



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES DE ARAGÓN

ESTUDIOS Y PROYECTO CONCEPTUAL
HIDRÁULICO Y GEOTÉCNICO DEL PUENTE
ACONTITLA, VERACRUZ

DESARROLLO DE UN CASO PRÁCTICO

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

MARCO ANTONIO NICANOR MARQUEZ

ASESOR:

ARTURO MACIAS FERREIRA



MÉXICO 2017



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

A mi exjefa de trabajo:

ING. ANA MARÍA PEREZ VILLEDA

Te doy las gracias por nacer en mí el interés de retomar mis estudios y de guiarme a estudiar una carrera muy interesante, compleja y gratificante como lo es Ingeniería Civil, y que a pesar de cometí muchos errores mientras trabajamos juntos, nunca dejaste de creer en mí y viste en mí la fuerza necesaria para jamás darme por vencido y no decaer ante cualquier obstáculo. Quiero mencionar que cuando me solicitabas que te acompañaría a alguna reunión con los clientes, podía ver que a pesar de ser una mujer joven, sabías defender nuestra empresa a capa y espada, respondiendo de forma muy inteligente y con tenacidad, como vulgarmente un veterano ingeniero te llegó a nombrar: eres todo un viejo lobo de mar. Tus debates eran impresionantes y siempre hacías brillar tu inteligencia ante cualquier personalidad por más experimentada que fuera y con grados de estudios superiores. Siempre me dejabas con la boca abierta y en mi interior pensaba que estaba al lado de una excelente maestra y una inspiración. Simplemente gracias por iluminar mi camino.

A mi madre:

BONIFACIA MARQUEZ CRUZ

También te agradezco porque a pesar de que yo mismo llegue a pensar que mi sendero se había perdido, tú tampoco dejaste de creer en mí y esperaste pacientemente a que terminará una carrera profesional con ilusión. Más que nada te doy las gracias porque siempre me apoyaste económicamente y me sigues apoyando cuando las cosas se ponen difíciles. Eres una inspiración para mí por ser una mujer muy trabajadora y muy inteligente; a pesar de que mis abuelos no te brindaron educación alguna, y más que nada te admiro porque tampoco te das por vencida a pesar de todos los problemas que tenemos día a día.

Gracias por preocuparte por mi; qué si he comido, qué si me falta algún material, que si tengo dinero para los pasajes, y simplemente gracias por darme la vida y por estar con migo, gracias por todo madre.

A mi asesor:

ARTURO MACIAS FERREIRA

Agradezco la enseñanza brindada, su verdadera entrega en las materias que tome con usted, fue una guía para mí y mis compañeros en el ámbito de las estructuras. Gracias por brindarme los conocimientos, habilidades y el profesionalismo necesarios para ver la carrera de Ingeniería Civil desde otro ángulo, y no como algo automatizado y mecánico; sobre todo por dirigir de forma excelente este trabajo, que para mi representa un sueño más: mi futura titulación. También permítame hacerle mi más grande admiración y respeto que le tengo, siendo para mí un gran ejemplo a seguir.

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Mi más sincero agradecimiento a la máxima casa de estudios, por abrirme las puertas en la Facultad de Estudios Superiores de Aragón, ya que es difícil entrar en esta institución, sobre todo a las aspirantes que no recibimos una pre-educación incorporada a la UNAM. Es de respeto y admiración haber pertenecido a una universidad de gran prestigio, y no está por demás decir que es una de las mejores universidades del país, por el nivel académico que posee y el desarrollo tecnológico de la institución.

Porque ponemos en alto el nombre de México, todos los que egresamos de esta íntegra Facultad.

Al honorable Sínodo del Examen Profesional:

Compuesto por 4 excelentes profesionista que contribuyeron con sus sabios y valiosos comentarios para el desarrollo final de este trabajo:

- Ing. García Balanzar Oniel
- Ing. Ruiz González Gabriel
- Ing. Heras Cruz Ricardo
- M. en I. Dimas Chora José Antonio

TESIS

**“ESTUDIOS Y PROYECTO CONCEPTUAL DEL PUENTE ACONTITLA,
VERACRUZ”**

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES SOBRE PUENTES	2
1.1 HISTORIA ANTIGUA DE LOS PUENTES EN MÉXICO	3
1.2 HISTORIA DE LOS PUENTES EN MÉXICO (EDAD CONTEMPORANEA)	4
1.3 DEFINICIÓN DE PUENTE	5
1.4 ANALISIS DE PROYECTO DE UN PUENTE	6
1.5 UBICACIÓN DEL PUENTE	6
1.6 ESTUDIOS	7
1.6.1 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS	7
1.6.1 ESTUDIOS HIDRÁULICOS	8
1.6.2 ESTUDIOS DE CIMENTACIÓN	10
1.6.1 ESTUDIOS DE CONSTRUCCIÓN	11
1.7 DIVISIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES	12
1.8 ESPACIAMIENTO ENTRE PILAS, ORIENTACIÓN Y TIPO	16
1.9 TIPOS DE PUENTES MÁS USUALES EN LA CONAGUA	16
1.10 ESPECIFICACIONES	17
1.11 CARGAS QUE SE DEBEN CONSIDERAR EN EL PROYECTO	17
CAPÍTULO 2 ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS	21
2.1 TIPO DE OBRA	22
2.2 CARRETERA	22
2.3 TRAMO	24
2.4 LOCALIZACIÓN	24
2.5 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA	24
2.6 INFORME FOTOGRÁFICO	25
2.7 EXPLORACIÓN Y MUESTREO	30
2.7.1 NÚMERO, TIPO Y PROFUNDIDAD DE SONDEOS	30
2.7.2 TIPOS DE MUESTRAS	30
2.7.1 PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO	30
2.8 PRUEBAS DE LABORATORIO	31
2.9 ESTRATIGRAFÍA Y TIPO DE FORMACIÓN	35
2.9.1 TIPO DE FORMACIÓN GEOLÓGICA: SUELOS O ROCAS	35
2.10 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN	37
2.10.1 CIMENTACIÓN PROFUNDA	37
2.11 SOCAVACIÓN	39
2.11.1 SOCAVACIÓN GENERAL	39
2.11.1 CÁLCULOS DE SOCAVACIÓN GENERAL	41
2.11.2 SOCAVACIÓN LOCAL	47
2.11.1 SOCAVACIÓN LOCAL POR EL MÉTODO DE YAROSLAVTZIEV	49
2.11.1 SOCAVACIÓN EN ESTRIBOS POR EL MÉTODO DE ARTAMONOV	54

CAPÍTULO 3 ESTUDIO TOPOHIDRÁULICO E HIDROLÓGICO	57
3.1 ANTECEDENTES	58
3.2 TRABAJO REALIZADO	58
3.2.1 TRABAJO DE CAMPO	58
3.2.2 TRABAJO DE GABINETE	59
3.3 ÁREA DE LA CUENCA	59
3.4 INFORME FOTOGRÁFICO TOPOHIDRÁULICO	61
3.4.1 CÁLCULO DE LA VELOCIDAD MEDIA	63
3.5 MÉTODO DE CREAGER	66
3.6 PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA	68
3.6.1 MÉTODO DE TAYLOR - SCHWARZ	69
3.7 MÉTODO HIDROLÓGICO PARA EL CÁLCULO DE AVENIDAD MÁXIMAS	71
3.7.1 MÉTODO RACIONAL	71
3.7.2 MÉTODO VEN TE CHOW	76
3.8 RESUMEN	81
CAPÍTULO 4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	82
4.1 DE LOS ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS	83
4.2 DE LOS ESTUDIOS TOPOHIDRÁULICO E HIDROLÓGICO	83
PLANOS Y ANEXOS	85
BIBLIOGRAFÍA	86

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Croquis de localización del sitio de cruce, km: 5+189.0	23
Figura 2. Vista del sitio de cruce.	25
Figura 3. Dirección del cauce.	25
Figura 4. Aguas abajo del cauce (1 de 2).	26
Figura 5. Aguas abajo del cauce (2 de 2).	26
Figura 6. Aguas arriba del cauce (1 de 2).	27
Figura 7. Aguas arriba del cauce (2 de 2).	27
Figura 8. Máquina ubicada en el sondeo 1.	28
Figura 9. Acercamiento de máquina en el sondeo 1.	28
Figura 10. Máquina ubicada en el sondeo 2.	29
Figura 11. Acercamiento de máquina en el sondeo 2.	29
Figura 12. Carta de Plasticidad del libro Mecánica de Suelos de Juárez Badillo. Editorial Limusa. Edición 2016. Pág. 65.	31
Figura 13. Perfil estratigráfico del Puente "Acontitla"	36
Figura 14. Valores de K_f y b_1 que depende de la forma de la nariz de la pila y el ángulo de incidencia.	52
Figura 15. Gráfica para determinar el coeficiente K_v	53
Figura 16. Gráfica para determinar el coeficiente K_H	53
Figura 17. Intersección por los estribos (1 de 2). Método de Artamonov. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1992).	54
Figura 18. Intersección por los estribos (2 de 2). Método de Artamonov. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1992).	55
Figura 18. Delimitación de la cuenca con ayuda de Autocad.	60
Figura 19. Nivelación del eje hacia la margen derecha.	61
Figura 20. Nivelación del fondo aguas abajo.	61
Figura 21. Nivelación del fondo aguas arriba.	62
Figura 22. Levantamiento de topografía.	62
Figura 23. Cálculo del cauce más largo con ayuda de Autocad.	68
Figura 24. Cálculo del cauce más largo con ayuda de Autocad.	69
Figura 25. Isoyetas de intensidad de lluvia (mm/hr) de la SCT.	73
Figura 26. Isoyetas de intensidad de lluvia (mm/hr) de la SCT.	73
Figura 27. Obtención del factor de reducción del pico Z , solo del primer valor y del último, con base a la relación d/tp del libro: M-PRY-CAR-1-06-004-00.	79

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Resultados de los estudios de laboratorio del sondeo 1.	32
Tabla 2. Resultados de los estudios de laboratorio del sondeo 2.	32
Tabla 3. Registro de exploración del sondeo 1.	33
Tabla 4. Registro de exploración del sondeo 2.	34
Tabla 5. Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos del libro Mecánica de Suelos de Juárez Badillo Tomo II. Editorial Limusa. Edición 2016. Pág. 371.	38
Tabla 6. Resultados para el cálculo de A_H	43
Tabla 7. Valores de K	44
Tabla 8. Valores de β	45
Tabla 9. Resultados en el formato de SCT de socavación general y local	46
Tabla 10. Diámetros equivalentes para suelos cohesivos	54
Tabla 11. Coeficiente de corrección K_θ Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).	55
Tabla 12. Coeficiente de corrección K_Q Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).	55
Tabla 13. Coeficiente de corrección K_Q Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).	56
Tabla 14. Valores del coeficiente n de rugosidad de Manning (Obtenida del Hydraulic Design Handbook, Mays, L. W.)	64
Tabla 15. Cálculo de valores de S_n .	70
Tabla 16. Valores del coeficiente "C" de la fórmula racional.	74
Tabla 17. Selección del tipo de escurrimiento N. Tipo A: suelos gruesos-No cohesivos, Tipo D: suelos finos-cohesivos	78
Tabla 18. Cálculos del método de Ven Te Chow con periodo de retorno de 50 años.	80
Tabla 19. Cálculos del método de Ven Te Chow con periodo de retorno de 100 años.	80
Tabla 20. Tabla de resultados del estudio hidrológico del puente Acontitla sobre Arroyo S/Nombre.	81

OBJETIVO

Trabajar adecuadamente los datos de proyecto para formular la conceptualización (anteproyecto) del puente Acontitla. Se obtendrán los datos hidráulicos de gasto y velocidad de la corriente. Además se propondrá el tipo de cimentación, la profundidad de desplante, se calculará la capacidad de carga de los elementos de cimentación, a partir de los resultados obtenidos del estudio geotécnico. Por último se calculará la socavación general, la socavación local (si la hubiese) y la socavación en los estribos.



[Fotografía sin título de descripción del trabajo]. Recuperado de <http://www.info7.mx/galeria/puente-baluarte-el-atirantado-mas-grande-del-mundo/1690722>

Puente Baluarte Bicentenario. Puente atirantado localizado en la Sierra Madre Occidental en los límites de los estados de Durango y Sinaloa, sobre la zona del Espinazo del Diablo, uniendo a Durango y Mazatlán, en México. Fue de 2012 a 2016 el puente atirantado más alto del mundo, por lo que recibió el reconocimiento Récord Guinness.

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES SOBRE PUENTES

“Algunas de nuestras obras serán centenarias, incluso memorables, pero no hay que engañarse, lo perdurable es la obra de los poetas”.

José Antonio Fernández Ordoñez, Ingeniero de puentes.

1.1 HISTORIA ANTIGUA DE LOS PUENTES EN MÉXICO

Antes de la conquista, para comunidad de los traficantes y otros viajeros, había caminos públicos, que se componían todos los años pasada la estación de lluvias. En los montes y en los sitios desiertos había casa labradas a propósito para albergar a los caminantes; y en los ríos, barcas, puentes y otras máquinas que podían fácilmente pasarse.

Sus puentes eran de piedras o de madera; los primeros puentes no eran muy comunes. El puente más singular de los usados, era el que los españoles llamaron hamaca. Era un tejido de cuerdas naturales de cierto árbol, más flexible que el mimbre¹, pero más grueso y fuerte, llamado en América bejuco, cuyas extremidades colgaban de dos árboles de las orillas opuestas quedando tejido colgando en medio, a guisa² de columpio. Todavía se ven puentes de esta especie en algunos ríos. Los españoles no se atreven a pasarlos; pero los indios lo hacen con tanta intrepidez, como si pasasen el más sólido puente de piedra, sin curarse de las oscilaciones del tejido, ni la profundidad de la corriente. En general puede decirse, que siendo todos los antiguos mexicanos buenos nadadores, no tenían necesidad de puente, sino cuando la rapidez del agua o por el peso que llevaban al hombro no podían pasar a nado.

Lo que no se transportaba por agua se llevaba al hombro; y para esto había una infinidad de hombre de carga, llamados Tlamama, o Tlameme. Acostumbrábanse desde niños a aquel ejercicio, en que habían de emplearse toda su vida. La carga regular era de cerca de setenta libras, y el camino diario que hacían, quince millas; pero hacían viajes de doscientas y trescientas. (Francesco & Saverio Clavigero, 1917)

¹ Rama larga, delgada y flexible de este arbusto que se utiliza para hacer cestos, muebles y otros objetos.

² Modo, manera.

1.2 HISTORIA DE LOS PUENTES EN MÉXICO (EDAD CONTEMPORANEA)

Al desarrollarse la tecnología del concreto reforzado, empezaron a construirse estructuras complejas con este material. Al principio, únicamente losas planas de 10 m de claro máximo y posteriormente, losas sobre vias nervaduras³ hasta de 15 m de claro. Para claros mayores se seguían recurriendo al acero estructural.

Sin embargo, pronto se observó que el concreto era un material mucho más económico que el acero, porque se fabricaba al pie de la obra con elementos locales. La Secretaría de Comunicaciones fue pionera en México en la instalación de laboratorios para el control de calidad de los materiales de la construcción y para la implementación de las normas correspondientes. El desarrollo de esta tecnología permitió obtener concretos de mayor resistencia y de mayor confiabilidad.

La aplicación del concreto reforzado en los puentes comunes de claros pequeños y modernos, se hizo, prácticamente, general. Al observarse la gran influencia que los moldes tenían en el precio unitario del concreto surgió la superestructura de solo dos nervaduras, innovación nacional respecto a la práctica de la época.

Aunque la idea del concreto es muy antigua, no pudo materializarse en las obras de ingeniería civil mientras no se desarrollaron los concretos y acero de alta resistencia que, por una parte, permitían la aplicación de grandes fuerzas externas y por otra, reducían las pérdidas que esas fuerzas experimentaban, como consecuencia de las deformaciones diferidas.

La aplicación del concreto presforzado a los puentes se da, por primera vez, en Europa, al término de la segunda guerra mundial y se ve impulsada en ese continente, por la necesidad de reconstruir numerosos puentes destruidos por la guerra.

³ Parte esencial del sistema de losa reticular, ya que es el elemento estructural responsable de la resistencia de la losa, la cual trabaja en dos direcciones.

La construcción de puentes en México presenta una larga trayectoria que se incrementa con la creación de la Comisión Nacional de Caminos en 1925, durante el régimen del Presidente Plutarco Elías Calles. A partir de entonces, se formularon programas y normas para la integración de una red de carreteras. Este organismo fue incorporado en el año de 1931 a la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas, en la cual ya se había establecido la Dirección de Ferrocarriles y Navegación. (del Rfo, 2002)

1.3 DEFINICIÓN DE PUENTE

De acuerdo al Instituto Mexicano de Transporte (IMT⁴); un puente es una estructura con longitud de seis (6) metros, que se construye sobre corrientes o cuerpos de agua cuyas dimensiones quedan definidas por razones hidráulicas. (Transporte, 2001)

El concepto anterior deja fuera a los puentes vehiculares, considerándolos como viaductos⁵ y pasos inferiores o superiores vehiculares.

Este tipo de obras de ingeniería deben de cumplir con dos requisitos fundamentales, el primero es que se debe proyectar y construir con el menor costo posible y el segundo requisito es que deben cumplir con los objetivos técnicos y sociales para lo cual fueron creados.

El diseño de un puente es todo un proceso sistemático y de síntesis, donde a partir del análisis se hace uso de información procedente de diversas disciplinas como: Topografía, Geotecnia, Ingeniería de Tránsito, Ingeniería Hidráulica, Análisis estructural y Costos.

⁴ Órgano desconcentrado de la SCT, creado por acuerdo presidencial el 15 de abril del 1987, prevé soluciones al sector transporte y logístico en México, público y privado.

⁵ De acuerdo al IMT es una estructura que se construye sobre barrancas, zonas urbanas, u otros obstáculos y cuyas dimensiones quedan definidas por razones geométricas, dependiendo principalmente de la rasante de la vialidad y del tipo de obstáculo que cruce.

1.4 ANALISIS DE PROYECTO DE UN PUENTE

Para cualquier caso en que las especificaciones recomienden el uso de una fórmula empírica, está podrá substituirse por un análisis racional basado en la teoría correspondiente, aprobado por la Comisión de Puentes y Estructuras de la AASHTO⁶, siempre y cuando los esfuerzos resultantes se ajusten a los establecido en las propias especificaciones.

1.5 UBICACIÓN DEL PUENTE

Al efectuar el trazo preliminar de una ruta, deberá seleccionarse cuidadosamente el sitio de cruce de las corrientes fluviales, con objeto de reducir al mínimo los costos de construcción, conservación y reposición de los puentes. Asimismo, deberá estudiarse el curso de los meandros⁷, y en caso necesario, rectificar el de la corriente mediante obras de encauzamiento y otras medidas que pudieran reducir los problemas de erosión y posible pérdida de las estructuras. Las cimentaciones de los puentes que se construyan transversalmente a un cauce modificado, deberán proyectarse tomando en cuenta posibles ensanchamientos o una mayor profundidad de dicho cauce. Cuando existan grandes zonas inundables, deberá considerarse la necesidad de construir terraplenes de acceso por escasa altura para facilitar el paso de avenidas extraordinarias⁸ sobre la rasante del camino y evitar así la pérdida de las estructuras. Si resulta necesaria la construcción de estructuras de desfogue, para facilitar el escurrimiento natural de las aguas y reducir remansos⁹, habrá que seleccionar cuidadosamente tanto su ubicación como las dimensiones de las mismas, a fin de evitar socavaciones perjudiciales o cambios en el cauce del río. (Normas técnicas para el proyecto de puentes carreteros, Tomo I, 1984)

⁶ La Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes o por sus siglas en inglés AASHTO, de American Association of State Highway and Transportation Officials, es un órgano que establece normas, Públicas especificaciones y hace pruebas de protocolos y guías usadas en el diseño y construcción de autopistas en todo los Estados Unidos. A pesar de su nombre, la asociación representa no sólo a las carreteras, sino también al transporte por aire, ferrocarril, agua y transporte público.

⁷ Curva descrita por el curso de un río, cuya ondulación es pronunciada.

⁸ Estas son causadas por precipitaciones intensas sobre toda la parte de la cuenca o esta. Son difícilmente previsible, para ello se requiere de una red de monitoreo operada en tiempo real.

⁹ Termino asociado a la acción de detenerse, relajarse, aquietarse o quedarse tranquilo.

1.6 ESTUDIOS

Para el proyecto de un puente los estudios pueden considerarse en:

- Estudios de campo
- Estudios de gabinete

A su vez los estudios de campo estarán divididos en:

- Topográficos
- Hidráulicos
- De Cimentación
- De Tránsito
- De Construcción

1.6.1 Estudios topográficos

La ubicación del puente y las características tanto en planta como en elevación del terreno en que se debe construir el puente obligan a realizar los estudios topográficos, que esencialmente comprende:

- a) Reconocimiento de la zona de los cruces posibles.
- b) Levantamiento general de la zona de los cruces.
- c) Levantamiento configurado del terreno en la zona de cada cruce, que se apoyará en poligonales cerradas, se hará por medio de secciones o con estadía¹⁰.

¹⁰ También llamado estadal, es una regla graduada que permite mediante un nivel topográfico, medir desniveles, es decir diferencia de altura.

d) Levantamiento detallado de una faja de terreno a uno y otro lado del eje del cruce.

e) Estudio de los tramos de liga del cruce con el resto de la línea para juzgar del alineamiento de las pendientes y del costo de esos tramos.

f) Sección transversal del curso de agua, indicando los niveles de aguas máximas extraordinarias, máximas ordinarias y mínimas, o de las vías de comunicación en el cruce.

1.6.1 Estudios Hidráulicos

Es de gran importancia en el proyecto de un puente determinar las características hidráulicas del curso de agua que se va a cruzar, ya que obtenidos estos datos podremos determinar el caudal o gasto máximo que pasa a través de la sección hidráulica por cruzar, la velocidad que alcanza cuando se presenta la máxima avenida, la frecuencia, la duración, el nivel del agua las zonas que inunda, la dirección de la corriente; la sección de que se trata, ya sea un canal, un dren o un río, y el espacio libre vertical entre el nivel máximo del agua y la superestructura.

Debido a los estudios topográficos realizados en el lugar del cruce, se tendrá conocimiento de la sección hidráulica que se va a cruzar, de la vía de comunicación o de la depresión¹¹ del terreno en cuestión.

Determinada la sección hidráulica del cruce, se procederá a estimar el gasto máximo, si se trata de un canal, este gasto se conocerá ya que va a ser constante o disminuirá, si se trata de un dren o un río, el reconocimiento del gasto se logrará por alguno de los métodos que a continuación se nombran.

¹¹ Parte o porción de la superficie de un terreno inferior o más hundido que las partes que la rodean.

1. **Método directo (Estaciones de aforo).** Por este método la Secretaría de Recursos Hidráulicos¹² editó Boletines Hidrológicos de diferentes regiones y cuencas de la República Mexicana.

2. **Métodos indirectos.** Si el ingeniero no cuenta con boletines de la zona de cruce, se tiene que valer de métodos indirectos.

Dos son los métodos indirectos para calcular el gasto máximo en estas condiciones:

a) Fórmulas de escurrimiento: Burkli-Ziegler¹³, Dickens, Ganguillet¹⁴, Italiana.

b) Método de sección y pendiente.

El principal peligro de fracaso de un puente es la socavación, que es el arrastre del fondo del cauce del río debido a la velocidad del agua. Esto equivale a que si el desplante de la superestructura no queda a salvo de la socavación se producirá la falla de la estructura y como consecuencia una parte o la pérdida total de la inversión; si por el contrario el desplante se excede, se hará una inversión innecesaria y por tanto antieconómica. Este tema se abordará más adelante.

¹² Fue una Secretaría de estado de México creada en 1946 por el presidente Miguel Alemán Valdés encargada del tema del aprovechamiento y conservación del agua. En 1976 fue sustituida por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Es por tanto, uno de los antecedentes administrativos de la moderna Comisión Nacional del Agua.

¹³ Investigador nacido en Suiza (1833-1894) que hizo observaciones de lluvia extraordinarias en la ciudad de Zúrich, midió los gastos reales de las tuberías de desagüe, los relacionó con el área de la ciudad y la intensidad de lluvia.

¹⁴ Émile Oscar Ganguillet (1818-1894). Ingeniero suizo, jefe del Departamento de Obras Públicas de Berna, que junto con Kutter desarrolló una expresión para determinar la pérdida de flujo de caída libre.

Siendo estos datos de los más importantes, deberán considerarse también los siguientes estudios hidráulicos.

- Estimación del coeficiente de rugosidad (n)
- Medir el diámetro máximo de los cuerpos arrastrados por la corriente en avenidas (cantos, boleos, gravas, etc.)
- Fijar NAMO, NAME, NADI¹⁵.
- Investigar época de estiaje¹⁶.
- Determinar las dimensiones de los cuerpos flotantes más grandes (árboles, ramas, etc.)

1.6.2 Estudios de Cimentación

El proyectista debe contar con un buen estudio de campo, lo más apegado a la realidad, sobre los materiales que componen el subsuelo. Estos datos, nos proporcionarán la resistencia necesaria del terreno, con el cual se dará la profundidad necesaria a la cimentación, y se proyectará con seguridad y economía la cimentación adecuada.

Para conocer los materiales del subsuelo del cruce se recurre a varios métodos, como:

- a) Sondeos a cielo abierto
- b) Sondeos con barrena de mano
- c) Sondeos con máquina rotatoria extractora de muestras
- d) Método sísmico.

¹⁵ NAMO: Nivel de Aguas Máximo Ordinario, Nivel Aguas Máximo Extraordinario, Nivel de Aguas de Diseño.

¹⁶ Nivel de caudal mínimo que alcanza un río o laguna en algunas épocas del año, debido principalmente a la sequía.

e) Método de refracción¹⁷.

1.6.1 Estudios de Construcción

Para los estudios de construcción debemos tomar en cuenta cuatro puntos a saber:

a) Materiales disponibles en calidad, cantidad y costo. Esto requiere hacer un reconocimiento del lugar para saber si hay bancos de arena y grava, en caso de que se puedan usar para la fabricación de concreto; saber si hay agua y si es buena para su aprovechamiento en el concreto, de no ser así, localizar donde hay el agua aprovechable y su distancia de acarreo.

La obtención de madera para el cimbrado, o el empleo de cimbras metálicas.

Aunque es común que el contratista obtenga directamente de los fabricantes el acero de refuerzo y el cemento, también deberá hacerse un análisis del comercio local para estimar lo que es más conveniente y económico para la obra.

b) Acceso a la obra. El ingeniero encargado del estudio de campo deberá reportar las vías de comunicación cercanas a la obra tales como ferrocarriles, caminos, brechas, consignando las distancias de estas vías a la obra, también deberán tomarse en cuenta oficinas de telégrafos, correos, radio, etc.

c) Sueldos y jornales de la región. Este aspecto es de vital importancia, deberá conocerse los salarios de obreros calificados (albañiles, herreros, mecánicos, operadores de equipo, soldadores, sobrestantes¹⁸, buzos, etc.) y peones.

¹⁷ Método que mide el tiempo de propagación de las ondas elásticas, transcurrido entre un sitio donde se generan ondas sísmicas y la llegada de estas a diferentes puntos de observación.

¹⁸ El que dirigiendo a cierto número de obreros ejecuta determinadas obras bajo la dirección de un técnico.

d) Condiciones generales de la región. Esto comprende un estudio socio-económico de la región cerca al puente, así como las condiciones climatológicas, de gran importancia en el avance de la obra.

Generalmente cuando se decide la construcción de un camino, es porque se han estudiado y fijado las características básicas de él. La razón principal es la importancia socioeconómica de las poblaciones que unirá el camino, esto nos determinará, los carriles de circulación, ancho de carril, velocidad de operación en diferentes tramos, pendientes, curvas verticales y horizontales, tipo de vehículos a considerar; todas estas consideraciones nos determinarán el ancho de calzada del puente y nos servirán para fijar las características estructurales del mismo (carga viva, carga muerta, ancho de calzada, etc.), si el puente se proyectará con banquetas para peatones, o sin ellas y la buena visibilidad en el tramo de cruce.

1.7 DIVISIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES

Con la concentración de estos datos de campo, en gabinete, se tienen los datos necesarios para el proyecto y elección de puente. Con estos informes es ahora necesario hacer una división general de los puentes; que a continuación se hará:

a) Por la forma de efectuar el cruce:

- Cruce normal
- Cruce esviado¹⁹

b) Por su alineamiento:

- En curva
 - Vertical

¹⁹ Se dice que un puente tiene esviaje ó que está construido en esviaje, cuando su tablero no es rectangular. Esto quiere decir que la horizontal de los apoyos del tablero forman un ángulo distinto a 90 grados, con el eje longitudinal del tablero.

- horizontal

- En pendiente
- De madera

c) Según el material empleado:

- De mampostería
 - Piedra
 - Tabique
 - Concreto simple
 - Concreto ciclópeo.
- Concreto armado
- Fierro estructural
- Cables metálicos

d) Según su tamaño:

- Alcantarillas
- Puentes
- Viaductos

e) Por su altura

- Altos
- Medianos
- Bajos

f) De acuerdo con la posición del piso en la superestructura.

- De paso inferior
- De paso a través
- De paso superior

g) Por su uso

- Para caminos
- Para ferrocarriles
- Mixtos (camino y ferrocarril)
- Puente canal
- Puente para peatones

h) Por su duración

- Provisionales
- Definitivos

i) Por su condición

- Puentes fijos
 - Provisionales
 - Definitivos
- Puentes móviles
 - Giratorios

- Basculantes²⁰
- Levadizos
- Sumergibles²¹
- Puentes desmontables
 - Enhuacalados²²
 - De caballete²³
 - Con flotadores²⁴
 - Trabes de celosía²⁵
 - Tipo Bailey²⁶

j) Según su anchura e importancia

- Un carril
- Dos carriles
- Etc.

²⁰ Tipo de puente móvil que se construye sobre canales navegables a fin de facilitar el paso de embarcaciones por debajo sin necesidad de elevar la traza de la carretera.

²¹ Tipo de puente móvil que hace descender el tablero del puente por debajo del nivel de agua para permitir el tráfico marítimo.

²² Tipo de puente construido hasta el siglo XIX dentro de un cajón de madera apoyado con durmientes del mismo material donde las locomotoras pasaban sin novedad. El término es Náhuatl.

²³ Tipo de puente ferroviario con una serie de soportes de marco rígido para soportar el tablero sobre el que discurría la vía férrea. Están construidos en madera inicialmente en el norte de América y posteriormente en acero, al igual que en los lugares de Europa en los que se han realizado.

²⁴ Tipo de puente que consiste básicamente en un tablero apoyado sobre una serie de elementos flotantes que sirven para mantenerlo en una situación más o menos fija.

²⁵ Armadura o celosía en una estructura reticular de barras rectas interconectadas en nudos formando triángulos planos o pirámides tridimensionales.

²⁶ Tipo de puente desmontable portátil prefabricado diseñado para uso militar, utilizado para salvar luces de hasta 60 metros mediante ensamblado de elementos de unos 3 metros de longitud, fácilmente transportables en camión.

Esta división general de los puentes, nos permitirá hacer un estudio adecuado de la obra, los proyectos que se elaboran en la Secretaría de Recursos Hidráulicos, con en su mayoría de carácter definitivo por lo cual, con todos los pasos anteriores, se procede en gabinete al proyecto, en sus etapas de proyecto estructural y económico, este ultimo de vital importancia ya que el estudio económico dependerá de que la obra se lleve a cabo o no, y de ser así en otra solución que satisfaga las necesidades del cruce.

1.8 ESPACIAMIENTO ENTRE PILAS, ORIENTACIÓN Y TIPO

Las pilas de un puente deben ubicarse de acuerdo con los requerimientos de la navegación y de manera que produzcan la mínima obstrucción a la corriente. En general, deben colocarse paralelamente a la dirección que ésta tiene, en épocas de avenidas. Asimismo, para dar paso a los materiales de arrastre y a los hielos, los claros del puente y el espacio libre vertical deberán tener la amplitud adecuada, de acuerdo con tipo de pila, y en caso necesario, emplear desviadores de materiales de arrastre. Cuando se empleen grandes ataguías²⁷ en los techos de ríos con corrientes divagantes²⁸, deberán tomarse medidas especiales para evitar la socavación. (Normas técnicas para el proyecto de puentes carreteros, Tomo I, 1984)

1.9 TIPOS DE PUENTES MÁS USUALES EN LA CONAGUA

Los proyectos de puentes más usuales en la CONAGUA²⁹ son para cruce de camino o ferrocarril, con lo que el estudio se reduce, siendo estos proyectos en su mayoría de concreto reforzado, salvo alguna excepción en que el proyecto lo requiera, se harán de acero estructural.

²⁷ Elementos temporales, que se usan para encauzar flujos de agua. Su uso es común cuando se realizan obras de infraestructura en causes de ríos, y surge la necesidad de desviar el flujo de agua, para conseguir un área de trabajo seca.

²⁸ Aquel río sin lecho fijo que cambia constantemente.

²⁹ Comisión Nacional del Agua.

Dentro de los proyectos de concreto reforzado, y por su economía tendremos una gran cantidad de soluciones:

Losa plana maciza, losa plana aligerada, losa nervaduras (dos, tres, cuatro, etc.); según los claros por salvar dependiendo directamente de la longitud total del claro; la superestructura, estará apoyada sobre dos estribos, o dos caballetes, en caso de ser un claro; y al presentarse una solución de varios claros, sobre pilas intermedias.

Por los estudios de tránsito ya vistos, se determinarán las cargas vivas y el número de carriles de circulación; uno, dos o cuatro; es recomendable el proyecto con carriles de circulación pares, puesto que se prevén menos accidentes que con números impares.

1.10 ESPECIFICACIONES

Las especificaciones que se usan en la CONAGUA para cruce de camino, son las proporcionadas por la AASHTO mismas que se usan en la SCT³⁰, que sirven en la mayor parte de los proyectos que se hacen en nuestro país. Estas especificaciones sirven como ayuda para el cálculo del proyecto, ya que la principal aplicación en resistencia de materiales, estabilidad, etc., se basan en los conocimientos del proyectista.

1.11 CARGAS QUE SE DEBEN CONSIDERAR EN EL PROYECTO

- a) Carga permanente
- b) Carga móvil
- c) Efecto dinámico de la carga móvil o impacto.
- d) Empuje de viento

³⁰ Secretaría de Comunicaciones y Transportes, de México. Es la Secretaría de Estado encargada de administrar, controlar y operar los medios y método de transporte conocidos y por conocerse; así como sus fines de uso.

- e) Otras cargas, si existen: (Fuerzas longitudinales, térmicas, fuerza centrífuga, empuje de tierras, subpresión, fuerzas sísmicas, esfuerzos de montaje).

La siguiente información es importante para el diseño de un puente, aunque esté fuera de los alcances del desarrollo de este caso práctico denominado: Estudios y Proyecto Conceptual Hidráulico y Geotécnico del Puente Acontitla, Veracruz.

Para la consideración de carga móvil en puentes para camino, se consideran vehículos y de estos, dos divisiones: los denominados con letra H seguido de un número (H5, H10, H15 y H20) y los designados con las letras HS (HS15 y HS20). Las primeras consisten en un camión de dos ejes o en cargas equivalentes, en donde el número indica el peso total del camión cargado, en toneladas norteamericanas.

Las cargas HS consisten en un camión tipo con semirremolque o en unas cargas equivalentes.

En lo que concierne a carriles de circulación, si el piso es de madera y la separación entre nervaduras o trabes, maestras es mayor de 1.98 m la carga equivalente por carril de circulación o los camiones tipo deben considerarse que ocupan un ancho de 3.05 m. En caso de que el piso sea concreto la separación entre largueros o entre trabes maestra es mayor de 3.20 m, la carga equivalente o la carga de los camiones tipo deben considerarse que ocupan también un ancho de 3.05 m.

Este ancho de 3.05 m se supone con el mínimo necesario para la circulación de un vehículo tipo.

A cada carril de circulación de la calzada del puente, excluyendo cualquier camellón, le corresponde un ancho: $W = W_c/N$; en donde W_c es el ancho total entre guarniciones, y N es el número de carriles de circulación.

Deberá tenerse en cuenta que las ruedas de los camiones queden cuando menos a 0.61 m (2 ft) del límite de su carril de circulación o del paramento³¹ de las guarniciones.

Para la aplicación de cargas, la carga equivalente por carril de circulación o los vehículos tipo deben considerarse como unidad, de tal forma que no puedan considerarse fracciones.

Las solicitaciones producidas en las estructuras por las cargas móviles deben incrementarse para tener en cuenta los esfuerzos adicionales debidos a los efectos dinámicos, vibratorios y de impacto que esas mismas cargas producen. Así, las cargas tipo deberán multiplicarse por un factor mayor que uno para incluir su valor directo.

Para valuar este efecto debido al impacto, emplearemos la fórmula

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10}$$

En donde:

I= Impacto en por ciento (máximo 30%)

L= Longitud en metros de la porción del claro que debe ser cargada para producir el máximo esfuerzo en el miembro.

Las fuerzas debidas a la presión del viento por m² sobre el área expuesta, se aplicarán en todas las estructuras. El área considerada será la suma de las proyecciones verticales de las áreas de todos los miembros, incluyendo el sistema de piso y el parapeto, a 90° con el eje longitudinal de la estructura.

³¹ cada una de las caras de todo elemento constructivo vertical, en este caso las paredes de las guarniciones.

GENERALIDADES SOBRE PUENTES

Para las fuerzas longitudinales se tendrá en cuenta el efecto de una fuerza longitudinal de 5% de la carga viva sobre todos los carriles que lleven tránsito de vehículos en la misma dirección. (Dependencia de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1971)



Amaral, T. (Sin año de creación). Puente Matute Remus [fotografía]. Recuperado de <http://archinect.com/echaurimoralesarquitectos/project/puente-matute-remus>

Puente Matute Remus. Puente atirantado ubicado en la avenida Lázaro Cárdenas en el estado de Jalisco, México. Cuenta con tres carriles de circulación por sentido (3.40 metros de ancho) y un parque lineal bajo su estructura. La obra concluyó en enero del 2011.

CAPÍTULO 2 ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

“El hombre se descubre cuando se mide con un obstáculo, una alegoría que nos remite a pensar en las fascinantes edificaciones que nos ayudan a brincar obstáculos: los puentes”.

*Antoine de Saint-Exupéry*³²

³² Antoine Marie Jean-Baptiste Roger Conde de Saint-Exupéry (1900-1944) fue un escritor y aviador francés, autor de la famosa obra: El principito.

2.1 TIPO DE OBRA

La Secretaría de Comunicaciones del Gobierno del Estado de Veracruz, con recursos de FONDEN³³, proyecta construir un puente aproximadamente a 5 km del camino que parte de Paso del Pital hacia Acontitla, se encuentra el cruce con un arroyo sin nombre, con esta obra se pretende agilizar la extracción de productos hacia la zona más comercial de la región, y de ahí hacia el resto del estado y del país. Actualmente para cruzar el arroyo, el paso actual de vehículos se realiza por un puente vado³⁴ de losa de concreto para un solo carril. Debido a que el área hidráulica es escasa se planeó construir un puente, lo que llevó a que se contratara la realización de los estudios topohidráulico y el de mecánica de suelos, el presente constituye a este último, y en el siguiente capítulo se abarcará el primero.

2.2 CARRETERA

El sitio donde se proyecta construir el puente se encuentra a la entrada del poblado de Acontitla, Veracruz y cerca al entronque con la autopista que sirve de libramiento a la Ciudad de Poza Rica; la corriente en la zona de cruce se presenta en un tramo de poco sinuoso³⁵.

³³ Fondo de Desastres Naturales. Instrumento financiero de cargo de la Secretaría de Gobernación que responde de manera inmediata y oportuna, proporcionando suministros de auxilio y asistencia a la población que se encuentra ante la inminencia o alta probabilidad de que ocurra un fenómeno natural perturbador.

³⁴ Son los que se construyen mediante tubos o cajones de concreto hidráulico en cauces que presentan un gasto pequeño en forma permanente. Funcionan como alcantarillas conservando seca la superficie de rodamiento hasta el momento en que el gasto excede la capacidad de los tubos.

³⁵ Que tiene curvas y ondulaciones irregulares retorcidas y escabrosas en distintos sentidos.

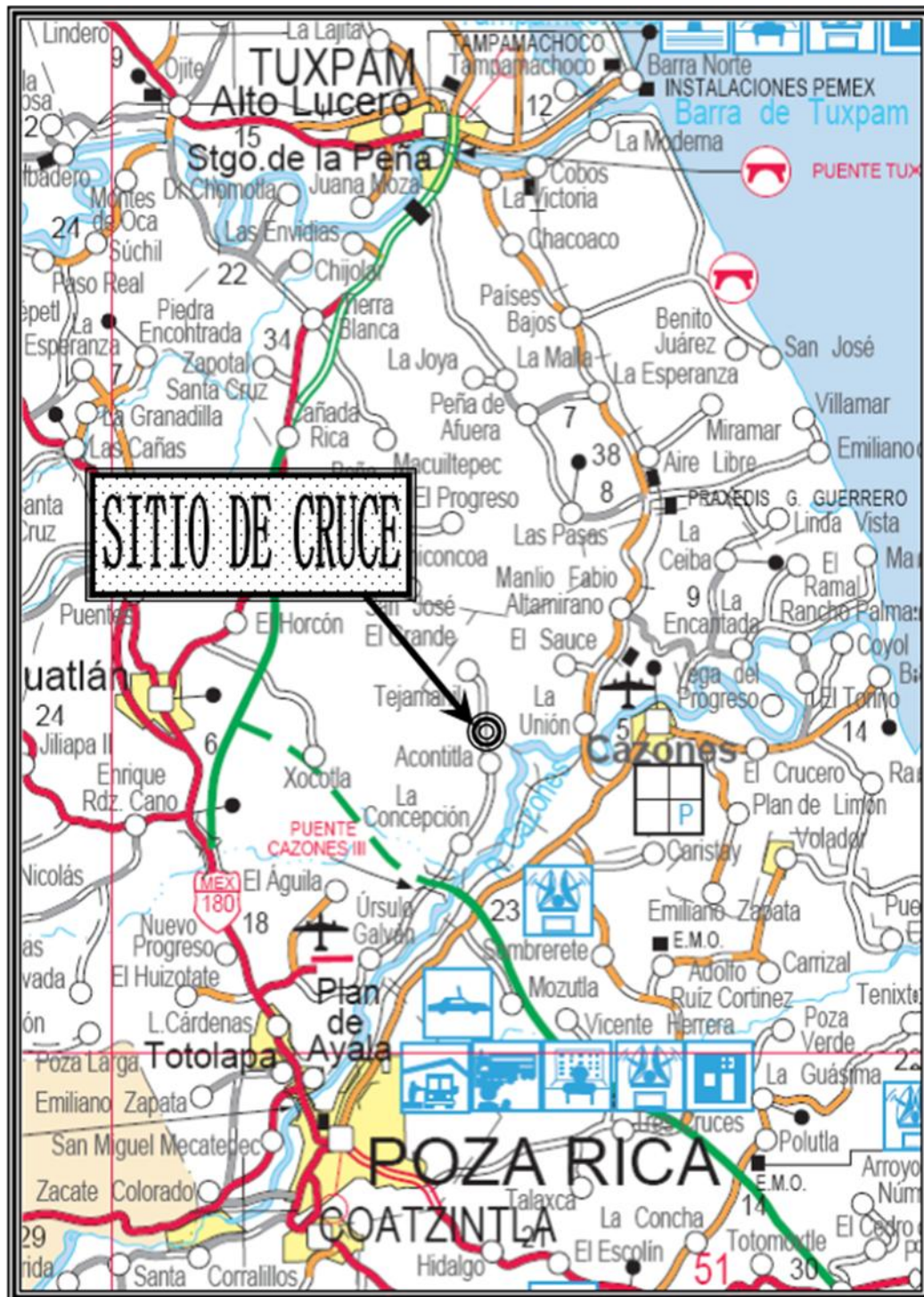


Figura 1. Croquis de localización del sitio de cruce, km: 5+189.0

2.3 TRAMO

Estará ubicado entre las estaciones 5+173.0 y 5+203.0, con esviaje de 15° derecha.

2.4 LOCALIZACIÓN

El sitio elegido para efectuar el cruce se ubica en el municipio de Tihuatlán, Veracruz.

Geográficamente se ubica entre las coordenadas 97° 22' 58.2" de longitud oeste y 20° 40' 51.0 de latitud norte.

2.5 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

La topografía en el sitio es de lomerío³⁶ suave y procede también de una zona similar, por lo que se pueden esperar velocidades bajas.

Fisiográficamente se ubica en la Planicie Costera del Golfo. Geológicamente el cauce del arroyo en la zona de cruce, se ubica muy cercano al contacto entre tres zonas, dos caracterizadas por rocas de origen sedimentario, lutitas³⁷ y areniscas del Oligoceno³⁸ To(lu-ar) y areniscas del terciario Medio Tm(ar) y suelos de origen aluvial del Cuaternario Q(al).

Debido a que no se conocía el espesor de los suelos que cubren a la roca y a que tampoco se conocen las características de los mismos, como: espesor, grado de intemperización, acomodo, etc., se tuvo que realizar una exploración de tipo profundo y tener las bases para realizar adecuadamente el estudio de mecánica de suelos, el cual a su vez arroja resultados necesarios para el proyecto.

³⁶ Superficie disectada de lomas y/o colinas, donde las cimas están aproximadamente al mismo nivel.

³⁷ Roca sedimentaria compuesta por partículas del tamaño de la arcilla y del limo.

³⁸ Su clave en cartas geológicas es: To. Periodo de la era Cenozoica que abarca desde el final del Eoceno (hace 34 millones de años) hasta el principio del Mioceno (hace 23 millones de años).

2.6 INFORME FOTOGRÁFICO



Figura 2. Vista del sitio de cruce.

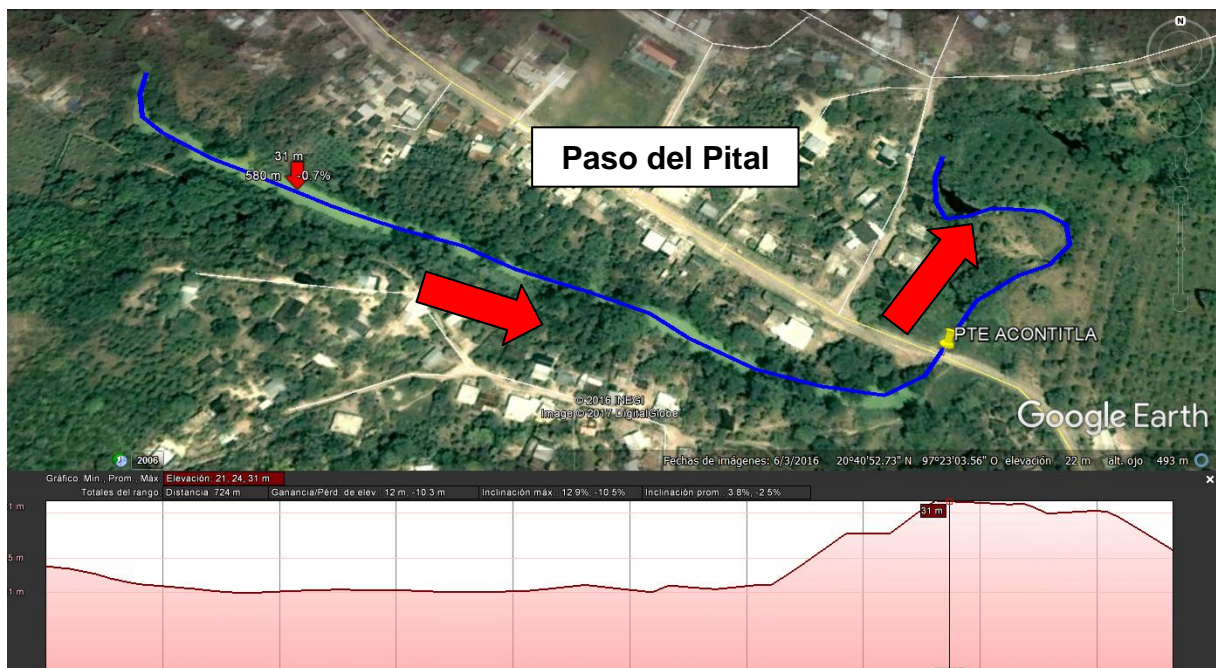


Figura 3. Dirección del cauce.

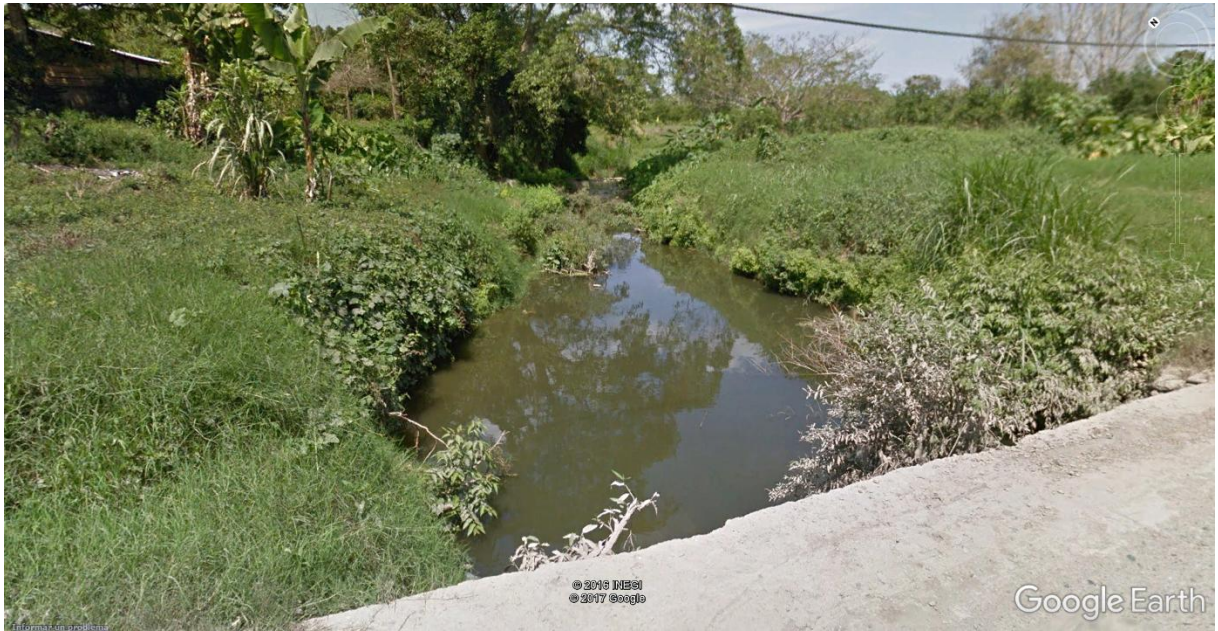


Figura 4. Aguas abajo del cauce (1 de 2).



Figura 5. Aguas abajo del cauce (2 de 2).



Figura 6. Aguas arriba del cauce (1 de 2).



Figura 7. Aguas arriba del cauce (2 de 2).



Figura 8. Máquina ubicada en el sondeo 1.



Figura 9. Acercamiento de máquina en el sondeo 1.



Figura 10. Máquina ubicada en el sondeo 2.



Figura 11. Acercamiento de máquina en el sondeo 2.

2.7 EXPLORACIÓN Y MUESTREO

2.7.1 Número, tipo y profundidad de sondeos

Con el fin de conocer la geología³⁹ a detalle se efectuó una visita previa, donde se verificó el tipo de material que pudiera encontrarse, para estar en posibilidad de programar el número de sondeos, su ubicación y la profundidad a la que pudieran llevarse, así como para verificar las dificultades de acceso a los sitios por explorar.

Se programaron y realizaron dos sondeos; ejecutados por el método de penetración estándar, avance mediante lavado y rotación al encontrar roca o fragmentos de ella. Se ubicaron uno en cada margen. Se les denominó S-1 y S-2, su localización según el levantamiento topográfico corresponde para el S-1 a 4.5 m izquierda del km 5+174.0 y se llevó a una profundidad de 14.8 m y para el S-2 a 5.8 m izquierda del km 5+202.4, llevándose a una profundidad de 14.4 m.

2.7.2 Tipos de muestras

Con la penetración estándar⁴⁰ se obtuvieron muestras de suelo de tipo alterado a cada 0.60 m. A las muestras en campo se les sometió a una primera clasificación manual y visual y se empacaron en recipientes impermeables para evitar la pérdida de humedad en su traslado al laboratorio.

2.7.1 Profundidad del nivel freático

La profundidad del nivel freático registrada en el S-1 fue de: 1.40 m de profundidad del NTN⁴¹.

³⁹ Estudio del origen, estructura y composición de la Tierra.

⁴⁰ Aparato capaz de introducir una puntaza en el terreno mediante golpeo o por empuje. Su objetivo es medir la resistencia a la penetración a lo largo de una profundidad deseada. La resistencia del suelo se mide por el número de golpes, N, necesarios para hincar el SPT 30 centímetros.

⁴¹ Nivel de Terreno Natural.

La profundidad del nivel freático registrada en el S-2 fue de: 1.50 m de profundidad del NTN.

2.8 PRUEBAS DE LABORATORIO

En el laboratorio las muestras de suelo fueron sometidas a una segunda clasificación manual y visual, juntando las correspondientes a un mismo estrato para someterlas a pruebas encaminadas a su clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Contenido natural de agua (w)

Límite Líquido (L.L.)

Límite Plástico (L.P.)

Análisis granulométrico simplificado

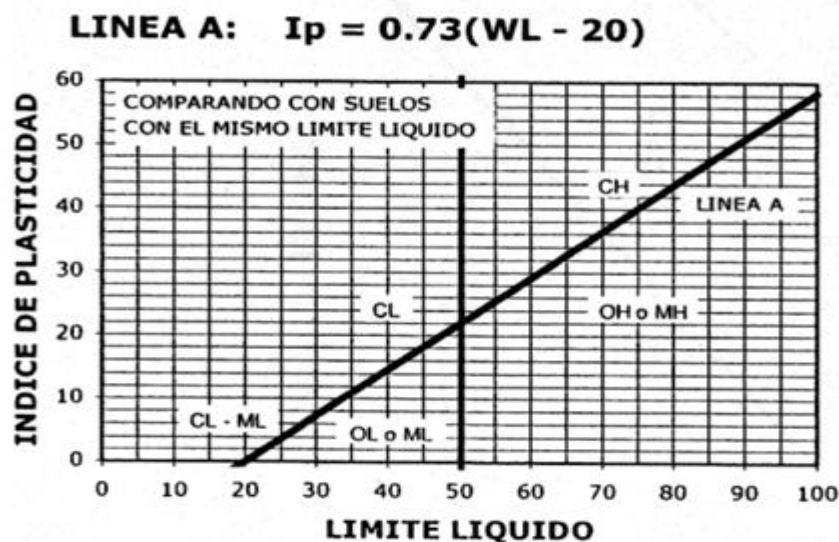


Figura 12. Carta de Plasticidad del libro *Mecánica de Suelos* de Juárez Badillo. Editorial Limusa. Edición 2016. Pág. 65.

Con la tabla anterior podemos realizar una clasificación de suelos de partículas finas a partir de las pruebas de laboratorio realizadas en las muestras obtenidas de los sondeos.

ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

Los resultados de los ensayos de laboratorio se incluyen en las tablas de resultados:

Obra:	“Puente Acontitla”								
Localización:	Carretera Paso del Pital – Acontitla								
Fecha:	Oct./2009								
Tipo de sondeo:	SPT								
REPORTE DE MUESTRAS ALTERADAS									
Sondeo	Prof. (m) (m)	Humedad %	Granulometría			Límites de consistencia			Clas. SUCS
			Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.	I.P.	
1	0.00 - 0.60	18.7	0	18	82	43	22	21	CL
	0.60 - 1.80	21.9	32	17	51	40	19	21	CL
	1.80 - 2.40	29.4	0	17	83	40	20	20	CL
	2.40 - 3.00	39.0	0	32	68	41	22	19	CL
	3.00 - 4.80	23.9	0	19	81	53	25	28	CH
	4.80 - 6.60	5.90	61	28	11	Material insuficiente			GC
	6.60 - 7.90	23.4	0	15	85	42	28	14	CL
	7.90 - 14.80	21.8	0	18	82	43	33	10	ML

Tabla 1. Resultados de los estudios de laboratorio del sondeo 1.

Obra:	“Puente Acontitla”								
Localización:	Carretera Paso del Pital – Acontitla								
Fecha:	Oct./2009								
Tipo de sondeo:	SPT								
REPORTE DE MUESTRAS ALTERADAS									
Sondeo	Prof. (m) (m)	Humedad %	Granulometría			Límites de consistencia			Clas. SUCS
			Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.	I.P.	
2	0.00 - 1.80	27.2	0	22	78	41	23	18	CL
	1.80 - 3.00	24.4	3	25	72	36	19	17	CL
	3.00 - 3.60	31.3	4	43	53	36	18	18	CL
	3.60 - 4.20	13.0	40	28	32	Material insuficiente			GC
	4.20 - 6.00	36.1	5	19	76	40	20	20	CL
	6.00 - 8.47	25.5	0	18	82	47	26	21	CL
	8.47 - 14.40	24.3	0	11	89	40	30	10	ML

Tabla 2. Resultados de los estudios de laboratorio del sondeo 2.

ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

Obra:	Puente Ocontitla	Sondeo: I	Elev.: 42.25 m	Perforista: G.C.R.
Ubicación	Camino Paso del Pital - Ocontitla, Tihuatlan, Ver.	Localización: Km 5+174.0, 4.5 m lzq.		
		Procedimiento: Penetración estándar lavado y rotación	Inicio: 15-10-09	
		Barra perf. AW	N. Freático: 1.40 m	Terminación: 16-10-09

PROF. (m)	Descripción	Muestra No.	De	A	N° de golpes en			Long., rec. (cm)	Observaciones
					10	20	30		
0.00	Arcilla limosa, color café claro.	1	0.00	0.60	3	- 9	- 4	36	Se hincó ademe BW, a 6.40 m.
0.60	Arcilla con grava, color café claro.	2	0.60	1.20	5	- 44	- 30	25	
		3	1.20	1.80	17	- 24	- 10	24	
2.40	Limo arenoso, color café claro.	4	1.80	2.40	2	- 5	- 3	20	
3.00	Arcilla, color café claro.	6	3.00	3.60	2	- 9	- 8	18	
		-	3.60	4.20	9	- 44	- 25	-	No recuperó muestra
4.80	Arena fina a gruesa, con gravas, café claro.	-	4.20	4.80	Rotación			-	No recuperó Muestra
		7	4.80	5.40	8	- 26	- 27	7	
		8	5.40	6.00	6	- 15	- 5	15	
		-	6.00	6.60	6	- 20	- 9	-	No recuperó muestra
		9	6.60	6.85	30	- 50/10		17	
			6.85	7.20	Lavado				
		10	7.20	7.30	50/10			8	
			7.30	7.80	Lavado				
		11	7.80	7.90	50/10			6	
		12	7.90	8.80	Rotación			56	
		13	8.80	9.80	Rotación			87	
		14	9.80	10.80	Rotación			82	
		15	10.80	11.80	Rotación			80	
		16	11.80	12.80	Rotación			53	
		17	12.80	13.80	Rotación			54	
		18	13.80	14.80	Rotación			82	
14.80	Fin del sondeo I								

Tabla 3. Registro de exploración del sondeo 1.

ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

Obra:	Puente Ocontitla	Sondeo: 2	Elev.: 47.34 m	Perforista: G.C.R.
Ubicación	Camino Paso del Pital - Ocontitla, Tihuatlan, Ver.	Localización: Km 5+202.4, 5.8 m lzq.		
		Procedimiento: Penetración estándar lavado y rotación	Inicio: 13-10-09	
		Barra perf. AW	N. Freático: 1.50 m	Terminación: 14-10-09

PROF. (m)	Descripción	Muestra No.	De	A	N° de golpes en			Long., rec. (cm)	Observaciones
					10	20	30		
0.00	Arcilla, color café claro.	1	0.00	0.60	2	- 4	- 3	32	Se hincó ademe BW, a 7.00 m.
0.60	Limo arcilloso, color claro.	2	0.60	1.20	3	- 4	- 3	34	
		3	1.20	1.80	3	- 4	- 2	28	
1.80	Limo, con gravas aisladas, color café claro.	4	1.80	2.40	2	- 4	- 2	32	
2.40	Limo, con gravillas aisladas, color gris claro.	5	2.40	3.00	2	- 5	- 2	28	
		6	3.00	3.60	3	- 9	- 19	18	No recuperó muestra
3.60	Arena fina a gruesa, con gravas, café claro	7	3.60	4.20	18	- 24	- 12	10	
4.20	Limo arcilloso, color gris claro.	8	4.20	4.80	3	- 4	- 3	32	
		-	4.80	5.40	2	- 7	- 3	-	No recuperó muestra
		9	5.40	6.00	2	- 3	- 5	26	
		10	6.00	6.20	30	- 50/05		12	
			6.20	6.60	Lavado				
		11	6.60	6.70	50/10			9	
			6.70	7.20	Lavado				
		12	7.20	7.28	50/08			7	
			7.28	7.80	Lavado				
		13	7.80	7.88	50/08			7	
			7.88	8.40	Lavado				
		14	8.40	8.47	50/07			6	
		15	8.47	9.40	Rotación			87	
		16	9.40	10.40	Rotación			82	
		17	10.40	11.40	Rotación			87	
		18	11.40	12.40	Rotación			65	
		19	12.40	13.40	Rotación			72	
		20	13.40	14.40	Rotación			85	
14.80	Fin del sondeo 2								

Tabla 4. Registro de exploración del sondeo 2.

2.9 ESTRATIGRAFÍA Y TIPO DE FORMACIÓN

2.9.1 Tipo de formación geológica: suelos o rocas

Como ya se señaló en la geología, el subsuelo de la zona está formado por roca sedimentaria predominantemente lutita, cubierta por suelos producto de su alteración y aluvial.

En el S-1 se encontró superficialmente una arcilla arenosa, con gravas aisladas color café, baja plasticidad y consistencia media a dura (CL); le subyace grava con arena arcillosa, color café claro, medianamente compacta (Gc); continua otra vez arcilla con arena y grava, color café claro, baja plasticidad y consistencia dura finalmente y hasta la profundidad explorada se tiene una lutita, color gris, poco alterada (lu). Mayores detalles en el perfil estratigráfico.

En el S-2 se encontró superficialmente una arcilla arenosa, color café, baja plasticidad y consistencia media a dura (CL); le subyace grava con arena arcillosa, color café claro, medianamente compacta (Gc); continua otra vez arcilla con arena y grava, color café claro, baja plasticidad y consistencia dura finalmente y hasta la profundidad explorada se tiene una lutita, color gris, poco alterada (lu). Mayores detalles en el perfil estratigráfico.

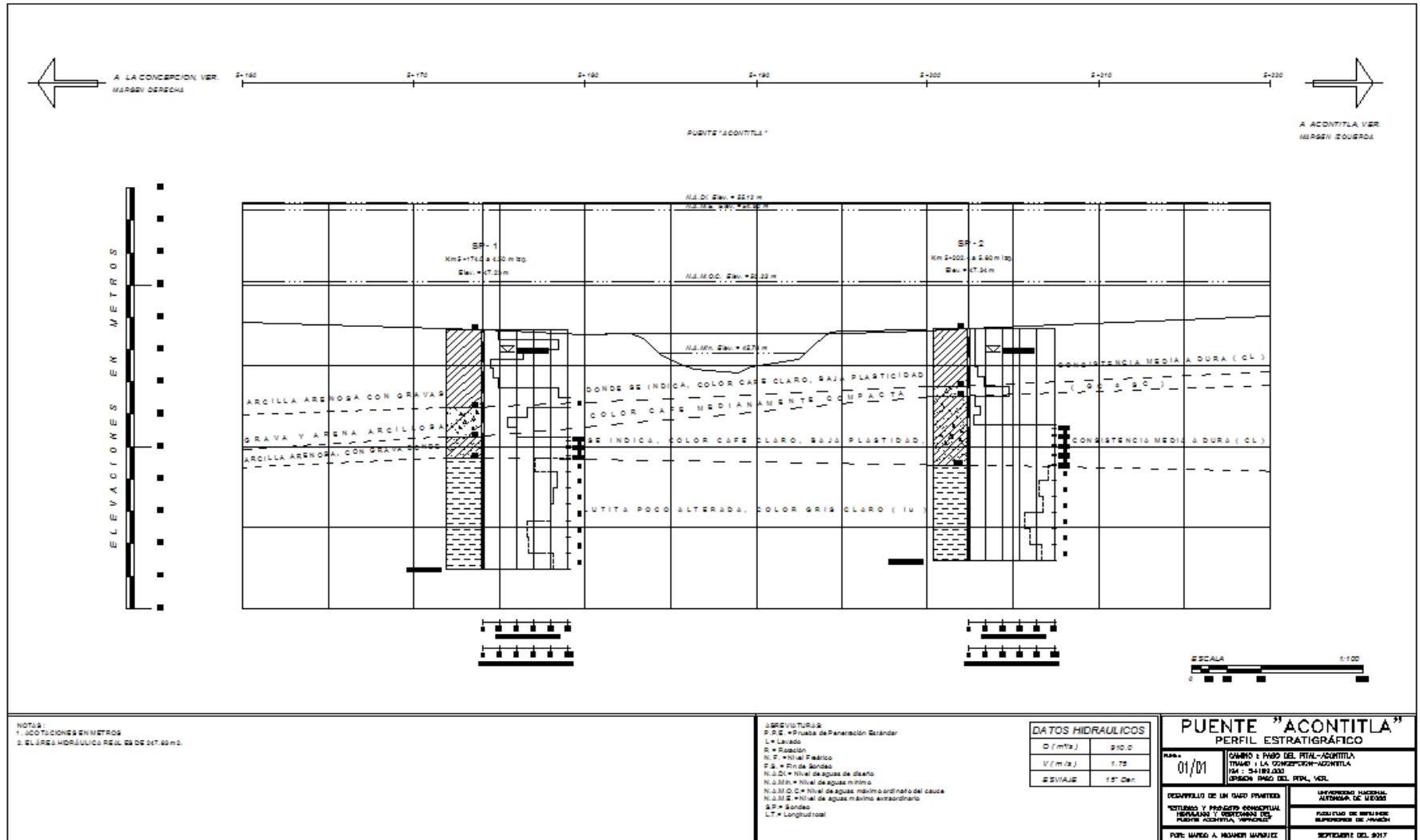


Figura 13. Perfil estratigráfico del Puente "Acontitla"

2.10 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

La estratigrafía encontrada en los sondeos corresponde con la geología de la región; el estrato resistente se encontró a una profundidad intermedia, el nivel freático se encuentra a poca profundidad pero la socavación es alta, incluso alcanzaría el estrato de lutita, aunque sabemos que las fórmulas de socavación no toman en cuenta la resistencia del suelo, si se podría presentar erosión, por lo que es conveniente empotrarse en la roca, lo suficiente para palear la posible erosión.

Puesto que el estrato resistente se encuentra a una profundidad intermedia de tal manera que la cimentación superficial sería incosteable, lo más conveniente es apoyar la estructura con una cimentación del tipo profunda

2.10.1 Cimentación profunda

El desplante se propone a una profundidad tal que se empotre en el estrato resistente dos veces el diámetro del pilote (2.40 m).

En este caso el apoyo 1, se apoyaría en un estrato puramente cohesivo, por lo que para el cálculo utilizaremos la expresión de Skempton:

$$q_c = C N_c + \gamma D_f$$

donde:

q_c = Capacidad de carga a la falla (t/m^2)

C = Cohesión del suelo (t/m^2)

γ = Peso volumétrico del suelo (t/m^3)

D_f = Profundidad de desplante (m)

B = Ancho o diámetro de la cimentación (m)

N_c ,= Factor de capacidad de carga que depende de lo que se penetre en el estrato resistente y del ancho de la cimentación (D/B).

D/B	Nc	
	Circulo	Largo
0.00	6.20	5.14
0.25	6.70	5.60
0.60	7.10	5.90
0.75	7.40	6.20
1.00	7.70	6.40
1.60	8.10	6.80
2.00	8.40	7.00
2.50	8.60	7.20
3.00	8.80	7.40
> 4.00	9.00	7.50

Tabla 5. Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos del libro *Mecánica de Suelos de Juárez Badillo Tomo II. Editorial Limusa. Edición 2016. Pág. 371.*

Obteniéndose:

$$q_c = C N_c + \gamma Df$$

$$q_c = 50.08 \text{ t/m}^2 (9) + 0.5 \text{ t/m}^3 (2.40 \text{ m})$$

$$q_c = 450.72 \text{ t/m}^2$$

$$q_{adm} = (450.72 \text{ t/m}^2 / 3) + 1.2 \text{ t/m}^2 = 151.44 \text{ t/m}^2$$

$$q_{pilote} = q_{adm} \times A_p$$

donde:

$$q_{pilote} = \text{Carga del pilote}$$

$$A_p = \text{Área de la punta del pilote}$$

$$q_{pilote} = 151.44 \text{ t/m}^2 \times 1.131 \text{ m}^2 = 171.28 \text{ t}$$

Utilizaremos 170 t/pilote

2.11 SOCAVACIÓN

Para proyectar un puente es muy importante predecir la magnitud de la erosión que el flujo del agua (cuando un cauce pase bajo el puente) podría provocar en el terreno de la cimentación. Su importancia radica en diseñar y construir puentes estables, duraderos y sobre todo económicos.

La mayoría de las fallas en puentes son provocadas por la socavación en sus apoyos; se produce un asentamiento y por consiguiente se produce la falla de la superestructura.

La socavación en cauces naturales se divide en dos grandes campos: socavación general y socavación local.

2.11.1 Socavación General

Es la profundidad hasta la cual el lecho es erosionado por debajo de su nivel aguas arriba del puente. Esta velocidad no existe en el caso de que el puente no genere un aumento en la velocidad de escurrimiento. (M. Somenson, 2015, pág. 70)

En los periodos de recesión de la corriente, los materiales de arrastre se vuelven a depositar en el fondo, y la elevación puede retomar poco a poco su elevación media original.

El método más usado para calcular la socavación general es el de Lischtván-Lebediev, el cual determina la condición de equilibrio entre la velocidad real de una corriente (V_r) y la velocidad requerida para erosionar el material del fondo (V_e), la cual se calcula en base a:

a) Para suelos granulares; es la mínima que mantiene un movimiento generalizado de partículas del fondo y obtiene:

$$V_e = 0.68 \beta D_m^{0.28} H_s^z$$

donde:

V_e : Velocidad erosiva

β : Coeficiente de frecuencia que depende del periodo de retorno de la avenida que se estudie.

D_m : Diámetro medio de las partículas del material granular en mm

z : Exponente variable que depende de D_m de la partícula

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 \text{ Log } T_r$$

Coeficiente de correlación o de ajuste= 0.9910, (Higuera C. y Pérez G. 1989).

T_r = tiempo de retorno

$$D_m = \sum D_i P_i$$

$$z = 0.394557 - 0.04136 \text{ Log } D_m - 0.00891 \text{ Log}^2 D_m$$

Coeficiente de correlación o de ajuste= 0.9983, (Higuera C. y Pérez G. 1989).

a) Para suelos cohesivos; tiene la fuerza para desprender y poner en suspensión a las partículas y se obtiene:

$$V_e = 0.60 \beta \gamma_m^{1.18} H_s^z$$

Donde:

γ_d : Peso específico de la muestra agua sedimento ton/m^3

x : Exponente variable que depende del peso volumétrico del material cohesivo seco.

$$X = 0.892619 - 0.58073 \gamma_m + 0.13675 \gamma_m^2$$

Coeficiente de correlación o de ajuste= 0.9985, (Higuera C. y Pérez G. 1989).

Cuando se estrecha un cauce por los fustes del puente, la velocidad (V_r) aumenta, así como la capacidad de arrastre de la corriente, por lo que el fondo comienza a erosionarse, el fondo desciende, y por consecuencia existe un aumento del área hidráulica (A) de la sección transversal del cauce, simultáneamente por la ley de la continuidad ($Q = A \cdot V_r$), al aumentar el área disminuye la velocidad hasta que se cumple $V_r = V_e$, en la cual cesa la socavación general del cauce.

Al considerar el espesor de la pila (ΔB) mostrada en la figura y aplicando la ley de la continuidad del gasto, se tiene:

$$\Delta Q = V \Delta A = V d_0 * \Delta B$$

Donde:

d_0 = Tirante original de la sección antes de la erosión.

2.11.1 Cálculos de Socavación General

Para el cálculo de la Socavación General se utilizaron datos del levantamiento topohidráulico y del estudio hidráulico, como son el gasto, esviaje y un perfil detallado.

Usando la expresión de Lischtvan-Lebediev para suelos cohesivos que son los que se tienen en la superficie del cauce:

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_0^{5/3}}{0.60 \gamma_d^{1.18} \beta} \right)^k$$

donde:

d_s = Profundidad de socavación (m)

d_0 = Tirante agua en el punto calculado (m)

γ_s = Peso volumétrico del material seco (t/m³)

β = Coeficiente en función del periodo de retorno

k = Coeficiente en función del tipo de suelo

α = coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{5/3} B_e \mu}$$

donde:

Q_d = Gasto (m³)

d_m = Tirante medio (m)

B_e = Ancho efectivo (m)

μ = Coeficiente de estrechamiento

Calculamos el área hidráulica de la siguiente forma:

No.	Distancia	Cota	d_o (m)	$d_o/2$ (m)	Área (m ²)
1	5,173.00	55.12			
2	5,173.50	46.98	8.14	4.07	2.04
3	5,180.00	46.84	8.28	8.21	53.37
4	5,182.60	47.02	8.10	8.19	21.29
5	5,183.40	46.68	8.44	8.27	6.62
6	5,184.40	45.74	9.38	8.91	8.91
7	5,185.40	45.17	9.95	9.67	9.67
8	5,186.40	44.75	10.37	10.16	10.16
9	5,189.00	44.56	10.56	10.47	27.21
10	5,189.70	44.93	10.19	10.38	7.26
11	5,192.50	45.42	9.70	9.95	27.85
12	5,193.50	46.41	8.71	9.21	9.21
13	5,194.30	47.10	8.02	8.37	6.69
14	5,195.10	47.13	7.99	8.01	6.40
15	5,200.00	47.21	7.91	7.95	38.95
16	5,202.50	47.33	7.79	7.85	19.63
17	5,203.00	55.12	0.00	3.90	1.95
					$\Sigma = 257.19 \text{ m}^2$

Tabla 6. Resultados para el cálculo de A_H

Calculamos área hidráulica esviada:

$$\cos 15^\circ * 257.19 = 248.43 \text{ m}^2$$

Cálculo del área de los apoyos:

$$(8.14 + 7.79) * 1.20 = 19.12 \text{ m}^2$$

$$\text{Área hidráulica efectiva } (A_H) = 248.43 - 19.12 = 229.31 \text{ m}^2$$

$$B_e = L - 0.50 \text{ m } (2) =$$

$$B_e = 30 \text{ m} - 1 \text{ m} = 29 \text{ m}$$

Calculamos el tirante medio:

$$d_m = \frac{Ah}{Be} = \frac{229.31}{29.00} = 7.91 \text{ m}$$

Sustituimos valores para obtener del coeficiente de sección dependiente

$$\alpha = \frac{636.61}{7.91^{5/3} * 29 * 0.99} = 0.707$$

El suelo que tenemos es cohesivo por tanto entramos a la siguiente tabla:

S. COHESIVO		S. NO COHESIVO	
γ_d (ton/m ³)	k	Dm (mm)	k
0.80	0.66	0.05	0.70
0.83	0.66	0.15	0.70
0.86	0.67	0.50	0.71
0.88	0.67	1.00	0.71
0.90	0.67	1.50	0.72
0.93	0.68	2.50	0.72
0.96	0.68	4.00	0.73
0.98	0.69	6.00	0.74
1.00	0.69	8.00	0.74
1.04	0.70	10.00	0.75
1.08	0.70	15.00	0.75
1.12	0.71	20.00	0.76
1.16	0.71	25.00	0.76
1.20	0.72	40.00	0.77
1.24	0.72	60.00	0.78
1.28	0.73	90.00	0.78
1.34	0.74	140	0.79
1.40	0.74	190	0.79
1.46	0.75	250	0.79
1.52	0.75	310	0.80
1.58	0.76	370	0.81
1.64	0.76	450	0.81
1.71	0.77	570	0.83
1.80	0.78	750	0.83
1.89	0.78	1000	0.84
2.00	0.79		

Tabla 7. Valores de K

Tr	β
1	0.77
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05
1000	1.07

Tabla 8. Valores de β

Ya que nuestro periodo de retorno es de 100 años, β es 1.00

Sustituimos valores conocidos para reducir la ecuación de socavación general de Lischtvan-Lebediev:

$$d_s = \left(\frac{0.707 d_0^{5/3}}{0.60 * 1.60^{1.18} * 1.00} \right)^{0.76}$$

$$d_s = 0.743 d_0^{0.76}$$

En esta ecuación se van a sustituir los diecisiete valores de d_0 para obtener la socavación en esos puntos.

En la tabla 10 se proporcionan los resultados obtenidos.

Puesto que no habrá apoyo central, no se calcula la socavación local en el cauce.

ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

$\alpha = \frac{Q_d}{dm^{5/3} Be \mu} = 0.707$

SUELO COHESIVO

$d_s = \left(\frac{\alpha d_o^{5/3}}{0.60 \gamma_d^{1.18} \beta} \right)^K = 0.743 \quad d_o = 1.267 \quad m$

SUELO NO COHESIVO

$d_s = \left(\frac{\alpha d_o^{5/3}}{0.60 D_m^{0.28} \beta} \right)^K = \quad d_o = \quad m$

Fig. A Definición del ancho efectivo Be

DATOS:

$Q_d = 636.61 \quad m^3/s$

$Ah = 229.31 \quad m^2$

$B = 30.00 \quad m$

$D_1, D_2 = 0.00 \quad m$

No. pilas = 0.00

Esviaje (θ) = 15.00 ° der

$B_s = 29.00 \quad m$

$d_m = A/B_s = 7.91 \quad m$

$V = Q_d/A_s = 1.12 \quad m/s$

$\mu = 0.99$

$Tr = 100.00 \quad años$

$\beta = 1.00 \quad Adim.$

$D_m = 6$

$\gamma_d = 1.60 \quad ton/m^3$

$k = 0.76$

$NA.D_i = 55.12 \quad m$

$D_{PILAS ESTRIBOS} = 1.20 \quad m$

Talud = 1.50 :1

TABLA No. 1 VALORES DE μ

V (m/s)	LONGITUD LIBRE ENTRE DOS PILAS (CLARO), EN m. (L)												TABLA No. 2 VALORES DE β		
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200	Tr	β
< 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1	0.77
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	5	0.86
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	10	0.90
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	20	0.94
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	50	0.97
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	100	1.00
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	500	1.05
> 4	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1000	1.07

TABLA No. 3 VALORES DE k

S. COHESIVO		S. NO COHESIVO	
γ_d (ton/m)	k	D_m (mm)	k
0.80	0.66	0.05	0.70
0.83	0.66	0.15	0.70
0.86	0.67	0.50	0.71
0.88	0.67	1.00	0.71
0.90	0.67	1.50	0.72
0.93	0.68	2.50	0.72
0.96	0.68	4.00	0.73
0.98	0.69	6.00	0.74
1.00	0.69	8.00	0.74
1.04	0.70	10.00	0.75
1.08	0.70	15.00	0.75
1.12	0.71	20.00	0.76
1.16	0.71	25.00	0.76
1.20	0.72	40.00	0.77
1.24	0.72	60.00	0.78
1.28	0.73	90.00	0.78
1.34	0.74	140	0.79
1.40	0.74	190	0.79
1.46	0.75	250	0.79
1.52	0.75	310	0.80
1.58	0.76	370	0.81
1.64	0.76	450	0.81
1.71	0.77	570	0.83
1.80	0.78	750	0.83
1.89	0.78	1000	0.84
2.00	0.79		

TABLA No. 4 RESULTADOS

No.	Distancia	Data	d_0 (m)	$d_p/2$	Área	d_s (m)	h (m)	SL (m)	ST	GRAF.	A. A.P.D.V.	$\alpha^* d_0^{5/2}$
1	5173.00	55.12	0.00			0.00	0.00		0.00	55.12		0.00
2	5173.50	46.98	8.14	4.07	2.04	10.58	2.44	5.13	7.57	39.41	9.77	23.27
3	5180.00	46.84	8.28	8.21	53.37	10.81	2.53		2.53	44.31		23.94
4	5182.60	47.02	8.10	8.19	21.29	10.51	2.41		2.41	44.61		23.08
5	5183.40	46.68	8.44	8.27	6.62	11.07	2.63		2.63	44.05		24.72
6	5184.40	45.74	9.38	8.91	8.91	12.66	3.28		3.28	42.46		29.48
7	5185.40	45.17	9.95	9.67	9.67	13.64	3.69		3.69	41.48		32.52
8	5186.40	44.75	10.37	10.16	10.16	14.37	4.00		4.00	40.75		34.84
9	5189.00	44.56	10.56	10.47	27.21	14.71	4.15		4.15	40.41		35.91
10	5189.70	44.93	10.19	10.38	7.26	14.06	3.87		3.87	41.06		33.84
11	5192.50	45.42	9.70	9.95	27.85	13.21	3.51		3.51	41.91		31.17
12	5193.50	46.41	8.71	9.21	9.21	11.52	2.81		2.81	43.60		26.05
13	5194.30	47.10	8.02	8.37	6.69	10.38	2.36		2.36	44.74		22.70
14	5195.10	47.13	7.99	8.01	6.40	10.33	2.34		2.34	44.79		22.56
15	5200.00	47.21	7.91	7.95	38.95	10.20	2.29		2.29	44.92		22.19
16	5202.50	47.33	7.79	7.85	19.63	10.00	2.21	4.70	6.92	40.41	9.35	21.63
17	5203.00	55.12	0.00	3.90	1.95	0.00	0.00		0.00	55.12		0.00
	30.00				257.19							

TIHUATLÁN, VERACRUZ
 PUENTE "ACONTITLA"
 CAMINO PASO DEL PITAL - ACONTITLA
 KM 5+189.0
 PASO DEL PITAL, VERACRUZ
 CRUCE
 OBRA VIAL
 TRAMO
 KM.
 ORIGEN

DEFINICIÓN DE VARIABLES

- Q_d - gasto de diseño
- A - área hidráulica de la sección
- B - ancho de la superficie libre del agua en la sección
- B_s - ancho efectivo de la sup. Libre del agua en la sección = $B - D_1 - D_2 - \dots - D_n$, donde D_i es el ancho del obstáculo i proyectado normal a la dirección del flujo (ver fig. A).
- μ - coeficiente de contracción, que toma en cuenta el efecto del estrechamiento producido por pilas (tabla 1)
- d_m - tirante medio de la sección
- V - velocidad media de la sección

(m ²)
$A_{HF} = 257.19$
$A_{HESV} = 248.43$
$A_{APITV RES} = 19.12$
$A_{HFD} = 229.31$

- Tr - periodo de retorno de la venida
 - β - coeficiente, función de Tr (tabla 2)
 - D_m - Diámetro medio del material = $1/100 \sum \Delta P_i D_i$
 - γ_d - peso volumétrico del material seco
 - k - coeficiente que depende de γ_d si el suelo es cohesivo, ó de D_m si no lo es (tabla 3)
 - L - Longitud entre pilas (claro)
- ΔP_i - valor en porcentaje de cada intervalo en que se divide la curva granulométrica, puede ser variable o constante
 D_i - diámetro medio correspondiente a cada intervalo en que se dividió la curva granulométrica

Tabla 9. Resultados en el formato de SCT de socavación general y local

2.11.2 Socavación local

Es la profundidad de erosión⁴² del lecho por debajo del nivel de socavación general. Esta acción es producida por la existencia de vórtices o remolinos que se producen cuando la corriente es desviada por la presencia de las pilas de cauce.

Existen métodos aproximados empíricos y analíticos para determinar los valores de la socavación, especialmente aplicables a suelos granulares. Las variables en juego son la velocidad de aproximación del agua, la granulometría del material del lecho, la forma de la pila y el ángulo entre la dirección de la corriente y el eje de la pila.

La socavación puede afectar gravemente a una cimentación directa o semi profunda. Ha sido la principal causa del derrumbe de numerosas obras, cuando todavía no resultaba factible, en suelos granulares por ejemplo, el uso de pilotes de gran diámetro.

Cuando se utilizan pilotes de diámetros grandes, la socavación aumenta gravemente, ya que se eliminan las capas superiores de suelo que interactúan con el fuste⁴³, restringiendo el flujo horizontal.

Si la socavación resulta de índole importante, esta se puede controlar protegiendo el fondo del cauce con colchonetas de alambre rellenas de piedra. (M. Somenson, 2015, pág. 70)

En México se carecen de estudios referentes a este tema, sin embargo, la experiencia en casos atendidos en diversas dependencias relacionadas con la infraestructura de las vías terrestres, permite estimar que la socavación es la causa del 90% de los colapsos en los puentes.

Existen una gran cantidad de métodos para el cálculo de la socavación local alrededor de pilas. La mayoría de las ecuaciones son aplicables para cauces

⁴² Desgaste producido en la superficie de un cuerpo por el roce o el frotamiento de otro.

⁴³ Corresponde al cuerpo principal o básico de los pilotes.

aluviales y no consideran la posibilidad de que materiales más gruesos presentes en el lecho acoracen el hueco de socavación, lo que limitaría su profundidad. Los métodos mas conocidos desarrollados para calcular la socavación local en pilas son:

- a) Laursen y Toch (1956)
- b) Neil (1964)
- c) Método de Larras (1963)
- d) Arunachalam (1967)
- e) Carsten (1966)
- f) Maza y Sanchez (1968)
- g) Yaraoslavtziev (1969)
- h) Breusers, Nicollet y Chen (1977)
- i) Melville y Sutherland (1988)
- j) Froehlich (1991) y el
- k) Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU), (1995)

Los estudios de investigación más recientes son:

- l) Ettema et al. (1998)
- m) Sheppard y Miller (2006)

A la fecha no existe ninguna solución rigurosa ni exacta, la mayor parte de los métodos que se emplean en la actualidad están basados en datos de laboratorio, los cuales exhiben importantes limitaciones, tales como rangos restringidos de los parámetros, efectos de escala y hasta matemáticas para descubrir las tendencias observadas.

En el presente desarrollo de un caso práctico del puente: Acontitla, Veracruz no habrá apoyo central, por tanto no se calcula la socavación local en el cauce sin embargo es importante hacer mención del método de Yaroslavtziev, que es el más usado por la SCT en México.

2.11.1 Socavación local por el Método de Yaroslavtziev

El método de Yaroslavtziev es el resultado de las mediciones realizadas en la anterior Unión Soviética, este investigador considera dos casos, uno cuando el fondo del río está formado por materiales no cohesivos, y otro cuando está formado por materiales cohesivos. Los parámetros que utiliza el método son la velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila (V), la profundidad de la corriente (Y_n), el ángulo de incidencia de la corriente (ϕ), la geometría de la pila, el tipo de suelo y el diámetro de los granos del sedimento, este investigador fue uno de los primeros en tomar en cuenta parámetros geotécnicos en el fenómeno de socavación, ya que la mayoría de los investigadores de su época, solo consideraban los parámetros hidráulicos y geométricos de las pilas.

$$S_0 = k_f k_v (e + k_H) \frac{V^2}{g} - 30d_{85}$$

donde:

S_0 : profundidad de socavación local, en metros.

K_f : Coeficiente que depende, en general, de la forma de la nariz de la pila y el ángulo de incidencia entre la corriente y el eje de la misma. Ver Figura 14.

K_v = coeficiente definido por la expresión:

$$\text{Log } K_v = -0.28 \sqrt[3]{\frac{V^2}{gb_1}}$$

el cual también puede encontrarse en la gráfica de la Figura 15.

V: Velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de producirse la erosión general en m/s.

g: 9.81 m/s²

b₁: proyección de un plano perpendicular a la corriente, de la sección de la pila. Cuando el ángulo de incidencia vale 0°, b₁ es igual al ancho b de la pila. Esta contenido de en la Figura 14.

e: es el coeficiente de corrección, cuyo valor depende del sitio donde están colocadas las pilas; vale 0.6 si se encuentra en el cauce principal y 1.0 para las constituidas en el cauce de avenidas.

K_H: coeficiente que toma en cuenta la profundidad de la corriente, definido por la expresión:

$$\text{Log } K_H = 0.17 - 0.35 \frac{H}{b_1}$$

y puede encontrarse además con ayuda de la curva de la Figura 16.

H ó H₀: tirante de la corriente frente a la pila. Este valor es obtenido al presentarse una avenida después de estimada la socavación general, aplicando el método antes expuesto.

d₈₅: diámetro en metros de las partículas más gruesas que forman el fondo y está representado aproximadamente por el d₈₅ de la curva granulométrica. Esto es porque al formarse el embudo producido por la erosión se realiza una selección de los materiales y quedan únicamente los más grandes. En el caso de que la distribución del material no sea uniforme en las capas profundas, al conocer las curvas granulométricas de los estratos a los cuales se supone puede llegar la erosión, se tomará como diámetro representativo al d₈₅, mayor de todos ellos.

Cuando el material del fondo tiene un diámetro menor de 0.5 cm, Yaroslavtziev recomienda no considerar el segundo término de la fórmula. Si un estrato con boleos sobreyace a uno de arena fina, por ejemplo, y la profundidad de socavación llega a esta última, al calcular el d_{85} de ella deberá tomarse en cuenta que el boleo no arrastrado se mezcla con la arena, produciendo un nuevo material.

Yaroslavtziev hace hincapié en que, en vista de que el esviamiento de la corriente influye considerablemente en la erosión, puede resultar que para un caudal de agua menor, para que incida con el ángulo \emptyset máximo, la erosión local llegue a ser mayor que para las condiciones de gasto máximo con el ángulo \emptyset menor.

Para el caso de suelos cohesivos, el método utiliza la misma ecuación que para los suelos granulares, con la salvedad de que en lugar del diámetro d_{85} utiliza un diámetro equivalente d_{e85} , que en un material granular producirá la misma socavación.

Yaroslavtziev advierte que su fórmula para suelos granulares puede conducir errores cuando:

Y_n/a sea menor de 2 y la pila esté desviada respecto a la corriente, y

Y_n/a sea menor de 1.5 y esté o no desviada, según Maza (1868).

En suelos cohesivos es muy probable que durante el tiempo que dura una avenida no se llegue a alcanzar la profundidad total de socavación obtenida mediante este cálculo, puesto que la degradación del fondo en un suelo cohesivo es más lenta que un suelo arenoso.

Yaroslavtziev y Cartens (1966), fueron de los primeros investigadores que analizaron la importancia del diámetro del sedimento del fondo del cauce. (Campa Rodríguez & Astorga Bustillos, 2013)

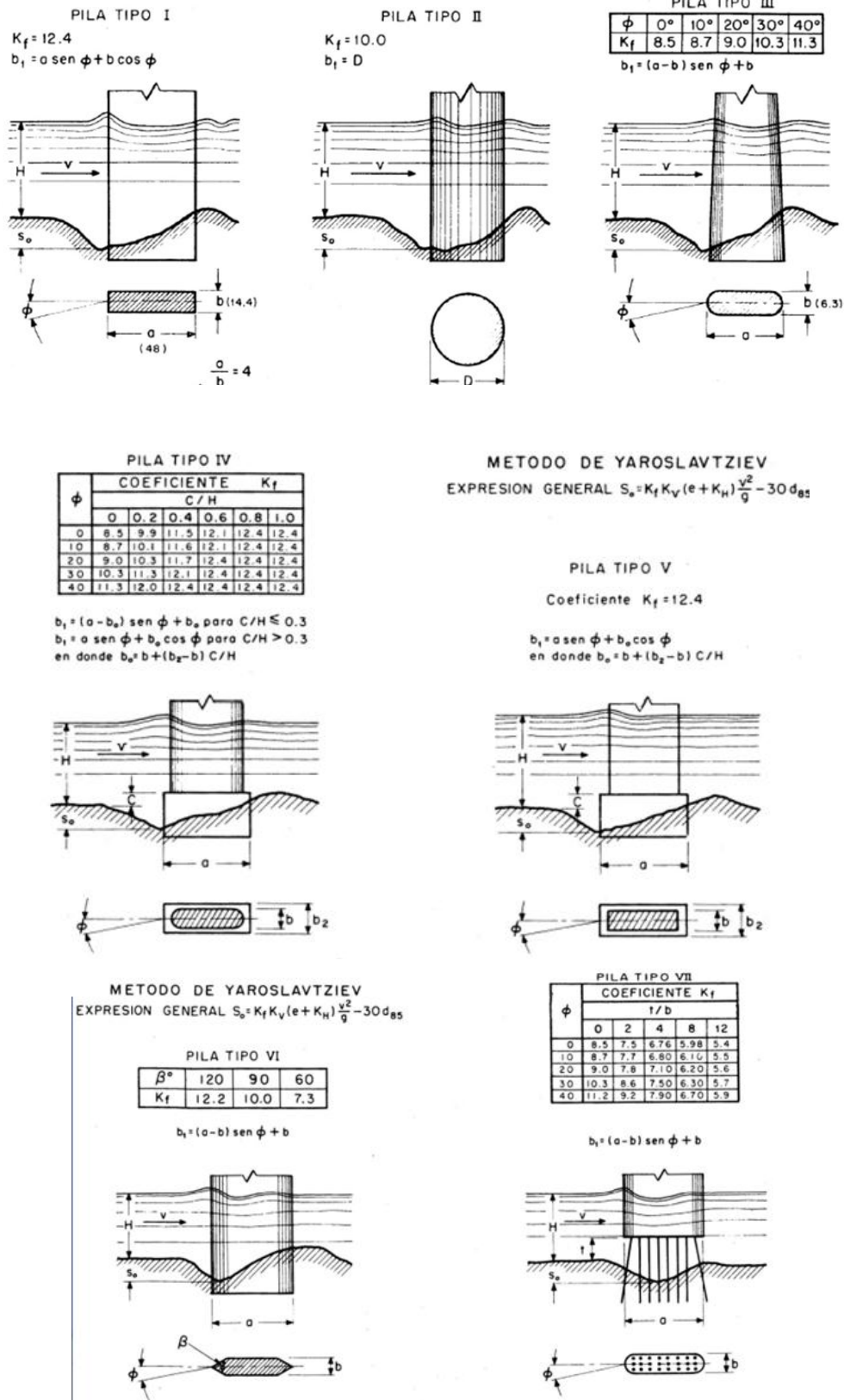


Figura 14. Valores de K_f y b_1 que depende de la forma de la nariz de la pila y el ángulo de incidencia.

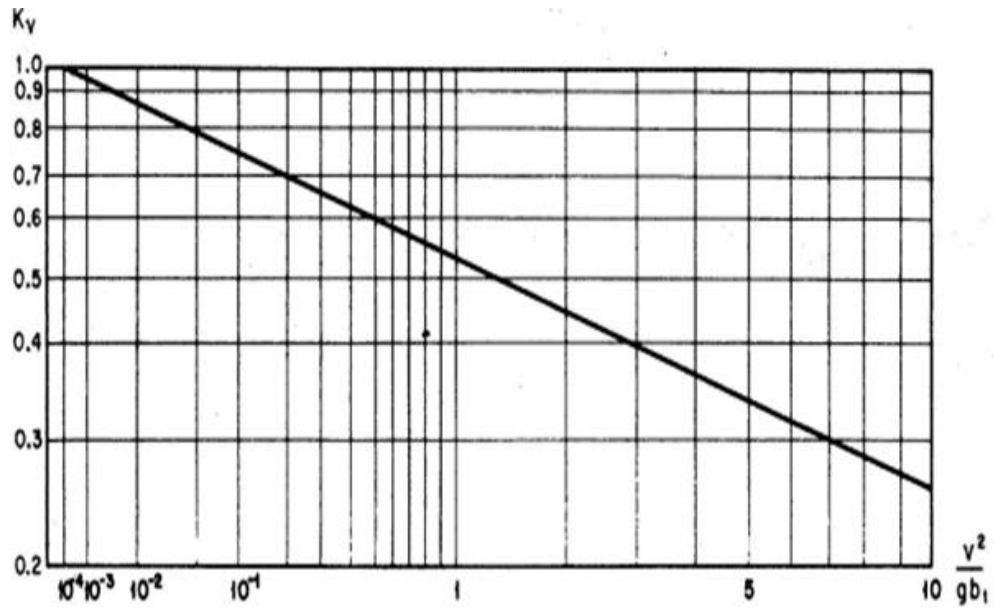


Figura 15. Gráfica para determinar el coeficiente K_v

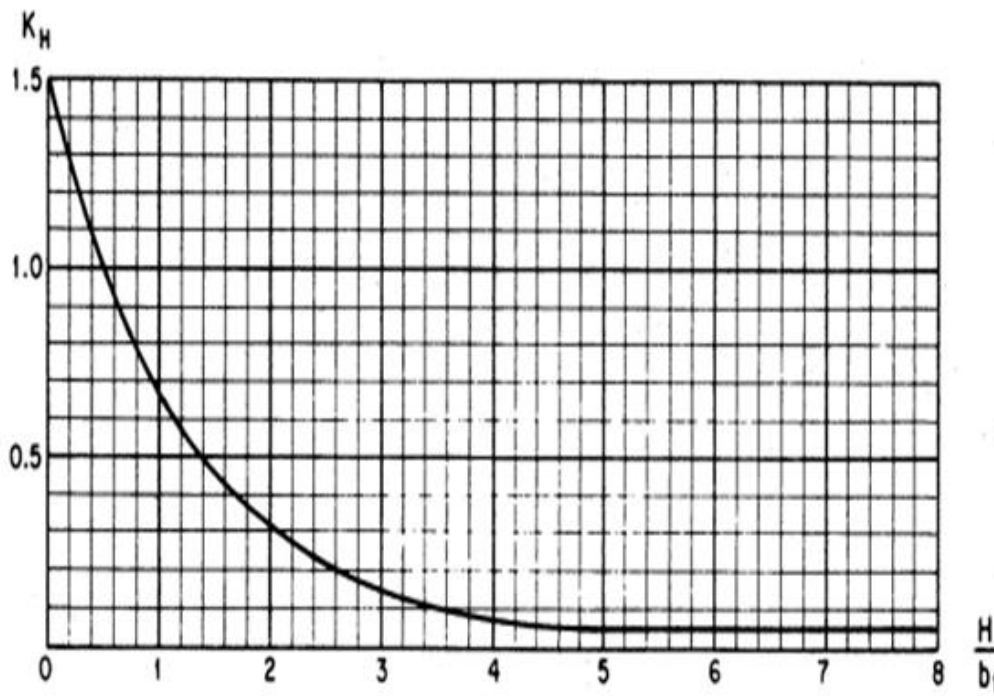


Figura 16. Gráfica para determinar el coeficiente K_H

Características de los suelos	Peso Volumétrico del material seco (ton/m ³)	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares (cm)		
		Arcillas y tierras fuertemente arcillosas	Tierras ligeramente arcillosas	Suelos de aluvión (arcillas margosas ⁴⁴)
Poco compactos	1.2	1	0.5	0.50
Medianamente compactos	1.2 – 1.6	4	2	2
Compactos	1.6 - 2.0	8	8	3
Muy compactos	2.0 – 2.5	10	10	6

Tabla 10. Diámetros equivalentes para suelos cohesivos

A pesar no de haber desarrollado en método de Yaroslavtziev, si es necesario calcular la socavación en los estribos, por tanto utilizaremos el método más recomendado para ello: método de Artamonov.

2.11.1 Socavación en estribos por el Método de Artamonov

Este método permite determinar no solamente la profundidad de socavación al pie de estribo sino también al de espigones. Depende de los siguientes factores:

- Porción del caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente Q_1 o Q_2 (Figura: 17).
- Talud que tienen los lados del estribo (mH:1.0V)
- Angulo entre el eje longitudinal de la obra y la corriente (ϑ).

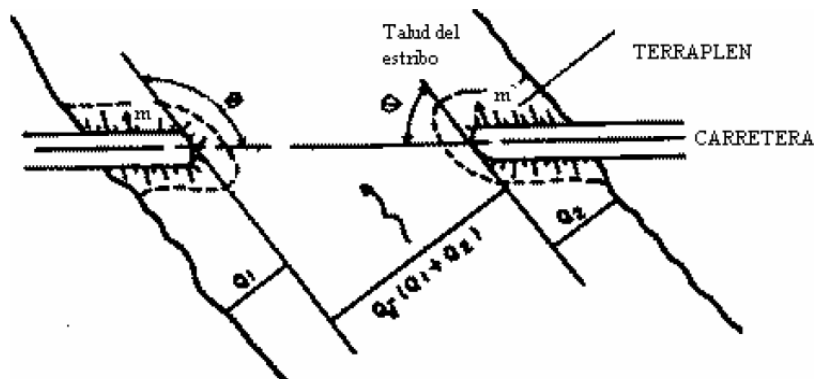


Figura 17. Intersección por los estribos (1 de 2). Método de Artamonov. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1992).

⁴⁴ Marga es un tipo de roca sedimentaria compuesta principalmente de calcita y arcilla, con predominio de calcita, por lo que confiere un color blanquecino.

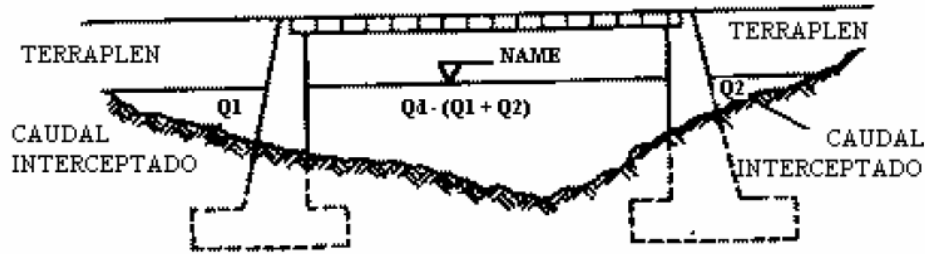


Figura 18. Intersección por los estribos (2 de 2). Método de Artamonov. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1992).

La expresión de Artamonov es la siguiente:

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h$$

donde:

H_T = Socavación al pie del estribo, profundidad del agua al pie del estribo o espigón medida desde la superficie libre de la corriente (m)

K_θ = Coeficiente que depende del esviaje. Tabla: 11.

K_Q = Coeficiente que depende del estrechamiento, es decir que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo Q_1 o Q_2 y el caudal total Q_d que escurre por la sección transversal. Tabla 12.

K_m = Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo. Tabla 11.

h = Tirante en el punto calculado antes de la socavación (m)

θ	20°	60°	90°	120°	150°
K_θ	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

Tabla 11. Coeficiente de corrección K_θ Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).

Q_1/Q_d	0.1	0.20	0.30	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
K_Q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Tabla 12. Coeficiente de corrección K_Q Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).

Talud m	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
K_m	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Tabla 13. Coeficiente de corrección K_Q Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).

mH: 1V

La siguiente ecuación se usa cuando el puente no está sesgado con relación al flujo ($\vartheta=90^\circ$) y la pared de los estribos es vertical:

$$H_T = K_Q h$$

Únicamente es necesario añadir que en el caso de tener estribos contruidos en ambas orillas y uno frente a otro, H_T se puede reducir a un 75%. Es decir, la expresión puede escribirse como:

$$H_T = 0.75 K_\theta K_Q K_m h$$

No se dispone de ningún criterio para valuar la erosión cuando el estribo está cubierto de agua. Sin embargo con el que se ha expuesto da el valor máximo que se puede llegar a presentar, conviene en un caso de estos, a Q_1 como el gasto máximo que puede ser interceptado teóricamente por el estribo hasta la corona del mismo y sí tomar en la fórmula el tirante H_0 hasta la superficie.

Cuando el agua pasa por arriba del estribo es conveniente proteger todo el lado de agua abajo del mismo, porque es una zona que tiene a ser erosionada.



[Fotografía sin título de descripción del trabajo]. Recuperado de <http://gsac12.blogspot.mx/2012/05/geotecnia-puente-chiapas.html>

Puente Chiapas. Puente de México que cruza la presa Nezahualcóyotl, también conocida como “Malpaso”, situada en el estado de Chiapas. Fue inaugurado el 22 de diciembre de 2003. El puente fue construido por encargo de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. El diseño corrió a cargo de Tríada Diseño, Gerencia y Construcción y la realización de la obra estuvo a cargo de ICA⁴⁵.

CAPÍTULO 3 ESTUDIO TOPOHIDRÁULICO E HIDROLÓGICO

“Uno de los requisitos fundamentales que exige nuestro trabajo de ingenieros es la reflexión continua sobre la relación dialéctica, contradictoria y misteriosa, entre utilidad y belleza”.

José Antonio Fernández Ordoñez⁴⁶

⁴⁵ Ingenieros Civiles Asociados. Compañía de infraestructura con sede en México y América Latina.

⁴⁶ Ingeniero de Caminos y puentes. Profesor en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, canales y puertos de Madrid. Nació el 18 de noviembre de 1933.

3.1 ANTECEDENTES

El arroyo de estudio se forma a 10.10 km del sitio de cruce y desemboca a 1.70 km, en el río Cazonés, sin influencia hidráulica en el cruce y pertenece a la Región hidrológica N° 27 (Tuxpan–Nautla) según la clasificación de la CONAGUA.

La vegetación es del tipo semidesértico, la topografía es de lomerío suave; el escurrimiento es perenne⁴⁷ y en avenidas puede arrastrar ramas y troncos pequeños.

El período de lluvias comprende los meses de junio a octubre, con una precipitación media anual de 1,255 mm. La geología superficial corresponde en el fondo del cauce y en ambas márgenes a arcillas, limos y gravas.

El sitio del puente en estudio se ubica entre la carretera cercano al poblado de Acontitla y se construirá junto al sitio de paso actual; geográficamente se ubica entre los 97° 22' 58.2" de longitud oeste y 20° 40' 51.0" de latitud norte, el paso actualmente se realiza utilizando un puente-vado de losa de concreto para un solo carril.

3.2 TRABAJO REALIZADO

3.2.1 Trabajo de Campo

Con la finalidad de realizar el Estudio Hidráulico se efectuó un levantamiento topográfico consistente en una planta detallada de la zona de cruce, cubriendo 80 m hacia aguas arriba, 80 m hacia aguas abajo y 110 m hacia la margen izquierda y 130 m hacia la margen derecha, con curvas de nivel a cada 0.5 m; un perfil detallado de la zona de cruce, abarcando 180 m; un perfil de construcción, abarcando 500 m y un perfil a lo largo del cauce, abarcando 300 m hacia aguas arriba y 150 m hacia aguas abajo del cruce; también se levantó una

⁴⁷ Que es continuo, que no se interrumpe.

sola sección hidráulicas ubicadas en el sitio de cruce; se tomaron niveles de las huellas dejadas por la creciente máxima presentada, ocurrida en octubre de 1999.

3.2.2 Trabajo de Gabinete

Con el fin de realizar el Estudio Hidrológico se efectuaron los cálculos correspondientes al método de Creager⁴⁸ y los métodos semiempíricos como son: Ven Te Chow y Racional, apoyándose en las isoyetas⁴⁹ de Intensidad de Lluvia-Duración-Periodo de Retorno para la República Mexicana.

Para la obtención de los datos fisiográficos de la cuenca en estudio se tomaron como base las cartas topográficas editadas por INEGI⁵⁰ con escala 1:50,000, (F14D65, Poza Rica), posteriormente se aplicaron los métodos descritos en el párrafo anterior, analizando para períodos de retorno de 50 y 100 años. Los resultados se muestran en la tabla resumen.

Para el Estudio Hidráulico se analizó el método de Sección y Pendiente, apoyándose en las secciones hidráulicas levantadas, en el perfil a lo largo del cauce y en los datos de niveles de la avenida máxima, proporcionados por habitantes del lugar con más de 50 años de residir en la zona estudiada. Para definir niveles se estableció un banco de nivel denominado BN Aux., sobre clavo en raíz de aguacate a 11.0 m derecha de la 5+216.90, con elevación arbitraria promedio de 50.59 m. Los resultados del Estudio Hidráulico también se muestran en la tabla anexa al final de este capítulo.

3.3 ÁREA DE LA CUENCA

Se delimita la cuenca utilizando la carta topográfica editada por INEGI con escala 1:50,000, (F14D65, Poza Rica).

⁴⁸ Método empírico, más utilizado, que se basa en la asociación gráfica de los gastos máximos por unidad de área con diferentes periodos de retorno, medidos en cuencas hidrológicas de todo el mundo.

⁴⁹ Línea imaginaria que une los puntos de la Tierra con la misma media de pluviosidad.

⁵⁰ Instituto Nacional de Estadística y Geografía, creada el 25 de enero de 1983 por decreto presidencial.

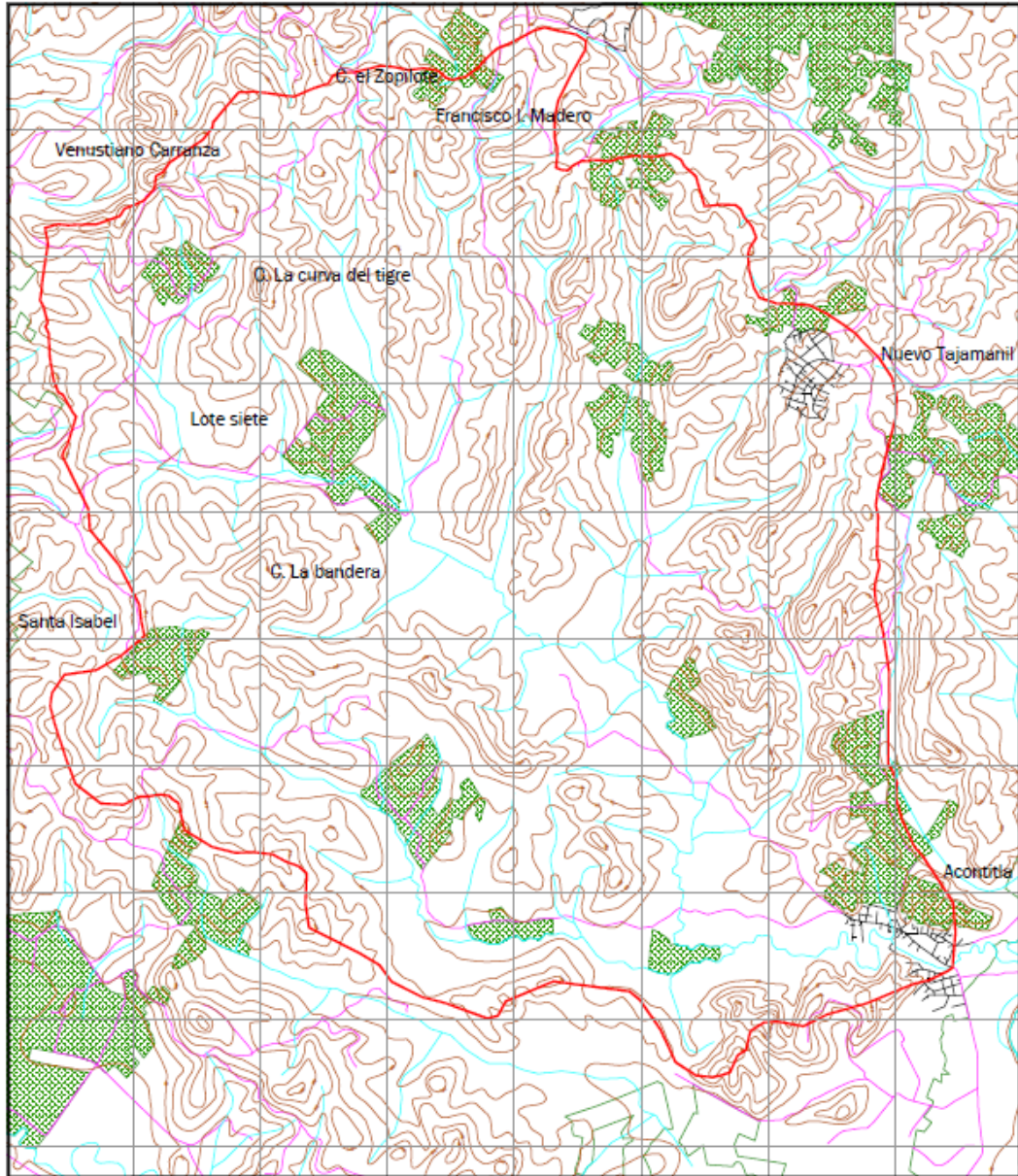


Figura 19. Delimitación de la cuenca con ayuda de Autocad.

Con ayuda de Autocad se calculó el área de la cuenca, el cual proporciona un área de 4,060.22 km².

3.4 INFORME FOTOGRÁFICO TOPOHIDRÁULICO

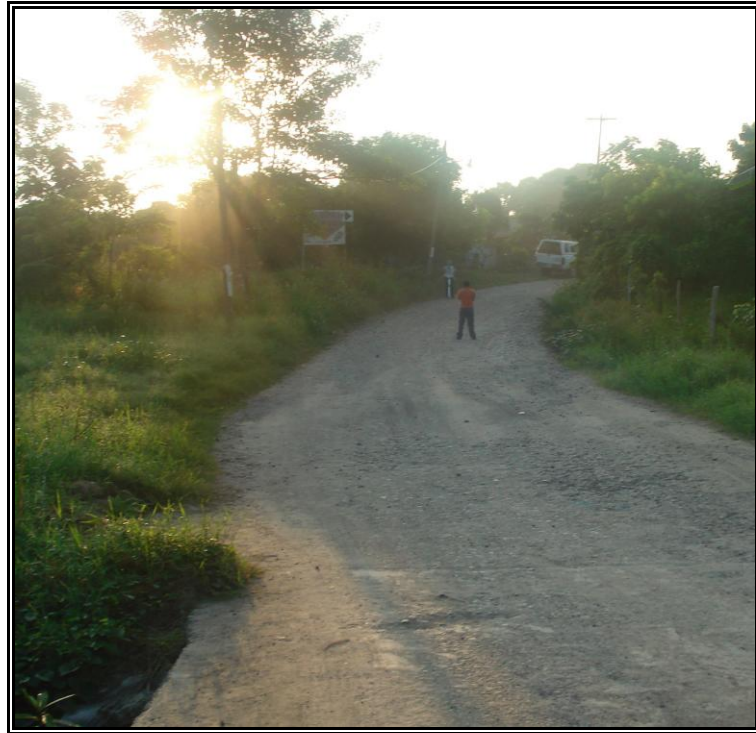


Figura 20. Nivelación del eje hacia la margen derecha.



Figura 21. Nivelación del fondo aguas abajo.

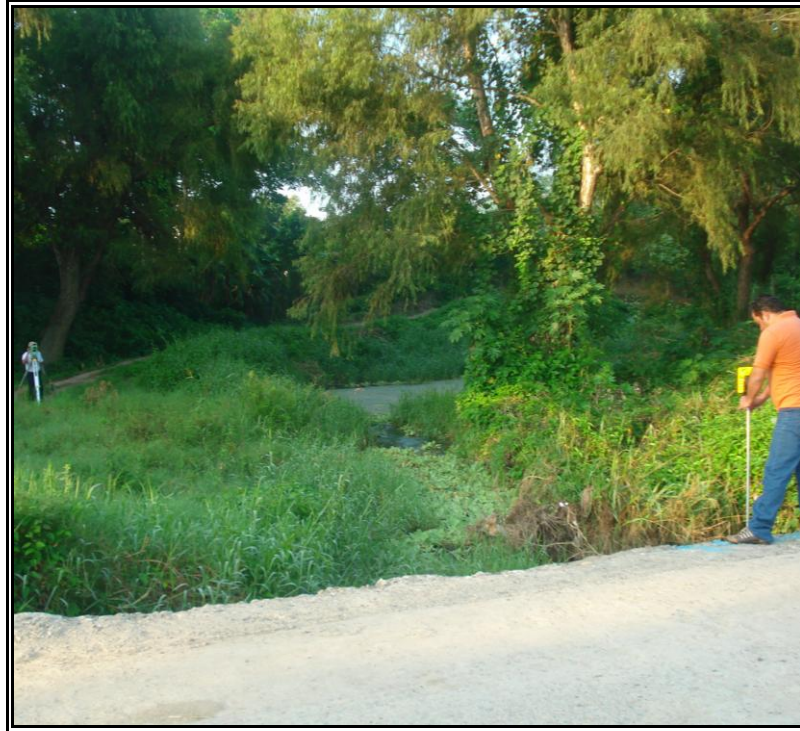


Figura 22. Nivelación del fondo aguas arriba.

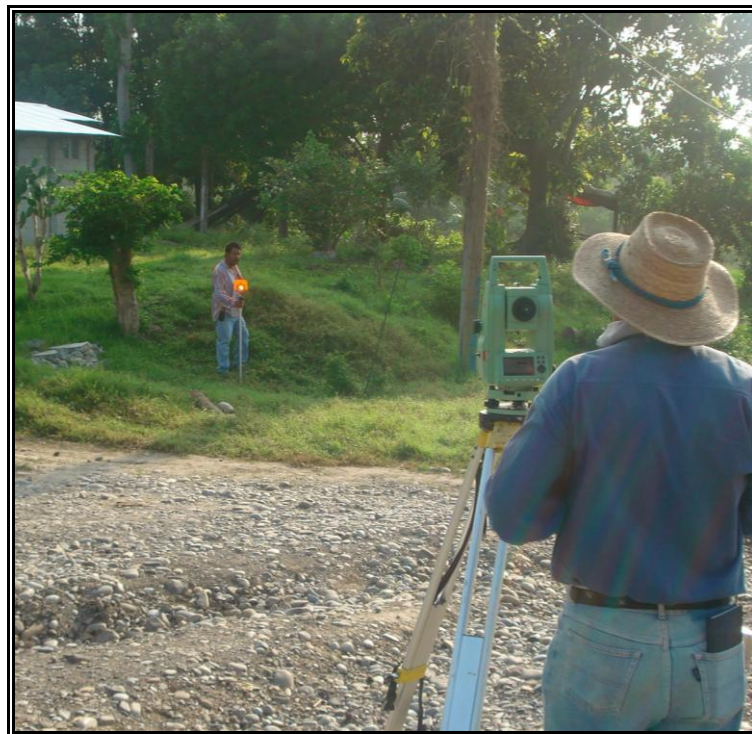


Figura 23. Levantamiento de topografía.

3.4.1 Cálculo de la velocidad media

Para obtener los valores que se necesitan en el Perfil de Pendiente y Sección, necesitamos recurrir a la ecuación de Manning⁵¹:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

donde:

V: Velocidad media del flujo en la sección original (m/s)

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

S: Pendiente de energía (m/m)

R: Radio Hidráulico (m)= Área de la sección húmeda (A_h) / Perímetro húmedo (P_h).

donde:

$$A_h = 456.79 \text{ m}^2$$

$$P_h = 68.44 \text{ m}$$

$$R = 456.79 / 68.44 = 6.674 \text{ m}$$

$$S = 0.0036129$$

Para la obtención de n en la tabla 6 se muestran algunos valores del coeficiente de rugosidad de Manning.

⁵¹ En realidad ésta es la fórmula de Chezy con el coeficiente de Manning. En algunos textos no se denomina “fórmula de Manning” a la expresión de arriba, sino la expresión de Chezy con el coeficiente C.

Tipo de canal	Mínimo	Normal	Máximo
<u>Canales artificiales</u>			
Metal			
Superficie lisa de acero			
Sin pintar	0.011	0.012	0.014
Pintada	0.012	0.013	0.017
Corrugada	0.021	0.025	0.030
No metal			
Cemento			
Bien acabado	0.010	0.011	0.013
Mortero	0.011	0.013	0.015
Concreto			
Acabado con llana	0.011	0.013	0.015
Acabado con plana	0.013	0.015	0.016
Acabado con grava gruesa en el fondo	0.015	0.017	0.020
Sin acabar	0.014	0.017	0.020
Lanzado sección uniforme	0.016	0.019	0.023
Lanzado sección ondulada	0.018	0.022	0.025
Sobre roca bien excavada	0.017	0.020	-
Sobre roca irregular	0.022	0.027	-
Fondo de concreto con lados de			
Piedra cubierta con mortero	0.015	0.017	0.020
Piedra con mortero	0.017	0.020	0.024
Muros con pasta de cemento	0.016	0.020	0.024
Muros con cemento	0.020	0.025	0.030
Fondo de grava con lados de			
Concreto	0.017	0.020	0.025
Piedra con mortero	0.020	0.023	0.026
Mampostería			
Piedra y cemento	0.017	0.025	0.030
<u>Excavados y gradados</u>			
General			
Dragado			
Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
Maleza ligera en la orilla	0.035	0.050	0.060
Corte en roca			
Liso y uniforme	0.025	0.035	0.040
Desigual e irregular	0.035	0.040	0.050
Canales sin mantenimiento, hierba y maleza sin cortar			
Hierba densa, alta como la profundidad del flujo	0.050	0.080	0.120
Fondo limpio con arbustos a los lados	0.040	0.050	0.080
Arbustos	0.045	0.070	0.110
Hierba densa y alta	0.080	0.100	0.140

Tabla 14. Valores del coeficiente n de rugosidad de Manning (Obtenida del Hydraulic Design Handbook, Mays, L. W.)

Entramos en canales sin mantenimiento, hierba y maleza sin cortar ya que es un canal de corriente natural y debido a la hierba mostrada en las fotografías se optó por utilizar un coeficiente de rugosidad de Manning n de 0.10

$$V = \frac{1}{0.10} 6.674^{2/3} 0.0036129^{1/2}$$

$$V = 2.131 \text{ m/s}$$

$$Q_t = A * V$$

$$Q_t = 456.79 * 2.131 =$$

$$Q_t = 973.31 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ver plano anexado denominado: "Perfil de Pendiente y Sección".

3.5 MÉTODO DE CREAGER

$$q = 0.503 C (0.386 A) \left[\frac{0.894}{(0.386 A)^{0.048}} \right]^{-1}$$

Donde:

q= Gasto unitario (m³/s/km²)

A= Área de la cuenca (km²)

C= parámetro a nivel mundial es 100.

Datos:

$$A = 40.60 \text{ km}^2$$

$$q = 0.503 * 100 (0.386 * 40.60) \left[\frac{0.894}{(0.386 * 40.60)^{0.048}} \right]^{-1}$$

$$q = 1,006.32$$

$$Q = \frac{q}{\text{Área de la cuenca}}$$

$$Q = 1,006.32 / 40.60$$

$$Q = 24.78 \text{ m}^3/\text{s}$$

Las ventajas de este método:

- El método es rápido y sencillo.
- Solamente utiliza el área de la cuenca.

Desventajas:

- No considera las características fisiográficas de la cuenca.
- No considera la precipitación.
- No considera el Tr. Se desconoce el periodo de retorno asociado al gasto obtenido.

3.6 PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

Se ubica el cauce con mayor longitud utilizando la carta topográfica editada por INEGI con escala 1:50,000, (F14D65, Poza Rica).

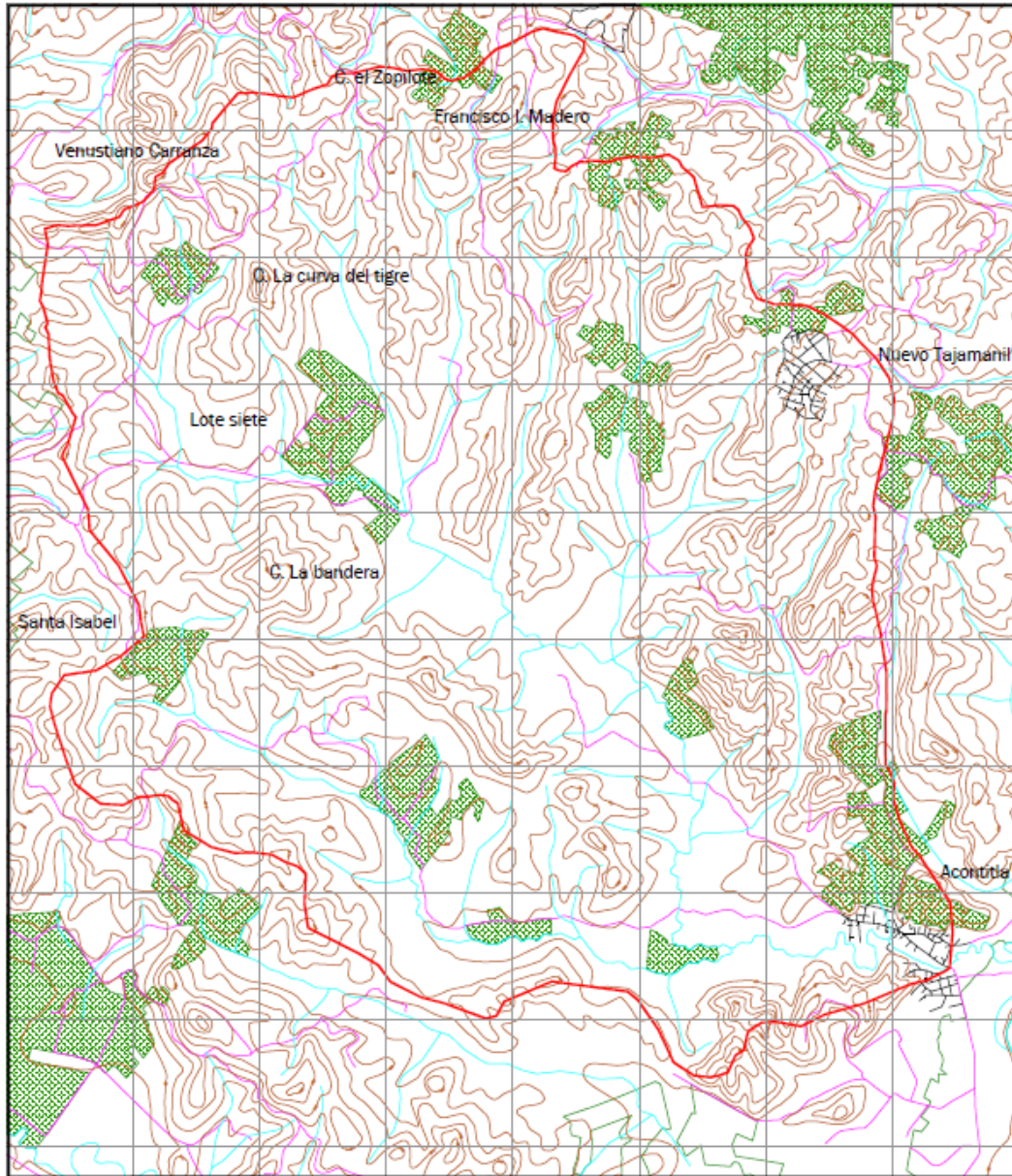


Figura 24. Cálculo del cauce más largo con ayuda de Autocad.

Con ayuda de Autocad se calculó la longitud del cauce más largo, el cual es de 13.21 km.

3.6.1 Método de Taylor - Schwarz

El cauce se secciona en 10 parte iguales.

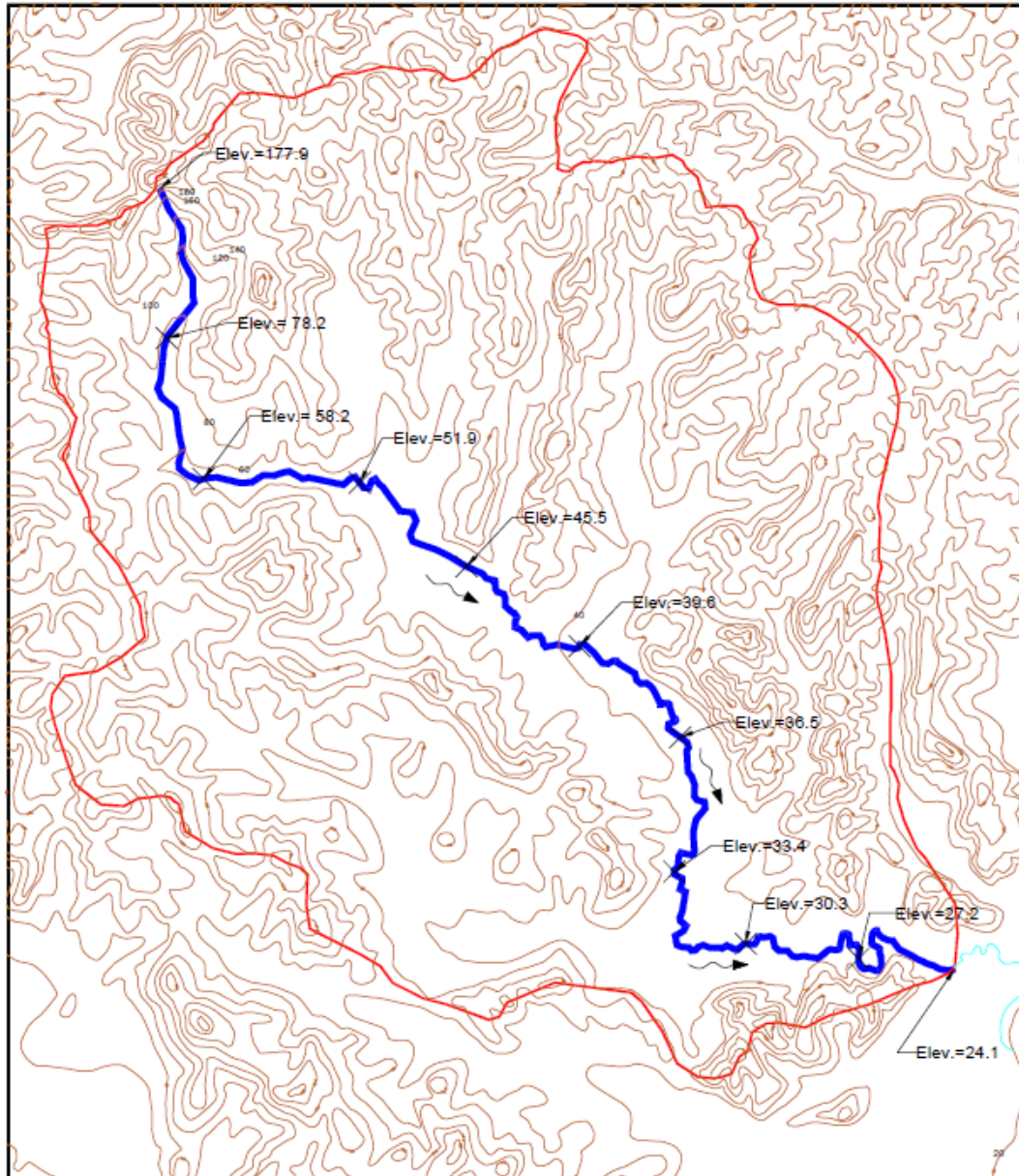


Figura 25. Cálculo del cauce más largo con ayuda de Autocad.

Con ayuda de Autocad a cada punto se le calculó su elevación.

a. Para tramos iguales

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{s_1}} + \frac{1}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{s_n}}} \right]^2$$

Donde:

m= No., de tramos

b. Para tramos diferentes (en otros casos)

$$S = \left[\frac{L}{\frac{L_1}{\sqrt{s_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{L_n}{\sqrt{s_n}}} \right]^2$$

Donde:

L= Longitud de cada tramo

L total= 13,208.82 m

L₁₀= 1,321 m

Diferencia de elevaciones			
Elev. Final (m)		Elev. Inicial (m)	S _n (m)
24.1	-	27.2	= 3.1
27.2	-	30.3	= 3.1
30.3	-	33.4	= 3.1
33.4	-	36.5	= 3.1
36.5	-	39.6	= 3.1
39.6	-	45.5	= 5.9
45.5	-	51.9	= 6.4
51.9	-	58.2	= 6.3
58.2	-	78.2	= 20
78.2	-	177.9	= 99.7

Tabla 15. Calculo de valores de S_n.

$$S = \left[\frac{10}{\frac{1}{\sqrt{\frac{3.1}{1320.88}}} + \frac{1}{\sqrt{\frac{3.1}{1320.88}}} + \frac{1}{\sqrt{\frac{3.1}{1320.88}}} + \frac{1}{\sqrt{\frac{3.1}{1320.88}}} + \frac{1}{\sqrt{\frac{3.1}{1320.88}}} + \frac{1}{\sqrt{\frac{5.9}{1320.88}}} + \frac{1}{\sqrt{\frac{6.4}{1320.88}}} + \frac{1}{\sqrt{\frac{6.3}{1320.88}}} + \frac{1}{\sqrt{\frac{20}{1320.88}}} + \frac{1}{\sqrt{\frac{99.7}{1320.88}}}} \right]^2$$

S= 0.0040

3.7 MÉTODO HIDROLÓGICO PARA EL CÁLCULO DE AVENIDAD MÁXIMAS

3.7.1 Método Racional

$$T_C = \frac{0.0662 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Donde:

L= Longitud del cauce principal (km)

S= Pendiente del cauce en porcentaje (adimensional)

$$T_C = \frac{0.0662 * 1,320.88^{0.77}}{0.3966^{0.385}}$$

Tc= 0.69 hr = 41.37 min.

Q= 0.278 CIA

Donde:

Q= Gasto (m3/s)

C= Coeficiente de escurrimiento (adimensional)

I= Intensidad de lluvia por una duración igual al tiempo de concentración en mm/hr. Obtenido de la intensidad de Isoyetas-Duración-Periodo de retorno para la República Mexicana.

A= Área de la cuenca (km²)

0.278= Factor de homogeneidad de unidades

La fórmula racional es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia escurrimiento, este modelo toma en cuenta el área de la cuenca, la altura o intensidad de precipitación. Hoy en día es un método muy utilizado.

En este método sus hipótesis no se cumplen cuando mayor es el área de la cuenca debido a que se considera que el volumen que entra por unidad de tiempo por la lluvia sea el mismo que el gasto de salida.

El coeficiente c representa la relación entre el volumen escurrido y el llovido y depende de las características de la cuenca.

En caso de que la cuenca por drenar esté compuesta por diferentes tipos de suelo el coeficiente global C se calcula con la siguiente fórmula:

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i * A_i}{A}$$

Procedemos a buscar la Intensidad de lluvia en las Isoyetas de la SCT con una duración de 60 min (valor superior de 41.37 min.) y un periodo de retorno de 50 y de 100 años.

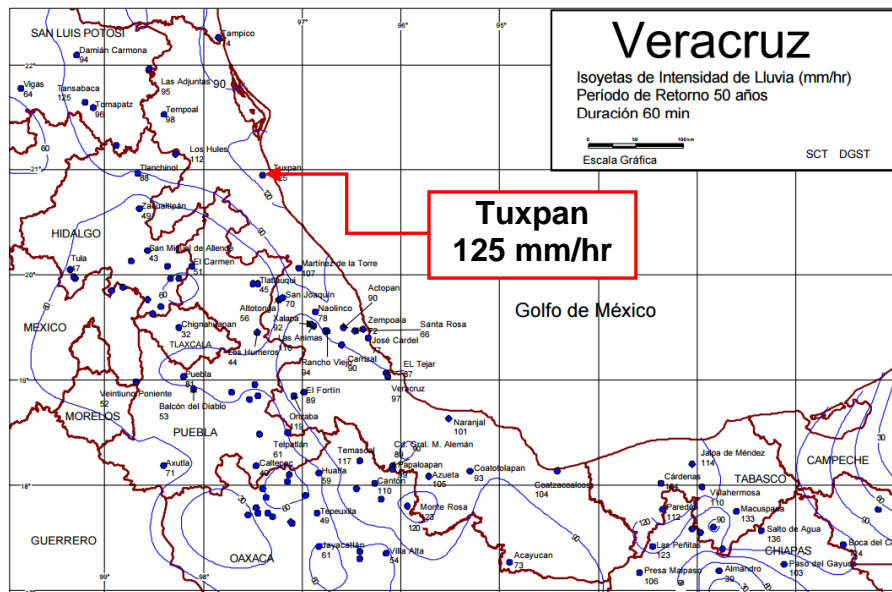


Figura 26. Isoyetas de intensidad de lluvia (mm/hr) de la SCT. Periodo de retorno 50 años.

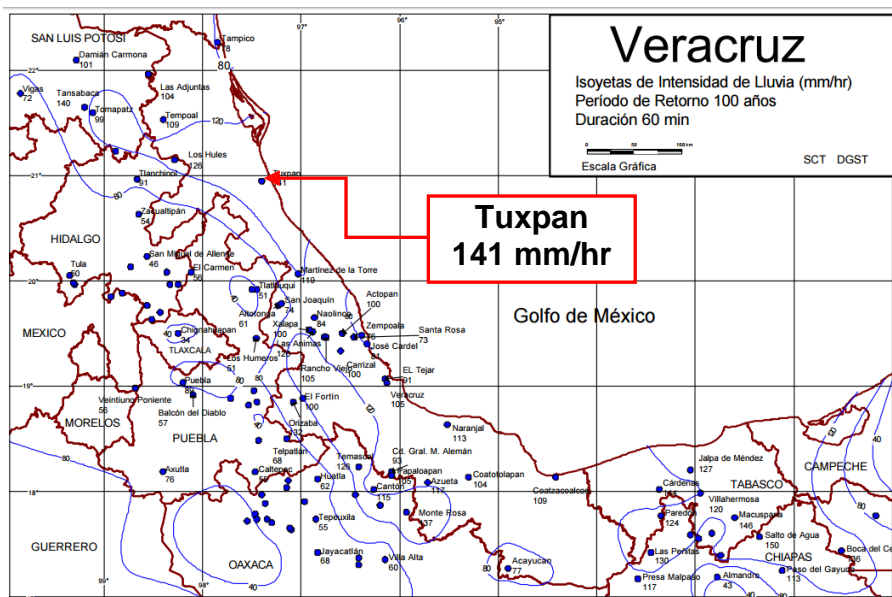


Figura 27. Isoyetas de intensidad de lluvia (mm/hr) de la SCT. Periodo de retorno 100 años.

Se procede a obtenemos el Coeficiente C

VALORES DEL COEFICIENTE "C" DE LA FÓRMULA RACIONAL		
Tipo del área por drenar		Coeficiente de escurrimiento, C
Con césped	Pendiente en porcentaje	
Suelo arenoso	2	0.05 - 0.10
Suelo arenoso	2 a 7	0.10 - 0.15
Suelo arenoso	7	0.15 - 0.20
Suelo grueso	2	0.13 - 0.17
Suelo grueso	2 a 7	0.18 - 0.22
Suelo grueso	7	0.25 - 0.35
Zonas comerciales		
Áreas céntricas		0.70 - 0.95
Áreas vecinales		0.50 - 0.70
Zonas residenciales		
Áreas familiares		0.30 - 0.50
Áreas multifamiliares separadas		0.40 - 0.60
Áreas multifamiliares juntas		0.60 - 0.75
Áreas suburbanas		0.25 - 0.40
Áreas de apartamentos habitacionales		0.50 - 0.70
Zonas industriales		
Claros		0.50 - 0.80
Zonas densamente construidas		0.60 - 0.90
Parques y cementerios		0.10 - 0.25
Áreas de recreo		0.20 - 0.35
Patios de FF CC		0.20 - 0.40
Áreas provisionales		0.10 - 0.30
Calles		
Asfaltadas		0.70 - 0.95
De concreto		0.80 - 0.95
Enladrillado		0.70 - 0.85
Calzadas y banquetas		0.75 - 0.85
Azoteas y techados		0.75 - 0.95
Zonas rurales		
Campos cultivados		0.20 - 0.40
Zonas forestadas		0.10 - 0.30

Tabla 16. Valores del coeficiente "C" de la fórmula racional.

Observando el registro fotográfico y la tabla anterior se deduce que:

$$C = 0.40$$

$$\text{Fórmula: } Q = 0.278 \text{ CIA}$$

Por consiguiente los datos son:

$$C= 0.40$$

$$I= 125 \text{ y } 141 \text{ mm/hr}$$

$$A= 40.60 \text{ km}^2$$

Solución:

Periodo de retorno= 50 años

$$I= 125 \text{ mm/hr}$$

$$Q= (0.278)(0.40)(125)(40.60)= 564.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

Periodo de retorno= 100 años

$$I= 141 \text{ mm/hr}$$

$$Q= (0.278)(0.40)(141)(40.60)= 636.61 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.7.2 Método Ven Te Chow

El método está basado principalmente en el concepto de hidrógrama⁵² unitario y el de hidrógrama unitario sintético. El método considera que el gasto de pico del escurrimiento directo en una cuenca puede calcularse como el producto de la lluvia en exceso.

$$Q = 2.78 A X Z$$

Donde:

Q: Gasto máximo (m³/s)

2.78: Coeficiente de homogeneidad de unidades (adimensional)

A= Área de la cuenca (km²)

X= Factor de escurrimiento (cm/hr) de la lluvia en exceso.

Z= Factor de reducción pico (adimensional)

d= Duración de la tormenta en hr

N= Número de escurrimiento de Chow (adimensional)

P= Lluvia en la zona en estudio para una duración en (cm). Las Isoyetas tienen 7 duraciones.

Pb= Lluvia en la estación base para una duración d en (cm)

Pe= Lluvia en exceso en la zona de estudio para una duración d en cm.

S= Pendiente media del cauce (%)

Tp= tiempo de retraso en (horas)

⁵² Gráfico que muestra la variación en el tiempo de alguna información hidrológica tal como: nivel de agua, caudal, carga de sedimentos, entre otros.

i = Intensidad de lluvia (cm/hr). 7 duraciones se obtienen 7 intensidades de las Isoyetas de la SCT para un periodo de retorno de 100 años.

$$P = d * i$$

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

$$x = \frac{P_e}{d}$$

$$tp = 0.00505 * \left[\frac{L}{\sqrt{s}} \right]^{0.64}$$

Uso de la tierra o cobertura.		Condición de superficie.				Tipo de suelo			
Descripción según el autor.	Símbolos en carta de uso del suelo. (DETENAL)	Descripción según el Autor	Según información DETENAL			A	B	C	D
			Espesura (1) %	Cobertura (2) %	Pendiente (3) %				
Bosques (sembrados y cultivados).	FBa, FBg. ArP, ArSp, AtpP (4)	Ralo, baja transpiración	30 – 50	-	-	45	66	77	83
		Normal, transpiración media	50 – 70	-	-	36	60	73	79
		Espeso o alta transpirac.	70 - 90	-	-	26	55	70	77
Bosques naturales	FB, FS, Pal, Mz, Qt, Ma, Ch	Muy ralo o baja transpirac.	10 – 30	-	-	56	75	86	91
		Ralo, baja transpiración	30 – 50	-	-	46	68	78	84
		Normal, transpiración media	50 – 70	-	-	36	60	70	76
		Espeso, alta transpiración	70- 90	-	-	26	52	62	69
		Muy espeso, alta transpirac.	90 - 100	-	-	15	44	54	61
Pastizal	Pn, Pi	Pobre	-	0 – 25	-	68	79	86	89
		Normal	-	25 – 75	-	49	69	79	84
		Bueno	-	75 – 100	-	39	61	74	80
Pastizal	Pc	Curvas de nivel, pobre	-	0 – 25	-	47	67	81	88
		Curvas de nivel, normal	-	25 – 75	-	25	59	75	83
		Curvas de nivel, bueno	-	75 - 100	-	6	35	70	79
Potrero (permanente)	Sa, Me, Mi, Ms (5)	Normal	-	-	-	30	58	71	78
Cultivos de surco	Ar, Atp, Atn (6)	Surcos rectos	-	-	0 – 2	70	80	87	90
		Surcos en curvas de nivel	-	-	2 – 6	67	77	83	87
		Terrazas	-	-	6 ó más	64	73	79	82
Cereales	Ar, Atp, Atn (6)	Surcos rectos	-	-	0 – 2	64	76	84	88
		Surcos en curvas de nivel	-	-	2 – 6	62	74	82	85
		Terrazas	-	-	6 ó más	60	71	79	82
Leguminosas o potrero de rotación	Ar, Atp, Atn (6)	Surcos rectos	-	-	0 – 2	62	75	83	87
		Surcos en curvas de nivel	-	-	2 – 6	60	72	81	84
		Terrazas	-	-	6 ó más	57	70	78	82
Descanso (sin cultivo)	Des, Er, S.	Surcos rectos	-	-	-	77	86	91	94
Caminos	-	De tierra	-	-	-	72	82	87	89
		Superficie dura	-	-	-	74	84	90	92
Superficie. Impermeab.	-	-	-	-	-	100	100	100	100
-	Ca, Iz, No, Dc, Da, Pa, CR, G.	-	-	-	-	70	80	87	90
-	Po, Tu.	-	-	-	-	64	76	84	88
-	Me, Mi, Ms (7)	-	-	-	-	62	75	83	87

Tabla 17. Selección del tipo de escurrimiento N. Tipo A: suelos gruesos-No cohesivos, Tipo D: suelos finos-cohesivos

De acuerdo a la tabla anterior N la cobertura del suelo es de tipo pastizal Aguas arriba es bueno y aguas abajo es pobre, por ello definió como normal. El tipo de suelo es D, ya que el estudio topográfico definió que es cohesivo. Por consiguiente $N=84$.

Obtención de valores de Z:

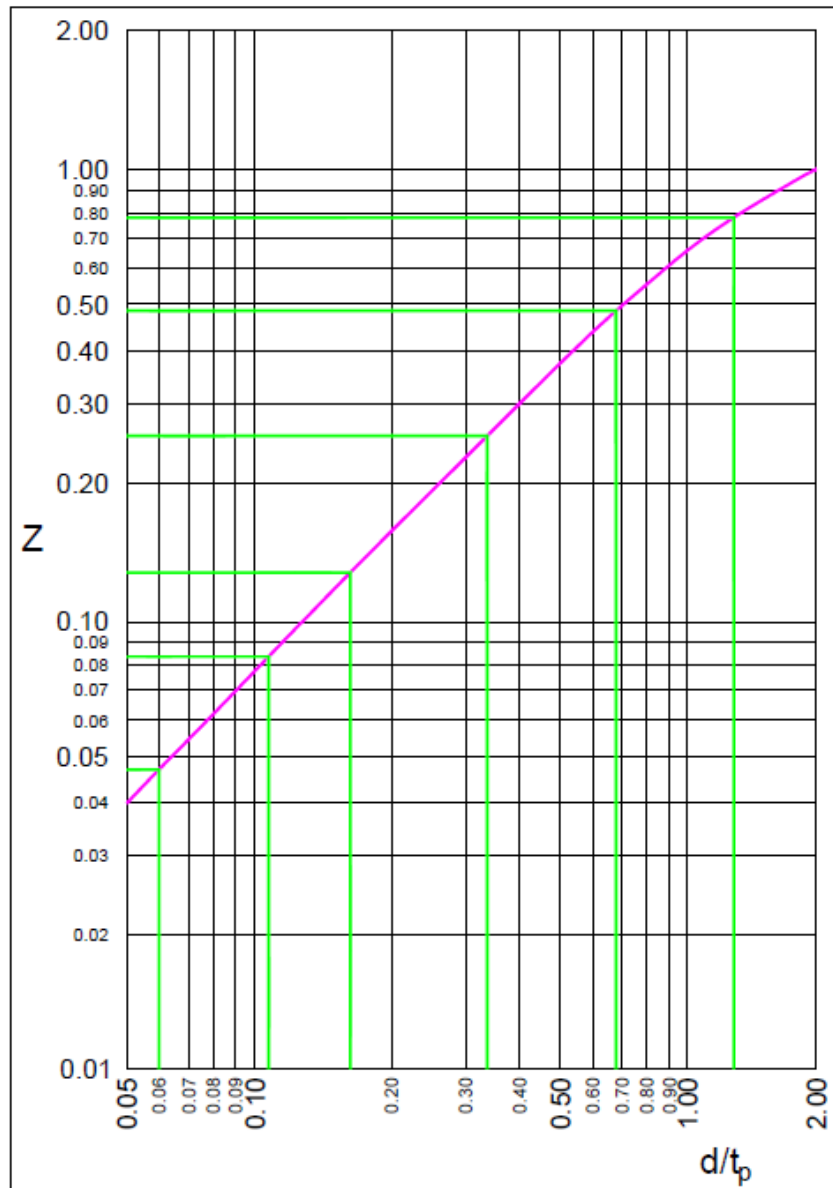


Figura 28. Obtención del factor de reducción del pico Z, solo del primer valor y del último, con base a la relación d/t_p del libro: M-PRY-CAR-1-06-004-00.

Cálculos:

d (min)	d (hrs)	i (cm/hr)	P (cm)	Pe (cm)	X	Tp	d/Tp	Z	Q (m ³ /s)
5	0.083	30.40	2.53	0.2828	4.59	2.9455	0.03	0.0500	26.93
10	0.167	22.50	3.75	1.0559	6.10	2.9455	0.06	0.0470	32.34
20	0.333	19.30	6.43	2.8993	8.70	2.9455	0.11	0.0840	82.47
30	0.500	17.00	8.50	4.5865	9.17	2.9455	0.17	0.1350	139.78
60	1.000	12.50	12.50	8.1241	8.12	2.9455	0.34	0.2590	237.50
120	2.000	9.20	18.40	13.6453	6.82	2.9455	0.68	0.4860	374.27
240	4.000	6.50	26.00	20.9779	5.24	2.9455	1.36	0.7810	462.33

Tabla 18. Cálculos del método de Ven Te Chow con periodo de retorno de 50 años.

Para Tr= 50 años Q(máx)= 462.33 m³/s

d (min)	d (hrs)	i (cm/hr)	P (cm)	Pe (cm)	X	Tp	d/Tp	Z	Q (m ³ /s)
5	0.083	34.10	2.84	0.5232	6.28	2.9455	0.03	0.0500	35.44
10	0.167	25.10	4.18	1.2840	7.70	2.9455	0.06	0.0470	40.87
20	0.333	21.70	7.23	3.5356	10.61	2.9455	0.11	0.0840	100.57
30	0.500	19.20	9.60	5.5320	11.06	2.9455	0.17	0.1350	168.59
60	1.000	14.10	14.10	9.5968	9.60	2.9455	0.34	0.2590	280.56
120	2.000	10.40	10.40	15.9431	7.97	2.9455	0.68	0.4860	437.29
240	4.000	7.40	7.40	24.4936	6.12	2.9455	1.36	0.7810	539.81

Tabla 19. Cálculos del método de Ven Te Chow con periodo de retorno de 100 años.

Para Tr= 100 años Q(máx)= 539.81 m³/s

3.8 RESUMEN

Método	Gasto m³/s Tr= 50 años	Gasto m³/s Tr= 100 años	Observaciones
Creager	12.39	24.78	
Racional	564.37	636.61	Gastos de diseño
Ven Te Chow	426.33	539.81	

Tabla 20. Tabla de resultados del estudio hidrológico del puente Acontitla sobre Arroyo S/Nombre.

El método racional es bastante confiable y se podrá utilizar como referencia para seccionar nuestro cauce para un Tr= 100 años.

El estudio toposidráulico arroja un gasto de 636.61 m³/s, con una velocidad de 1.12 m/s, por lo que para drenarlo sería suficiente con un puente de 30 m, de un solo claro.



Plasencia, P. (2011). Puente Tampico-Tamaulipas-México [fotografía]. Recuperado de <http://www.puentemania.com/1061/foto-paisajes-de-jllara>

Puente Tampico. Puente atirantado ubicado en la ciudad de Tampico, estado de Tamaulipas, (México) y conecta con el norte de Veracruz por medio de Pueblo Viejo. Fue inaugurado el 17 de octubre de 1988.

CAPÍTULO 4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

“Con los mejores sentimientos se han escrito los versos más horrendos y con los mejores materiales y la técnica más depurada se han construido obras horribles, brillantemente calculadas y maravillosamente ejecutadas”.

José Antonio Fernández Ordoñez, Ingeniero de puentes.

4.1 DE LOS ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

En los dos sondeos se detectó la roca, y la socavación alcanza hasta esta pudiéndola afectar solo con erosión, esto está contemplado en las siguientes recomendaciones.

- Cimentarse pilotes de concreto reforzado, colados en el lugar, de sección circular, de 1.2 m de diámetro.
- Desplantar el apoyo 1 (5+173.0) a 9.0 m de profundidad, en la elevación 37.98, en lutita poco alterada y el apoyo 2 (5+203.0) a 10.90 m de profundidad, en la elevación 36.43, también en lutita.
- La capacidad de carga que podrá utilizarse en el diseño es de 170 t/pilote.
- Los asentamientos que pudieran presentarse bajo las anteriores condiciones serán de orden despreciable.
- Las paredes de la excavación podrán sostenerse con ademe metálico, hasta el estrato resistente.
- Los terraplenes de acceso tendrán una altura máxima de 4.0 m, si la inclinación de los taludes es de 1.5:1 y son compactados adecuadamente, estará garantizada su estabilidad.
- Los terraplenes de acceso podrán provocar asentamientos al subsuelo del orden de los 2 cm.

4.2 DE LOS ESTUDIOS TOPOHIDRÁULICO E HIDROLÓGICO

La zona de cruce se encuentra en un tramo donde el cauce está muy bien definido pero con llanuras de inundación hacia ambas márgenes, pero con velocidades muy bajas por lo todo la longitud de puente toma en cuenta estos datos:

- Adoptar como gasto de diseño el de 636.61 m³/s, obtenido por el método racional, para un período de retorno de 100 años, ya que es el que se ajusta a las condiciones del escurrimiento en estudio, ese gasto se transitó por la sección del puente, obteniéndose un nivel de aguas de diseño (NADI) de 55.12 m, con una velocidad bajo la obra de 1.12 m/seg.
- Se requiere construir un puente de 30.0 m de longitud, en un solo claro, ubicado entre las estaciones 5+173.0 y 5+203.0, con esviaje de 15° derecha.
- Con el fin de que se permita el paso de cuerpos flotantes en todo tiempo, deberá elevarse la rasante de tal manera que se deje un espacio libre vertical de 1.0 m entre la parte inferior de la superestructura y el Nivel de Aguas de Diseño, esto es, la parte inferior de la superestructura deberá tener la elevación 56.12.
- Es conveniente que una vez terminada la construcción del puente se proceda a limpiar el cauce en la zona de cruce, a fin de dejar el área hidráulica con el que se efectuaron todos los cálculos, incluyendo esto la demolición de los apoyos y losa del puente actual.

Por último queda comentar que este proyecto se solicitó en octubre del 2009, sin embargo jamás se llevo a cabo la construcción del puente, debido a que el municipio de Acontitla no contaba con los recursos económicos suficientes para solventar los gastos que generaría.

Tal vez en un futuro no muy lejano la ineficiencia del puente vado actual, podrá hacer que las autoridades municipales retomen este proyecto y así se pueda ejecutar su construcción.

PLANOS Y ANEXOS

BIBLIOGRAFÍA

Campa Rodríguez, A., & Astorga Bustillos, F. A. (04 de Diciembre de 2013). Ingeniería y Tecnología. Recuperado el 27 de Agosto de 2017, de Métodos para el cálculo de la socavación local en pilas de puentes: http://tecnociencia.uach.mx/numeros/v9n1/data/Metodos_para_el_calculo_de_la_socavacion_local_en_pilas_de_puentes.pdf

del Rfo, G. (21 de Mayo de 2002). IMCYC. Recuperado el 21 de Septiembre de 2017, de <http://imcyc.com/biblioteca/ArchivosPDF>

Dependencia de la Secretaría de Recursos Hidráulicos. (1971). Sistemas de Riego. México: Secretaría de Recursos Hidráulico.

Francesco, & Saverio Clavigero, F. (1917). Historia Antigua de México y de su Conquista. México: Departamento Editorial de la Dirección General de las Bellas Artes.

Furgang, K. (2011). Construcción de Puentes. China: Benchmark.

IMCYC. (s.f.). <http://imcyc.com>. Recuperado el 14 de julio de 2017, de <http://imcyc.com/biblioteca/ArchivosPDF>

IMCYC. (1959). Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C. Recuperado el 08 de Agosto de 2017, de <http://imcyc.com/biblioteca/ArchivosPDF/Puentes%20en%20Mexico/HISTORIA%20DE%20LOS%20PUENTES%20EN%20M%C3%89XICO%201.pdf>

M. Somenson, H. (2015). Estudio y proyecto de puentes de hormigón armado. La Plata: Díaz de Santos.

Normas técnicas para el proyecto de puentes carreteros, Tomo I. (1984). México: Dirección General de Servicios Técnicos.

Secretaría de Comercio y Transporte. (2004). Normativa para la Infraestructura del Transporte. En PRY. PROYECTO (pág. 50). México: Libro digital.