



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**REVISIÓN ESTRUCTURAL DE UN PUENTE FERROVIARIO Y VEHICULAR POR
EL AUMENTO DEL CAUCE EN UN RÍO**

TESINA

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

ING. EDUARDO MARÍN SALAZAR



DIRECTOR DE TESINA: **DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ**

MÉXICO, D.F.

OCTUBRE 2014

A mis padres, por su paciente y continuo apoyo.

AGRADECIMIENTOS

- . A la Universidad Nacional Autónoma de México, mi alma máter, por los recursos y esfuerzos invertidos en mi educación, así como las experiencias aportadas a mi persona.
- . A la Facultad de Ingeniería, por ser la formadora de mi futuro profesional mediante el continuo mejoramiento de su planta docente y las instalaciones que la albergan.
- . Al Instituto de Ingeniería, por los recursos y las aportaciones a este trabajo, al igual que el atento recibimiento que me otorgó.

- . Al Dr. Roberto Gómez Martínez, por su invaluable apoyo en la elaboración de este trabajo, por depositar en mí su confianza para el completo desarrollo del mismo y por todas las atenciones brindadas.
- . Al M.I. Rigoberto Flores Mendoza, por su eficiente y completa ayuda para la realización del tema, al igual que por la paciencia y la confianza concedidas.

- . A mis padres, por el apoyo que me han brindado durante toda mi formación académica, la cual han visto crecer y fortalecerse con orgullo, el mismo que he sentido por ellos profesional y personalmente durante toda mi vida.
- . A Viviana, por formar parte de mi vida en esta importante etapa y por ser el mejor ejemplo que podría tener de hermana mayor.
- . A Sofía, por su ayuda, comprensión y paciencia durante todo el proceso.

- . Finalmente, a mis profesores del Programa de Especialidad, los cuales me han dado una visión mucho más amplia de los alcances de la ingeniería civil en el área de las estructuras, convirtiéndose para mí en los modelos a seguir en el desarrollo profesional de la carrera.

REVISIÓN ESTRUCTURAL DE UN PUENTE FERROVIARIO Y VEHICULAR POR EL AUMENTO DEL CAUCE EN UN RÍO

ÍNDICE

Objetivo	2
Introducción	4
Capítulo 1.- Antecedentes	
1.1.- Problemas de estabilidad en puentes	6
1.2.- Socavación en puentes	7
1.2.1.- Socavación general	12
1.2.2.- Socavación transversal	13
1.2.3.- Socavación en curvas	14
1.2.4.- Socavación local al pie de pilas y estribos	16
Capítulo 2.- Características de los puentes	
2.1.- Descripción general del puente ferroviario “El Recinto”	20
2.1.1.- Superestructura	21
2.1.2.- Subestructura	25
2.2.- Descripción general del puente vehicular “5 de mayo”	31
2.2.1.- Superestructura	32
2.2.2.- Subestructura	34
Capítulo 3.- Cálculo de la socavación en puentes	
3.1.- Características generales en el cauce del río Tula, estudios topohidráulicos y complementarios	
3.1.1.- Parámetros del terreno, puente “El Recinto”	42

3.1.2.- Parámetros hidráulicos, puente “El Recinto”	45
3.1.3.- Parámetros del terreno, puente “5 de mayo”	46
3.1.4.- Parámetros hidráulicos, puente “5 de mayo”	48
3.2.- Cálculo de la socavación general	50
3.2.1.- Puente ferroviario “El Recinto” (socavación general)	51
3.2.2.- Puente vehicular “5 de mayo” (socavación general)	55
3.3.- Cálculo de la socavación local en pilas y estribos	58
3.3.1.-Puente ferroviario “El Recinto” (socavación local)	59
3.3.2.-Puente vehicular “5 de mayo” (socavación local)	61
3.4.- Uso del software comercial ANSYS 13 para el modelado de la corriente que atraviesa a los puentes.	
3.4.1.- Puente “El Recinto”	66
3.4.2.- Puente “5 de mayo”	70

Capítulo 4.- Revisión de estabilidad estructural, puente ferroviario “El Recinto”

4.1.- Cargas verticales sobre pila y estribos	
4.1.1.- Superestructura	77
4.1.2.- Carga viva	78
4.1.3.- Subestructura, pila central	80
4.1.4.- Zapata, pila central	81
4.1.5.- Subestructura, estribo y zapata	82
4.2.- Empujes horizontales sobre pila y estribos	
4.2.1.- Empuje debido al sismo, pila central	83
4.2.2.- Empuje provocado por la corriente del río, pila central	85
4.2.3.- Empujes en estribos	88
4.3.- Revisión por volteo y deslizamiento	
4.3.1.- Pila central	91
4.3.2.- Estribo	94

4.4.- Revisión de la estabilidad estructural considerando los efectos de la socavación	
4.4.1.- Pila central con socavación	98
4.4.2.- Estribo con socavación	101
4.5.- Conclusiones	103
4.5.1.- Recomendaciones	104
Capítulo 5.- Revisión de estabilidad estructural, puente vehicular “5 de mayo”	
5.1.- Cargas verticales sobre pilas y estribos	
5.1.1.- Superestructura	107
5.1.2.- Carga viva	108
5.1.3.- Subestructura, pila	
5.1.4.- Zapata, pila	111
5.1.5.- Subestructura, estribo y zapata	112
5.2.- Empujes horizontales sobre pilas y estribos	
5.2.1.- Empuje debido al sismo, pila	113
5.2.2.- Empuje provocado por la corriente del río, pila	114
5.2.3.- Empujes en estribos	116
5.3.- Revisión por volteo y deslizamiento	
5.3.1.- Pila	119
5.3.2.- Estribo	122
5.4.- Revisión de la estabilidad estructural considerando los efectos de la socavación	
5.4.1.- Pila con socavación	125
5.4.2.- Estribo con socavación	
5.5.- Conclusiones	127
Conclusiones generales	128
Apéndices	130
Referencias	140

OBJETIVO

El objetivo de este trabajo de revisión estructural de dos puentes, uno ferroviario y uno vehicular, considerando los efectos de socavación por el aumento del cauce del río, es el de proporcionar la solución de un problema real de revisión en puentes. Dando una explicación amplia sobre la metodología que se puede aplicar en este tipo de fenómenos que se presentan en los puentes y que ocasionan problemas de estabilidad en las pilas y en los estribos, lo cual puede llevar al colapso de la estructura. Por lo cual, es muy importante hacer la revisión de puentes existentes en donde se presente un cambio en el caudal del río que éstos atraviesan.

La revisión de la estructura se hará tomando en cuenta todas las variables que se involucran en los cálculos del fenómeno de socavación, resultando así un rediseño de las pilas y los estribos de ser necesario, esto tomando en cuenta los límites en factores de seguridad presentados por el manual de diseño de puentes *AASHTO, 2004*.

Este trabajo puede ser una guía para la revisión de puentes que presenten características similares en cuanto a geometría, material de construcción, tipo de puente, condiciones de tráfico, condiciones hidráulicas, etc. Así, este trabajo se puede consultar como una publicación en la cual basarse en una situación en la que se requiera la revisión de los elementos de un puente en el que se esté presentando el fenómeno de socavación. Se describe la metodología a seguir, con un orden en los cálculos, que cubre todos los aspectos que es necesario considerar en este tipo de revisiones estructurales de puentes.

INTRODUCCIÓN

Entre las causas de falla más comunes en puentes que atraviesan el cauce de un río, se encuentra la socavación. Ésta dependerá del tipo de suelo en que esté desplantada la estructura, las avenidas extraordinarias del cauce y el diseño de las pilas. Esto hace que el estudio del fenómeno de socavación, sea de vital importancia para el funcionamiento correcto y seguro de una estructura de este tipo.

En este trabajo se hace referencia al puente ferroviario “El Recinto” y al puente vehicular “5 de mayo”, localizados sobre el río Tula, en el municipio de San Miguel Vindho. El cauce tendrá un aumento importante, proveniente del Túnel Emisor Central, Túnel Emisor Oriente y el río “El Salto”, derivando en cambios de comportamiento en la corriente. Entonces, se revisarán los puentes mencionados a fin de comprobar la estabilidad estructural de los mismos y así garantizar la seguridad y funcionamiento de estas estructuras.

Un aspecto importante a considerar en los puentes construidos sobre el cauce de un río, es el de conocer la profundidad y las afectaciones estructurales que ocasionará la socavación. Los tipos de socavación que se pueden presentar en el cauce de un río, ya sea naturalmente o provocadas por un obstáculo en el cauce, son explicados más adelante en este trabajo (*subcapítulo 1.2 Socavación en puentes*).

Para el diseño de la subestructura ante volteo y deslizamiento, se requiere tomar en cuenta el fenómeno de socavación, debido a su gran importancia para el funcionamiento correcto y seguro de una obra de este tipo. Todas las acciones que actúan en la estructura deben ser tomadas en cuenta; como la carga muerta y viva, además de las cargas accidentales como los empujes debidos al sismo, el empuje del río, el empuje de tierras, la sobrecarga debida a carga viva, etc.

A fin de representar el comportamiento del cauce analizado en los cruces con los puentes expuestos, se usará la modelación del flujo sobre las pilas y estribos, mediante el programa ANSYS 13⁽¹⁹⁾. Con estos modelos, se obtendrá una noción realista del modo en que el flujo choca con un obstáculo y así observar cómo influye la geometría de pilas y estribos en el comportamiento del flujo, al igual que conocer los puntos críticos de velocidad, presión y turbulencia sobre la subestructura de los puentes.

En resumen, en esta tesis se analizarán las características del nuevo cauce que se presenta, como lo son el gasto, la velocidad, el tirante, material del fondo, etc. A partir de estos datos se procederá al análisis numérico de la socavación, para lo cual, se utilizarán los métodos

empíricos de L.L. Lischtvan-Levediev y de Yaroslavtziev ⁽⁷⁾. Al obtener los valores requeridos de la socavación, se procederá a revisar la estabilidad de la estructura, basándose en el manual de diseño *AASHTO, 2004* ⁽¹⁶⁾. Con esto se elaborará un diagnóstico sobre la seguridad estructural del puente ante el fenómeno de la socavación.

Finalmente se concluirá sobre las mejoras que podrían implementarse en la estructura, en caso de no cumplir con los límites de seguridad marcados por las normas. Estos cambios son orientados a garantizar la seguridad estructural, tomando en cuenta el fenómeno de socavación expuesto en este trabajo.

CAPÍTULO 1.- ANTECEDENTES

1.1.- PROBLEMAS DE ESTABILIDAD EN PUENTES

Una de las causas más probables de inestabilidad de un puente es la socavación local que se produce al pie de pilas y estribos del mismo. Esta inestabilidad es debida al arrastre del material que conforma el suelo sobre el cual se desplanta la cimentación del puente; este arrastre produce una pérdida de material debida al efecto de la socavación, lo que deriva en una disminución de capacidad de carga del suelo en uno de los bordes de la pila o del estribo. Esto lleva a que el puente presente problemas de estabilidad ante acciones laterales, como los sismos, fuerzas mayores de empuje de la corriente por un aumento en el caudal, impactos por material arrastrado en la corriente, etc. Estos empujes propician un volteo de la estructura, el cual debe ser calculado para poder ser resistido por los elementos que conforman la subestructura y la cimentación.

También se puede presentar un deslizamiento de la estructura dadas las condiciones modificadas del suelo de cimentación, presentándose el fenómeno de socavación: el suelo alrededor de las pilas y los estribos se desprende y genera oquedades las cuales ocasionarán que el puente pierda soporte del suelo en la dirección en que la fuerza lateral externa afecte a la estructura. Las fuerzas laterales tenderán a arrastrar el puente, lo cual debe ser previsto mediante el diseño adecuado de los elementos de la cimentación y subestructura que conforman al puente.

Cuando en la corriente de un río se coloca una pila de un puente, se produce un cambio en las condiciones hidráulicas del río, así como en su capacidad para producir arrastre sólido. Cuando la capacidad de arrastre llega a superar localmente el aporte del gasto sólido que se presenta en el río, se presenta una socavación local en pilas o estribos.

En el diseño de las cimentaciones, este efecto erosivo debe ser estudiado para conocer la profundidad a la que esta socavación puede llegar. Esto debe hacerse en cimentaciones poco profundas para puentes, pues un diseño mal ejecutado, llevaría a consecuencias graves como la destrucción total de la estructura o a encontrar profundidades de desplante antieconómicas y excesivas, que complicarían los procesos constructivos en la obra.

Se ha determinado que los parámetros que influyen más directamente en la socavación local al pie de pilas y estribos de puentes, los cuales deben ser tomados en cuenta en el diseño, son los siguientes:

Parámetros hidráulicos: velocidad media de la corriente, tirante medido frente a la pila, distribución de velocidades del flujo, dirección de la corriente respecto al eje de la pila.

Parámetros del fondo: diámetro de los granos, distribución granulométrica del material del fondo, forma de los granos, grado de cohesión o cementación, peso específico sumergido, estratificación del subsuelo.

Parámetros geométricos de la pila: ancho, relación largo-ancho, perfil de la sección transversal.

Parámetros de ubicación del puente: contracción en la sección, forma del río en planta, obras de control de gasto que se haya construido aguas arriba o abajo del puente.

1.2.- SOCAVACIÓN EN PUENTES

Al presentarse un cambio en el caudal del río, los materiales de acarreo que forman su lecho son removidos y transportados en suspensión o por arrastre, para ser depositados aguas abajo cuando la velocidad de la corriente disminuya; a este fenómeno se le conoce como erosión. Con el aumento de la velocidad de un flujo y del tirante, a causa del aumento de caudal, las partículas que se encuentran en el fondo del río, entran en suspensión o inestabilidad. Esto provoca que el suelo que forma el cauce del río no pueda soportar ninguna carga; éste fenómeno en el subsuelo del lecho del río se conoce como socavación.

La socavación es una forma especial de erosión, la cual puede ser determinada a partir de fórmulas obtenidas empíricamente. En ésta las partículas en movimiento constituyen la base o el apoyo de otros materiales, ya sean naturales o colocados por el hombre. Se puede dividir al fenómeno de erosión en tres etapas:

- a) Desprendimiento de las partículas.
- b) Transporte, incluso con un movimiento muy pequeño.
- c) Depósito, producido por la disminución de la velocidad del agente erosivo.

La socavación es producida por agentes erosivos como las aguas superficiales, las aguas subterráneas, el hielo, las olas y corrientes costeras, el viento o el humano. En las vías fluviales la socavación se puede producir en el lecho del cauce o bien en las márgenes. Si se coloca un obstáculo en la sección transversal de un río, como lo es un puente, este presentará además de las erosiones en la sección natural del río, una socavación en la base de la subestructura del puente. Más adelante se describirán las formas de esta erosión en puentes. La socavación suele presentarse en la naturaleza como un fenómeno natural y se le puede llamar “socavación natural”; pero cuando la sección del río es alterada por la mano del hombre, provocando otros tipos de socavación, ésta se llama “socavación inducida”.

Cuando las condiciones del gasto en el río, dada una creciente, aumentan de forma extraordinaria, se puede dar lugar a problemas de inestabilidad en la estructura que conforma el puente. La modificación del gasto provoca cambios en el comportamiento

hidráulico del cauce tanto en el sentido vertical como horizontal. Los elementos que deben ser revisados son los que conforman la subestructura (pilas y estribos) y la cimentación, ya que éstos tienen que cumplir con los límites que se presentan en la normativa ante volteo y deslizamiento. Primero con el análisis de la estructura ante empujes y ante fuerzas sísmicas sin tomar en cuenta los efectos de socavación, para posteriormente realizar estos análisis incorporando los valores de la socavación esperada.

El diseño de la cimentación es de suma importancia dado que, contrario a lo que se puede pensar, el pilotear una cimentación no garantiza protección contra la socavación. Numerosos puentes piloteados se han derrumbado cuando la socavación es más profunda que la punta de los pilotes o cuando éstos conservan una insuficiente longitud de empotramiento bajo el perfil socavado.

En un estudio realizado en Estados Unidos a 143 puentes colapsados, tanto ferroviarios como carreteros, entre 1847 y 1975 para determinar las causas de la falla ⁽¹⁾, se obtuvo lo siguiente:

Tabla 1.1 Causas de fallas en puentes

Número de puentes	Causa de falla
70	Por socavación
22	Por materiales deficientes
14	Por sobrecarga
12	Por cimbras inadecuadas
11	Por terremotos
5	Por proyecto inadecuado
4	Por viento
4	Por fatiga
1	Por corrosión

Dando como resultado que la causa más común de falla en puentes de este tipo, es la producida por socavación, representando un 50% de los casos. Otros estudios en los que se incluyen puentes y obras menores, elevan el porcentaje de falla por socavación a un 90% del total de los casos. En México se estima mediante la experiencia de casos atendidos en diversas dependencias relacionadas con los puentes, que la socavación es la causante del 90% de los colapsos ⁽²⁾.

Es importante conocer todos los factores a los que están sometidos los puentes y el tipo de socavación que está afectando más a la estructura y así en caso de refuerzo, saber atacar el problema o en caso de una construcción nueva, tener especial cuidado en ese aspecto.

Para representar los problemas ocasionados por la socavación en la práctica, en la *Figura 1.1* se muestra la falla por socavación de un puente en Colombia, mientras que en la *Figura 1.2* se muestra la falla de un puente en Oaxaca, México.



Figura 1.1 Fallo del estribo del puente Unete (Colombia) por socavación



Figura 1.2 Puente Valerio Trujano, Sobre el río Atoyac, Oaxaca

En la *Figura 1.3* se presenta el caso del puente Tonalá en México, que se encuentra en el límite entre el estado de Veracruz y el estado de Tabasco, con una longitud de más de 250 m, 7 claros y apoyado sobre 6 pilas de concreto reforzado, que se colapsó en el 2009 debido a la socavación generada en las pilas.



Figura 1.3 Fallo del puente Tonalá, sobre el río Tonalá, Veracruz-Tabasco

A continuación en las *Figuras 1.4 a 1.12* se muestran algunos casos de puentes en el país que han presentado problemas, ya sea de socavación local en pilas, socavación local en estribos o socavación por contracción.



Figura 1.4 Puente "El Potrero", Monclova, Coahuila



Figura 1.5 Puente "Maxixipan", Tapanatepec-Talispán, Oaxaca



Figura 1.6 Puente "Las Peñas" Playa azul Manzanillo, Colima

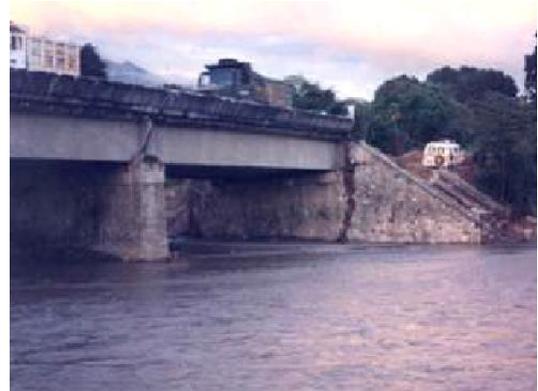


Figura 1.7 Puente "San Isidro" Tapanatepec-Talismán, Oaxaca



Figura 1.8 Puente "Huehuetán", Huixtla-Tapachula, Chiapas



Figura 1.9 Puente "Cintalapa", Huixtla-Tapachula, Chiapas



Figura 1.10 Puente "Pijijiapan I", Tapanatepec-Talismán, Oaxaca



Figura 1.11 Puente "Macuilxóchitl", Oaxaca



Figura 1.12 Puente “Nexpa”, Morelos

En la *Tabla 1.2* se presenta un resumen de puentes dañados por efectos de socavación, en México.

Tabla 1.2 Casos de socavación en puentes de México

Puente	Estado	Año del daño	Tipo de daño
<i>Pijjiapan 1</i>	Chiapas	2010	Socavación en pilas
<i>Coatán</i>	Chiapas	2005	Socavación en pilas
<i>Tonalá</i>	Veracruz y Tabasco	2009	Colapso
<i>Macuilxóchitl</i>	Oaxaca	2010	Socavación en estribos
<i>Nexpa</i>	Morelos	2009	Socavación en pilas

1.2.1.- SOCAVACIÓN GENERAL.

El descenso producido en el cauce se debe a la mayor capacidad que tiene la corriente para arrastrar el material sólido del fondo, el cual es más fácil de manipular y se mantiene en suspensión durante la creciente y al terminar ésta será nuevamente depositado. El arrastre del material es posible por la inestabilidad del suelo existente en el fondo del cauce. En el caso de suelos cohesivos, las avenidas producen una degradación lenta por el desplazamiento de las partículas de suelo; con el paso de un período de tiempo se notará que el fondo del cauce es más profundo; para el caso de suelos sueltos, será una velocidad

mayor a la velocidad media la que inicie el movimiento de algunas partículas del fondo, provocando así la socavación (*Figura 1.13*).

Las partículas finas entran en suspensión y se mantienen allí por la turbulencia del agua, mientras que los elementos de tamaño medio se mueven a saltos; los elementos de tamaño mayor ruedan sobre el fondo del cauce. Debido a la variación en el gasto, estos movimientos de las partículas de suelo varían de un río a otro e inclusive en el mismo río. Es importante considerar que al entrar las partículas en suspensión el agua se torna más densa y por lo tanto, el transporte de suelo aumentará. En ocasiones, cuando la velocidad de la corriente sea superior a la necesaria para producir el desgaste, la socavación general se producirá inclusive en el lecho rocoso.

La erosión del fondo de un cauce por el cual se transporta el río es una cuestión de equilibrio entre el aporte sólido del agua y el material que sea removido por el agua de esa sección. La capacidad de arrastre aumenta dado el aumento de velocidad en una avenida.

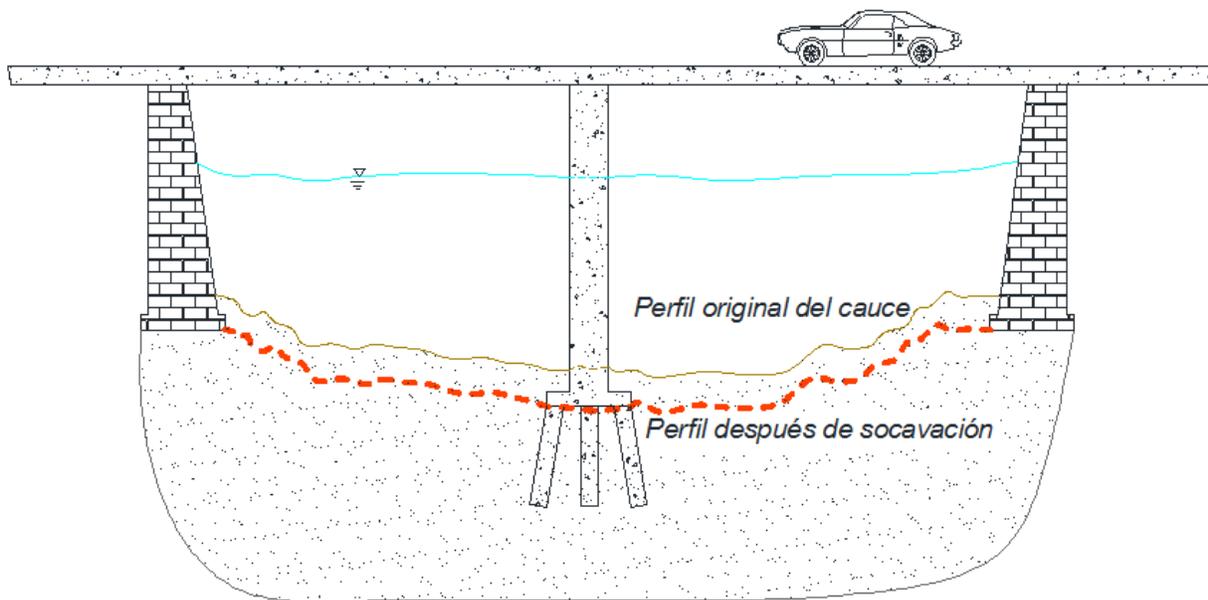


Figura 1.13 Perfil de socavación general de un cauce

1.2.2.- SOCAVACIÓN TRANSVERSAL

Ésta se produce por el aumento de la velocidad que en algunas ocasiones se presenta en una sección, por reducirse el área útil del cauce con la presencia de pilas, estribos y terraplenes de acceso (*Figura 1.14*). Se produce en aquella sección en la cual el ancho del río se ve reducido debido a factores naturales o humanos, como la presencia de un puente. Los

cambios impuestos en una corriente debidos a la presencia de una estructura como un puente son:

- Cambio de la velocidad del flujo de agua en el cauce principal y en el de las avenidas.
- Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua, aguas arriba y abajo del puente.
- Cuando ocurre una avenida, aumenta la velocidad y como consecuencia, la capacidad de transportar sedimentos. Esto da origen al incremento de arrastre de material del fondo en la sección del cauce y en ocasiones a un ensanchamiento del cauce, hasta que se cumpla el principio de continuidad en el líquido y el sedimento entre la zona estrecha y las que no lo son. Es decir, hasta que la corriente restablezca el equilibrio de áreas hidráulicas entre estas secciones.

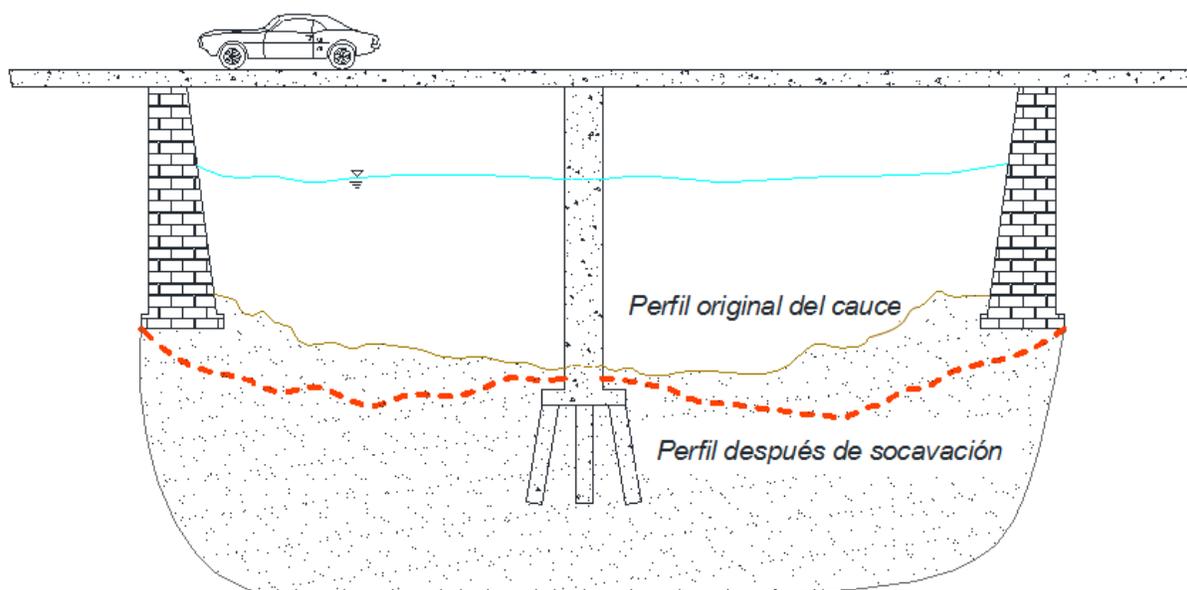


Figura 1.14 Perfil de socavación transversal

1.2.3.- SOCAVACIÓN EN CURVAS

En curvas, la velocidad en los bordes exteriores es mayor que en los interiores, como consecuencia, la capacidad de arrastre de sólidos en esa zona es mayor que en el borde interior de la curva y la profundidad de erosión es mayor en esta zona (Figura 1.15). Este efecto es importante y debe ser tomado en cuenta en la construcción de puentes localizados en la curva de un río o en la construcción de obras de protección en los mismos lugares. La profundidad de socavación se ve incrementada si la orilla exterior del cauce es estabilizada

por medio de revestimiento o protección marginal. Normalmente las mayores profundidades se observan en la segunda mitad aguas abajo de las curvas regulares.

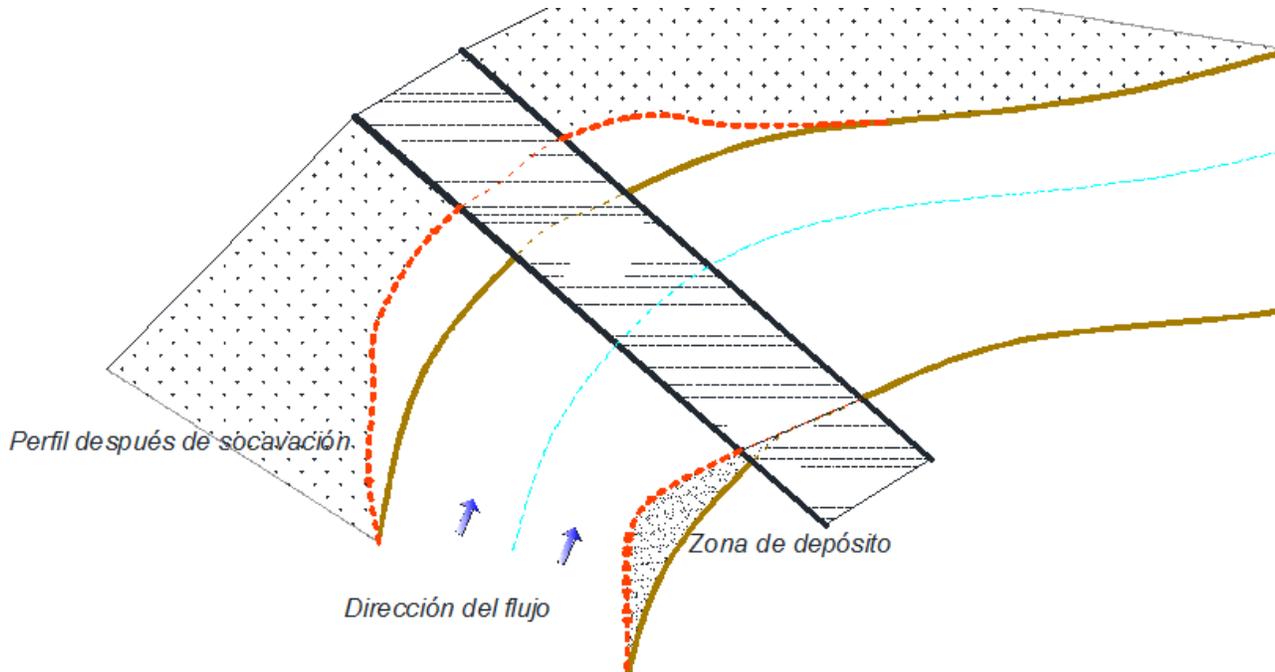


Figura 1.15 Planta de socavación en curvas

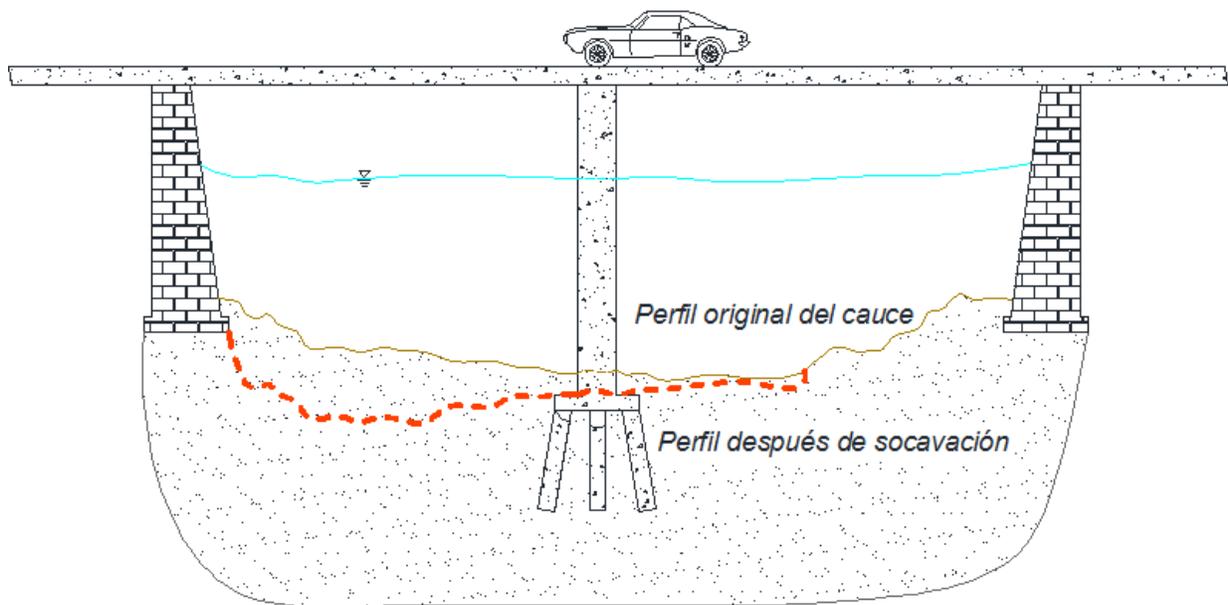


Figura 1.16 Perfil de socavación en curvas

1.2.4- SOCAVACIÓN LOCAL AL PIE DE PILAS Y ESTRIBOS

En el paso de una corriente en la que se coloca un obstáculo, se produce la remoción del suelo en el lado aguas arriba del mismo obstáculo. A esto se le conoce como “socavación local”. En este caso, los huecos o depresiones que se forman también se rellenan al disminuir la velocidad del agua, aunque en general, quedan pequeñas depresiones como testimonio de este fenómeno (*Figura 1.17*).

Los vórtices que se presentan frente a estas estructuras provocan la erosión. Estos vórtices son debidos a que estas pilas o estribos provocan cambios de dirección en las líneas del flujo. El efecto provocado por una pila en el cruce de un cauce es que aguas arriba de la misma el agua se levanta, por debajo del puente, el nivel baja para volver a levantarse una vez que ha salido del puente. En el fondo del cauce, al sobre-elevarse el agua, ésta escurre lateralmente alrededor de la pila descendiendo en forma de cascadas turbulentas, las que causan el levantamiento de los materiales del fondo del cauce provocando así socavación en la vecindad de la pila. Esta socavación depende de la sección transversal de las mismas. Los factores que influyen en la socavación al pie de las pilas son los siguientes:

Velocidad del cauce. La socavación aparece cuando existe un flujo subcrítico o supercrítico, no obstante las investigaciones se realizan con flujos subcríticos, es decir, el Número de Froude del cauce es menor a uno.

Tirante. El aumento en el tirante del cauce puede incrementar la profundidad de socavación en el orden de 2 o más.

Ancho de las pilas. Una pila considerada ancha aumenta la profundidad de socavación, además de que no existen ecuaciones apropiadas para calcular dicha profundidad.

Longitud de las pilas y esviajamiento. Si se duplica la longitud de la pila, la profundidad de socavación se verá incrementada entre un 30% y un 60%, dependiendo de su forma geométrica y del ángulo que el eje de la pila forme con la dirección del flujo.

Materiales del fondo. Entre las características importantes del material que deben tomarse en cuenta al calcular la profundidad de socavación son: el diámetro de los granos, su distribución granulométrica, el grado de cohesión o cementación, el peso específico sumergido del suelo y la estratificación del suelo.

La socavación local en los estribos de puentes es análoga a la ocurrida en pilas. Sin embargo, ésta se distingue por las características geométricas de las secciones.

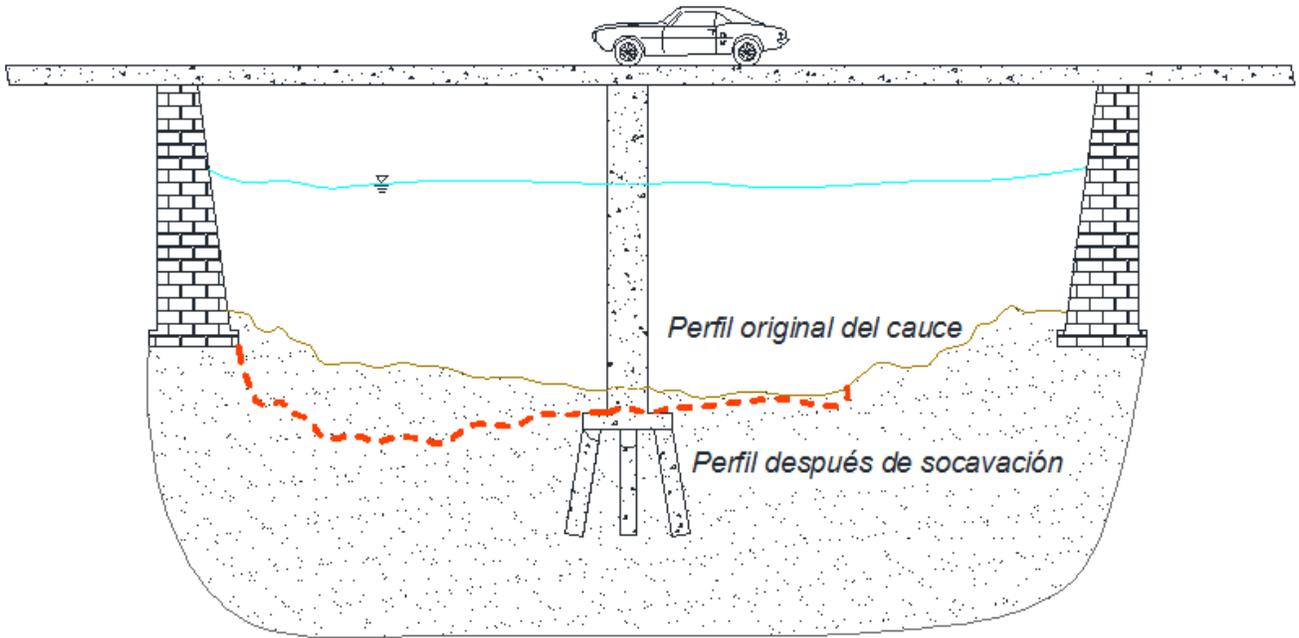


Figura 1.17 Perfil de socavación local de pilas y estribos

En las Figuras 1.18 a 1.20 se muestra la formación de vórtices al actuar el flujo sobre la pila o estribo, así como las etapas del proceso erosivo ⁽⁶⁾:

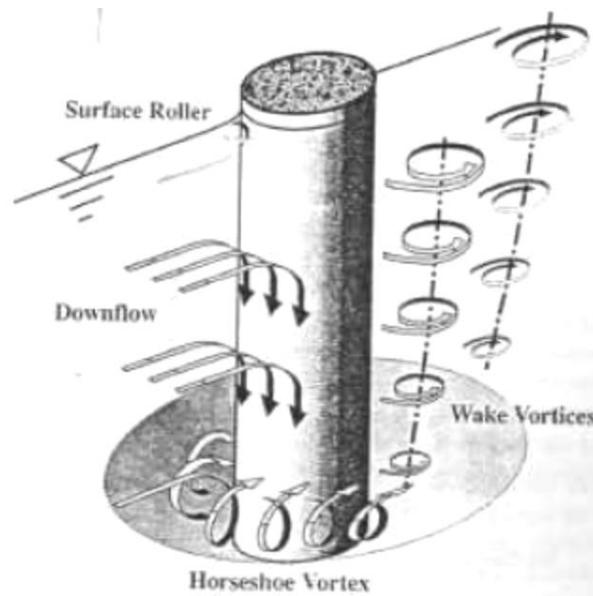


Figura 1.18 Patrones del flujo en una pila circular

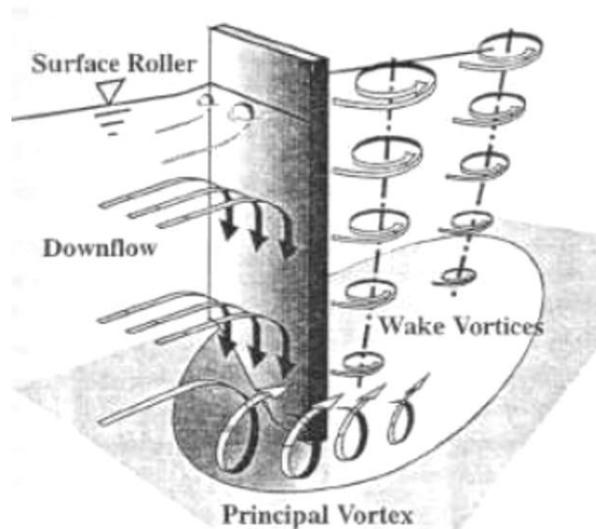


Figura 1.19 Patrones de flujo en la pared de un estribo

FORMA DE INICIARSE LA SOCAVACION

Condición mínima

La socavación se inicia en las esquinas

Zona de depósito



Zona de depósito

Para iguales condiciones, la erosión se inicia primero en la pila alineada

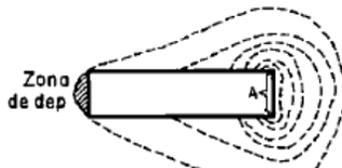
La profundidad puede ser menor que para la pila alineada



Zona de depósito

CONDICION INTERMEDIA

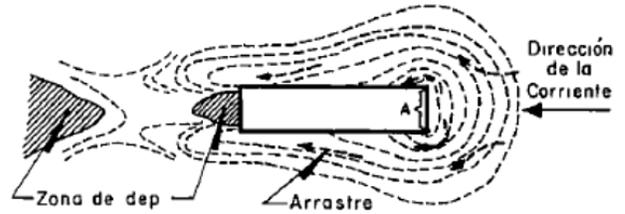
$$V = V_c$$



Zona de dep

La profundidad de la erosión puede ser igual en los dos casos

CONDICION CERCANA AL MAXIMO



Zona de dep

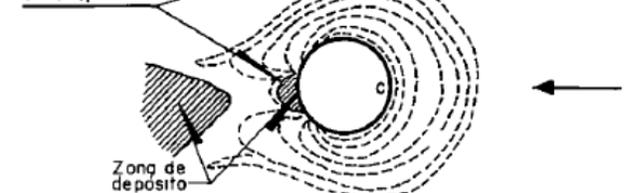
Arrastre

Dirección de la Corriente

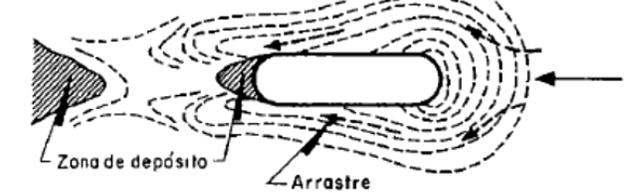
La máxima socavación se presenta en la esquina C y es bastante mayor que en el frente de la pila alineada



Aquí se presenta una zona, con corrientes ascendentes cargadas de material en suspensión



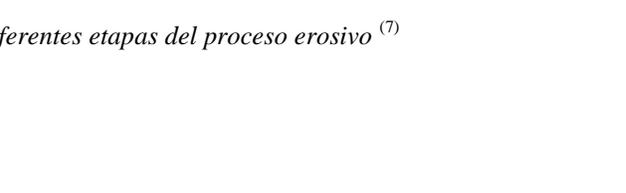
La máxima socavación se presenta en la esquina C y es bastante mayor que en el frente de la pila alineada



La máxima socavación se presenta en la esquina C y es bastante mayor que en el frente de la pila alineada



La máxima socavación se presenta en la esquina C y es bastante mayor que en el frente de la pila alineada



La máxima socavación se presenta en la esquina C y es bastante mayor que en el frente de la pila alineada

Figura 1.20 Esquemas que muestran diferentes etapas del proceso erosivo (7)

CAPÍTULO 2.- CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES

2.1.- DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PUENTE FERROVIARIO “EL RECINTO”

El puente ferroviario “El Recinto” se encuentra en el municipio de San Miguel Vindho, en la ciudad Cooperativa Cruz Azul, en el cadenamamiento 5+164 (CFE-CONAGUA). Perteneces al sistema de ferrocarril México-Querétaro, cruzando el río Tula.

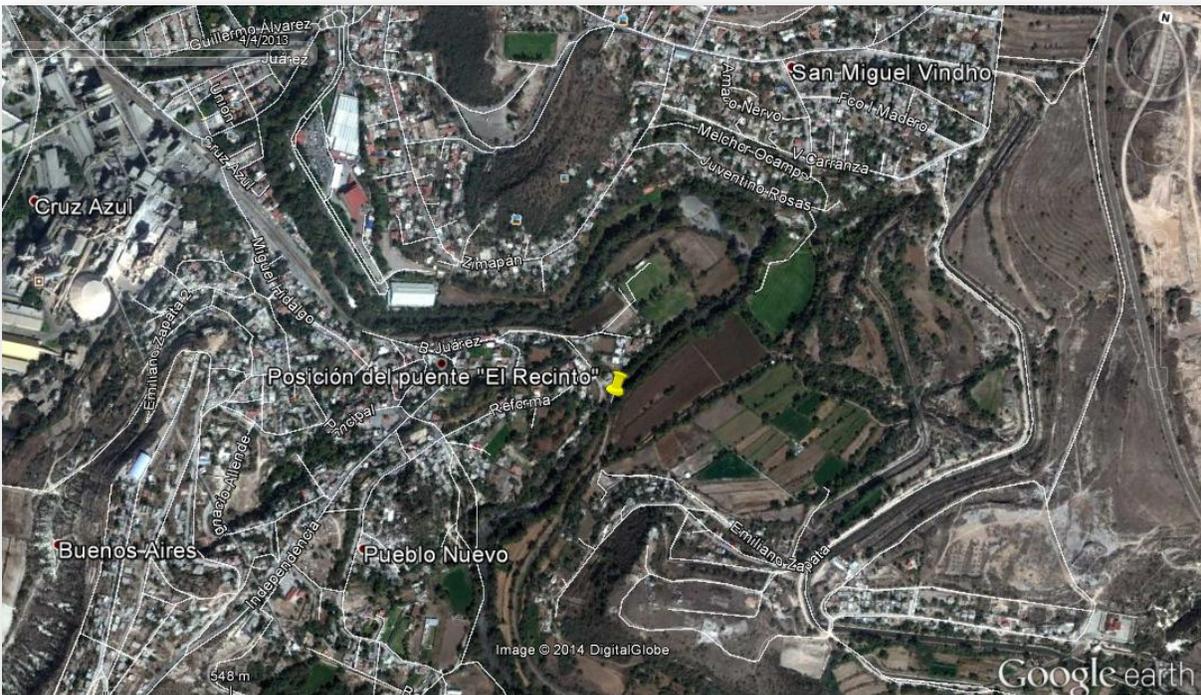


Figura 2.1 Localización del puente “El Recinto”, fotografía satelital

La función principal del puente es el paso del ferrocarril, aunque también presenta un andador lateral para el paso de peatones. Se trata de un puente de acero conformado por dos traveses en sección I contraventeadas transversal y horizontalmente; éstas se apoyan sobre una pila central, rectangular con nariz redondeada y estribos con aleros. Ambos elementos están contruistrados en mampostería.

Para poder dar un diagnóstico de la estabilidad estructural del puente, fue necesario realizar un levantamiento geométrico en campo, en el cual se obtuvieron los siguientes datos:

Número de claros = 2 (continuos)
Longitud del claro = 16.5 m
Longitud total del puente = 33 m
Ancho total = 4 m
Ancho de vías = 3 m
Ancho de andador peatonal = 1 m (lado izquierdo)
Número de vías = 1
Esviajamiento = 45° (izquierda)
Alineamiento horizontal en curva



Figura 2.2 Puente ferroviario “El Recinto”, superestructura de acero con apoyos de mampostería

2.1.1.- SUPERESTRUCTURA

Está formada por dos traveses metálicos de 1.6 m de peralte y 0.4 m de ancho en patín, con contraventeos transversal y horizontal. Los rieles de la vía se apoyan en durmientes de

madera, que se apoyan a su vez, en las traveses longitudinales de acero. La superestructura se apoya en dos estribos y una pila central hechos en mampostería de piedra.



Figura 2.3 Traveses longitudinales de acero de 1.61 m de peralte, contraventeadas en sentido transversal y horizontal



Figura 2.4 Arreglo de vías de ferrocarril y andador peatonal improvisado con malla de protección

En las siguientes figuras se describe la geometría de los elementos del puente. Se observa, un ancho de vía de 3 m al que se suma un andador peatonal de 1 m y el espesor de los durmientes es de 0.25 m (Figura 2.5). El perfil de acero utilizado para la estructura está conformado por placas, tiene un peralte de 1.61 m, con ancho de patines de 41.6 cm y espesor de 1.6 cm (Figura 2.6), siendo el mismo espesor el del alma. Existe una distancia entre los perfiles de 2.02 m.

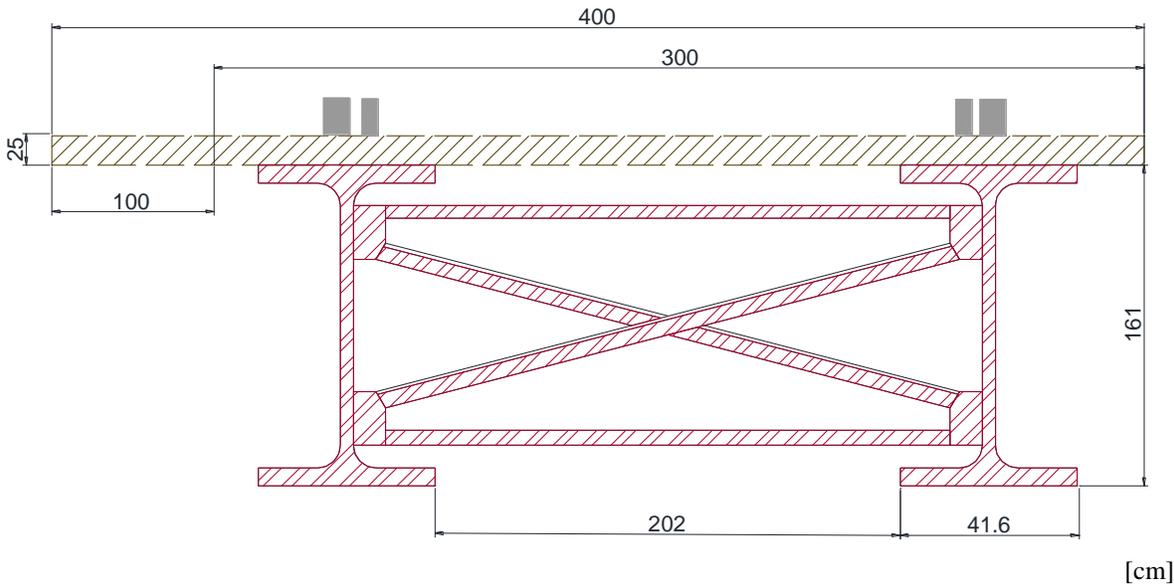


Figura 2.5 Sección transversal

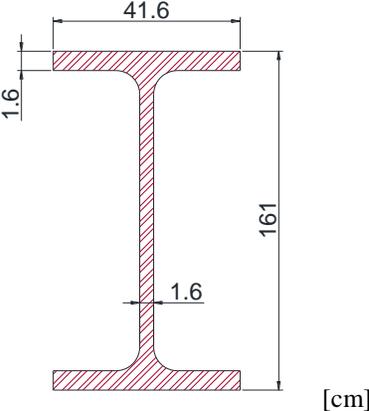


Figura 2.6 Perfil de acero que conforma a las traves

Se tiene longitud total del puente en sección longitudinal de 33 m (Figura 2.7) y una altura del nivel 0 de terreno al paño inferior de las traves de 8.3 m. También se observa el esviaje que tienen las vías, dado que están en curva. Estas vías se apoyan sobre las traves de la manera que se esquematiza en la Figura 2.8.

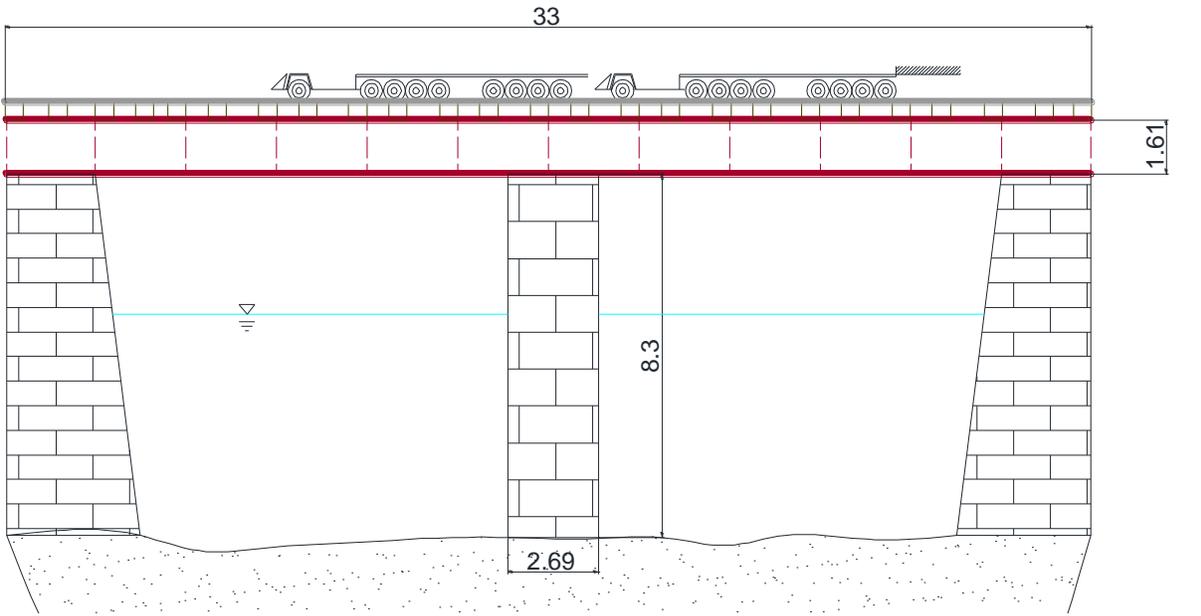
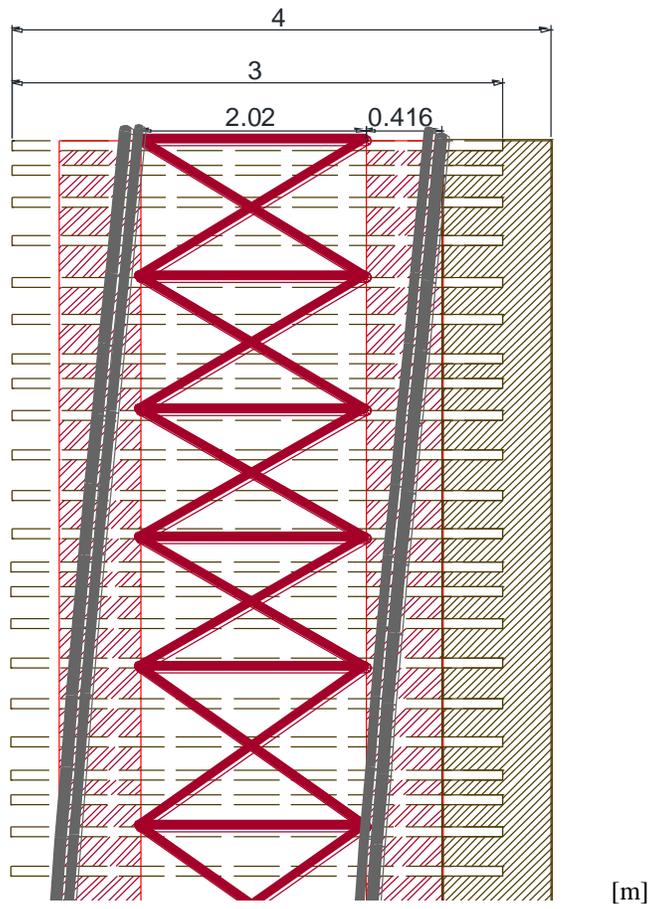


Figura 2.7 Corte longitudinal, puente "El Recinto"

[m]



[m]

Figura 2.8 Vista en planta

2.1.2.- SUBESTRUCTURA

La subestructura está formada por una pila de mampostería de sección rectangular, redondeada sólo en un extremo y estribos de mampostería con aleros del mismo material, como se muestra en las *Figuras 2.9 y 2.10*.



Figura 2.9 Pila central, construcción en mampostería



Figura 2.10 Estribo, construido en mampostería de piedra con alero integrado del mismo material

PILA CENTRAL

La pila está construida en mampostería y se tiene una geometría como la mostrada en la *Figura 2.11*, con una nariz redondeada con el objeto de ayudar a la pila a desviar el flujo de la corriente y evitar formación de vórtices. La sección es de 7.99 x 2.69 m en la parte rectangular y el largo total incluyendo la punta redondeada es de 9.49 m. El ancho de la pila en la dirección de flujo es de 2.69 m con una altura sobre el nivel de terreno de 8.3 m.

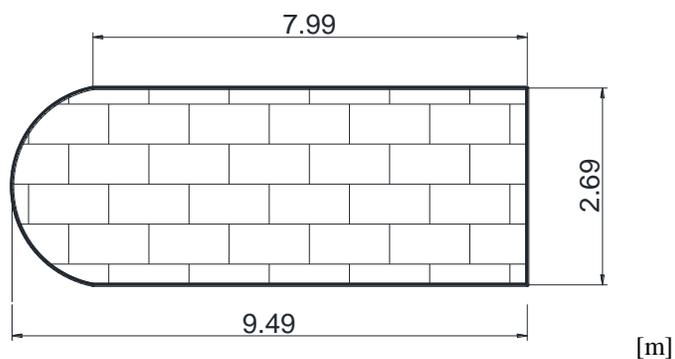


Figura 2.11 Planta, pila central de mampostería

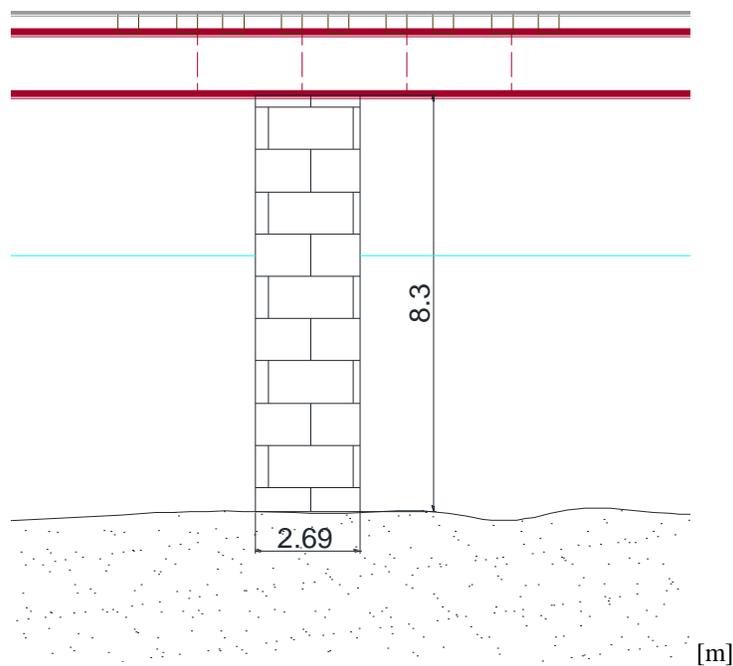


Figura 2.12 Corte transversal, pila central

ESTRIBO

El estribo está igualmente constituido en mampostería, con una sección trapezoidal como la mostrada en la *Figura 2.13*. El ancho del estribo, perpendicular al flujo es de 3.48 m, el largo es de 9.5 m; en la parte superior se tiene un tope de 1.3 m de altura el cual recibe al puente.

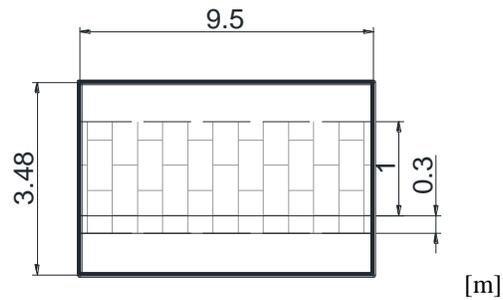


Figura 2.13 Planta, estribo

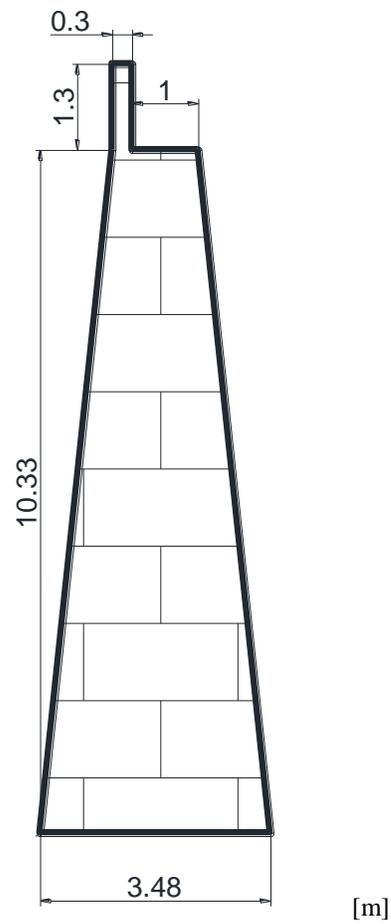


Figura 2.14 Corte transversal, estribo

ZAPATA, PILA CENTRAL

La zapata de la pila se supuso con una sección transversal rectangular de 11.5 m x 4.7 m construida en mampostería (Figura 2.15). Considerando que la zapata se encuentra desplantada a 4 m por debajo del terreno, según la inspección que se hizo en obra, se puede observar que una parte del cuerpo de la zapata está constituido por relleno, lo que ayudará en gran medida a la estabilidad de la estructura.

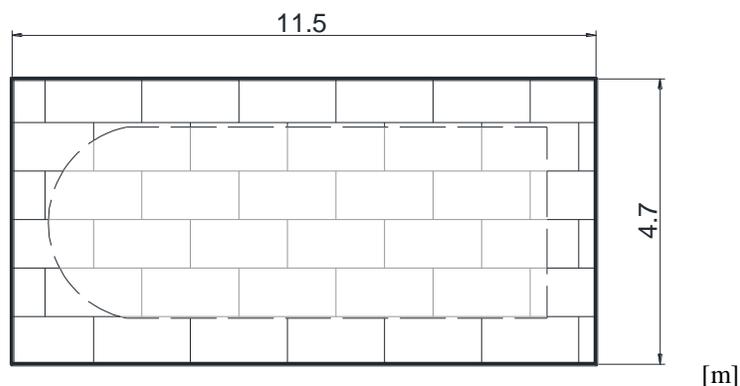


Figura 2.15 Planta, zapata de pila central

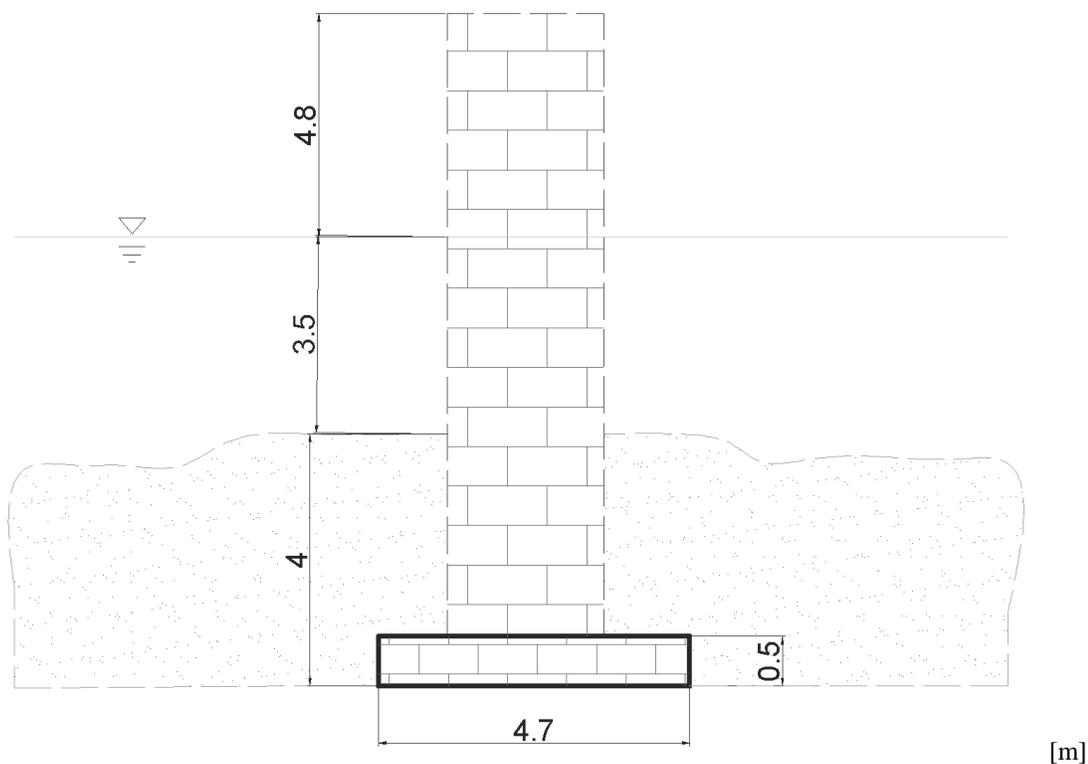


Figura 2.16 Corte transversal, zapata de pila central

ZAPATA, ESTRIBOS

La sección de la zapata en los estribos es de 9.5 m x 6.5 m (*Figura 2.17*). Esta sección se muestra en la *Figura 2.18*, junto con un corte transversal del estribo y sus dimensiones.

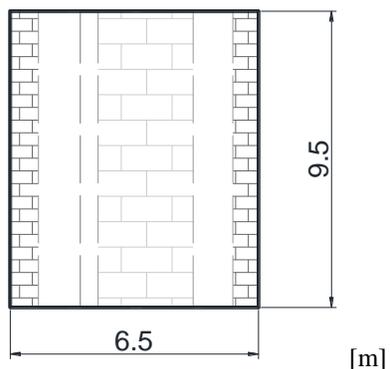


Figura 2.17 Planta, zapata de estribo

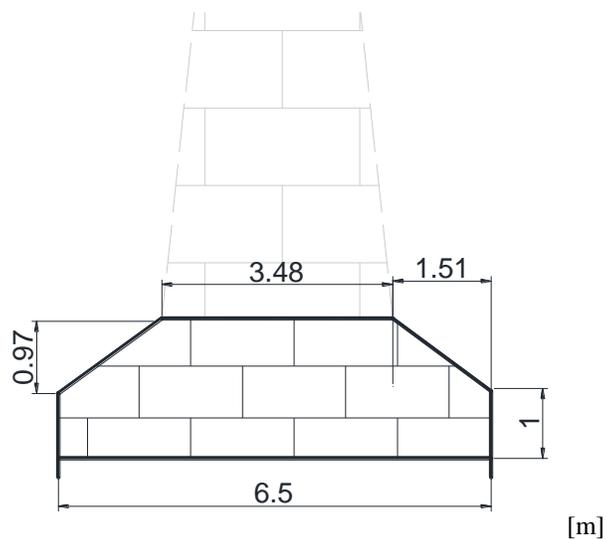


Figura 2.18 Sección transversal, zapata de estribo

En la *Figura 2.19* se ejemplifica la dirección del flujo que pasa por el puente “El Recinto”; este flujo está representado en época de estiaje, en donde la corriente no alcanza los estribos, aunque el diseño de estos se hace para las épocas de crecientes en donde los estribos también son afectados por el flujo que pase en ese momento.

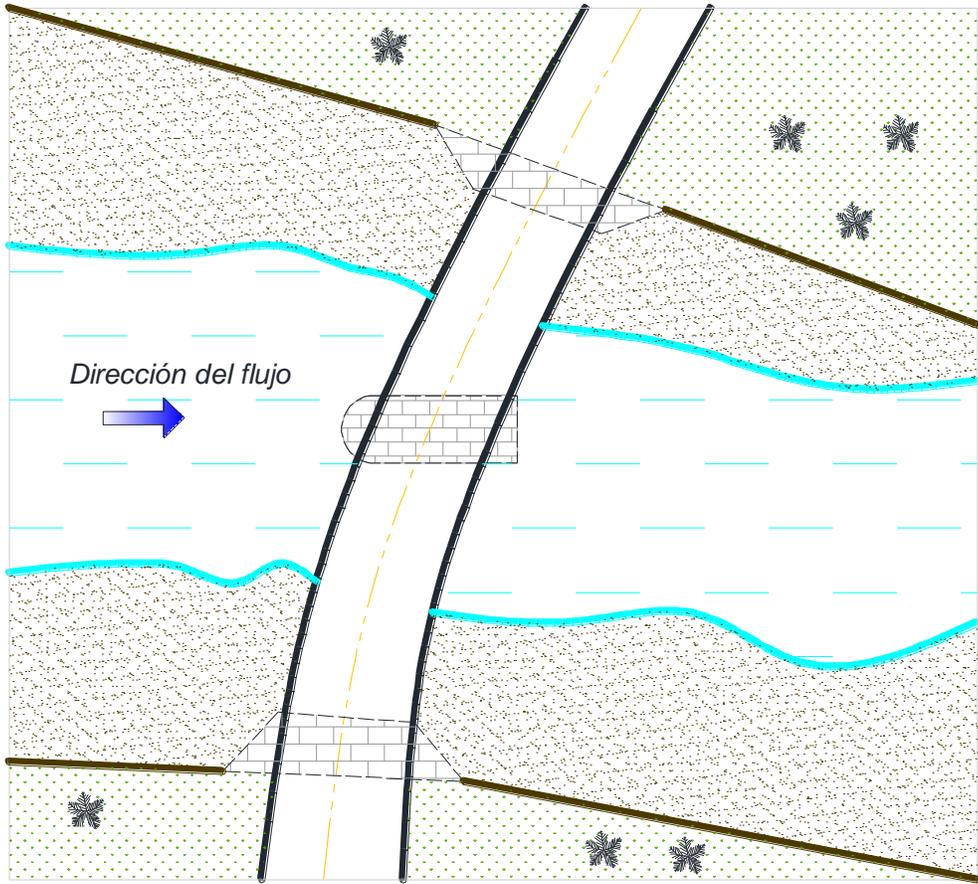


Figura 2.19 Dirección de la corriente del río sobre la pila y estribos

2.2.- DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PUENTE VEHICULAR “5 DE MAYO”

El puente “5 de mayo” está localizado en el km 18+570 referido al cadenamamiento (CFE-CONAGUA) sobre el río Tula, en el estado de Hidalgo. El puente cruza el río sobre la Avenida 5 de mayo de la ciudad de Tula (*Figura 2.20*).

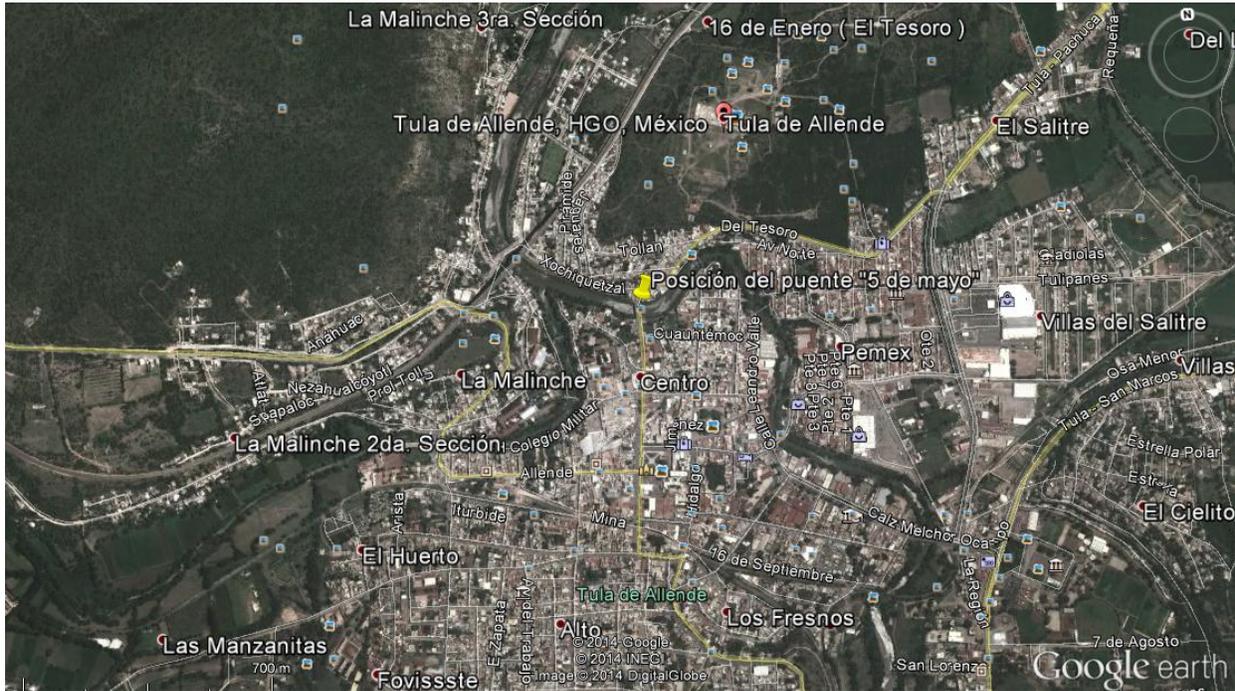


Figura 2.20 Localización del puente “5 de mayo”, fotografía satelital

La función principal del puente es el paso de vehículos aunque también presenta banquetas adicionales para el paso peatonal. Se trata de un puente de traveses cajón de concreto apoyadas sobre cabezales y pilas redondeadas de concreto. Los estribos se conforman de cabezales apoyados sobre 3 columnas circulares y un muro de mampostería para retener el suelo.

Para poder dar un diagnóstico de la estabilidad estructural del puente, fue necesario realizar un levantamiento geométrico en campo, en el cual se obtuvieron los siguientes datos:

- Número de claros = 3
- Longitud del claro menor (1 y 3) = 15 m.
- Longitud del claro central = 25 m.
- Longitud total del puente = 55 m.
- Ancho total = 10.5 m
- Ancho de calzada = 8.10 m.
- Ancho de banquetas y parapetos = 1.2 m (a cada lado)

Número de carriles de circulación = 2
Esviajamiento = 5.0° derecha
Alineamiento horizontal tangente
Alineamiento vertical en cresta



Figura 2.21 Vista general, puente "5 de mayo"

2.2.1.- SUPERESTRUCTURA

El puente está formado por tres claros, los claros 1 y 3 de 15 m y el claro 2 (claro central) de 25 m.

La superestructura del puente está formada por 5 traveses de concreto, de sección cajón con aletas (*Figura 2.22*). Sobre las traveses existe un firme de concreto que recibe la carpeta asfáltica la cual constituye la superficie de rodadura.



Figura 2.22 Superestructura, conformada por un firme apoyado en cinco traveses de sección cajón con aletas.



Figura 2.23 Carpeta asfáltica, paso peatonal y parapeto de acero

En las Figuras 2.24 a 2.26 se describe la geometría de los elementos de la superestructura del puente. Se observa (Figura 2.24), un ancho de vía de 8.1 m para tres carriles de circulación, al que se suman andadores peatonales de 1.2 m cada uno y el espesor del tablero es de 0.30 m. El tablero se apoya sobre traveses cajón de concreto, la que tienen un peralte de 1.36 m, con ancho mínimo de 0.85 m y máximo de 2 m, siendo el mismo espesor el del alma.

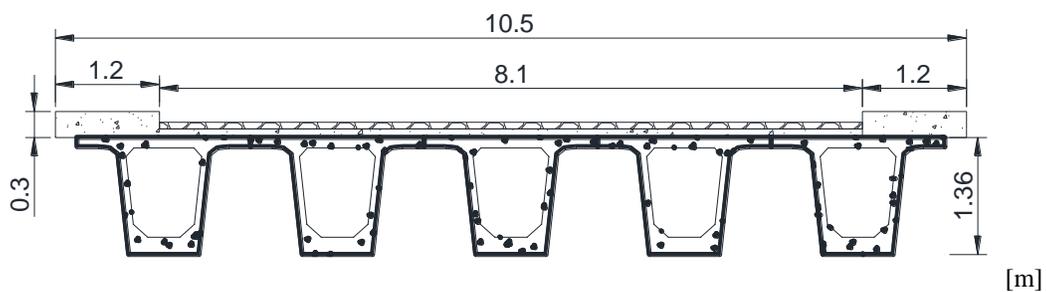


Figura 2.24 Sección transversal

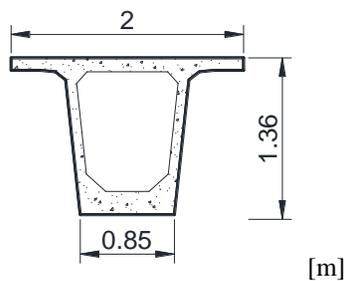


Figura 2.25 Sección cajón de concreto

Se tiene un largo total del puente en sección longitudinal de 55 m, claro central de 25 m y claros extremos de 15 m (*Figura 2.26*) y una altura en las pilas, del nivel 0 de terreno, al paño inferior de las traves de 7.48 m.

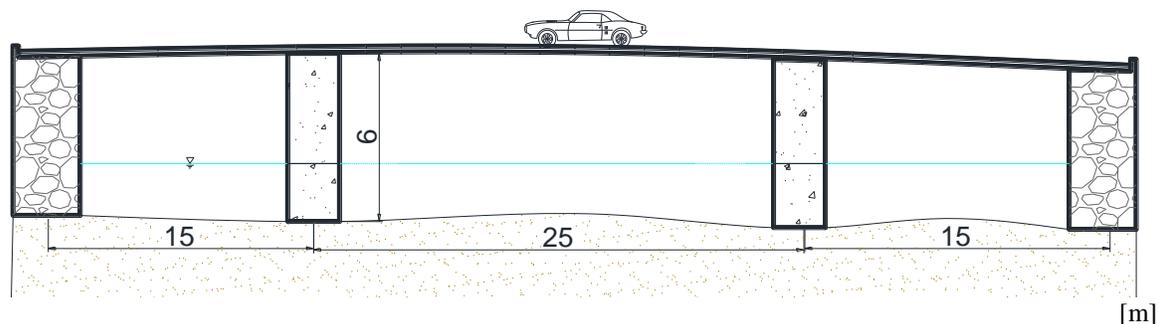


Figura 2.26 Corte longitudinal, puente "5 de mayo" [m]

2.2.2.- SUBESTRUCTURA

La subestructura del puente está formada por 2 pilas de concreto reforzado, formadas por un muro rectangular con narices redondeadas, sobre el cual se construyó el cabezal que recibe a las traves de la superestructura (*Figuras 2.27* y *2.28*). En los extremos del puente se tienen apoyos formados por un cabezal apoyado en 3 columnas circulares de 1.20 m de diámetro. Se construyó además muros de mampostería para evitar que los terraplenes de los accesos derramen y obstruyan el área hidráulica del cauce (*Figura 2.29*).



Figura 2.27 Pilas, formadas por un cuerpo rectangular con narices redondeadas sobre el cual se apoya un cabezal de concreto reforzado.



Figura 2.28 Pilas, cabezales y taludes de acceso contruidos en tierra



Figura 2.29 Apoyo extremo, conformada por cabezal sobre 3 columnas circulares

PILAS CENTRALES

Las pilas y los cabezales están contruidos en concreto y tienen una geometría como la mostrada en las *Figuras 2.30 y 2.31*; tienen narices semicirculares con el objeto de ayudar a la pila a desviar el flujo de la corriente y evitar formación de vórtices. La sección es de 5.16 x 0.94 m.

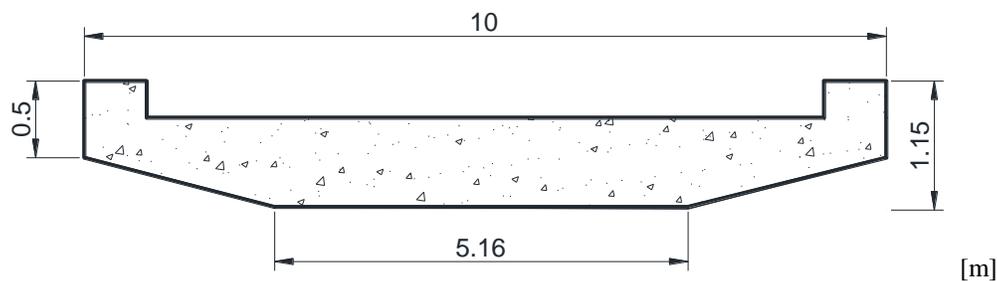


Figura 2.30 Cabezal de pilas centrales, vista transversal

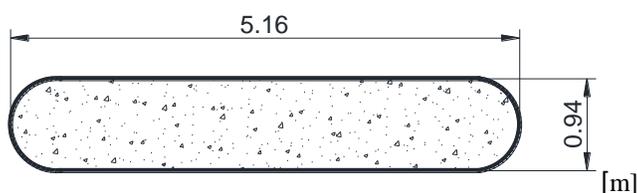


Figura 2.31 Planta, pilas centrales

ESTRIBOS

Los estribos se componen de un cabezal apoyado en 3 columnas circulares de 1.20 m de diámetro y muros de mampostería que rodean a las columnas. La altura del estribo es de 9.28 m; en la parte superior se tiene un tope de 1.3 m de altura el cual recibe al puente. La separación entre pilas del estribo es de 2.34 m (*Figuras 2.32 y 2.33*).

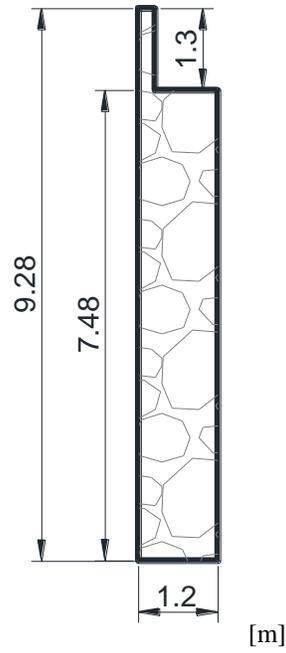


Figura 2.32 Estribos, sección transversal

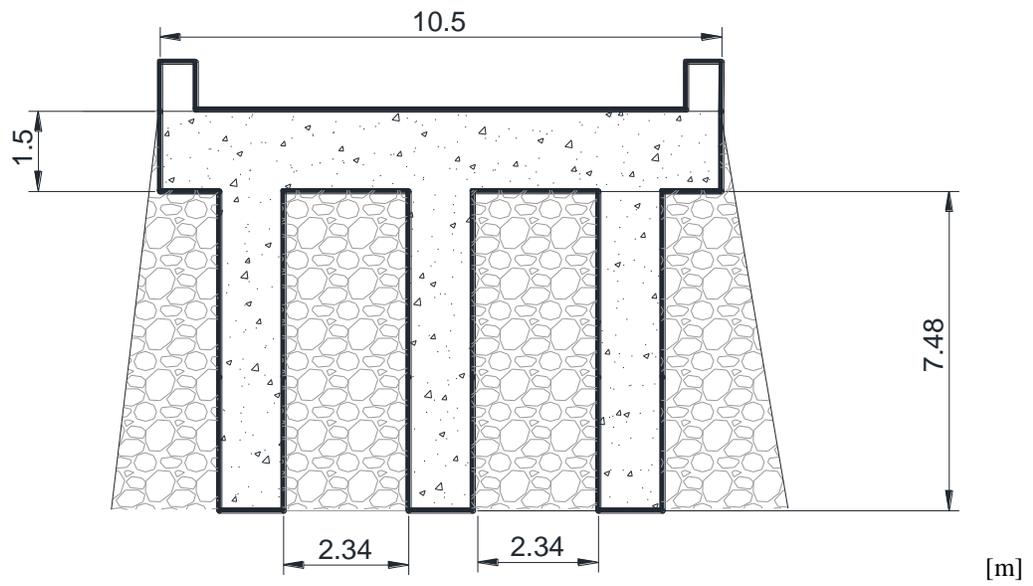


Figura 2.33 Cabezal de estribos, corte transversal

ZAPATA, PILAS CENTRALES

La zapata se supuso de sección rectangular de 7.16 m x 3 m de concreto reforzado (Figura 2.34). Considerando que la zapata se encuentra desplantada a 3 m por debajo del terreno natural, según la inspección que se hizo en obra, se puede observar, una parte del cuerpo de la zapata está constituida por relleno, lo que ayudará en gran medida a la estabilidad de la estructura.

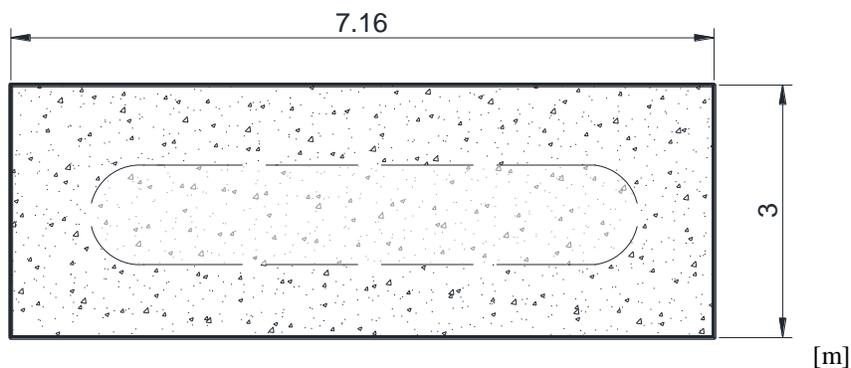


Figura 2.34 Zapata de pilas centrales, planta

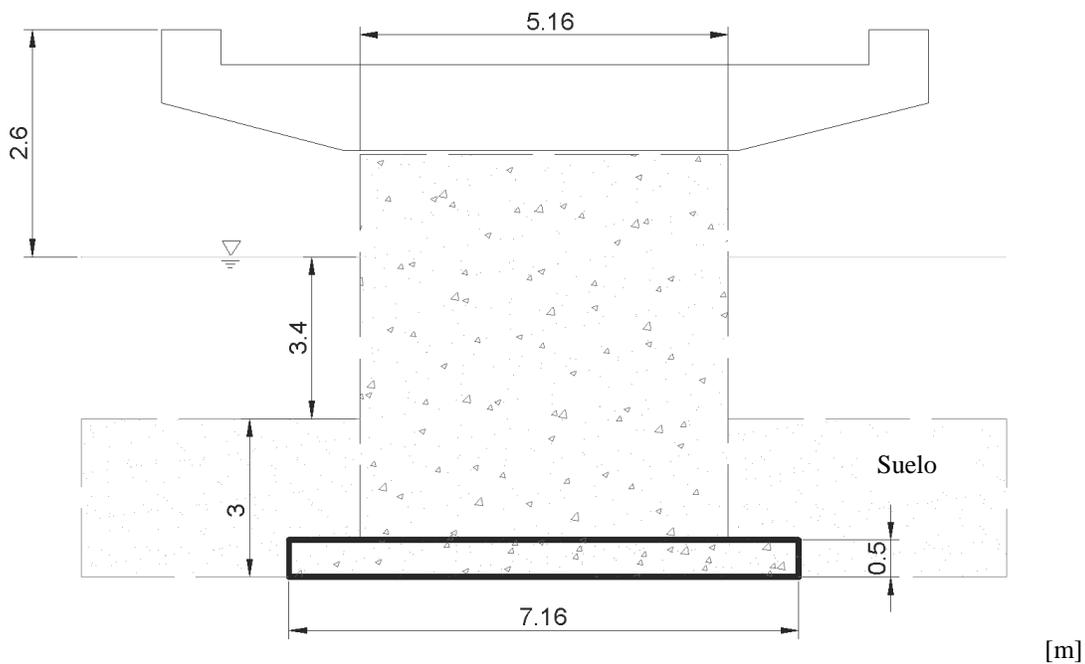


Figura 2.35 Corte transversal, zapata de pilas

ZAPATA, ESTRIBOS

La sección de la zapata en los estribos es de 11.3 m x 4.2 m (*Figura 2.36*), la que se muestra a continuación junto con un corte transversal del estribo y sus dimensiones (*Figura 2.37*).

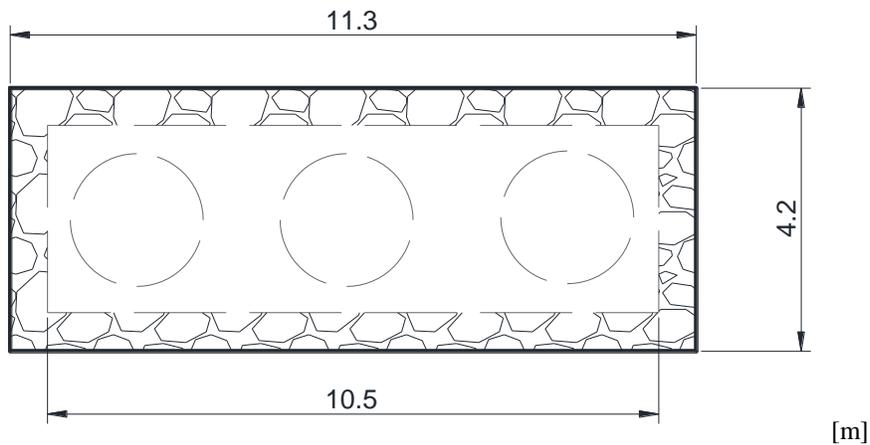


Figura 2.36 Zapata de estribos, planta

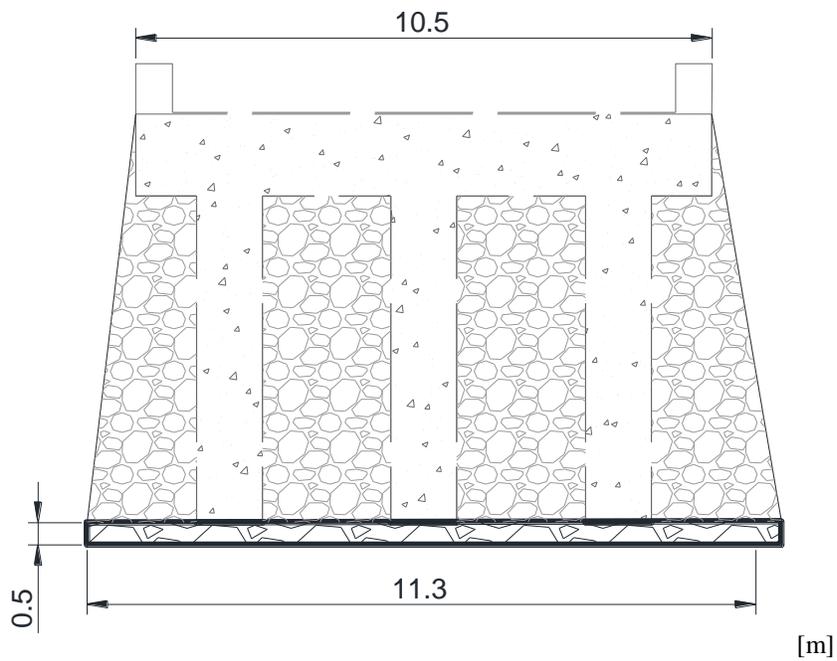


Figura 2.37 Corte transversal, zapata de estribos

En la *Figura 2.38* se ejemplifica la dirección del flujo que atraviesa el puente “5 de mayo”; este flujo está representado en época de estiaje, en donde la corriente no alcanza los estribos. En este caso con el gasto de diseño la corriente no alcanzará a los estribos, por lo cual el fenómeno de socavación en esos puntos no será de interés.

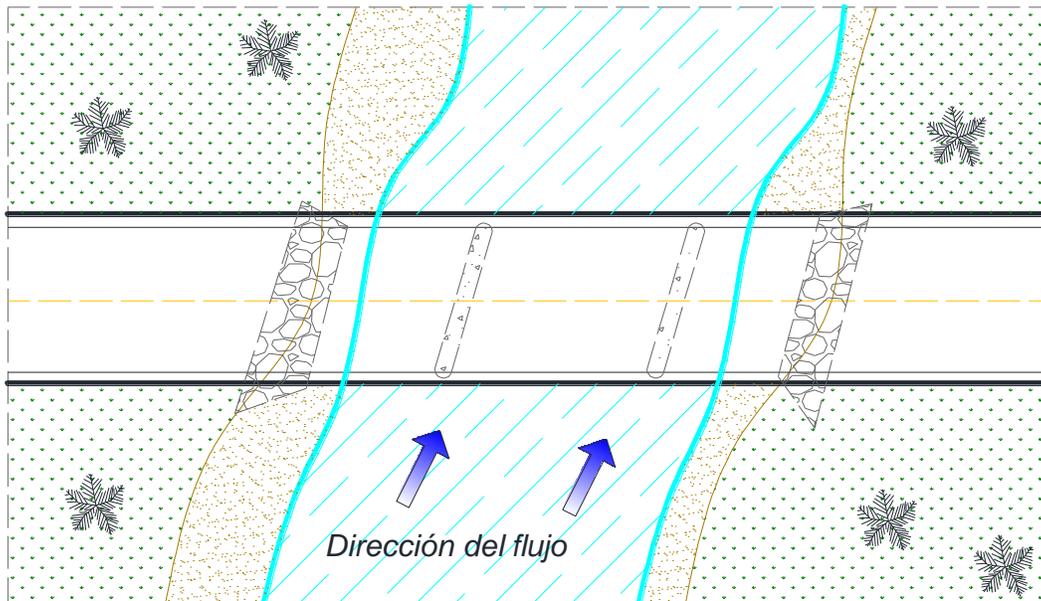


Figura 2.38 Dirección de la corriente del río sobre la pila y estribos

CAPÍTULO 3.- CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN EN PUENTES

3.1.- CARACTERÍSTICAS GENERALES EN EL CAUCE DEL RÍO TULA, ESTUDIOS TOPOHIDRÁULICOS Y COMPLEMENTARIOS

En este capítulo se hará una revisión de la socavación general y local de los puentes “El Recinto” y “5 de mayo”, debido al aumento del gasto del río Tula proveniente del Túnel Emisor Central, Túnel Emisor Oriente y el Río El Salto; al evaluar esta socavación se podrán tomar medidas que lleven a garantizar la seguridad estructural y minimizar los efectos negativos que resultarían en una falla o en el cierre del puente. El proceso de la evaluación de un puente considerando la socavación es el mismo en casos de puentes construidos o por construir, la diferencia está en que un puente ya existente no se puede modificar sustancialmente y se debe proceder a estudiar, diseñar y construir medidas de prevención, rectificación y control. Si un puente está en la etapa de diseño, es susceptible de ser modificado para mejorar sus condiciones de estabilidad frente a la socavación. Por lo tanto, los pasos que se siguen para determinar la socavación son los mismos, tanto para puentes existentes como para puentes nuevos.

Para poder determinar la socavación de las pilas y estribos de los puentes fue necesario conocer la estratigrafía y granulometría del subsuelo, donde se encuentran desplantados los apoyos de los puentes existentes, ya que las condiciones del terreno por socavar dependen del material. Se utilizaron los estudios topohidráulicos y complementarios (geotecnia y mecánica de suelos), realizados por CONAGUA ⁽⁴⁾ en los cruces de los puentes con el cauce del río.

Con esto, se dará pie a la revisión de la estabilidad estructural de los puentes mencionados, en los cruces con el cauce del río Tula y con base en las propiedades del terreno de la cimentación de las pilas y los planos del proyecto ejecutivo.

3.1.1.- PARÁMETROS DEL TERRENO, PUENTE “EL RECINTO”

Los trabajos de campo efectuados en el puente ferroviario “El Recinto” consistieron en un Pozo a Cielo Abierto (PCA-I), ubicado en la margen izquierda del río Tula, junto al estribo 1, el cual alcanzó una profundidad de 2.00 m ⁽⁴⁾.

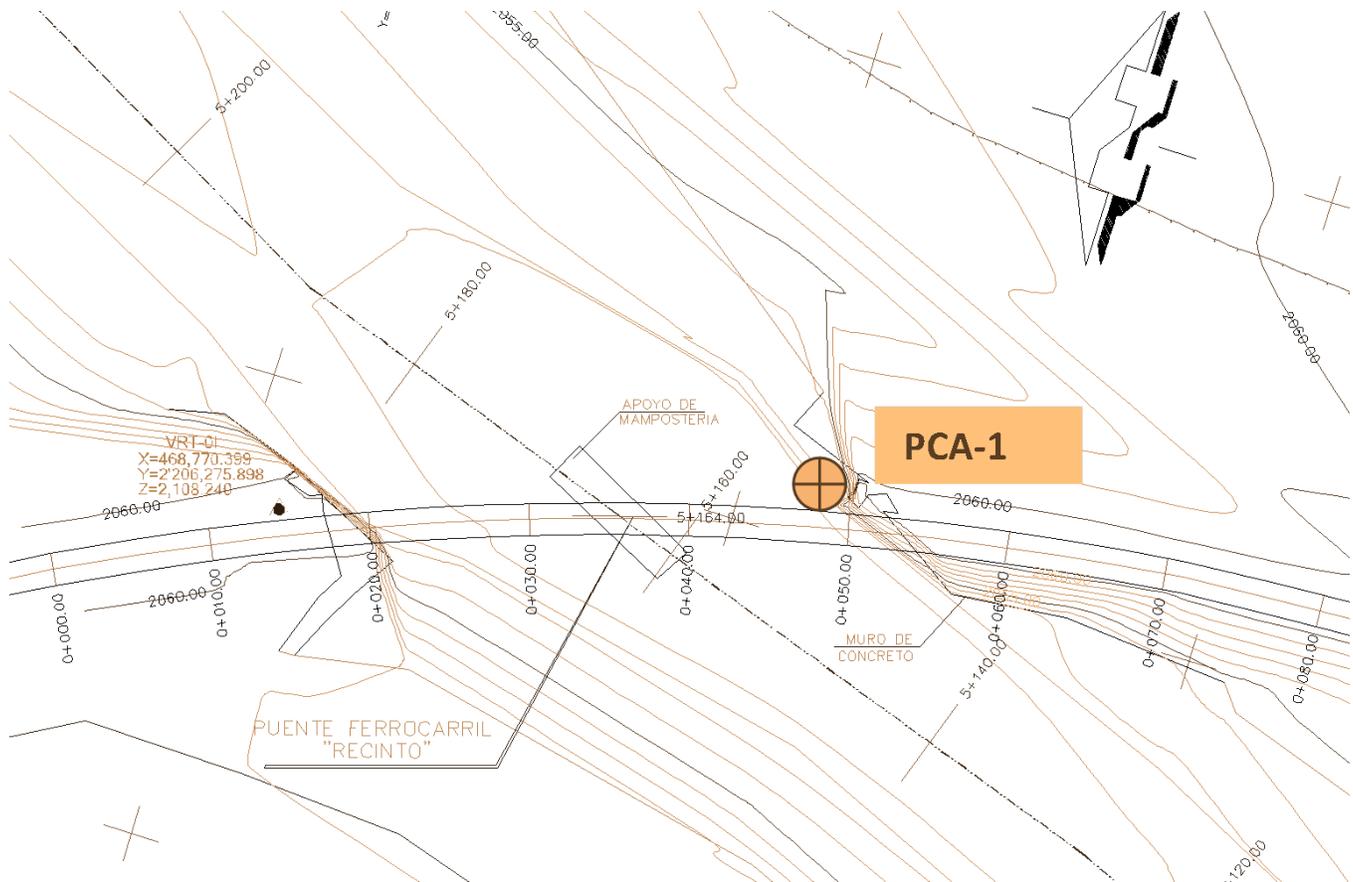


Figura 3.1 Ubicación del PCA-1 en el puente “El Recinto” (4)

Con esta excavación superficial realizada con pico, pala y equipo de barreno saca bocado; se definió la estratigrafía, hasta la máxima profundidad explorada de 2 m, la cual se describe a continuación:

- Superficialmente, con un espesor de 0.60 m, se encuentra un relleno constituido por una arcilla arenosa, café claro, con arcillas, y gravas redondeadas, de consistencia blanda.
- Enseguida se detectó, con un espesor de 1.00 m, una arcilla arenosa, café claro, con boleos aislados, de consistencia media. Con una clasificación SUCS CL.

$$\begin{aligned}
 W &= 33.51\% \\
 LL &= 46.40\% \\
 LP &= 21.92\% \\
 IP &= 24.48\%
 \end{aligned}$$

- Finalmente y hasta la máxima profundidad explorada de 2.00 m, un estrato constituido por gravas arcillosas, café claro, con poca arena y boleos aislados, de compacidad muy compacta (Toba). Con una clasificación SUCS GC.

$$\begin{aligned}
 W &= 25.29\% \\
 F &= 20.43\% \\
 A &= 24.16\% \\
 G &= 55.41\% \\
 LL &= 45.00\% \\
 LP &= 23.74\% \\
 IP &= 21.26\%
 \end{aligned}$$

- El nivel de aguas freáticas se detectó a 0.60 m.

Se puede decir que la estratigrafía general de la zona está compuesta por Tobas constituidas por gravas arcillosas, café claro, con poca arena y boleos aislados, de compacidad muy compacta. Para el cálculo de socavación se utilizará un valor del diámetro medio de partículas $d_m = 100 \text{ mm}$ (suelo no cohesivo) y $d_{85} = 0.19 \text{ m}$.

De los ensayos de laboratorio practicados a las muestras recibidas ⁽⁴⁾, se tienen los siguientes datos:

Tabla 3.1 Ensayos de laboratorio, puente “El Recinto”

No. Pozo	Profundidad m	Muestra	SUCS	W %	Finos %	Arena %	Grava %	LL %	LP %	IP %	(1)
PCA-1	0.60 – 1.60	M- 1	CL	33.51				46.40	21.92	24.48	(2)
	1.60 – 2.00	M - 2	GC	25.49	20.43	24.16	55.41	45.00	23.74	21.26	

Notas:

- (1) Arcilla arenosa, café claro, con boleos aislados.
- (2) Gravass arcillosas, café claro, con poca arena y boleos aislados (Toba)

W= Contenido de agua
 G = Contenido de grava y/o grumos
 A = Contenido de arena
 F = Contenido de finos
 LL = Límite líquido
 LP = Límite plástico
 IP = Índice de plasticidad

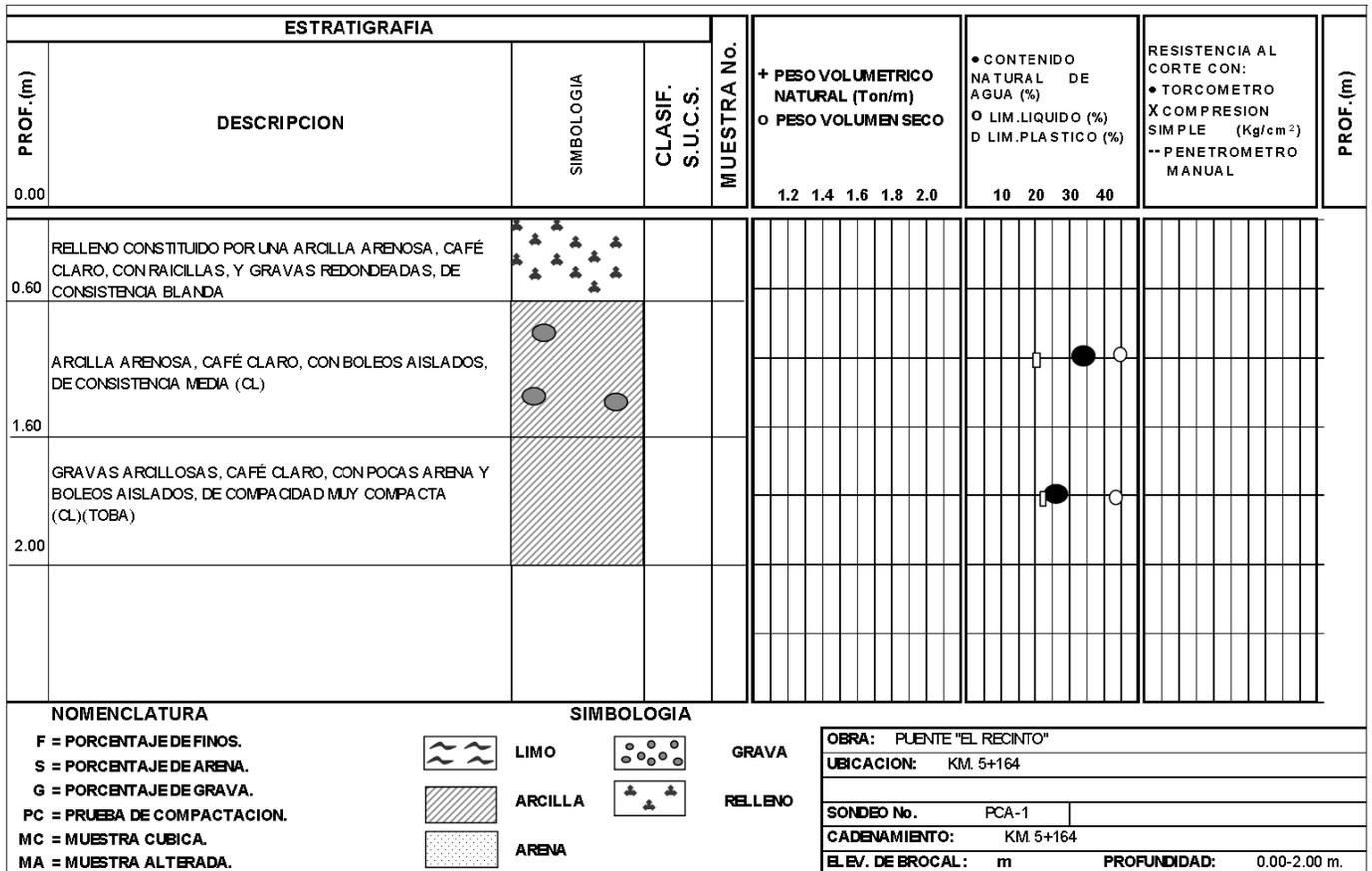


Figura 3.2 Perfil estratigráfico para el puente ferroviario "El Recinto" ⁽⁴⁾

3.1.2.- PARÁMETROS HIDRÁULICOS, PUENTE "EL RECINTO"

Otros de los parámetros importantes para evaluar la socavación son el gasto y la altura del tirante que pasa por el puente "El Recinto". Para esto fue necesario recopilar información como el aporte de los caudales provenientes del Túnel Emisor Oriente, Túnel Emisor Central y el río "El Salto", para así determinar el gasto máximo de diseño. Esta información fue recopilada por IIUNAM y CONAGUA.

- El gasto máximo de diseño al cruce del puente "El Recinto" es de $Q = 721.88 \text{ m}^3/\text{s}$
- El tirante máximo debido al incremento de caudal, tomado con respecto a la pila central del puente "El Recinto" es $H_0 = 3.5 \text{ m}$.

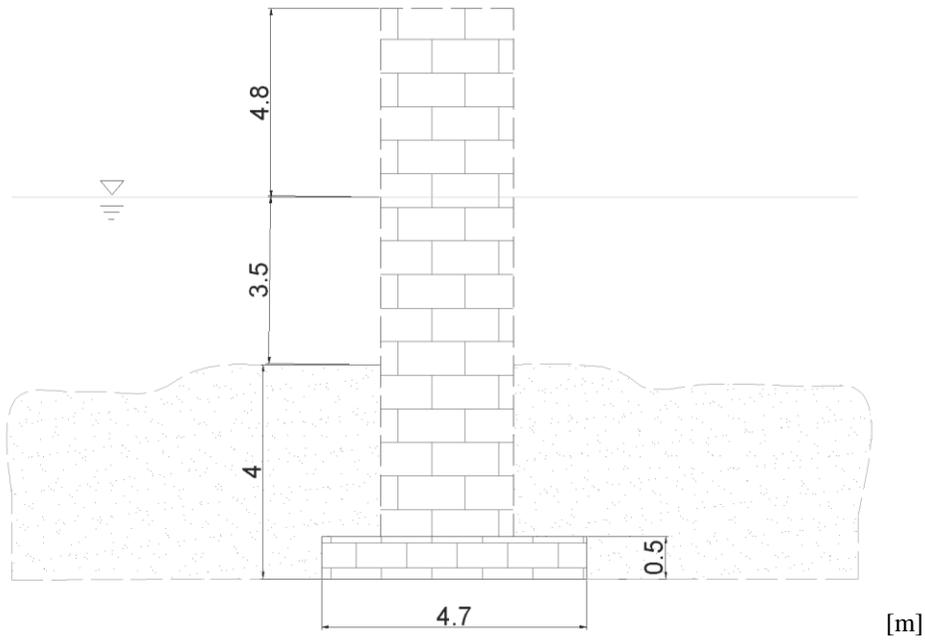


Figura 3.3 Altura del tirante debido al incremento del cauce, puente “El Recinto”

3.1.3.- PARÁMETROS DEL TERRENO, PUENTE “5 de mayo”

Los trabajos de campo efectuados en el puente vehicular “5 de mayo”, consistieron en un Pozo a Cielo Abierto (PCA-1) ubicado en la margen derecha del río Tula, junto al estribo 2, el cual alcanzó una profundidad de 2.20 m.

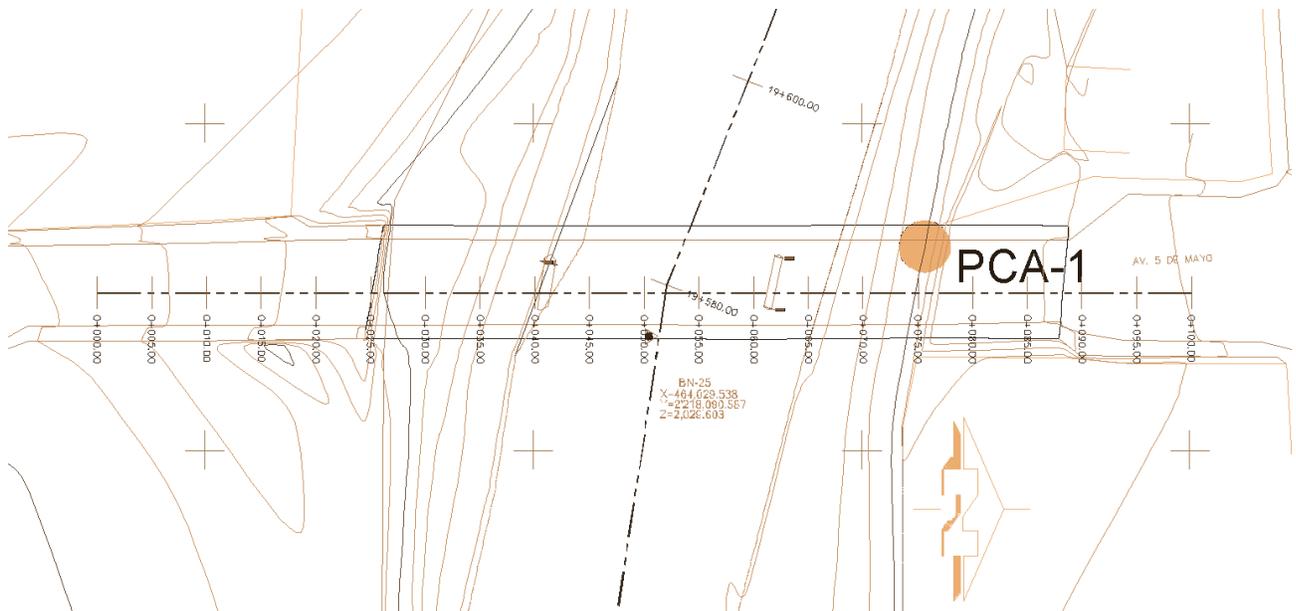


Figura 3.4 Ubicación del PCA-1 en el puente “5 de mayo” (4)

En esta excavación superficial realizada con pico, pala y equipo de barreno saca bocado; se definió la estratigrafía, hasta una máxima profundidad explorada de 2.20 m, la cual se describe a continuación:

- Superficialmente, con un espesor de 1.70 m, se encuentra un relleno constituido por arena arcillosa, café claro, con gravas y boleos aislados, de compactidad media.

$W = 10.80\%$
 $F = 52.82\%$
 $A = 46.72\%$
 $G = 0.46\%$
 $LL = 22.47\%$
 $LP = 11.77\%$
 $IP = 10.70\%$

- Finalmente y hasta la máxima profundidad explorada de 2.20 m, un estrato constituido por arcilla arenosa, café claro, con pocas gravas y boleos aislados, de consistencia firme. Con una clasificación SUCS CL.

$W = 65.64\%$
 $F = 54.80\%$
 $A = 41.69\%$
 $G = 3.50\%$
 $LL = 55.56\%$
 $LP = 26.47\%$
 $IP = 29.09\%$

- El nivel de aguas freáticas se detectó a 0.80 m.

Se puede decir que la estratigrafía general de la zona está compuesta por arcilla arenosa, café claro, con pocas gravas y boleos aislados, de consistencia firme, cubierta por rellenos. Para el cálculo de socavación se usará un peso volumétrico del material seco $\gamma_d = 1.64 \text{ g/cm}^3$ (suelo cohesivo) y un $d_{85} = 0.08 \text{ m}$.

De los ensayos de laboratorio practicados a las muestras recibidas ⁽⁴⁾, se tienen los siguientes datos:

Tabla 3.1 Ensayos de laboratorio, puente "5 de mayo"

No. Pozo	Profundidad m	Muestra	SUCS	W %	Finos %	Arena %	Grava %	LL %	LP %	IP %	(1)
PCA-1	0.70 – 2.00	M- 1	CL	10.80	52.82	46.72	0.46	22.47	11.77	10.70	(2)
	2.00 – 2.20	M - 2	CL	65.64	54.80	41.69	3.50	55.56	26.47	29.09	

Notas:

- (1) Arena arcillosa, café claro, con gravas y boleos aislados.
- (2) Arcilla arenosa, café claro, con pocas gravas y boleos aislados.

W = Contenido de agua
 G = Contenido de grava y/o grumos
 A = Contenido de arena
 F = Contenido de finos
 LL = Límite líquido
 LP = Límite plástico
 IP = Índice de plasticidad

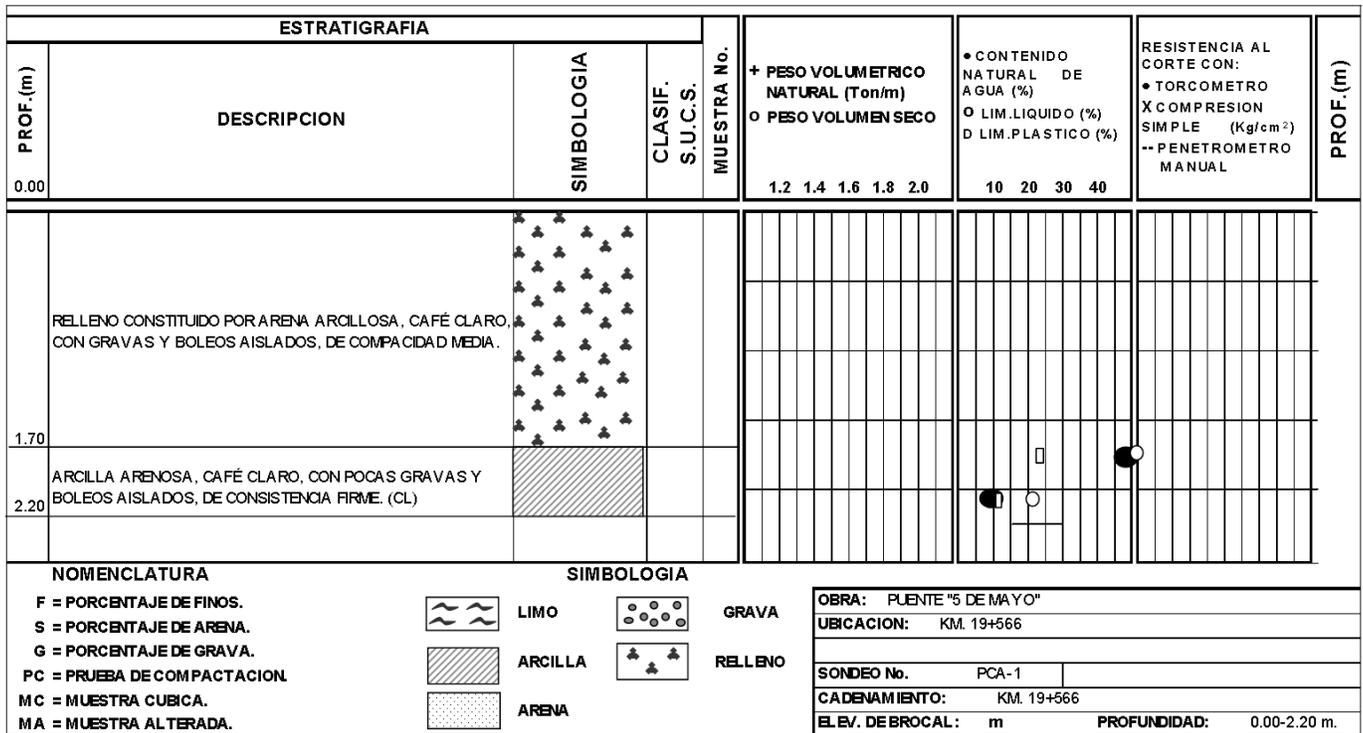


Figura 3.5 Perfil estratigráfico para el puente vehicular "5 de mayo" (4)

3.1.4.- PARÁMETROS HIDRÁULICOS, PUENTE "5 de mayo"

Otros de los parámetros importantes para evaluar la socavación son el gasto y la altura del tirante que pasa por el puente "5 de mayo", para esto fue necesario recopilar información como el aporte de los caudales provenientes del Túnel Emisor Oriente, Túnel Emisor Central y el río "El Salto", para así determinar el gasto máximo de diseño. Esta información fue recopilada por IIUNAM y CONAGUA.

- El gasto máximo de diseño al cruce del puente “5 de mayo” es de $Q = 561.79 \text{ m}^3/\text{s}$
- El tirante máximo debido al incremento de caudal, tomado con respecto a la pila 1 del puente “5 de mayo” es $H_0 = 3.4 \text{ m}$ y respecto a la pila 2 es de $H_0 = 3.2 \text{ m}$

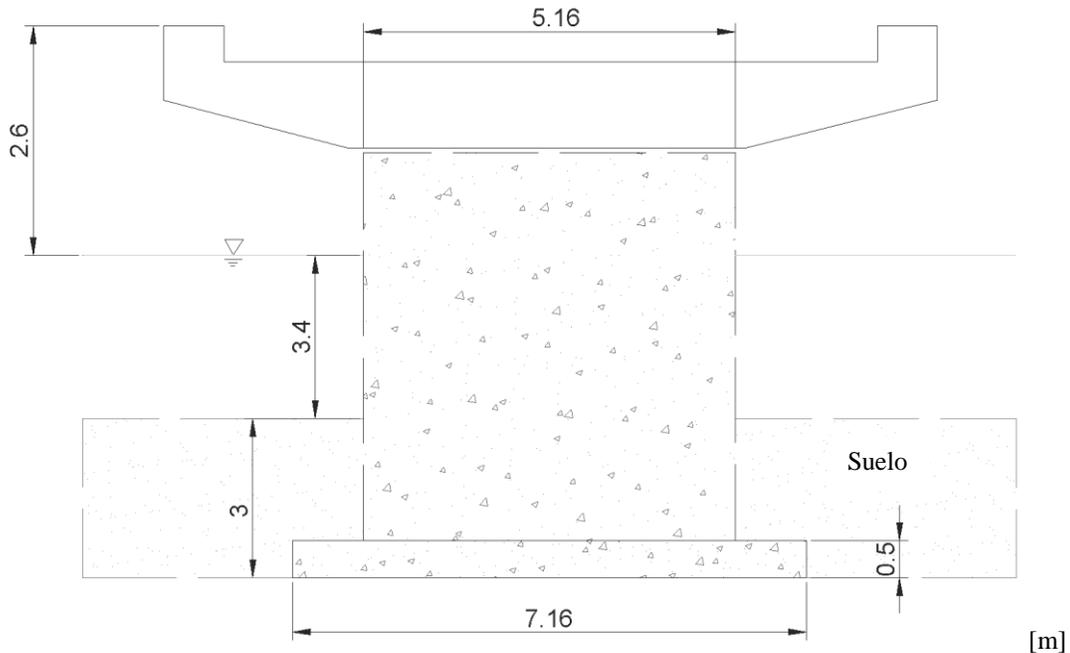


Figura 3.6 Altura del tirante debido al incremento del cauce, puente “5 de mayo”

A partir de los datos obtenidos mediante el estudio hidráulico, como el gasto del río, la velocidad de la corriente al pasar por el puente y el NAME del río en sus nuevas condiciones de operación, se determinará la socavación general y local. La suma de estas socavaciones se compararán con la profundidad de desplante de la cimentación de los puentes, la cual es estimada con base en la resistencia del suelo de desplante. Esto nos indicará que si la socavación total es mayor, la estabilidad de la cimentación no es segura, por lo que tendrá que demolerse o protegerse. En caso contrario, si la profundidad de socavación total es menor que la profundidad de desplante de la cimentación, ésta podrá seguir funcionando adecuadamente.

3.2.- CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL

A continuación se presenta el método de L.L. Lischtvan-Levediev para el cálculo de la socavación general en un cauce. Se eligió este método, dada su aplicación general a las condiciones del cauce; en otros métodos empíricos presentados para el cálculo de la socavación general, se limita el rango de aplicación en cuanto a tamaño de las partículas o tipo de suelo. Entonces, en nuestro caso, este método es el que más puede ayudar a determinar una socavación general del cauce, con un menor porcentaje de error y así acercarnos más a lo que ocurrirá en la realidad del cauce analizado.

Método de L.L. Lischtvan-Levediev ⁽⁷⁾

Análisis de la socavación general en cauces definidos con rugosidad uniforme.

Velocidad erosiva:

. *Suelos cohesivos:*

$$Ve = 0.60\beta\gamma_d^{1.18} H_s^x \quad [m/s]$$

. *Suelos no cohesivos:*

$$Ve = 0.68\beta d_m^{0.28} H_s^x \quad [m/s]$$

donde:

γ_d = peso volumétrico del material seco a la profundidad H_s [g/cm³]

β = coeficiente dependiente de la frecuencia de la avenida (Apéndice A, Tabla A-1)

H_s = tirante al que se desea conocer Ve [m]

x = variable en función del peso volumétrico del material seco (Apéndice A, Tabla A-2)

d_m = diámetro medio de los granos del fondo [mm]

Velocidad real:

$$V_r = \frac{\alpha H_o^{\frac{5}{3}}}{H_s} \quad [m/s] \qquad \alpha = \frac{Q_d}{H_m^{\frac{5}{3}} B_e \mu}$$

donde:

H_o = tirante antes de la erosión [m]

Q_d = gasto de diseño [m³/s]

H_m = tirante medio de la sección [m]

μ = coeficiente de contracción por la presencia de un puente (Apéndice A, Tabla A-3)

Ancho efectivo:

$$B_e = (B - \sum b_i) \cos \varphi - (c + 1 - N) a \sin \varphi$$

donde:

B = claro total del puente [m]

a = largo de las pilas [m]

b_i = ancho de la pila i [m]

c = número de caras de las pilas o estribos dentro y en los límites de B .

N = número de pilas o estribos considerados al tomar a "c".

φ = ángulo que forma la dirección del flujo con el eje longitudinal de las pilas.

Condición de equilibrio:

$$V_e = V_r$$

Profundidad de socavación:

. Suelos cohesivos:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{\frac{5}{3}}}{0.60 \beta \gamma_d^{1.18}} \right)^{1/(1+x)} \quad [m]$$

. Suelos no cohesivos:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{\frac{5}{3}}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{1/(1+x)} \quad [m]$$

3.2.1.- PUENTE FERROVIARIO "EL RECINTO" (Socavación general)

Utilizando la información recabada como el levantamiento geométrico del puente, parámetros del fondo del puente y parámetros hidráulicos, se procede a evaluar la profundidad de socavación general en el puente "El Recinto".

Pila central

Se tiene:

$$\begin{aligned} Q &= 721.88 \text{ m}^3/\text{s} && (\text{estudios topohidráulicos}) \\ B &= 33 \text{ m} && (\text{levantamiento geométrico}) \\ H_0 &= 3.5 \text{ m} && (\text{estudios topohidráulicos}) \\ \beta &= 0.97 && (\text{para un periodo de retorno de 50 años. Ver Apéndice A, Tabla A-1}) \\ d_m &= 100 \text{ mm} && (\text{de los estudios complementarios}) \\ x &= 0.2786 && (\text{interpolando valor para un } d_m = 100 \text{ mm. Ver Apéndice A, Tabla A-2}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_m &= A_e/B_e = (115.5-9.415)/30.3 = 3.5 \text{ m} \\ V_m &= Q/A = 721.88/(115.5) = 6.2 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\mu = 0.9125 \quad (\text{interpolando para } 16.5 \text{ m. Ver Apéndice A, Tabla A-3})$$

Considerando un ángulo de incidencia sobre la pila igual a cero:

$$B_e = (33 - 2.69) \cos(0^\circ) = 30.3 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{721.88}{3.5^{\frac{5}{3}} * 30.3 * 0.9125} = 3.23$$

$$H_s = \left(\frac{3.23 * 3.5^{\frac{5}{3}}}{0.68 * 0.97 * 100^{0.28}} \right)^{0.782}$$

$$\mathbf{H_s = 6.5 \text{ m}}$$

$$V_r = \frac{3.23 * 3.5^{\frac{5}{3}}}{6.5} = 4 \text{ m/s}$$

$$V_e = 0.68 * 0.97 * 100^{0.28} 6.5^{0.2786} = 4 \text{ m/s}$$

Socavación general esperada

$$\mathbf{H_s - H_0 = 6.5 - 3.5 = 3 \text{ m}}$$

Estribo 1

Se tiene:

$$\begin{aligned} Q &= 721.88 \text{ m}^3/\text{s} && (\text{estudios topohidráulicos}) \\ B &= 33 \text{ m} && (\text{levantamiento geométrico}) \end{aligned}$$

$H_0 = 3.3 \text{ m}$ (estudios topohidráulicos)
 $\beta = 0.97$ (para un periodo de retorno de 50 años. Ver Apéndice A, Tabla A-1)
 $d_m = 100 \text{ mm}$ (de los estudios complementarios)
 $x = 0.2786$ (interpolando valor para un $d_m = 100 \text{ mm}$. Ver Apéndice A, Tabla A-2)

$H_m = Ae/Be = (115.5-9.415)/30.3 = 3.5 \text{ m}$
 $V_m = Q/A = 721.88/(115.5) = 6.2 \text{ m/s}$

$\mu = 0.9125$ (interpolando para 16.5 m. Ver Apéndice A, Tabla A-3)

$B_e = 30.3 \text{ m}$ (definido en pila central)
 $\alpha = 3.23$ (definido en pila central)

$$H_s = \left(\frac{3.23 * 3.3^{\frac{5}{3}}}{0.68 * 0.97 * 100^{0.28}} \right)^{0.782}$$

$$H_s = 5.98 \text{ m}$$

$$V_r = \frac{3.23 * 3.3^{\frac{5}{3}}}{5.98} = 3.95 \text{ m/s}$$

$$V_e = 0.68 * 0.97 * 100^{0.28} * 5.98^{0.2786} = 3.94 \text{ m/s}$$

Socavación general esperada

$$H_s - H_0 = 5.98 - 3.3 = 2.68 \text{ m}$$

Estribo 2

Se tiene:

$Q = 721.88 \text{ m}^3/\text{s}$ (estudios topohidráulicos)
 $B = 33 \text{ m}$ (levantamiento geométrico)
 $H_0 = 3.4 \text{ m}$ (estudios topohidráulicos)
 $\beta = 0.97$ (para un periodo de retorno de 50 años. Ver Apéndice A, Tabla A-1)
 $d_m = 100 \text{ mm}$ (de los estudios complementarios)
 $x = 0.2786$ (interpolando valor para un $d_m = 100 \text{ mm}$. Ver Apéndice A, Tabla A-2)

$H_m = Ae/Be = (115.5-9.415)/30.3 = 3.5 \text{ m}$
 $V_m = Q/A = 721.88/(115.5) = 6.2 \text{ m/s}$

$\mu = 0.9125$ (interpolando para 16.5 m. Ver Apéndice A, Tabla A-3)

$$B_e = 30.3 \text{ m}$$

$$\alpha = 3.23$$

(definido en pila central)

(definido en pila central)

$$H_s = \left(\frac{3.23 * 3.4^{\frac{5}{3}}}{0.68 * 0.97 * 100^{0.28}} \right)^{0.782}$$

$$H_s = 6.2 \text{ m}$$

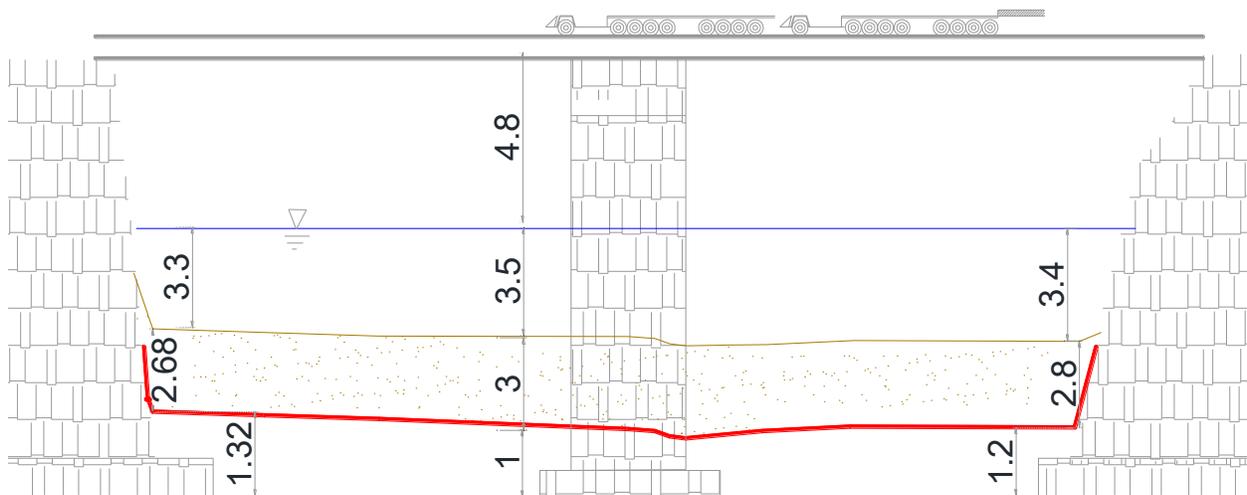
$$V_r = \frac{3.23 * 3.4^{\frac{5}{3}}}{6.2} = 4 \text{ m/s}$$

$$V_e = 0.68 * 0.97 * 100^{0.28} * 6.2^{0.2786} = 3.98 \text{ m/s}$$

Socavación general esperada

$$H_s - H_0 = 6.2 - 3.4 = 2.8 \text{ m}$$

En la *Figura 3.7* se muestra el resumen de los valores obtenidos.



[m]

Figura 3.7 Perfil de socavación, puente "El Recinto"

La socavación general hace descender el nivel del cauce con los valores mostrados, tanto la pila como los estribos tienen este descenso por encontrarse debajo del nivel del río y esto hace que la socavación general afecte a toda la subestructura del puente. Aún así se observa que las zapatas no quedan expuestas después de ocurrida la socavación general.

3.2.2.- PUENTE VEHICULAR “5 DE MAYO” (Socavación general)

Utilizando la información recabada como el levantamiento geométrico del puente, parámetros del fondo del puente y parámetros hidráulicos, se procede a evaluar la profundidad de socavación general en el puente “5 de mayo”.

Punto A (Pila 1)

Se tiene:

$$\begin{aligned}
 Q &= 561.79 \text{ m}^3/\text{s} && \text{(estudios topohidráulicos)} \\
 B &= 35 \text{ m} && \text{(levantamiento geométrico)} \\
 H_0 &= 3.4 \text{ m} && \text{(estudios topohidráulicos)} \\
 \beta &= 0.97 && \text{(para un periodo de retorno de 50 años. Ver Apéndice A, Tabla A-1)} \\
 \gamma_d &= 1.64 \text{ g/cm}^3 && \text{(de los estudios complementarios)} \\
 x &= 0.31 && \text{(interpolando valor para un } \gamma_d = 1.64 \text{ g/cm}^3 \text{. Ver Apéndice A, Tabla A-2)}
 \end{aligned}$$

$$H_m = Ae/Be = (167.2 - 6.358)/33.13 = 4.85 \text{ m}$$

$$V_m = Q/A = 561.79/(167.2) = 3.36 \text{ m/s}$$

$$\mu = 0.9528 \quad \text{(interpolando para 25 m. Ver Apéndice A, Tabla A-3)}$$

Considerando un ángulo de incidencia sobre la pila igual a cero:

$$B_e = (35 - 2(0.935)) \cos(0^\circ) = 33.13 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{561.79}{4.85^{\frac{5}{3}} * 33.13 * 0.9528} = 1.28$$

$$H_s = \left(\frac{1.28 * 3.4^{\frac{5}{3}}}{0.60 * 0.97 * 1.64^{1.18}} \right)^{0.76}$$

$$\mathbf{H_s = 5.5 m}$$

$$V_r = \frac{1.28 * 3.4^{\frac{5}{3}}}{5.5} = 1.79 \text{ m/s}$$

$$V_e = 0.60 * 0.97 * 1.64^{1.18} 5.5^{0.31} = 1.77 \text{ m/s}$$

Socavación general esperada

$$H_s - H_0 = 5.5 - 3.4 = 2.1 \text{ m}$$

Punto B

Se tiene:

$Q = 561.79 \text{ m}^3/\text{s}$	<i>(estudios topohidráulicos)</i>
$B = 35 \text{ m}$	<i>(levantamiento geométrico)</i>
$H_0 = 3.8 \text{ m}$	<i>(estudios topohidráulicos)</i>
$\beta = 0.97$	<i>(para un periodo de retorno de 50 años. Ver Apéndice A, Tabla A-1)</i>
$\gamma_d = 1.64 \text{ g/cm}^3$	<i>(de los estudios complementarios)</i>
$x = 0.31$	<i>(interpolando valor para un $\gamma_d = 1.64 \text{ g/cm}^3$. Ver Apéndice A, Tabla A-2)</i>

$$H_m = A_e/B_e = (167.2-6.358)/33.13 = 4.85 \text{ m}$$

$$V_m = Q/A = 561.79/(167.2) = 3.36 \text{ m/s}$$

$$\mu = 0.9528 \quad \text{(interpolando para 25 m. Ver Apéndice A, Tabla A-3)}$$

$$B_e = 33.13 \text{ m} \quad \text{(definido en pila 1)}$$

$$\alpha = 1.28 \quad \text{(definido en pila 1)}$$

$$H_s = \left(\frac{1.28 * 3.8^{\frac{5}{3}}}{0.60 * 0.97 * 1.64^{1.18}} \right)^{0.76}$$

$$H_s = 6.3 \text{ m}$$

$$V_r = \frac{1.28 * 3.8^{\frac{5}{3}}}{6.3} = 1.88 \text{ m/s}$$

$$V_e = 0.60 * 0.97 * 1.64^{1.18} 6.3^{0.31} = 1.84 \text{ m/s}$$

Socavación general esperada

$$H_s - H_0 = 6.3 - 3.8 = 2.5 \text{ m}$$

Punto C (Pila 2)

Se tiene:

$Q = 561.79 \text{ m}^3/\text{s}$	(estudios topohidráulicos)
$B = 35 \text{ m}$	(levantamiento geométrico)
$H_0 = 3.2 \text{ m}$	(estudios topohidráulicos)
$\beta = 0.97$	(para un periodo de retorno de 50 años. Ver Apéndice A, Tabla A-1))
$\gamma_d = 1.64 \text{ g/cm}^3$	(de los estudios complementarios)
$x = 0.31$	(interpolando valor para un $\gamma_d = 1.64 \text{ g/cm}^3$. Ver Apéndice A, Tabla A-2)

$$H_m = A_e/B_e = (167.2 - 6.358)/33.13 = 4.85 \text{ m}$$

$$V_m = Q/A = 561.79/(167.2) = 3.36 \text{ m/s}$$

$$\mu = 0.9528 \quad (\text{interpolando para } 25 \text{ m. Ver Apéndice A, Tabla A-3})$$

$$B_e = 33.13 \text{ m} \quad (\text{definido en pila 1})$$

$$\alpha = 1.28 \quad (\text{definido en pila 1})$$

$$H_s = \left(\frac{1.28 * 3.2^{\frac{5}{3}}}{0.60 * 0.97 * 1.64^{1.18}} \right)^{0.76}$$

$$\mathbf{H_s = 5.1 \text{ m}}$$

$$V_r = \frac{1.28 * 3.2^{\frac{5}{3}}}{5.1} = 1.74 \text{ m/s}$$

$$V_e = 0.60 * 0.97 * 1.64^{1.18} 5.1^{0.31} = 1.72 \text{ m/s}$$

Socavación general esperada

$$\mathbf{H_s - H_0 = 5.1 - 3.2 = 1.9 \text{ m}}$$

En la *Figura 3.8* se muestra el resumen de los valores obtenidos.

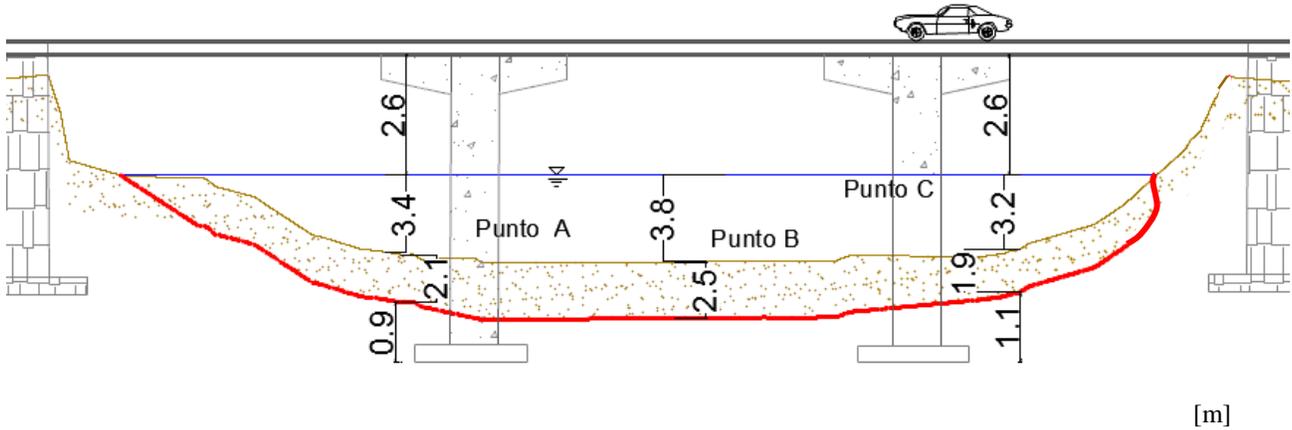


Figura 3.8 Perfil de socavación, puente “5 de mayo”

La socavación general hace descender el nivel del cauce con los valores mostrados, sólo las pilas tienen este descenso por encontrarse debajo del nivel del río, a diferencia de los estribos, los cuales permanecen fuera del alcance del cauce. Esto hace que la socavación general afecte sólo a esta parte de la subestructura del puente. Aún así las zapatas no se ven rebasadas por el nivel de socavación general.

3.3.- CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS Y ESTRIBOS

A continuación se presenta el método de Yaroslavtziev para el cálculo de la socavación local de pilas en un cauce. Nuevamente este método se elige por encima de los otros métodos empíricos disponibles, dada su aplicación general a las condiciones del cauce. Esto se puede observar en la *Figura B-5*, la cual muestra una comparación entre las zonas de aplicación del método de Yaroslavtziev y el de Laursen-Toch.

Método de Yaroslavtziev ⁽⁷⁾

• Suelos granulares sin cohesión

$$S_0 = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30d$$

donde:

S_0 = profundidad de socavación [m]

K_f = coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y del ángulo de incidencia de la corriente sobre la pila (Apéndice B, Figura B-1)

K_v = coeficiente definido por: $-0.28 \sqrt[3]{\frac{v^2}{gb_1}}$ (Apéndice B, Figura B-2)

v = velocidad media de la corriente aguas arriba [m/s]

$g = 9.81$ [m/s²]

b_1 = proyección de un plano perpendicular a la corriente, con 0° $b_1 = b$

e = coeficiente de corrección, 0.6 si las pilas están en el cauce principal y 1.0 para las pilas construidas en el cauce de avenidas

K_H = coeficiente que toma en cuenta la profundidad de la corriente:

$\log K_H = 0.17 - \frac{0.35H}{b_1}$ (Apéndice B, Figura B-3)

H = tirante de la corriente frente a la pila

d = diámetro de las partículas más gruesas que forman el fondo y está representado aprox. por el d_{85} de la curva granulométrica.

. *Suelos granulares cohesivos*

La expresión utilizada es la misma que para suelos granulares diferenciando la resistencia a la erosión del suelo cohesivo en comparación con la resistencia a la erosión del suelo granular. El d será modificado según la *Tabla B-4 (Apéndice B)*.

3.3.1.- PUENTE FERROVIARIO “EL RECINTO” (Socavación local)

Utilizando la información recabada como el levantamiento geométrico del puente, parámetros del fondo del puente y parámetros hidráulicos, se procede a evaluar la profundidad de socavación local en el puente “El Recinto”.

Pila central

Se tiene:

$A = 207.7$ m² (después de socavación general)

$Q = 721.88$ m³/s (estudios topohidráulicos)

$$V = Q/A = 721.88/(207.7) = 3.47 \text{ m/s}$$

$$C/H = 0$$

$$K_f = 8.5 \quad \text{Pila Tipo III (Apéndice B, Figura B-1)}$$

$$b_1 = 2.69 \text{ m} \quad \text{(levantamiento geométrico)}$$

$$\frac{v^2}{gb_1} = (3.47^2/9.81*2.69) = 0.46$$

$$K_v = 0.6 \quad \text{(Apéndice B, Figura B-2)}$$

$$e = 0.6 \quad \text{(coeficiente previamente definido)}$$

$$H/b_1 = 6.5/2.69 = 2.4$$

$$K_H = 0.21 \quad \text{(Apéndice B, Figura B-3)}$$

$$d = 0.19 \text{ m} \quad \text{(d}_{85}, \text{ estudios complementarios)}$$

$$S_0 = 8.5 * 0.6 * (0.6 + 0.21) \frac{3.47^2}{9.81} - (30 * 0.19)$$

Socavación local esperada

$$S_0 = -0.63 \text{ m}$$

Estribo 1

Se tiene:

$$A = 207.7 \text{ m}^2 \quad \text{(después de socavación general)}$$

$$Q = 721.88 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{(estudios topohidráulicos)}$$

$$V = Q/A = 721.88/(207.7) = 3.47 \text{ m/s}$$

$$C/H = 0$$

$$K_f = 7.3 \quad \text{Pila Tipo VI (Apéndice B, Figura B-1)}$$

$$b_1 = 1 \text{ m} \quad \text{(levantamiento geométrico)}$$

$$\frac{v^2}{gb_1} = (3.47^2/9.81*1) = 1.22$$

$$K_v = 0.5 \quad \text{(Apéndice B, Figura B-2)}$$

$$e = 1.0 \quad \text{(coeficiente previamente definido)}$$

$$H/b_1 = 5.9/1 = 5.9$$

$$K_H = 0.05 \quad \text{(Apéndice B, Figura B-3)}$$

$$d = 0.19 \text{ m} \quad \text{(d}_{85}, \text{ estudios complementarios)}$$

$$S_0 = 7.3 * 0.5 * (1.0 + 0.05) \frac{3.47^2}{9.81} - (30 * 0.19)$$

Socavación local esperada

$$S_0 = -0.99 \text{ m}$$

Estribo 2

Se tiene:

$$A = 207.7 \text{ m}^2 \quad (\text{después de socavación general})$$

$$Q = 721.88 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{estudios topohidráulicos})$$

$$V = Q/A = 721.88/(207.7) = 3.47 \text{ m/s}$$

$$C/H = 0$$

$$K_f = 7.3 \quad \text{Pila Tipo VI (Apéndice B, Figura B-1)}$$

$$b_1 = 1 \text{ m} \quad (\text{levantamiento geométrico})$$

$$\frac{v^2}{gb_1} = (3.47^2/9.81*1) = 1.22$$

$$K_v = 0.5 \quad (\text{Apéndice B, Figura B-2})$$

$$e = 1.0 \quad (\text{coeficiente previamente definido})$$

$$H/b_1 = 6.2/1 = 6.2$$

$$K_H = 0.05 \quad (\text{Apéndice B, Figura B-3})$$

$$d = 0.19 \text{ m} \quad (d_{85}, \text{estudios complementarios})$$

$$S_0 = 7.3 * 0.5 * (1.0 + 0.05) \frac{3.47^2}{9.81} - (30 * 0.19)$$

Socavación local esperada

$$S_0 = -0.99 \text{ m}$$

3.3.2.- PUENTE VEHICULAR "5 DE MAYO" (Socavación local)

Pila 1

Se tiene:

$$A = 203 \text{ m}^2 \quad (\text{después de socavación general})$$

$$Q = 561.79 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{estudios topohidráulicos})$$

$$V = Q/A = 561.79/(203) = 2.76 \text{ m/s}$$

$C/H = 0$
 $K_f = 8.5$ (Pila Tipo III (Apéndice B, Figura B-1))
 $b_1 = 0.935 \text{ m}$ (levantamiento geométrico)

$$\frac{v^2}{gb_1} = (2.76^2/9.81*0.935) = 0.83$$

$K_v = 0.55$ (Apéndice B, Figura B-2)
 $e = 0.6$ (coeficiente previamente definido)
 $H/b_1 = 5.5/0.935 = 5.88$
 $K_H = 0.013$ (Apéndice B, Figura B-3)
 $d = 0.08 \text{ m}$ (d_{85} , estudios complementarios)

$$S_0 = 8.5 * 0.55 * (0.6 + 0.013) \frac{2.76^2}{9.81} - (30 * 0.08)$$

Socavación local esperada

$$S_0 = -0.17 \text{ m}$$

Pila 2

Se tiene:

$A = 203 \text{ m}^2$ (después de socavación general)
 $Q = 561.79 \text{ m}^3/\text{s}$ (estudios topohidráulicos)

$$V = Q/A = 561.79/(203) = 2.76 \text{ m/s}$$

$C/H = 0$
 $K_f = 8.5$ (Pila Tipo III (Apéndice B, Figura B-1))
 $b_1 = 0.935 \text{ m}$ (levantamiento geométrico)

$$\frac{v^2}{gb_1} = (2.76^2/9.81*0.935) = 0.83$$

$K_v = 0.55$ (Apéndice B, Figura B-2)
 $e = 0.6$ (coeficiente previamente definido)
 $H/b_1 = 5.1/0.935 = 5.4$
 $K_H = 0.019$ (Apéndice B, Figura B-3)
 $d = 0.08 \text{ m}$ (d_{85} , estudios complementarios)

$$S_0 = 8.5 * 0.55 * (0.6 + 0.019) \frac{2.76^2}{9.81} - (30 * 0.08)$$

Socavación local esperada

$$S_0 = -0.15 \text{ m}$$

RESUMEN DE RESULTADOS

Puente ferroviario “El Recinto”

	<i>Socavación general (m)</i>	<i>Socavación local (m)</i>
<i>Pila central</i>	3	-0.63
<i>Estribo 1</i>	2.68	-0.9
<i>Estribo 2</i>	2.8	-0.9

Puente vehicular “5 de mayo”

	<i>Socavación general (m)</i>	<i>Socavación local (m)</i>
<i>Pila 1</i>	2.1	-0.17
<i>Punto B</i>	2.5	0
<i>Pila 2</i>	1.9	-0.15

Puente ferroviario “El Recinto” (Socavación general)

Usando:

$$H_s = \left(\frac{3.23 * H_0^{\frac{5}{3}}}{0.68 * 0.97 * 100^{0.28}} \right)^{0.782}$$

Estribo 1			Estribo 2	
<i>Distancia (m)</i>	<i>H₀ (m)</i>	<i>Socavación (m)</i>	<i>H₀ (m)</i>	<i>Socavación (m)</i>
0	3.3	5.99	3.4	6.23
2.5	3.34	6.08	3.65	6.83
5	3.37	6.16	3.64	6.81
7.5	3.4	6.23	3.69	6.93
10	3.46	6.37	3.73	7.03
12.5	3.49	6.44	3.8	7.20
16.5	3.5	6.47	3.5	6.47

Pila central	
<i>H₀ (m)</i>	<i>Socavación (m)</i>
3.5	6.47

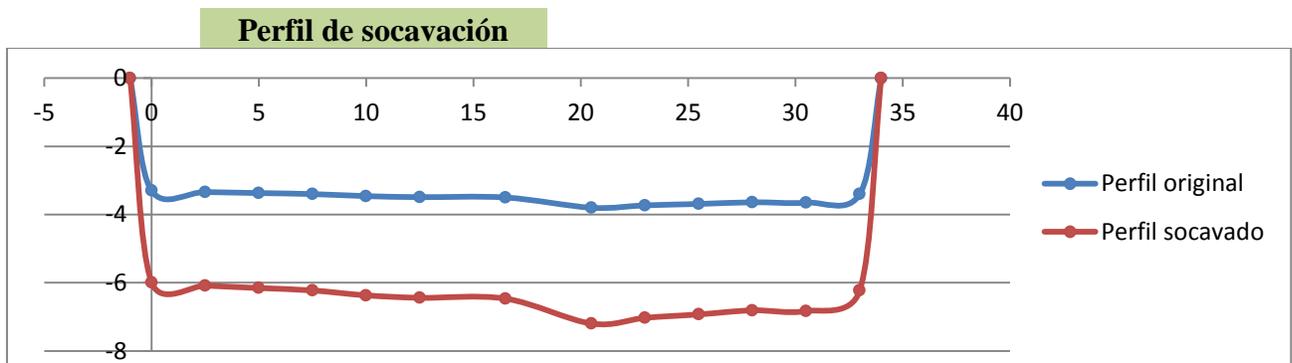


Figura 3.9 Perfil de socavación obtenido usando la fórmula general

Puente vehicular “5 de mayo” (Socavación general)

Usando:

$$H_s = \left(\frac{1.28 * H_0^{\frac{5}{3}}}{0.60 * 0.97 * 1.64^{1.18}} \right)^{0.76}$$

	<i>Distancia (m)</i>	<i>H₀ (m)</i>	<i>Socavación (m)</i>
	0	1.5	1.95
Punto A	5	3.4	5.50
	10	3.81	6.36
	15	3.81	6.36
Punto B	17.5	3.8	6.34
	20	3.82	6.38
	25	3.74	6.21
Punto C	30	3.2	5.10
	35	2.6	3.92

Perfil de socavación

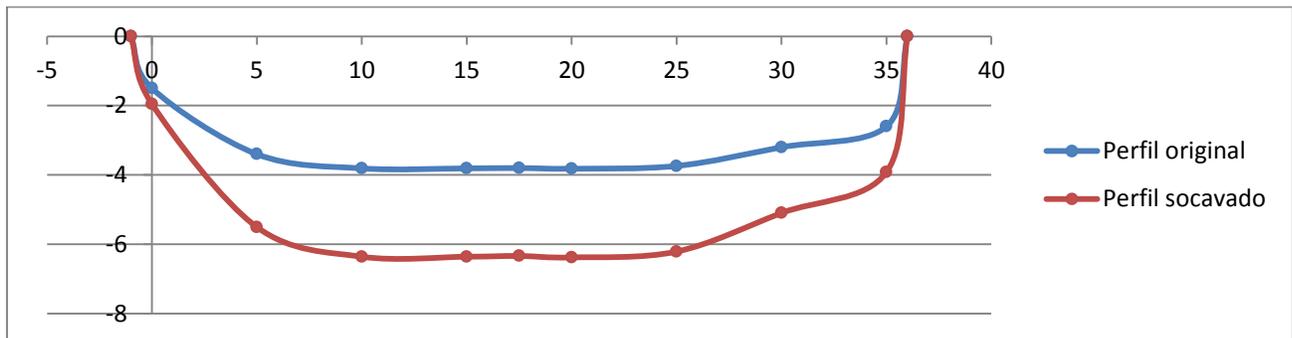


Figura 3.10 Perfil de socavación obtenido usando la fórmula general

Se observa que en los casos de ambos puentes se presenta una socavación general provocada por el arrastre del material que conforma el fondo del río. La socavación local en ambos casos resulta en valores negativos o despreciables, lo que indica que en estas estructuras no se presentará socavación local debida a la influencia de la corriente al chocar con las pilas. Esto es debido a la forma en que se diseñaron las mismas, en ambos casos se construyeron con narices redondeadas, lo cual las hace adecuadas para desviar el flujo de una manera suave y sin generar vórtices.

3.4.- USO DEL SOFTWARE COMERCIAL ANSYS 13 PARA EL MODELADO DE LA CORRIENTE QUE ATRAVIESA A LOS PUENTES

En este caso se utilizó el software *ANSYS 13*, para el modelado de la corriente que atraviesa a los puentes analizados, esto con la finalidad de observar el comportamiento del fluido a través del cauce, así como observar de una manera más gráfica la manera en que trabaja el flujo al tener un obstáculo como la pila de un puente.

3.4.1.- PUENTE “EL RECINTO”

Parámetros iniciales:

Velocidad de entrada = 6.2 m/s

Rugosidad del fondo = 0.035 (Tabla D1)

Ancho del puente = 33 m

Ancho de la pila = 2.69 m

Presión atmosférica considerada = 0 atm

Dirección del flujo perpendicular a la pila

Tabla D1

Valores del coeficiente *n* de rugosidad de Manning ⁽⁹⁾

	Mínimo	Máximo
<i>Corrientes mayores (ancho superficial en nivel de creciente > 100 pies). El valor de n es menor que el correspondiente a corrientes menores con descripción similar, debido a que las bancas ofrecen resistencia menos efectiva.</i>		
<i>a. Sección regular, sin cantos rodados ni matorrales</i>	0.025	0.060
<i>b. Sección irregular y rugosa</i>	0.035	0.100

Para la modelación precisa del flujo se construye una maya a partir del levantamiento topográfico del proyecto, con ello se puede establecer un modelo con fronteras sólidas y un flujo que nos dará el comportamiento real del río a su paso por la pila del puente “El Recinto” (Figura 3.11).

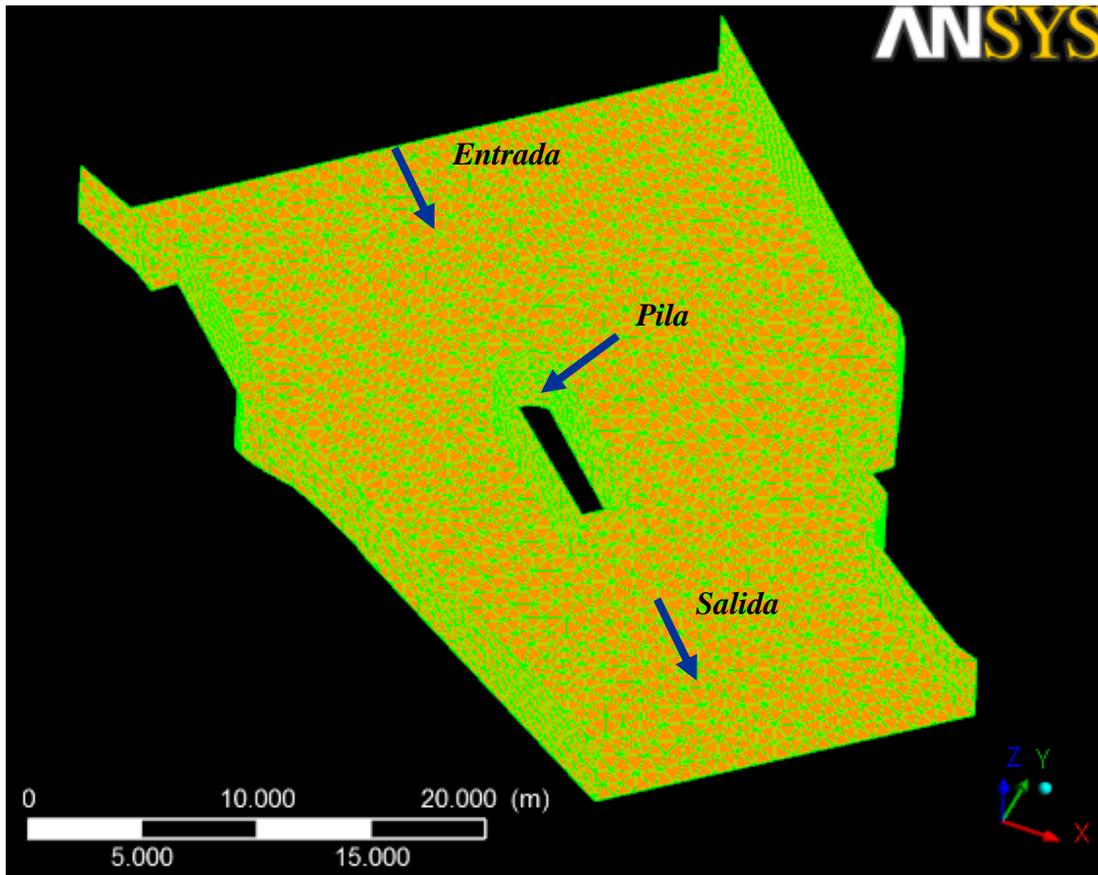


Figura 3.11 Modelo en maya del puente “El Recinto” (ANSYS 13)

Una vez definida la geometría del modelo se procede a la introducción de los parámetros necesarios para el análisis realista del flujo, estos parámetros se han definido previamente. Al tener estos datos introducidos, se analiza al modelo para obtener los valores que nos serán de ayuda en la definición del comportamiento del río a su paso por la pila del puente.

En la Figura 3.12 se observa el comportamiento del flujo el cual puede ser comparado con los modelos obtenidos teóricamente y presentados en diversas fuentes de información, como las figuras presentadas en el capítulo 1 (Figuras 1.18, 1.19 y 1.20).

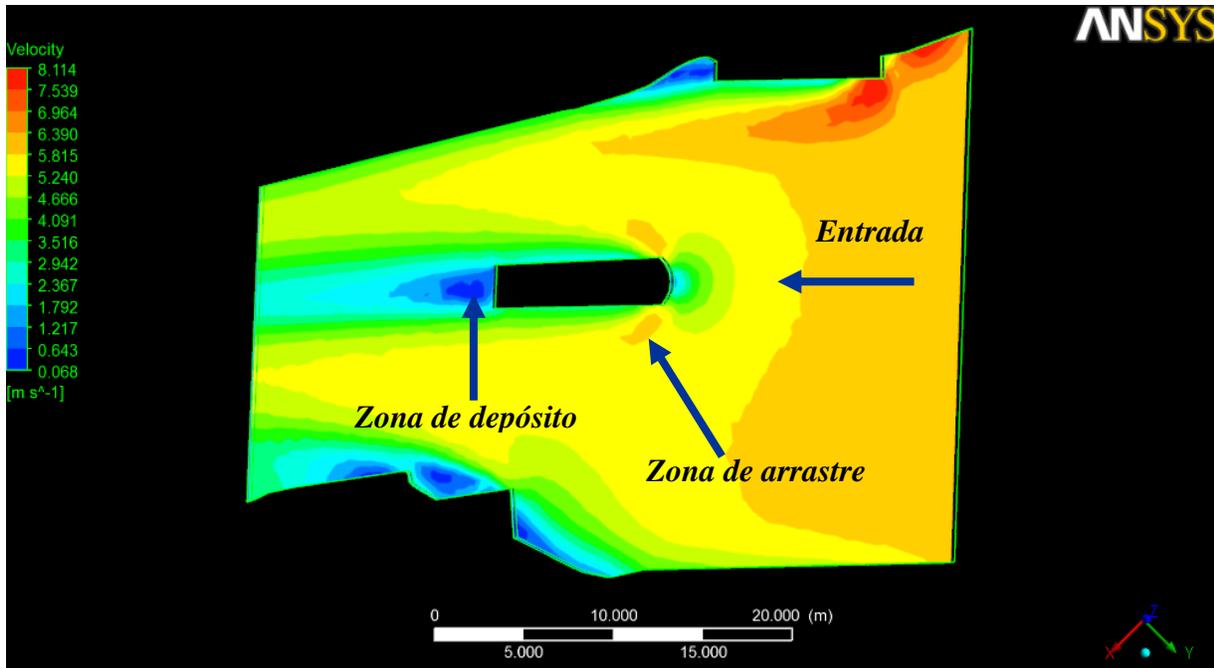


Figura 3.12 Comportamiento del flujo al chocar con la pila

También es importante observar el comportamiento de los vórtices que se generan en la parte posterior de la pila, esto es debido a su geometría, la cual ayuda a minimizar los vórtices en la parte frontal y así evitar la remoción del material. Al generarse estos vórtices, el material es depositado en esta parte de la pila debido a que los vórtices los acomodan en esa zona. Por último, el valor encontrado de la presión máxima ejercida sobre la pila (Figura 3.15) nos ayudará en el cálculo de las fuerzas horizontales actuantes sobre la pila para el capítulo siguiente.

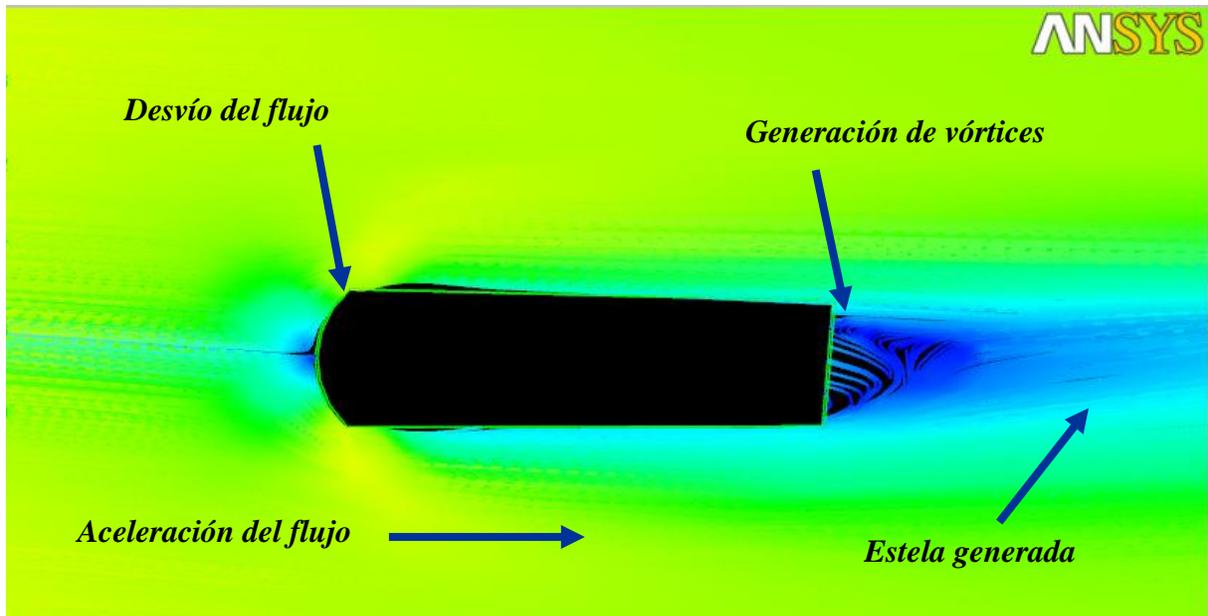


Figura 3.13 Formación de vórtices al pasar el flujo por la pila

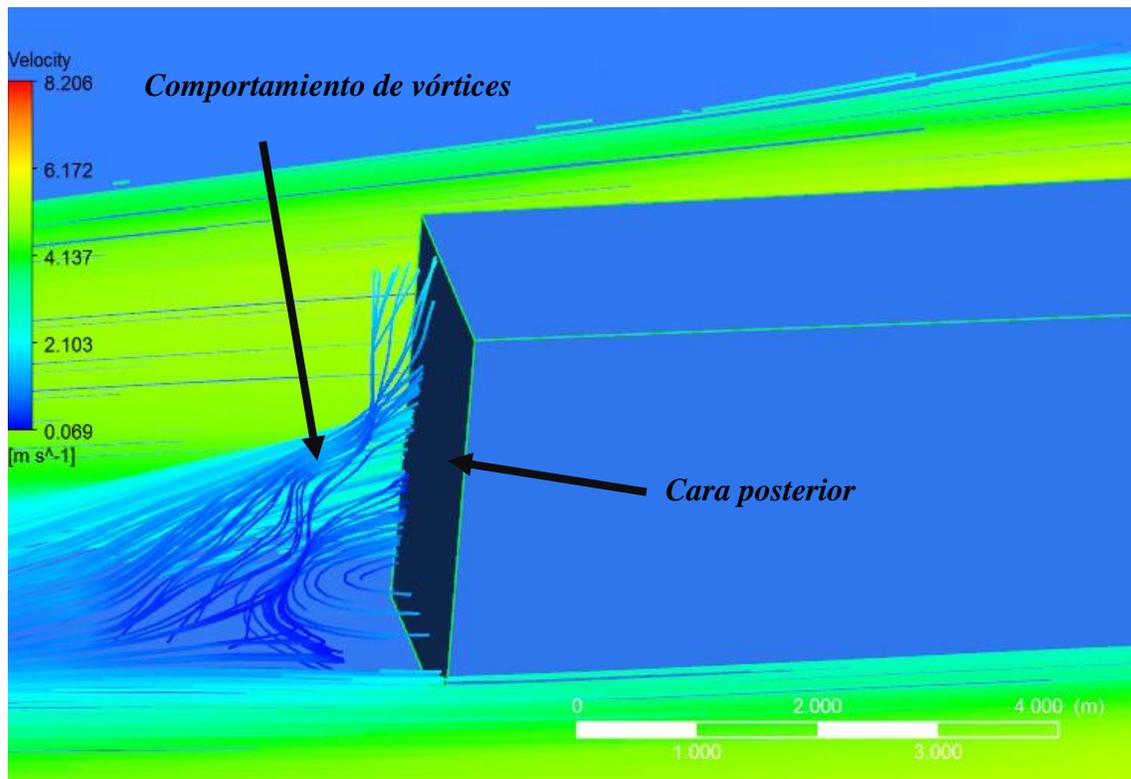


Figura 3.14 Detalle de los vórtices generados en la parte posterior de la pila

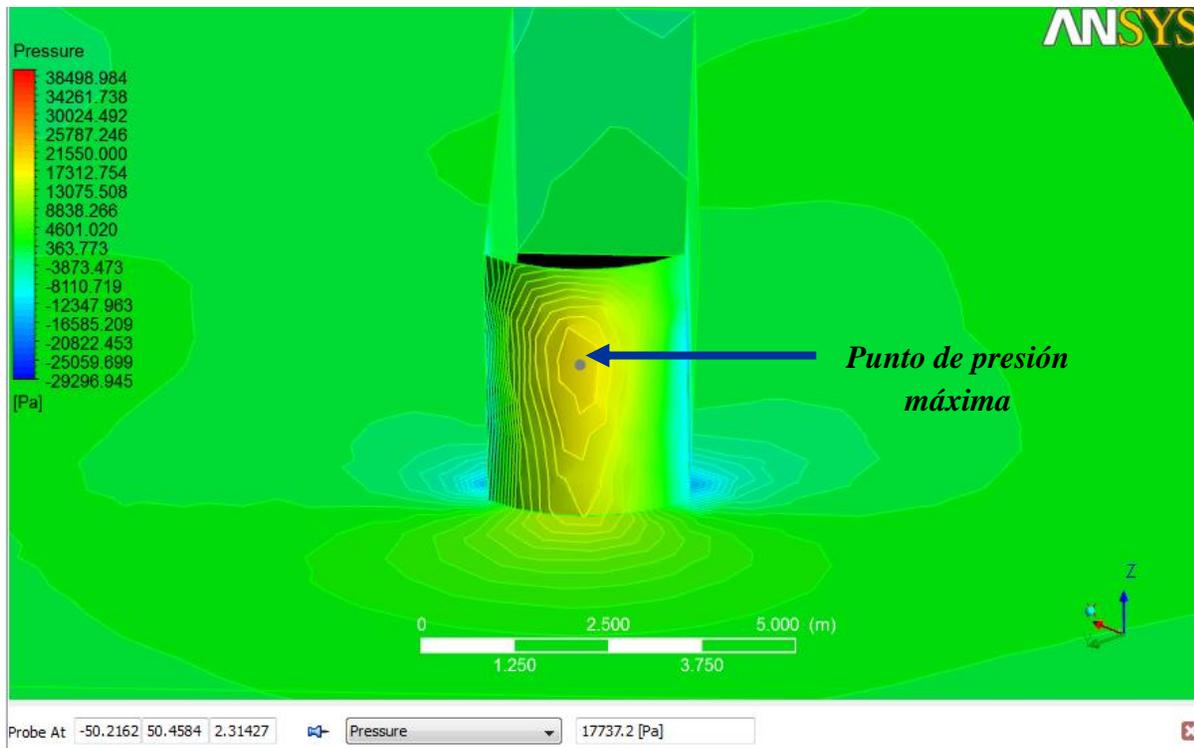


Figura 3.15 Presiones sobre la pila, modelo en ANSYS 13

En este caso podemos observar que el diseño de la pila con nariz redondeada es muy conveniente, dado que se evita la formación de vórtices en la cara perpendicular al flujo.

Se observa que los vórtices son generados en la cara posterior de la pila, en la zona de depósito de material, esto concuerda con los cálculos de socavación local previamente hechos en el *subcapítulo 3.3*, en el cual se obtuvo una socavación local negativa, lo que indica que no se presentará socavación local en esta pila dentro del tiempo para el que fue diseñada.

3.4.2.- PUENTE “5 DE MAYO”

Parámetros iniciales:

Velocidad de entrada = 3.36 m/s

Rugosidad relativa del fondo = 0.025 (Tabla D1)

Ancho del puente = 55 m

Ancho de la pila = 0.94 m

Presión atmosférica considerada = 0 atm

Dirección del flujo perpendicular a las pilas

De igual manera que en el puente anterior, para tener una modelación precisa del flujo se construye una maya a partir del levantamiento topográfico del proyecto, con ello se puede establecer un modelo con fronteras sólidas y un flujo que nos dará el comportamiento real del río a su paso por las pilas del puente “5 de mayo” (Figura 3.16).

Después, se introducen los parámetros necesarios para el análisis realista del flujo, también estos parámetros se han definido previamente. Al tener estos datos introducidos, se analiza al modelo para obtener los valores que nos serán de ayuda en la definición del comportamiento del río a su paso por las pilas del puente.

En la Figura 3.17 se observa el comportamiento del flujo al paso por estas pilas de sección semicircular por ambos lados, se observa un comportamiento similar al presentado teóricamente.

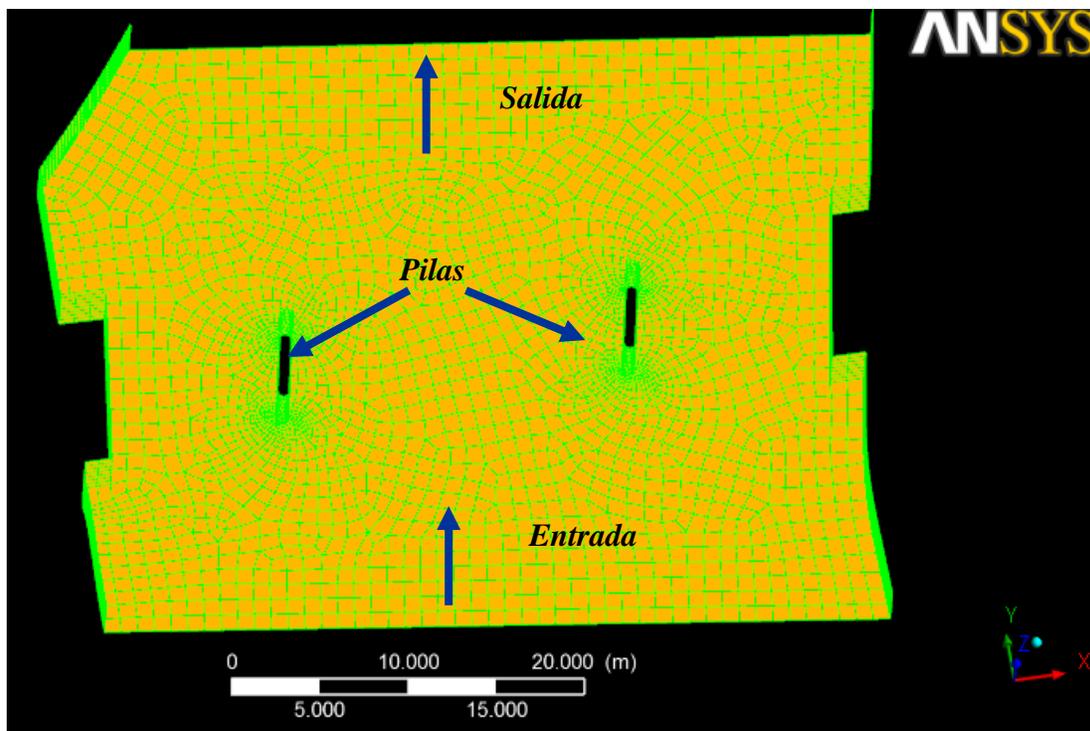


Figura 3.16 Modelo en maya del puente “5 de mayo” (ANSYS 13)

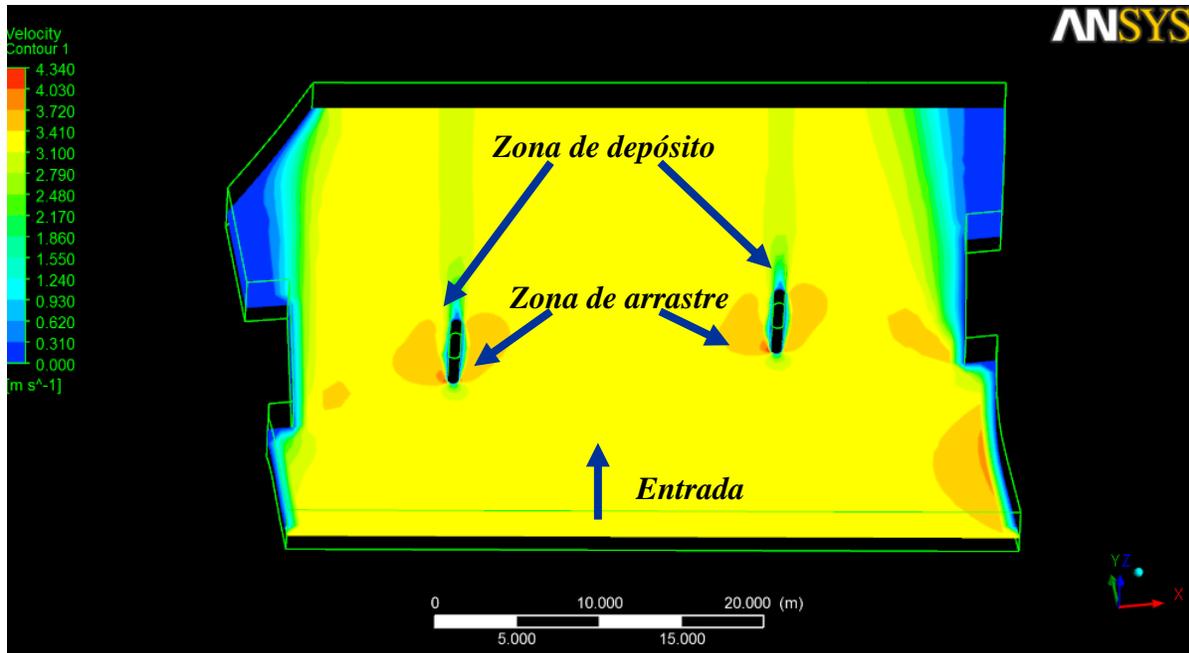


Figura 3.17 Comportamiento del flujo el choque con las pilas

En el caso de estas pilas de secciones semicirculares, se observa su adecuado funcionamiento al momento de desviar el flujo que golpea a la pila. Esto nos lleva a que la generación de vórtices en la parte frontal sea mínima, lo cual evita una remoción del material y en la parte posterior los vórtices generados sean muy suaves y no provoquen una gran acumulación de material arrastrado (Figura 3.19).

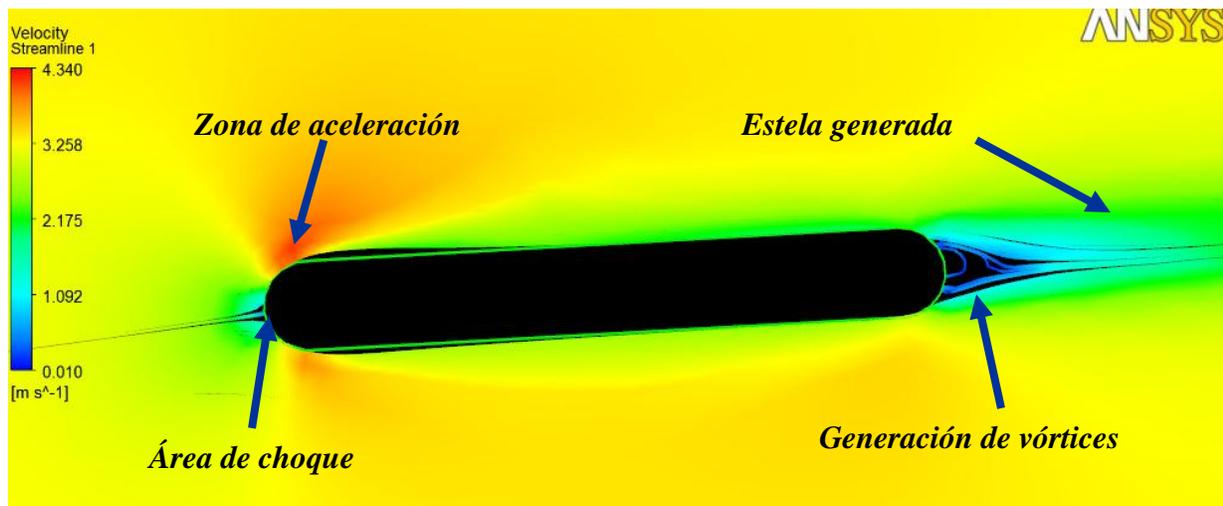


Figura 3.18 Comportamiento de vórtices al pasar el flujo por la pilas

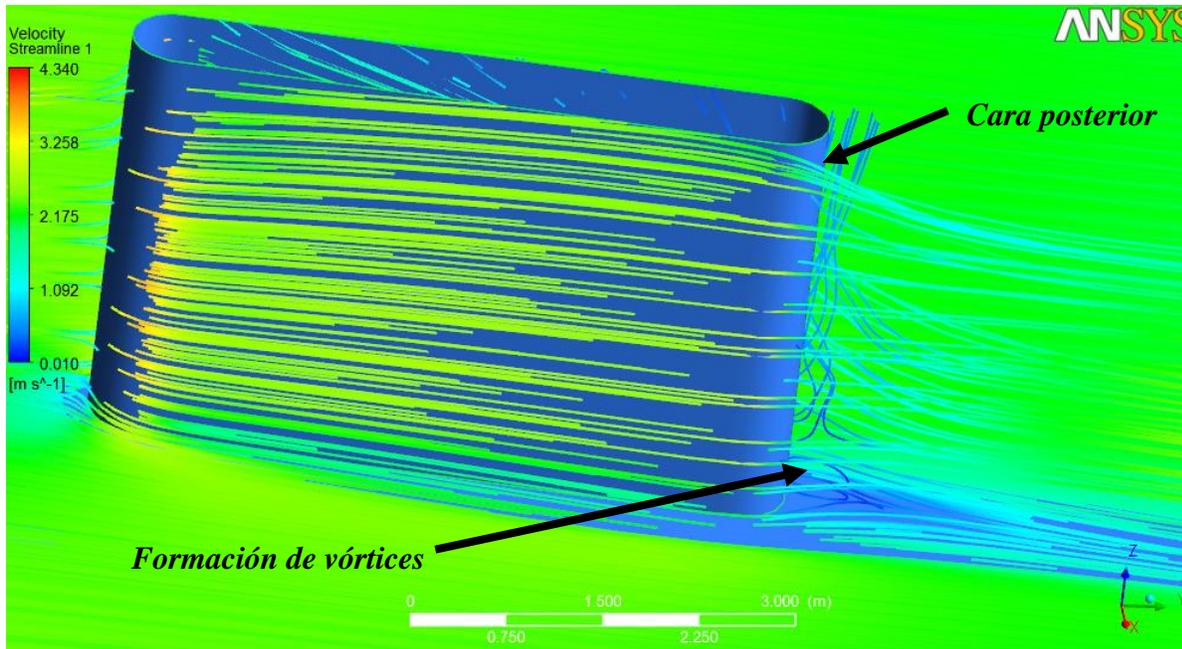


Figura 3.19 Detalle del comportamiento de flujo en la parte posterior de la pila

La presión máxima obtenida que genera el flujo sobre la pila nos servirá para el cálculo de las fuerzas horizontales que tratan de desestabilizar a la subestructura del puente y que se usará en el capítulo siguiente. Se observa que en comparación con las presiones generadas en el puente “El Recinto”, los valores son muy pequeños; esto por que la forma de la nariz al ser semicircular, desvía el flujo de una manera efectiva y evita que el choque de la corriente genere presiones grandes.

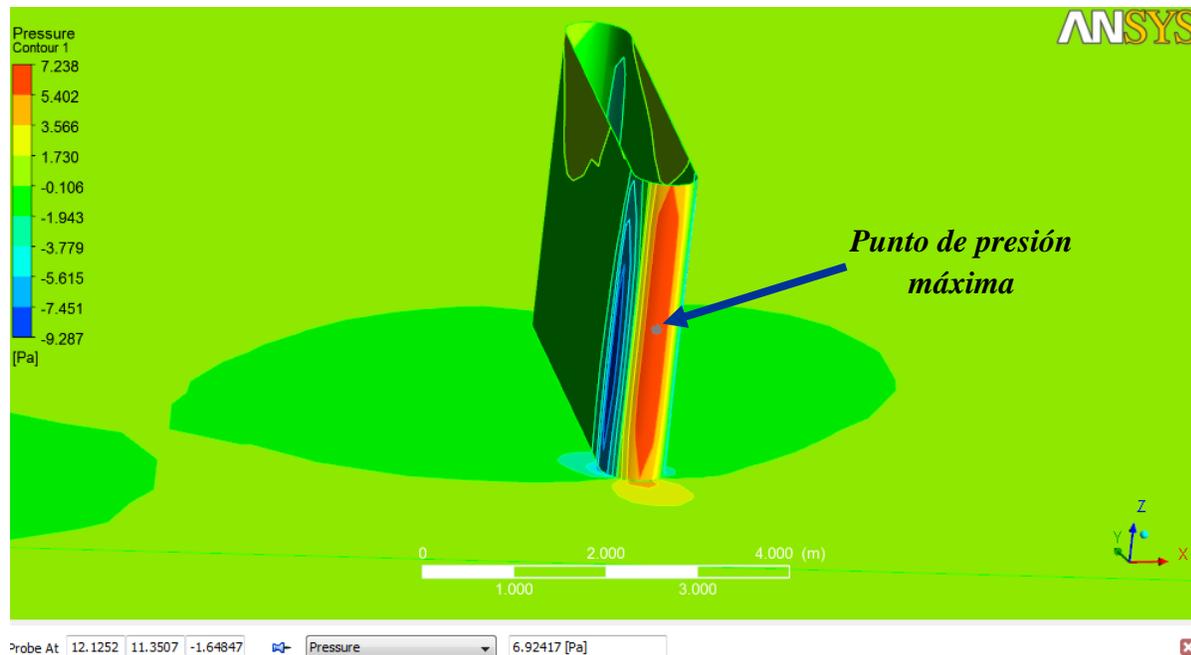


Figura 3.15 Presiones sobre la pila, modelo en ANSYS 13

Se observa que en el caso de las pilas diseñadas con narices semicirculares en ambos lados, el flujo se comporta de una manera uniforme y la formación de vórtices se minimiza mucho.

Los vórtices que se aprecian son generados en la cara posterior de la pila, en la zona de depósito de material, esto concuerda con los cálculos de socavación local previamente hechos en el *subcapítulo 3.3*, en el cual se obtuvo una socavación local negativa, lo que indica que no se presentará socavación local en estas pilas dentro del tiempo para el que fueron diseñadas.

CAPÍTULO 4.- REVISIÓN DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL, PUENTE FERROVIARIO “EL RECINTO”

En este capítulo se revisará la estabilidad estructural de la pila y estribos del puente “El Recinto”. Como se ha indicado antes, el puente “El Recinto” es un puente ferroviario y está constituido por dos estribos y una pila central de mampostería, dos claros de 16.5 m con un tablero conformado por vigas y contraventeos horizontales y verticales de acero.

En este trabajo, con base en los estudios topohidráulicos más recientes en los cruces de los puentes con el cauce del río Tula, y con base en las propiedades del terreno de la cimentación de las pilas y los planos del proyecto ejecutivo, se revisará la estabilidad estructural de los puentes estudiados.

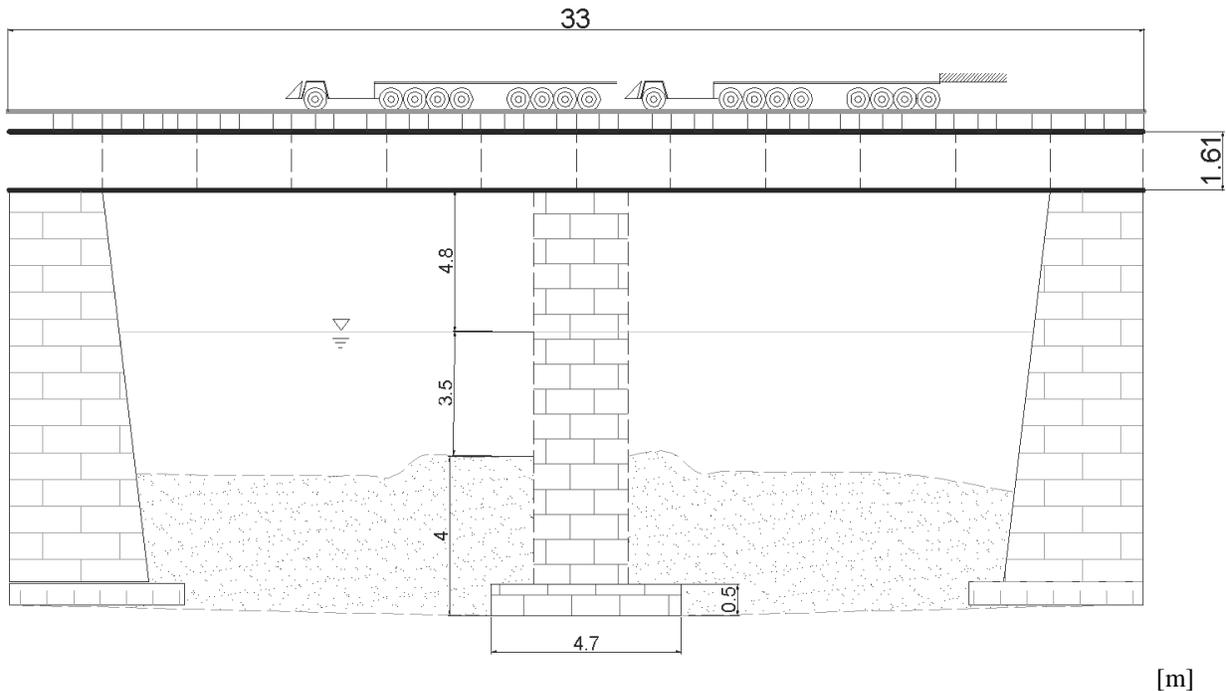


Figura 4.1 Puente ferroviario “El Recinto”

La revisión estructural por estabilidad tiene como objetivo verificar el grado de seguridad de la pila de mampostería ante los diferentes mecanismos de empuje, como los provocados por el sismo o la corriente de agua; en este trabajo se considerarán sólo estos dos mecanismos de empuje para la revisión. Para el caso del estribo, además del empuje del sismo se considera el del relleno y una sobrecarga actuando sobre el mismo estribo.

Para poder realizar el análisis por estabilidad de la pila y el estribo, fue fundamental la estimación correcta de todas las fuerzas que actúan sobre la estructura, y así revisar los mecanismos posibles de falla, como son el de volteo y el de deslizamiento.

4.1.- CARGAS VERTICALES SOBRE PILA Y ESTRIBOS

4.1.1.- SUPERESTRUCTURA

Para poder definir las cargas verticales, que actúan sobre la pila, que son las que darán estabilidad a la estructura, es necesario determinar la geometría de cada sección del puente, como la de las traveses, contraventeos longitudinales y transversales de acero, así como de los durmientes y banqueta de madera y rieles de acero (Ver Figura 2.5).

En la *Tabla 4.1* se muestra el resumen del peso total de cada uno de los componentes de la superestructura.

Tabla 4.1 *Peso total de la superestructura, puente “El Recinto”*

Sección	Peso específico (t/m ³)	Volumen (m ³)	Peso W (ton)
<i>Traveses de acero</i>	7.84	2.61	20.48
<i>Contraventeos transversales</i>	7.84	0.12	0.944
<i>Contraventeos horizontales</i>	7.84	0.24	1.92
<i>Durmiente</i>	0.7	16.69	11.68
<i>Rieles</i>	0.015 (t/m)		1.98
<i>Banqueta</i>	0.7	3.3	2.31
W Total =			39.3

Para obtener reacciones se recurre a la ayuda del programa de análisis estructural *SAP 2000*; en él se modela una viga con propiedades unitarias para obtener las reacciones en los apoyos, dada la carga total de la superestructura.

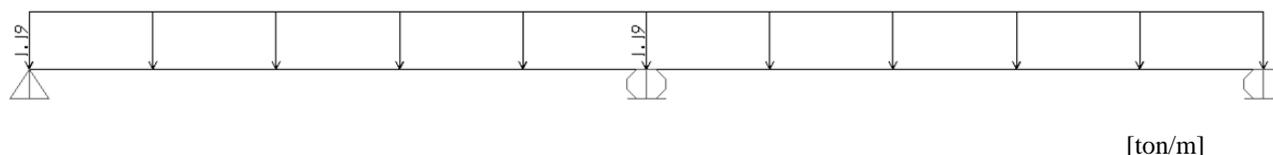


Figura 4.2 *Viga unitaria modelada en SAP 2000*

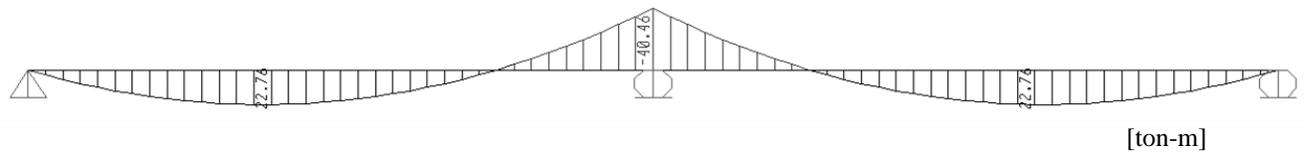


Figura 4.3 Diagrama de momentos, carga muerta

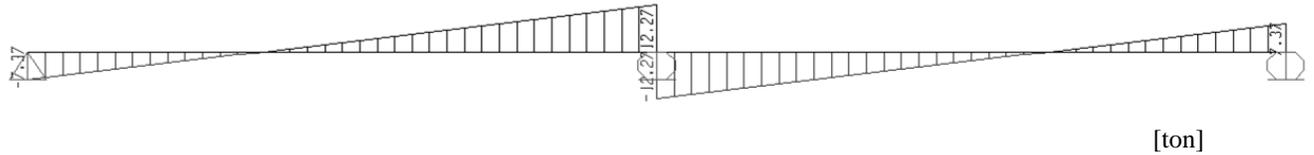


Figura 4.4 Diagrama de fuerza cortante, carga muerta

Los resultados de reacciones para carga muerta de la superestructura en los apoyos son los siguientes:

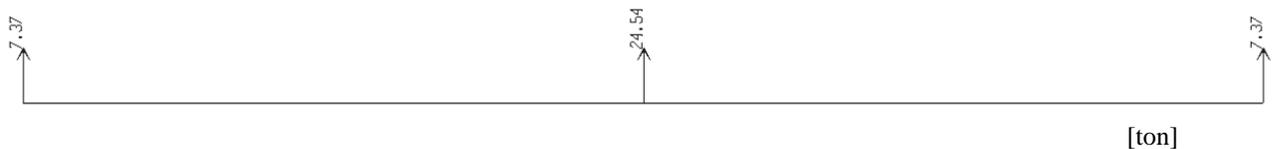


Figura 4.5 Reacciones obtenidas en SAP 2000

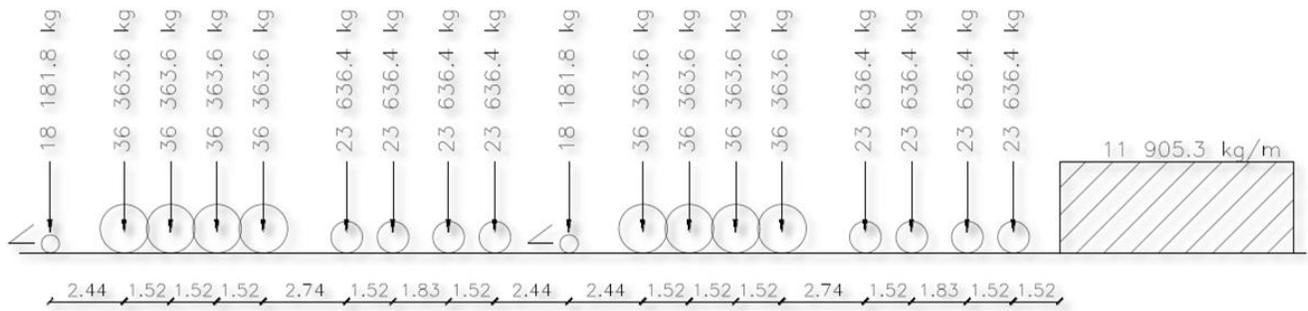
Reacción en la pila = 24.54 ton

Reacciones en los estribos = 7.37 ton

Por lo tanto el peso sobre la pila debido a la superestructura es **W = 24.54 ton** y el peso sobre los estribos es **W = 7.37 ton**.

4.1.2.- CARGA VIVA

En cuanto a la revisión de carga viva, para carga de ferrocarril se utilizará la carga COOPER E-80 (AREMA)⁽¹⁵⁾, está definida por cargas puntuales móviles representadas por dos locomotoras, seguidas de una carga uniforme equivalente (Figura 4.6).



CARGA COOPER E80 SISTEMA INTERNACIONAL

Figura 4.6 Carga ferroviaria COOPER E-80⁽¹⁵⁾

Con ayuda del programa SAP 2000 se realiza un análisis de líneas de influencia, en él se aplicará la carga COOPER E-80 sobre el carril.

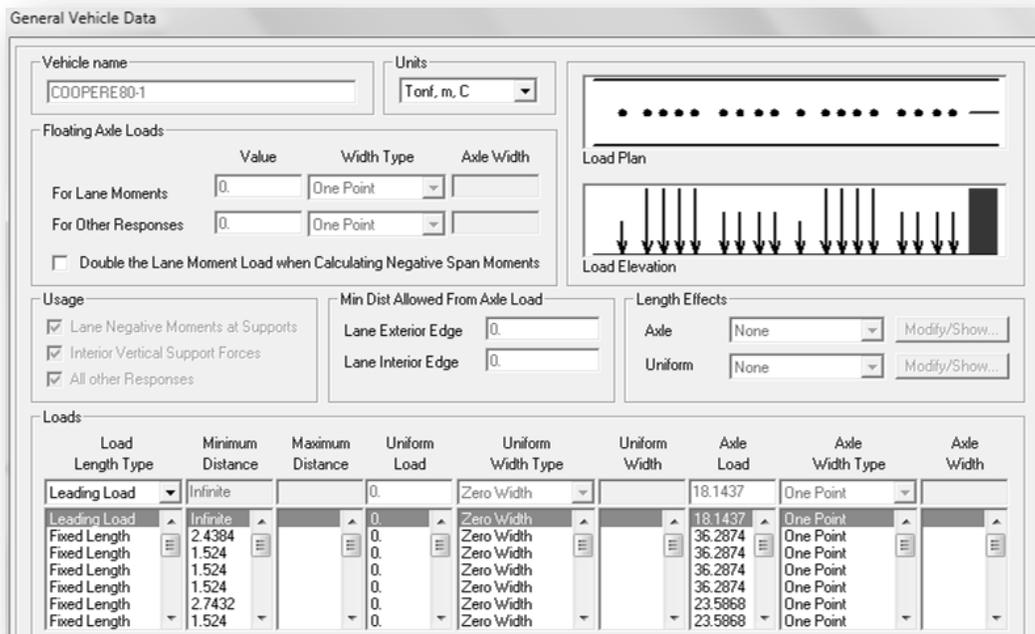


Figura 4.7 Definición de la carga COOPER E-80 en SAP 2000

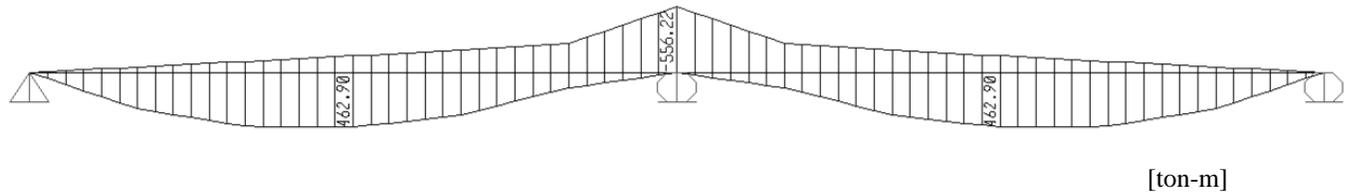


Figura 4.8 Diagrama de momentos, líneas de influencia

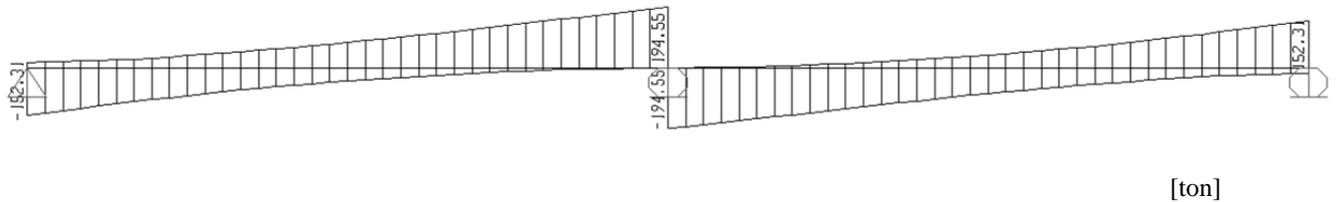


Figura 4.9 Diagrama de fuerza cortante, líneas de influencia

Los resultados de reacciones para carga viva en los apoyos son los siguientes:

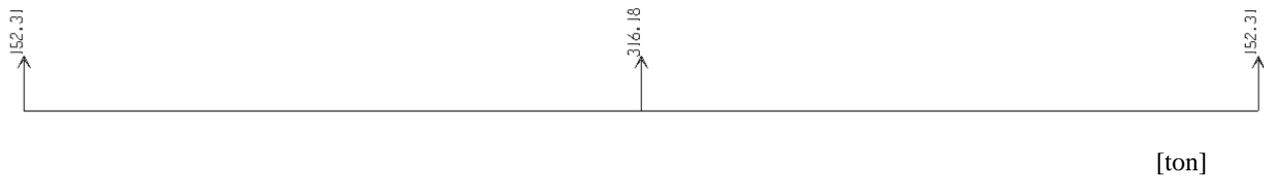


Figura 4.10 Reacciones obtenidas en SAP 2000

Reacción en la pila = 316.18 ton

Reacciones en los estribos = 152.31 ton

Por lo tanto el peso sobre la pila debido a la carga viva es **W = 316.18 ton** y el peso sobre los estribos es **W = 152.31 ton**.

4.1.3.- SUBESTRUCTURA, PILA CENTRAL

En la subestructura hay una pila de mampostería de sección rectangular, de nariz redondeada en un extremo (Ver Figuras 2.11 y 2.12). Se estimó un peso de la pila de **W = 466 ton** considerando un peso específico de la mampostería de 2.2 t/m^3 .

4.1.4.- ZAPATA, PILA CENTRAL

La zapata se supuso con una sección transversal rectangular de 11.5 m x 4.7 m (Ver Figuras 2.15 y 2.16), la cual es capaz de soportar la carga muerta, el peso propio y la carga viva del puente considerando que el suelo tiene una capacidad de carga de 30 t/m² de acuerdo con los estudios complementarios de campo (geotecnia y mecánica de suelos). Los cálculos se presentan a continuación ⁽¹²⁾:

$$\text{Peso sobre la pila } W_t = 24.54 \text{ (ton)} + 316.18 \text{ (ton)}$$

$$\mathbf{W_t = 340.72 \text{ ton}}$$

$$\text{Capacidad de carga del suelo} = 30 \text{ t/m}^2$$

Considerando un peso del suelo, agua y pila sobre la zapata de 3.1 t/m³:

$$\text{Presión neta } (\rho_n) = 30 \text{ t/m}^2 - [(3.1 \text{ t/m}^3) (7.5 \text{ m})] = \mathbf{6.75 \text{ t/m}^2}$$

$$\text{Área mínima de la zapata} = 340.72 / 6.75$$

$$\mathbf{A_{min} = 50.47 \text{ m}^2}$$

Sección de 11.5 m x 4.7 m (54.05 m²), con espesor de 0.5 m

Así, con la geometría presentada y un peso específico de mampostería de 2.2 t/m³, el peso de la zapata es **W = 59.5 ton**.

En la *Figura 4.11* se muestran cargas verticales de la estructura, las que darán estabilidad a la pila: la carga del tablero, la carga del ferrocarril (carga viva), el peso de la pila y el peso de la zapata.

Considerando que la zapata se encuentra desplantada a 4 m por debajo del terreno, según la inspección que se hizo en obra, se puede observar que una parte del cuerpo de la zapata se encuentra confinado por el suelo, lo que ayudará en gran medida a la estabilidad de la estructura. También se muestra en la *Figura 4.11* un tirante de 3.5 m definido en los estudios hidrológicos que se hicieron en el puente.

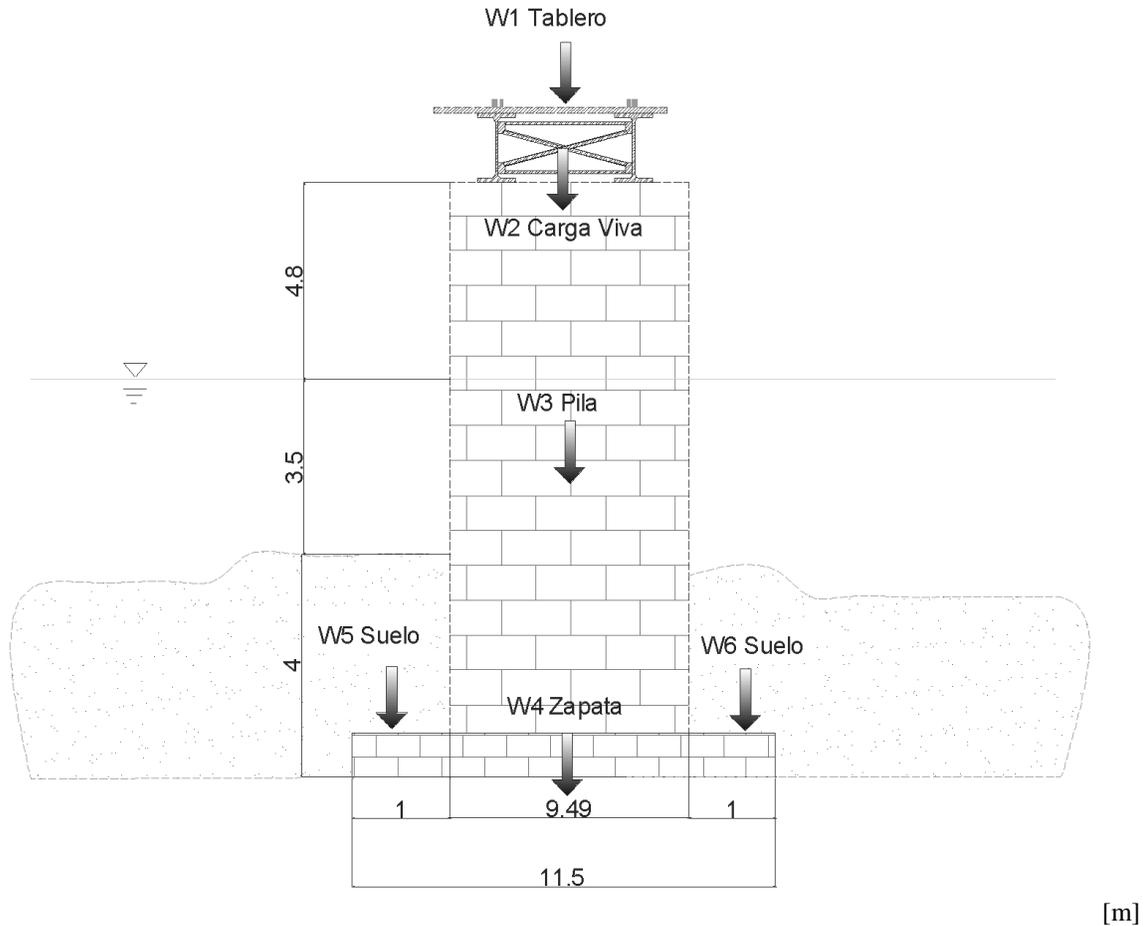


Figura 4.11 Cargas que estabilizan la estructura de la pila central

4.1.5.- SUBESTRUCTURA, ESTRIBO Y ZAPATA

Para la revisión de la estabilidad del estribo también fue necesario conocer lo más preciso su geometría (Ver Figuras 2.13, 2.14, 2.17 y 2.18), se estimó un peso de estribo **W = 524.2 ton** y peso de zapata **W = 205.5 ton**, considerando un peso específico de la mampostería de 2.2 t/m^3 .

En la *Figura 4.12* se muestran cargas verticales de la estructura, las que darán estabilidad al estribo: el peso del tablero, el peso de la carga viva, el peso propio del estribo y el peso del suelo que actúa sobre el talón de la cimentación.

De acuerdo con la inspección que se realizó en obra, los estribos también se encuentran desplantados a 4 m por debajo del nivel del terreno actual.

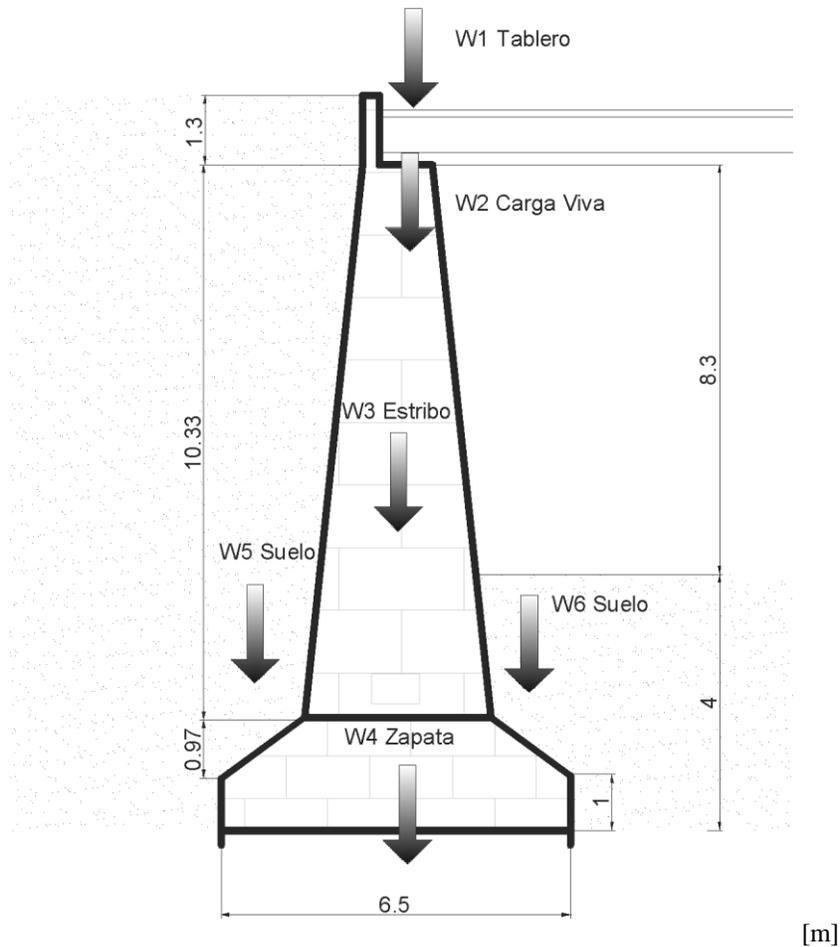


Figura 4.12 Cargas que estabilizan la estructura de la pila central

4.2.- EMPUJES HORIZONTALES SOBRE PILA Y ESTRIBOS

4.2.1.- EMPUJE DEBIDO AL SISMO, PILA CENTRAL

En la obtención de los empujes horizontales por sismo, fue necesario consultar el “Manual de Diseño de Obras Civiles” CFE, 2008 y poder así determinar el coeficiente sísmico que corresponde para la revisión estructural. Puesto que el puente “El Recinto” se encuentra ubicado en el municipio de San Miguel Vindho, estado de Hidalgo, le corresponde la zona sísmica II.

De acuerdo con el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC, 2008) se tiene lo siguiente:

<i>Zona sísmica II</i>	
<i>Estructura Grupo A</i>	
<i>Coefficiente sísmico “c”</i>	0.3
<i>Factor de importancia “Fi”</i>	1.5

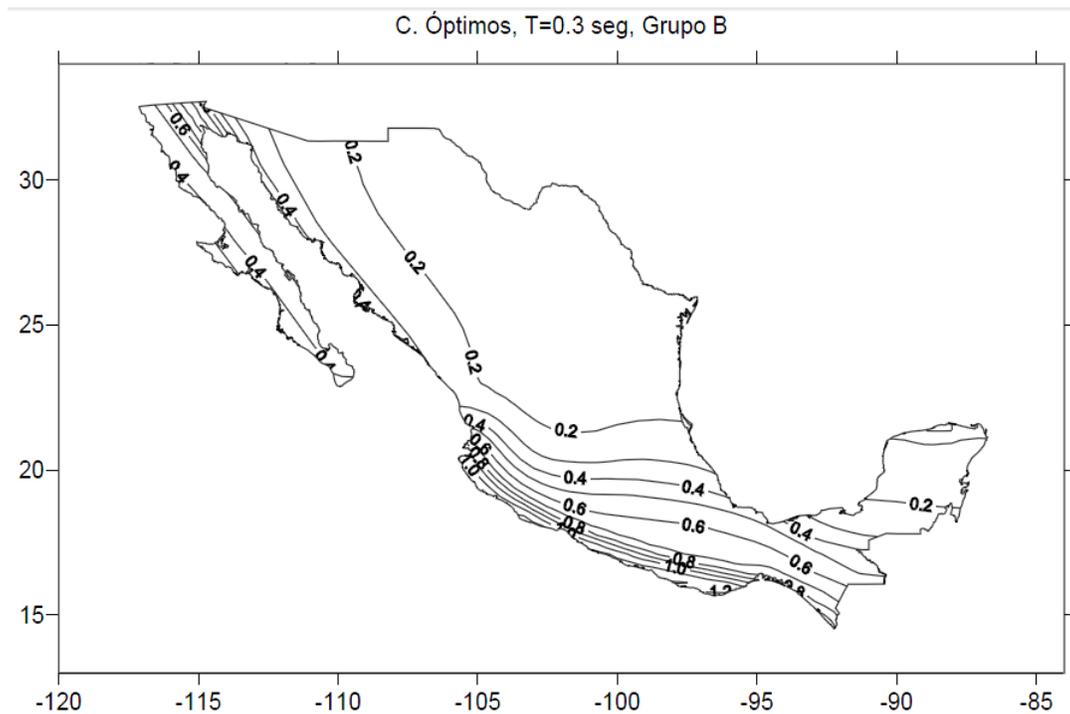


Figura 4.13 Coeficientes de diseño óptimos para estructuras del grupo B ⁽¹⁷⁾

Los valores de las fuerzas de empuje sobre la pila, debido al sismo, que desestabilizarían a la estructura, se muestran en la *Tabla 4.2* y en la *Figura 4.15* se muestra el esquema completo de fuerzas que desestabilizarán a la estructura.

Se utiliza el método sísmico estático para la obtención de las fuerzas equivalentes de cada elemento en la estructura, se tiene lo siguiente:

Para coeficiente sísmico máximo ⁽¹⁷⁾

$$c_{\text{máx}} = (c) (Fi) = (0.3) (1.5) = \mathbf{0.45}$$

Para obtener el coeficiente sísmico equivalente (c_i) para las alturas dadas se usan las siguientes ecuaciones ⁽¹³⁾:

$$F_i = \frac{W_i}{g} a_i$$

$$c_i = \frac{a_i}{g}$$

$$c_i = c_{m\acute{a}x} \frac{h_i}{H}$$

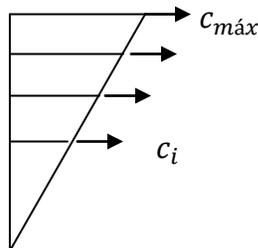


Figura 4.14 Distribución de aceleraciones método estático ⁽¹³⁾

$$H = 12.3 \text{ m} \quad (\text{Altura total})$$

$$h_i = 6.15 \text{ m} \quad (\text{Centro de masa de la pila})$$

$$c_i = (0.45) \frac{6.15}{12.3} = \mathbf{0.23} \quad (\text{F1 Pila})$$

Para el peso del tablero se tomará la carga muerta de **W = 24.54 ton** y para la fuerza vertical de la pila se tomará el peso incluyendo a la zapata.

Tabla 4.2 Empujes debidos al sismo, pila central

Sección	W Peso (ton)	Coefficiente sísmico equivalente c_i	Fuerza equivalente F_i (ton)
F2 Tablero	24.54	0.45	11
F1 Pila	525.5	0.23	121

4.2.2.- EMPUJE PROVOCADO POR LA CORRIENTE DEL RÍO, PILA CENTRAL

El empuje de la corriente del río sobre la pila se calculó utilizando el estudio hidráulico, en el que se define la velocidad de la corriente al pasar por el puente y la altura del nuevo tirante. Esto debido a la incorporación del caudal adicional proveniente del Túnel Emisor

Oriente hasta la presa Endhó. La dirección de la incidencia de la corriente del río sobre la pila se muestra en el capítulo 2 (Ver Figura 2.19).

Para esta revisión la pila fue considerada con una sección transversal semicircular, esto para obtener el coeficiente de arrastre (Tabla 4.3). Luego, se muestran los datos utilizados para obtener las fuerzas de empuje del río sobre la pila (Tabla 4.4).

Para el cálculo la fuerza de empuje del río sobre la pila se utiliza las siguientes expresiones ⁽¹⁶⁾:

$$\rho = C_D \frac{\gamma V^2}{2} \times 10^{-6}$$

$$FE_{río} = \rho A$$

donde:

ρ = presión del agua que fluye (MPa)

C_D = coeficiente de arrastre para pilas (Tabla 4.7)

γ = densidad del agua (kg/m³)

V = velocidad del agua (m/s)

A = Área de la pila expuesta al flujo

$FE_{río}$ = Fuerza de empuje del río

Tabla 4.3 Coeficiente de arrastre

Tipo	C_D
Pila con borde de ataque semicircular	0,7
Pila de extremo cuadrado	1,4
Arrastres acumulados contra la pila	1,4
Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque $\leq 90^\circ$	0,8

Tabla 4.4 Datos para cálculo de empuje del río sobre la pila

		Cantidad	Unidad
Velocidad de la corriente del río	“V”	6.2	m/s
Coefficiente de arrastre	“C _D ”	0.7	
Densidad del agua	“ρ”	1000	kg/cm ³
Tirante del río		3.5	m
Área de empuje	“A _e ”	10.68	m ²

$$\rho = 0.7 \frac{(1000)(6.2)^2}{2} \times 10^{-6} = 0.01345 \text{ MPa}$$

$$F_{E_{río}} = \rho A$$

Con lo que se obtiene un valor de la fuerza de empuje de **EH = 14.65 ton.**

A modo de comparación, con la ayuda del programa *ANSYS 13* buscamos el valor de la presión máxima sobre la pila ejercida por el flujo (*Ver Figura 3.15*).

Se observa un valor de la presión de **175737.2 Pa**. Con este valor de presión se obtiene un valor de la fuerza de empuje de **EH = 19.2 ton.**

La diferencia entre los valores calculados con la fórmula y el modelo se deben a la forma de la nariz que no es totalmente semicircular, lo que afectaría en el coeficiente de arrastre; por lo tanto, se utilizará el valor de presión mayor, obtenido con el modelo en *ANSYS 13*.

En la *Figura 4.15* se muestran las fuerzas de empuje que tratarán de desestabilizar a la estructura: empujes del sismo (*EL1, EL2*) y empuje del agua (*EH*).

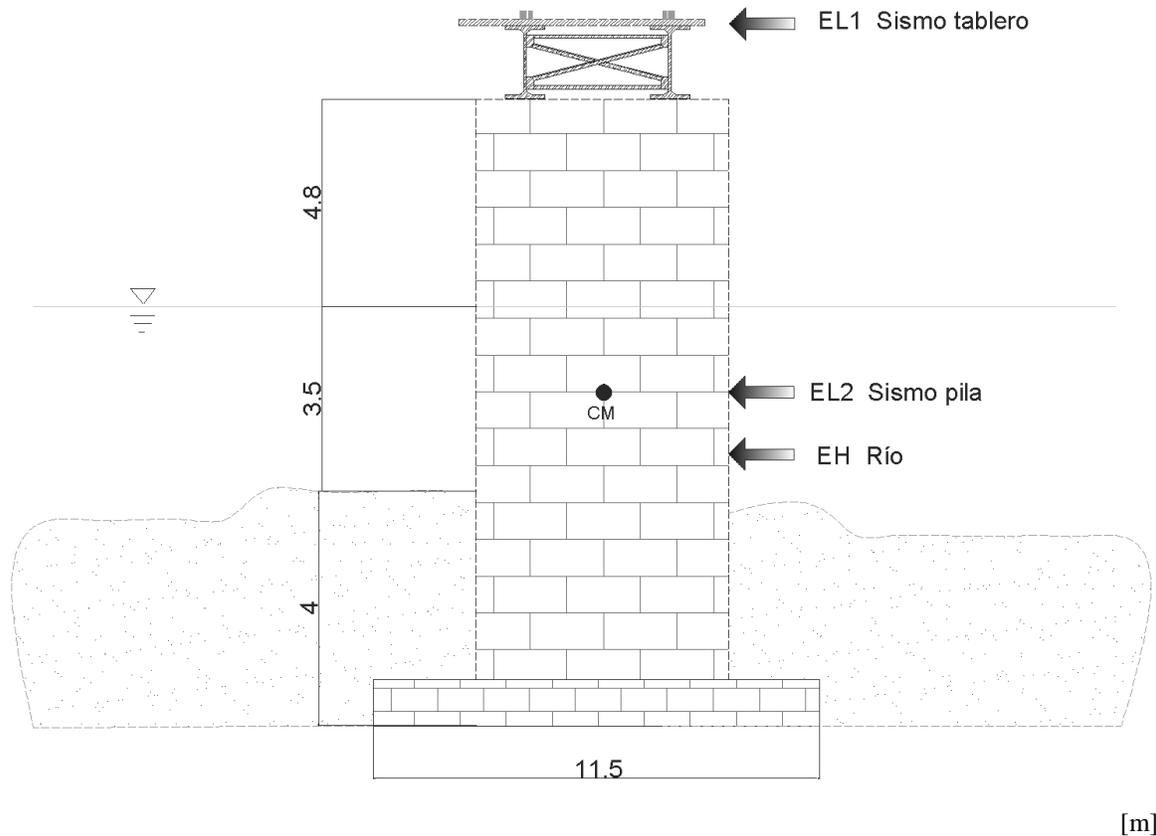


Figura 4.15 Esquema de los empujes que desestabilizarían a la estructura

4.2.3.- EMPUJES EN ESTRIBOS

Para el cálculo del empuje de tierras sobre el estribo se utiliza la Teoría de Rankine, se consideró un ángulo de 32° para la fricción interna del suelo, por tratarse de arcillas arenosas. Este es un valor promedio que aproxima al ángulo de fricción real y permite calcular aproximadamente el empuje que el suelo ejerce sobre el estribo; el peso volumétrico del suelo que se consideró fue de $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$. En la Figura 4.16 se muestra el esquema de las fuerzas horizontales analizadas.

Empuje activo

Para el coeficiente de empuje activo y empuje del suelo se consideraron las siguientes expresiones ⁽¹³⁾:

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \qquad E_{act} = k_a \frac{(\gamma h^2)}{2}$$

Luego,

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{32^\circ}{2} \right) = 0.31 \qquad E_{act} = 0.31 \frac{(1.8)13.6^2}{2}$$

El empuje activo total de tierra por metro de ancho resulta:

$$E_{act} = 51.6 \text{ ton}$$

Empuje pasivo

Para el coeficiente de empuje pasivo y empuje del suelo se consideraron las siguientes expresiones ⁽¹³⁾:

$$k_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \qquad E_{pas} = k_p \frac{(\gamma h^2)}{2}$$

Luego,

$$k_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{32^\circ}{2} \right) = 3.25 \qquad E_{pas} = 3.25 \frac{(1.8)4^2}{2}$$

El empuje pasivo total de tierra por metro de ancho resulta:

$$E_{pas} = -46.9 \text{ ton}$$

Empuje de la sobrecarga

En esta revisión se consideró una carga uniforme de $w = 3 \text{ t/m}^2$, provocada por la carga viva que en este caso es el tren.

Para empuje total debido a la sobrecarga se utilizan las expresiones siguientes ⁽¹³⁾:

$$H' = \frac{w}{\gamma} \qquad E_s = k_a \gamma + [k_a \gamma (H' + h)] \frac{h}{2}$$

Luego,

$$H' = \frac{3}{1.8} = 1.67 \qquad E_s = 0.31(1.8) + [0.558(1.67 + 13.6)] \frac{13.6}{2}$$

El empuje de sobrecarga total de tierra resulta:

$$E_s = 61.7 \text{ ton}$$

Empuje sísmico del relleno

Los efectos dinámicos producidos por el sismo se calcularán utilizando la Teoría de Coulomb. A continuación se muestra el cálculo del empuje total por sismo, considerando un coeficiente sísmico de la región de $c = 0.3$ y un *factor de importancia de 1.5*, así como el coeficiente de presión activa del suelo de $K_{ae} = 0.35$ (Apéndice C, Tabla C-1). Las ecuaciones utilizadas son las siguientes ⁽¹⁴⁾:

$$a_0 = (0.3)(1.5) = 0.45$$

$$E_L = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae}$$

Luego,

$$k_v = 0$$

$$E_L = \frac{1}{2} (1.8)(13.6^2)(1 - 0)0.35$$

El empuje de sobrecarga total de tierra resulta:

$$**E_L = 58.3 ton**$$

Empuje sísmico del tablero

Para este efecto, se consideró que el tablero está apoyado sólo sobre un apoyo. A continuación se muestra el cálculo del empuje total.

$$a_0 = (0.3)(1.5) = 0.45$$

$$EL1 = W_{tab} a_0 = (7.37)(0.45)$$

El empuje sísmico del tablero resulta:

$$**EL1 = 3.32 ton**$$

En la *Figura 4.16* se muestran todas las fuerzas horizontales que tratarán de desestabilizar al estribo: el empuje pasivo de tierra (*Epas*), el empuje activo (*Eact*) el empuje sísmico del suelo (*ELR*) la sobrecarga (*Es*), y el empuje del tablero (*EL1*) durante el sismo.

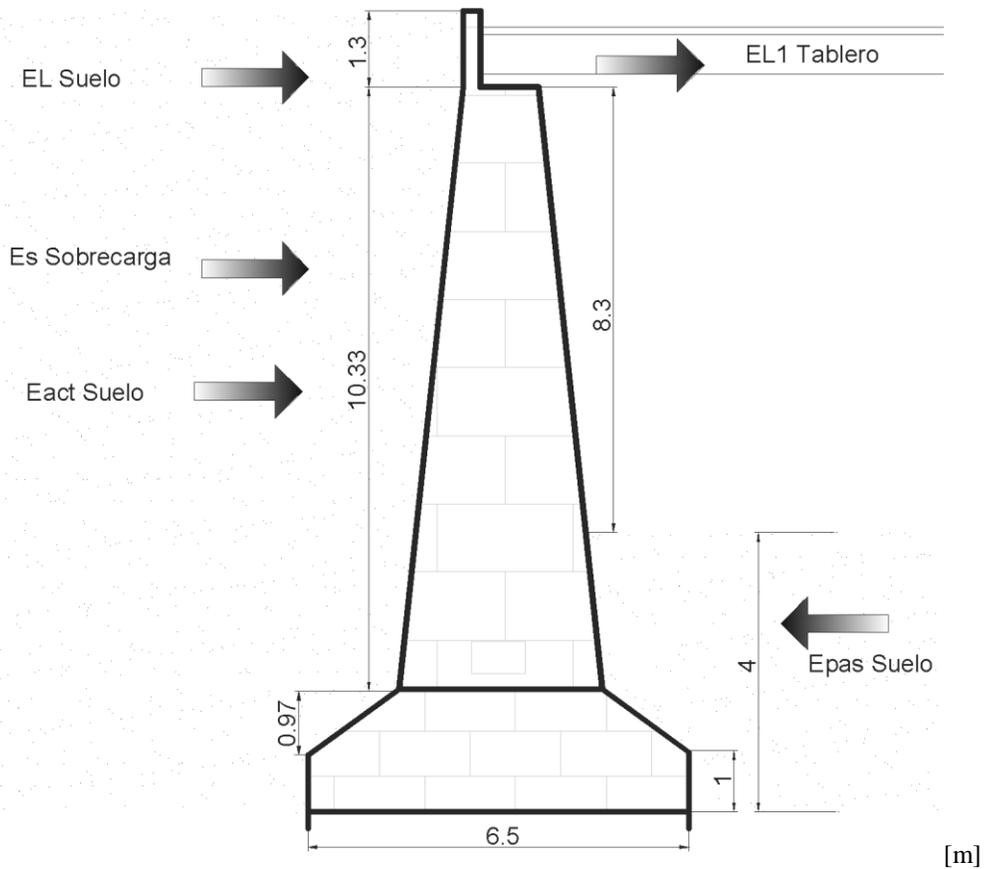


Figura 4.16 Esquema de los empujes que desestabilizarían al estribo

4.3.- REVISIÓN POR VOLTEO Y DESLIZAMIENTO

4.3.1.- PILA CENTRAL

Para asegurar que la pila no tendrá falla por volteo, el factor de seguridad deberá ser mayor que 2 (AASHTO, 2004) y para el caso en donde intervienen las fuerzas del sismo los factores de seguridad se reducirán al 75%, es decir, el factor de seguridad deberá ser mayor que 1.5. Para el caso de deslizamiento el factor debe ser mayor que 1.5 y en el caso de combinación por sismo mayor que 1.13.

En la *Tabla 4.5* se muestra el cálculo del momento de volteo resistente en el *Punto "P"* de la pila central, este momento total es el que estabilizaría a la estructura de la pila. En la *Figura 4.17* se muestra el punto respecto al que se toman los momentos.

Tabla 4.5 Momento resistente (Mr), pila central

		Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (ton-m)
Peso Tablero	W1	24.54	5.75	141
Peso Carga Viva	W2	316.2	5.75	1818
Peso Pila	W3	466	5.75	2680
Peso Zapata	W4	59.5	5.75	342
Peso Suelo	W5	29.6	0.5	15
Peso Suelo	W6	29.6	11	326
Peso Total	ΣFr	920.5	ΣMr	5322

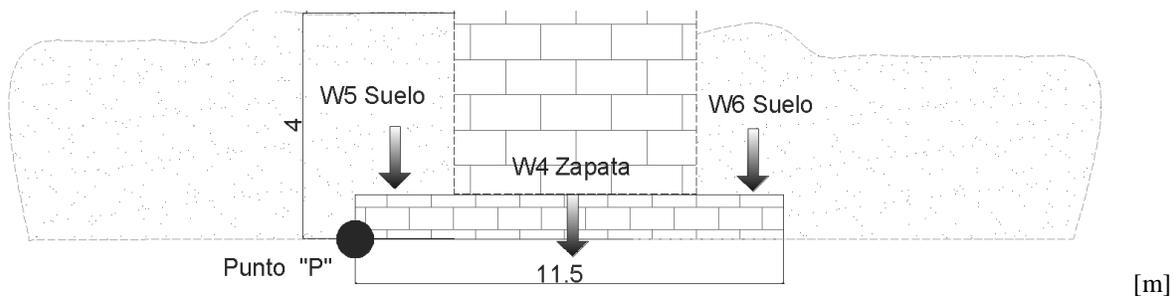


Figura 4.17 Punto "P" al que se referirán los momentos resistentes

En la *Tabla 4.6* se muestra el cálculo del momento de volteo actuante en el *Punto "P"* de la pila central, este momento total es el que desestabilizaría a la estructura de la pila. En la *Figura 4.18* se muestra el punto respecto al que se toman los momentos.

Tabla 4.6 Momento actuante (Ma), pila central

		Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (ton-m)
Empuje Sismo tablero	EL1	11	14.16	156
Empuje Sismo pila	EL2	121	6.15	744
Empuje Río	EH	19.2	5.75	110
Empuje Total	ΣFa	151.2	ΣMa	1010

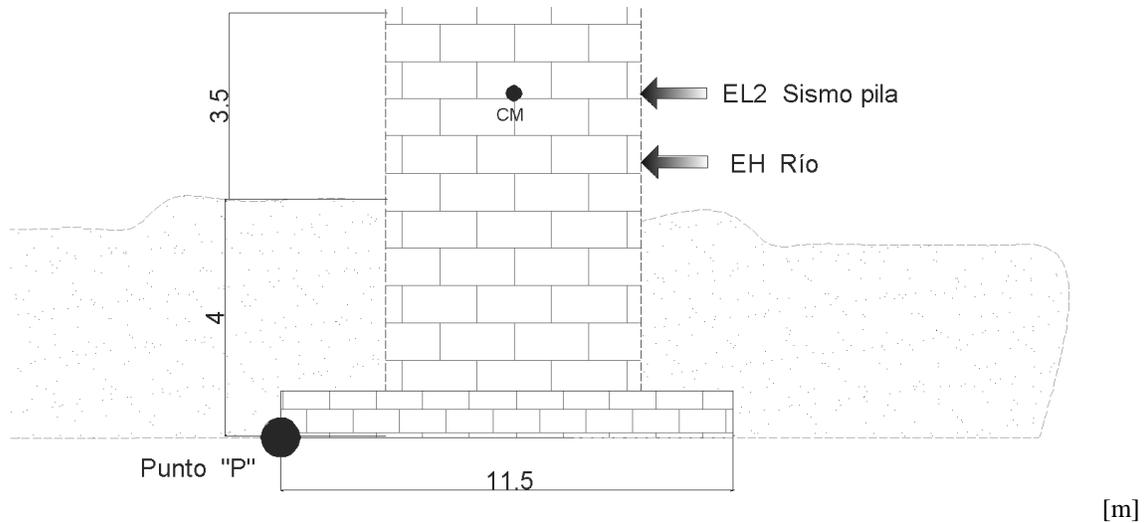


Figura 4.18 Punto "P" al que se referirán los momentos actuantes

De acuerdo con las normas *AASHTO* (art. 3.22), las combinaciones de carga que se deben considerar para el análisis y diseño de la estructura, son las siguientes:

- a) $D + L + SF$
- b) $D + SF$
- c) $D + SF + EQ$

donde:

D : Carga Muerta

L : Carga Viva

SF : Flujo de la corriente

EQ : Sismo

En la *Tabla 4.7* y *4.8* se muestran los resultados por volteo y deslizamiento, considerando un *coeficiente de fricción* de 0.55 para el caso de deslizamiento.

Los factores de seguridad por volteo y deslizamiento son:

$$F_s = \frac{Mr}{Ma} \quad \text{Factor de seguridad de volteo}$$

$$F_s = \frac{Fr}{Fa} \quad \text{Factor de seguridad de deslizamiento}$$

Tabla 4.7 Revisión por Volteo (Pila central)

Volteo					
Combinación	Mr (ton-m)	Ma (ton-m)	Mr/Ma	Estado	
a	5322	110	48.3	> 2.0	OK
b	3504	110	31.8	> 2.0	OK
c	3504	1010	3.4	> 1.5	OK

Como los factores de seguridad calculados para las 3 combinaciones son mayores que los valores límites, de acuerdo con la normativa *AASHTO, 2004*, se puede establecer que la pila de mampostería **NO PRESENTARÁ UNA FALLA POR VOLTEO**.

A continuación se muestran los resultados de la revisión por deslizamiento. Se incluye la fuerza debida al empuje horizontal, y la que se opone o fuerza de corte/fricción entre el suelo y la base del muro.

Tabla 4.8 Revisión por Deslizamiento (Pila central)

Deslizamiento					
Combinación	Fr (ton)	Fa (ton)	Fr/Fa	Estado	
a	506.3	19.2	26.3	> 1.5	OK
b	332.4	19.2	17.3	> 1.5	OK
c	332.4	151.2	2.1	> 1.13	OK

Como los factores de seguridad calculados para las 3 combinaciones son mayores que los valores límites, de acuerdo con la normativa *AASHTO, 2004*, se puede establecer que la pila de mampostería **ES SEGURA ANTE LA FALLA POR DESLIZAMIENTO**.

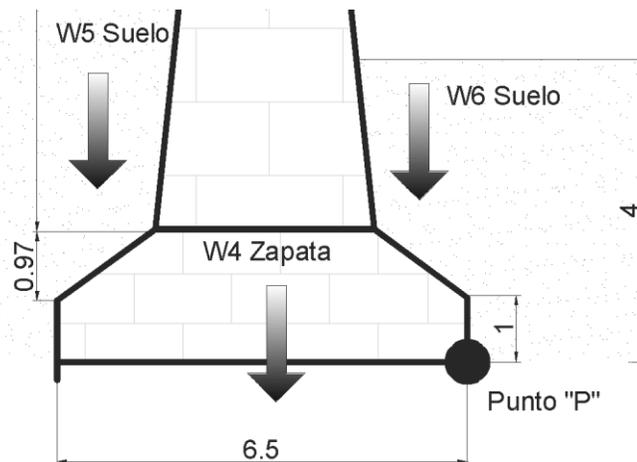
4.3.2.- ESTRIBO

Para asegurar que el estribo no tendrá falla por volteo, el factor de seguridad deberá ser mayor que 2 (*AASHTO, 2004*) y para el caso en donde intervienen las fuerzas del sismo, los factores de seguridad se reducirán al 75%, es decir, deberán ser mayores que 1.5. Para el caso de deslizamiento, el factor de seguridad debe de ser mayor que 1.5 y en el caso de combinación por sismo, mayor que 1.13.

En la *Tabla 4.9* se muestra el cálculo del momento de volteo resistente en el *Punto "P"* del estribo, este momento total es el que estabilizaría a la estructura del estribo. En la *Figura 4.19* se muestra el punto respecto al que se toman los momentos.

Tabla 4.9 Momento resistente (M_r), estribo

		Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (ton-m)
Peso Tablero	W1	7.37	3.25	24
Peso CV	W2	152.3	3.25	495
Peso Estribo	W3	524.2	3.25	1704
Peso Zapata	W4	205.5	3.25	668
Peso Suelo	W5	323.2	5.75	1858
Peso Suelo	W6	76.9	0.75	58
Peso total	ΣFr	1289.5	ΣMr	4807



[m]

Figura 4.19 Punto "P" al que se referirán los momentos resistentes

En la *Tabla 4.10* se muestra el cálculo del momento de volteo actuante en el *Punto "P"* del estribo, este momento total es el que desestabilizaría a la estructura del estribo. En la *Figura 4.20* se muestra el punto respecto al que se toman los momentos, estas fuerzas se multiplican por el ancho respectivo para obtener reacciones totales.

Tabla 4.10 Momento actuante (M_a), estribo

		Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (ton-m)
Empuje Sismo Tablero	EL1	3.32	9.6	32
Empuje Sismo Suelo	EL	58.3	4.8	279
Empuje Sobrecarga	Es	61.7	4.8	296
Empuje Activo Suelo	Eact	490.1	4.5	2205
Empuje Pasivo Suelo	Epas	-445.55	1.3	-579
Empuje Total	ΣFa	167.9	ΣMa	2233

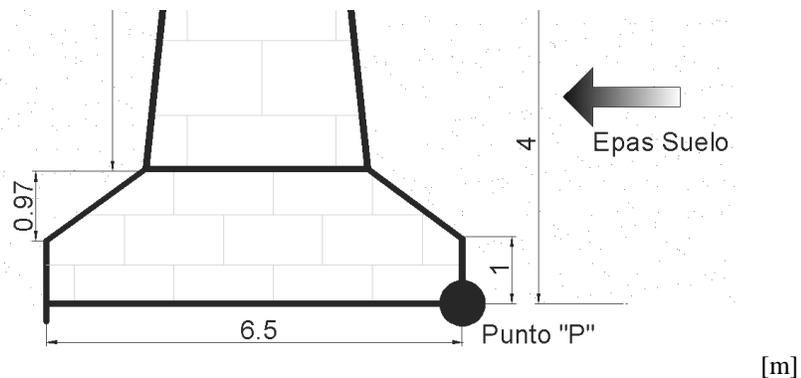


Figura 4.20 Punto "P" al que se referirán los momentos actuantes

De acuerdo con las normas *AASHTO* (art. 3.22), las combinaciones de carga que se deben considerar para el análisis y diseño de la estructura, son las siguientes:

- a) $D + L + E$
- b) $D + E$
- c) $D + E + EQ$

donde:

D: Carga Muerta

L: Carga Viva

E: Empuje del suelo

EQ: Sismo

En la *Tabla 4.11* y *4.12* se muestran los resultados por volteo y deslizamiento, considerando un *coeficiente de fricción* de 0.55 para el caso de deslizamiento.

Los factores de seguridad por volteo y deslizamiento son:

$$F_s = \frac{Mr}{Ma} \quad \text{Factor de seguridad de volteo}$$

$$F_s = \frac{Fr}{Fa} \quad \text{Factor de seguridad de deslizamiento}$$

Tabla 4.11 Revisión por Volteo (Estribo)

Volteo				
Combinación	Mr (ton-m)	Ma (ton-m)	Mr/Ma	Estado
a	4807	1922	2.5	> 2.0 OK
b	4312	1922	2.2	> 2.0 OK
c	4312	2233	1.9	> 1.5 OK

Como los factores de seguridad calculados para las 3 combinaciones son mayores que los valores límites, de acuerdo con la normativa *AASHTO, 2004*, se puede establecer que el estribo de mampostería **NO PRESENTARÁ UNA FALLA POR VOLTEO**.

A continuación se muestran los resultados de la revisión por deslizamiento. Se incluye la fuerza debida al empuje horizontal, y la que se opone o fuerza de corte/fricción entre el suelo y la base del muro.

Tabla 4.12 Revisión por Deslizamiento (Estribo)

Deslizamiento				
Combinación	Fr (ton)	Fa (ton)	Fr/Fa	Estado
a	709.2	106.28	6.6	> 1.5 OK
b	625.4	106.28	5.8	> 1.5 OK
c	625.4	167.9	3.7	> 1.13 OK

Como los factores de seguridad calculados para las 3 combinaciones son mayores que los valores límites, de acuerdo con la normativa *AASHTO, 2004*, se puede establecer que el estribo de mampostería **ES SEGURO ANTE LA FALLA POR DESLIZAMIENTO**.

4.4.- REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE LA SOCAVACIÓN

En esta parte se considerará la socavación generada por la corriente del río, calculada en el capítulo anterior. Se presentan los análisis y resultados de cada uno de los elementos estructurales del puente.

4.4.1.- PILA CENTRAL CON SOCAVACIÓN

En este segundo análisis se consideró una altura de socavación de 3 m, valor que se puede alcanzar según los cálculos realizados en el *subcapítulo 3.2.1*. En la *Figura 4.20* se presentan las fuerzas de empuje debidas al sismo (*EL1*, *EL2*) y los empujes debidos al agua (*EH*). Como se puede observar, el área de contacto de empuje en la pila, debido a la corriente del río, aumenta y el suelo sobre la zapata de la pila disminuye.

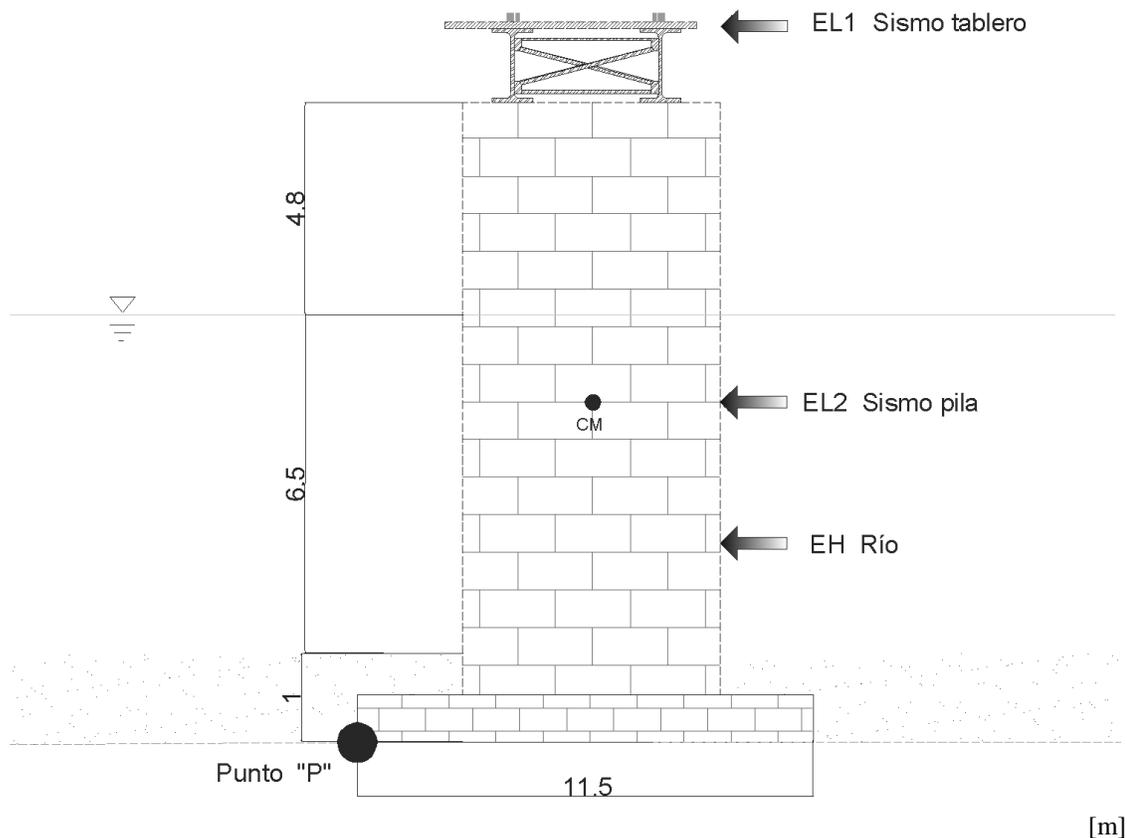


Figura 4.20 Arreglo de la pila después de la socavación

A continuación se muestra la revisión por volteo y deslizamiento de la pila, después de que ha ocurrido la socavación. En la *Tabla 4.13* se muestran los momentos resistentes, debido a la carga vertical, que estabilizan a la estructura después de ocurrida la socavación:

Tabla 4.13 Momento resistente (M_r), pila central

		Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (ton-m)
Peso Tablero	W1	24.54	5.75	141
Peso Carga Viva	W2	316.2	5.75	1818
Peso Pila	W3	466	5.75	2680
Peso Zapata	W4	59.5	5.75	342
Peso Suelo	W5	4.23	0.5	2
Peso Suelo	W6	4.23	11	47
Peso Total	ΣFr	875	ΣMr	5030

En la *Tabla 4.15* se muestran los empujes debido al sismo y a la corriente del río, se vuelve a calcular el empuje del río sobre la pila para el nuevo tirante:

Tabla 4.14 Datos para cálculo de empuje del río sobre la pila con socavación

		Cantidad	Unidad
Velocidad de la corriente del río	“V”	3.47	m/s
Coefficiente de arrastre	“C_D”	0.7	
Densidad del agua	“ρ”	1000	kg/cm ³
Tirante del río		6.5	m
Área de empuje	“A_e”	19.8	m ²

$$\rho = 0.7 \frac{(1000)(3.47)^2}{2} \times 10^{-6} = 0.0042 \text{ MPa}$$

$$FE_{río} = \rho A$$

Con lo que se obtiene un valor de la fuerza de empuje de **$EH = 8.5$ ton.**

Tabla 4.15 Momento actuante (M_a), pila central

		Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (ton-m)
Empuje Sismo tablero	EL1	11	14.16	156
Empuje Sismo pila	EL2	121	6.15	744
Empuje Río	EH	8.5	5.75	49
Empuje Total	ΣFa	141	ΣMa	949

En la *Tabla 4.16* y *4.17* se muestran los resultados por volteo y deslizamiento, considerando la socavación general que se presenta en el cauce del río.

Tabla 4.16 Revisión por Volteo (Pila central)

Volteo				
Combinación	Mr (ton-m)	Ma (ton-m)	Mr/Ma	Estado
a	5030	49	102.6	> 2.0 OK
b	3212	49	65.5	> 2.0 OK
c	3212	949	3.3	> 1.5 OK

Como los factores de seguridad calculados para las 3 combinaciones son mayores que los valores límites, de acuerdo con la normativa *AASHTO, 2004*, se puede establecer que la pila de mampostería después de socavarse el cauce **NO PRESENTARÁ UNA FALLA POR VOLTEO**.

A continuación se muestran los resultados de la revisión por deslizamiento después de la socavación.

Tabla 4.17 Revisión por Deslizamiento (Pila central)

Deslizamiento				
Combinación	Fr (ton)	Fa (ton)	Fr/Fa	Estado
a	481.2	8.5	56.6	> 1.5 OK
b	307.3	8.5	36.1	> 1.5 OK
c	307.3	141	2.1	> 1.13 OK

Como los factores de seguridad calculados para las 3 combinaciones son mayores que los valores límites, de acuerdo con la normativa *AASHTO, 2004*, se puede establecer que la pila de mampostería después de la socavación **ES SEGURA ANTE LA FALLA POR DESLIZAMIENTO**.

Las revisiones por volteo y deslizamiento después de ocurrida la socavación, demuestran que la pérdida de material alrededor de la pila central no afectarán a la estructura. Esto se debe a que los empujes sobre la pila se analizan en el ancho mayor de la misma y esto hace que los momentos resistentes sean mucho mayores que los actuantes y no se presenten problemas de volteo; al igual que en el caso de las fuerzas resistentes, éstas serán mayores

que las fuerzas actuantes que tratan de deslizar a la estructura, por lo tanto la pila central tendrá un adecuado comportamiento después de ocurrida la socavación general del cauce.

4.4.2.- ESTRIBO CON SOCAVACIÓN

De igual forma que la pila, se revisará el estribo cuando se presente la socavación general del cauce, con un valor de 2.8 m obtenido en el *subcapítulo 3.2.1*. En la *Figura 4.21* se pueden ver las fuerzas de empuje tales como: el empuje activo de tierra (E_{act}), el empuje pasivo (E_{pas}), el empuje sísmico del suelo (EL), la sobrecarga (E_s) y el empuje del tablero (ELI) durante el sismo.

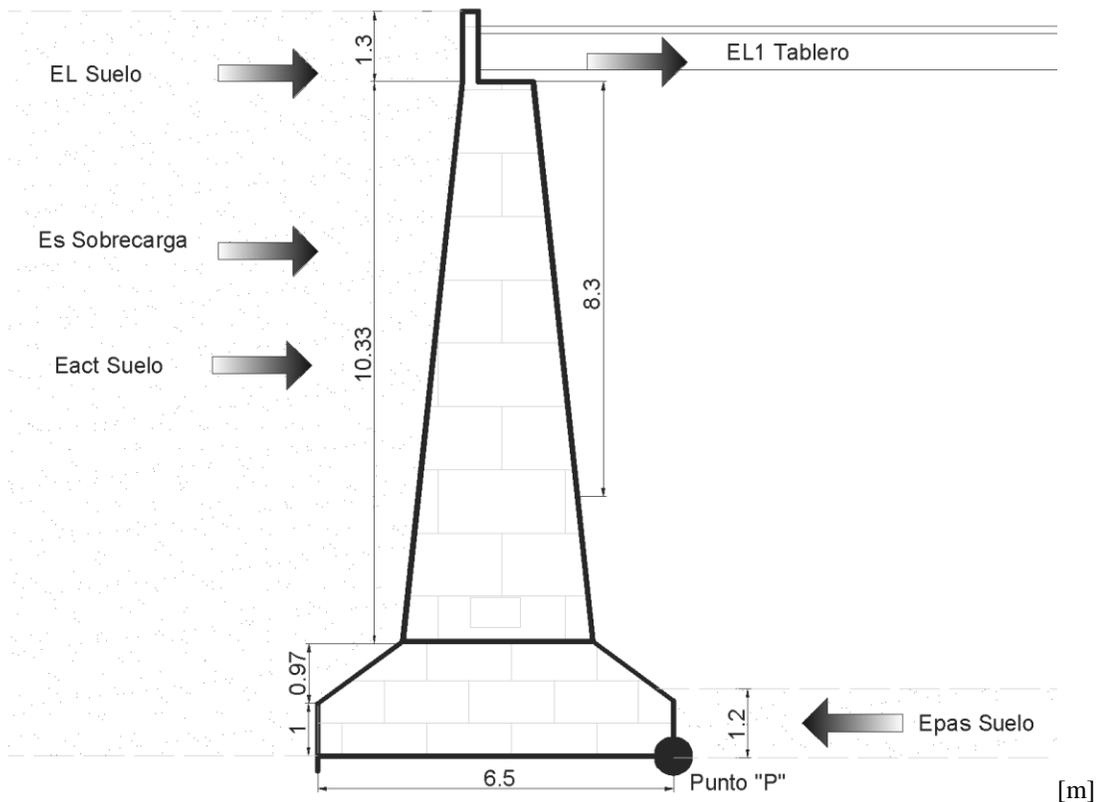


Figura 4.21 Arreglo del estribo después de la socavación

A continuación se muestra la revisión por volteo y deslizamiento del estribo, después de que ha ocurrido la socavación. En la *Tabla 4.18* se muestran los momentos resistentes, debido a la carga vertical, que estabilizan a la estructura después de la socavación.

Tabla 4.18 Momento resistente (Mr), estribo

		Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (ton-m)
Peso Tablero	W1	7.37	3.25	24
Peso CV	W2	152.3	3.25	495
Peso Estribo	W3	524.2	3.25	1704
Peso Zapata	W4	205.5	3.25	668
Peso Suelo	W5	323.2	5.75	1858
Peso total	∑Fr	1213	∑Mr	4664

En la *Tabla 4.19* se muestra el cálculo del momento de volteo actuante en el *Punto “P”* del estribo después de la socavación. Se debe calcular el nuevo empuje pasivo.

El empuje pasivo total de tierra por metro de ancho resulta:

$$E_{pas} = 3.25 \frac{(1.8)1.2^2}{2} = -4.2 \text{ Ton}$$

Tabla 4.19 Momento actuante (Ma), estribo

		Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (ton-m)
Empuje Sismo Tablero	EL1	3.32	9.6	32
Empuje Sismo Suelo	EL	58.3	4.8	279
Empuje Sobrecarga	Es	61.7	4.8	296
Empuje Activo Suelo	Eact	490.1	4.5	2205
Empuje Pasivo Suelo	Epas	-39.9	0.3	-12
Empuje Total	∑Fa	573.5	∑Ma	2800

En la *Tabla 4.20* y *4.21* se muestran los resultados por volteo y deslizamiento después de la socavación.

Tabla 4.20 Revisión por Volteo (Estribo)

Combinación	Volteo			Estado
	Mr (ton-m)	Ma (ton-m)	Mr/Ma	
a	4664	2489	1.8	< 2.0 NO PASA
b	4169	2489	1.6	< 2.0 NO PASA
c	4169	2800	1.4	< 1.5 NO PASA

Como los factores de seguridad calculados para las 3 combinaciones son menores que los valores límites, de acuerdo con la normativa *AASHTO, 2004*, se puede establecer que el estribo de mampostería, después de ocurrida la socavación general del cauce, ***PRESENTARÁ INESTABILIDAD Y UNA POSIBLE FALLA POR VOLTEO.***

En la *Tabla 4.21* se muestran los resultados de la revisión por deslizamiento después de la socavación.

Tabla 4.21 Revisión por Deslizamiento (Estribo)

Deslizamiento					
Combinación	Fr (ton)	Fa (ton)	Fr/Fa		Estado
a	667.15	511.8	1.3	< 1.5	NO PASA
b	583.38	511.8	1.13	< 1.5	NO PASA
c	583.38	573.5	1.01	< 1.13	NO PASA

Como los factores de seguridad calculados para las 3 combinaciones son menores que los valores límites, de acuerdo con la normativa *AASHTO, 2004*, se puede establecer que el estribo de mampostería una vez ocurrida la socavación general del cauce, ***NO ES SEGURA ANTE LA FALLA POR DESLIZAMIENTO.***

4.5 CONCLUSIONES

Se cumplen los factores de seguridad ante volteo y deslizamiento, marcados por la norma *AASHTO, 2004*, en la pila central antes y después de la socavación general que se produce en el cauce analizado. Esto hace que la estructura de la pila central sea estable a pesar de la socavación generada. En el estribo se cumplen los factores para volteo y deslizamiento en el caso previo a la socavación, pero una vez que ésta se presenta se vuelve inestable la estructura del estribo; esto debido a que el suelo que ayudaba a la estabilidad del estribo ha sido removido por la socavación y esto lleva a que los empujes actuantes sobre la estructura sean mayores que los resistentes, traduciéndose en una inestabilidad y posible falla ante volteo y deslizamiento del estribo al ocurrir la socavación general del cauce.

Como punto adicional se observa que se cumple con el gálibo mínimo marcado por la norma *AASHTO, 2004*, este rango es de 1.50 a 2.50 m; en nuestro puente con el gasto de diseño se tiene un gálibo de 4.8 m, con lo que se cumple el límite.

4.5.1 RECOMENDACIONES

En este puente ferroviario se presenta una inestabilidad en los estribos al presentarse la socavación general del cauce, esto podría derivar en fallas por volteo y por deslizamiento en el estribo y provocar un daño a toda la estructura del puente. La recomendación que se da para prevenir una pérdida de material al pie del estribo, tomando en cuenta los parámetros económicos y constructivos, es la presentada por Maza y Sánchez ⁽⁷⁾, la cual propone substituir al material del fondo del cauce por otro más resistente a la erosión. Esto podría hacerse con guijarros, boleos y cantos rodados, siendo los materiales más convenientes. Las recomendaciones dadas mediante pruebas efectuadas para esta clase de protección son las siguientes:

- a) De preferencia el boleó debe ser todo de un diámetro uniforme y si eso no es posible, el diámetro mínimo debe ser mayor que el especificado en cada caso (*Ver Apéndice C, Tabla C-2*).
- b) La protección tendrá que estar formada por un mínimo de tres capas. El espesor de la protección no debe ser menor que el ancho en el estribo.
- c) Se debe rodear el estribo por el pedraplén.

Este método es presentado para el caso de la socavación local en estribos, pero nos ayuda para nuestro caso de socavación general; dado que lo que requerimos es que al pie del estribo se pueda mantener una mayor cantidad de material que nos ayude a sumarse a las fuerzas resistentes del estribo. Este material permanecería en su lugar independiente del nivel general que se alcance en la sección después de la socavación general. Por lo tanto, el material sólo sería colocado al pie de los estribos del puente (*Figura 4.22*).

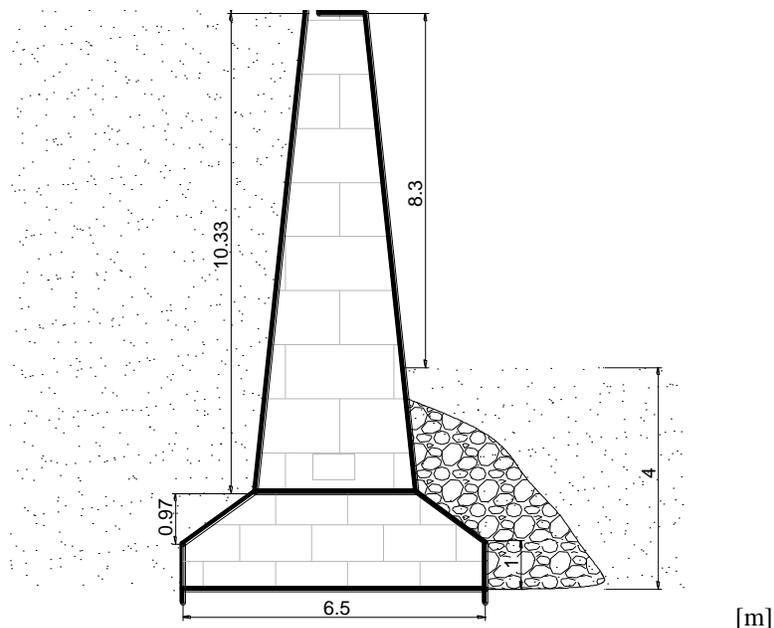


Figura 4.22 Capa de material mejorado al pie del estribo

CAPÍTULO 5.- REVISIÓN DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL, PUENTE VEHICULAR “5 DE MAYO”

En este capítulo se revisa la estabilidad estructural de una pila y un estribo del puente “5 de mayo”. Como se ha indicado antes, el puente “5 de mayo” es un puente vehicular que está constituido por dos estribos y dos pilas de concreto, dos claros de 15 m y un claro central de 25 m, con un tablero conformado por vigas en sección cajón y cabezales de concreto reforzado. El procedimiento de cálculo será el mismo que el utilizado para el puente “El Recinto” en el capítulo anterior.

Se utilizan los estudios topohidráulicos más recientes en el cruce del puente con el cauce del río Tula, y con base en las propiedades del terreno de la cimentación de las pilas y los planos del proyecto ejecutivo, se revisará la estabilidad estructural del puente.

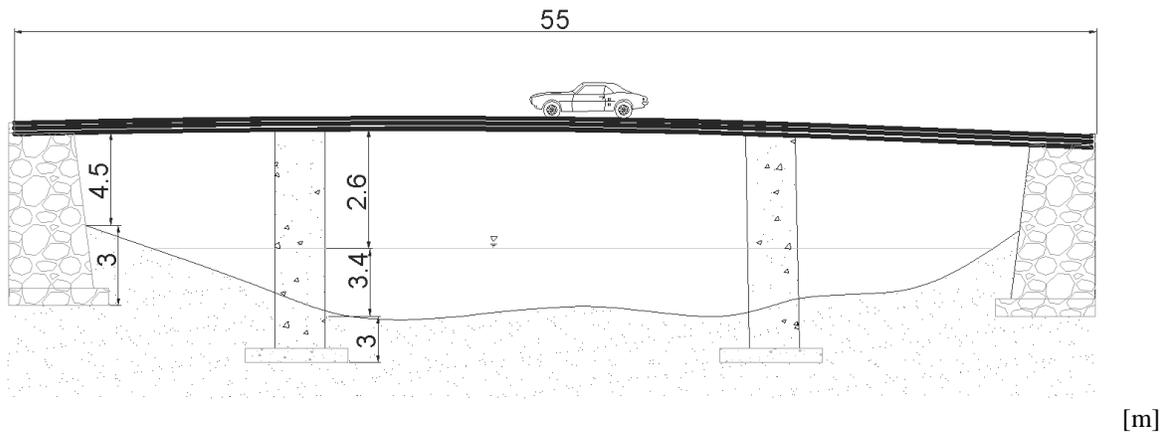


Figura 5.1 Puente vehicular “5 de mayo”

La revisión estructural por estabilidad tiene como objetivo verificar el grado de seguridad de las pilas de concreto ante los diferentes mecanismos de empuje, como los provocados por el sismo o la corriente de agua; como ya se ha indicado, en este trabajo se considerarán sólo estos dos mecanismos de empuje para la revisión. Se tomará a la pila con el caso más desfavorable para el cálculo. Para el caso del estribo, además del empuje del sismo se considera el del relleno y una sobrecarga actuando sobre el mismo estribo.

Para poder realizar el análisis por estabilidad de la pila y el estribo, fue fundamental la estimación correcta de todas las fuerzas que actúan sobre la estructura, y así revisar los mecanismos posibles de falla, como son el de volteo y el de deslizamiento.

5.1.- CARGAS VERTICALES SOBRE PILAS Y ESTRIBOS

5.1.1.- SUPERESTRUCTURA

Se revisará la pila con el caso más desfavorable al igual que el estribo. Para poder definir las cargas verticales, que actúan sobre la pila, que son las que darán estabilidad a la estructura, es necesario determinar la geometría de cada sección del puente (*Ver Figuras 2.24 y 2.25*).

En la *Tabla 5.1* se muestra el resumen del peso total de cada uno de los componentes de la superestructura.

Tabla 5.1 *Peso total de la superestructura, puente “5 de mayo”*

Sección	Peso específico (t/m ³)	Volumen (m ³)	Peso W (ton)
<i>Trabe cajón</i>	2.4	146.3	351
<i>Losa</i>	2.4	90.8	218
<i>Carpeta</i>	2.2	22.3	49
<i>Banqueta</i>	2.4	55	132
<i>Parapetos</i>	7.5	14.7	110
<i>Diafragma</i>	2.4	0.9	2.07
W Total =			862

Para obtener reacciones se recurre a la ayuda del programa de análisis estructural *SAP 2000*; en él se modela una viga con propiedades unitarias para obtener las reacciones en los apoyos, dada la carga total de la superestructura.

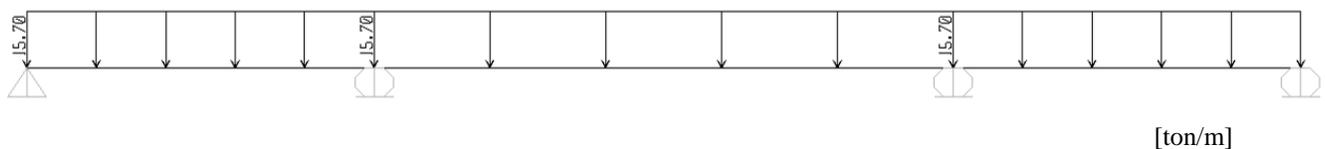


Figura 5.2 *Viga unitaria modelada en SAP 2000*

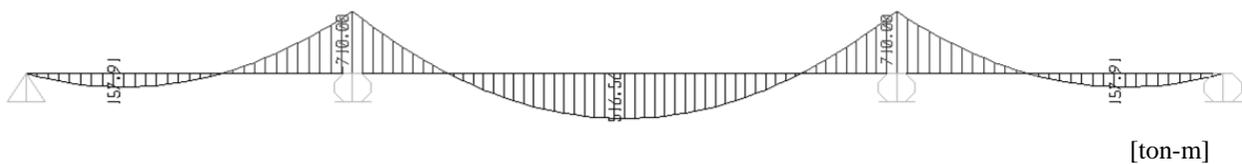


Figura 5.3 *Diagrama de momentos, carga muerta*

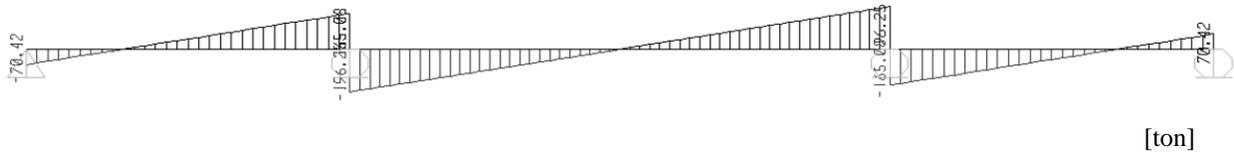


Figura 5.4 Diagrama de fuerza cortante, carga muerta

Los resultados de reacciones para carga muerta de la superestructura en los apoyos son los siguientes:



Figura 5.5 Reacciones obtenidas en SAP 2000

Reacciones en las pilas = 361.33 ton

Reacciones en los estribos = 70.42 ton

Por lo tanto el peso sobre las pilas debido a la superestructura es **W = 361.33 ton** y el peso sobre los estribos es **W = 70.42 ton**.

5.1.2.- CARGA VIVA

En cuanto a la revisión de carga viva, se utilizarán las cargas definidas por los camiones Tipo T3-S2-R4, T3-S3 y HS-20 ⁽¹⁶⁾. Las cargas de cada camión se presentan en la Figura 5.6.

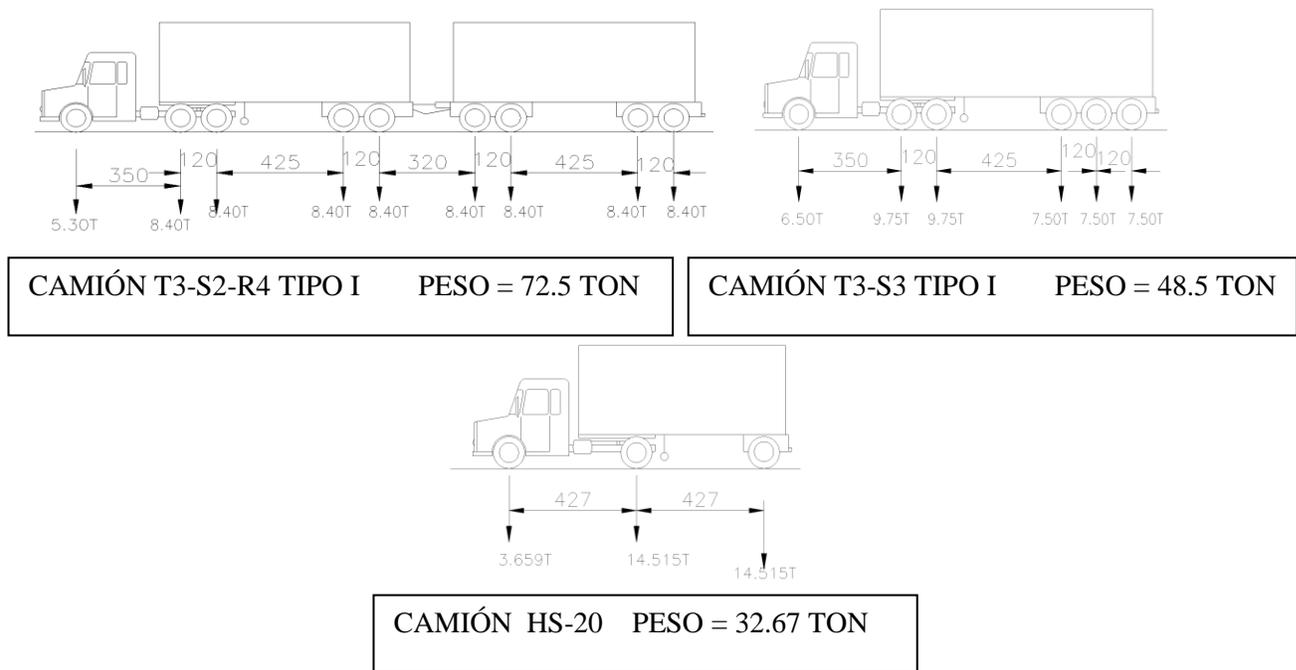


Figura 5.6 Cargas definidas para los camiones de diseño (AASHTO, 2004)

Con ayuda del programa *SAP 2000* se realiza un análisis de líneas de influencia, en él se aplicarán las cargas definidas por los camiones de diseño.

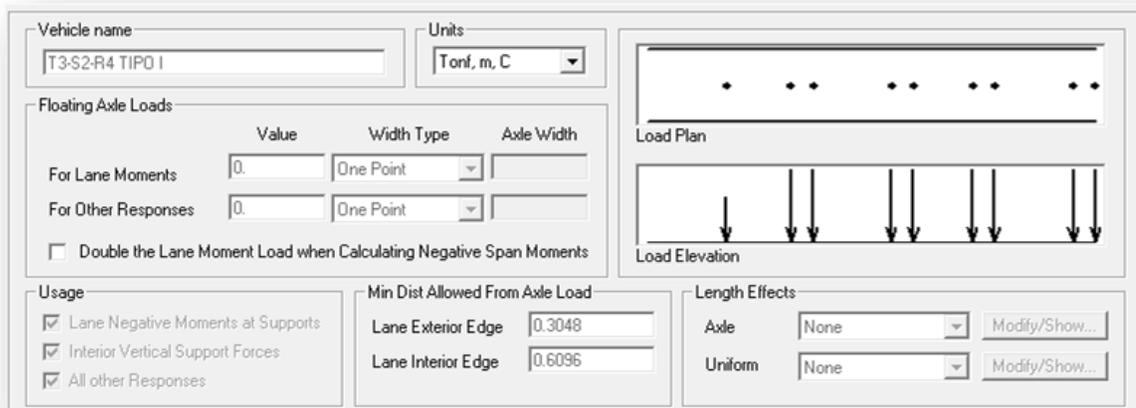


Figura 5.7 Definición del camión de diseño T3-S2-R4 Tipo 1 en SAP 2000

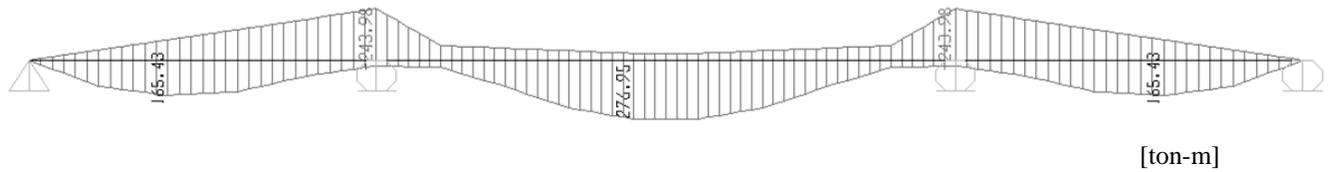


Figura 5.8 Diagrama de momentos, líneas de influencia

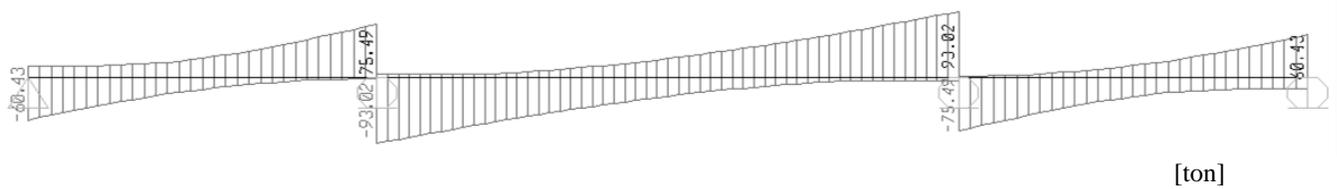


Figura 5.9 Diagrama de fuerza cortante, líneas de influencia

Los resultados de reacciones para carga viva en los apoyos son los siguientes:



Figura 5.10 Reacciones obtenidas en SAP 2000

Reacciones en las pilas = 124.76 ton

Reacciones en los estribos = 60.43 ton

Por lo tanto el peso sobre las pilas debido a la carga viva es **W = 124.76 ton** y el peso sobre los estribos es **W = 60.43 ton**.

5.1.3.- SUBESTRUCTURA, PILA

La subestructura está formada por dos pilas de concreto, de sección rectangular semicircular en ambos extremos, además de un cabezal de concreto (*Ver Figuras 2.30, 2.31 y 2.35*). Se estimó un peso de **W3 = 780 ton** para una pila, considerando un peso específico del concreto reforzado de 2.4 t/m³.

5.1.4.- ZAPATA, PILA

La zapata se supuso de sección transversal rectangular de 7.16 m x 3 m (*Ver Figuras 2.34 y 2.35*), la cual es capaz de soportar la carga muerta, el peso propio y la carga viva del puente considerando que el terreno tiene una capacidad de carga de 35 t/m² de acuerdo con los estudios complementarios de campo (geotecnia y mecánica de suelos). Los cálculos se presentan a continuación ⁽¹²⁾:

$$\text{Peso sobre la pila } W_t = 361.3 \text{ (ton)} + 124.76 \text{ (ton)}$$

$$\mathbf{W_t = 486.06 \text{ ton}}$$

$$\text{Capacidad de carga del suelo} = 35 \text{ t/m}^2$$

Considerando un peso del suelo, agua y pila sobre la zapata de 1.6 t/m³:

$$\text{Presión neta } (\rho_n) = 35 \text{ t/m}^2 - [(1.6 \text{ t/m}^3) (6.4 \text{ m})] = \mathbf{24.76 \text{ t/m}^2}$$

$$\text{Área mínima de la zapata} = 486.06 / 24.76$$

$$\mathbf{A_{\min} = 19.6 \text{ m}^2}$$

Sección de 7.16 m x 3 m (21.48 m²), con espesor de 0.5 m

Así, con la geometría presentada, el peso de la zapata es **W = 23.6 ton**.

En la *Figura 5.11* se muestran cargas verticales de la estructura, las que darán estabilidad a la pila: la carga del tablero, la carga del camión (carga viva), el peso de la pila y el peso de la zapata.

Considerando que la zapata se encuentra desplantada a 3 m por debajo del terreno, según la inspección que se hizo en obra, se puede observar que una parte del cuerpo de la zapata se

encuentra confinado por el suelo, lo que ayudará en gran medida a la estabilidad de la estructura. También se muestra en la *Figura 5.11*, un tirante de 3.4 m definido en los estudios hidrológicos que se hicieron en el puente, tomando a este como el caso más desfavorable de las pilas.

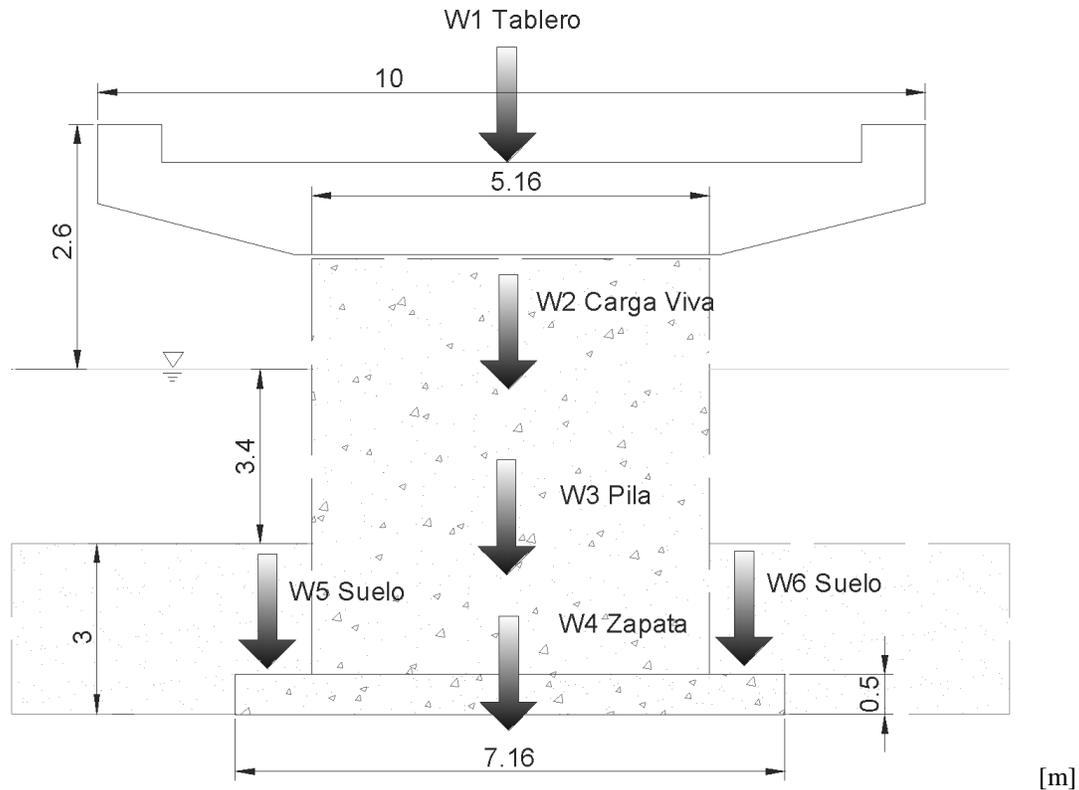


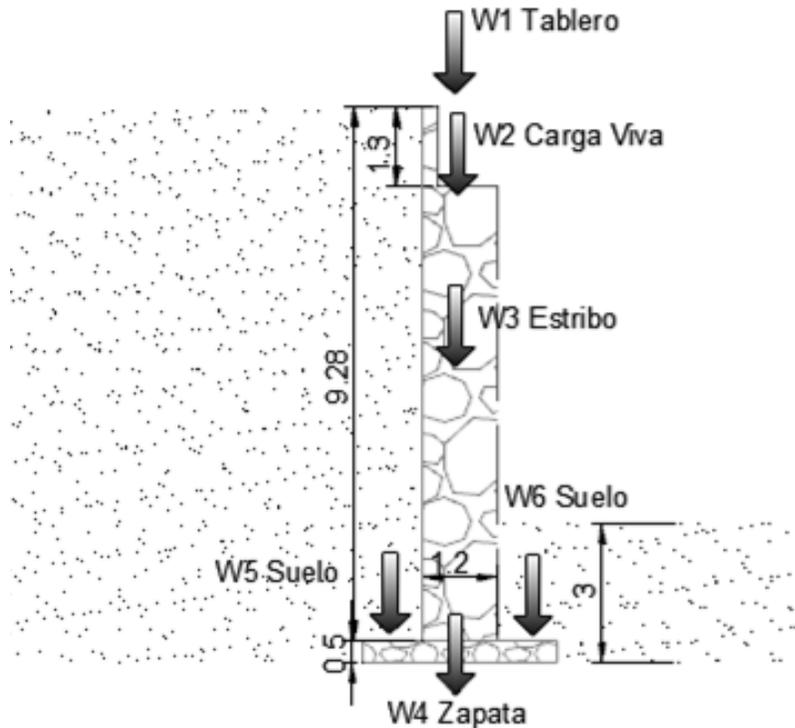
Figura 5.11 Cargas que estabilizan la estructura de la pila

5.1.5.- SUBESTRUCTURA, ESTRIBO Y ZAPATA

Para la revisión de la estabilidad del estribo también fue necesario conocer lo más preciso su geometría (*Ver Figuras 2.32, 2.33, 2.36 y 2.37*), se estimó un peso de estribo **W = 255.2 ton** y peso de zapata **W = 52.2 ton**

En la *Figura 5.12* se muestran cargas verticales de la estructura, las que darán estabilidad al estribo: el peso del tablero, el peso de la carga viva, el peso propio del estribo y el peso del suelo que actúa sobre la cimentación.

De acuerdo con la inspección que se realizó en obra, los estribos también se encuentran desplantados a 3 m por debajo del nivel del terreno actual.



[m]

Figura 5.12 Cargas que estabilizan la estructura de la pila

5.2.- EMPUJES HORIZONTALES SOBRE PILAS Y ESTRIBOS

5.2.1.- EMPUJE DEBIDO AL SISMO, PILA

En la obtención de los empujes horizontales por sismo, fue necesario consultar el “Manual de Diseño de Obras Civiles” CFE, 2008 y poder así determinar el coeficiente sísmico que corresponde para la revisión estructural. Puesto que el puente “5 de mayo” se encuentra ubicado en el municipio de Tula, en el estado de Hidalgo, le corresponde la zona sísmica II.

De acuerdo con el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC, 2008) se tiene lo siguiente (Ver Figura 4.13):

<i>Zona sísmica II</i>	
<i>Estructura Grupo A</i>	
<i>Coeficiente sísmico “c”</i>	0.3
<i>Factor de importancia “Fi”</i>	1.5

Los valores de las fuerzas de empuje sobre la pila, debido al sismo, que desestabilizarían a la estructura, se muestran en la *Tabla 5.2* y en la *Figura 5.15* se muestra el esquema completo de fuerzas que desestabilizarán a la estructura de la pila.

Se utiliza el método sísmico estático para la obtención de las fuerzas equivalentes de cada elemento en la estructura, se tiene lo siguiente:

Para coeficiente sísmico máximo ⁽¹⁷⁾

$$c_{m\acute{a}x} = (c) (F_i) = (0.3) (1.5) = \mathbf{0.45}$$

Utilizando las ecuaciones presentadas en el capítulo anterior:

$$H = 7.85 \text{ m} \quad (\text{Altura total})$$

$$h_i = 3.93 \text{ m} \quad (\text{Centro de masa de la pila})$$

$$c_i = (0.45) \frac{3.93}{7.85} = \mathbf{0.23} \quad (\text{F1 Pila})$$

Para el peso del tablero se tomará la carga muerta de **W = 361.33 ton** y para la fuerza vertical de la pila se tomará el peso incluyendo a la zapata.

Tabla 5.2 Empujes debidos al sismo, pila

Sección	W Peso (ton)	Coefficiente sísmico equivalente c_i	Fuerza equivalente F_i (ton)
F2 Tablero	361.33	0.45	163
F1 Pila	803.6	0.23	185

5.2.2.- EMPUJE PROVOCADO POR LA CORRIENTE DEL RÍO, PILA

El empuje de la corriente del río sobre la pila se calculó utilizando el estudio hidráulico, en el que se define la velocidad de la corriente al pasar por el puente y la altura del nuevo tirante. Esto debido a la incorporación del caudal adicional proveniente del Túnel Emisor Oriente hasta la presa Endhó. La dirección de la incidencia de la corriente del río sobre la pila se muestra en el *capítulo 2* (Ver *Figura 2.38*).

Para esta revisión la pila fue considerada con una sección transversal semicircular, esto para obtener el coeficiente de arrastre (*Tabla 4.3*). Luego, se muestran los datos utilizados para obtener las fuerzas de empuje del río sobre la pila (*Tabla 5.4*).

Utilizando las ecuaciones para el cálculo de la fuerza de empuje del río sobre la pila del capítulo anterior, se tiene:

Tabla 5.4 Datos para cálculo de empuje del río sobre la pila

		Cantidad	Unidad
Velocidad de la corriente del río	“V”	3.36	m/s
Coefficiente de arrastre	“C _D ”	0.7	
Densidad del agua	“ρ”	1000	kg/cm ³
Tirante del río		3.4	m
Área de empuje	“A _e ”	5.59	m ²

$$\rho = 0.7 \frac{(1000)(3.36)^2}{2} \times 10^{-6} = 0.00395 \text{ MPa}$$

$$FE_{río} = \rho A$$

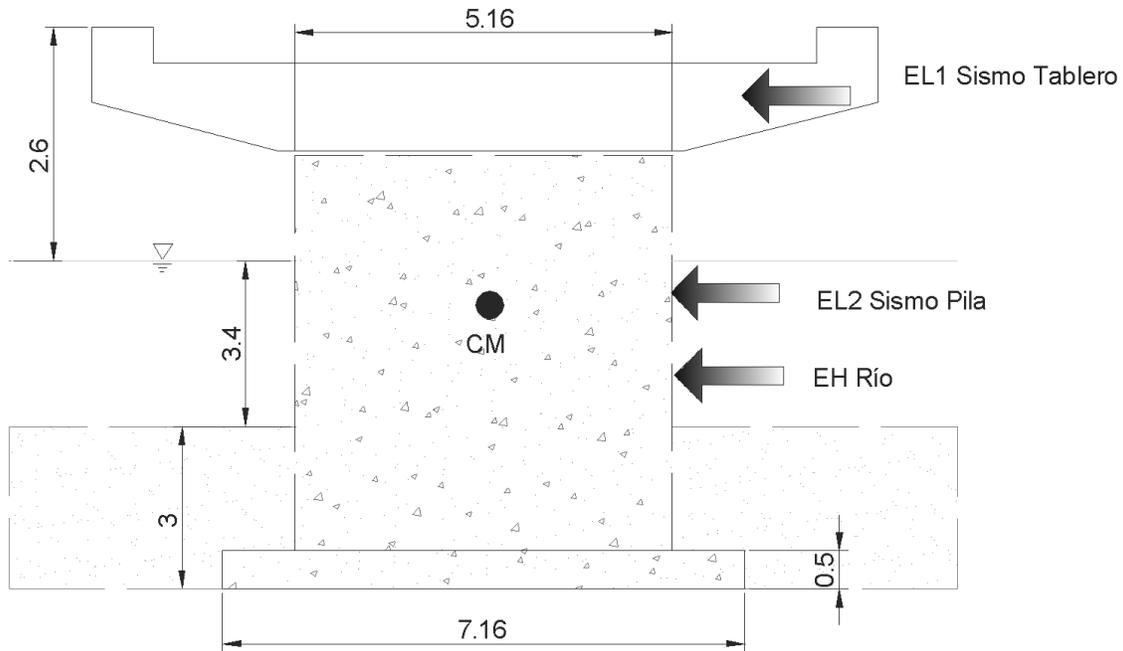
Con lo que se obtiene un valor de la fuerza de empuje de **EH = 2.3 ton.**

A modo de comparación, con la ayuda del programa *ANSYS 13* buscamos el valor de la presión máxima sobre la pila ejercida por el flujo (*Ver Figura 3.15*).

Se observa un valor de la presión de **6.92 Pa**. Con este valor de presión se obtiene un valor de la fuerza de empuje de **EH = 3.9 ton.**

La diferencia entre los valores calculados con la fórmula y el modelo se deben a la forma de la nariz que no es un semicírculo perfecto, lo que afectaría en el coeficiente de arrastre; por lo tanto, se utilizará el valor de presión mayor, obtenido con el modelo en *ANSYS 13*.

En la *Figura 5.15* se muestran las fuerzas de empuje que tratarán de desestabilizar a la estructura: empujes del sismo (*EL1, EL2*) y empuje del agua (*EH*).



[m]

Figura 5.15 Esquema de los empujes que desestabilizarían a la estructura

5.2.3.- EMPUJES EN ESTRIBOS

Para el cálculo del empuje de tierras sobre el estribo se utiliza la Teoría de Rankine, se consideró un ángulo de 32° para la fricción interna del suelo, por tratarse de arcillas arenosas. Este es un valor promedio que aproxima al ángulo de fricción real y permite calcular aproximadamente el empuje que el suelo ejerce sobre el estribo; el peso volumétrico del suelo que se consideró fue de $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$. En la Figura 5.16 se muestra el esquema de las fuerzas horizontales analizadas.

Empuje activo

Utilizando las expresiones presentadas en el capítulo anterior para el cálculo de empujes, se tiene:

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{32^\circ}{2} \right) = 0.31 \qquad E_{act} = 0.31 \frac{(1.8)9.8^2}{2}$$

El empuje activo total de tierra por metro de ancho resulta:

$$E_{act} = 26.8 \text{ ton}$$

Empuje pasivo

$$k_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{32^\circ}{2} \right) = 3.25 \quad E_{pas} = 3.25 \frac{(1.8)^3}{2}$$

El empuje pasivo total de tierra por metro de ancho resulta:

$$E_{pas} = -26.3 \text{ ton}$$

Empuje de la sobrecarga

En esta revisión se consideró una carga uniforme de $w = 0.9 \text{ t/m}^2$, provocada por la carga vehicular.

$$H' = \frac{0.9}{1.8} = 0.5 \quad E_s = 0.31(1.8) + [0.558(0.5 + 9.8)] \frac{9.8}{2}$$

El empuje de sobrecarga total de tierra resulta:

$$E_s = 30.9 \text{ ton}$$

Empuje sísmico del relleno

Los efectos dinámicos producidos por el sismo se calcularán utilizando la Teoría de Coulomb con las ecuaciones presentadas previamente. Considerando un coeficiente sísmico de la región de $c = 0.3$ y un *factor de importancia de 1.5*, así como el coeficiente de presión activa del suelo de $K_{ae} = 0.35$ (Apéndice C, Tabla C-1).

$$a_0 = (0.3)(1.5) = 0.45$$

$$k_v = 0$$

$$E_L = \frac{1}{2} (1.8)(9.8^2)(1 - 0)0.35$$

El empuje de sobrecarga total de tierra resulta:

$$E_L = 30.3 \text{ ton}$$

Empuje sísmico del tablero

Para este efecto, se consideró que el tablero está apoyado sólo sobre un apoyo. A continuación se muestra el cálculo del empuje total.

$$a_0 = (0.3)(1.5) = 0.45$$

$$EL1 = W_{tab} a_0 = (70.42)(0.45)$$

El empuje sísmico del tablero resulta:

$$**EL1 = 31.7 \text{ ton}**$$

En la *Figura 5.16* se muestran todas las fuerzas horizontales que tratarán de desestabilizar al estribo: el empuje pasivo de tierra (*Epas*), el empuje activo (*Eact*) el empuje sísmico del suelo (*ELR*) la sobrecarga (*Es*), y el empuje del tablero (*EL1*) durante el sismo.

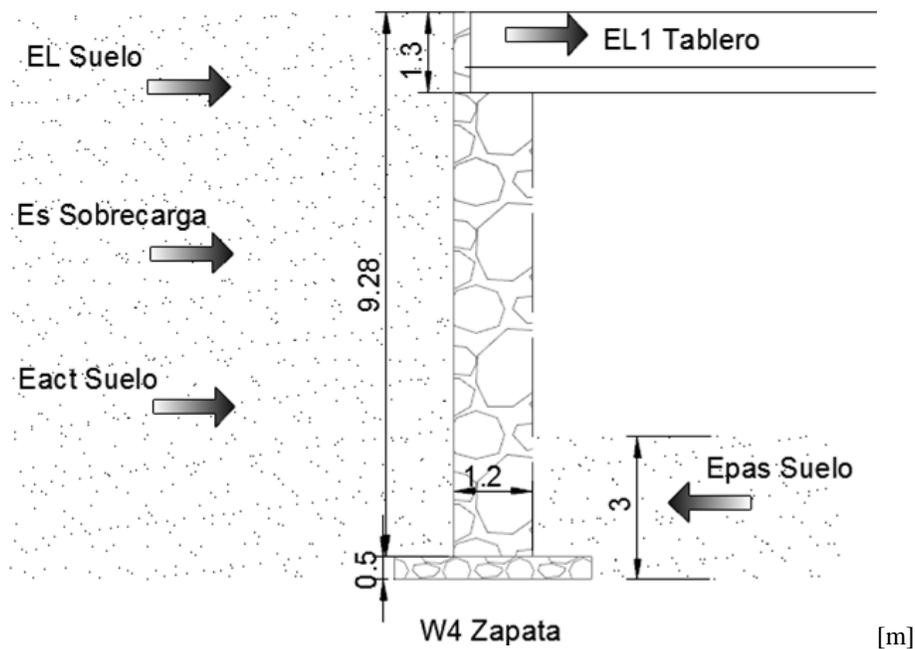


Figura 5.16 Esquema de los empujes que desestabilizarían al estribo

5.3.- REVISIÓN POR VOLTEO Y DESLIZAMIENTO

5.3.1.- PILA

Para asegurar que la pila no tendrá falla por volteo, el factor de seguridad deberá ser mayor que 2 (AASHTO, 2004) y para el caso en donde intervienen las fuerzas del sismo los factores de seguridad se reducirán al 75%, es decir, el factor de seguridad deberá ser mayor que 1.5. Para el caso de deslizamiento el factor debe ser mayor que 1.5 y en el caso de combinación por sismo mayor que 1.13.

En la *Tabla 5.5* se muestra el cálculo del momento de volteo resistente en el *Punto "P"* de la pila central, este momento total es el que estabilizaría a la estructura de la pila. En la *Figura 5.17* se muestra el punto respecto al que se toman los momentos.

Tabla 5.5 Momento resistente (Mr), pila

		Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (ton-m)
Peso Tablero	W1	361.3	3.58	1294
Peso Carga Viva	W2	124.7	3.58	446
Peso Pila	W3	803.6	3.58	2877
Peso Zapata	W4	23.6	3.58	84
Peso Suelo	W5	16.2	0.5	8
Peso Suelo	W6	16.2	6.7	109
Peso Total	ΣFr	1345.6	ΣMr	4818

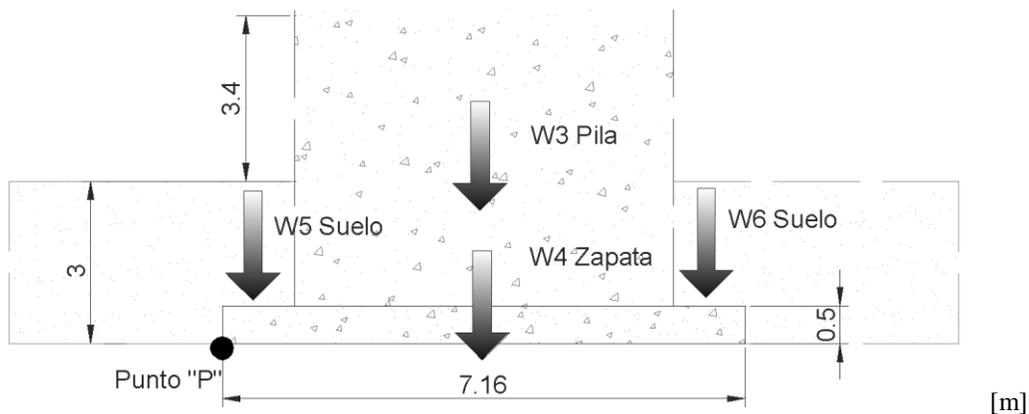
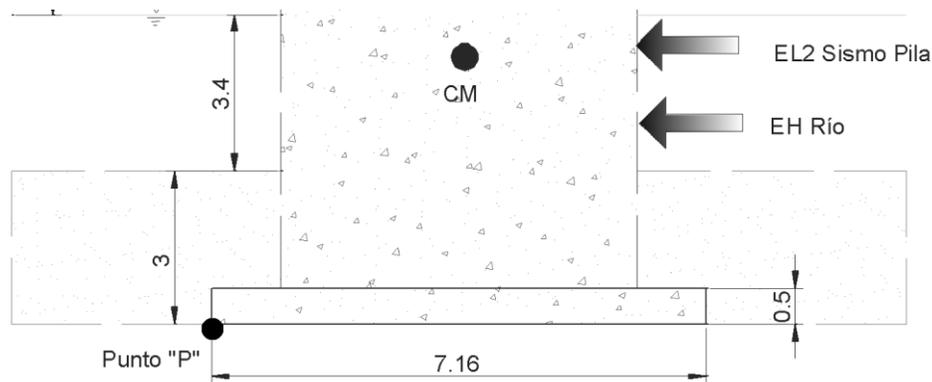


Figura 5.17 Punto "P" al que se referirán los momentos resistentes

En la *Tabla 5.6* se muestra el cálculo del momento de volteo actuante en el *Punto "P"* de la pila, este momento total es el que desestabilizaría a la estructura de la pila. En la *Figura 5.18* se muestra el punto respecto al que se toman los momentos.

Tabla 5.6 Momento actuante (Ma), pila

		Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (ton-m)
Empuje Sismo tablero	EL1	163	10.6	1728
Empuje Sismo pila	EL2	185	3.93	727
Empuje Río	EH	3.9	4.7	18
Empuje Total	ΣFa	187.9	ΣMa	2473



[m]

Figura 5.18 Punto "P" al que se referirán los momentos actuantes

De acuerdo con las normas *AASHTO* (art. 3.22), las combinaciones de carga que se deben considerar para el análisis y diseño de la estructura, son las siguientes:

- d) $D + L + SF$
- e) $D + SF$
- f) $D + SF + EQ$

En la *Tabla 5.7* y *5.8* se muestran los resultados por volteo y deslizamiento, considerando un *coeficiente de fricción* de 0.55 para el caso de deslizamiento.

Los factores de seguridad por volteo y deslizamiento son:

$$F_s = \frac{Mr}{Ma} \quad \text{Factor de seguridad de volteo}$$

$$F_s = \frac{Fr}{Fa} \quad \text{Factor de seguridad de deslizamiento}$$

Tabla 5.7 Revisión por Volteo (Pila)

Volteo				
Combinación	Mr (ton-m)	Ma (ton-m)	Mr/Ma	Estado
a	4818	18	267.6	> 2.0 OK
b	4372	18	242.8	> 2.0 OK
c	4372	2473	1.76	> 1.5 OK

Como los factores de seguridad calculados para las 3 combinaciones son mayores que los valores límites, de acuerdo con la normativa *AASHTO, 2004*, se puede establecer que la pila **NO PRESENTARÁ UNA FALLA POR VOLTEO**.

En la *Tabla 5.8* se muestran los resultados de la revisión por deslizamiento. Se incluye la fuerza debida al empuje horizontal, y la que se opone o fuerza de corte/fricción entre el suelo y la base del muro.

Tabla 5.8 Revisión por Deslizamiento (Pila)

Deslizamiento				
Combinación	Fr (ton)	Fa (ton)	Fr/Fa	Estado
a	740.1	3.9	189.7	> 1.5 OK
b	671.5	3.9	172.1	> 1.5 OK
c	671.5	187.9	3.5	> 1.13 OK

Como los factores de seguridad calculados para las 3 combinaciones son mayores que los valores límites, de acuerdo con la normativa *AASHTO, 2004*, se puede establecer que la pila de **ES SEGURA ANTE LA FALLA POR DESLIZAMIENTO**.

5.3.2.- ESTRIBO

Para asegurar que el estribo no tendrá falla por volteo, el factor de seguridad deberá ser mayor que 2 (AASHTO, 2004), y para el caso en donde intervienen las fuerzas del sismo, los factores de seguridad se reducirán al 75%, es decir, deberán ser mayores que 1.5. Para el caso de deslizamiento, el factor de seguridad debe de ser mayor que 1.5 y en el caso de combinación por sismo, mayor que 1.13.

En la *Tabla 5.9* se muestra el cálculo del momento de volteo resistente en el *Punto "P"* del estribo, este momento total es el que estabilizaría a la estructura del estribo. En la *Figura 5.19* se muestra el punto respecto al que se toman los momentos.

Tabla 5.9 Momento resistente (M_r), estribo

		Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (ton-m)
Peso Tablero	W1	70.4	2.1	148
Peso CV	W2	60.4	2.1	127
Peso Estribo	W3	255.2	2.1	536
Peso Zapata	W4	52.2	2.1	110
Peso Suelo	W5	298.4	3.45	1029
Peso Suelo	W6	91.5	0.75	67
Peso total	ΣFr	828	ΣMr	2017

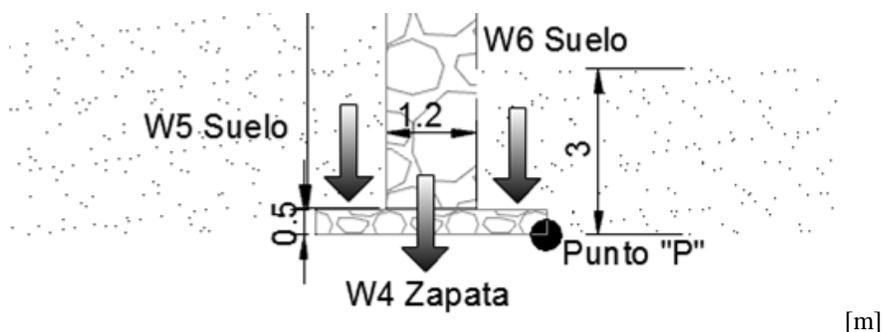


Figura 5.19 Punto "P" al que se referirán los momentos resistentes

En la *Tabla 5.10* se muestra el cálculo del momento de volteo actuante en el *Punto "P"* del estribo, este momento total es el que desestabilizaría a la estructura del estribo. En la *Figura 5.20* se muestra el punto respecto al que se toman los momentos, estas fuerzas se multiplican por el ancho respectivo para obtener reacciones totales.

Tabla 5.10 *Momento actuante (Ma), estribo*

		Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (ton-m)
Empuje Sismo Tablero	EL1	31.7	9.78	310
Empuje Sismo Suelo	EL	30.3	6.52	37
Empuje Sobrecarga	Es	30.9	4.89	151
Empuje Activo Suelo	Eact	26.8	3.26	87
Empuje Pasivo Suelo	Epas	-26.3	1	-26
Empuje Total	ΣFa	93.4	ΣMa	559

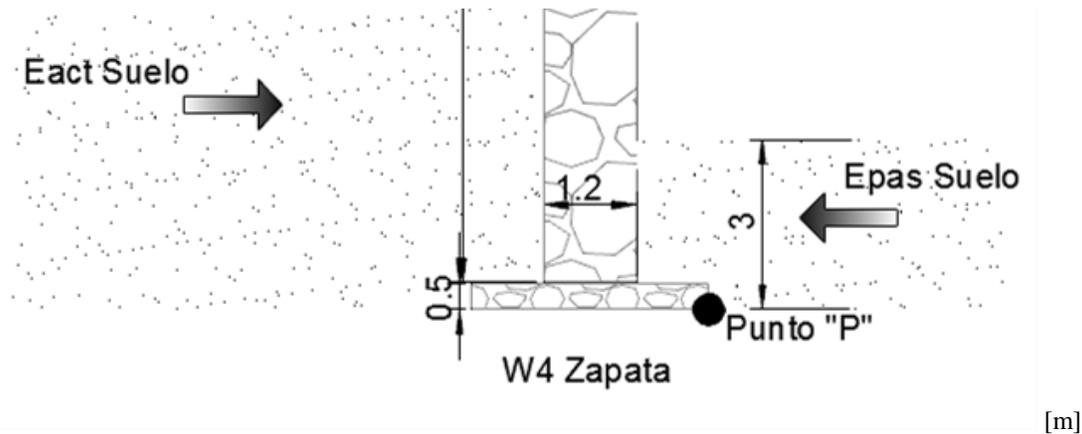


Figura 5.20 *Punto "P" al que se referirán los momentos actuantes*

De acuerdo con las normas *AASHTO* (*art. 3.22*), las combinaciones de carga que se deben considerar para el análisis y diseño de la estructura, son las siguientes:

- d) $D + L + E$
- e) $D + E$
- f) $D + E + EQ$

En la *Tabla 5.11* y *5.12* se muestran los resultados por volteo y deslizamiento, considerando un *coeficiente de fricción* de 0.55 para el caso de deslizamiento.

Los factores de seguridad por volteo y deslizamiento son:

$$F_s = \frac{M_r}{M_a} \quad \text{Factor de seguridad de volteo}$$

$$F_s = \frac{F_r}{F_a} \quad \text{Factor de seguridad de deslizamiento}$$

Tabla 5.11 Revisión por Volteo (Estribo)

Volteo				
Combinación	Mr (ton-m)	Ma (ton-m)	Mr/Ma	Estado
a	2017	212	9.5	> 2.0 OK
b	1890	212	8.9	> 2.0 OK
c	1890	559	3.3	> 1.5 OK

Como los factores de seguridad calculados para las 3 combinaciones son mayores que los valores límites, de acuerdo con la normativa *AASHTO, 2004*, se puede establecer que el estribo **NO PRESENTARÁ UNA FALLA POR VOLTEO**.

En la *Tabla 5.12* se muestran los resultados de la revisión por deslizamiento. Se incluye la fuerza debida al empuje horizontal y la que se opone o fuerza de corte/fricción entre el suelo y la base del muro.

Tabla 5.12 Revisión por Deslizamiento (Estribo)

Deslizamiento				
Combinación	Fr (ton)	Fa (ton)	Fr/Fa	Estado
a	455.4	31.4	14.5	> 1.5 OK
b	422.2	31.4	13.4	> 1.5 OK
c	422.2	93.4	4.5	> 1.13 OK

Como los factores de seguridad calculados para las 3 combinaciones son mayores que los valores límites, de acuerdo con la normativa *AASHTO, 2004*, se puede establecer que el estribo **ES SEGURO ANTE LA FALLA POR DESLIZAMIENTO**.

5.4.- REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE LA SOCAVACIÓN

En esta parte se considerará la socavación generada por la corriente del río, calculada en el *subcapítulo 3.2.2*. Se presentan los análisis y resultados de cada uno de los elementos estructurales del puente.

5.4.1.- PILA CON SOCAVACIÓN

En este segundo análisis se consideró una altura de socavación de 2.1 m, valor que se puede alcanzar según los cálculos realizados. En la *Figura 5.20* se presentan las fuerzas de empuje debidas al sismo (*EL1*, *EL2*) y los empujes debidos al agua (*EH*). Como se puede observar, el área de contacto de empuje en la pila, debido a la corriente del río, aumenta y el suelo sobre la zapata de la pila disminuye.

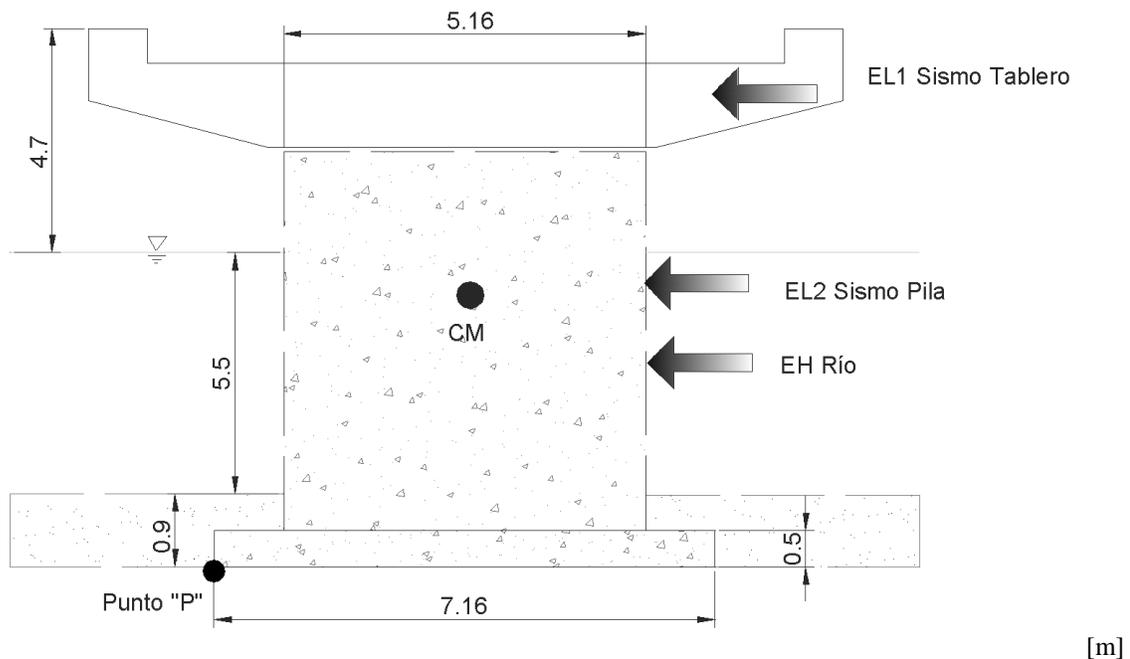


Figura 5.20 Arreglo de la pila después de la socavación

A continuación se muestra la revisión por volteo y deslizamiento de la pila, después de que ha ocurrido la socavación. En la *Tabla 5.13* se muestran los momentos resistentes, debido a la carga vertical, que estabilizan a la estructura después de ocurrida la socavación:

Tabla 5.13 Momento resistente (M_r), pila

		Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (ton-m)
Peso Tablero	W1	361.3	3.58	1294
Peso Carga Viva	W2	124.7	3.58	446
Peso Pila	W3	803.6	3.58	2877
Peso Zapata	W4	23.6	3.58	84
Peso Suelo	W5	4.9	0.5	3
Peso Suelo	W6	4.9	6.7	33
Peso Total	ΣFr	1323	ΣMr	4737

En la *Tabla 5.14* se muestran los empujes debido al sismo y a la corriente del río, el empuje del río sobre la pila se tomará conservadoramente con el mismo valor que se tenía en el anterior tirante.

Tabla 5.14 Momento actuante (M_a), pila

		Fuerza (ton)	Brazo (m)	Momento (ton-m)
Empuje Sismo tablero	EL1	163	10.6	1728
Empuje Sismo pila	EL2	185	3.93	727
Empuje Río	EH	3.9	4.7	18
Empuje Total	ΣFa	187.9	ΣMa	2473

En la *Tabla 5.15* y *5.16* se muestran los resultados por volteo y deslizamiento, considerando la socavación general que se presenta en el cauce del río.

Tabla 5.15 Revisión por Volteo (Pila)

Volteo				
Combinación	Mr (ton-m)	Ma (ton-m)	Mr/Ma	Estado
a	4737	18	263.1	> 2.0 OK
b	4291	18	238.3	> 2.0 OK
c	4291	2473	1.7	> 1.5 OK

Como los factores de seguridad calculados para las 3 combinaciones son mayores que los valores límites, de acuerdo con la normativa *AASHTO, 2004*, se puede establecer que la pila después de socavarse el cauce **NO PRESENTARÁ UNA FALLA POR VOLTEO**.

En la *Tabla 5.16* se muestran los resultados de la revisión por deslizamiento después de la socavación.

Tabla 5.16 Revisión por Deslizamiento (Pila)

Deslizamiento				
Combinación	Fr (ton)	Fa (ton)	Fr/Fa	Estado
a	727.6	3.9	186.5	> 1.5 OK
b	659	3.9	168.9	> 1.5 OK
c	659	187.9	3.5	> 1.13 OK

Como los factores de seguridad calculados para las 3 combinaciones son mayores que los valores límites, de acuerdo con la normativa *AASHTO, 2004*, se puede establecer que la pila después de la socavación **ES SEGURA ANTE LA FALLA POR DESLIZAMIENTO**.

5.4.2.- ESTRIBO CON SOCAVACIÓN

En este caso, los estudios topohidráulicos nos indican que los estribos del puente “5 de mayo”, no se verán afectados por la socavación dado que quedan fuera del cauce principal del río, entonces para los estribos la revisión final de volteo y deslizamiento es la previamente realizada en el *subcapítulo 5.3.2*.

5.5 CONCLUSIONES

Se cumplen los factores de seguridad en las revisiones por volteo y deslizamiento de la pila y el estribo, esto en las condiciones originales del cauce y basándose en lo estipulado por el manual *AASHTO, 2004*.

Las revisiones por volteo y deslizamiento después de ocurrida la socavación, demuestran que la pérdida de material alrededor de las pilas no afectarán a la estructura. Esto se debe a que los empujes sobre la pila resultan menores comparados con las fuerzas resistentes; esto en parte a la geometría de la pila, que disminuye el empuje del flujo sobre la pila al desviarlo efectivamente como se observó en el *capítulo 3*.

Como punto adicional se observa que se cumple con el gálibo mínimo marcado por la norma *AASHTO, 2004*, este rango es de 1.50 a 2.50 m; en nuestro puente con el gasto de diseño se tiene un gálibo de 2.6 m, con lo que se cumple el límite.

CONCLUSIONES GENERALES

Al analizar la estabilidad estructural de los puentes tratados, se encuentra que en los mecanismos de falla que en este trabajo se abarcan, es necesario tener un estudio completo de los efectos de socavación, dado que esto hace una diferencia entre estructuras que cumplen los factores de seguridad estipulados en las normas y que las mismas, después de ocurrido el fenómeno de socavación, pueden volverse inestables y tener riesgo de falla. El escenario en que la estructura de un puente falle implicaría pérdidas importantes de diferentes tipos, lo cual nunca es deseable en una obra civil.

En este trabajo se alcanza el objetivo de ejemplificar en dos casos prácticos, la manera en que puede influir la socavación en la subestructura de un puente, teniendo una explicación del procedimiento de cálculo de los tipos de socavación, tomando en cuenta todos los factores que influyen en ésta. Desde un principio se muestran los estudios de campo y valores numéricos necesarios para el cálculo del fenómeno, para después llegar a la revisión estructural de los puentes presentados en este trabajo.

En la revisión estructural se tienen en cuenta los dos mecanismos de falla más importantes que ocurren en puentes que presentan el fenómeno de socavación, siendo el volteo y el deslizamiento estos mecanismos críticos. Esto con el objetivo de dar una visión del proceso de este tipo de revisión que en la práctica profesional se presenta.

Se puede concluir que en general en ambos puentes se tienen condiciones adecuadas de funcionamiento, esto debido a la geometría de los elementos que constituyen a las subestructuras; en el caso de los estribos del puente ferroviario “El Recinto”, existe una inestabilidad al ocurrir la socavación, para esto se da una recomendación para mejorar el terreno y proteger esa zona contra la erosión. En los demás elementos de los puentes, las condiciones de funcionamiento después de ocurrida la socavación son adecuados dado que cumplen con los límites estipulados por las normas. El modelado del flujo con ayuda del software *ANSYS 13*, fue de gran ayuda en la comprensión y justificación del comportamiento del río en el cruce con nuestros puentes. En ambos casos se observó la manera en que el flujo es desviado de una forma suave con una formación mínima de vórtices, lo que nos llevó a que la socavación local no será un factor en nuestros cálculos.

Al momento de las revisiones estructurales en los *capítulos 4 y 5*, también se utilizaron herramientas de software para el cálculo de fuerzas provocadas por las cargas que se presentaron en nuestros puentes (*SAP 2000*) y de nueva cuenta se hizo uso del modelado del flujo para la obtención de fuerzas actuantes sobre las pilas. Esto nos deja concluir que el uso de las herramientas actuales para el modelado y el análisis de estructuras, así como elementos que influyen en nuestra estructura, son de gran ayuda al momento de una revisión de este tipo. Las herramientas de software nos ayudan a ahorrar tiempo y recursos

económicos, ofreciéndonos la oportunidad de realizar adecuaciones en modelos virtuales, para llevarlos a cabo en la vida real de la manera más eficiente; todo esto sin olvidar que el uso de estos programas está limitado por los valores introducidos correctamente en ellos. La decisión final de los resultados estará en manos del criterio del profesional que los utiliza; así, los programas serán utilizados como una herramienta extra en el desarrollo de los proyectos, sin obtener los resultados finales en ellos.

Con todo lo anterior se cumple el objetivo principal del trabajo, ser un ejemplo práctico de un proyecto de revisión estructural en puentes que atraviesan un cauce natural y en los cuales se presentará el fenómeno de socavación, llevando al lector por una explicación metódica del procedimiento a seguir y los puntos a considerar en el análisis. Todo esto tomando en cuenta las limitaciones normativas de cada proyecto, así como las diferencias en las características propias de la estructura y de los cauces, siendo necesario los análisis, estudios, cálculos, conclusiones y recomendaciones específicas para cada proyecto que se presente.

APÉNDICE A

Tabla A-1

Probabilidad anual de presentar el gasto de diseño (%)	Coefficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.9
5	0.94
2	0.97
1	1
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Tabla A-2

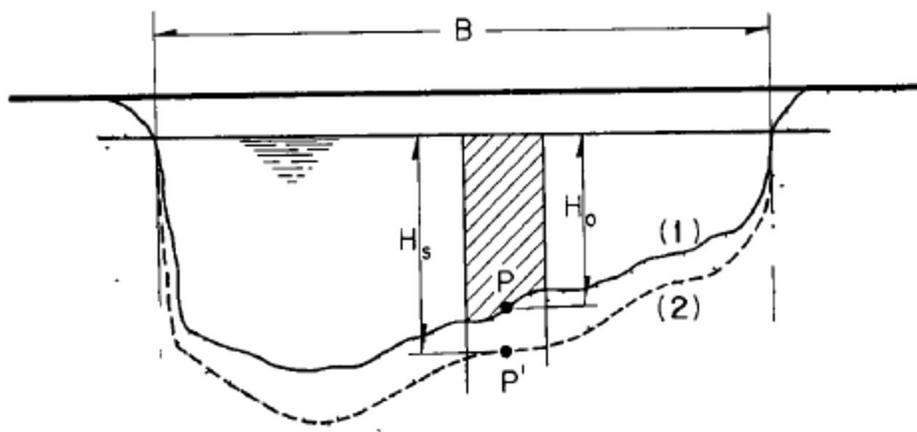
Valores de x y $(1/1+x)$ para suelos cohesivos y no cohesivos						
γ_d	Suelos cohesivos			Suelos no cohesivos		
	x	$1/1+x$	d_m	x	$1/(1+x)$	
0.8	0.52	0.66	0.05	0.43	0.7	
0.83	0.51	0.66	0.15	0.42	0.7	
0.86	0.5	0.67	0.5	0.41	0.71	
0.88	0.49	0.67	1	0.4	0.71	
0.9	0.48	0.67	1.5	0.39	0.72	
0.93	0.47	0.68	2.5	0.38	0.72	
0.96	0.46	0.68	4	0.37	0.73	
0.98	0.45	0.69	6	0.36	0.74	
1	0.44	0.69	8	0.35	0.74	
1.04	0.43	0.7	10	0.34	0.75	
1.08	0.42	0.7	15	0.33	0.75	
1.12	0.41	0.71	20	0.32	0.76	
1.16	0.4	0.71	25	0.31	0.76	
1.2	0.39	0.72	40	0.3	0.77	
1.2	0.38	0.72	60	0.29	0.78	
1.28	0.37	0.73	90	0.28	0.78	
1.34	0.36	0.74	140	0.27	0.79	
1.4	0.35	0.74	190	0.26	0.79	
1.46	0.34	0.75	250	0.25	0.8	
1.52	0.33	0.75	310	0.24	0.81	
1.58	0.32	0.76	370	0.23	0.81	
1.64	0.31	0.76	450	0.22	0.83	
1.71	0.3	0.77	570	0.21	0.83	
1.8	0.29	0.78	750	0.2	0.83	
1.89	0.28	0.78	1000	0.19	0.84	
2	0.27	0.79				

Tabla A-3

Valores de μ

Velocidad media en la sección [m/s]	Longitud libre entre dos pilas (claro) [m]												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1	1	1	1	1	1
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1	1	1
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
2.50	0.9	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1
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
3.50	0.87	0.9	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.0 o mayor	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

Figura A-4

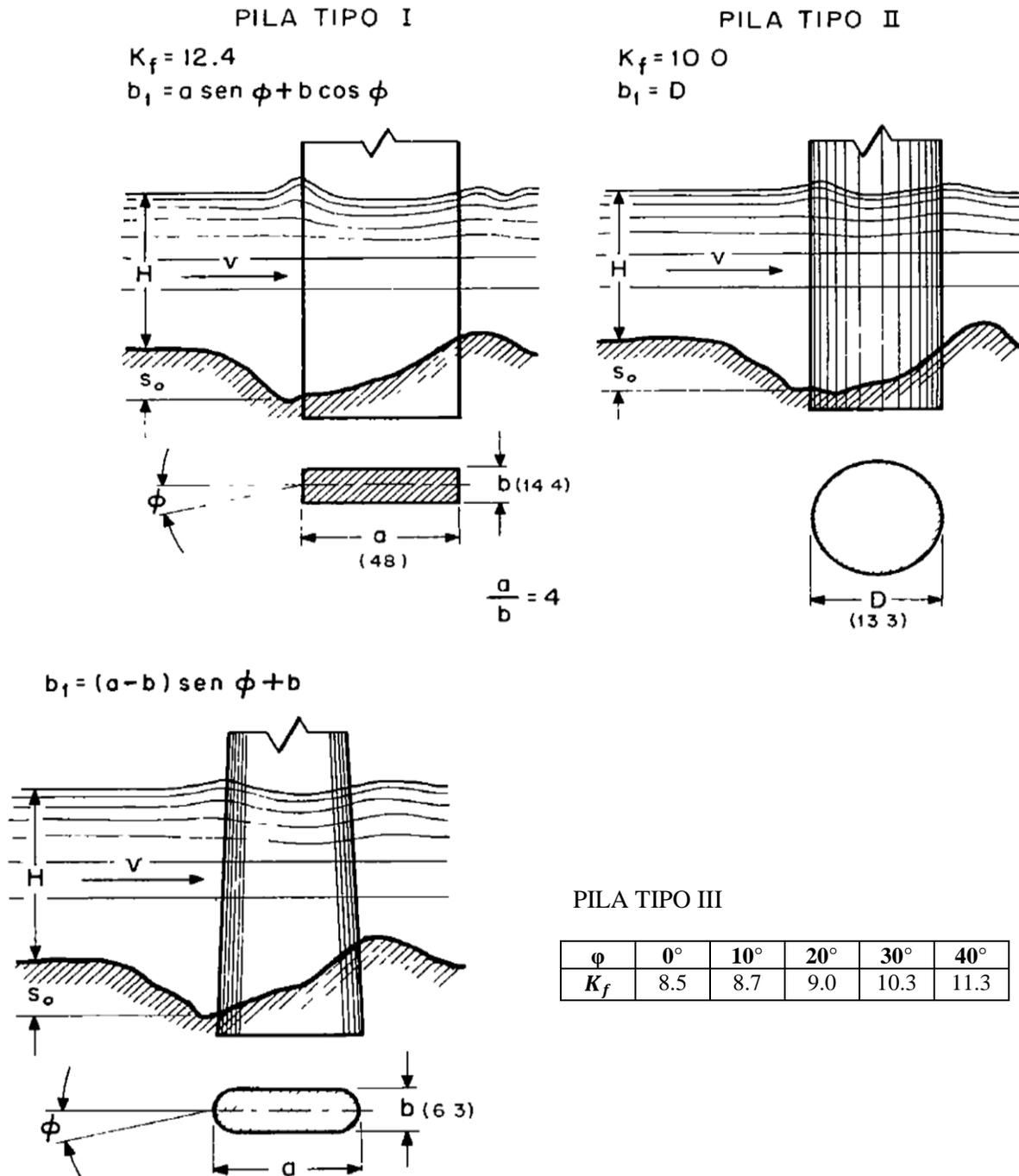


Parámetros utilizados en el método

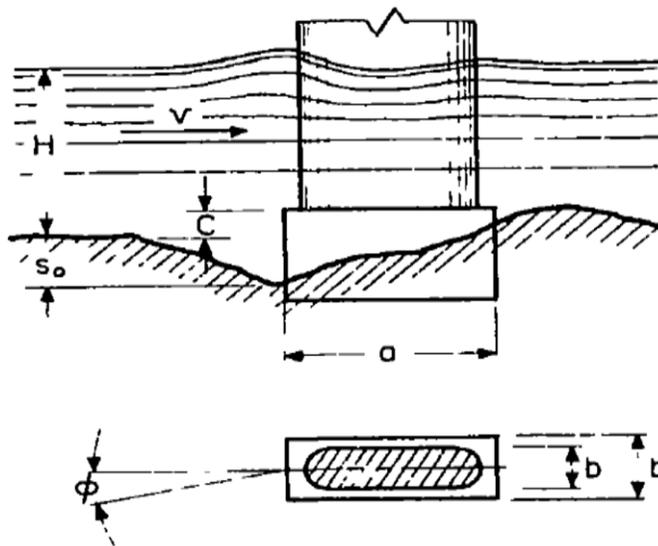
APÉNDICE B

Figura B-1

Valores de K_f y b_1 para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia.
 (Las cantidades en paréntesis en [cm] corresponden con las pilas probadas)



$b_1 = (a - b_0) \text{ sen } \phi + b_0$ para $C/H \leq 0.3$
 $b_1 = a \text{ sen } \phi + b_0 \text{ cos } \phi$ para $C/H > 0.3$
 en donde $b_0 = b + (b_2 - b) C/H$



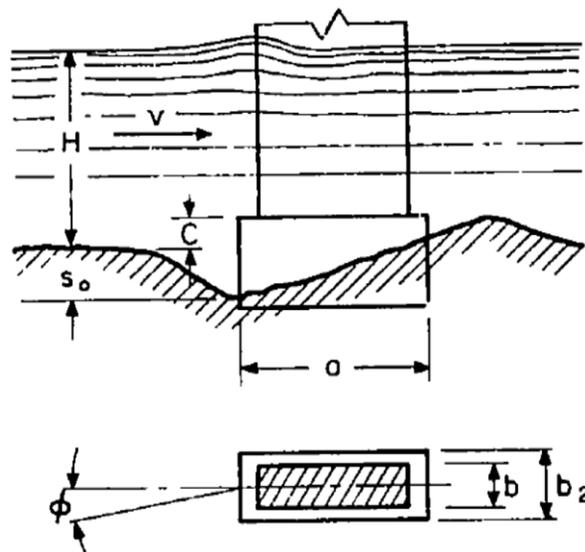
PILA TIPO IV

ϕ	Coeficiente K_f					
	C/H					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	8.5	9.9	11.5	12.1	12.4	12.4
10	8.7	10.1	11.6	12.1	12.4	12.4
20	9.0	10.3	11.7	12.4	12.4	12.4
30	10.3	11.3	12.1	12.4	12.4	12.4
40	11.3	12.0	12.4	12.4	12.4	12.4

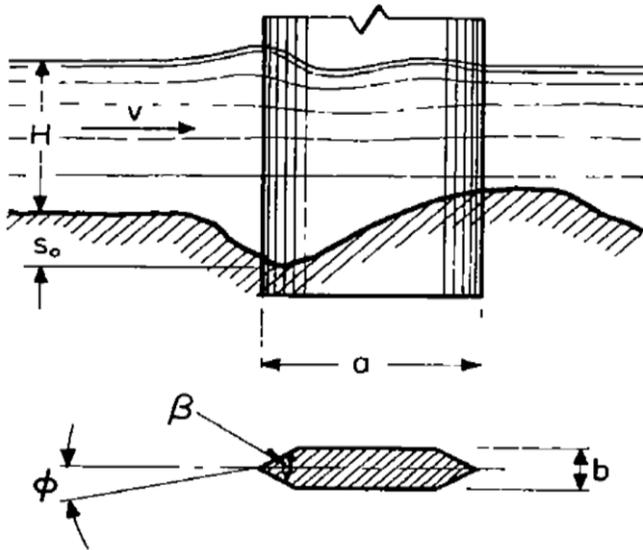
PILA TIPO V

Coeficiente $K_f = 12.4$

$b_1 = a \text{ sen } \phi + b_0 \text{ cos } \phi$
 en donde $b_0 = b + (b_2 - b) C/H$



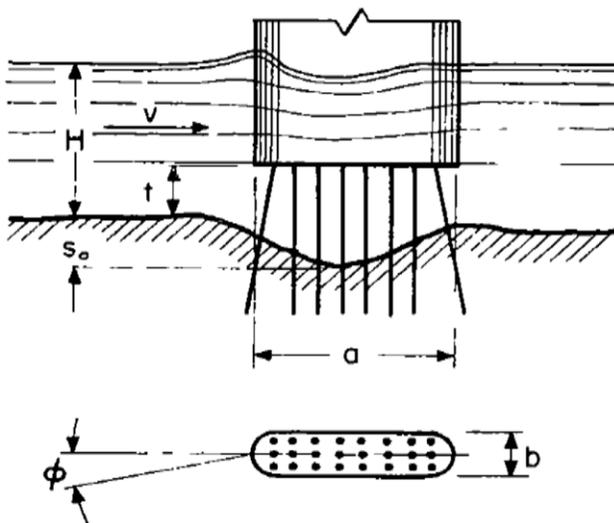
$$b_1 = (a - b) \operatorname{sen} \phi + b$$



PILA TIPO VI

β°	120	90	60
K_f	12.2	10.0	7.3

$$b_1 = (a - b) \operatorname{sen} \phi + b$$



PLANTA TIPO VII

ϕ	Coeficiente K_f				
	t/b				
	0	2	4	8	12
0	8.5	7.5	6.76	5.98	5.4
10	8.7	7.7	6.80	6.10	5.5
20	9.0	7.8	7.10	6.20	5.6
30	10.3	8.6	7.50	6.30	5.7
40	11.3	9.2	7.90	6.70	5.9

Figura B-2

Coeficiente K_v

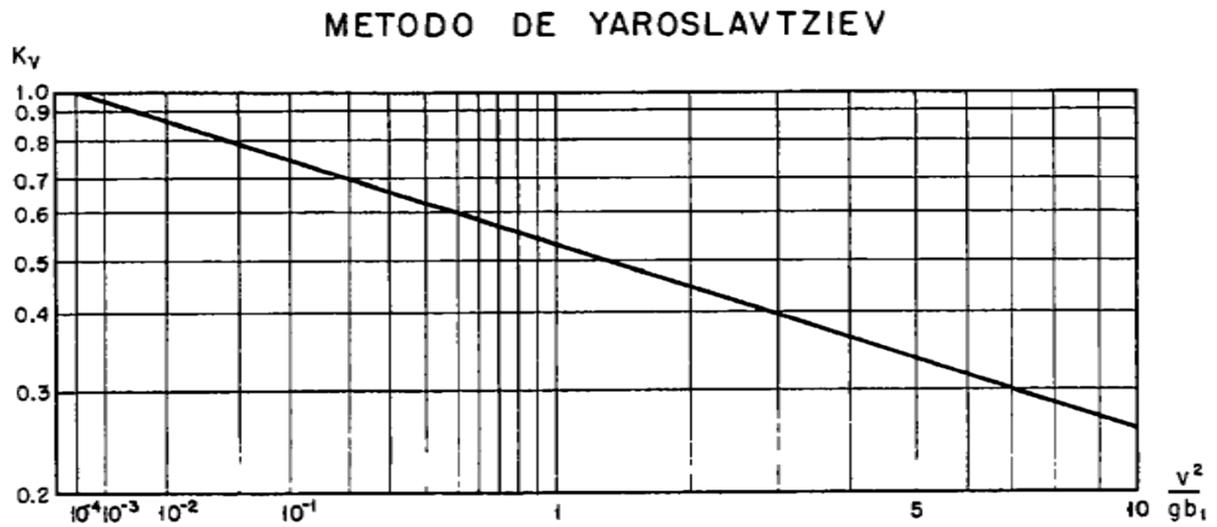


Figura B-3

Coeficiente K_H

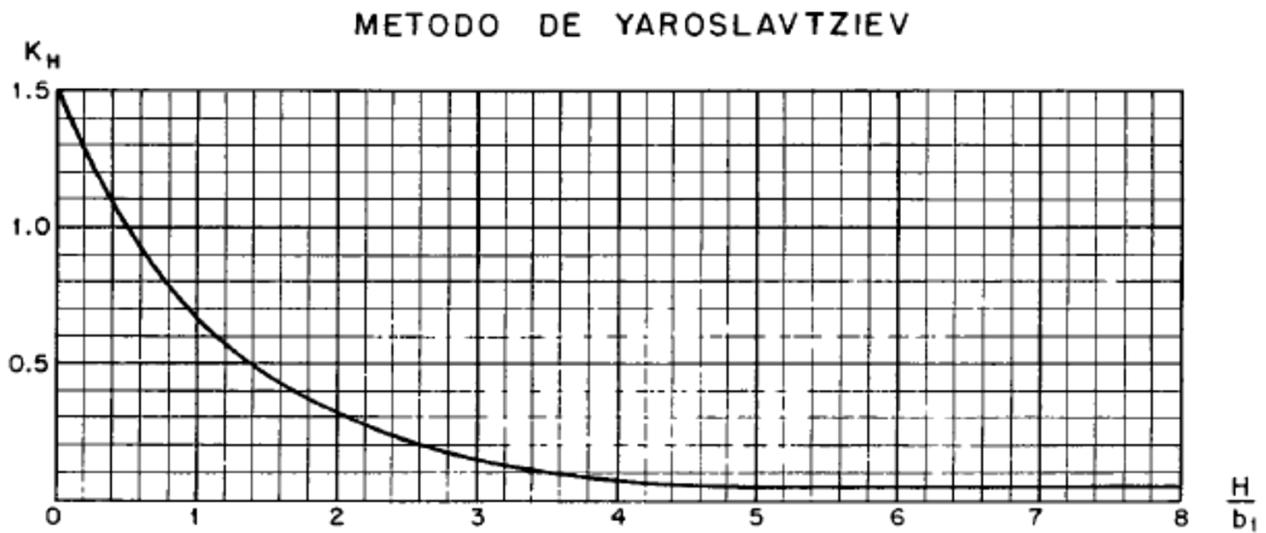


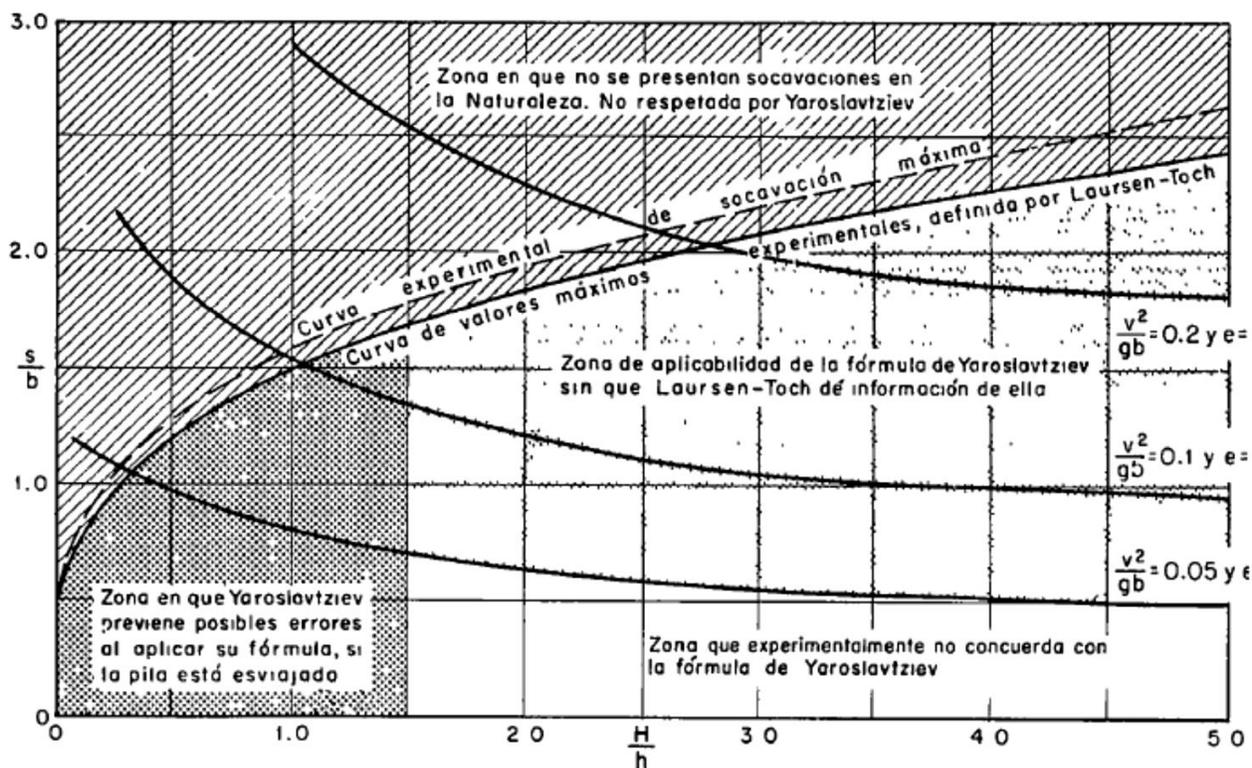
Tabla B-4

Diámetros equivalentes a suelos granulares, para suelos cohesivos

γ_d (t/m ³)	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares dm (mm)		
	Arcillas y suelos altamente plásticos	Suelos medianamente plásticos	Suelos de aluvión y arcillas margosas
< 1.2	1	0.5	0.5
1.2-1.6	4	2	2
1.6-2.0	8	8	3
2.0-2.5	10	10	6

Figura B-5

Aplicabilidad de los métodos de Laursen-Toch y Yaroslavtziev



APÉNDICE C

Tabla C-1 Valores de K_{ae} para $\beta = 90^\circ$ y $K_v = 0$

k_v	δ (grados)	α (grados)	ϕ (grados)				
			28	30	35	40	45
0.1	0	0	0.427	0.397	0.328	0.268	0.217
0.2			0.508	0.473	0.396	0.382	0.270
0.3			0.611	0.569	0.478	0.400	0.334
0.4			0.753	0.697	0.581	0.488	0.409
0.5			1.005	0.890	0.716	0.596	0.500
0.1	0	5	0.457	0.423	0.347	0.282	0.227
0.2			0.554	0.514	0.424	0.349	0.285
0.3			0.690	0.635	0.522	0.431	0.356
0.4			0.942	0.825	0.653	0.535	0.442
0.5			—	—	0.855	0.673	0.551
0.1	0	10	0.497	0.457	0.371	0.299	0.238
0.2			0.623	0.570	0.461	0.375	0.303
0.3			0.856	0.748	0.585	0.472	0.383
0.4			—	—	0.780	0.604	0.486
0.5			—	—	—	0.809	0.624
0.1	$\phi/2$	0	0.396	0.368	0.306	0.253	0.207
0.2			0.485	0.452	0.380	0.319	0.267
0.3			0.604	0.563	0.474	0.402	0.340
0.4			0.778	0.718	0.599	0.508	0.433
0.5			1.115	0.972	0.774	0.648	0.552
0.1	$\phi/2$	5	0.428	0.396	0.326	0.268	0.218
0.2			0.537	0.497	0.412	0.342	0.283
0.3			0.699	0.640	0.526	0.438	0.367
0.4			1.025	0.881	0.690	0.568	0.475
0.5			—	—	0.962	0.752	0.620
0.1	$\phi/2$	10	0.472	0.433	0.352	0.285	0.230
0.2			0.616	0.562	0.454	0.371	0.303
0.3			0.908	0.780	0.602	0.487	0.400
0.4			—	—	0.857	0.656	0.531
0.5			—	—	—	0.944	0.722
0.1	$\frac{2}{3}\phi$	0	0.393	0.366	0.306	0.256	0.212
0.2			0.486	0.454	0.384	0.326	0.276
0.3			0.612	0.572	0.486	0.416	0.357
0.4			0.801	0.740	0.622	0.533	0.462
0.5			1.177	1.023	0.819	0.693	0.600
0.1	$\frac{2}{3}\phi$	5	0.427	0.395	0.327	0.271	0.224
0.2			0.541	0.501	0.418	0.350	0.294
0.3			0.714	0.655	0.541	0.455	0.386
0.4			1.073	0.921	0.722	0.600	0.509
0.5			—	—	1.034	0.812	0.679
0.1	$\frac{2}{3}\phi$	10	0.472	0.434	0.354	0.290	0.237
0.2			0.625	0.570	0.463	0.381	0.317
0.3			0.942	0.807	0.624	0.509	0.423
0.4			—	—	0.909	0.699	0.573
0.5			—	—	—	1.037	0.800

Tabla C-2

Diámetro mínimo en cm, de los fragmentos del enrocamiento de protección, en función de su peso específico y de la velocidad de la corriente

<i>Velocidad de la corriente (m/s)</i>	<i>Peso específico del enrocamiento (kg/m³)</i>				
	1600	1800	2000	2200	2400
1.0	8	8	7	6	6
1.5	15	13	12	11	10
2.0	18	16	15	13	12
2.5	27	24	21	19	18
3.0	38	34	31	28	26
3.5	53	46	42	38	35
4.0	68	60	54	50	46
4.5	86	77	69	63	58

REFERENCIAS

1. Smith D. W., “*Institution of civil engineers Proceedings*”, Part. 1, Vol. 60 pp. 367-382, RU, 1976.
2. Solares Díaz C., “*La socavación en puentes y obras menores*”, Memoria de la reunión conjunta del 17 de julio de 1987, Editado por: AMH, AMIVTAC, SMMS, México, 1989.
3. Maza A. J. A., Sánchez B. J. L., “*Contribución al estudio de la socavación local en pilas de puente*”, Primer Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Puerto Alegre, Brasil, 1964.
4. “*Estudios y proyectos ejecutivos para la rectificación y ampliación en capacidad de los ríos Tula, Tlautla y Rosas, que permitan conducir en forma segura los caudales adicionales provenientes del túnel emisor oriente hasta la presa Endhó*”, Estudios Complementarios de Campo: Geotecnia y Mecánica de Suelos, CONAGUA, SEMARNAT, Instituto de Ingeniería UNAM, México, julio del 2013.
5. Gómez M. R., Flores M. R., Escobar S. J. A., “*Evaluación de la estabilidad estructural de seis puentes*”, Instituto de Ingeniería UNAM, para CONAGUA, México, diciembre del 2013.
6. Melville B. W., Coleman S. E., “*Bridge Scour*”, Water Resouces Publications, LLC, EE. UU., 2000.
7. Juárez B. E., Rico R. A., “*Mecánica de suelos, Tomo II, Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos*”, Limusa, México, 2004.
8. Maza A. J. A., “*Socavación en cauces naturales*”, Publicaciones Instituto de Ingeniería UNAM, México, 1968.
9. Ven Te C., “*Hidráulica de canales abiertos*”, McGraw-Hill, Colombia, 2004.
10. Schlichting, H., “*Boundary Layer Theory*”, McGraw-Hill, Antigua, 1979.
11. Santiago Casanova M. E., “*Tesis: Socavación en ríos, puentes y carreteras*”, IPN-ESIA, México, 2007.
12. Nawy G. E., “*Concreto reforzado: un enfoque básico*”, Prentice-Hall, México, 1998.
13. Meli Piralla R., “*Diseño Estructural*”, 2ª ed., Limusa, México, 2010.
14. Das Braja M., “*Principios de ingeniería de cimentaciones*”, 4ª ed., International Thomson Editores, México, 2001.
15. American Railway Engineering and Maintenance of Way Association (AREMA), “*Manual for Railing Engineering*”, “*Practical Guide to Railway Engineering*”, EE. UU., 2003.

16. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), *“Standard Specifications for Highway Bridges”*, sixteen edition, EE. UU., 2004.
17. Comisión Federal de Electricidad (CFE), *“Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo”*, México, 2008.
18. *“SAP2000 Version 14.0.0, Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures”*, Computers and Structures Inc. (CSI), Berkeley, California, 2009.
19. *“ANSYS Workbench 2.0 Framework” Version 13.0*, ANSYS Inc., Canonsburg, Pennsylvania, 2010.