se podrá realizar el análisis entre costos.

Como primera parte se generan los costos de construcción de los ocho casos de estudio, tanto las obras originales, obras nuevas, reconstruidas o actuales, por lo que se lleva a cabo la cuantificación de obra para la obtención de los catálogos de obra.

COSTO DE CONSTRUCCION					
CASO DE ESTUDIO	NOMBRE DE LA OBRA	TIPO DE OBRA	OBRA ORIGINAL	OBRA RECONSTRUIDA	OBRA NUEVA
TUZANTLA	"TUZANTLA I"	PUENTE	\$ 2,711,522.45	\$ 13,137,957.58	
ANGANGUEO	"ANGANGUEO - EL TIGRE - EL CERRO"	LOSA	\$ 130,243.68	\$ 344,810.44	
SAN LUIS	"RINCON DE SAN LUIS - SALITRILLO"	LOSA	\$ 90,129.99	\$ 420,082.60	
SOLDADO ANÓNIMO	"EL SOLDADO ANÓNIMO"	PUENTE	\$ 426,888.53	\$ 2,052,136.49	
LAS PEÑAS	"LAS PEÑAS"	PUENTE			\$ 20,113,015.87
EL RANGEL	"EL RANGEL"	PUENTE			\$ 63,202,839.75
MAJAHUA	"MAJAHUA II"	PUENTE	\$ 3,792,341.10		
PALOS MARÍAS	"PALOS MARÍAS"	PUENTE		\$ 2,154,548.35	

Tabla 23. Costo de Construcción

Como soporte de se colocan en el anexo de esta tesis, las cuantificaciones y catálogos de obra.

Como segunda parte y tomando como referencia los costos de construcción generados se calculan los costos por estudios y proyectos donde se encuentran englobados los estudios topográficos, geotécnicos e hidrológicos, teniendo como resultado la siguiente tabla:

COSTO DE ESTUDIOS Y PROYECTOS					
CASO DE ESTUDIO	NOMBRE DE LA OBRA	TIPO DE OBRA	OBRA ORIGINAL	OBRA RECONSTRUIDA	OBRA NUEVA
TUZANTLA	"TUZANTLA I"	PUENTE	\$ 135,576.12	\$ 656,897.88	
ANGANGUEO	"ANGANGUEO - EL TIGRE - EL CERRO	LOSA	\$ 6,512.18	\$ 17,240.52	
SAN LUIS	"RINCON DE SAN LUIS - SALITRILLO"	LOSA	\$ 4,506.50	\$ 21,004.13	
SOLDADO ANÓNIMO	"EL SOLDADO ANÓNIMO"	PUENTE	\$ 21,344.43	\$ 102,606.82	
LAS PEÑAS	"LAS PEÑAS"	PUENTE			\$ 1,005,650.79
EL RANGEL	"EL RANGEL"	PUENTE			\$ 3,160,141.99
MAJAHUA	"MAJAHUA II"	PUENTE	\$ 189,617.05		
PALOS MARÍAS	"PALOS MARÍAS"	PUENTE		\$ 107,727.42	

Tabla 24. Costo de Estudios y Proyectos

Para esta tesis de investigación se generaron estos costos de estudios y proyectos tomando el 5% de los costos de construcción.

Como tercera parte se generan los costos por daños a terceros, los cuales los dividimos en dos partes, los costos generados por daños a los usuarios y por actividades económicas como se muestra a continuación:

DATOS VIALES 2012																						
CASO DE ESTUDIO	CARRETERA	LUGAR	ESTACIÓN				CLASIFICACIÓN VEHICULAR EN PORCIENTO														COORDENADAS	
			KM	TE	SC	TDPA	M	A	B	C2	C3	T3S2	T3S3	T3S2R4	OTROS	A	B	C	K'	D	LATITUD	LONGITUD
TUZANTLA	Zitácuaro - Cd. Altamirano	Benito Juárez	26.06	3	0	3884	2.5	88.9	1	2.9	0.5	2.9	0.6	0.1	0.6	91.4	1	7.6	0.091	0.533	19.300273	-100.430847
ANGANGUEO	SAN FELIPE - OCAMPO - ANGANGUEO - LAS PAPAS	Anganguero				104	0.044	2.519	0	0.256	0.021	0	0	0	0							
SAN LUIS	RINCON DE SAN LUIS - SALITRILLO.	Ocampo				1904	0.807	46.03	0.108	4.679	0.376	1.452	0.161	0	0.161							
SOLDADO ANÓNIMO	El Soldado Anonimo	Ocampo				339.3	0.144	8.203	0.019	0.834	0.067	0.259	0.029	0	0.029							
LAS PEÑAS	Ent. Playa Azul - Manzanillo	T. C. Carapan - Playa Azul	0.00	3	0	3832	1.7	80.7	3.7	7.1	1.6	2.4	2	0.5	0.3	82.4	3.7	13.9	0.078	0.5	18.020571	-102.342236
EL RANGEL	Ent. Playa Azul - Manzanillo	T. C. Carapan - Playa Azul	0.00	3	0	3832	1.7	80.7	3.7	7.1	1.6	2.4	2	0.5	0.3	82.4	3.7	13.9	0.078	0.5	18.020571	-102.342236
MAJAHUA	Ent. Playa Azul - Manzanillo	T. Der. Aquila	190.10	3	0	2386	2.4	70.4	5.4	6.3	2	7.1	5.4	0.1	0.9	72.8	5.4	21.8	0.079	0.503	18.566513	-103.623376
PALOS MARÍAS	Coahuayana - Palos Marías	Coahuayana				114.3	0.362	3.516	0.092	0.623	0.092	0.121	0.014	0.005	0.005							

Tabla 25. Datos viales 2012

Esto basándonos en los datos viales publicados por la SCT del año 2012 en los puntos de aforo más cercanos al caso de estudio.

Con estos datos viales y base al salario mínimo de la región se procede transformar a pérdidas económicas debido a la obstrucción del paso en la obra de drenaje, tomando como tiempo promedio de trabajos para apertura de la vialidad ocho días.

TABULADOR DE PERDIDAS POR DAÑOS A USUARIOS REFERENCIADO A SALARIOS MÍNIMOS			
TIPO DE VEHICULO	PASAJEROS PROMEDIO	SM POR PASAJERO POR DÍA	COSTO POR DÍA POR VEHICULO
M	1	5	\$295.40
A	2	5	\$590.80
B	20	5	\$5,908.00
C2	2	6	\$708.96
C3	2	6	\$708.96
T3S2	1	7	\$413.56
T3S3	1	7	\$413.56
T3S2R4	1	7	\$413.56

Tabla 26. Tabulador de Perdidas por daños a usuarios

CASO DE ESTUDIO	COSTO A USUARIOS POR BLOQUEO DE LA VIALIDAD POR DÍA								TIEMPO SIN CIRCULACIÓN (días)	COSTO TOTAL A USUARIOS	
	CLASIFICACIÓN VEHICULAR										
	M	A	B	C2	C3	T3S2	T3S3	T3S2R4	TOTAL/día		
TUZANTLA	\$ 738.50	\$52,522.12	\$ 5,908.00	\$2,055.98	\$ 354.48	\$1,199.32	\$ 248.14	\$ 41.36	\$63,067.90	8	\$504,543.20
ANGANGUEO	\$ 13.04	\$ 1,488.02		\$ 181.48	\$ 14.60				\$1,697.14	8	\$13,577.11
SAN LUIS	\$ 238.29	\$27,196.53	\$ 635.43	\$3,316.96	\$ 266.88	\$ 600.48	\$ 66.72		\$32,321.30	8	\$258,570.40
SOLDADO ANÓNIMO	\$ 42.46	\$ 4,846.11	\$ 113.23	\$ 591.04	\$ 47.56	\$ 107.00	\$ 11.89		\$5,759.29	8	\$46,074.28
LAS PEÑAS	\$ 502.18	\$47,677.56	\$21,859.60	\$5,033.62	\$1,134.34	\$ 992.54	\$ 827.12	\$206.78	\$78,233.74	8	\$625,869.89
EL RANGEL	\$ 502.18	\$47,677.56	\$21,859.60	\$5,033.62	\$1,134.34	\$ 992.54	\$ 827.12	\$206.78	\$78,233.74	8	\$625,869.89
MAJAHUA	\$ 708.96	\$41,592.32	\$31,903.20	\$4,466.45	\$1,417.92	\$2,936.28	\$2,233.22	\$ 41.36	\$85,299.70	8	\$682,397.63
PALOS MARÍAS	\$ 106.99	\$ 2,077.08	\$ 542.10	\$ 441.66	\$ 65.05	\$ 49.93	\$ 5.99	\$ 2.00	\$3,290.80	8	\$26,326.42

Tabla 27. Costo a usuarios por bloqueo de la vialidad por día

También se toman en cuenta las pérdidas por actividades económicas en la región donde se encuentra la obra de drenaje, se calcula utilizando los datos estadísticos del Inegi como se muestra en la siguiente tabla:

PERDIDAS POR ACTIVIDADES ECONÓMICAS PRIMARIAS (PRODUCCIÓN AGRÍCOLA)					
MUNICIPIO	P.A.T. (miles de pesos) 2010	PRODUCCIÓN AGRÍCOLA MUNICIPAL ANUAL	POBLACION MUNICIPAL TOTAL (hab)	POBLACION LOCAL (hab)	PRODUCCIÓN AGRÍCOLA LOCAL DIARIA
TUZANTLA	204578	\$ 204,578,000.00	15302	2559	\$ 560,487.67
ANGANGUEO	7173	\$ 7,173,000.00	9990	148	\$ 291.14
OCAMPO	23304	\$ 23,304,000.00	20689	2705	\$ 8,347.67
OCAMPO	23304	\$ 23,304,000.00	20689	482	\$ 1,487.46
LAZARO CARDENAS	145940	\$ 145,940,000.00	162997	206	\$ 399,835.62
LAZARO CARDENAS	145940	\$ 145,940,000.00	162997	23	\$ 399,835.62
AQUILA	142860	\$ 142,860,000.00	20898	57	\$ 391,397.26
COAHUAYANA	491062	\$ 491,062,000.00	11632	297	\$ 34,351.49

Tabla 28. Pérdidas por actividades económicas primarias, producción agrícola

Con estas pérdidas diarias y de tomando como ocho días sin circulación, calculamos las pérdidas económicas en actividades económicas primarias en la región afectada:

PÉRDIDAS POR ACTIVIDADES ECONÓMICAS		TIEMPO SIN CIRCULACIÓN (días)	COSTO TOTAL ACTV. ECON.
CASO DE ESTUDIO	PRODUCCIÓN AGRÍCOLA DIARIA EN LA REGIÓN		
TUZANTLA	\$560,487.67	8	\$4,483,901.37
ANGANGUEO	\$291.14	8	\$2,329.13
SAN LUIS	\$8,347.67	8	\$66,781.38
SOLDADO ANÓNIMO	\$1,487.46	8	\$11,899.68
LAS PEÑAS	\$399,835.62	8	\$3,198,684.93
EL RANGEL	\$399,835.62	8	\$3,198,684.93
MAJAHUA	\$391,397.26	8	\$3,131,178.08
PALOS MARÍAS	\$34,351.49	8	\$274,811.88

Tabla 29. Pérdidas por actividades económicas

Con los costos obtenidos de obra, daños a terceros, estudios y proyectos se genera la suma total por caso de estudio, tomando en cuenta los daños a terceros en los puentes que fueron colapsados y no en los nuevos.

COSTOS TOTALES DE INVERSIÓN INICIAL, RECONSTRUCCIÓN Y DAÑOS A TERCEROS									
CASO DE ESTUDIO	COSTO CONSTRUCCIÓN			COSTO ESTUDIOS Y PROYECTOS			COSTO TOTAL A USUARIOS	COSTO TOTAL ACTV. ECON.	COSTO TOTAL
	OBRA ORIGINAL	OBRA RECONSTRUIDA	OBRA NUEVA	OBRA ORIGINAL	OBRA RECONSTRUIDA	OBRA NUEVA			
TUZANTLA	\$2,711,522.45	\$13,137,957.58		\$ 135,576.12	\$ 656,897.88		\$ 504,543.20	\$ 4,483,901.37	\$21,630,398.60
ANGANGUEO	\$130,243.68	\$344,810.44		\$ 6,512.18	\$ 17,240.52		\$ 13,577.11	\$ 2,329.13	\$514,713.07
SAN LUIS	\$90,129.99	\$420,082.60		\$ 4,506.50	\$ 21,004.13		\$ 258,570.40	\$ 66,781.38	\$861,075.00
SOLDADO ANÓNIMO	\$426,888.53	\$2,052,136.49		\$ 21,344.43	\$ 102,606.82		\$ 46,074.28	\$ 11,899.68	\$2,660,950.23
LAS PEÑAS			\$20,113,015.87			\$ 1,005,650.79	NO APLICA	NO APLICA	\$21,118,666.67
EL RANGEL			\$63,202,839.75			\$ 3,160,141.99	NO APLICA	NO APLICA	\$66,362,981.74
MAJAHUA	\$3,792,341.10			\$ 189,617.05			\$ 682,397.63	\$ 3,131,178.08	\$7,795,533.87
PALOS MARÍAS		\$2,154,548.35			\$ 107,727.42		\$ 26,326.42	\$ 274,811.88	\$2,563,414.06

Tabla 30. Costos totales de inversión inicial, reconstrucción y daños a terceros

Tomando en cuenta los gastos máximos que pasan en las obras de drenaje, antes ya calculados se procede a calcular el costo de construcción de las obras de drenaje simulando que fueran diseñadas con el “*Gasto Máximo Probable*”, tal como se muestra en la siguiente tabla:

CALCULO DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN PARA EL QMP.							
CASO DE ESTUDIO	Qque pasa PUENTE FALLADO	\$ DE CONSTRUCCION PUENTE FALLADO	Qque pasa PUENTE RECONS/NUOVO	\$ DE CONSTRUCCION PUENTE RECONS/NUOVO	GASTO MAXIMO PROBABLE	FACTOR DE OBRA	\$ DE CONSTRUCCION QMP
TUZANTLA	1,961.33	\$ 2,711,522.45	3,745.75	\$13,137,957.58	9,159.75	1.25	\$ 40,158,990.96
ANGANGUEO	59.83	\$ 130,243.68	112.52	\$ 344,810.44	234.67	1.25	\$ 898,923.77
SAN LUIS	45.43	\$ 90,129.99	131.39	\$ 420,082.60	104.22	1.25	\$ 416,520.24
SOLDADO ANÓNIMO	79.81	\$ 426,888.53	197.50	\$ 2,052,136.49	1,582.68	1.25	\$ 20,556,238.56
LAS PEÑAS			4,784.36	\$ 20,113,015.87	1,064.18	1.25	\$ 5,592,156.82
EL RANGEL			43,947.21	\$ 63,202,839.75	1,133.61	1.25	\$ 2,037,877.12
MAJAHUA	1,472.42	\$ 3,792,341.10			952.11	1.50	\$ 3,678,354.65
PALOS MARÍAS			129.62	\$2,154,548.35	1,109.48	1.25	\$ 23,051,688.50

Tabla 31. Calculo de costos de construcción para el QMP

De la misma manera se calculan los costos por estudios y proyectos de los casos de estudio considerando la obra de drenaje diseñada con el “*Gasto Máximo Probable*” y con este costo se obtiene el costo total de la obra de drenaje:

COSTO TOTAL CON EL GMP.			
CASO DE ESTUDIO	\$ DE CONSTRUCCION QMP	COSTO DE ESTUDIOS Y PROYECTO	COSTO TOTAL
TUZANTLA	\$ 40,158,990.96	\$ 2,007,949.55	\$ 42,166,940.51
ANGANGUEO	\$ 898,923.77	\$ 44,946.19	\$ 943,869.96
SAN LUIS	\$ 416,520.24	\$ 20,826.01	\$ 437,346.26
SOLDADO ANÓNIMO	\$ 20,556,238.56	\$ 1,027,811.93	\$ 21,584,050.49
LAS PEÑAS	\$ 5,592,156.82	\$ 279,607.84	\$ 5,871,764.66
EL RANGEL	\$ 2,037,877.12	\$ 101,893.86	\$ 2,139,770.98
MAJAHUA	\$ 3,678,354.65	\$ 183,917.73	\$ 3,862,272.38
PALOS MARÍAS	\$ 23,051,688.50	\$ 1,152,584.42	\$ 24,204,272.92

Tabla 32. Costo total con el GMP.

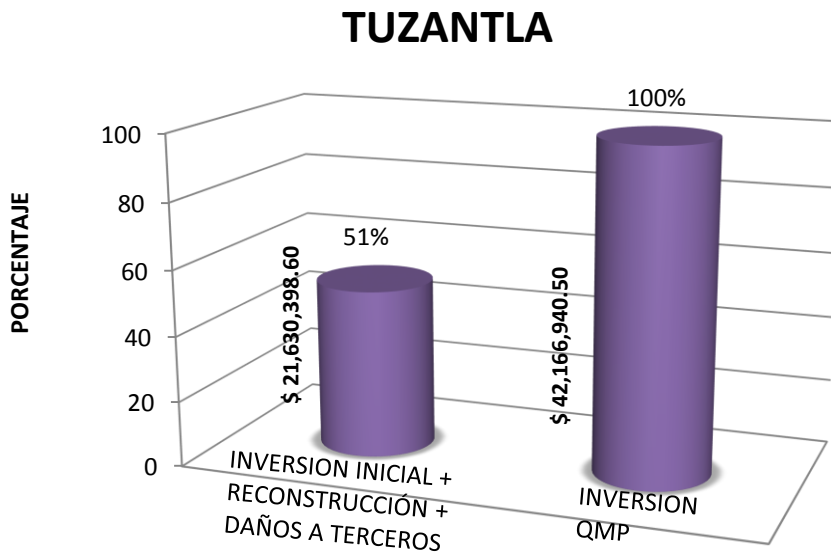
COMPARATIVOS DE COSTOS OBTENIDOS.

De acuerdo a los costos obtenidos se realiza el comparativo caso por caso para hacer el análisis correspondiente.

✚ Caso Tuzantla:

TUZANTLA	
COSTO INICIAL+RECONSTRUCCION +DAÑOS A TERCEROS	COSTO QMP
\$ 21,630,398.60	\$ 42,166,940.51

Tabla 33. Costos Tuzantla.



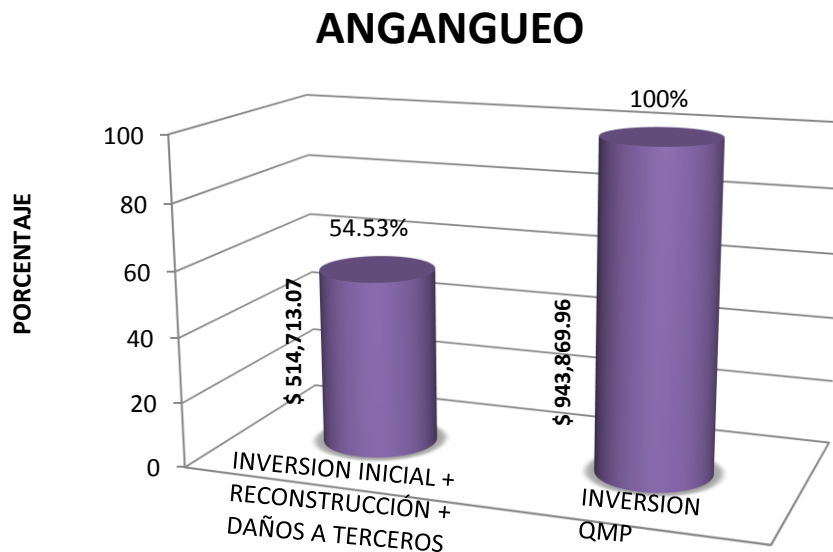
Gráfica 27. Comparativo Tuzantla.

Como se puede apreciar calculando los costos se obtiene una diferencia del doble de inversión con respecto a diseñar la obra con el **“Gasto Máximo Probable”**, con esto se puede también observar que si se presentara una avenida máxima es probable que la estructura no presente la capacidad adecuada de acuerdo a este estudio.

✚ Caso Angangueo:

ANGANGUEO	
COSTO INICIAL+RECONSTRUCCION +DAÑOS A TERCEROS	COSTO QMP
\$ 514,713.07	\$ 943,869.96

Tabla 34. Costos Angangueo.



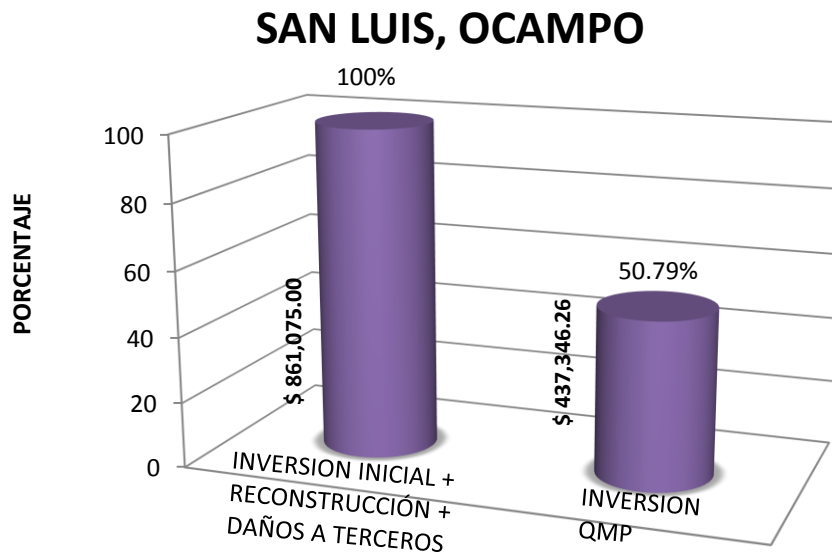
Gráfica 28. Comparativo Angangueo.

De la misma manera que el caso Tuzantla se observa una inversión mayor diseñando con el “*Gasto Máximo Probable*”, ”, con esto se puede también observar que si se presentara una avenida máxima es probable que la estructura no presente la capacidad adecuada de acuerdo a este estudio.

✚ Caso San Luis, Ocampo.

SAN LUIS, OCAMPO	
COSTO INICIAL+RECONSTRUCCION +DAÑOS A TERCEROS	COSTO QMP
\$ 861,075.00	\$ 437,346.26

Tabla 35. Costos San Luis, Ocampo.



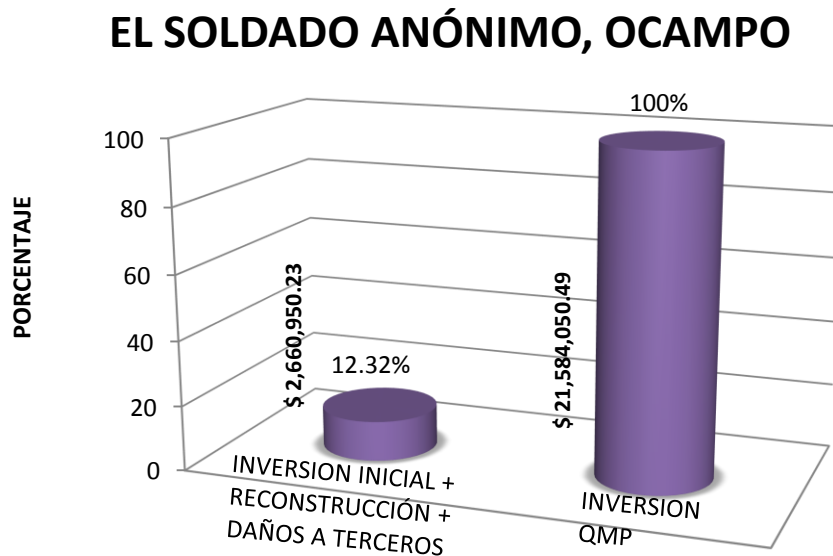
Gráfica 29. Comparativo San Luis, Ocampo.

Para este caso se presentó un mayor gasto que pasa por la obra reconstruida que el **“Gasto Máximo Probable”** por lo que se observa que se encuentra sobrada un 50% ya que esta obra presenta un área de cuenca muy pequeña, lo cual indica que no presentará problemas hidráulicos.

✚ Caso El Soldado Anónimo, Ocampo.

EL SOLDADO ANONIMO, OCAMPO	
COSTO	
INICIAL+RECONSTRUCCION +DAÑOS A TERCEROS	COSTO QMP
\$ 2,660,950.23	\$ 21,584,050.49

Tabla 36. Costos El Soldado Anónimo, Ocampo.



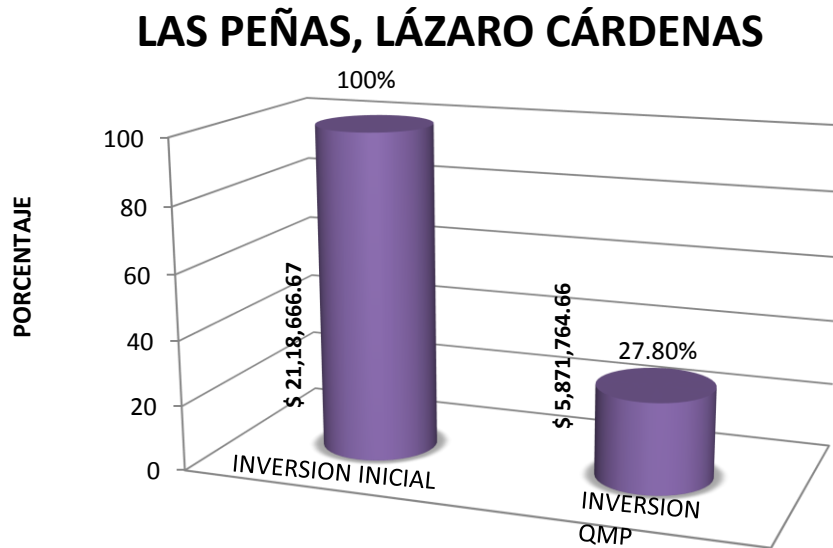
Gráfica 30. Comparativo El Soldado Anónimo, Ocampo.

En este caso en particular se puede observar mucha diferencia con respecto a la inversión, aun tomando en cuenta los costos de reconstrucción y daños a terceros, esto debido a que el área de la cuenca es muy grande para la obra de drenaje, pero por factibilidad no es conveniente colocar una estructura de mayor tamaño dado que este camino solo conduce a una población.

✚ Caso Las Peñas, Lázaro Cárdenas.

LAS PEÑAS, LÁZARO CÁRDENAS	
COSTO	
INICIAL+RECONSTRUCCION +DAÑOS A TERCEROS	COSTO QMP
\$ 21,118,666.67	\$ 5,871,764.66

Tabla 37. Costos Las Peñas, Lázaro Cárdenas.



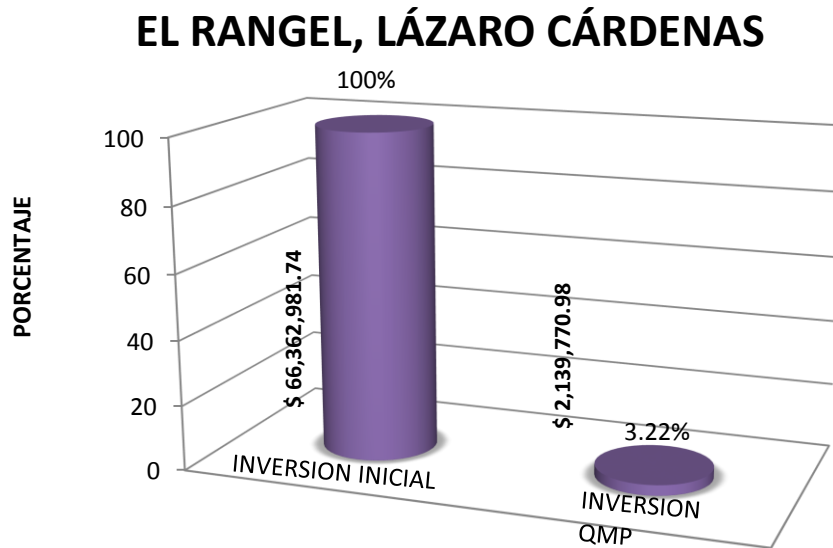
Gráfica 31. Comparativa Las Peñas, Lázaro Cárdenas.

En este caso por ser un puente nuevo no hubo reconstrucción ni daños a terceros, sin embargo presenta una inversión de mas del doble si se hubiera diseñado con el QMP, pero se comprueba que no presentará problemas hidráulicos, esto debido que el área hidráulica es muy amplio porque se rigió el diseño de acuerdo a una modernización del tramo carretero.

✚ Caso El Rangel, Lázaro Cárdenas.

EL RANGEL, LÁZARO CÁRDENAS	
COSTO	
INICIAL+RECONSTRUCCION +DAÑOS A TERCEROS	COSTO QMP
\$ 66,362,981.74	\$ 2,139,770.98

Tabla 38. Costos EL Rangel, Lázaro Cárdenas.



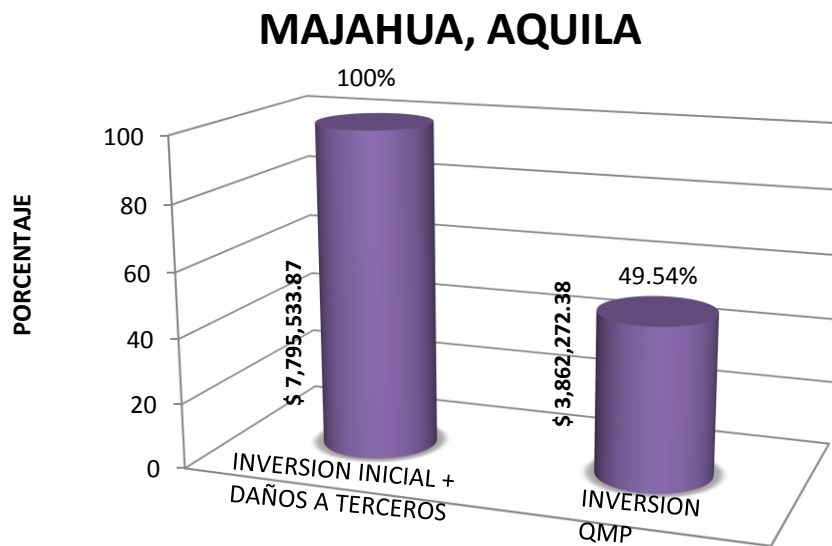
Gráfica 32. Comparativo El Rangel, Lázaro Cárdenas.

En este caso igual que el de *Las Peñas* se observa mayor inversión que si se hubiera diseñado tomando como parámetro principal el área hidráulica, pero con este caso podemos comprobar que la estructura funcionará hidráulicamente estable.

✚ Caso Majahua, Aquila.

MAJAHUA, AQUILA	
COSTO INICIAL+RECONSTRUCCION +DAÑOS A TERCEROS	COSTO QMP
\$ 7,795,533.87	\$ 3,862,272.38

Tabla 39. Costos Majahua, Aquila.



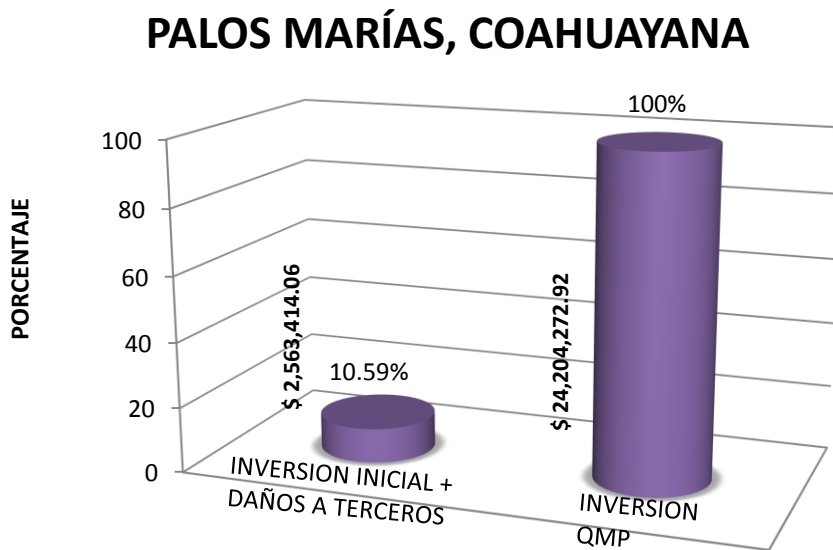
Gráfica 33. Comparativo Majahua, Aquila.

En este caso se presenta un puente tipo “fusible” nombrado así por su comportamiento durante avenidas máximas, donde presenta falla en los taludes de acceso obstruyendo el paso de usuarios y mercancías, generando mayor costos por daños a terceros en este caso por la actividad económica, lo que nos marca que debe realizarse una obra nueva la cual debe de tener la capacidad necesaria para no interrumpir la circulación y por lo tanto no se presenten perdidas económicas como las que presenta actualmente.

✚ Caso Palos Marías, Coahuayana.

PALOS MARÍAS, COAHUAYANA	
COSTO INICIAL+RECONSTRUCCION +DAÑOS A TERCEROS	COSTO QMP
\$ 2,563,414.06	\$ 24,204,272.92

Tabla 40. Costos Palos Marías, Coahuayana.



Gráfica 34. Comparativa Palos Marías, Coahuayana.

Para este caso se presenta la falta de una estructura en el cruce, pero se pretende realizar una obra “deficiente” de acuerdo al estudio que se realizó con el GMP ya que se encuentra en una cuenca grande y en una avenida máxima puede presentar problemas por lo que se pretende comprobar que se debiera realizar una obra de mayor tamaño y capacidad para que a futuro no presente fallas y la inversión no aumente a lo largo del tiempo.

9.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- ⊙ Al aplicar la metodología en diversos casos de estudio donde difieren de tamaño e importancia se observó que esta metodología se puede utilizar para analizar de diferentes formas a las obras de drenaje carretero.
- ⊙ En el caso de puentes reconstruidos, como en el caso de Tuzantla se presenta la capacidad requerida para un evento de magnitudes como la del 2010, y así como en este caso también se puede utilizar para analizar otras obras que presentan focos rojos en el sistema SIPUMEX.
- ⊙ Para el caso de obras de drenaje menor se pueden verificar las capacidades y tratar de corregir que se construyan obras o muy chicas o muy grandes pudiendo diseñar adecuadamente con la metodología; o en su caso de no existir diseño alguno poder utilizar la metodología para diseñar la obra.
- ⊙ Se recomienda que tanto para obra de drenaje menor como mayor se sigan realizando estudios tanto Hidrológicos como Hidráulicos para su diseño y debido a la simplicidad de esta metodología se tomara para revisión del diseño.
- ⊙ Cabe señalar que al aumentar la información requerida se podrá hacer aun más eficaz la metodología.

10.- NUEVAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.

A partir de esta línea de investigación se podrá generar nuevas líneas dentro del área tanto de la hidrología como la hidráulica aplicada en las vías terrestres, como son:

- ✚ Investigación sobre socavación en apoyos de obras de drenaje, tomando en cuenta su área hidráulica.

- ✚ Comportamiento Hidráulico de puentes del sistema SIPUMEX.

BIBLIOGRAFIA.

- ✚ Estudios hidráulicos-hidrológicos para puentes, M-PRY-CAR-1-06-004/00
- ✚ Actualización de las envolventes regionales de gastos máximos para la república mexicana,
Aldo I. Ramírez-Orozco
Juan F. Gómez-Martínez
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Daniel F. Campos-Aranda
Universidad Autónoma de San Luis Potosí. México
- ✚ FUNDAMENTOS DE HIDROLOGÍA DE SUPERFICIE,
Francisco Javier Aparicio Mijares
- ✚ Comisión Nacional para el Conocimiento y Uso de la Biodiversidad
<http://www.conabio.gob.mx/>
- ✚ Informe de labores, SCT
<http://www.sct.gob.mx/uploads/media/SCT-inflab-2000-2001.pdf>,
http://www.sct.gob.mx/uploads/media/4to_IL_SCT_2009-2010.pdf
- ✚ Resumen Nacional de Conservación de Carreteras 2010 y 2011, SCT
<http://dgcc.sct.gob.mx/index.php?id=704>
<http://dgcc.sct.gob.mx/index.php?id=810>
- ✚ Datos Viales SCT 2013
- ✚ Cartas Topográficas y datos Económicos del Estado de Michoacán, Inegi
- ✚ Hidráulica de canales abiertos
Ven Te Chow