



UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO
Cuna de héroes, crisol de pensadores

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
TESIS

**“ENVOLVENTES DE RUPTURA DE ESTRIBOS ANTE CARGAS
VERTICALES Y HORIZONTALES”**

TESIS PROFESIONAL QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

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

PRESENTA:

JOSÉ MIGUEL LÓPEZ ZEPEDA

ASESORA:

DRA. LUISA NICTE EQUIHUA ANGUIANO

COASESOR:

DR. JOSÉ ELEAZAR ARREYGUE ROCHA

MORELIA, MICH.

SEPTIEMBRE 2017



Índice

Agradecimientos:	i
RESUMEN.....	ii
ABSTRACT.....	iii
Objetivos.....	iv
Objetivo general	iv
Objetivos particulares.....	iv
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1. ESTADO DEL ARTE	2
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO.....	4
2.1 Topografía.....	4
2.2 Hidrológico	4
2.2.1 Método Racional.....	4
2.2.2 Método de Chow.....	5
2.2.3 Método de HUT.....	6
2.2.4 Método del Hidrograma unitario instantáneo del I Pai Wu.....	8
2.3 Estudio Hidráulico con Hec-Ras	9
2.4 Socavación local en estribos	11
2.4.1 Método de Liu, Chang y Skinner	12
2.4.2 Método de Artamonov.....	12
2.4.3 Método de Laursen	13
2.4.4. Método de Froehlich	14
2.4.5 Método de Melville	15
2.4.6 Método de Hire	17
2.5 Estudio Geotécnico	17
2.6 Estribo.....	18
2.6.1. Muros convencionales.....	18
2.6.2. Dimensionamiento de muro de retención.....	18
2.7 Cargas y acciones.....	30
2.7.1 Carga vertical.....	31
2.7.2 Cargas permanentes	31
2.7.3 Cargas variables.....	33
2.8 Modelación en RS3®.....	35

2.8.1 Elementos Finitos	35
2.8.2 Criterio de falla Mohr-Coulomb	35
2.8.3 Ley de falla por cortante en suelo saturado.....	36
2.8.4 Modelo elastoplástico Mohr Coulomb	37
2.8.5 Envolvente de ruptura	40
2.9 Medidas de protección para disminuir la socavación en estribos de puentes.	40
2.9.1 Enrocado	40
2.9.2. Gaviones.....	45
2.9.3 Bloques atados con cable	46
2.9.4 Bolsas de concreto o mortero	47
2.9.5 Diques de encauzamiento.....	49
CAPÍTULO 3. DATOS DE PROYECTO	55
3.1 Ubicación	55
3.1.1 Macrolocalización	55
3.1.2 Microlocalización.....	56
3.2 Topografía.....	56
3.3 Datos hidrológicos	57
3.4 Datos Geotécnicos	60
CAPÍTULO 4. RESULTADOS DEL ESTUDIO HIDRÁULICO Y DEL DISEÑO DEL ESTRIBO.....	62
4.1 Análisis Hidráulico	62
4.1.1 Coeficientes de Manning.....	62
4.1.2 Gastos de Diseño	63
4.1.3 Ubicación del Puente en estudio	65
4.1.4 Socavación local.....	65
4.2 Dimensionamiento y cargas en el estribo	68
4.2.1 Diseño del estribo	68
4.2.2 Revisión por estabilidad	69
4.2.2.1 Revisión por volteo	70
4.2.2.2 Revisión por deslizamiento a lo largo de la base.....	71
4.2.2.3 Revisión de la falla por capacidad de carga	72
4.2.3 Carga viva y carga muerta	73
4.2.4 Empuje hidrostático para un gasto con Tr de 500 años.....	76
4.2.5 Cálculo del empuje hidrostático para una zona socavada con gasto con Tr de 100 años.....	76

CAPÍTULO 5. MODELACIÓN CON ELEMENTOS FINITOS EN RS3®	78
5.1 Modelación (FEM)	78
5.1.1 Parámetros del suelo y del estribo.....	78
5.1.2 Descripción del proceso de modelado del estribo y del suelo:	80
5.1.3 Carga vertical máxima (V _{máx}).....	82
5.1.4 Criterio de falla	83
5.2 Envolvente (Momento vs Carga Vertical).....	85
5.3. Envolvente de ruptura Momento vs Empuje Hidrostático.....	88
5.4 Envolvente de ruptura con socavación Momento vs Carga Vertical.....	90
5.5 Comparación entre envolventes de Momento vs Carga Vertical, con y sin socavación.	94
5.6 Envolvente de falla con socavación Momento vs Empuje Hidrostático	95
5.7 Comparación entre envolventes de falla Momento vs Empuje hidrostático con y sin socavación.	97
5.8 Recomendaciones de diseño.	98
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES.....	101
Bibliografía:.....	102

Agradecimientos:

A la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, por permitir mi desarrollo profesional como Ingeniero Civil y ahora como Maestro en Ingeniería en la infraestructura del Transporte en la Rama de las Vías terrestres.

A la Dra. Luisa Nichte Equihua Anguiano. por la dedicación el aprendizaje en la materia de Geotecnia y en especial por el interés de llevar a cabo este trabajo de tesis.

A mi familia y a mi novia por el apoyo que recibí de su parte en esta etapa tan importante de mi vida.

RESUMEN

En este trabajo se presenta el diseño del estribo de un puente en el que de acuerdo a la Guía Puentes con AASTHO LFRD. El diseño de la subestructura depende de los niveles de agua para los periodos de retorno correspondientes. Los niveles de superficie de agua se determinaron con un estudio Hidráulico utilizando software HEC-RAS. El galibo vertical se obtuvo con base en el estudio hidráulico y a el NAME. Se propuso un predimensionamiento, el cual se revisó por estabilidad, y considerando las cargas vivas, las cargas muertas y el empuje hidrostático que actúan sobre el estribo, de igual forma se calculó la profundidad de socavación local para las condiciones particulares del estudio.

Además se presenta un estudio numérico de elementos finitos en el software RS3®, con las condiciones de campo de un estudio geotécnico existente. Una sección transversal de la zona fue modelada con el estribo, así como las cargas que actúan sobre el mismo. Para esta simulación se obtuvieron envolventes de ruptura que consideran la interacción entre el suelo y el estribo, las cuales sirven como herramienta de diseño. Finalmente y en función de lo analizado en cada envolvente de ruptura, se propusieron métodos que ayuden al reforzamiento para ayudar a la estabilidad del estribo.

Palabras clave: Envolvente de ruptura, socavación local, elementos finitos, estribo, interacción suelo estructura.

ABSTRACT

This work presents the abutment of a bridge design and the taken considerations are according to the Bridges Guide with AASTHO LFRD. Design depends on the water levels for the return periods of storm events. Water Surface levels were determined with a hydraulic study using HEC-RAS software. Vertical gauge was obtained based on the hydraulic study and the NAME. A pre-dimensioning abutment was proposed, which was revised for general stability and considering the live loads, the dead loads and the hydrostatic thrust acting on the structure, as well as, the local depth of scour that is presented and which was calculated for the particular conditions of the study.

Moreover, a numerical study of finite elements in the RS3® software is presented, taken in account the field conditions of a geotechnical study. A cross-section of the zone was modeled with the abutment structure, as well as, the loads acting on. For these numerical simulations, yield envelopes were obtained, considering soil -abutment interaction, which are useful in design. Finally, according to the analyzed in each yield envelope, Reinforcement methods are proposed for help the of stability abutment.

Keywords: envelope yield, scour local, finite elements, abutment, interaction soil-structure.

Objetivos

Objetivo general

Determinar envolventes de ruptura útiles para el diseño de estribos utilizados en puentes, bajo el efecto de cargas laterales y cargas verticales propias de la estructura.

Objetivos particulares

1. Desarrollar un modelo de simulación con elementos finitos en 3D de un estribo desplantado en un perfil estratigráfico de un río.
2. Aplicar cargas laterales generadas por el efecto del empuje hidrostático en el estribo.
3. Aplicar cargas verticales generadas por el efecto de las cargas muertas y vivas en el estribo.
4. Obtener envolventes de ruptura con la combinación de las cargas laterales y los momentos aplicados en el estribo.
5. Obtener la envolvente de ruptura cuando se presentan zonas socavadas.
6. Verificar la estabilidad del estribo por el efecto de la socavación y proponer medidas de protección.

INTRODUCCIÓN

Dentro de las vías terrestres, una de las estructuras más importantes son los puentes debido a la configuración del globo terráqueo, en la que se debe solventar la continuidad del camino ante la presencia de depresiones topográficas. El análisis y diseño de estos es definitivo, para evitar la interrupción de la comunicación debido a eventos meteorológicos o debido a un mal diseño. Bajo este contexto es importante el estudio de la interacción del comportamiento de puentes con los suelos, debido a que en general se hace el estudio separadamente considerando por un lado, el comportamiento de la estructura y por otro lado el del suelo. Una definición aceptable de puente es: estructura con una longitud mayor de 6m construida sobre material térreo que puede estar sometido a corrientes o cuerpos de agua y sus dimensiones quedan definidas por razones hidráulicas, de acuerdo a la Norma de la SCT: N-PRY-CAR-6-01-001/01, definición que además nos conduce a considerar el efecto del agua en el comportamiento integral, lo que hace de éstas obras un reto para su diseño.

Aunado a las interacciones de todos los elementos, la socavación es un fenómeno en el que el nivel del lecho del río disminuye bajo el efecto de erosión del agua, llegando a exponer las estructuras de los puentes. Al aumentar la profundidad de socavación, la resistencia del suelo que sostiene la cimentación se reduce significativamente, por lo que puede presentarse la falla debido al efecto combinado de la carga muerta de la superestructura de puente, la carga de tráfico y las cargas laterales, que hacen obligatoria la revisión de todos los elementos involucrados en la estructura.

Considerando la importancia de estas obras y su estudio, en este trabajo se realizó un estudio hidráulico para obtener datos de las elevaciones de superficie de agua así como la velocidad del flujo y la socavación local en el periodo de retorno asociado al diseño de la subestructura debido a que este fenómeno presenta una gran influencia en el colapso de los puentes. A partir de estos datos se realiza el dimensionamiento del estribo para posteriormente hacer una revisión del mismo por estabilidad y corroborar que cumpla ante los empujes del suelo. Para llevar a cabo el estudio se tomó como base un proyecto carretero que pretende unir el municipio de Tepalcaltepec y Apatzingán en el estado de Michoacán, el proyecto cuenta con 66.56Km de carretera y dentro de este kilometraje 6 puentes vehiculares. En este estudio se trabajará en la propuesta de la subestructura tipo estribo para el puente vehicular Chiquihuitillo. Como parte de la colaboración en estos proyectos se tuvo acceso a los estudios Topográficos, Hidrológicos y Geotécnicos de la zona.

En la revisión se obtuvieron las cargas verticales (cargas vivas más cargas muertas) y cargas horizontales (empuje hidrostático). Por lo que fue necesario su cálculo para poder representar el comportamiento de dichas cargas en el mismo y adaptarlo al comportamiento real de la estructura. Finalmente, con los datos obtenidos se generó un modelo numérico en elementos finitos para la obtención de envolventes de ruptura que sirven en el diseño de estribos, tomando en cuenta la interacción suelo-estructura, considerando una profundidad de socavación así como la presencia del suelo intacto. El resultado permitió determinar la integridad de la estructura ante los efectos de socavación, así como proponer las envolventes de ruptura antes mencionadas y técnicas de refuerzo.

CAPÍTULO 1. ESTADO DEL ARTE

En la actualidad el buen estado de la infraestructura y en especial de la carretera, requiere del desarrollo de estudios y métodos de diseño que aporten más seguridad civil, debido a las condiciones de servicio en las que estarán expuestas en su vida útil. En este sentido, es importante preservar un puente en buen estado, debido a que son puntos dentro de la red carretera que sirven para el transporte de mercancía, personas, y son necesarios para el desarrollo del país. Resultados de un estudio nacional en 1973 realizado por la Federal Highway Administration (FHWA) muestran que de 383 puentes que fallaron debido a inundaciones catastróficas, donde el 25 por ciento involucra daños en pilas y el 75 por ciento involucra daños en estribos [18].

Dentro de los factores que influyen en el proceso de socavación se encuentran: el escurrimiento y la precipitación pluvial. El IMT realizó un análisis Geoespacial de los factores ambientales recabando información de fuentes como Conabio, Cenapred, INEGI, y Conagua, las cuales incluyeron: Precipitación total anual, regímenes de humedad en suelo, hidrogeología y escurrimiento medio anual. En base a los factores que se deben considerar para predecir la socavación, se analizaron los puentes resultantes después de ser filtrados (1397 con pila y 2501 con estribo). De los puentes filtrados con cimentación de pila, se observaron aquellos localizados en áreas delimitadas por isoyetas de 1500 a 2000 mm de precipitación anual; se encontraron 45 puentes de éstos, mientras que hubo 57 en zonas de 2000 a 4500 mm. Dando un total de 102 puentes sobre pilas. Con cimentación de estribo se encontraron 244 puentes en la misma situación. En el escurrimiento anual, se analizaron las áreas con volúmenes mayores a 2,000 mm; se obtuvieron 14 puentes con cimentación tipo pila y 42 con cimentación tipo estribo. De acuerdo al régimen de humedad, se tomaron en cuenta los suelos tipo údico, es decir aquellos que presentan humedad más de dos terceras parte del año. Encontrando 84 puentes con cimentación tipo pila y 225 con cimentación tipo estribo en esas zonas. En lo que respecta a la hidrogeología ya que se tienen factores como la facilidad de erosión del terreno en donde se encuentra un puente o su permeabilidad que afectan directamente a la socavación. Analizando así las zonas con formaciones geológicas más recientes, que están conformadas por rocas fácilmente erosionables con permeabilidad de media a alta, encontrando así 472 puentes con cimentación tipo pila y 756 con cimentación tipo estribo. [19].

Smith (1976) [22] realizó una estadística sobre las fallas de 143 puentes en el mundo considerando que una falla fue debido a la corrosión, 4 a la fatiga, 5 a un diseño inadecuado, 11 a los terremotos, 12 a un procedimiento inadecuado de construcción, 14 fallas fueron por sobrecarga e impacto de embarcaciones, 22 por materiales o malas ejecuciones y finalmente, 70 fueron causados por avenidas de los cuales 66 se debieron a socavación, un 46% del total.

En Estados Unidos, la socavación es responsable de más colapsos de puentes que todas las demás causas juntas. Se estima que uno de cada 35 puentes sobre corrientes podría colapsar por socavación, así como 26890 susceptibles a este fenómeno, [28].

El 14 de septiembre de 2013 se registró la tormenta tropical Manuel, 80 km al sur de Lázaro Cárdenas, Michoacán y 90 Km al suroeste de Zihuatanejo Guerrero, con vientos máximos sostenidos de 110 km/h. Dicha tormenta dejó lluvias torrenciales de gran

intensidad en los estados de Guerrero, Jalisco, Colima, Oaxaca y Michoacán. Asimismo, en esa fecha se registró el huracán Ingrid, localizado a 255 km al este de Cabo Rojo Veracruz y 270 km al este-noreste de Tuxpan, en el mismo estado, con vientos máximos sostenidos de 140 km/h con rachas de 170 km/h, qué dejó lluvias torrenciales de gran intensidad en los estados de Chiapas, Oaxaca, Michoacán, Colima, Jalisco, Sinaloa e Hidalgo, pero principalmente en el estado de Guerrero, en donde se registraron deslaves, derrumbe, caída de árboles, corte de accesos de puentes, cortes carreteros y colapso de puentes provocados por la socavación de los elementos mencionados, haciendo referencia particular a los puentes, en la carretera federal libre de peaje resultaron con daños en 31 puentes, de los cuales sufrieron daños no estructurales, 19 corte en los accesos y 10 colapso total o parcial por socavación en sus apoyos [23]. Por lo anterior, es de vital importancia la preservación y el bueno diseño en especial de los estribos en los que debe tomarse en conjunto todas las condiciones que tienen impacto sobre el mismo como; el tipo de suelo, el fenómeno de la socavación local las cargas a las que estará sometido.

Mediante el análisis numérico de interacción suelo-estructura se pueden obtener herramientas o guías para el diseño, como por ejemplo las envolventes de ruptura, que toman en cuenta las condiciones que actúan sobre la subestructura de un puente y en base a ese comportamiento se determinara si el diseño es el adecuado o requiere algún cambio en el diseño para poder cumplir con las limitantes de todo el sistema.

Una herramienta utilizada en el diseño son las envolventes de ruptura, las que se utilizan como apoyo para el diseño de estructuras offshore generalmente. Muchos autores han estudiado éstas, como por ejemplo Kay and Palix, en el año del 2011 [17] y 2015 [25], Equihua-Anguiano 2016 [12] como resultados de un análisis de elementos finitos de estructuras tipo cajón en arcillas suaves. Este trabajo es un conjunto de modelos llamados fuerza resultante en los cuales se describen las fuerzas y deformaciones en la masa de suelo y en la interface con el cajón se sustituyen por la fuerza y el momento resultante que actúan en el centro superior del cajón y los desplazamientos resultantes.

En la definición de puente se vio que un puente es una estructura que está definida por razones hidráulicas por lo que la normativa que se tiene en México para el comienzo del diseño de puentes tiene que ver con la parte hidráulica-hidrológica que definirá el gálibo vertical y con las cargas que actúan sobre la estructura a continuación se tiene la normativa utilizada en este trabajo, la cual pertenece a la Normativa de la SCT:

1. M-PRY-CAR-1-06-004-00. Análisis hidrológicos.
2. N-PRY-CAR-1-06-001/00. Ejecución de estudios hidráulicos para puentes.
3. N-PRY-CAR-1-06-004/00. Análisis Hidrológicos.
4. N-PRY-CAR-1-06-005-00. Estudios Hidráulico-Hidrológicos para Puentes.
5. N-PRY-CAR-6-01-002-01. Características generales del proyecto.
6. N-PRY-CAR-6-01-003/01. Cargas y Acciones.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

La elaboración del proyecto de un puente requiere de diversos estudios de la zona en los que se va a construir el mismo, entre los cuales podemos encontrar estudios: Topográficos, Topohidráulicos, Hidrológicos, Hidráulicos y Geotécnicos. Los cuales definirán la geometría del puente y servirán para el comienzo del proyecto estructural. En ese sentido a continuación se describen brevemente las generalidades de cada uno de éstos.

2.1 Topografía

Los estudios topográficos proporcionan información de campo para el diseño geométrico de estructuras. La topografía además de permitir la cuantificación de volúmenes de obra, permiten el establecimiento de puntos de control y niveles útiles en la etapa de construcción. [24].

El objeto de la topografía es la representación gráfica de la superficie del terreno, con su configuración y detalles naturales y artificiales. Al realizar el levantamiento topográfico se procesa la información obtenida en campo para tener una correcta representación del terreno.

En la topografía se realizara una triangulación de los puntos del terreno con la finalidad de darle forma al mismo con sus correspondientes elevaciones y configuración real, invirtiendo triangulaciones y de esa manera poder obtener las secciones transversales del río en donde cruzara la estructura.

2.2 Hidrológico

El análisis hidrológico es el primer paso en la planeación diseño y operación de proyectos hidráulicos. La estabilidad de los muros y terraplenes depende de los estudios hidrológicos e hidráulicos que definen los niveles probables del agua así como la duración y cambios de tiempo de dichos niveles. [29].

En la determinación de los gastos que se utilizan en el diseño hidráulico del puente, se tienen los métodos Racional y de Chow establecidos en el Manual de la SCT: M-PRY-CAR-1-06-004/00.

2.2.1 Método Racional

En el cálculo del gasto máximo que corresponde a un periodo de retorno, el procedimiento es el siguiente:

En base a la longitud (L) y la pendiente media de cauce principal (Sc), determinadas como indica la Fracción C.2. del Manual de la SCT: M-PRY-CAR-1-06-003. Procesamiento de Información, se calcula el tiempo de concentración (t_c), que es el tiempo requerido para que el agua escurra desde el punto más lejano de la cuenca hasta el sitio donde se construirá el puente, mediante la fórmula de Kirpich, [31]:

$$t_c = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S_c^{0.385}} \quad 2.1$$

t_c = Tiempo de concentración, (h).

L = Longitud del cauce principal, (km).

S_c = Pendiente media del cauce principal, adimensional.

En base a el tiempo de concentración en horas o transformado a minutos, según se requiera, se entra verticalmente en las curvas intensidad-duración periodo de retorno, obtenidas en la fracción D.1. del Manual M-PRY-CAR-1-06-003, Procesamiento de información, hasta la curva correspondiente al periodo de retorno establecido y se determina horizontalmente la intensidad de lluvia en milímetros por hora.

El gasto máximo correspondiente a un periodo de retorno, se calcula mediante la expresión 2.2:

$$Q_{Tr} = 0.278CIA \quad 2.2$$

Donde:

Q_{Tr} = Gasto máximo para el periodo de retorno para T_r establecido, (m^3/s).

C = Coeficiente de escurrimiento de la cuenca en estudio, adimensional, determinado como se indica en la Fracción C.3. del Manual M-PRY-CAR-1-06-003, Procesamiento de Información.

I =Intensidad de lluvia para una duración de tormenta igual al tiempo de concentración t_c , para el periodo de retorno Tr establecido, (mm/h).

A = Área de la cuenca, determinada como se indica en la Fracción C.1. del Manual M-PRY-CAR-1-06-003, Procesamiento de Información, (km^2).

El método Racional se utiliza en cuencas de hasta 25 kilómetros cuadrados, aunque también se aplica a cuencas hasta de 100 kilómetros cuadrados, considerando que el nivel de confiabilidad disminuye al incrementarse el área (N-PRY-CAR-1-06-004-00).

2.2.2 Método de Chow

En el cálculo del gasto máximo correspondiente a un Tr se tiene:

El gasto que producirá la precipitación con la duración de la tormenta seleccionada para el periodo de retorno establecido, se calcula con la ecuación 2.3:

$$Q = 2.78AXZ \quad 2.3$$

Donde:

Q = Gasto para la duración de la tormenta seleccionada, para el periodo de retorno establecido, (m^3/s).

A = Área de la cuenca, (km^2).

X = Factor de escurrimiento, (cm/h).

Z = Factor de reducción del pico, adimensional.

Para cuencas con áreas mayores de 250 km^2 , cuyas corrientes no estén aforadas, es necesario comparar el gasto máximo (Q_{Tr}) que se obtenga con este método para un determinado periodo de retorno, con el que se calcule para la cuenca en estudio (Q_{Tr}') a partir de que se determine mediante un método estadístico para otra cuenca cercana

aforada dentro de la misma región hidrológica, para el mismo periodo de retorno, con la ecuación 2.4:

$$Q_{Tr'} = Q_{Trb} \times \frac{A\eta}{A_b\eta_b} \left(\frac{S_c}{S_{c_b}} \right)^{3/4} \quad 2.4$$

Donde:

Q_{Tr} = Gasto máximo de la cuenca en estudio, inferido a partir de otra cuenca cercana aforada dentro de la misma región hidrológica, para el periodo de retorno Tr establecido, (m^3/s).

Q_{Trb} = Gasto máximo de la cuenca aforada, para el periodo de retorno Tr establecido, (m^3/s).

A = Área de la cuenca en estudio, (km^2).

A_b = Área de la cuenca aforada, (km^2).

η = Número de escurrimiento de la cuenca en estudio, adimensional.

η_b = Número de escurrimiento de la cuenca aforada, adimensional.

S_c = Pendiente media del cauce principal de la cuenca de estudio, (%).

S_{cb} = Pendiente media del cauce principal de la cuenca aforada, (%).

El método de Chow, debe aplicarse a cuencas de hasta veinticinco kilómetros cuadrados, aunque también se puede aplicar en cuencas con áreas hasta de doscientos cincuenta kilómetros cuadrados, considerando que a mayores dimensiones los resultados serán menos confiables (N-PRY-CAR-1-06-004-00).

2.2.3 Método de HUT.

Se desarrolló para determinar hidrogramas en cuencas pequeñas y su forma es triangular tal como se observa en la figura (2.1). En caso de contar con poca información y no se quiera precisar la forma del hidrograma de escurrimiento, se puede utilizar el método del hidrograma unitario triangular. Este método se aplica a cuencas no aforadas y para definirlo únicamente se requiere conocer las características físicas o hidrológicas de la cuenca. [33].

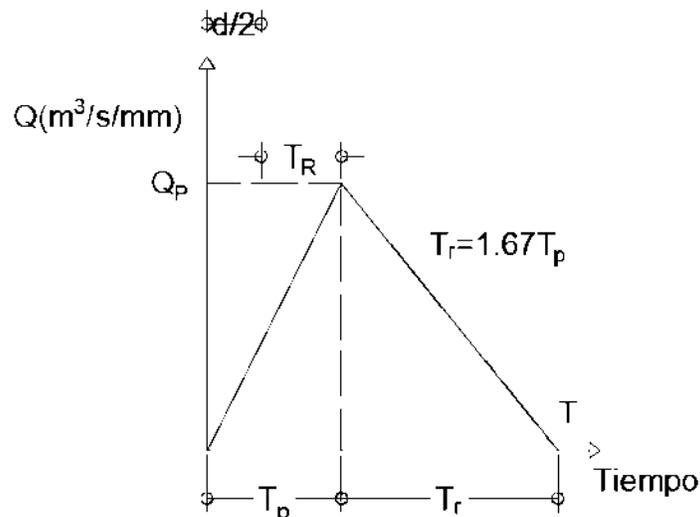


Figura 2.1 Hidrograma Unitario Triangular

El gasto pico se obtiene con la ecuación 2.5:

$$q_p = 0.208 \frac{A}{T_p} \quad 2.5$$

Donde:

q_p = Gasto pico unitario ($m^3/s/mm$).

A = Área de la cuenca (km^2).

T_p = Tiempo pico (h) igual al tiempo entre el inicio y el máximo del escurrimiento directo, que se calcula con la ecuación 2.6:

$$T_p = 0.5d + T_r \quad 2.6$$

Donde:

d = Duración efectiva de la tormenta (h).

T_r = Tiempo de retraso (h), definido como el tiempo en horas entre el centro de masa de la tormenta y la hora del gasto máximo, calculando su valor por medio de la ecuación siguiente:

$$T_r = 0.6T_c \quad 2.7$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (h), que se puede calcular con la ecuación 2.8, cuando la cuenca es urbana o la ecuación (2.9) cuando no es urbana.

$$T_c = T_{cs} + t_t \quad 2.8$$

$$T_{cs} = 0.0003455 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} \quad 2.9$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (h).

T_{cs} = Tiempo de concentración en las superficies naturales. Ecuación de Kirpich común en México. (h).

t_t = Tiempo de traslado a través de los colectores (h).

L = Longitud del cauce principal (m).

S = Pendiente media del cauce principal (%).

Si no se conoce la duración efectiva "d", puede expresarse a partir de la ecuación 2.10 :

$$d = 2\sqrt{T_c} \quad 2.10$$

Donde:

d = Duración efectiva (h).

T_c = Tiempo de concentración (h).

La suma de T_p y T_r , se le denomina tiempo base (T_b) del hidrograma y con base al análisis de un gran número de hidrogramas reales se adoptó como valor medio el siguiente, para cuencas sin aforar:

$$T_b = 2.67T_p$$

2.11

Donde:

T_b = Tiempo base (h).

T_p = Tiempo pico (h).

El gasto más utilizado el HUT, se obtiene al multiplicar el gasto pico ecuación (2.5), por la precipitación en exceso, como se muestra en la ecuación 2.12:

$$Q_p = \frac{0.208AP_e}{T_p} \quad 2.12$$

Donde:

Q_p =Gasto máximo (m^3/s).

A = Área de la cuenca (km^2).

P_e = Precipitación en exceso para la tormenta de diseño (mm). Se calcula en base al número N de la curva de escurrimiento para la condición media de humedad en la cuenca y según el método del U.S Soil Conservation Service.

T_p = Tiempo pico (h) igual al tiempo entre el inicio y el máximo del escurrimiento directo, que se calcula con la ecuación 2.6.

2.2.4 Método del Hidrograma unitario instantáneo del I Pai Wu.

El método del Hidrograma unitario instantáneo fue deducido en pequeñas cuencas de Indiana, U.S.A. y permite obtener el Hidrograma de la avenida que se estima para un determinado periodo de retorno. [33]

El método tiene como limitación que solo considera cuencas pequeñas, es decir cuencas menores a 250 km^2 . El método se basa en el modelo lineal propuesto por NASH para derivar los hidrogramas unitarios instantáneos y su deducción a continuación se muestran las ecuaciones que componen al método:

$$Q_p = 0.278 \left(\frac{AP_e}{t_p} \right) f(n, tp) \quad 2.13$$

$$n = \frac{4tp}{k_1} \quad 2.14$$

$$f(n, tp) = \frac{(n-1)^n (e)^{1-n}}{\Gamma(n)} \quad 2.15$$

$$tp = 0.93A^{1.085} L^{-1.233} S^{-0.668} \quad 2.16$$

$$K_1 = 0.73A^{0.937} L^{-1.474} S^{-1.473} \quad 2.17$$

Donde:

Q_p = Gasto pico de la avenida (m^3/s)

A = Área de la cuenca (Km^2)

L = Longitud del cauce principal en (km)

S = Pendiente promedio del cauce principal, en porcentaje y calculada con base a la fórmula de Taylor Schwarz.

P_e = Precipitación en exceso para la tormenta de diseño (mm). Se calcula con base al número N de la curva de escurrimiento, para condición Media de humedad en la cuenca y según el método U.S. Soil Conservation Service.

t_p = tiempo de pico, (h). El cual está en función de las características de la cuenca.

n =Número de recipientes lineales que simulan la cuenca (parámetro adimensional).

e = Base de los logaritmos naturales, igual a 2.718262.

K_1 = coeficiente de almacenaje, relacionado con las características de la cuenca.

El método I-Pai Wu se considera aplicable solo a cuencas pequeñas, con área hasta de 250km².

Una de las limitantes en la aplicación de los métodos que calculan los gastos máximos tiene que ver con el tamaño de la cuenca, Campos (1992) [9] propone una clasificación que se basa en la superficie de la misma como se muestra en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Tamaño de la cuenca	
Superficie de la cuenca (km ²)	Descripción
Menos de 25	Muy pequeña
25 a 250	Pequeña
250 a 500	Intermedia pequeña
500 a 2500	Intermedia grande
2500 a 5000	Grande
Más de 5000	Muy Grande

Fuente: Viramonetes O. (2007). Morfometría de la cuenca del río San Pedro, Conchos, Chihuahua. Vol 1, No. 3.

2.3 Estudio Hidráulico con Hec-Ras

Un análisis hidráulico requiere de información topográfica y un estudio hidrológico de la zona. Dicho análisis consiste en aplicar el método de sección y pendiente conocido como Método de Manning y la ecuación de continuidad, se utilizan los valores de Manning de acuerdo a la zona de estudio. A partir de los gastos de periodo de retorno se obtendrán los tirantes y las velocidades en cada sección.

En los cálculos se consideran los efectos de obstrucciones tales como puentes, alcantarillas, presas, vertedores entre otros. Entre las características especiales de esta componente se encuentran: análisis de socavación, cálculo de múltiples perfiles, análisis de puentes y o alcantarillas.

Se menciona el software Hec-Ras así como su herramienta: Stdeady flow wáter Surface profile computations, por ser los utilizados en este trabajo de investigación.

El cálculo hidráulico se utiliza para saber los niveles de aguas de diseño (NADI) y en conjunto con el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME), establecer una comparativa entre ellos para poder determinar el galibo vertical del tablero del puente en base a los gastos de diseño y complementarios de la norma. El cálculo hidráulico se realizara con el software llamado Hec-Ras, [1].

Hec-Ras es un software desarrollado por Hydrologic Engineering Center, este software contiene cuatro análisis unidimensionales:

- 1) Steady flow water surface profile computations
- 2) Unsteady flow simulation
- 3) Movable boundary sediment
- 4) Water quality analysis

Steady Flow Water Surface Profile. Este componente realiza el cálculo de los perfiles de la superficie del agua para un flujo con variación gradual, para una red de canales o ríos. Está componente es capaz de modelar régimen de flujo; subcrítico supercrítico o mixto. El procedimiento computacional se basa en la solución de la ecuación de la energía unidimensional, la pérdida de energía es evaluada por la fricción (Ecuación de Manning) y contracción/expansión. La ecuación de momento se utiliza en simulaciones donde el perfil de la superficie del agua es rápidamente variado es decir al presentarse un cálculo de régimen de flujo mixto (salto hidráulicos), hidráulica de puentes y uniones de corrientes, [1].

La selección apropiada del valor de Manning es muy significativo para la precisión del cálculo de los perfiles de superficie de agua. El valor de Manning es altamente variable y depende de diversos factores como: rugosidad de la superficie, vegetación, irregularidades del canal, alineamiento del canal, temperatura y material suspendido. En general los valores de Manning pueden ser calibrados cuando se observa la información del perfil de la superficie de agua (niveles de las mismas superficies).

Existen referencias a las que el usuario de HEC-RAS pueden acceder y muestran los valores de Manning para canales típicos. En el libro de Chow "Hidráulica de canales abiertos" puede encontrarse una recopilación de valores de n para arroyos y llanuras de inundación.

El cálculo de la profundidad de la socavación local es importante en la consideración del dimensionamiento de la subestructura así como de la estabilidad de la misma. El fenómeno se presenta debido a que la velocidad del flujo es capaz de remover el material que se encuentra alrededor de la subestructura y la profundidad de socavación depende de acuerdo a la ecuación que se aplique y de los parámetros que se presenta. Hec-Ras utiliza las ecuaciones de Froehlich y Hire para el cálculo de la socavación local en estribos.

Los gastos a ingresar en el estudio están definidos por la norma N-PRY-CAR-1-06-004/00 en los que se tiene:

- **Periodo de retorno para el gasto teórico de diseño.**

El gasto teórico de diseño (Q_{TDI}), es el máximo que hidrológicamente ha de esperarse durante la etapa de operación del puente por proyectar, se determinara para el periodo de retorno considerando la vida útil y el costo de la estructura, sus posibles reparaciones

así como las consecuencias de su colapso. En términos generales se siguen los siguientes criterios:

- 1) En puentes con longitud hasta de 100 metros y carreteras tipos: C y D, el periodo de retorno debe ser de 50 años.
- 2) En puentes con longitud mayor de 100 m o de cualquier longitud en autopistas y carreteras tipos “ET”, “A” y “B”, el periodo de retorno debe ser de 100 años.

- **Periodo de retorno para gastos complementarios.**

Considerando los efectos que se puedan tener en la superestructura del puente o en su cimentación, en el probable caso que se presente durante su vida útil una avenida con un periodo de retorno mayor al considerado en su diseño hidráulico, es necesario calcular los gastos máximos para periodos de retorno de quinientos (500) y mil (1000) años (Q_{500} y Q_{1000}) respectivamente.

La selección del gasto de diseño de acuerdo a la noma N-PRY-CAR-1-06-005-00 es:

- La comparación entre el gasto teórico de diseño (Q_{TDI}), calculado para el periodo de retorno correspondiente y el gasto máximo observado en campo (Q_{MOC}) en el cual los niveles de superficie de agua corresponden al N.A.M.E.
- Es importante valorar los impactos estructurales y económicos que en el puente por proyectar, tengan los gastos complementarios (Q_{500} y Q_{1000}). Si los impactos no son significativos, puede elegirse alguno de estos gastos como gasto de diseño (Q_{DI}) aumentando considerablemente la seguridad de la estructura.

2.4 Socavación local en estribos

Esto se da debido al aumento de la velocidad del flujo alrededor de las pilas y estribos en un río o a la erosión acumulada en el tiempo. El fenómeno de socavación depende de la cantidad de flujo, velocidad del mismo, tipo y condición del lecho, ancho y profundidad del río [27].

Los métodos que existen en la determinación de la socavación local en estribos son:

- Liu, Chang y Skinner
- Laursen
- Artamonov
- Froehlich
- Hire
- Melville

Los métodos anteriores han sido desarrollados para cauces de lecho arenoso y no toman en cuenta la posibilidad de acorazamiento. Están basados en información de laboratorio y se tiene muy poca información de campo para verificación de los mismos.

La socavación en los estribos depende de la forma del estribo, características del sedimento, la forma de la sección transversal, la profundidad del flujo en el cauce principal, alineamiento del cauce, tiempo de duración de la avenida.

2.4.1 Método de Liu, Chang y Skinner

El método es producto de estudios de laboratorio y de análisis dimensionales realizados en 1961, aplicándose para las siguientes condiciones:

- Socavación en lecho móvil.
- Estribos dentro del cauce
- El largo del estribo es menor que 25 veces el tirante medio ($L < 25h$).
- Lecho del cauce arenoso
- Los valores de las profundidades de socavación se incrementaran en un 30% cuando se presentan dunas en el cauce de aproximación del estribo.

La profundidad de socavación para este método se calcula con la ecuación 2.18.

$$\frac{d_s}{h} = K_f \left(\frac{L}{h} \right)^{0.4} Fr^{0.33} \quad 2.18$$

d_s = profundidad de socavación de equilibrio (m).

h = profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal (m).

L = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua (m).

Fr = número de Froude en la sección de aguas arriba

K_f = coeficiente de corrección por la forma del estribo. 1.1 para estribos con pared inclinada hacia el cauce, 2.1 para estribos con pared vertical.

2.4.2 Método de Artamonov

Los factores de los que depende este método son los siguientes:

- Cantidad de caudal que es interceptado por la estructura que se encuentra dentro de la corriente.
- Talud de las partes laterales de los estribos.
- Ángulo de esviajamiento del flujo.

La profundidad de socavación para este método se calcula con la ecuación 2.19

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h \quad 2.19$$

Donde:

H_T = Profundidad de socavación (m).

K_θ = coeficiente que depende del ángulo que forma el eje de la obra con la corriente.

K_Q = Coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo y el caudal total en la sección transversal.

K_m = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo

h = Tirante de agua en la zona cercana del estribo antes de la socavación (m).

Los valores de los coeficientes que dependen de; ángulo de esviajamiento, de la relación entre gasto teórico interceptado y el gasto de la sección transversal, y del talud, pueden obtenerse a través de las Tablas 2.2, 2.3, y 2.4 respectivamente.

Tabla 2.2 Coeficiente de corrección K_{θ} Juárez B., E. y Rico., A. (1992)					
$T\theta$	20°	60°	90°	120°	150°
K_{θ}	0.84	0.94	1	1.07	1.19
Fuente: Guevara A. (1998). Capítulo Siete "Socavación en puentes". Universidad del Cauca. Colombia.					

Tabla 2.3 Coeficiente de corrección K_Q Juárez B., E. y Rico., A. (1992)								
$Q1/Qd$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
K_Q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20
Fuente: Guevara A. (1998). Capítulo Siete "Socavación en puentes". Universidad del Cauca. Colombia.								

Tabla 2.4 Coeficiente de corrección K_m Juárez B., E. y Rico., A. (1992)						
Talud m	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
K_m	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.5
Fuente: Guevara A. (1998). Capítulo Siete "Socavación en puentes". Universidad del Cauca. Colombia.						

La ecuación 2.20 se utiliza cuando el puente no está esviado con relación al flujo ($\theta=90^\circ$) y la pared de los estribos es vertical:

$$H_T = K_Q h \quad 2.20$$

Donde:

H_T = Profundidad de socavación (m).

K_Q = Coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo y el caudal total en la sección transversal.

h = Tirante de agua en la zona cercana del estribo antes de la socavación (m).

2.4.3 Método de Laursen

Laursen sugirió dos ecuaciones basándose en el razonamiento sobre el cambio en las relaciones de transporte debido a la aceleración del flujo causada por el estribo, una para socavación en lecho móvil y otra para socavación en agua clara aplicables para las siguientes condiciones (HEC-18,1993), [27]:

- Estribos dentro del cauce principal.
- Estribos con pared vertical.
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ($L < 25h$).
- Las ecuaciones incluyen la socavación por contracción.
- Se recomienda que se apliquen para valores máximos de d_s/h igual a 4.0.
- Las ecuaciones dadas por Laursen se resuelven por tanteos.

Las ecuaciones que se utilizan para este método para las condiciones del lecho son las ecuaciones 2.21 y 2.22:

Socavación en lecho móvil

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{d_s}{h} \left[\left(\frac{d_s}{11.5h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right] \quad 2.21$$

Socavación en agua clara

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{d_s}{h} \left[\frac{\left(\frac{d_s}{11.5h} + 1 \right)^{7/6}}{\left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.5}} - 1 \right] \quad 2.22$$

Donde:

d_s = Profundidad de socavación (m).

h = Profundidad media del flujo agua arriba en el cauce principal (m).

L = Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua (m).

τ = Esfuerzo cortante en el lecho hacia aguas arriba del estribo

τ_c = esfuerzo cortante crítico para D_{50} del material del lecho aguas arriba.

Las ecuaciones anteriores se aplican para estribos con pared vertical por lo que las profundidades de socavación resultantes deben afectarse por un factor de corrección K_f para tener en cuenta el efecto de otras formas.

$K_f = 0.9$ para estribos con aletas inclinadas 45° .

$K_f = 0.8$ para estribos con pared inclinada hacia el cauce.

2.4.4. Método de Froehlich

La ecuación de Froehlich está basada en análisis dimensional y en análisis de regresión de datos de laboratorio para 170 mediciones de socavación en lecho móvil. HEC-18 (1993) [27] recomienda su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara, en estribos que se encuentran dentro del cauce o no.

- Socavación en agua clara y lecho móvil

La profundidad de socavación para este método se calcula con la ecuación 2.23

$$\frac{d_s}{h_e} = 2.27 K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e} \right)^{0.43} Fr_e^{0.61} + 1 \quad 2.23$$

d_s = profundidad de socavación (m).

h_e = profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente (m).

K_f = coeficiente que depende de la forma del estribo.

K_θ = coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo.

L = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo (m).

F_{re} = número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

La tabla 2.5 se utiliza para la asignar el coeficiente de forma del estribo de acuerdo a la forma del estribo diseñado.

Tabla. 2.5 Coeficientes de forma del estribo.	
Descripción	Kf
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55
Fuente: Guevara A. (1998). Capítulo Siete “Socavación en puentes”. Universidad del Cauca. Colombia.	

$$K_{\theta} = \left(\frac{\theta}{90}\right)^{0.13} \quad 2.24$$

k_{θ} = Ángulo de inclinación del estribo

$\theta < 90^{\circ}$ si el estribo está inclinado hacia aguas abajo

$\theta > 90^{\circ}$ si el estribo está inclinado hacia aguas arriba.

$$h_e = \frac{A_e}{L} \quad 2.25$$

$$F_{re} = \frac{V_e}{\sqrt{gh_e}} \quad 2.26$$

$$V_e = \frac{Q_e}{A_e} \quad 2.27$$

Donde:

F_{re} = Número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

V_e = velocidad del flujo obstruido por el estribo y los accesos al puente en la sección de aguas arriba (m/s).

Q_e = Caudal obstruido por los estribos o los accesos medido aguas arriba del puente (m^3/s)

A_e = área del flujo de la sección de aguas arriba obstruida por los estribos (m^2).

2.4.5 Método de Melville

Melville se basó en el análisis dimensional de relaciones entre parámetros dimensionales utilizando líneas de mejor ajuste de datos provenientes de ensayos de laboratorio realizados en la Universidad de Auckland en Nueva Zelanda.

El método da profundidades de socavación muy grandes y más cuando los estribos son largos. No considera los efectos del tamaño ni de la gradación del sedimento. Tampoco

considera el caso de estribos en suelos cohesivos. Las ecuaciones para el cálculo de la profundidad de socavación son la 2.28 y la 2.29.

- Estribos cortos: La longitud del estribo y zonas de aproximación se oponen al paso del agua es menor que la profundidad del flujo ($L < h$).

$$\frac{d_s}{L} = K_i K_h K_D K_\sigma K_f K_\theta K_g \quad 2.28$$

- Estribos Largos: la longitud del estribo y zonas de aproximación que se oponen al paso del agua es mayor que 25 veces la profundidad del flujo ($L > 25h$).

$$\frac{d_s}{h} = K_i K_L K_D K_\sigma K_f K_\theta K_g \quad 2.29$$

d_s = Profundidad de socavación (m).

L = Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua (m).

h = Profundidad del flujo al pie del estribo (m).

K_f = Factor de corrección por intensidad del flujo que tiene en cuenta la velocidad del flujo y la velocidad crítica para inicio del movimiento del sedimento.

K_h = Factor de corrección por profundidad del flujo

K_L = Factor de corrección por longitud del estribo.

K_D = Factor de corrección por forma del estribo

K_θ = Factor de corrección por ángulo de ataque

K_g = Factor de corrección por la geometría del cauce de aproximación

La tabla 2.6 proporciona los coeficientes de forma que se utilizan dependiendo la forma del estribo.

Tabla 2.6 K_D Forma del estribo	
Forma del estribo	K_f
Estribo con pared angosta	1.00
Estribo de pared vertical con punta semicircular	0.75
Estribo con aletas a 45°	0.75
Estribo con pared inclinada (H:V)	
0.5:1.0	0.60
1.0:1.0	0.50
1.5:1.0	0.45
Fuente: Guevara A. (1998). Capítulo Siete "Socavación en puentes". Universidad del Cauca. Colombia.	

K_L = 10 para estribos largos

K_h = 2 para estribos cortos

K_f = 1.0, lo que considera que las mayores profundidades de socavación ocurren en condiciones de lecho móvil.

2.4.6 Método de Hire

Es un método desarrollado por el cuerpo de ingenieros Militares de los estados Unidos. La ecuación 2.30 se utiliza para el cálculo de la profundidad de socavación en este método.

$$d_s = 4h \left(\frac{K_f}{0.55} \right) K_\theta Fr^{0.33} \quad 2.30$$

d_s = profundidad de la socavación. (m)

h = profundidad media del flujo al pie del estribo en el cauce principal, en la sección transversal aguas arriba del puente. (m)

Fr = número de Froude basado en la velocidad y profundidad al pie y justo aguas arriba del estribo.

K_f = coeficiente de corrección por la forma del estribo

K_θ = coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo.

En la tabla 2.7 se muestran los factores de corrección de forma que se utilizan en el método de Hire para estribos.

Tabla 2.7 Coeficiente de corrección de forma.	
Descripción	Kf
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55
Fuente: Guevara A. (1998). Capítulo Siete "Socavación en puentes". Universidad del Cauca. Colombia.	

$$K_\theta = \left(\frac{\theta}{90} \right)^{0.13} \quad 2.31$$

K_θ = coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo.

θ = Ángulo de inclinación del estribo

$\theta < 90^\circ$ si el estribo está inclinado hacia aguas abajo

$\theta > 90^\circ$ si el estribo está inclinado hacia aguas arriba.

2.5 Estudio Geotécnico

El estudio geotécnico se define como la investigación de las condiciones del suelo a lo largo de los ejes carreteros nuevos o ya existentes, estos se requieren para un diseño adecuado y una posterior construcción de puentes, carreteras y otras estructuras necesarias. Está investigación puede ser preliminar o específica como los estudios geotécnicos realizados en carreteras, puentes estructuras de retención y deslizamientos de talud. Los detalles del estudio pueden depender de los requerimientos del proyecto a realizar excepto para repavimentar y mantenimiento menor [13].

El estudio geotécnico se realiza con la finalidad de conocer las propiedades índice: contenido de agua, granulometría y peso volumétrico y mecánicas: cohesión, ángulo de fricción.

2.6 Estribo

En el diseño de estribos y tomando en cuenta que estos actúan como muros de retención, se toman en cuenta los conceptos de presiones laterales de tierra usados en la geotecnia tradicional. Los muros de retención se dividen en dos categorías: a) convencionales y b) muros de tierra estabilizados mecánicamente. [4].

2.6.1. Muros convencionales

Los muros convencionales se clasifican como:

1. Muros de retención a gravedad
2. Muros de retención de semigravedad
3. Muros en voladizo
4. Muros con contrafuertes

Muros de retención a gravedad son de concreto simple o con mampostería. Y dependen del peso del muro y del tipo de suelo en el que descansa el muro. En algunos casos se agrega una cantidad de acero para los muros de gravedad, lo que ayuda a minimizar el tamaño de las secciones del muro, denominados muros de semigravedad.

Muros de retención en voladizo. Están hechos de concreto reforzado. Este tipo de muro es económico hasta una altura aproximada de (4 y 10 m).

Muros de retención con contrafuertes. Son similares a los muros en voladizo. Tienen losas delgadas de concreto conocidas como contrafuertes que conectan entre sí el muro con la losa de la base. El propósito de los contrafuertes es reducir la fuerza cortante y los momentos flexionantes.

En el diseño de un muro de retención convencional existen dos fases de diseño:

1. Estabilidad: Al conocer la presión lateral de tierra. Revisión de falla por volteo, deslizamiento y capacidad de carga.
2. Resistencia adecuada: Se determina en cada componente de la estructura determinando el acero de cada componente.

2.6.2. Dimensionamiento de muro de retención

En el presente trabajo se utilizó un tipo de muro convencional en voladizo de acuerdo a las solicitaciones del proyecto.

Las dimensiones en muros de retención se deben de tomar en cuenta de acuerdo a recomendaciones mínimas a esto se le llama proporcionamiento o dimensionamiento, con el fin de revisar las secciones por estabilidad. Si las revisiones por estabilidad dan resultados no deseados, las dimensiones de las secciones se cambian y vuelven a

revisarse. A continuación se presenta brevemente el principio de presión lateral de tierras [4].

Presión Activa de Rankine.

Si en un muro tiende a moverse alejándose del suelo una distancia Δx , como se muestra en la figura 2.2. La presión del suelo sobre el muro a cualquier profundidad decrecerá. Para un muro sin fricción, el esfuerzo horizontal, σ_h , a una profundidad z será igual a $k_0 \sigma_v = k_0 \gamma z$ cuando Δx es igual a cero. Si $\Delta x > 0$, σ_h , será menor que $k_0 \sigma_v$. [32].

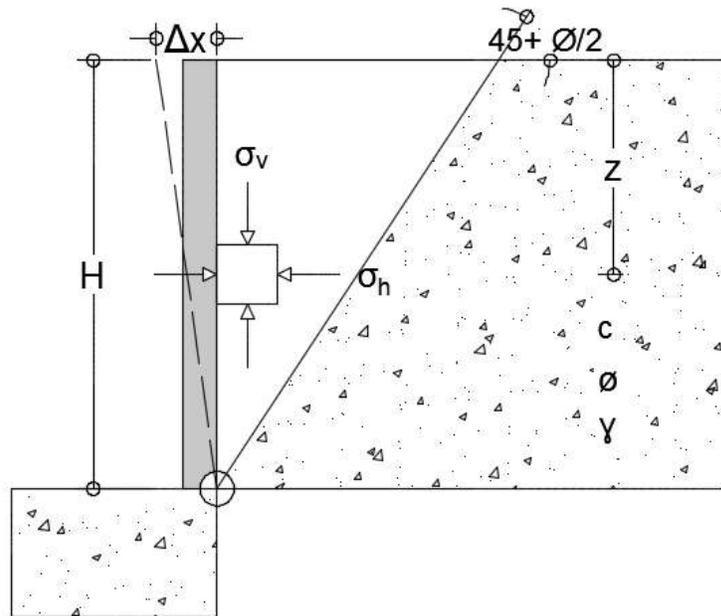


Figura 2.2 Esfuerzos sobre muro

Los círculos de Mohr mostrados en la figura 2.3 son los correspondientes a los desplazamientos del muro de $\Delta x=0$ y $\Delta x > 0$ se muestran por los círculos a y b, respectivamente, Si el desplazamiento del muro continua creciendo, el correspondiente círculo de Mohr tocará la envolvente de falla de Mohr-Coulomb definida por la ecuación 2.32. El círculo marcado con "c" en la figura 2.3 representa la condición de falla en la masa del suelo; el esfuerzo horizontal es igual a σ_a y se denomina presión activa de Rankine.

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad 2.32$$

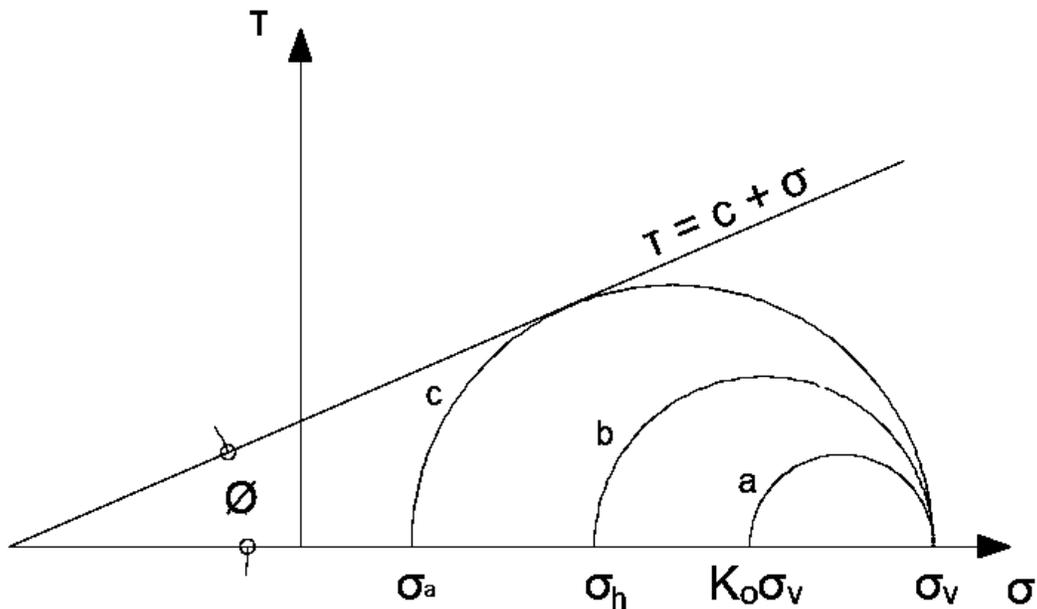


Figura 2.3. Círculos de Mohr

La figura 2.4 muestra los diagramas de presión activa de Rankine

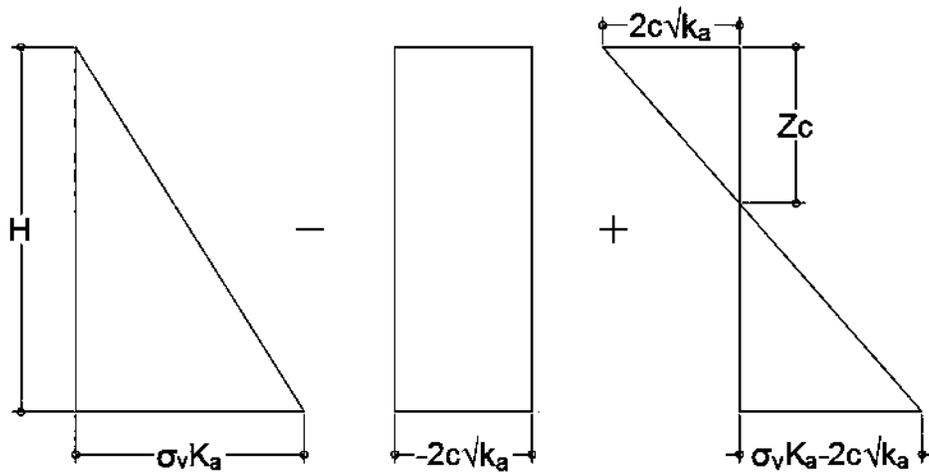


Figura 2.4. Diagrama de presión activa de Rankine.

Presión pasiva de Rankine.

En un muro de retención vertical sin fricción con un relleno horizontal. A la profundidad z , la presión vertical sobre un elemento de suelo es $\sigma_v = \gamma z$ [32] como se muestra en la figura 2.5.

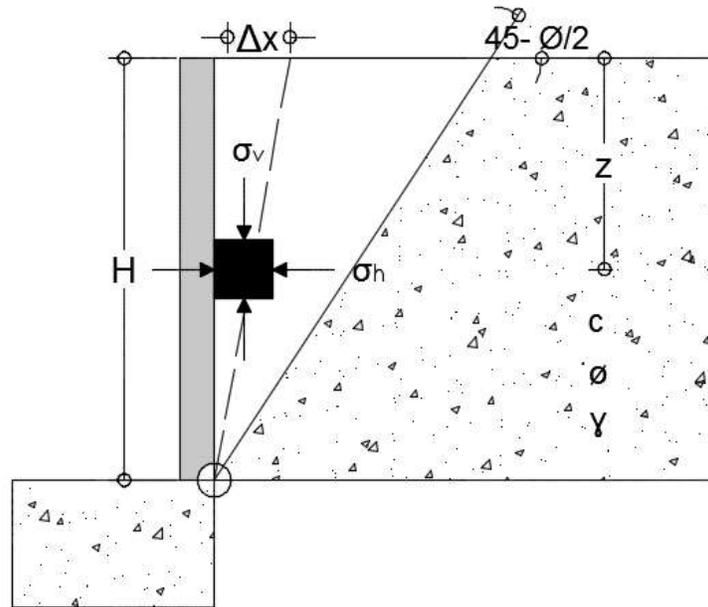


Figura. 2.5 Esfuerzos sobre el suelo

- 1) En un principio, si el muro no cede, el esfuerzo lateral a esa profundidad será $\sigma_h = K_0 \sigma_v$. Este estado se ilustra por el círculo de Mohr "a" en la figura 2.6.
- 2) Si el muro es empujado hacia la masa de suelo una cantidad Δx , el esfuerzo vertical a la profundidad z permanecerá igual, sin embargo el esfuerzo horizontal incrementará. Este estado se representa por el círculo de Mohr b en la figura 2.6.

Si el muro se mueve más hacia adentro (es decir Δx aumenta más aún), el esfuerzo a la profundidad z alcanzará el estado representado por el círculo de Mohr "c". El círculo de Mohr toca la envolvente de falla de Mohr-Coulomb, lo que implica que el suelo detrás del muro fallará siendo empujado hacia arriba. El esfuerzo horizontal, en este punto se llama la presión pasiva de Rankine, o $\sigma_h = \sigma_p$.

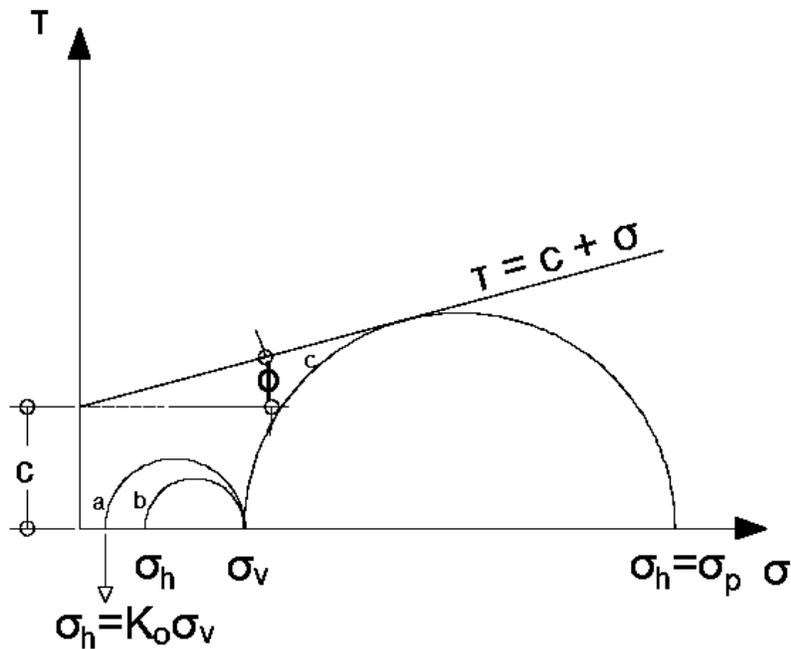


Figura 2.6. Círculo de Mohr en estado pasivo

La fuerza pasiva por unidad de longitud de muro se determina del área del diagrama de presión figura 2.7 que da como resultado la ecuación (2.33):

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2cH \sqrt{K_p} \quad 2.33$$

Donde:

P_p = Presión Pasiva de Rankine (kN/m).

γ = Peso específico del suelo en frente del talón y bajo la losa de base (kN/m³).

K_p = Coeficiente de presión pasiva de Rankine = $\tan^2 \left(45 + \frac{\phi_2}{2} \right)$.

H = Profundidad de acción del suelo (m).

c_2 = Cohesión (kN/m²).

ϕ_2 = Ángulo de fricción del suelo, respectivamente.

La figura 2.7 muestra el diagrama de presión pasiva de Rankine

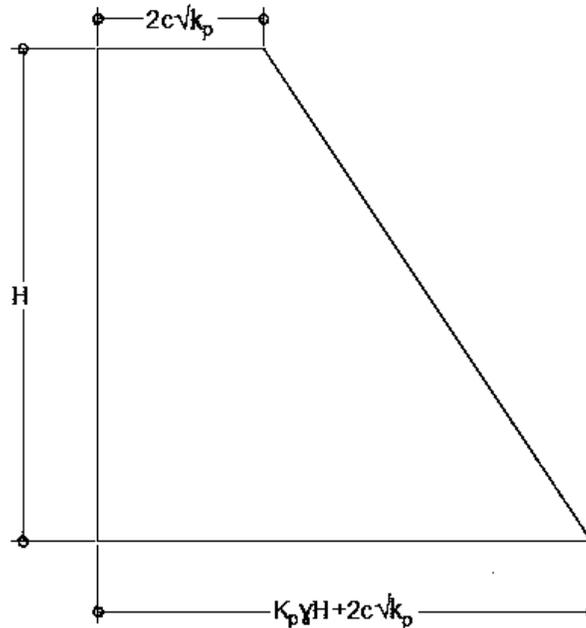


Figura 2.7. Diagrama de distribución pasiva de Rankine

a) Teorías de presión lateral de tierra al diseño.

En un muro en voladizo el uso de la teoría de la presión de Rankine para revisiones de estabilidad, implica dibujar una línea vertical AB al terminar el talón de la base. Se supone que la condición activa de Rankine existe a lo largo del plano vertical AB. Las ecuaciones de la presión activa de tierra de Rankine se utilizan para el cálculo de la presión lateral sobre la cara AB. En el análisis de estabilidad del muro, deben tomarse en consideración la fuerza P_a (Rankine), el peso W_s , del suelo arriba del talón y el peso, W_c , del concreto. La hipótesis para el desarrollo de la presión activa de Rankine a lo largo de AB es correcta si la zona de cortante limitada por AC no es obstruida por el cuerpo del muro [4]. El ángulo, η , que la línea AC forma con la vertical es:

$$\eta = 45 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi}{2} - \text{sen}^{-1} \left(\frac{\text{sen} \alpha}{\text{sen} \phi} \right) \quad 2.34$$

Donde:

η = Ángulo que la línea AC forma con la vertical.

α = Ángulo del relleno del muro con respecto a la horizontal.

ϕ = Ángulo de fricción interna.

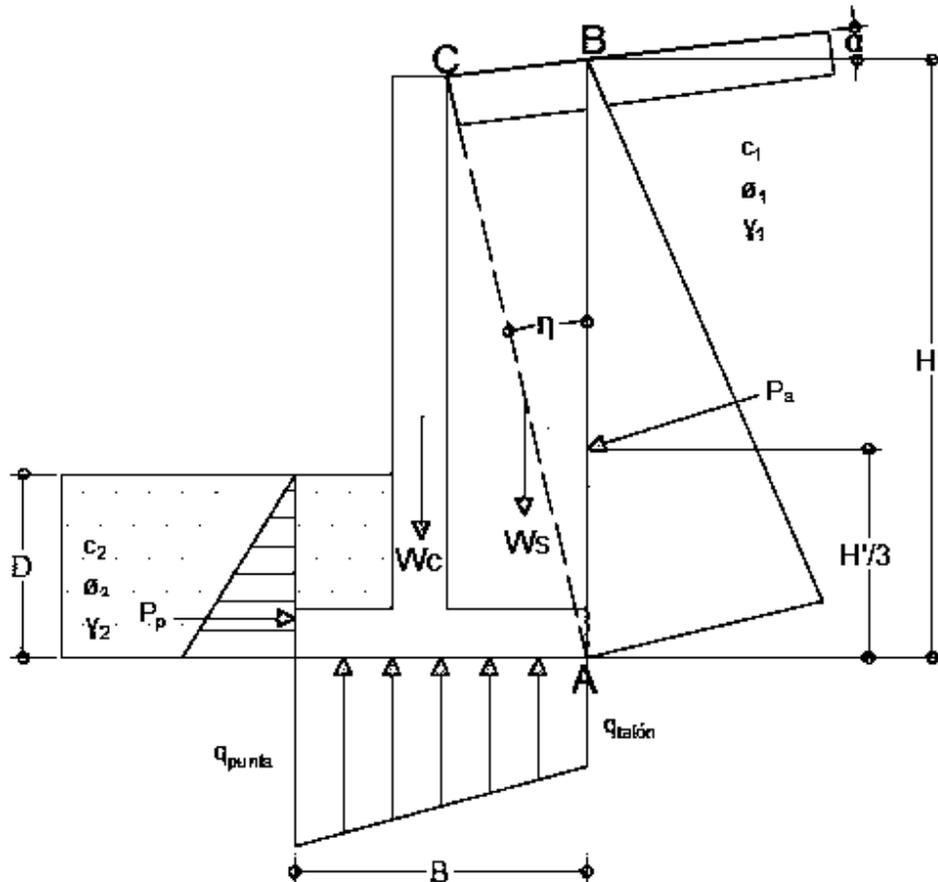


Figura 2.8 Hipótesis en la determinación de la presión lateral de tierra: muro en voladizo y cargas típicas en el estribo

Siendo P_a la presión activa por unidad de longitud de muro como se muestra en la ecuación 2.35

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H'^2 K_a \quad 2.35$$

b) Revisión de estabilidad

En la revisión de la estabilidad de un muro de retención, los factores mínimos a determinar necesarios son (ver Figura 2.8):

1. Revisión por volteo respecto a la punta del muro
2. Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base
3. Revisión por falla de capacidad de carga de la base
4. Revisión por asentamiento
5. Revisión por estabilidad de conjunto

c) Revisión por volteo

La presión pasiva de Rankine para un muro en voladizo se presenta en la ecuación 2.36:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2 \sqrt{K_p} D$$

Donde:

P_p = Presión Pasiva de Rankine (kN/m).

γ_2 = Peso específico del suelo en frente del talón y bajo la losa de base (kN/m³).

K_p = Coeficiente de presión pasiva de Rankine = $\tan^2 \left(45 + \frac{\phi_2}{2} \right)$.

D = Profundidad de desplante (m).

C_2 , = Cohesión (kN/m²).

ϕ_2 = Ángulo de fricción del suelo, respectivamente.

El factor de seguridad contra el volteo respecto a la punta, respecto al punto C se expresa como:

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_0} \quad 2.37$$

Donde:

$FS_{(volteo)}$ = Factor de seguridad con respecto a la punta.

$\sum M_0$ = suma de los momento de las fuerzas que tienden a voltear el muro respecto al punto C.

$\sum M_R$ = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto del punto C.

El momento de volteo es:

$$\sum M_0 = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) \quad 2.38$$

Donde:

$\sum M_0$ = Momento de volteo.

$P_h = P_a \cos \alpha$: Componente horizontal de la fuerza activa de Rankine (kN/m).

H' = Altura del relleno del muro desde la base del mismo (m)

En el cálculo del momento resistente, EM_R (Despreciando P_p), se prepara la tabla 2.7. Siendo el peso del suelo arriba del talón y el peso del concreto fuerzas que contribuyen al momento resistente. La fuerza P_v también contribuye aquí.

$$P_v = P_a \operatorname{sen} \alpha \quad 2.39$$

Donde:

P_v = Componente vertical de la fuerza activa P_a (kN/m).

P_a = Presión activa de Rankine (kN/m).

α = Ángulo del relleno del muro con respecto a la horizontal.

Un aspecto importante de la revisión por volteo es la división de la estructura y su relleno en figuras geométricas simplificadas figura. (2.9), para poder obtener el momento de cada parte que conforma el estribo respecto al punto a analizar.

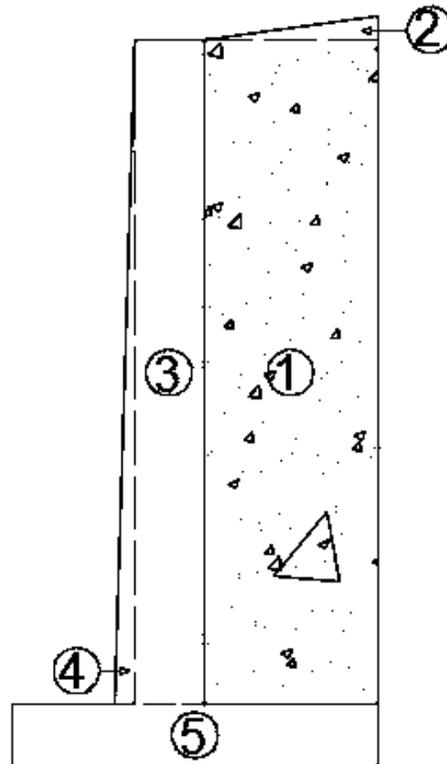


Figura 2.9 División geométrica de las áreas del estribo y relleno

La Tabla 2.8 muestra el procedimiento a seguir para el cálculo de la revisión por volteo.

Tabla 2.8 Procedimiento de cálculo de ΣMR				
Sección	Área	Peso/unidad de longitud de muro	Brazo de momento medido desde C	Momento respecto de C
1	A1	$W1= \gamma_1 \cdot A1$	X1	M1
2	A2	$W2= \gamma_2 \cdot A2$	X2	M2
3	A3	$W3= \gamma_c \cdot A3$	X3	M3
4	A4	$W4= \gamma_c \cdot A4$	X4	M4
5	A5	$W5= \gamma_c \cdot A5$	X5	M5
6	A6	$W6= \gamma_c \cdot A6$	X6	M6
		Pa	B	Mp
		EV		ΣMR
Nota:	γ_1 = peso específico del relleno			
	γ_c = peso específico del concreto			
Fuente: Braja M. (1999) Principios de Ingeniería de Cimentaciones				

En la figura 2.8 se muestran las fuerzas que actúan sobre un muro en voladizo, entre ellas la presión activa de Rankine a lo largo del plano AB.

El factor de seguridad se calcula como:

$$FS_{(volteo)} = \frac{M1 + M2 + M3 + M4 + M5 + M6}{P_a \cos \alpha \left(\frac{H'}{3} \right) - M_v} \quad 2.40$$

d) Revisión por deslizamiento a lo largo de la base.

El factor de seguridad contra el deslizamiento se expresa como:

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d} \quad 2.41$$

Donde:

$FS_{(deslizamiento)}$ = Factor de seguridad contra el deslizamiento.

$\sum F_{R'}$ = suma de las fuerzas horizontales resistentes.

$\sum F_d$ = suma de las fuerzas horizontales de empuje.

La resistencia cortante del suelo inmediatamente debajo de la losa de base se representa como:

$$s = \sigma \tan \delta + c_a \quad 2.42$$

s = Resistencia al cortante bajo la losa de la base del estribo.

δ = Ángulo de fricción entre el suelo y la losa de base

c_a = Adhesión entre el suelo y la losa de base.

La fuerza resistente máxima del suelo por unidad de longitud del muro a lo largo del fondo de la losa de base es entonces.

$R' = s(\text{área de la sección transversal}) = s(B \times 1) = B \sigma \tan \delta + B c_a$

$B \sigma$ = suma de las fuerzas verticales = $\sum V$

$$R' = (\sum V) \tan \delta + B c_a + P_p \quad 2.43$$

La fuerza pasiva P_p es también una fuerza resistente horizontal.

$$\sum F_{R'} = (\sum V) \tan \delta + B c_a \quad 2.44$$

La única fuerza horizontal que tenderá a generar un deslizamiento (fuerza de empuje) es la componente horizontal de la fuerza activa P_a , por lo que

$$\sum F_d = P_a \cos \alpha \quad 2.45$$

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(\Sigma V)\tan\delta + BC_a + Pp}{P_a\cos\alpha} \quad 2.46$$

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(\Sigma V)\tan(\kappa_1\phi_2) + B\kappa_2c_2 + Pp}{P_a\cos\alpha} \quad 2.47$$

Para incrementar su resistencia, se usa un dentellón en la base, como el que se ilustra por líneas punteadas. Éstas indican que la fuerza pasiva en la punta sin dentellón es

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma_2 D^2 K_p + 2c_2 D \sqrt{K_p} \quad 2.48$$

Al incluir el dentellón, la fuerza pasiva por unidad de longitud de muro es

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma_2 D_1^2 K_p + 2c_2 D_1 \sqrt{K_p} \quad 2.49$$

Donde:

γ_2 = Peso específico del suelo en frente del talón y bajo la losa de base (kN/m^3).

D = Profundidad de desplante (m)

C_2 = Cohesión (kN/m^2).

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi_2}{2}\right) \quad 2.50$$

e) Revisión de falla por capacidad portante

La presión vertical, es transmitida al suelo por la losa de la base del muro de retención, debe revisarse contra la capacidad de carga última del suelo. q_{punta} y $q_{talón}$ son las presiones máxima y mínima que ocurren en los extremos de las secciones de la punta y el talón, respectivamente. Las magnitudes de q_{punta} y $q_{talón}$ se determina de la siguiente manera.

La suma de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa de la base es E_V y la fuerza horizontal es $P_a\cos\alpha$, sea R la fuerza resultante, o

$$\bar{R} = \overline{\Sigma V} + \overline{(P_a\cos\alpha)} \quad 2.51$$

El momento neto de estas fuerzas respecto al punto C es

$$M_{neto} = \Sigma M_R - \Sigma M_0 \quad 2.52$$

Considerando que la línea de acción de la resultante, r , cruza la losa de base en E ,. La distancia CE es entonces:

$$\overline{CE} = \bar{X} = \frac{M_{neto}}{\Sigma V} \quad 2.53$$

La excentricidad de la resultante, R, se expresa como

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE} \quad 2.54$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_0}{\Sigma V} \quad 2.55$$

La distribución de presiones bajo la losa de base se determina usando los principios de la mecánica de materiales:

$$q = \frac{\Sigma V}{2} \pm \frac{M_{neto} y}{I} \quad 2.56$$

Donde:

M_{neto} = Momento = $(EV)e$

I = momento de inercia por unidad de longitud de la sección base = $(1/12) * (1) * (B^2)$.

Las presiones máxima y mínima, el valor de y en la ecuación es igual a $B/2$. Sustituyendo se tiene:

$$q_{m\acute{a}x} = q_{punta} = \frac{\Sigma V}{B * 1} + \frac{e \left((\Sigma V) \frac{B}{2} \right)}{\frac{1}{12} B^3} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad 2.57$$

$$q_{m\acute{i}n} = q_{tal\acute{o}n} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad 2.58$$

EV incluye el peso del suelo y el valor de excentricidad, e , es mayor que $B/6$, $q_{m\acute{i}n}$ resulta negativa. Entonces se tendra algún esfuerzo de tensión en el extremo de la sección del talón; el esfuerzo no es deseable por que la resistencia a tensión del suelo es muy pequeña. Si el análisis de un diseño muestra que $e > B/6$, el diseño debe rehacerse y determinar nuevas dimensiones.

Las relaciones para la capacidad de carga última de una cimentación superficial fueron analizadas con la ecuación 2.59 [4].

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad 2.59$$

La tabla 2.9 muestra los factores de forma que se utilizan cuando las dimensiones de la base no son simétricas con respecto al muro.

Tabla 2.9 Factores de forma, profundidad e inclinación.
$q = \gamma_2 D$
$B' = B - 2e$
$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D}{B'} \right)$
$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \text{sen} \phi)^2 \left(\frac{D}{B'} \right)$
$F_{\gamma d} = 1$
$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V} \right)$
$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi}{90} \right)^2$
$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi} \right)^2$
Fuente: Braja M. (1999). Principios de ingeniería de cimentaciones.

2.7 Cargas y acciones

Las cargas y acciones sobre estructuras viales se definen y clasifican de acuerdo a la norma N-PRY-CAR-6-01-003/01 como:

Cargas permanentes. Son las que tienen una variación despreciable durante la vida de la estructura, y son:

- Cargas muertas
- Empujes de tierras empujes hidrostáticos

Cargas variables. Son las que tienen una variación importante durante la vida de la estructura, con una mayor frecuencia de ocurrir.

- Carga viva
- Impacto
- Fuerza centrífuga

Cargas eventuales. Son las producidas por acciones que ocurren ocasionalmente durante la vida de la estructura:

- Viento
- Sismo
- Frenaje
- Fricción
- Variación de temperatura
- Empuje dinámico del agua
- Subpresión

- Contracción por fraguado
- Acotamiento de arcos
- Flujo plástico
- Asentamientos diferenciales
- Oleaje

2.7.1 Carga vertical

Las cargas verticales son producidas, por cargas gravitacionales transmitidas al muro a través de sistema de piso o techo, además de las del peso propio.

La transmisión excéntrica de las cargas verticales puede producir flexión y cortante en el plano del estribo o en un plano diferente. La aplicación de las cargas laterales por empuje de tierras, empuje de fluidos o por efectos sísmicos es la principal causa de flexiones y cortantes.

En especial la carga vertical se obtiene debido a la suma de la carga muerta y de la carga viva de la infraestructura analizada [3].

2.7.2 Cargas permanentes

Las cargas permanentes que se presentan en la subestructura se dividen en:

a) Carga Muerta: Está constituida por el peso de la superestructura ya terminada.

En donde se tiene en las siguientes fórmulas la forma de obtener el peso de cada uno de los elementos que conforman la superestructura.

Banqueta	$w(t) = \text{área}_{\text{banqueta}}(m^2) * \text{claro}(m) * P.V_{\text{concreto}}(t/m^3)$
Parapeto	$w(t) = \text{Área}_{\text{parapeto}}(m^2) * \text{claro}(m) * P.V_{\text{concreto}}\left(\frac{t}{m^3}\right)$
Guarnición	$w(t) = \text{área}_{\text{guarnición}}(m^2) * \text{claro}(m) * P.V_{\text{guarnición}}\left(\frac{t}{m^3}\right)$
Losa	$w(t) = \text{espesor}_{\text{losa}}(m) * \text{claro}(m) * \text{ancho}_{\text{calzada}}(m) * P.V_{\text{concreto}}\left(\frac{t}{m^3}\right)$
Trabes	$w(t) = \text{No. de trabes} * \text{claro}(m) * \text{área}_{\text{trabe}}(m^2) * P.V_{\text{concreto}}\left(\frac{t}{m^3}\right)$

La suma del peso de estos 5 elementos es el total de la carga muerta. Como el peso total de la carga muerta esta por lo menos apoyado en dos elementos de subestructura la carga muerta total se divide entre dos.

b) Empuje hidrostático

En la parte lateral del estribo a medida que incrementa el tirante, el agua ejerce un empuje hidrostático sobre el mismo, por lo que es preciso calcular el empuje hidrostático para conocer la influencia que tiene la misma sobre el estribo. En relación con la norma de la SCT N-PRY-CAR-6-01-003-01, debe considerarse la acción del empuje hidrostático en el diseño de los elementos estructurales que tienen rellenos y estos se encuentren saturados.

Empuje hidrostático; El empuje hidrostático es la fuerza resultante debido a la presión hidrostática que actúa de manera perpendicular sobre un área determinada; el área puede ser plana o curva, [16].

Empuje hidrostático sobre superficies planas

En la figura 2.10 a) puede observarse la distribución de presiones sobre una pared plana vertical la cual se obtiene al multiplicar el peso específico del agua por el tirante del flujo que actúa sobre el muro. El empuje hidrostático es igual al volumen de la cuña de distribución de presiones figura 2.10 b) en donde ya actúa el ancho de la estructura y para superficies planas está dado por la ecuación (2.60).

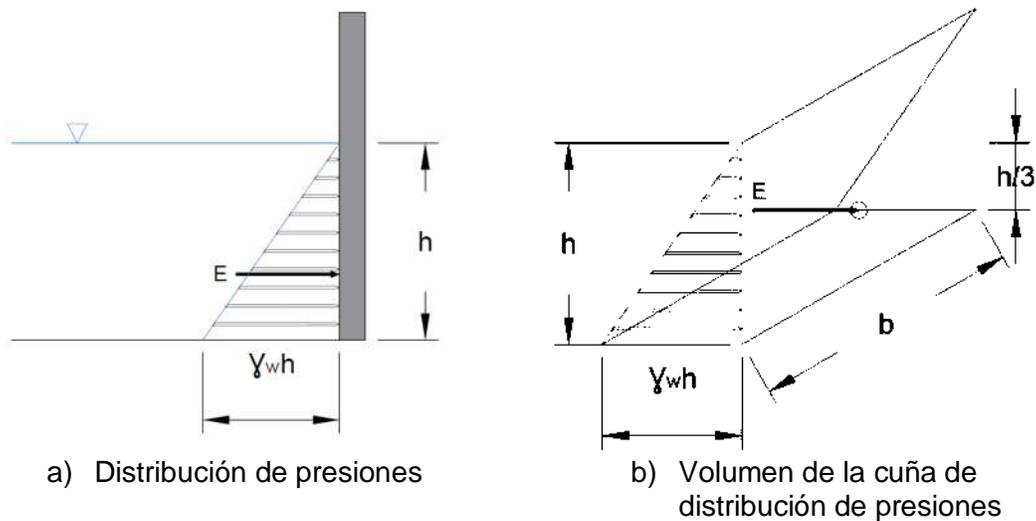


Figura 2.10. Empuje Hidrostático

$$E = \gamma_w h \frac{h}{2} b \quad 2.60$$

Donde:

E = Empuje hidrostático (kN).

γ_w = Peso específico del agua (kN/m³).

$h = y$ = Tirante de agua (m).

b = ancho de la pared del estribo (m).

Empuje hidrostático sobre superficies planas inclinadas.

La cuña de distribución de presiones sobre superficie inclinadas se representa por la figura 2.11 y la ecuación (2.61) se utiliza en la obtención del empuje hidrostático en superficies inclinadas:

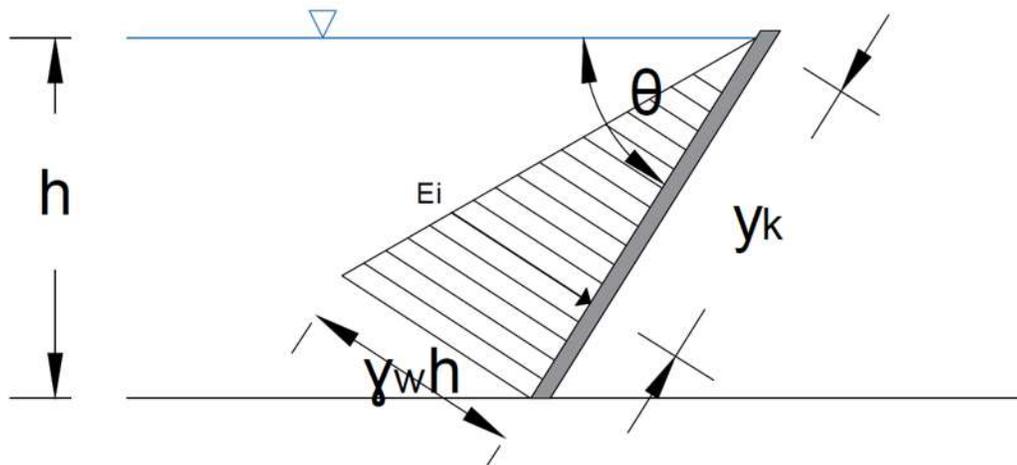


Figura 2.11 Empuje Hidrostático en pared inclinada

$$E_i = \gamma_w b \frac{h^2}{2 \operatorname{sen} \theta} \quad 2.61$$

$$y_k = \frac{2}{3} \frac{h}{\operatorname{sen} \theta} \quad 2.62$$

Donde:

E_i = Empuje hidrostático sobre superficies inclinadas (kN).

γ_w = Peso específico del agua (kN/m³).

y_k = es la distancia de aplicación del empuje hidrostático, medida desde la superficie de agua (m).

b = ancho de la pared del estribo (m).

θ = Ángulo de inclinación de la pared donde actúa la distribución de presiones.

2.7.3 Cargas variables

Carga viva: Consiste en el peso de la carga móvil en el puente correspondiente a los camiones coches y peatones.

$$w(t) = \text{esfuerzo}_{\text{cortante}}(t) * \text{No. Carriles} * \text{Probabilidad de coincidencia.} \quad 2.63$$

Los modelos de cargas vehiculares establecidos en el reglamento para diseño estructural de puentes carreteros de la AASHTO en Estados Unidos de Norteamérica; producen momentos flexionantes y fuerzas cortantes (elementos mecánicos) para diseño inferiores a los ocasionados por los grandes vehículos de carga (T3-S3 Y T3-S2-R4), que transitan por las principales carreteras en México. Los elementos mecánicos más grandes se deben a los vehículos T3-S3, son parecidos a los que ocasionan los T3-S2-R4, [3].

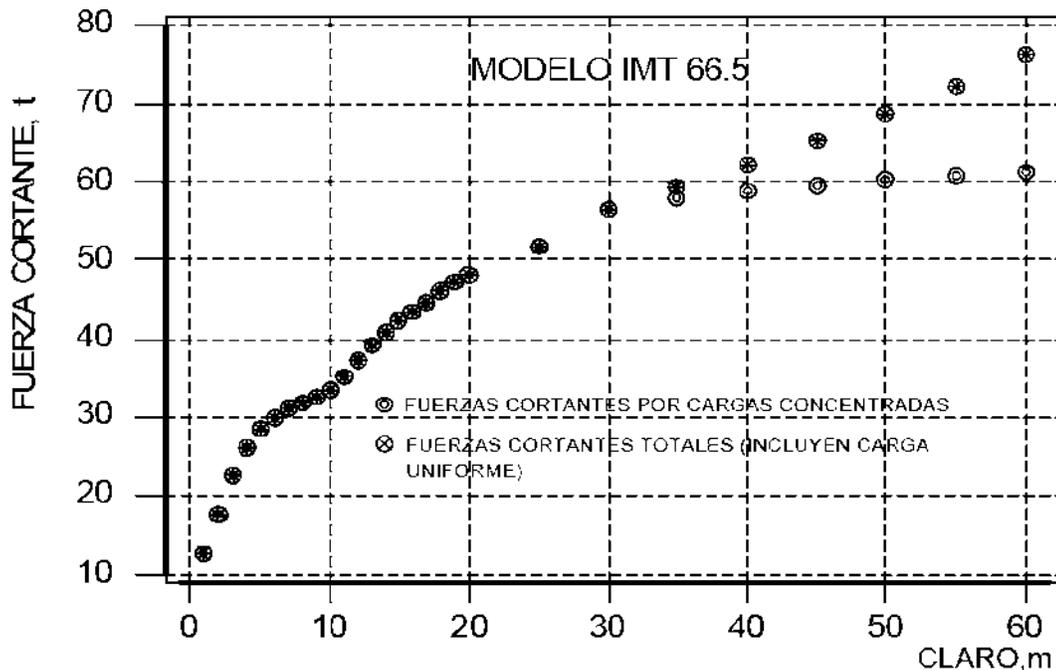
Es por eso que la SCT formulo modelos de cargas vivas que arrojan elementos mecánicos superiores a los que ocasionan los vehículos reales más pesados, para lograr un nivel de seguridad adecuado en el diseño de puentes en México.

Los modelos se desarrollaron para puentes en carreteras principales, tipos ET, A, B, Y C y en carreteras alimentadoras tipo D.

Se consideraron dos sistemas de cargas: uno de cargas concentradas y otro uniformemente repartida.

- Sistema de cargas concentradas. Los efectos que produce el sistema equivalen a los que ocasiona un vehículo muy pesado.
- Sistema de cargas uniforme. Los efectos que produce este sistema equivalen a un convoy de vehículos pesados, que al circular en un carril uno tras otro, producen elementos mecánicos iguales o mayores, dependiendo del claro del puente, que los que origina cualesquiera de ellos individualmente.

El modelo para carreteras principales se denomina IMT 66.5, partió de la hipótesis de que el momento flexionante y la fuerza cortante máximos que cada vehículo ocasiona a un puente, dependen de las cargas totales de cada grupo de ejes y de la ubicación de sus líneas de acción se comprobó estadísticamente que la hipótesis es correcta utilizando puentes simplemente apoyados con claros de 15 a 60 m.



Gráfica 2.1. Fuerzas cortante máximas, modelo IMT 66.5

Fuente: Rascón A. (2004). Formulación de la norma SCT de cargas vehiculares para diseño estructural de puentes carreteros Publicación Técnica No. 243

Impacto o efecto dinámico de la carga viva

Es el incremento en porcentaje que se le aplica a las cargas vivas vehiculares sobre la calzada, para tomar en cuenta los efectos de la vibración de la estructura, causada por su respuesta dinámica como un conjunto, a la excitación producida por las ruedas, la suspensión de los vehículos y el golpeteo de las primeras al pasar sobre las irregularidades

en la superficie de rodamiento (juntas de dilatación grietas, baches o despostillamientos), [8]. El impacto puede obtenerse a partir de la expresión 2.64.

$$Impacto = \frac{15.24}{claro + 38.1} \quad 2.64$$

2.8 Modelación en RS3®

RS3® es un programa para el análisis geotécnico en estructuras y en minas. Es aplicable para rocas y suelos (RS3®= Programa de análisis tridimensional de rocas y suelos). Es un programa de análisis de elementos finitos que se utiliza en: excavaciones subterráneas, diseño de cimentaciones, terraplenes, consolidación, filtración de aguas subterráneas etc, [15].

RS3® utiliza los modelos de materiales en suelos y rocas entre los cuales podemos nombrar los modelos de resistencia Mohr- Coulomb, Hoek-Brown generalizado, Cam-Clay y Drucker-Prager.

2.8.1 Elementos Finitos

El método de elementos finitos (FEM) introduce una técnica numérica muy general para la resolución de problemas geotécnicos y fenómenos físicos de la ingeniería, se ha convertido en una herramienta para resolver problemas esfuerzo-deformación, interacción suelo-estructura y situaciones en las que el nivel de complejidad es tal que su solución analítica es difícil de obtener [35].

FEM establece la división de un cuerpo, estructura o dominio (medio continuo) en varios elementos que comparten características particulares, y sobre los que se definen ecuaciones que describen su comportamiento físico (modelos constitutivos). La división de los elementos es denominada discretización, y cada uno de estos subdominios, elemento finito.

RS3® utiliza diversos modelos constitutivos de materiales entre los cuales se tienen: Mohr-Coulomb, Cam-Clay. Para entender más lo que es una envolvente de falla, nos basaremos en el criterio de falla de Mohr-Coulomb este a su vez es parte del modelo constitutivo de Mohr-Coulomb el cual se utilizara en la modelación de la interacción suelo estructura para la obtención de las envolventes de ruptura.

2.8.2 Criterio de falla Mohr-Coulomb

La teoría de Mohr-Coulomb afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante. No existe una definición general del concepto de falla; puede significar el principio del comportamiento inelástico del material o el momento de ruptura del mismo, [32].

La envolvente de falla es una línea curva, más sin embargo como en los problemas de mecánica de suelos, se aproxima el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal la cual se define por la ecuación 2.65 y a la cual se le llama criterio de falla de Mohr-Coulomb.

$$\tau_f = c + \sigma \tan\phi \quad 2.65$$

Donde:

τ_f = Esfuerzo cortante sobre el plano de falla de Mohr.

σ = Esfuerzo normal sobre el plano de falla.

c = Cohesión.

ϕ = Ángulo de fricción interna.

Explicación de envolvente de falla: en la figura 2.12 si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante en un suelo son tales que son representados por el punto A, no ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano se representan por el punto B (encontrándose este en la envolvente de falla), entonces ocurrirá una falla por cortante a lo largo de ese plano. Un estado de esfuerzo representado por el punto C no existe porque este queda por arriba de la envolvente de falla y la falla cortante de suelo ya habría ocurrido en el suelo.

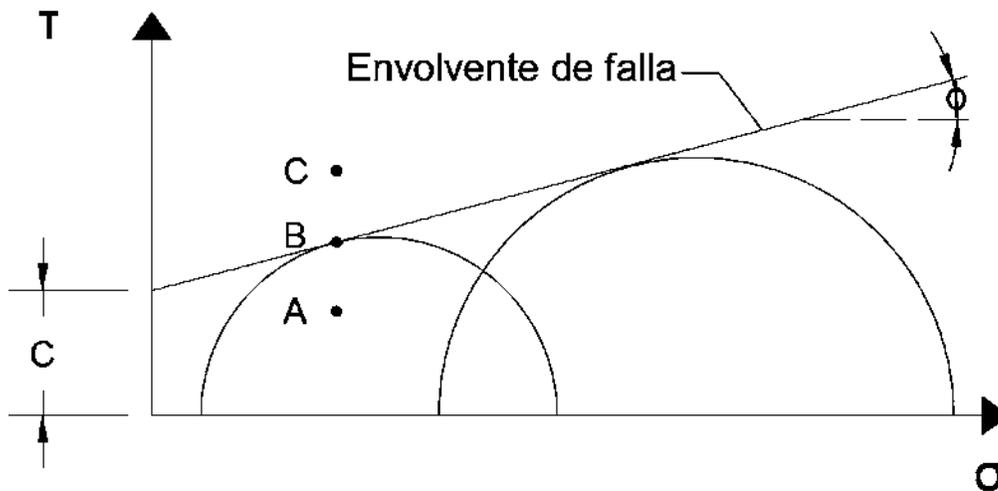


Figura 2.12 Envolvente de falla de Mohr

2.8.3 Ley de falla por cortante en suelo saturado

En determinado punto de un suelo saturado el esfuerzo normal total es la suma del esfuerzo efectivo y la presión de poro, [32].

$$\sigma = \sigma' + u \quad 2.66$$

Donde:

σ = Esfuerzo normal

σ' = Esfuerzo efectivo

u = Presión de poro

Como el esfuerzo efectivo es tomado por los sólidos del suelo, entonces la ecuación (2.67) se escribe como:

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi \quad 2.67$$

Donde:

τ_f = Esfuerzo cortante sobre el plano de falla de Mohr.
 c = Cohesión.
 σ' = Esfuerzo efectivo sobre el plano de falla.
 ϕ = Ángulo de fricción interna.

2.8.4 Modelo elastoplástico Mohr Coulomb

Es un modelo elastoplástico perfecto (isotrópico) que se utiliza para modelar el comportamiento no lineal del suelo, desarrollado a partir de la composición de la Ley de Hooke y la forma generalizada del criterio de falla Mohr-Coulomb. Simula el comportamiento de suelos granulares sueltos o finos normalmente consolidados y se debe tener en cuenta que no representa el comportamiento elastoplástico progresivo (fig. 2.13 a) si no que es un modelo elástico y luego plástico perfecto (fig 2.13 b). En la formulación de este comportamiento se involucra la elasticidad perfecta y la plasticidad asociada al desarrollo de deformaciones plásticas o irreversibles, [10].

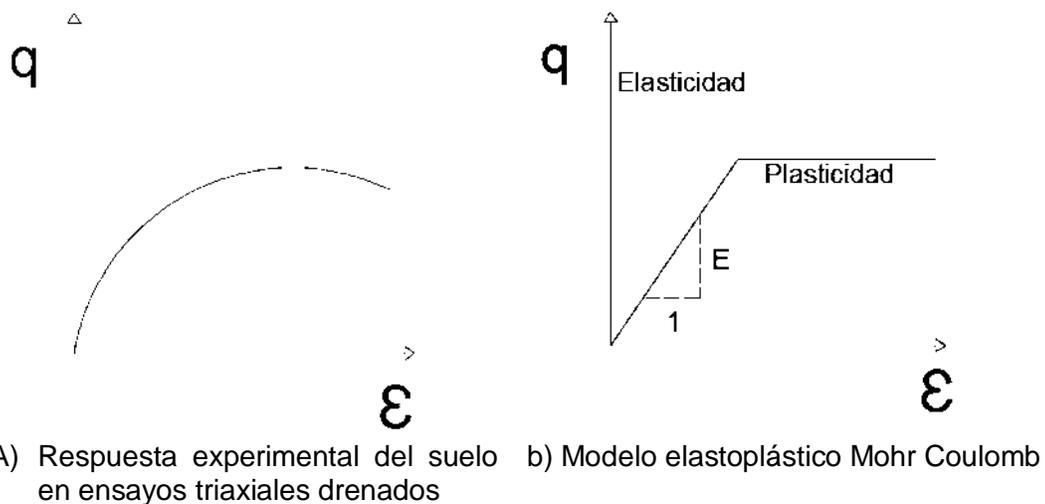


Figura 2.13 Comportamientos elastoplásticos

Las funciones de fluencia definen el límite entre el comportamiento elástico y plástico del material. Las funciones se representan como un cono hexagonal en los espacios de los esfuerzos principales constituyendo un contorno o superficie de fluencia fija, Figura 2.14. Los estados que se representan dentro de la superficie representan un comportamiento elástico con deformaciones reversibles. Mientras que si los esfuerzos igualan o superan la frontera definida por esta superficie, se presentan deformaciones tanto elásticas como plásticas.

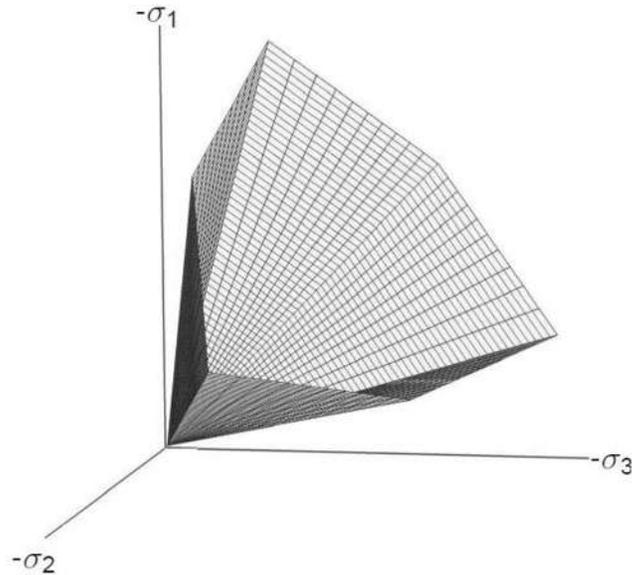


Figura 2.14 Superficie de fluencia en los planos de esfuerzos normales

El criterio de fluencia es una extensión de la ley de fricción de Coulomb para un estado general de esfuerzos y se define a partir de seis funciones formuladas en términos de esfuerzos principales, las cuales son:

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\text{sen}\phi - c\text{cos}\phi \leq 0 \quad 2.68$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\text{sen}\phi - c\text{cos}\phi \leq 0 \quad 2.69$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\text{sen}\phi - c\text{cos}\phi \leq 0 \quad 2.70$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\text{sen}\phi - c\text{cos}\phi \leq 0 \quad 2.71$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\text{sen}\phi - c\text{cos}\phi \leq 0 \quad 2.72$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\text{sen}\phi - c\text{cos}\phi \leq 0 \quad 2.73$$

Comportamiento elastoplástico perfecto

El principio básico de la elastoplasticidad es que las deformaciones y los incrementos de deformación se descomponen en una parte elástica y en una parte plástica.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$$

$$\varepsilon' = \varepsilon'^e + \varepsilon'^p$$

2.74

Deformaciones elásticas

Los modelos de material para suelo y roca son expresados generalmente como una relación entre incrementos infinitesimales de esfuerzo efectivo (incrementos de esfuerzo efectivo) e incrementos infinitesimales de deformación (incrementos de deformación esto se expresa como:

$$\underline{\dot{\sigma}}' = \underline{D^e} \underline{\dot{\varepsilon}} \quad 2.75$$

En donde D^e es la matriz de rigidez elástica del material. Está matriz utiliza dos parámetros, el modulo efectivo de Young E' y la relación de Poisson efectiva ν' . La ley de Hooke puede darse por la ecuación 2.76 :

$$\begin{bmatrix} \dot{\sigma}'_{xx} \\ \dot{\sigma}'_{yy} \\ \dot{\sigma}'_{zz} \\ \dot{\sigma}'_{xy} \\ \dot{\sigma}'_{yz} \\ \dot{\sigma}'_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{xx} \\ \dot{\varepsilon}_{yy} \\ \dot{\varepsilon}_{zz} \\ \dot{\gamma}_{xy} \\ \dot{\gamma}_{yz} \\ \dot{\gamma}_{zx} \end{bmatrix} \quad 2.76$$

La ley de Hooke se utiliza para relacionar los incrementos de esfuerzos con los incrementos de deformación. Por lo que se sustituye la ecuación 2.75 en la ley de Hooke teniendo:

$$\dot{\sigma}' = \underline{D^e} \underline{\dot{\varepsilon}}^e = \underline{D^e} (\underline{\dot{\varepsilon}} - \underline{\dot{\varepsilon}}^p) \quad 2.77$$

Acorde a la teoría clásica de plasticidad (Hill, 1950) los incrementos de deformación plástica son proporcionales a la derivada de la función de fluencia con respecto a los esfuerzos. Esto significa que el incremento de deformación puede ser representado como vectores perpendiculares a la superficie de fluencia. Esta forma clásica de la teoría se denomina plasticidad asociada. Sin embargo, para los tipos de funciones de fluencia de Mohr-Coulomb la teoría de plasticidad asociada sobre estima la dilatancia. Por lo que además de la función de fluencia, se introduce una función de potencial plástico g . Para $g \neq f$ se denomina plasticidad no asociada. En general los incrementos de deformación plástica se definen como:

$$\underline{\dot{\varepsilon}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad 2.78$$

Coulomb es el modelo básico más utilizado en la práctica geotécnica, a pesar de no reproducir adecuadamente los cambios de rigidez del suelo y modelar situaciones donde diferentes trayectorias de esfuerzos son experimentales.

2.8.5 Envolvente de ruptura

No existe una definición como tal de la envolvente de ruptura. Tomando en cuenta el criterio de falla de Mohr Coulomb, la envolvente de ruptura está definida por una combinación crítica de dos esfuerzos que actúan sobre la estructura en interacción con el suelo, la cual define el comportamiento elástico y plástico del suelo ante las diferentes combinaciones de esfuerzos.

2.9 Medidas de protección para disminuir la socavación en estribos de puentes.

Las medidas de protección para disminuir la socavación local son elementos constructivos que proporcionan seguridad a la subestructura. La elección de estos elementos dependerá de la disponibilidad del material para ser empleados. De acuerdo con el manual de diseño de contramedidas de socavación emitido por la FHWA-NJ-2005-027 [21] para estribos se recomiendan las siguientes medidas:

1. Enrocado
2. Gaviones
3. Bolsas de cemento
4. Bloques atados con bloques
5. Diques de encauzamiento

2.9.1 Enrocado

El enrocado se define como una capa de roca natural. Debido a su peso, el enrocado actúa como un escudo y protege el suelo que se encuentra bajo la capa de roca. Esto previene el contacto directo del suelo con las fuerzas erosivas que generan las altas velocidades del flujo. El desempeño del enrocado ha sido verificado por un largo periodo de tiempo, [21].

Limitaciones del uso del enrocado.

1. Monitoreo. El enrocado se puede utilizar como una contramedida únicamente si está acompañado por una inspección de campo que ocurre inmediatamente después de inundaciones y por el uso de equipo de monitoreo durante las inundaciones.
2. Velocidades críticas: Si una avenida con periodo de retorno de 100 años excede la velocidad de 3.05 m/s, el enrocado no podrá ser utilizado.
3. Profundidad de socavación:
4. Consideraciones económicas: Si el enrocado no está disponible localmente o a una distancia razonable, éste no puede ser económicamente factible. Por lo que se consideraran otras alternativas.

Procedimientos generales de diseño para el enrocado

El reporte 586 de la NCHRP titulado “ Criterio de diseño de enrocado, recomendaciones y calidad de control” presentan detalles en el diseño de construcción y diseño de enrocado. Los siguientes pasos son aplicables tanto a pilas como estribos para el diseño del enrocado.

Calidad de las rocas: únicamente se utilizarán las rocas naturales o roca de cantera para la instalación de enrocados. Las rocas serán duras, angulares o aproximadamente de forma rectangular. La calidad podrá ser tal que no se desintegre o desgaste en la exposición al agua.

Excavaciones: El nivel más alto del enrocado podrá ser al menos 0.15m bajo el lecho del río.

Parámetros de diseño: Los procedimientos específicos para pilas y estribos están basados en el tamaño del enrocado, gradación, espesor de la capa, extensión horizontal, técnicas de colocación.

Tamaño de roca y gradación: El tamaño medio del enrocado D_{50} . El tamaño mínimo de D_{50} de enrocado y el tamaño máximo de D_{50} R-8 se muestran en la tabla 2.10:

Tabla 2.10 NCSA Tamaño de roca y gradación						
Tamaño No. (NCSA)	R-8**	R-7**	R-6	R-5	R-4	R-3
Tamaño de roca (pulgadas)						
48	100*					
30		100*				
24	15-50		100*			
18		15-50		100*		
15	0-15					
12			15-50		100*	
9		0-15		15-50		
6					15-50	100*
4						
3						15-50
2						0-15
Colocación de espesor nominal (pulgadas)	48	36	30	24	18	12
*Tamaño máximo permisible de roca				** Utilice un tipo de geotextil		
Fuente: Kumar A., Ali M. (2007), Handbook of scour countermeasures Designs						

Gradación: La resistencia del enrocado a la erosión depende de la gradación de las rocas. Para la gradación del enrocado, el diámetro del tamaño de roca más grande será 1.5 veces el D_{50} de la roca. Los siguientes tamaños de distribución (Tabla 2.11) pueden ser usados a menos de que se recomiende lo contrario:

Tabla 2.11 Gradación del enrocado	
Rango del tamaño de roca	% De gradación < Que
1.5 D ₅₀ a 1.7D ₅₀	100
1.2 D ₅₀ a 1.4 D ₅₀	85
1.0 D ₅₀ a 1.15 D ₅₀	50
0.4 D ₅₀ a 0.6 D ₅₀	15

Fuente: Kumar A., Ali M. (2007), Handbook of scour countermeasures Designs

Excepciones para la profundidad de enrocado. El enrocado no debe ser instalado en toda la profundidad de socavación en las siguientes circunstancias:

- Si la profundidad de la socavación local calculada es alta, no sería factible para proveer la profundidad de enrocado igual a la profundidad de socavación. Las excavaciones profundas en las zapatas adyacentes no están permitidas. En tal situación, el espesor del enrocamiento puede ser reducido a $y=0.5ds$.
- Si la profundidad de socavación no es excesiva y no causa inestabilidad de la zapata, un valor alto de y entre $0.5y$ y y puede utilizarse en el espesor de la capa. Sin embargo el tamaño de la roca no podrá ser reducido y estará basado en el cálculo de la velocidad. Si la profundidad de diseño es más grande que la profundidad disponible entre la elevación del lecho del río y el fondo de la base la roca del propio suelo, se debe considerar una contramedida alternativa.

Diseño de enrocado para estribos de puentes.

El diseño se basa en las directrices de 8 a 12 del HEC-23:

- A) Laderas laterales. Para la prevención de las fallas por deslizamiento, las laderas laterales tienen un factor significativo en la estabilidad del enrocado. Es deseable disminuirla inclinación de los estribos; aumentando así la estabilidad del enrocado en las laderas. El valor mínimo recomendado para las pendientes laterales varía de 1:2 a 1:5, (h:v).
- B) Tamaño del enrocado para estribos: Se recomienda la ecuación de la HEC-18 que corresponde a la ecuación 2.79:

$$\frac{D_{50}}{y_2} = \begin{cases} \frac{K_s}{(S_r - 1)} Fr_2^2 & Fr_2 \leq 0.8 \\ \frac{K_s}{(S_r - 1)} Fr_2^2 & Fr_2 > 0.8 \end{cases} \quad 2.79$$

Donde:

Fr_2 = Número de Froude en la sección de contraída = $V/(gy)^{0.5}$.

K_s = factor de forma

= 0.89 para $Fr_2 \leq 0.8$, 0.61 por $Fr_2 >$ para estribos abiertos.

= 1.02 para $Fr_2 \leq 0.8$, 0.69 para $Fr_2 > 0.8$ Estribos con pared vertical.

- c) Extensión del enrocado de protección.

Estribos con pared vertical: Para estribos con pared vertical sin aleros, o aleros de alas abiertas, el ancho de la capa de enrocado (WR) adyacente a una base en el lado del río del estribo debe ser mayor a :

- Al ancho del foso de socavación.
- $2W$ (W =Ancho de la base del estribo o $2w/\cos(\beta)$ cuando $\beta > 15^\circ$).
- $X+18''+y \cot\phi$ es el ángulo de reposo natural del suelo, obtenido en el reporte geotécnico del suelo.

La tabla 2.12 muestra la selección y el espesor de conformación del enrocado.

Tabla 2.12 Tamaño D_{50} del enrocado y espesor de la capa			
Clase de enrocado	D_{50} Tamaño mínimo (m)	Peso aproximado de D_{50} (kg)	Espesor mínimo de la capa (m)
1	0.24	18.14	0.48
2	0.40	90.71	0.81
3	0.58	272.155	1.16

Fuente: Kumar A., Ali M. (2007), Handbook of scour countermeasures Designs

Se recomienda colocar el enrocado alrededor de la zapata con pendiente comenzando a una distancia de mínimo 0.30m de la cara vertical de la zapata, figura 2.15

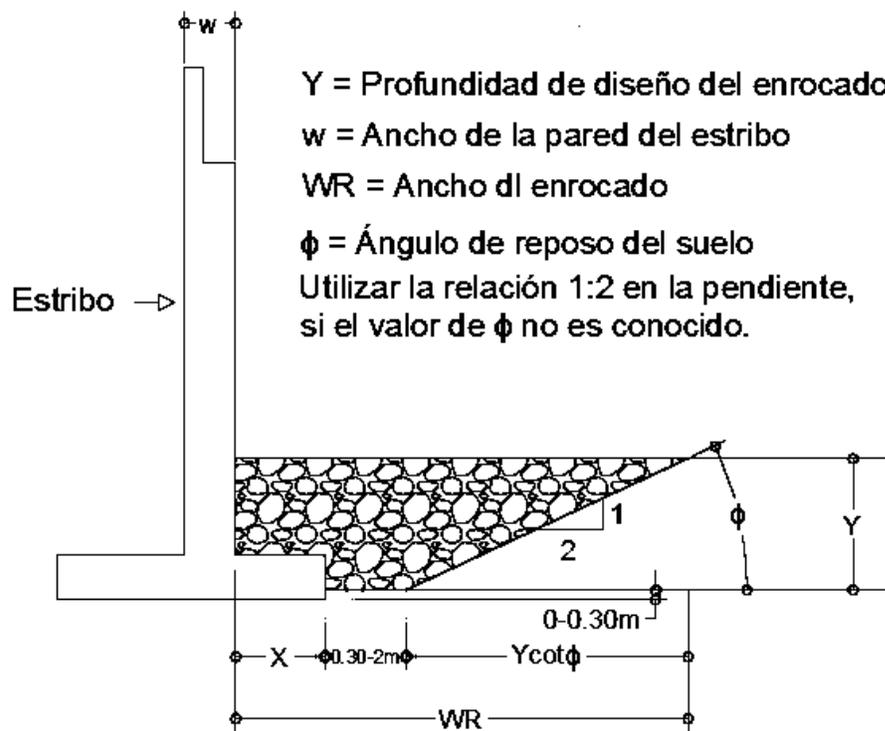


Figura 2.15 Sección transversal del enrocado detalles en estribo

La tabla 2.13 contiene los coeficientes para evaluar los tamaños de enrocado en estribos.

Tabla 2.13 Coeficientes para evaluar los tamaños de enrocado en estribos									
Factores de Velocidad				Número de Froude $V/(gy)^{0.5} \leq 0.8$. Factor K			Número de Froude $V/(gy)^{0.5} > 0.8$. Factor K		
Q100		Q500		Estribo Abierto	Pared vertical	Y	Estribo Abierto	Pared vertical	Y
α Factor de Ubicación	β Factor de inundación de 100 años	α Factor de Ubicación	β Factor de inundación de 100 años						
1	1	1	1.2	0.89	1.02	1	0.61	0.69	0.14

Fuente: Kumar A., Ali M. (2007), Handbook of scour countermeasures Designs

La Figura 2.16 muestra la colocación del enrocado en el estribo así como las longitudes, pendientes y el espesor de la capa del mismo cuando la configuración del terreno sea como la pendiente del terreno mostrado.

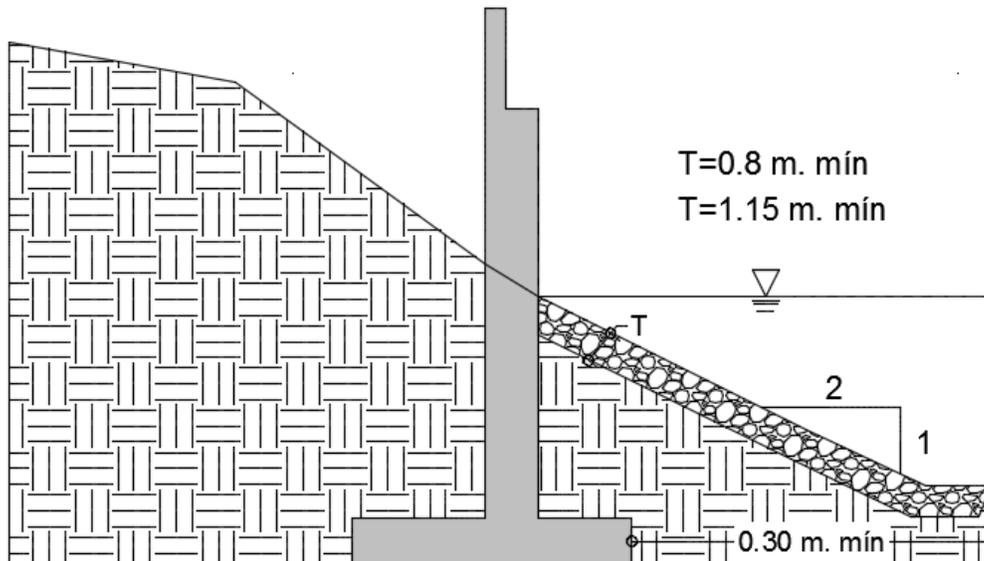


Figura 2.16 Colocación del enrocado en terreno con pendiente.

Construcción y colocación de enrocado en los estribos de un puente

El desempeño del enrocado como una medida de protección en la socavación depende de la exactitud de la colocación del enrocado en el sitio. El enrocado es frecuentemente colocado inadecuadamente debido a las dificultades del manejo de grandes rocas, especialmente cuando se colocan debajo del agua. Existen dos métodos de colocación el volteo donde el enrocado es inclinado de la parte trasera de un camión y el de la colocación individual por agarre, donde cada roca del enrocado es colocada individualmente. La colocación individual es muy costoso, pero los resultados en la capa de enrocado son más efectivos.

2.9.2. Gaviones

Son contenedores o cajas hechas de malla de alambre y que se rellenan con grava gruesa, los gaviones pueden rellenarse en sitio o en planta, [21].

Tipos de gaviones

1. Sacos de gaviones: Estos se utilizan cuando la construcción en seco no es posible. Las dimensiones mínimas de un saco gavión se encuentra entre 0.45 m y 0.90 m.
2. Gaviones caja. Son más grandes que los gaviones saco. La dimensión mínima de un gavión caja se encuentra entre los rangos de 0.60 m a 1.20 m. Estos suelen colocarse para altas velocidades de flujo.
3. Gavión. Son más delgados que los gaviones sacos y caja y tienen menor peso por unidad de área. El grosor varía entre 0.20 m a 0.46 m. Los colchones son fabricados en longitudes mayores que la longitud de un saco de gavión o gavión caja. En altas profundidades de socavación, los 2 colchones pueden ser colocados encima uno del otro y o atados.
4. Enrocado en alambre cerrado: Es más grande que el gavión de colchón, los tamaños de enrocado que se usan son menos uniformes comparados con los otros tipos de gavión mencionados anteriormente. El espesor del enrocado en alambre cerrado varía entre 0.30m y 0.45m. Estos gaviones por lo general se anclan con puntas de acero o puntas al terraplén. Su diseño se realiza mediante la directriz 3 del HEC-23.

Diseño para gaviones.

Parámetros de flujo: La tormenta de diseño será la misma que se requiere para el enrocado. En las peores condiciones en términos de profundidad del agua y la velocidad de flujo pueden ser establecidas por el tamaño de gaviones.

El valor de Manning n que se utiliza en gaviones deber ser de 0.025.

Tamaño de los gaviones: Para encerrar las rocas con la malla se pueden utilizar rocas de menor tamaño que las que se utilizan en enrocados convencionales. Típicamente los espesores, de gaviones varían entre un tercio y dos terceras partes de el espesor del enrocado.

El dimensionamiento de los gaviones debe basarse en manuales de asesoramiento técnico, información y diseño proporcionados por los fabricantes, si están disponibles. Los siguientes procedimientos se basan en CIRIA (2002) y Parker et al (1998), [21] se utilizan en ausencia de algún manual de diseño.

Los espesores de los gaviones se determinan en base a la velocidad crítica del flujo como se indica en la tabla 2.14. En este caso la velocidad crítica es la velocidad en la que los gaviones alcanzan el limite aceptable de deformación.

La tabla 2.14 provee dos valores de tamaño de roca, velocidades críticas y límites de velocidad para cada rango de espesor de gavión. Los espesores y tamaño de roca para gavión pueden ser seleccionados. Existen dos tamaños de roca.

Tabla 2.14 Tamaño de roca y espesor de gavión			
Espesor de gavión (m)	Tamaño de roca (m)	Velocidad Crítica (m/s)	Límite de velocidad (m/s)
0.15-0.17	0.08	< 3.50	4.20
	0.11	4.20	4.51
0.23-0.25	0.08	3.60	5.49
	0.12	4.51	6.10
0.305	0.10	4.20	5.49
	0.12	5	6.40
0.50	0.15	5.8	7.6
	0.19	6.4	7.99

Basado en Agostoni (1988) an CIRIA (2002)
Fuente: Kumar A., Ali M. (2007), Handbook of scour countermeasures Designs

Colocación de gaviones en estribos: Para estribos de pared vertical, los gaviones se podrán extender 2D desde la cara del estribo, donde D es el ancho del estribo. Para estribos abiertos, los gaviones pueden ser instalados como la configuración que se muestra en la Figura 2.17.

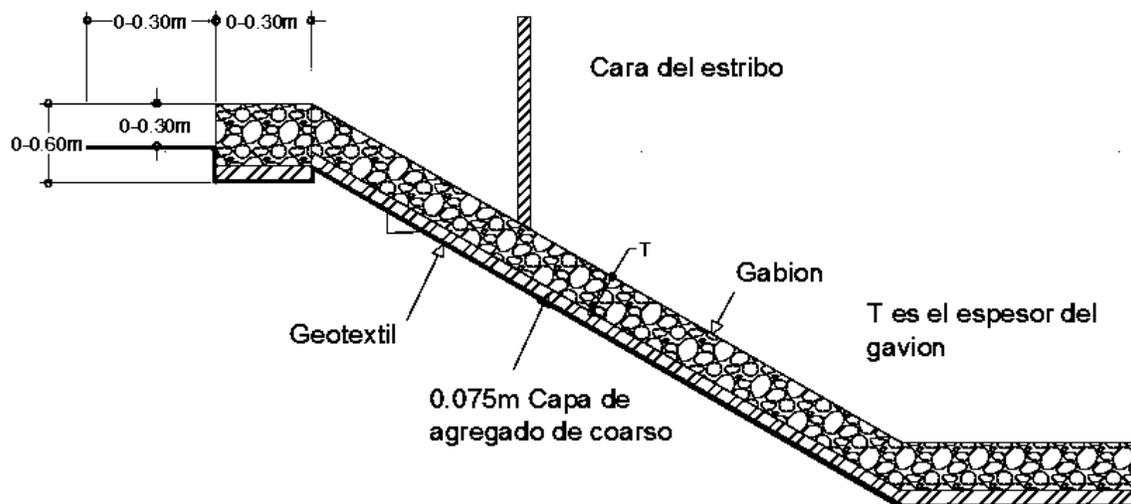


Figura 2.17 Detalle de colocación de gavión en pendiente

2.9.3 Bloques atados con cable

Consiste en una serie de bloques unidos entre sí con cable para mantenerlos juntos como una alfombra. La utilización de estos bloques se realiza cuando no se dispone de tamaño adecuado o cuando las restricciones ambientales o geométricas impiden el uso de enrocado, [21].

Los bloques atados con cable comprende bloques interconectados con cables metálicos o no metálicos, estos bloques tienen la ventaja de ser fácil de construir, el espacio que ocupan en el río es poco, y un peso menor por unidad de área cubierta.

El tamaño del bloque puede ser estimado por la ecuación 2.80:

$$\frac{H_b}{y} = \left(\frac{a_{cb}\rho}{(\rho_{cb} - \rho)(1 - p)} \right) Fr^2$$

Donde:

H_b = Es la altura del bloque

y = Profundidad del flujo

a_{cb} = Constante igual a 1

ρ_{cb} = Densidad del bloque

ρ = Densidad del fluido

Fr = Número de Froude.

Los bloques atados con cable son típicamente fabricados con una forma de pirámide truncada con su base y tapa cuadradas. El espacio entre bloques atados con cable puede ser adecuado a permitir que los bloques en conjunto tengan un grado suficiente de flexibilidad y que la forma del bloque no inhiba la flexibilidad.

2.9.4 Bolsas de concreto o mortero

Las bolsas de polietileno o de fibras naturales rellenas con concreto o mortero con una buena instalación reducen la profundidad de la socavación en un rango comparable al enrocado. Se emplean cuando no se consigue enrocado del tamaño necesario y o a precio adecuado. En puentes se han utilizado para rellenar áreas socavadas en pilas y estribos o recuperar lechos de cauces degradados, [21].

Diferentes pruebas de laboratorio han demostrado que las bolsas salchicha utilizadas en Estados Unidos de América para protección de puentes, no son muy convenientes de utilizar y menos cuando se tienen dimensiones de (4m*0.7m*0.3m).

Lagasse, P.F., Byars, M.S., Zevenbergen, L. W. y Clopper, P.E. (1997) realizan algunas recomendaciones de instalación las cuales son:

- Instalar las bolsas en una sola capa , colocar un geotextil debajo de cada capa de bolsas.
- La altura de las bolsas debe quedar al nivel con el lecho del río. Las bolsas deben de traslaparse.
- Bolsas muy grandes o largas no se adaptan a las deformaciones del lecho por socavación.

Algunas otras recomendaciones para cuando las bolsas se rellenan *in situ* con lechada o cemento mortero:

- Se colocan bolsas en una sola capa o en varias capas dependiendo de la profundidad de socavación a lo largo de pilas y/o estribos de forma que queden bien próximas entre sí.

- Se instalan las tuberías de ventilación y llenado para permitir la evacuación del aire y garantizar el llenado completo de los vacíos.
- Se llenan las bolsas y se bombea mortero dentro del hueco socavado después de lo cual se disponen tuberías de ventilación y llenado deben cortarse a ras con las bolsas.
- El agua que es desplazada por la lechada debe poder salir fácilmente para lo cual se disponen de tuberías, usualmente a cada 1.2m figura 2.18.

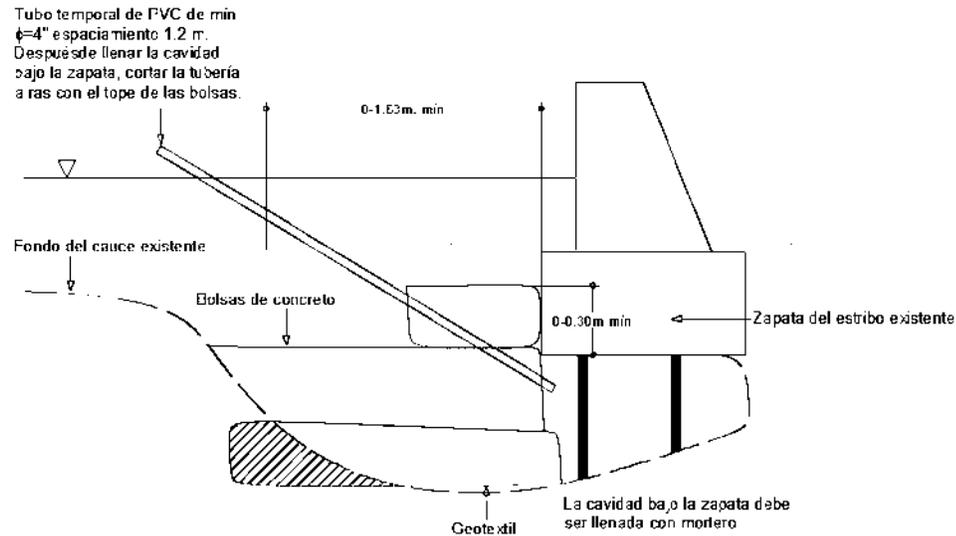


Figura 2.18 Socavación al pie y bajo estribos. Sección a través del estribo sobre pilotes

- La boquilla de inyección debe permanecer embebida en la mezcla durante el bombeo de la lechada.
- Deben colocarse pantallas alrededor de la pila para evitar que el peso adicional de lechada que se adhiere a ellas cause reducción significativa de su capacidad de carga.
- La inyección de lechada no representa un mejoramiento en la cimentación del puente sino recuperación del lecho del río que evita que más material se siga socavando.

La figura 2.17 muestra la colocación de las bolsas rellenas de concreto con respecto al estribo en la cual se representan las dimensiones mínimas y así como la colocación de un geotextil en el fondo del cauce.

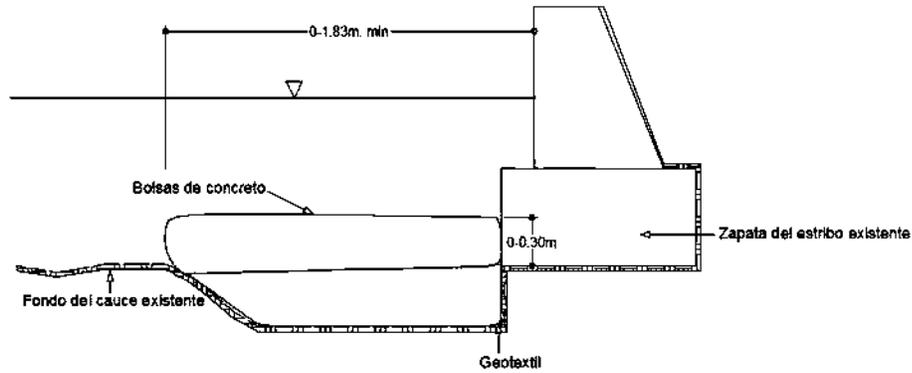


Figura 2.19 Socavación al pie de estribos. Sección a través del estribo sin pilotes

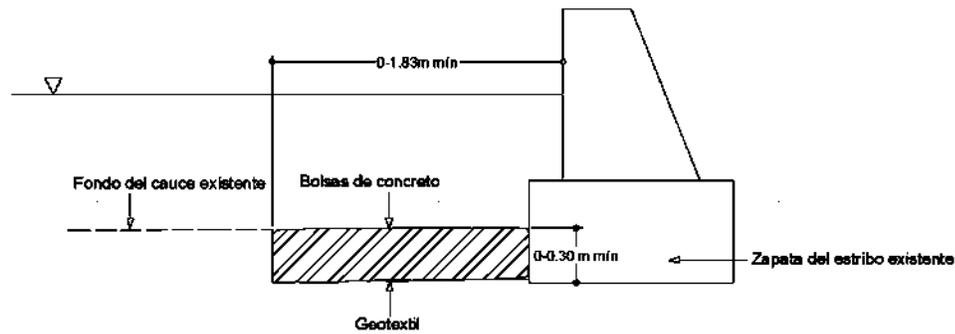


Figura 2.20 Socavación potencial al pie de estribos. Sección a través del estribo sin pilotes

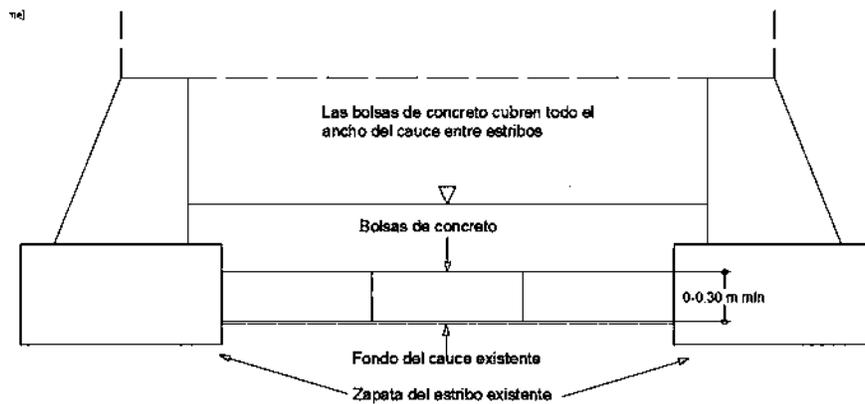


Figura 2.21 Socavación potencial en todo el cauce. Sección a través del cauce y estribos.

2.9.5 Diques de encauzamiento

Los diques de encauzamiento son estructuras que se colocan a partir de los estribos de un puente y se prolongan hacia aguas arriba siguiendo una forma de un cuarto de elipse. El objetivo de los diques es evitar la socavación en el estribo y proteger el terraplén de la vía terrestre, al menos en la zona cercana al puente.

Ecuaciones de diseño

Como ya se mencionó el dique debe seguir una forma elíptica, cuya geometría se obtiene con la ecuación:

$$y = \frac{y_0}{x_0} (2x_0x - x^2)^{0.5} \quad 2.81$$

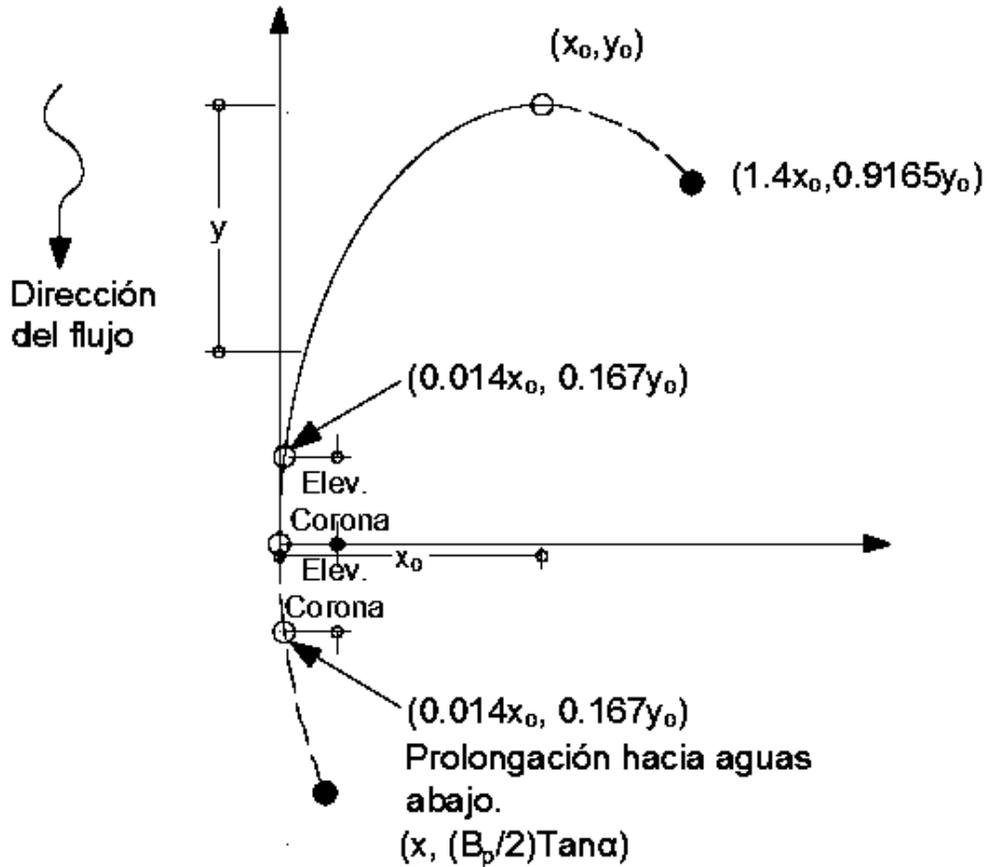


Figura 2.22 Geometría de un dique de encauzamiento

Donde:

y_0 = Semi eje de la elipse en dirección y

x_0 = Semi eje de la elipse en dirección x

Las figuras 2.23 y 2.24 muestran la configuración de los diques de encauzamiento de acuerdo al tipo de margen del río.

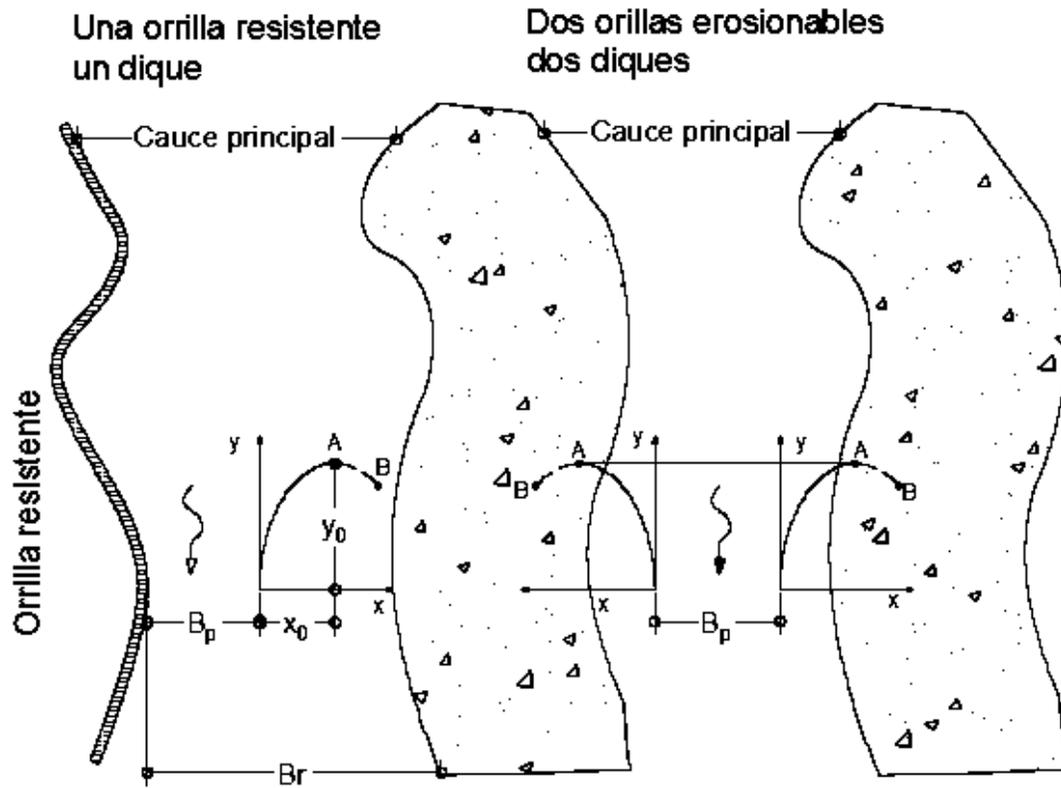


Figura 2.23 Diques de encauzamiento perpendiculares al flujo

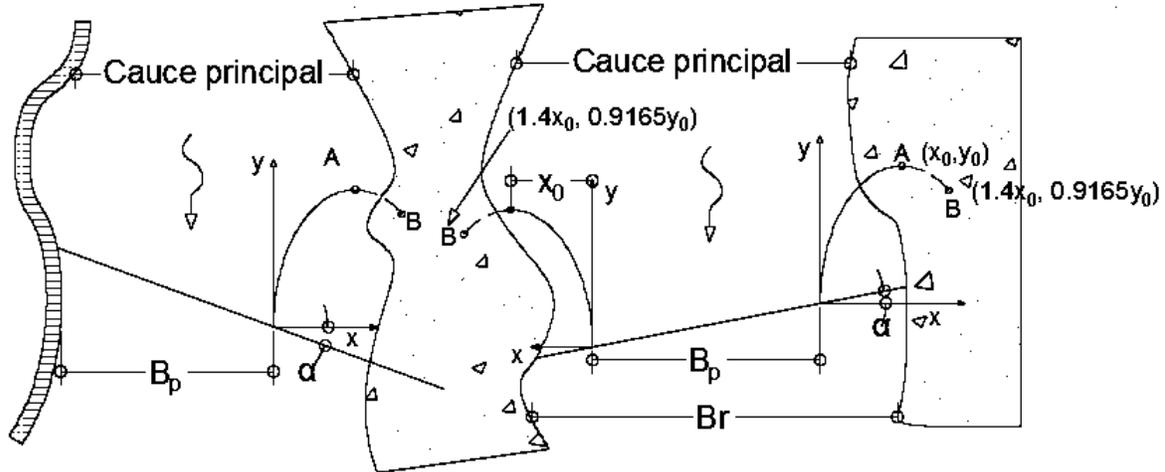


Figura 2.24 Diques de encauzamiento con cruce esviado respecto al flujo

Las longitudes x_0 y y_0 dependen de la estabilidad de las orillas del cauce, del claro total del puente o de la longitud del terraplén de acceso, del ancho medio del río en la zona de cruce, y del lecho en el que se construyan uno o dos diques de encauzamiento.

Cruce de tramo recto con márgenes bien definidas y resistentes a la erosión. En esta condición no existe llanura de inundación. La resistencia de las márgenes a la erosión se debe al material que las constituye como la roca, la arcilla muy cohesiva, o por que las orillas se construyan ya protegidas con espigones o muros de protección.

Si únicamente se requiere un dique de encauzamiento; x_0 y y_0 se determinan mediante las ecuaciones:

$$x_0 = B_a \left(1 - \frac{B_a}{B_r} \right) \quad 2.82$$

$$y_0 = 0.05B_a \left(\frac{B_a}{B_r} \right)^{-1} + 0.3 \left(\frac{B_a}{B_r} \right) - 1.85 \left(\frac{B_a}{B_r} \right)^2 + 1.2 \quad 2.83$$

Donde:

B_a = Longitud del acceso o sea la distancia entre el estribo y la orilla del cauce principal.

B_r = Ancho del cauce principal del río en la zona de cruce

Si se requieren 2 diques de encauzamiento a causa de que ambas márgenes el acceso y el estribo están dentro del cauce, x_0 y y_0 se calculan con las expresiones.

$$x_0 = 0.75B_a \left(1 - \frac{B_a}{B_r} \right) \quad 2.84$$

$$y_0 = B_p \left[2 - 3.2 \frac{B_p}{B_r} 1.25 \left(\frac{B_a}{B_r} \right)^2 \right] \quad 2.85$$

Donde:

B_p = Claro total del puente (m).

Los diques de encauzamiento tienen la misma x_0 y y_0 independientemente de la longitud de acceso.

Cruce en el que solo exista una llanura de inundación :

- A) Un solo dique: Esto ocurre cuando una margen es muy resistente, con uno de los estribos apoyado en ella, y el río puede desplazarse libremente en la obra margen. Los semiejes x_0 y y_0 se valúan como:

$$x_0 = 0.6B_p \quad 2.86$$

$$y_0 = B_p \quad 2.87$$

- B) Dos diques de encauzamiento. Al desplazarse lateral y libremente en cualquiera de las márgenes. En esta condición x_0 y y_0 valen:

$$x_0 = 0.5B_p \quad 2.88$$

$$y_0 = 1.1B_p \quad 2.89$$

Recomendaciones de diseño

1) Longitud del dique

La forma básica de los diques de encauzamiento es un cuarto de elipse; sin embargo por su posición relativa a la orilla pueden requerir una mayor o menor longitud, según lo que se señala a continuación:

- A) Si el segmento de elipse se une a la orilla antes de llegar al punto (x_0, y_0) , la construcción se hará entre el estribo y la orilla. Para las condiciones , la erosión marginal debe ser muy lenta o no ocurrir. Si se trata de la condición (), esa erosión se presentara sin duda, al menos en una de las márgenes. Cuando hay erosión en el empotramiento, y la orilla se desplaza lateralmente se prolonga el dique siguiendo la forma inicial. Esa prolongación se repetirá, las veces necesarias, hasta llegar al punto $(1.4x_0, 0.9165y_0)$. De ahí en adelante el río podrá seguir erosionando la orilla, pero el dique queda como esta, con su forma inicial.
- B) Cuando el extremo (x_0, y_0) del cuarto de elipse queda cercano a tangente a la orilla, se deberá analizar, en cada situación particular, si el dique se deja con esta forma o el tramo cercano al empotramiento se modifica, trazando una línea tangente a la elipse y prolongando a la orilla. Se recomienda que esta línea tangente a la elipse y prolongado a la orilla. Se recomienda que esta línea tangente a la elipse formen el empotramiento con la orilla, un ángulo de 70° .
- C) Para la condición b. Si el extremo (x_0, y_0) del dique queda muy separado de la orilla se debe prolongar la forma elíptica hasta el punto de coordenadas $(1.4x_0, 0.9165 y_0)$ Fig.
- D) Cuando se tiene que proteger un puente con varios años de haberse construido y existen grandes profundidades cercanas al estribo y acceso, el dique de protección se construirá desde la orilla, suspendiendo su construcción donde empieza la fosa producida por la erosión. Dos o tres años después, cuando se haya rellenado de forma natural esa zona erosionada, se deberá prolongar el dique hasta unirlo con el estribo.
- E) En cruces perpendiculares a la dirección media del flujo en que se requieran dos diques de encauzamiento las dimensiones de sus semiejes deben ser iguales. Eso debe cumplirse aunque sea diferente la longitud del tramo que se construya de cada dique.
- F) Si el cruce queda esviado con respecto a la dirección media del flujo, los semiejes del dique que parte del estribo de más aguas abajo se deben calcular con:

$$x_e = x_0 \left(1 + \frac{0.5}{\tan \alpha} \right) \quad 2.90$$

$$y_e = y_0 \left(1 + \frac{0.5}{\tan \alpha} \right) \quad 2.91$$

Donde:

A es el ángulo que se forma entre el eje del cruce y una línea perpendicular a la dirección del flujo. X_0 y y_0 se obtienen de acuerdo a lo indicado en (b y c) en función de las características del mismo río y cruce sin esviamiento. Las longitudes x_0 y y_0 son las que se deben tener los semiejes el dique que parte del estribo situado más agua arriba.

2) Elevación de la corona.

Se toman como referencia la elevación del agua al escurrir al gasto formativo, la que en los ríos de planicie prácticamente es igual a la elevación de la margen, y la elevación que puede alcanzar el agua durante la avenida con periodo de retorno de 25 años (elevación máxima).

- a) En el estribo. La elevación de la corona del dique debe ser igual a la máxima señalada, la que puede ser menor a la rasante del camino. De ahí se disminuye uniformemente hasta el punto de coordenadas (0.014x0, 0.167y0) donde alcanza la elevación de la margen. El resto del dique conserva esta última elevación Figura (). Al seguir esta recomendación se reduce la erosión al pie del dique, cuando en avenidas el agua llega a pasar sobre él.
- b) La longitud del tramo de elevación de corona variable puede incrementarse por motivos constructivos, cuando la pendiente longitudinal de la corona es mayor que la permitida para el equipo de construcción (camiones). Esto ocurre si la obra se hace roca.
- c) Para permitir la sedimentación de arena en la zona protegida por el dique, se requiere en ocasiones reducir su altura. Cuando se haga, se deberá observar periódicamente el dique y sobre elevarlo a la altura de la margen en cuanto se haya logrado la sedimentación deseada.

3) Empotramiento

Si la margen es residente y el dique llega a ella se apoyara directamente sin necesidad de excavar la margen para empotrarlo. En cambio, si se observan erosiones laterales y se estima que el río continuara erosionando la orilla en los siguientes laterales y se estima que el río continuara erosionando la orilla en los siguientes tres años, conveniente excavar la margen y prolongar el dique dentro de ella, una longitud conveniente que será función de los corrimientos esperados de la orilla.

5. Prolongación hacia aguas abajo

- a) Cuando el cruce es perpendicular al flujo y las orillas del río conviene, por economía, evitar la prolongación de los diques. Esa prolongación es indispensable cuando el cauce es divagante y el puente queda esviado con respecto al flujo y las orillas únicamente para que el dique que parte del estribo situado aguas arriba, la longitud máxima que se recomienda, prolongar el dique elíptico hasta el punto cuya coordenada es:

$$y = -0.5 \frac{Bp}{\tan \alpha} \quad 2.92$$

Los diques de encauzamiento se construyen con pedrápelen, formando una sección trapecial. También se construyen con gaviones o table-estacado de madera, troncos y pilotes de concreto.

CAPÍTULO 3. DATOS DE PROYECTO

En este trabajo, se tomaron datos del proyecto Puente Vehicular Chiquihuitillo el cual es uno de los 6 proyectos de puentes que se pretenden diseñar y construir como parte de la conexión carretera de 66.56 km que van desde la localidad San Isidro Tecuiluca del municipio de Tepalcatepec hasta la localidad de San Antonio la Labor del municipio de Apatzingán.

A continuación se describe la ubicación, topografía, hidrología y datos geotécnicos utilizados en este estudio.

3.1 Ubicación

3.1.1 Macrolocalización

El estado de Michoacán Figura 3.1 se ubica en la región oeste del país, limitando al norte con Colima, Jalisco y Guanajuato, al noroeste con Querétaro, al este con el Estado de México al sur con Guerrero y al oeste con el océano Pacífico. En las coordenadas 19°10'07" de latitud norte y 101°53'59" de longitud oeste.



Figura 3.1 Macrolocalización

Fuente: <http://www.travelbymexico.com/estados/michoacan>

3.1.2 Microlocalización

La zona de estudio se localiza al suroeste del Estado de Michoacán (Figura 3.2), en el Km 63+220, Subtramo Chiquihuitillo, Mpio. de Apatzingán y se localiza al poniente de Lombardía, Nueva Italia de Ruíz, Atúnez (Morelos) al oriente de Santa Ana Amatlán, La Ruana (Felipe Carrillo Puerto), Chiquihuitillo y al suroeste de la comunidad de San Antonio la Labor. Geográficamente la zona de estudio tiene una altura de 274 m.s.n.m., en las coordenadas 19°00'59.44" de latitud norte y 102°19'40.22" de longitud oeste.



Figura 3.2 Microlocalización

Fuente: [https://es.wikipedia.org/wiki/Apatzing%C3%A1n_\(municipio\)](https://es.wikipedia.org/wiki/Apatzing%C3%A1n_(municipio))

3.2 Topografía

Se realizó un levantamiento topográfico del terreno $\frac{1}{4}$ de km aguas arriba y aguas abajo de la zona de cruce del puente.

Una vez hecho el levantamiento se procedió a la triangulación en los puntos del terreno en AUTOCAD así como a la inversión de la triangulación para darle la configuración real de la topografía del terreno y así poder obtener las secciones transversales que conforman el río Chiquihuitillo.

La Figura 3.3 muestra las curvas de nivel y las secciones transversales que se obtuvieron a partir de la configuración del levantamiento topográfico.

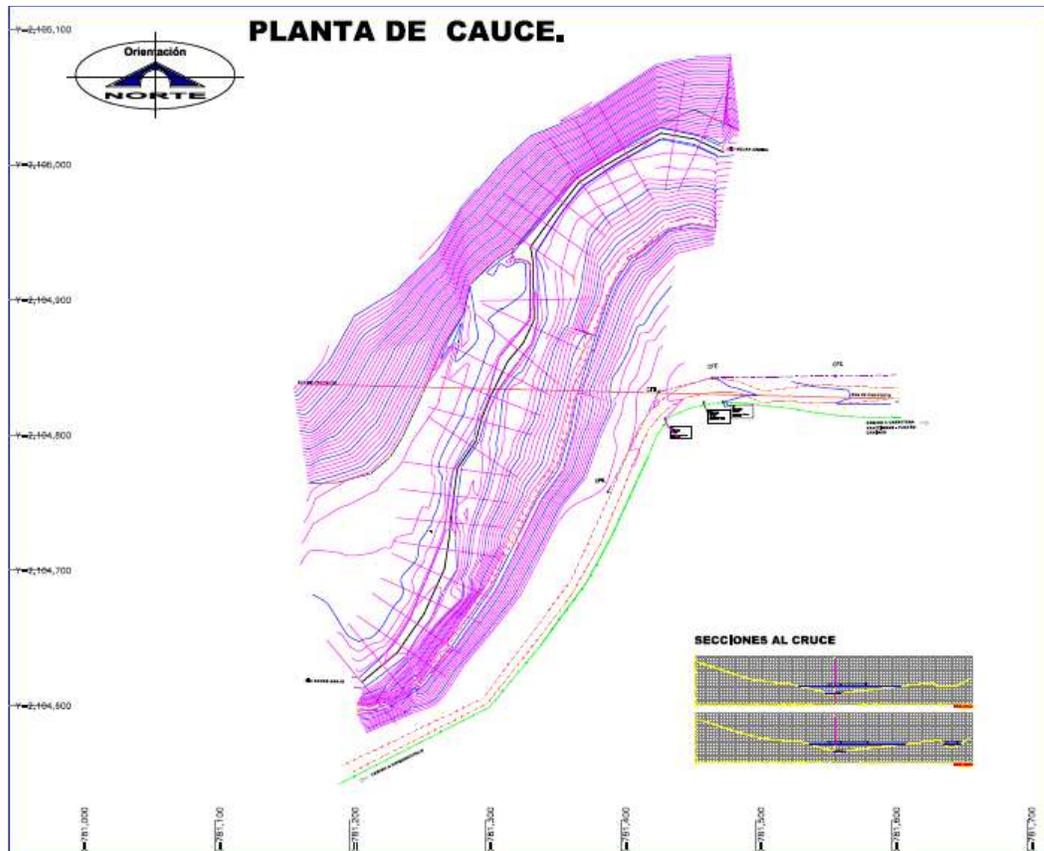


Figura 3.3 Topografía de la zona de estudio

3.3 Datos hidrológicos

La cuenca de estudio tiene las siguientes características geométricas:

- Área de la cuenca: 159.58 km²
- Perímetro de la cuenca: 78.35 Km

En la tabla 3.1 Se tienen las características de la red de drenaje de la corriente principal, características que son importantes para la obtención de los gastos máximos.

Tabla 3.1 Características de la red de drenaje	
Propiedad	Valor
Elevación máxima	1778 m
Elevación media	1009 m
Elevación mínima	240 m
Longitud	38,580 m
Pendiente del cauce	3.99 %
Tiempo de concentración	229.20 (minutos)
Área Drenada	159.58 km ²

Fuente: Heredia C. (2016) Estudio hidrológico acorde a los requisitos para solicitar permiso para realizar la obra: puente vehicular “Chiquihuitillo”. Mpio. de Apatzingán Mich.

La figura 3.4 muestra la cuenca Chiquihuitillo así como el área y el perímetro de la misma. El área es una de las características importantes ya que nos ayuda a definir el tamaño de la cuenca en estudio, aspecto que es importante en la elección del método de obtención de los gastos máximos.

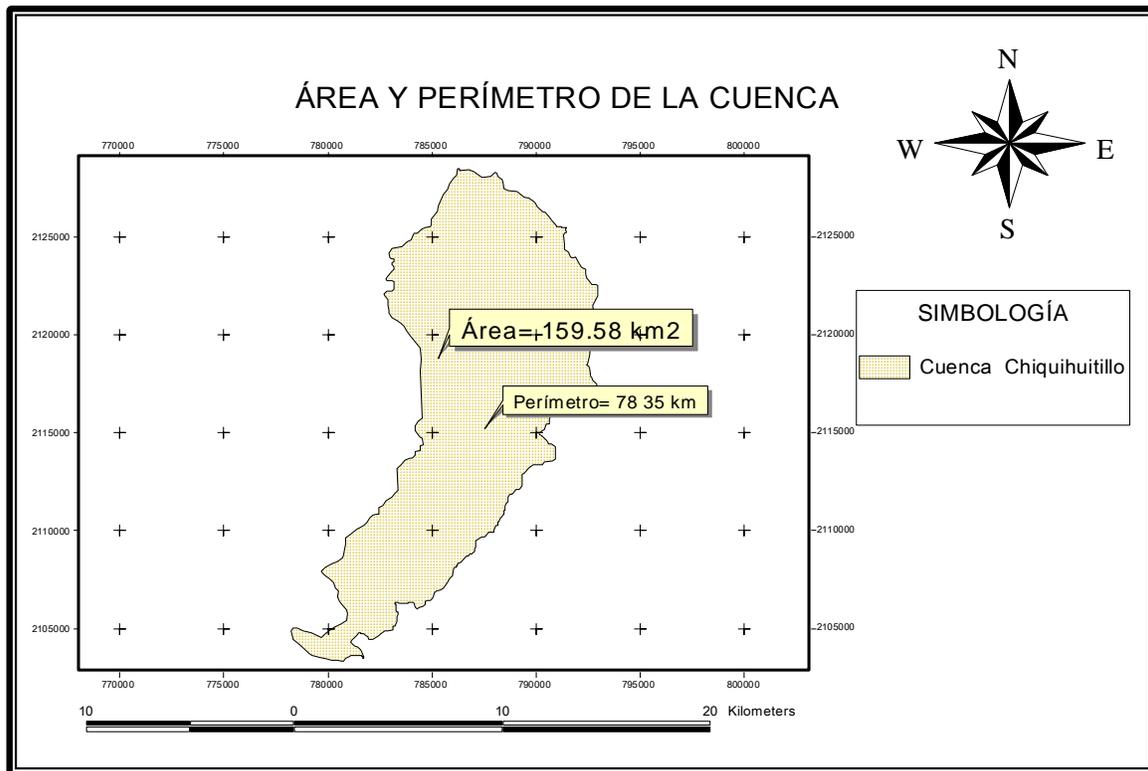


Figura 3.4 Área y perímetro de la cuenca

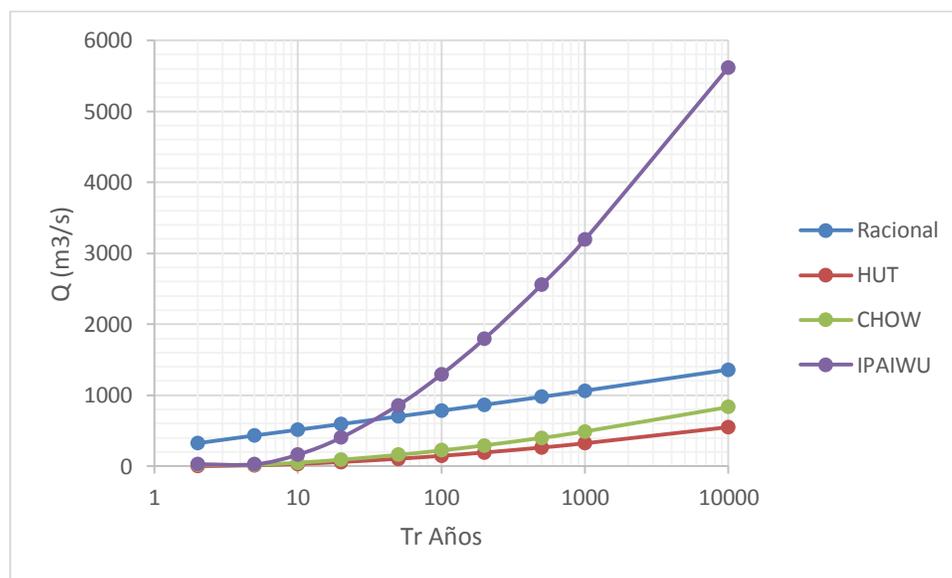
 Fuente: Heredia C. (2016) Estudio hidrológico acorde a los requisitos para solicitar permiso para realizar la obra: puente vehicular "Chiquihuitillo". Mpio. de Apatzingán Mich.

En la Tabla 3.2 se presentan los gastos máximos de la cuenca en estudio, obtenidos a través de los diferentes métodos ya mencionados en el Capítulo II.II, los cuales son calculados para periodos de retorno que van de 2 hasta 10,000 años.

Tabla 3.2 Resumen de gastos máximos							
Método Racional		Método HUT		Método Chow		Método IPAWU	
Tr Años	Q (m ³ /s)	Tr Años	Q (m ³ /s)	Tr Años	Q (m ³ /s)	Tr Años	Q (m ³ /s)
2	323.77	2	0.40	2	22.02	2	27.90
5	432.70	5	13.20	5	20.51	5	26.59
10	513.09	10	32.70	10	50.32	10	162.51
20	593.44	20	59.50	20	91.08	20	402.05
50	700.60	50	105.10	50	160.10	50	857.32
100	782.48	100	146.40	100	222.62	100	1292.26
200	865.79	200	193.50	200	293.82	200	1797.32
500	977.73	500	263.80	500	400.01	500	2557.08
1000	1064.41	1000	323	1000	489.55	1000	3192.84
10000	1360.42	10000	550.70	10000	834.08	10000	5619.85

Fuente: Heredia C. (2016) Estudio hidrológico acorde a los requisitos para solicitar permiso para realizar la obra: puente vehicular “Chiquihuitillo”. Mpio. de Apatzingán Mich.

La gráfica 3.1 muestra los gastos obtenidos en la tabla 3.1 en donde se gráfica Gasto (Q) vs Periodo de retorno (Tr) para cada método ya mencionado.



Gráfica 3.1 Gastos máximos

En comparativa con las limitantes de cada método, el gasto que se utiliza para diseño es el obtenido con el método de HUT por ser un método que se aplica a cuencas pequeñas y que no han sido aforadas, además de como se muestra en la Gráfica 3.1 “Gastos máximos”. El gasto se aproxima a los gastos de los métodos de CHOW y Racional.

3.4 Datos Geotécnicos

Los datos geotécnicos a utilizar en el presente trabajo se obtuvieron a partir del: Informe del estudio geotécnico conclusiones y recomendaciones de la obra Puente Vehicular Chiquihuitillo [34].

De cinco pozos a cielo abierto PCA en la zona de cruce del puente, en los que se toma en cuenta el PCA1, y el PCA2, los cuales se realizaron en la zona de la subestructura a estudiar del puente. En los PCA se extrajeron muestras alteradas, esto debido a la dureza del estrato, obteniéndose así el peso volumétrico en campo y posteriormente en laboratorio se determinaron sus propiedades índice y mecánicas.

En el PCA 1 Y PCA 2 la composición estratigráfica del suelo y la profundidad de cada capa son muy similares además, de que son los que se encuentran en la zona de estudio de la subestructura, por lo que se tienen 4 capas: Capa Vegetal (0.00-0.15m), Arena Arcillosa SC (0.15m-0.32m), Grava mal graduada arcillosa con fragmentos Chicos y medianos “Fcm-GP-GC” (0.32m-0.72m) y el conglomerado “Cg” (0.72-22.10m), las capas mencionadas anteriormente se muestran en la Figura 3.5.

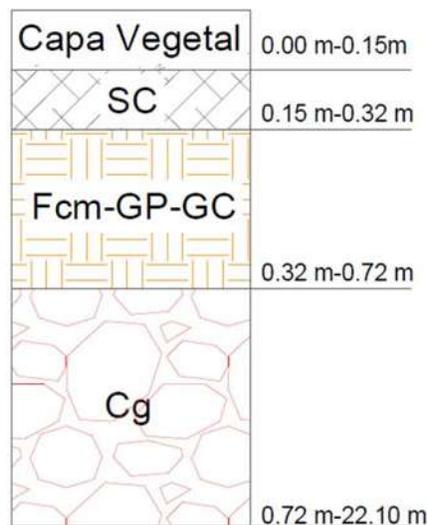


Figura 3.5. Estratigrafía del suelo

Las propiedades o parámetros de resistencia del suelo para el PCA1 y PCA2 de cada capa de la estratigrafía obtenida se muestran en la Tabla 3.2:

Tabla 3.2 Propiedades del sitio							
Profundidad (m)	Tipo de Material	Peso específico γ (kn/m ³)	G* (Kpa)	Módulo de Elasticidad, E (Kpa)	Relación de Poisson, ν	c (kPa)	ϕ °
0.15-0.32	SC	13.87	147099	-	-	-	-
0.32-0.71	Fcm Gp-Cc	17.40	196133	-	-	-	-
0.71-22.00	Cg	20	196133	490332	0.25	98	25°

Fuente: Jéronimo F. (2015), Informe del estudio geotécnico conclusiones y recomendaciones generales. Puente vehicular chiquihuitillo

La relación de Poisson (ν) se obtuvo a partir de la literatura especializada así como la correlación del módulo de corte (G) y el módulo de Elásticidad (E) mostrado en la ecuación 3.1. En el estudio se obtuvo el módulo de corte y con este dato y la relación de Poisson se obtiene el Módulo de elasticidad mostrado en la tabla 3.2.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad 3.1$$

CAPÍTULO 4. RESULTADOS DEL ESTUDIO HIDRÁULICO Y DEL DISEÑO DEL ESTRIBO.

En este capítulo se presenta el análisis hidráulico realizado, para obtener los niveles de la superficie de agua, así como la profundidad de socavación local, datos que permitirán dimensionar el estribo y establecer el modelo en elementos finitos.

4.1 Análisis Hidráulico

En base a la teoría del estudio hidráulico mencionada en la sección II.IV, y de la topografía del río Chiquihuitillo, se marcaron estaciones a cada 20m, obteniéndose así un cadenamiento de 0+000.00 a 0+520.00, cabe destacar que 2 las estaciones 0+340.00 y 0+480.00 no se tomaron en cuenta en el cálculo debido a que al representarse en forma de sección transversal se intersectaban con las estaciones cercanas y esto genera un error matemático en el software de HEC-RAS.

Se importaron las estaciones de AutoCad a Hec-Ras como se muestra en la figura 4.1, en donde se procede a realizar el estudio Hidráulico, definiendo así los bordes del río correspondientes a la topografía, así como los valores de Manning en la zona de la sección transversal central y laterales.

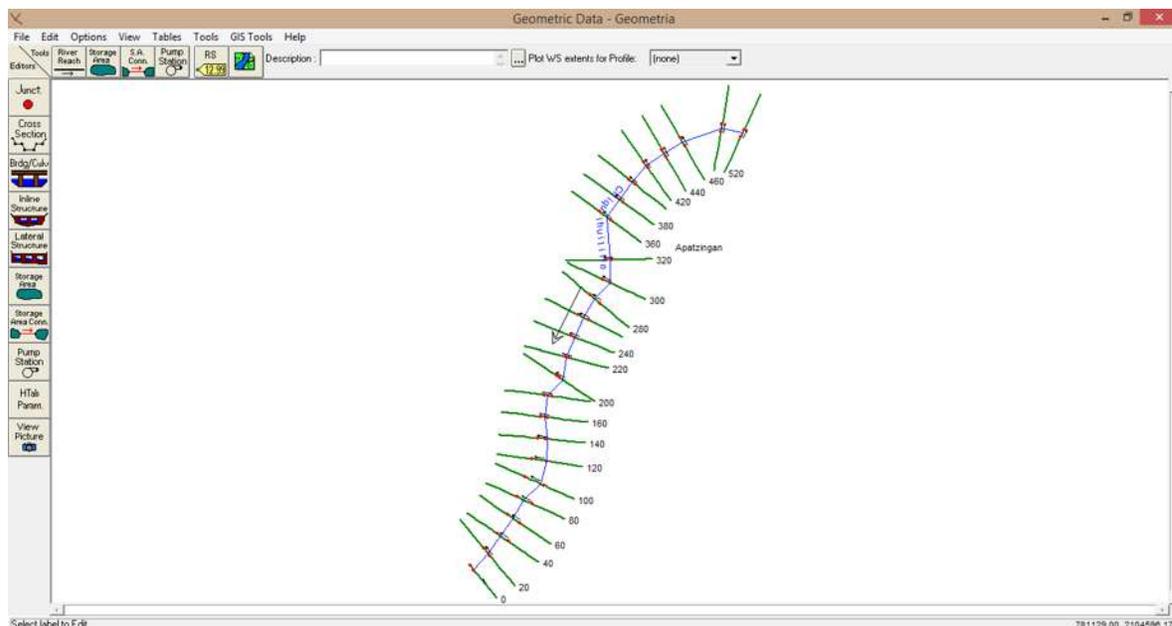


Figura 4.1. Secciones en Hec-Ras

4.1.1 Coeficientes de Manning

Los coeficientes de Manning que se definen en todas las secciones del río Chiquihuitillo se muestran en la tabla 4.1, resaltando que se aplican los valores de esta tabla para todo el río. La importancia de delimitar los bordes del río radica en que asignan de los coeficientes de Manning en tres partes de cada sección transversal; en la parte central, el valor de Manning dentro del río (Channel) es de 0.025 es un suelo con alto contenido de grava o suelo pedregoso. Los valores de Manning asignados en las partes laterales del río son de

0.025 por ser zonas con poca hierba. Estos valores se obtuvieron de la tabla Valores de Manning del Manual del software Hec-Ras.

Tabla 4.1 Coeficientes de Manning en el río		
LOF	Channel	ROB
0.025	0.025	0.025

Nota: Para la asignación de los valores de Manning en las secciones del río, es importante saber la composición del material terreo en cuanto al tipo y cantidad de vegetación que se tenga en la zona así como de agregados pétreos que se tengan producto de la sedimentación. Esto influirá directamente en la velocidad del flujo.

4.1.2 Gastos de Diseño

En el análisis hidráulico se seleccionan 2 gastos; de acuerdo a lo establecido en la norma N-PRY-CAR-1-06-004/00 y como se muestra a continuación:

- 1) El gasto teórico de diseño (Q_{TDI}). Es el gasto máximo que se espera durante la etapa de operación del puente por proyectar. De acuerdo al tráfico vehicular de la zona se considera un camino Tipo B, el periodo de retorno es de 100 años.
- 2) Gastos complementarios. Se calcularan el gastos máximo para un periodo de retorno de 500 años, para valorar los efectos de la superestructura del puente o su cimentación, ante la presencia de una avenida durante su vida útil.

Se procede a realizar el análisis hidráulico con los gastos Q_{T100} y Q_{T500} , los valores del gasto para esos periodos de retorno son los siguientes (Tabla 4.2):

Tabla 4.2. Gastos de diseño	
Tr	Gasto (m ³ /s)
100	146.40
500	263.80

Se realiza un análisis con Steady Flow Data, en el cual se introducen los gastos anteriores, y obtener los niveles máximos de agua de acuerdo al período de retorno (Tr). El cálculo se realiza con régimen mixto, ya que por la presencia de la estructura que genera una contracción del flujo presenta tanto el régimen subcrítico y supercrítico.

En la figura 4.2 se muestra la sección transversal 0+260.00 la cual corresponde a la sección aguas arriba de la zona de cruce. En el eje de las abscisas se representa la longitud de la sección transversal y el eje de las ordenadas representa la elevación de la sección con respecto al nivel del mar. Es importante mencionar que se obtuvieron los niveles de superficie de agua (N.S.A) para el periodo de retorno de 100 y 500 años.

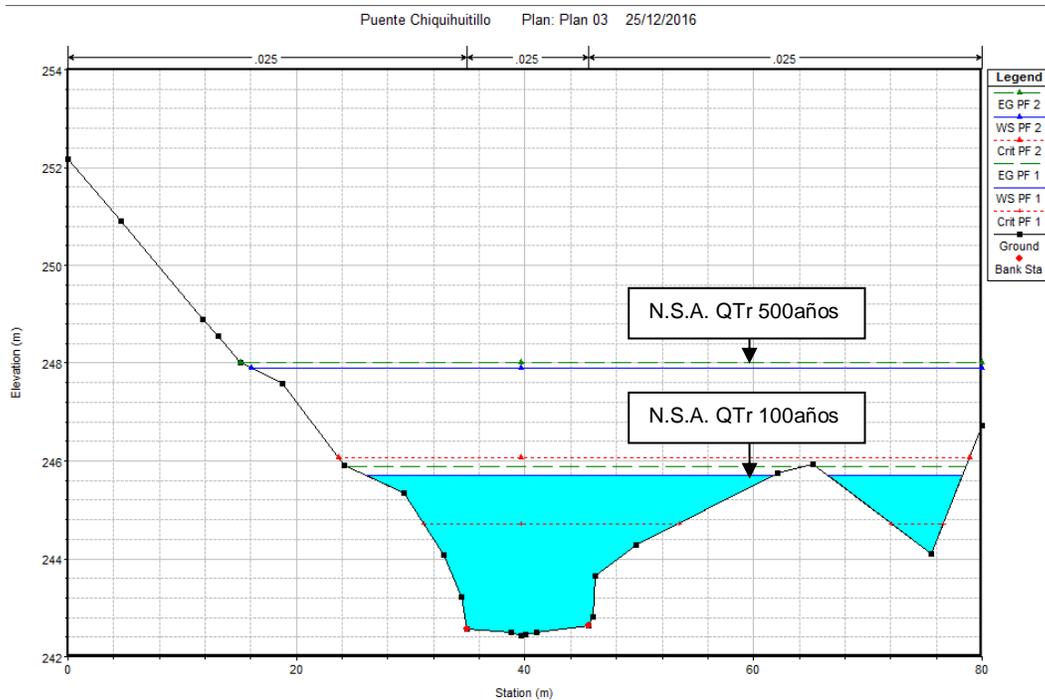


Figura 4.2 Estación 0+260.00

Se analizan los datos de la sección 0+245.84 que es la sección de la zona de cruce. Obteniéndose los siguientes datos (Tabla 4.3):

Tabla 4.3 Elevaciones de la superficie de agua para cada Tr				
	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Superficie del agua (m)	N.A.M.E. (Campo)
Tr 100	146.40	2.18	245.70	245.739
Tr 500	263.80	1.89	247.86	

El nivel de superficie de agua que se utiliza para determinar el galibo vertical es el del N.A.M.E. por ser cuatro centímetros mayor al nivel del Q_{TDI} . Por esta razón se utiliza la distancia máxima de 2.50 m arriba del N.A.M.E. Resultando así una elevación de 248.24 m la cual se encuentra por arriba de la superficie del agua para un Gasto complementario de 500 años cuya elevación corresponde a 247.89 m. Por lo tanto la elevación del galibo vertical es aceptable teniendo así una altura de galibo de 5.8 m. Como se muestra en la figura (4.3).

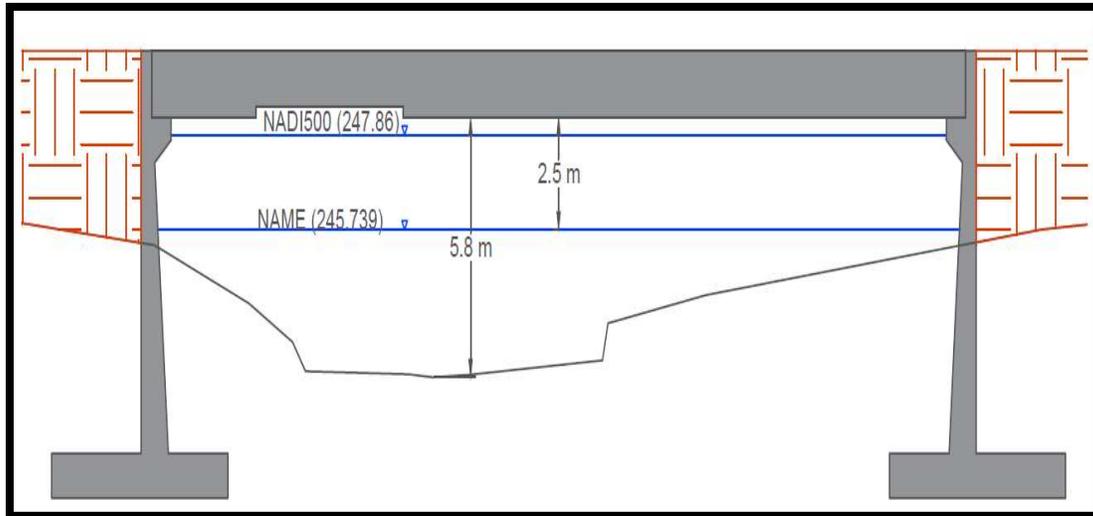


Figura 4.3. Determinación de galibo vertical

4.1.3 Ubicación del Puente en estudio

El proyecto del puente se localiza en la estación 0+245.84 cabe destacar que el eje del proyecto tiene esviamiento con respecto al eje del río. Por cuestiones prácticas de elementos mecánicos y socavación de la subestructura se trabaja el eje de proyecto como perpendicular al eje del río.

Como parte de la subestructura se colocara un estribo tipo voladizo; que son aquellos estribos cuya altura se encuentra entre 4 y 10 m de altura y son de concreto reforzado. Se analizará únicamente el estribo izquierdo. De acuerdo al documento “Puentes con AASHTO-LFRD 2010” se propuso el predimensionamiento del estribo, el cual además de depender de la altura del galibo vertical también dependerá de la profundidad de socavación local.

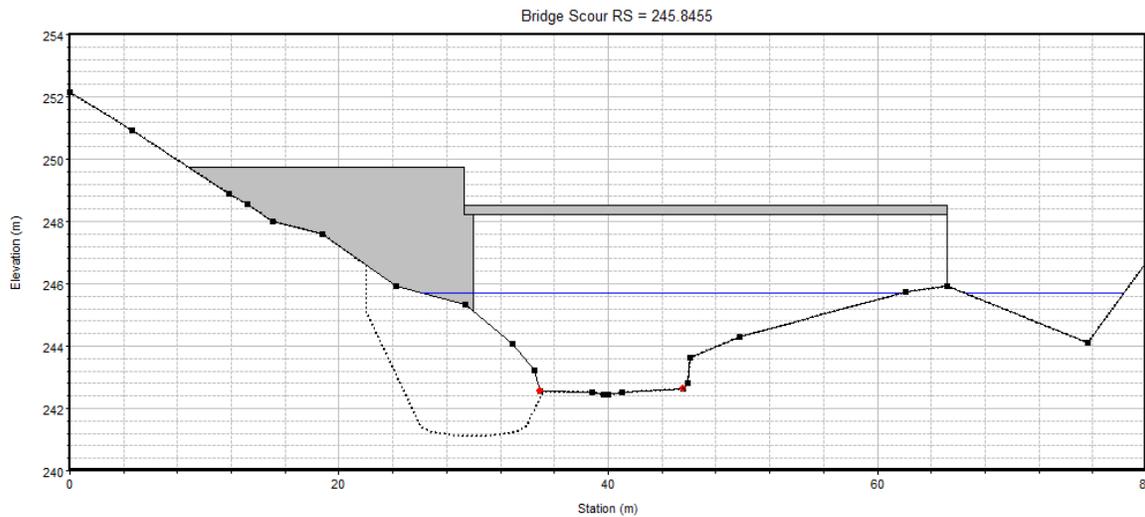
Uno de los principios de diseño de puentes es que la subestructura obstruya lo menos posible la corriente de agua. Se colocó el estribo izquierdo de tal manera que sea alcanzado por el gasto del periodo de retorno de diseño, con el objetivo de representar una situación crítica (obstrucción de la subestructura al paso del flujo). El claro del puente para este primer cálculo será de 30m.

4.1.4 Socavación local

En el cálculo de la socavación local en estribos, Hec-Ras utiliza las ecuaciones de HIRE y Froehlich, descritos en Capítulo II. Se ingresa una geometría del estribo tomando en cuenta la cota superior del galibo vertical y la superficie del terreno (las ecuaciones no toman en cuenta la profundidad de desplante del estribo). Se procede a calcular con el software la profundidad de socavación.

El programa utiliza por default la ecuación de Froehlich, y automáticamente calcula los parámetros de la ecuación de acuerdo a la teoría correspondiente de cada ecuación, y cuyos valores pueden ser modificados manualmente. Se realiza el cálculo de la profundidad de socavación para un Tr de 100 años y un Tr de 500 años.

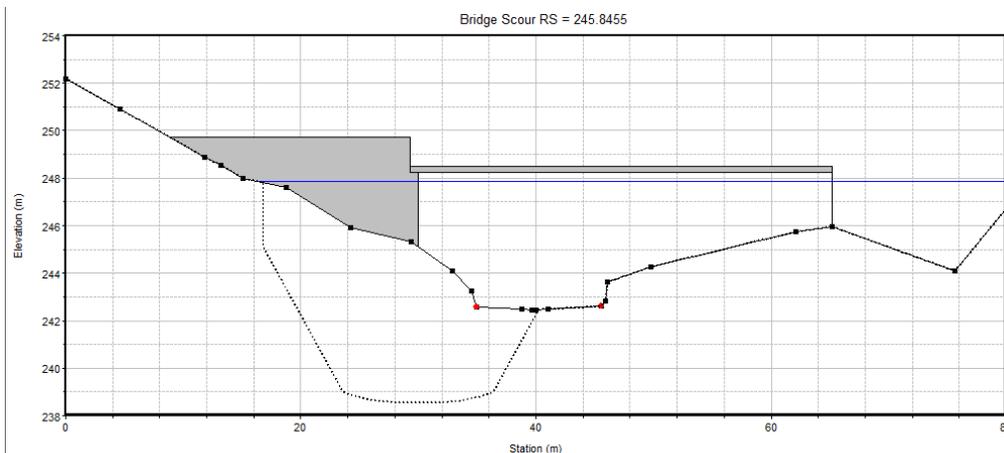
La figura 4.4 muestra la geometría de la profundidad de socavación para un gasto con Tr de 100 años en la sección transversal de la zona de cruce, calculada con el Método de Froehlich, así como la geometría de la subestructura y el relleno que va por detrás de la misma.



Socavación en estribo	Parte Izquierda
Velocidad (m/s)	0.90
Número de Froude	0.25
Profundidad de socavación $Y_s(m)$	4.01
Ecuación	Froehlich

Figura 4.4 Socavación local con Tr 100 años

La figura 4.5 muestra la subestructura y el nivel más bajo de la superestructura del puente así como geometría de la profundidad de socavación que el software cálculo para un gasto con Tr de 500 años en la sección transversal de la zona de cruce. Y en la parte baja de la figura una tabla que muestra algunos parámetros para el cálculo y la profundidad de socavación calculada.



Socavación de estribo	Valor
Velocidad (m/s)	0.94
Número de Froude	0.20
Profundidad de socavación $Y_s(m)$	6.59
Ecuación	Froehlich

Figura 4.5 Socavación local con Tr 500 años

Cálculo de la socavación local

En primera instancia se obtuvieron los parámetros que actúan en el cálculo de la socavación local. Estos parámetros son el resultado del estudio hidráulico realizado con el software HEC-RAS (Sección IV.I.III y IV.I.IV). Cabe mencionar que para cada Gasto con cada Tr, los parámetros varían. Estos parámetros se muestran en la tabla 4.4 dependiendo del método algunos se tomaron aguas arriba de la sección de cruce y otros exactamente en la sección de cruce.

Tabla. 4.4 Datos obtenidos de estudio hidráulico (Hec-Ras) para el cálculo de la socavación local.		
Parámetro	Gasto con Tr 100 años	Gasto con Tr 500 años
h (m)	3.25	5.46
Fr	0.39	0.26
kf	Depende de cada método	
L (m)	7.49	14.53
Fre	0.25	0.20
Ye	1.30	2.30

Tomando en cuenta que las paredes del estribo son verticales se muestran los resultados de las profundidades de socavación calculadas con los diferentes métodos en la tabla 4.5.

Tabla 4.5 Resultados de los métodos para la socavación local en estribos			
Método	Factores	Profundidad de socavación ds (m)	Profundidad de socavación ds (m)
		Tr 100 años	Tr 500 años
Método de Liu Chang y Skinner	$k_f = 2.1$, $k_\theta = 1$	6.98	10.87
Artamonov	$K_{Q100} = 1.72$, $K_{500} = 2.05$	5.59	11.19
Laursen (lecho móvil)		7.48	13.52
Froehlich	$k_f = 1$, $k_\theta = 1$	3.99	6.62
Melville	No aplica en las condiciones que establece el método.		
Hire	$k_f = 1$, $k_\theta = 1$	17.32	25.46

En la representación de la socavación local en el estribo se toma como resultado, la profundidad obtenida mediante el método de Froehlich ya que utiliza parámetros que

afectan directamente al estribo y además se tienen una mezcla de suelo entre arena y conglomerado con cierta cohesión dada por la presencia de limos y arenas por lo que la profundidad de socavación con ese método es aceptable a pesar de ser un método que se aplica únicamente en lechos arenosos. Es por eso que para la representación de la socavación se toma la geometría del modelo obtenido con HEC-RAS para un gasto con Tr de 100 años (Figura 4.4).

- **Nota:** El método de Hire como cada uno de los métodos fue calculado manualmente y la profundidad de socavación es muy grande comparada con los valores del software HEC-RAS, utilizando el mismo método. No se reportan esos valores en este trabajo.

Es importante mencionar que los métodos para el cálculo de la socavación local en estribos no toman en cuenta la cohesión del lecho del río ni la granulometría del mismo. Considerando que los principales componentes de los 2 primeros estratos corresponden a Arcillas arenosa y Fragmentos chicos y medianos de grava y a que las ecuaciones usadas por lo tanto corresponden solamente para lechos arenosos, en este trabajo se utilizó el gasto con un Tr de 100 años para calcular la profundidad de socavación local, debido a que la profundidad de socavación para el período de retorno de 500 años es muy alta y muy poco probable ante la presencia de un estrato altamente cohesivo como el conglomerado y por otro lado el predimensionamiento del estribo con este gasto complementario sería demasiado grande geométricamente tomando en cuenta esta profundidad de socavación.

4.2 Dimensionamiento y cargas en el estribo

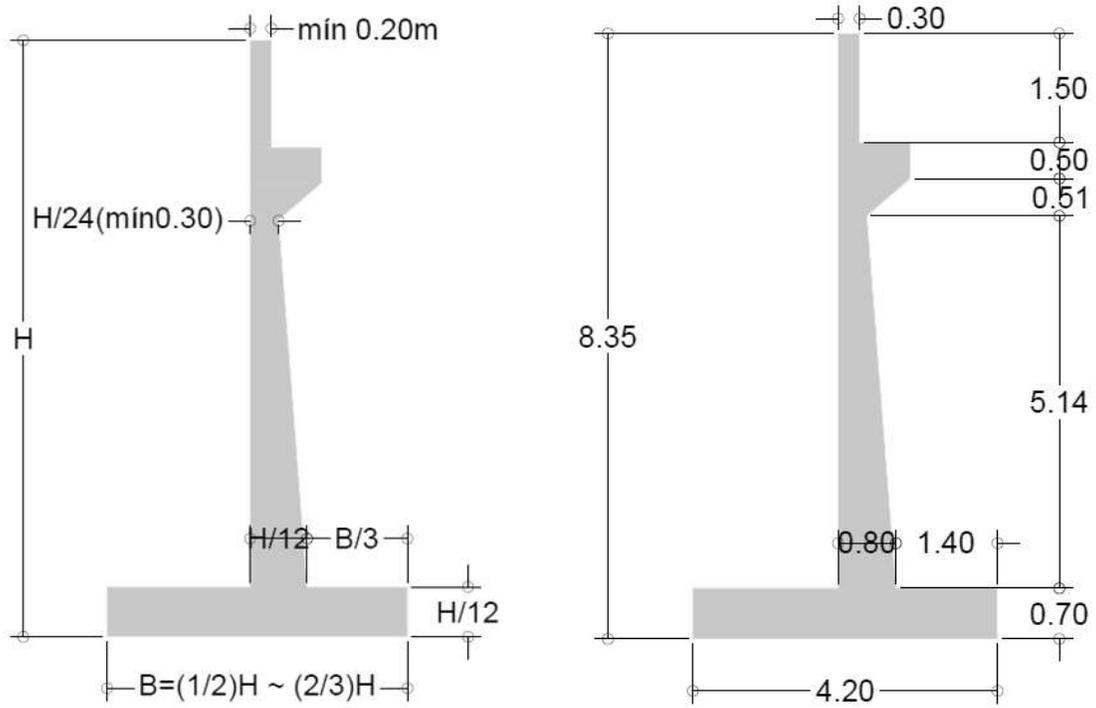
El dimensionamiento del estribo es importante debido a que con las dimensiones del mismo se revisara su comportamiento por estabilidad. En este estudio se eligió un estribo tipo voladizo por ser de concreto reforzado y el cual se utiliza en alturas de 4 a 10 m.

4.2.1 Diseño del estribo

En consideración a los criterios anteriores de la cota superior del galibo vertical y la profundidad de socavación para un gasto con periodo de retorno mostrados en la tabla 4.4 se determinó la altura del estribo.

Cota superior del galibo vertical (m.s.n.m).	248.24
Cota de terreno socavado con un Tr 100 Años. (m.s.n.m.)	241.12
Altura del estribo (m)	8.35

Las dimensiones mínimas del estribo están en función de la altura del mismo, por lo cual en base a la guía Puentes con AASTHO LFRD-2010 en la cual mediante la figura (4.6 a) se definen las dimensiones mínimas del estribo. En la figura (4.6 b) se muestra el estribo en voladizo predimensionado con la altura de 8.35m.



a) Dimensiones mínimas de estribo en voladizo AASTHO 2010

b) Dimensiones del estribo en voladizo

Figura 4.6 Dimensionamiento del estribo en voladizo

4.2.2 Revisión por estabilidad

En el capítulo II se describió el procedimiento para llevar a cabo la revisión del estribo por estabilidad por lo que una vez teniendo los datos necesarios de las propiedades del suelo y geometría del estribo (Figura 4.7) se procede a realizar dicha revisión como se describe a continuación:

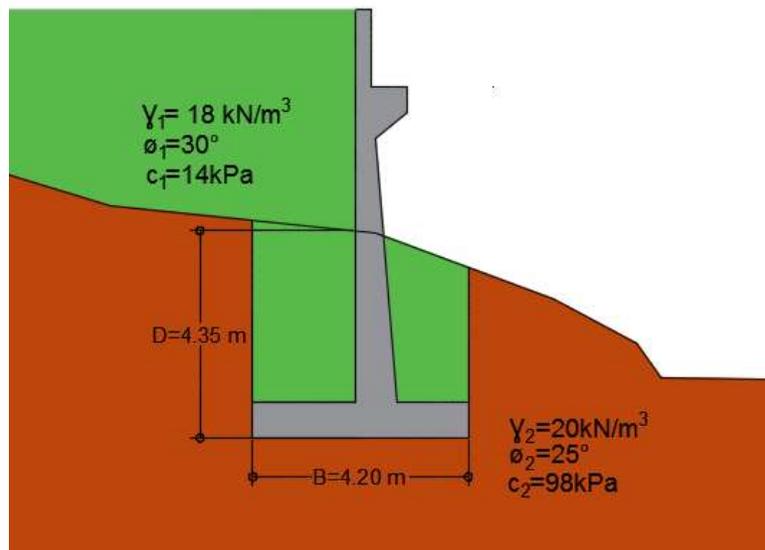


Figura. 4.7 Estratos de suelo y estribo a revisar por estabilidad

4.2.2.1 Revisión por volteo

Calculando la fuerza activa de Rankine por unidad de longitud de muro

Sustituyendo en la ecuación (2.35):

$$P_a = \frac{1}{2}(18)(8.35)^2(0.3014)$$

$$P_a = 189.13 \text{ kN/m}$$

Así mismo se calcula la componente horizontal de la fuerza activa de Rankine como se presenta a continuación:

$$P_h = P_a \cos 0$$

$$P_h = 189.13 \text{ kN/m}$$

El estribo en voladizo se dividió en siete secciones como se muestra en la Figura (4.8), para el cálculo del momento resistente que se muestra en la tabla 4.7.

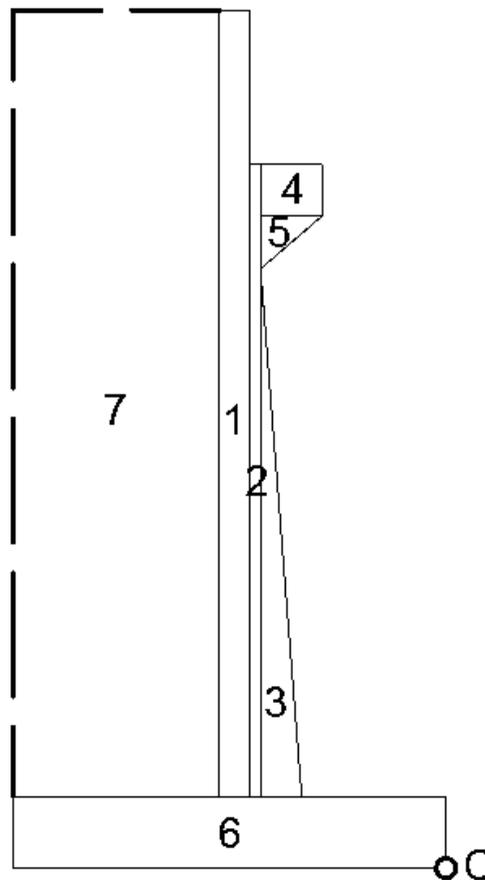


Figura 4.8 División geométrica de las áreas del estribo

Tabla 4.7 Cálculo de EMR				
Sección	Área (m ²)	Peso/unidad de longitud de muro	Brazo de momento medido desde C (m)	Momento respecto de C (kN-m)
1	2.29	54.14	2.04	110.32
2	0.61	14.51	1.84	26.66
3	1.08	25.66	1.66	42.49
4	0.3	7.07	1.49	10.55
5	0.15	3.53	1.59	5.6297
6	2.90	68.50	2.09	142.99
7	15.21	289.04	3.18	919.50
	Pa=		Mp	
	EV	462.479	EMR	1258.17

El momento de volteo M_o es:

$$M_o = P_h \left(\frac{H'}{3} \right)$$

$$M_o = 189.13 \left(\frac{8.35}{3} \right)$$

$$M_o = 526.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Factor de seguridad de volteo

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{\sum M_R}{M_o}$$

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{1258.17}{526.40} = 2.39 > 2 \text{ OK}$$

Por lo tanto el estribo pasa en la revisión por volteo.

4.2.2.2 Revisión por deslizamiento a lo largo de la base

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2 \sqrt{K_p D}$$

$$P_p = \frac{1}{2} (2.04)(20)(4.35)^2 + 2(98)\sqrt{2.04}(4.35)$$

$$P_p = 1603.77 \text{ kn/m}$$

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V)\tan(\kappa_1\phi_2) + \kappa_2c_2 + P_p}{P_a \cos\alpha}$$

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(462.479)\tan((0.67)(25)) + (0.67)(98) + 1603.77}{189.13\cos 0}$$

$$FS_{(deslizamiento)} = 9.56 > 1.53 \text{ OK}$$

Por lo tanto el diseño del estribo es adecuado por deslizamiento a lo largo de la base.

4.2.2.3 Revisión de la falla por capacidad de carga

Utilizando las ecuaciones 2.55, 2.58 respectivamente

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V}$$

$$e = \frac{4.20}{2} - \frac{1258.17 - 526.40}{462.48}$$

$$e = 0.52$$

$$q_{talón} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{talón} = \frac{462.48}{4.20} \left(1 + \frac{6(0.52)}{4.20} \right)$$

$$q_{talón} = 191.91 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{punta} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{punta} = \frac{462.48}{4.20} \left(1 - \frac{6(0.52)}{4.20} \right)$$

$$q_{punta} = 28.63 \text{ kN/m}^2$$

Capacidad de carga última del suelo

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Se utilizó la tabla del libro Principios de cimentaciones de Braja M. Das para obtener los valores de N_c , N_q y N_γ , para un ϕ de 25° como se muestra en la tabla 4.8.

Tabla 4.8 Valores de capacidad de carga para $\phi=20^\circ$		
N_c	N_q	N_γ
20.72	10.66	10.88

Sustituyendo valores en los factores de forma y calculando los resultados se muestran en la tabla 4.9:

Tabla 4.9 Resultados capacidad de carga		
Factores de forma, profundidad e inclinación.	Sustituyendo	Resultado
$q = \gamma_2 D$	$q = (20 * 4.35)$	$q = 87 \text{ kN/m}^2$
$B' = B - 2e$	$B' = 4.20 - 2(0.52)$	$B' = 3.16 \text{ m}$

$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D}{B'} \right)$	$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{4.35}{3.16} \right)$	$F_{cd} = 1.55$
$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \text{sen} \phi)^2 \left(\frac{D}{B'} \right)$	$F_{qd} = 1 + 2 \tan 25 (1 - \text{sen} 25)^2 \left(\frac{4.35}{3.16} \right)$	$F_{qd} = 1.42$
$F_{\gamma d} = 1$	$F_{\gamma d} = 1$	$F_{\gamma d} = 1$
$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V} \right)$	$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{189.13 \cos 0}{462.48} \right)$	$\psi = 22.24$
$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi}{90} \right)^2$	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{22.24}{90} \right)^2$	$F_{ci} = 0.56$
$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi} \right)^2$	$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{22.24}{25} \right)^2$	$F_{\gamma i} = 0.01$

$$q_u = (98)(20.72)(1.55)(0.56) + (87)(10.66)(1.42)(0.56) + \frac{1}{2}(10)(3.16)(10.88)(1)(0.01)$$

$$q_u = 2501.73 \text{ kN/m}^2$$

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{qu}{qpunta}$$

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{2501.73}{28.63} = 87.38 > 3 \text{ Ok}$$

El diseño es adecuado por capacidad de carga y por lo que el muro es capaz de resistir la presión vertical a la que estará sometida.

4.2.3 Carga viva y carga muerta

En el cálculo de las cargas vivas y muertas es preciso definir los datos que conformarán el proyecto del puente como:

1. Longitud del claro entre apoyos = 30 m.
2. Número de carriles = 2
3. Ancho de calzada = 10.10 m
4. Peso volumétrico del concreto (P.V.)= 2.4 t/m

Carga muerta: Consiste en cuantificar los elementos que conforman la superestructura para así obtener su peso. Se realizó una sección transversal de la superestructura del puente figura (4.9) con la finalidad de facilitar el cálculo de la carga muerta.

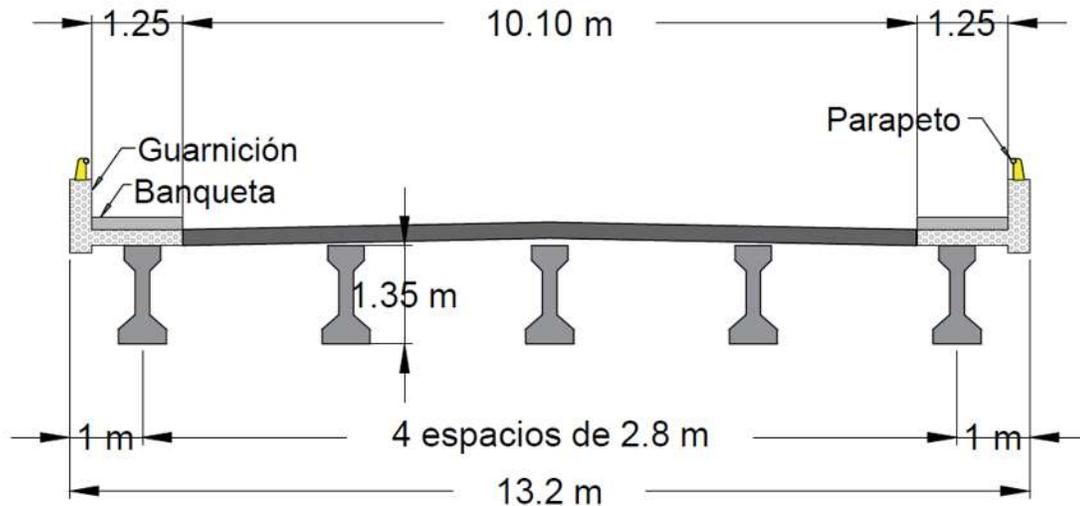


Figura 4.9 Sección transversal de un puente

La tabla 4.10 muestra el procedimiento de cálculo de la carga muerta que consiste en la cuantificación del peso de los elementos que conforman la superestructura.

Tabla. 4.10 Cálculo de la carga muerta	
Banqueta	$W = \text{Área banqueta}(\text{m}^2) \times \text{claro}(\text{m}) \times \text{P.V. Concreto}(\text{t}/\text{m}^3)$
	$W = 0.22 \times 30 \times 2.4$
	$W = 31.68 \text{ t}$ (Considerando banqueta de cada lado)
Parapeto	$W = \text{Área parapeto}(\text{m}^2) \times \text{claro}(\text{m}) \times \text{P.V. Parapeto}(\text{t}/\text{m}^3)$
	$W = 0.039 \times 30 \times 2$
	$W = 4.68 \text{ t}$ (considerando parapeto de cada lado)
Guarnición	$w = \text{Área guarnición}(\text{m}^2) \times \text{claro}(\text{m}) \times \text{P.V. guarnición}(\text{t}/\text{m}^3)$
	$W = 0.576 \times 30 \times 2.4$
	41.472 t (Considerando guarnición por en cada lado)
Losa	$W = \text{Espesor losa}(\text{m}) \times \text{claro}(\text{m}) \times \text{ancho de calzada}(\text{m}) \times \text{P.V. concreto}(\text{t}/\text{m}^3)$
	$W = 0.22 \times 30 \times 10.10 \times 2.4$
	$W = 159.98 \text{ t}$
Trabes	$W = \text{No. Trabes} \times \text{claro}(\text{m}) \times \text{área trabe}(\text{m}^2) \times \text{P.V. concreto}(\text{t}/\text{m}^3)$
	$W = 5 \times 30 \times 0.4974 \times 2.4$
	$W = 178.92 \text{ t}$
Total	$W = 416.73 \text{ t}$

El claro del puente se encontrara apoyado en cada uno de sus extremos por lo que se define cual es el peso que cargara el estribo calculando como se muestra a continuación:

$$Carga\ muerta = \frac{416.73\ t}{2}$$

$$Carga\ muerta = 208.36\ t$$

$$Carga\ muerta = 2043.31\ kN$$

Carga Viva

La carga viva se calcula con la ecuación (4.1).

4.1

$$w(t) = esfuerzo_{cortante}(t) * No. Carriles * Probabilidad\ de\ coincidencia.$$

El claro de puente corresponde a 30 m valor que se utiliza para el cálculo del esfuerzo cortante en la gráfica de esfuerzos cortantes del Modelo IMT 66.5, por lo que en la tabla 4.11 se muestra el esfuerzo cortante obtenido y el resultado de la carga viva.

Tabla. 4.11 Cálculo de la carga viva	
Esfuerzo cortante (t)	57
No. Carriles	2
Probabilidad de coincidencia(%)	90
Carga viva (t)	102.6

Carga viva más impacto

Se calcula la carga de impacto de acuerdo a la ecuación (2.64) como se presenta a continuación:

$$Impacto = \frac{15.24}{30 + 38.1}$$

$$Impacto = 0.2237$$

A continuación se suma la carga viva más la carga de impacto.

$$Carga\ viva + Impacto = 102.6 * 1.2237$$

$$Carga\ viva + Impacto = 125.56\ t$$

Convirtiendo el valor de la carga viva más impacto de toneladas a kilonewtons.

$$Carga\ viva + Impacto = 1231.32\ kN$$

Como el claro del puente se encuentra apoyado en 2 partes se tiene:

$$Carga\ viva + Impacto = 615.66\ kN$$

Carga vertical total

La carga vertical total se calcula sumando la carga viva más la carga muerta más la carga de impacto.

$$Carga\ viva + Impacto + Carga\ muerta = 615.66\ kN + 2043.31\ kN$$

$$Carga\ viva + Impacto + Carga\ muerta = 2658.97\ kN$$

Y como la carga vertical total estará apoyada en un área de 7 m² se tiene:

$$Carga\ Total = \frac{2658.97\ kN}{7m^2}$$

$$Carga\ Total = 379.85\ \frac{kN}{m^2}$$

4.2.4 Empuje hidrostático para un gasto con Tr de 500 años

El empuje hidrostático es la resultante de la distribución de presiones que actúa sobre la estructura, actúa perpendicularmente en el estribo debido a la presencia de un tirante de agua y a la permanencia de este.

En primera instancia se calcula el empuje hidrostático para un gasto con periodo de retorno de 500 años y sin tomar en cuenta la profundidad de socavación correspondiente, el cálculo del empuje variando gradualmente el tirante se muestra en la tabla 4.12.

Tabla. 4.12 Cálculo del Empuje hidrostático					
y = h (m)	P.V.a. (Kn/m3)	b (m)	2 sen(Θ)	E (kN)	
0.4208	9.81	10	1.99	8.70	
0.5608	9.81	10	1.99	15.46	
0.6708	9.81	10	1.99	22.12	
0.9108	9.81	10	1.99	40.78	
1.1108	9.81	10	1.99	60.66	
1.3108	9.81	10	1.99	84.483	
1.4608	9.81	10	1.99	104.92	
1.5608	9.81	10	1.99	119.78	
1.7859	9.81	10	1.99	156.82	
2.4208	9.81	10	1.99	223.18	

4.2.5 Cálculo del empuje hidrostático para una zona socavada con gasto con Tr de 100 años.

En este apartado se consideró el estribo socavado para un gasto con Tr de 100 años. Por lo que se calculó con estas condiciones el empuje hidrostático aumentando gradualmente el tirante hasta la el nivel de la superficie de agua para el periodo de retorno ya mencionado. El cálculo del empuje hidrostático se muestra en la tabla 4.13.

Tabla.4.13 Empuje hidrostático en zona socavada con Q Tr 100 años

$y = h$ (m)	P.V.a. (kN/m ³)	b (m)	$2 \text{ sen}(\Theta)$	E (kN)
0.82	9.81	10	1.99	33.06
1.22	9.81	10	1.99	73.18
1.62	9.81	10	1.99	129.04
2.02	9.81	10	1.99	200.63
2.42	9.81	10	1.99	287.96
2.82	9.81	10	1.99	391.02
3.22	9.81	10	1.99	509.81
3.62	9.81	10	1.99	644.34
4.02	9.81	10	1.99	794.60
4.51	9.81	10	1.99	1000.12

CAPÍTULO 5. MODELACIÓN CON ELEMENTOS FINITOS EN RS3®

En este capítulo se presenta la modelación numérica en RS3®. Considerando los estudios y datos obtenidos en el capítulo anterior. Se describe el proceso del modelado, así como los resultados obtenidos.

5.1 Modelación (FEM)

En base al diseño del estribo y a la topografía del terreno, se realizó en el programa RS3® la modelación de la interacción entre el suelo y la estructura. El estribo es una estructura que da soporte vertical al puente y está sometido a diversas cargas entre las cuales tenemos: cargas vivas, cargas muertas y cargas laterales por flujo de agua. Así mismo ante la vulnerabilidad de los puentes que se encuentran dentro del cauce se presenta el fenómeno de socavación local.

En la modelación se ingresó la topografía original del terreno, sin embargo en los resultados obtenidos se visualizaron desplazamientos en las pendientes del terreno y al ser estos de gran magnitud y en algunos casos sin ser sometidos a esfuerzos, se optó por adaptarlo a un terreno sin pendientes (modelo simplificado); recordando que el software RS3® también es para el análisis de taludes. Posteriormente se comenzó a realizar una modelación con proceso constructivo observándose que los resultados no eran confiables para nuestro problema, debido a la convergencia del programa y a los desplazamientos irreales que se generaban al momento de colocar el estribo y el relleno. Es importante mencionar que los empujes debidos a la compactación son mayores a los del propio relleno y que dependen del peso y dimensión de la maquinaria a utilizar, por lo que la simulación de este procedimiento con la colocación del relleno es muy complicada de realizar, tomándose como un relleno sin proceso de compactación.

Es preciso definir que el conjunto de modelaciones a realizar es para un estribo con geometría típica recomendada en la guía de puentes (Puentes con AASHTO-LRFD 2010) de un muro en voladizo, el cual estará en condiciones de servicio considerando las cargas muertas, cargas vivas y la condición en donde el tirante de agua del cauce considerado se incrementa (ver capítulo IV). Cabe mencionar, que la fricción entre el muro y el terreno, se consideró totalmente movilizada, debido a que la geometría del estribo genera algunos errores numéricos, por lo que es necesario estudiar este tema en un futuro.

5.1.1 Parámetros del suelo y del estribo

Suelo

En el capítulo III se presentaron los resultados de los parámetros de resistencia obtenidos en el estudio geotécnico. Es preciso mencionar que por la falta de algunos parámetros como el ángulo de fricción interna y la cohesión en las capas de arena arcillosa (SC) y los Fragmentos chicos y medianos de grava (Fcm-GP-GC) y considerando que estas mismas capas se van a remover en el proceso constructivo en la parte correspondiente al estribo se optó por colocar únicamente el estrado de conglomerado y un relleno que se colocara detrás del estribo y hasta cierta profundidad de desplante dichos parámetros se muestran en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Parámetros de resistencia del suelo						
Tipo de Material	Peso específico γ (kN/m³)	G (Kpa)	Módulo de Elasticidad, E (Kpa)	Relación de Poisson, ν	c (kPa)	ϕ °
Relleno	18	196133	20,000	0.3	14	30
Cg	20	196133	490,332	0.25	98	25

Estribo

Para simular el estribo se recurrió a la modelación de liners. El liner es un elemento de soporte bidimensional que puede ser utilizado para definir:

- Concreto lanzado, concreto, concreto reforzado o sistemas de soporte en la excavación.
- Reforzamiento geosintético para la estabilidad de taludes.

El elemento liner se añade a los límites o contornos utilizando:

- 1) Add Liner: que es una opción que permite aplicar liners o revestimientos a superficies extruidas (es decir superficies creadas a partir de los límites extruidos en la dirección Z).
- 2) Add End Liner: Es una opción que permite agregar revestimientos a las regiones en los extremos o caras de cada superficie.

Las propiedades que se le asignaron al estribo se presentan en la tabla 5.2. Es importante destacar que el estribo se formó mediante los elementos liner los cuales adaptan el comportamiento a elementos que no son suelo y representan elementos estructurales. Se colocaron 2 liners uno dentro y otro en el contorno del estribo como se muestra en la figura 5.1. En donde el valor correspondiente al módulo de Young se colocó en esa magnitud para darle gran rigidez al elemento. El Modulo de Poisson para el concreto varía de 0.15 a 0.20 esto depende de factores como la zona de elaboración del concreto y está su vez involucra el clima y el material con que se elabora el mismo.

Tabla. 5.2 Propiedades del estribo				
Estribo	Módulo de Young (kPa)	Relación de Poisson	Espesor (m)	Tipo de material
Contorno	300,000,000	0.2	0.10	Elástico
Dentro	300,000,000	0.2	0.10	Elástico

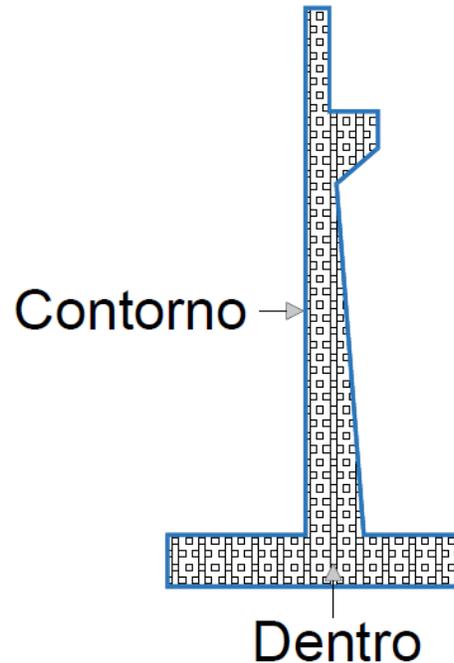
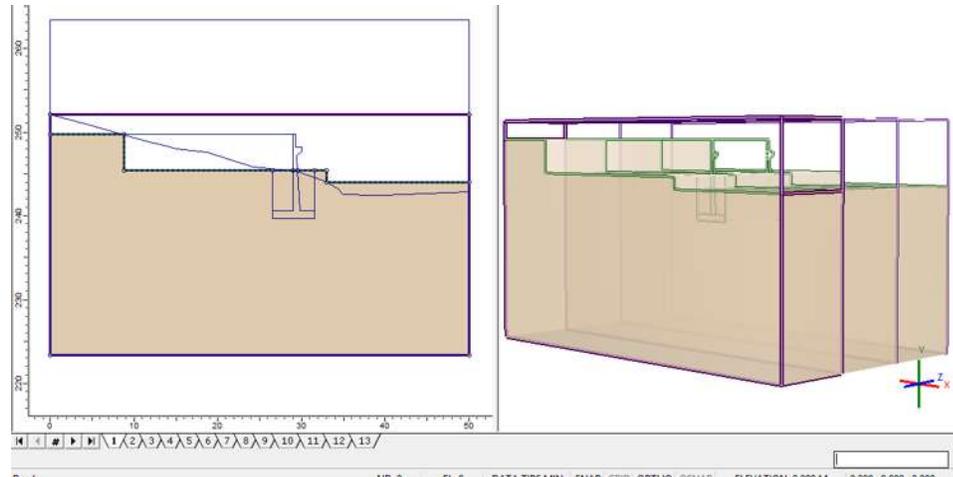


Figura 5.1 Liner en el estribo

5.1.2 Descripción del proceso de modelado del estribo y del suelo:

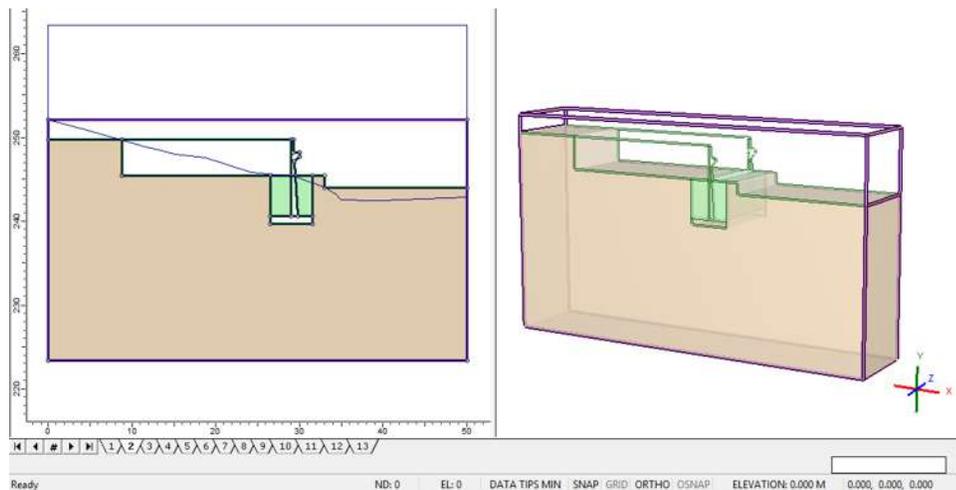
El modelado en RS3®, se llevó a cabo en etapas, considerándose trece en total, las tres primeras corresponden al estado “in situ”, proceso de colocación del estribo, colocación del relleno y las últimas dedicadas al proceso de la aplicación de las diferentes cargas actuantes. La etapas mencionadas se describen a continuación:

- Etapa 1. Tomando en cuenta la sección transversal del terreno natural en la que se está diseñando el estribo, se exportó la zona de cruce del puente desde un archivo DXF de la sección transversal (ver Figura 5.2). Como ya se mencionó, se aproximó dicha sección a un terreno plano, considerando diferentes elevaciones promedio a partir del perfil considerado como se puede apreciar en la figura 5.2 a y 5.2 b.



a) Sección transversal del terreno b) Vista Tridimensional
Figura 5.2. Etapa 1 del modelo del suelo

- Etapa 2. Se consideró un relleno hasta la profundidad de desplante, así como el estribo para tomar en cuenta hasta cierto punto el proceso constructivo parcial, de acuerdo al diseño geométrico que se llevó a cabo en la sección IV.III.I y de acuerdo a la topografía del terreno como se observa en la Figura 5.3.



a) Sección del estribo con relleno en el desplante considerado b) Sección con relleno tridimensional estribo-suelo
Figura 5.3. Etapa 2 Relleno al nivel de desplante

- Las siguientes acciones se llevaron a cabo para la adaptación del modelo a su comportamiento real, tal y como se muestra en la figura 5.4: a) Se insertó un relleno de material en la parte trasera del estribo el cual, servirá para darle continuidad al eje del camino. b) Se colocó una superficie de agua exactamente el las cotas superiores del terreno con la finalidad de simular el terreno con esfuerzos efectivos, así mismo c) se colocaron restricciones de movimiento en los extremos del terreno en XYZ, simulando el confinamiento del mismo, además se restringieron las paredes frontal y trasera del relleno en la coordenada Z visto en el plano XY. d) Se realizó la

discretización del continuo de 300 elementos finitos. Estos elementos se pueden ver en la figura 5.4. Es preciso mencionar que estas acciones deben de realizarse antes de que el modelo sea calculado, porque se podrían tener errores numéricos en los resultados.

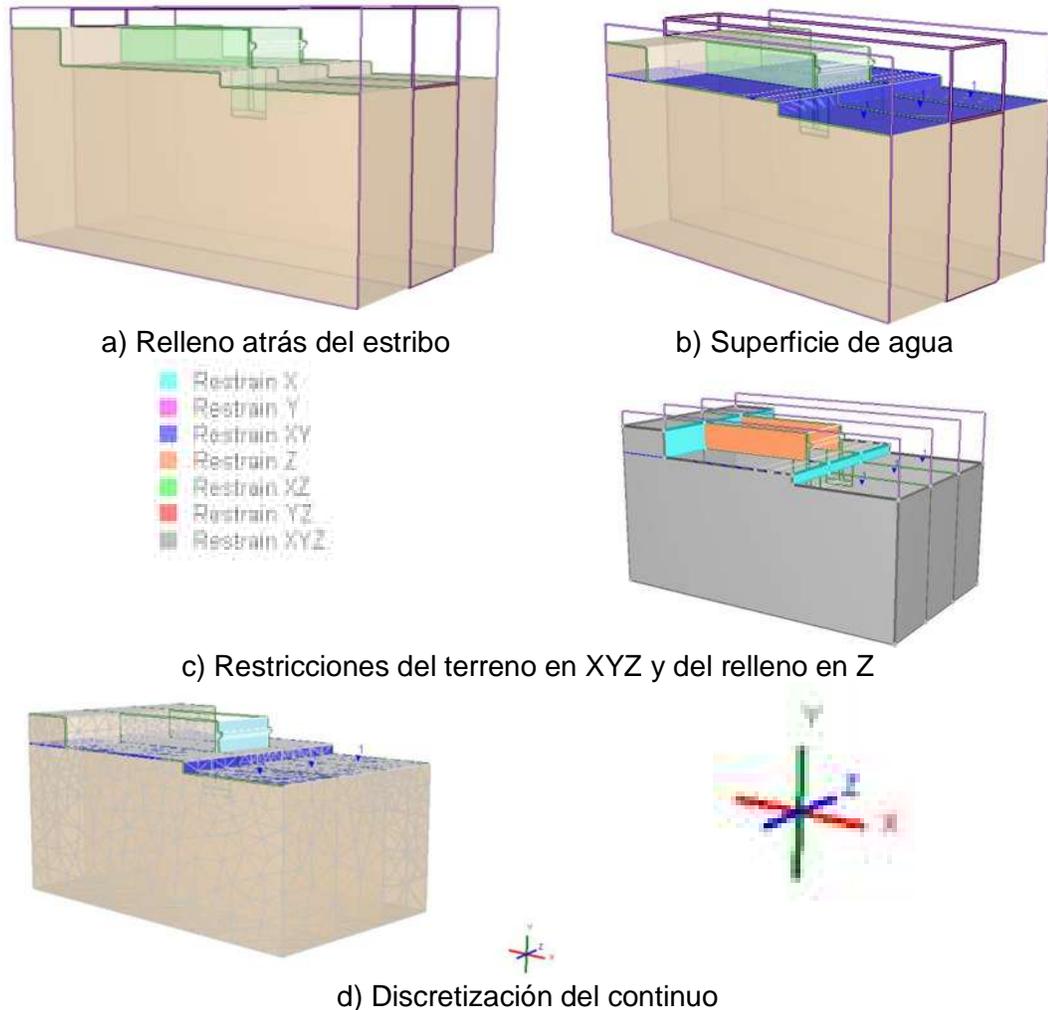


Figura 5.4 Conformación del modelo en RS3®

Etapa 4. En esta etapa ya se encuentra conformado el modelo con todos los elementos que pueden afectar el comportamiento del estribo por lo que a partir de esta etapa se introducen las diferentes cargas que actuarán en el mismo y las cuales serán descritas en el apartado correspondiente.

5.1.3 Carga vertical máxima ($V_{m\acute{a}x}$)

Como su nombre lo indica se describe el proceso realizado para la obtención de la carga vertical máxima, más sin embargo cabe destacar que el proceso es similar tanto para la obtención del momento actuante, como para el empuje hidrostático. Se aplicaron cargas

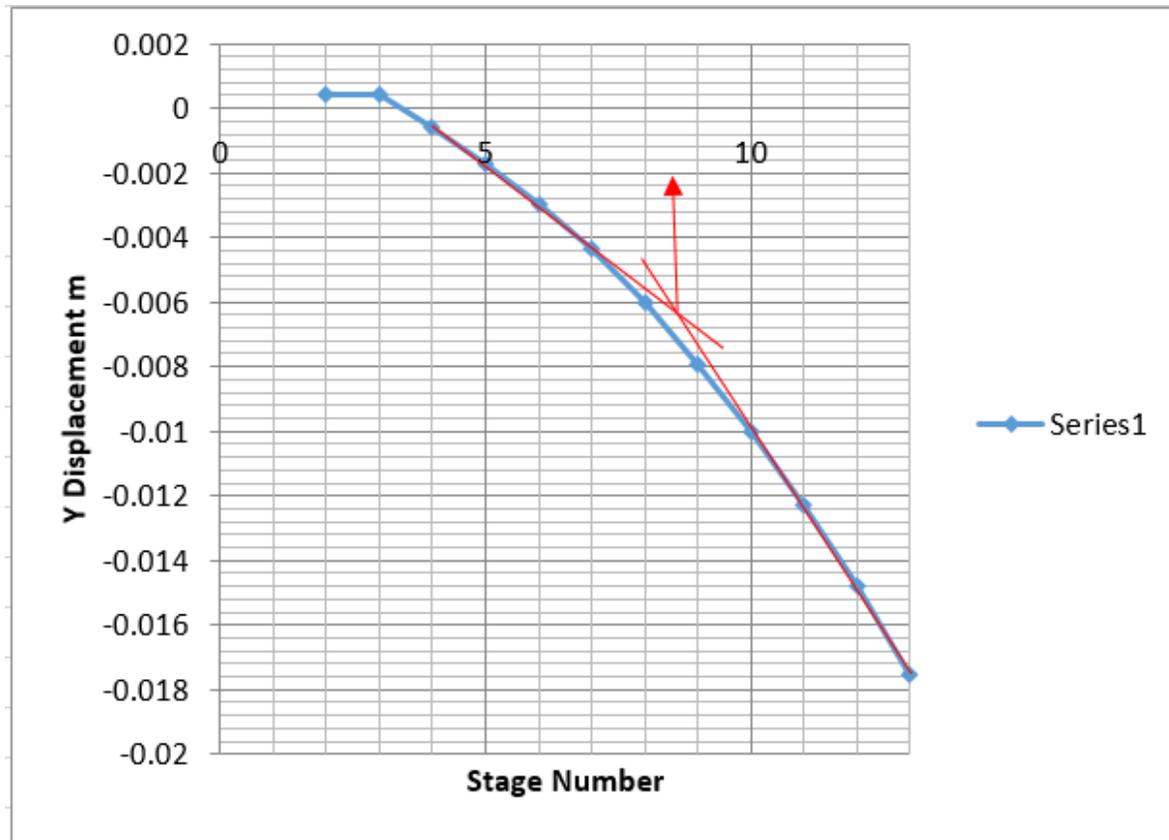
verticales en las correspondientes etapas del modelo de tal forma que dentro de éstas se contempló el valor obtenido de las cargas muertas y cargas vivas obtenidas en el análisis de la sección IV.III.III. Las cargas fueron incrementándose desde la etapa 4 a la 13, como se muestra en la tabla 5.3. La finalidad es la obtención de la carga máxima vertical que soportará el suelo considerando el comportamiento del estribo y esto se realizará mediante un criterio de falla el que se describe en V.I.III. El valor de las cargas verticales colocadas en la etapa 4 y 5 corresponde a los valores aproximados de la carga muerta y la carga viva más la muerta respectivamente.

Tabla 5.3 Cargas verticales en las etapas de la 4 a la 13	
Etapas	Carga Vertical V (kN)
4	1615.04
5	3230.01
6	4844.98
7	6460.02
8	8075.06
9	9690.03
10	11305.07
11	12920.04
12	14535.01
13	16150.05

5.1.4 Criterio de falla

A partir de la modelación, se obtuvieron las curvas etapas vs desplazamiento, en donde cada curva representa el comportamiento del estribo en el suelo al actuar las cargas sobre el estribo. A partir de éstas se definió un criterio de falla del suelo, lo que permite obtener un punto de la gráfica presentada como la envolvente más adelante.

En este trabajo en la gráfica 5.1 desplazamiento vs Número de Etapa se presenta el ejemplo para la definición del punto considerado como la falla. Puede observarse que el desplazamiento del estribo en el suelo no es lineal, por lo que el comportamiento el suelo ya fallo ante una carga. Para obtener la carga a la cual se presenta la falla, se tomó un criterio; el cual consiste en colocar al inicio y al final de la curva dos líneas rectas que vayan siguiendo el comportamiento de la misma. Al intersectarse dichas líneas rectas se proyecta una línea perpendicular al el eje de las x obteniendo así el número de la etapa, tomando como base el número de la etapa obtenido se interpola y se obtiene la carga que está actuando en el estribo (carga de falla).



Gráfica 5.1 Obtención de la carga de falla

Como ya se mencionó, cada carga de falla representa un punto de la envolvente de ruptura, por lo que esta dependerá de las combinaciones de cargas que se tengan en cada envolvente de ruptura. Las gráficas Desplazamiento vs Número de etapa se obtuvieron de la parte superior izquierda de la losa de la zapata del estribo figura (5.5), debido que se analizó el comportamiento en las diferentes zonas del estribo y la mencionada fue la que mostraba un comportamiento de desplazamiento más uniforme en las diferentes simulaciones.

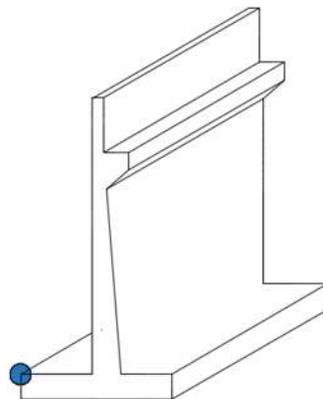
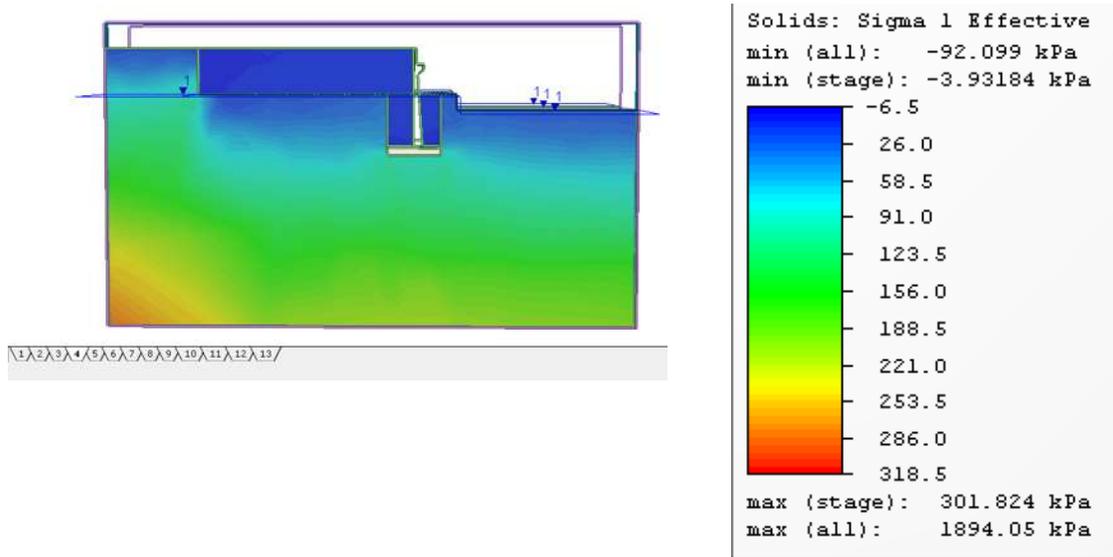
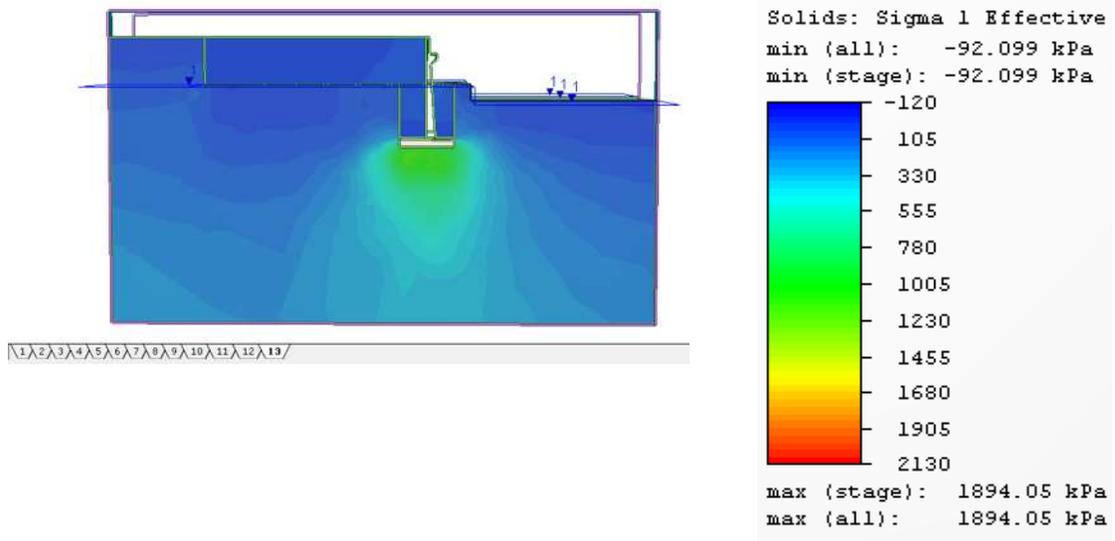


Figura 5.5. Punto en el estribo para la obtención de las gráficas Desplazamiento vs Número de Etapa



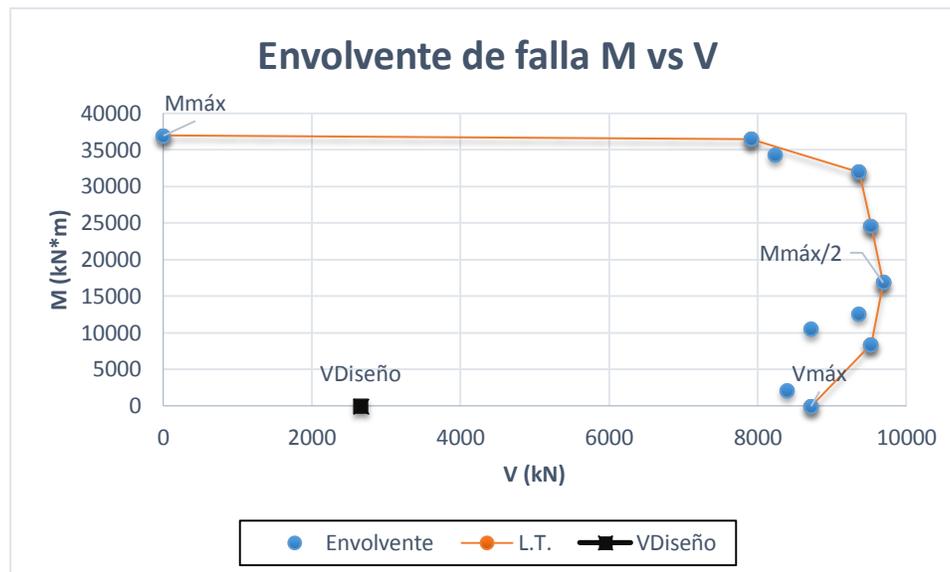
a) Esfuerzos efectivos en la Etapa 4



b) Esfuerzos efectivos en la etapa 13

Figura 5.7 Incremento de los esfuerzos efectivos

Tabla 5.4 Momento aplicado y carga vertical obtenida.	
M (kN*m)	V (kN)
0	8721.286
2100	8398.278
8400	9528.806
10500	8721.286
12600	9367.302
16800	9690.31
24570	9528.806
31920	9367.302
34314	8236.774
36414	7913.766
36960	0



Gráfica 5.2 Envolvente de falla Momento vs Carga Vertical

En la envolvente de ruptura Momento (M) vs Carga vertical (V) resultante en este análisis y presentada en la gráfica 5.2 se puede observar un cuadro negro con $M=0$ kN*m y $V=2658.97$ kN denominado V Diseño el que representa la carga máxima a la que estará sometido el estribo ante la acción de cargas muertas y carga viva máxima. El punto está dentro de la envolvente obtenida en este estudio, y lo que nos lleva a concluir que verticalmente el estribo resistirá la acción combinada de la carga viva más la carga muerta obtenida del análisis propuesto por (Soto Karla, 2003).

En la envolvente se observa además, la carga máxima vertical que resiste el estribo, la que tiene una magnitud de $V_{máx}=8721.29$ kN y lo que representa un poco más del doble de la carga denominada VDiseño, mientras que el momento máximo tiene una magnitud de $M_{máx}=36\ 960$ kN*m. el momento aplicado a las simulaciones representa la acción de las

cargas debidas al efecto de las diferentes cargas dinámicas que pueden actuar en el estribo y propiciar su volteo.

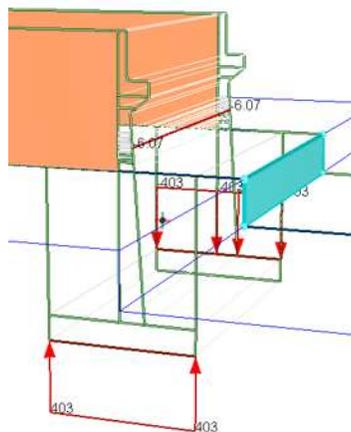
Para la mejor comprensión de la envolvente de falla se analizan dos partes de la misma:

- 1) Al incrementar el momento hasta la mitad del M_{\max} ($M_{\max} \leq M_{\max}/2$), la carga vertical aumenta casi 1000 kN con respecto a la carga V_{\max} considerada sin la acción del mismo. Es decir hasta este punto el momento le da más estabilidad al estribo ante la acción de una carga vertical.
- 2) Al ser la magnitud del M_{\max} mayor de la mitad del mismo ($M_{\max} > M_{\max}/2$), la carga vertical comienza a disminuir, inclusive al acercarse a la aplicación de un momento al momento máximo la carga vertical es casi 800 kN menor a la máxima sin momento.
- 3) Se presenta una línea de tendencia que define la combinación posible de los momentos y cargas verticales considerando la interacción suelo estructura.

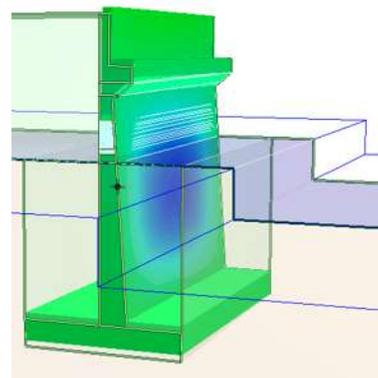
5.3. Envolvente de ruptura Momento vs Empuje Hidrostático

En esta modelación se varió gradualmente el tirante de agua hasta obtener el empuje hidrostático para un gasto con T_r de 500 años que es considerado el más desfavorable en este trabajo “en caso de no existir socavación”. En donde el momento en cada simulación es constante.

La aplicación del momento y del empuje hidrostático se muestran en la figura (5.8 a) en donde el empuje hidrostático se aplica en un costado del estribo con su correspondiente magnitud de acuerdo al tirante. La cinemática de movimiento se muestra en la figura (5.8 b). En donde se observa que el momento tiene influencia en el estribo desplazándolo verticalmente hacia arriba.



a) Aplicación momento y empuje hidrostático en el estribo



b) Cinemática de movimiento del estribo

Figura 5.8 Cargas aplicadas al estribo $M=403$ y Empuje Hidrostático variable Q_{Tr500} Años

En la figura 5.9 puede observarse las etapas 4 y 13 en las cuales no se tiene cambio en los esfuerzos efectivos a medida que incrementa el empuje hidrostático.

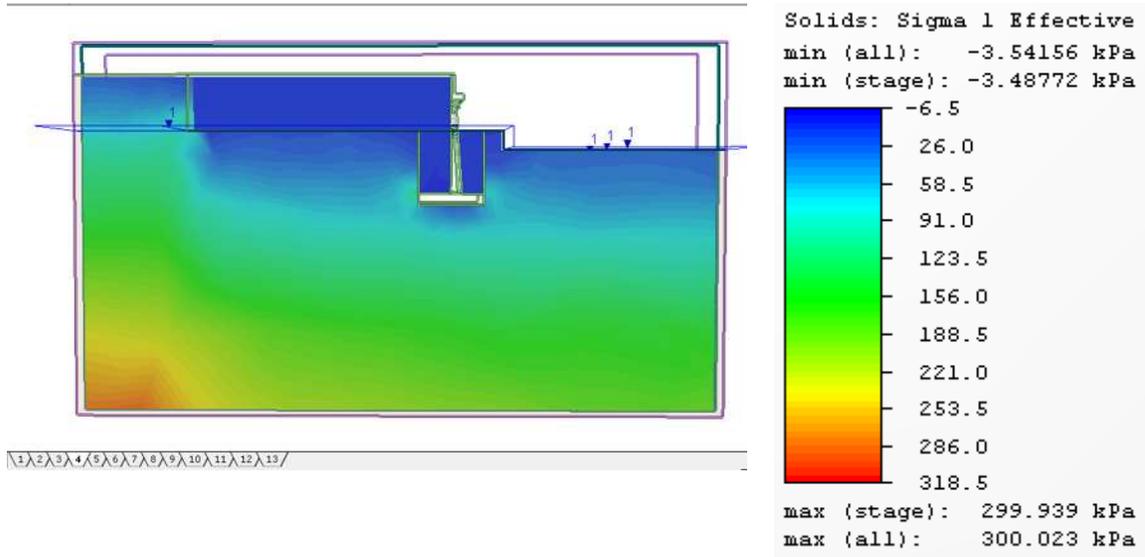
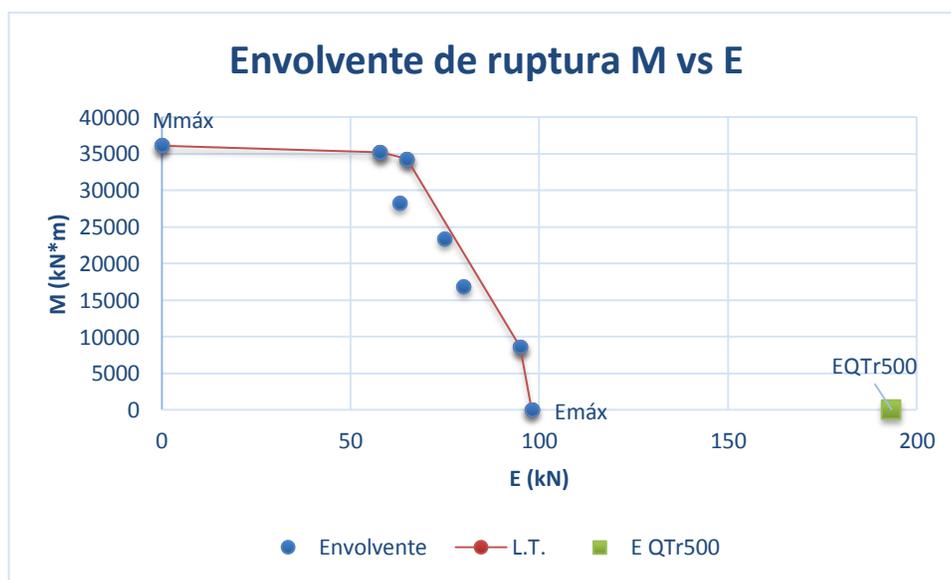


Figura 5.9 Incremento de los esfuerzos efectivos con empuje hidrostático

Tabla 5.5. Momento aplicado y empuje hidrostático obtenido.

M (kN*m)	H (kN)
0	98
8639.4	95
16926	80
23394	75
28266	63
34314	65
35196	58
36120	0



Gráfica 5.3 Envolverte de falla Momento (M) vs Empuje hidrostático (E)

La envolvente de ruptura M vs E se presenta en la gráfica 5.3 y el comportamiento es el siguiente:

- El empuje que resiste la envolvente de ruptura es menor al empuje que se presentara para un empuje hidrostático con Tr 500 años definido con un cuadro verde y denominado EQTr500; es decir soporta aproximadamente la mitad del empuje que se produce en ese periodo de retorno considerando la interacción entre el suelo y la estructura.
- Al incrementar el momento de volteo disminuye la resistencia al empuje hidrostático.
- No se colocó el gasto con Tr de 100 años por que el nivel del agua para ese periodo de retorno en la zona sin socavar no alcanza a impactar en el estribo.

5.4 Envolvente de ruptura con socavación Momento vs Carga Vertical

Como se mencionó anteriormente la socavación es una de las causas con mayor impacto en la falla de los puentes. La modelación numérica de la socavación no es un problema sencillo al considerarse los efectos del tiempo, del tipo del suelo y otros factores. En este trabajo se empleó la consideración de que la socavación ya ocurrió, de tal forma que, en primera instancia al obtener la geometría de la socavación en Hec-Ras está se pudo reproducir en el modelo de RS3® en forma de excavación, cabe destacar que esto se realizó para un gasto con Tr de 100 años, debido a que se vio anteriormente que el estribo no soporta el empuje hidrostático de un gasto con Tr de 500 años, además se consideró la poca probabilidad de que se presente esta profundidad de socavación para este periodo de retorno en un suelo cohesivo.

En lo que respecta al modelo se le quitó confinamiento lateral únicamente a la subestructura, debido a que se desconoce la geometría tridimensional del foso de socavación, como se ve en la figura (5.10 b) por otro lado, se dejó de representar en la simulación la parte izquierda de la geometría de la socavación local debido a que numéricamente no es posible y se presenta la falla debido a 2 pendientes. En la representación de la envolvente se realizaron 2 modelos:

1. En el primero se mantuvo constante el momento y se obtuvieron las cargas verticales.
2. En el segundo se mantuvieron constantes las cargas verticales y se obtuvieron los momentos.

La aplicación de la carga y el momento en el estribo socavado se muestra en la figura (5.9. a). Posteriormente se observó en la cinemática de movimiento figura (5.9. b). Un desplazamiento vertical del estribo de manera descendente.

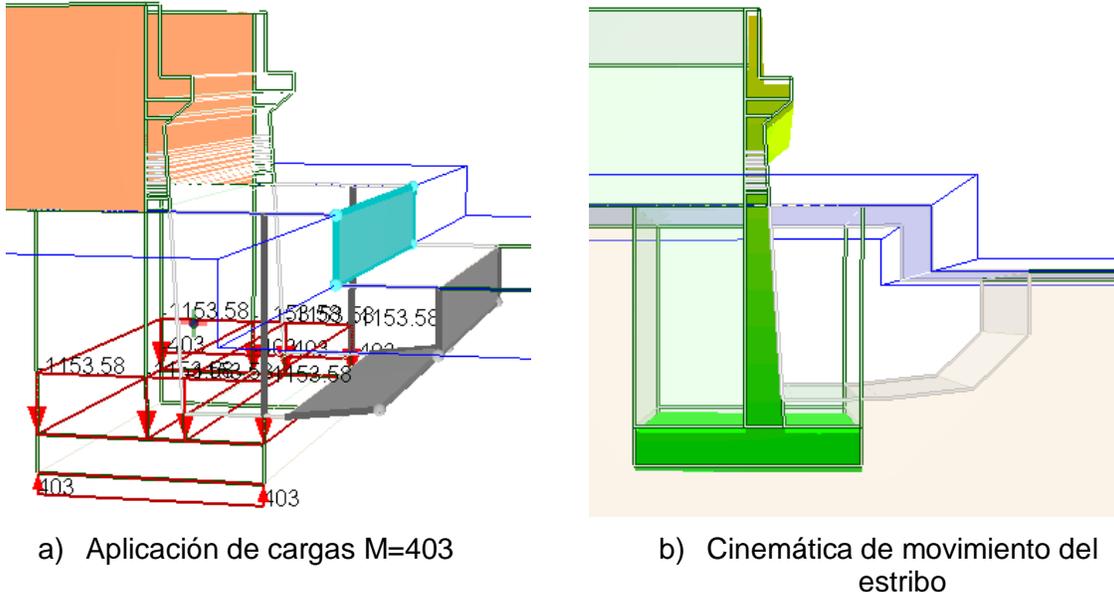
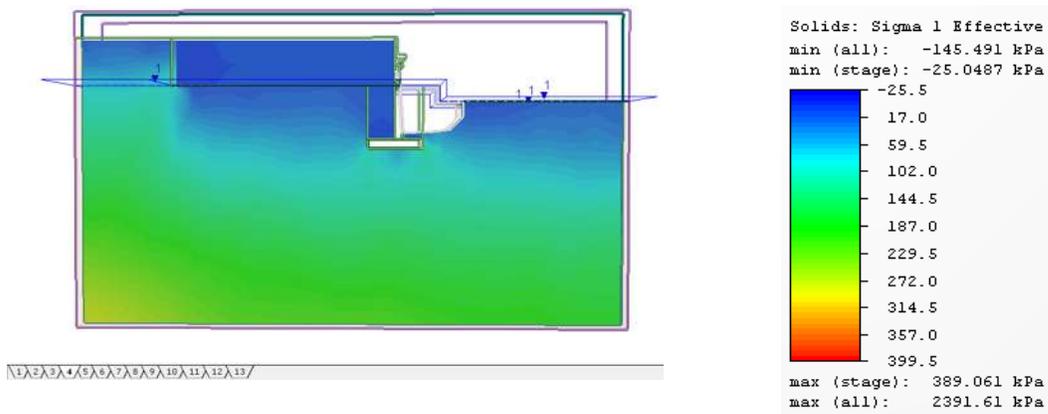


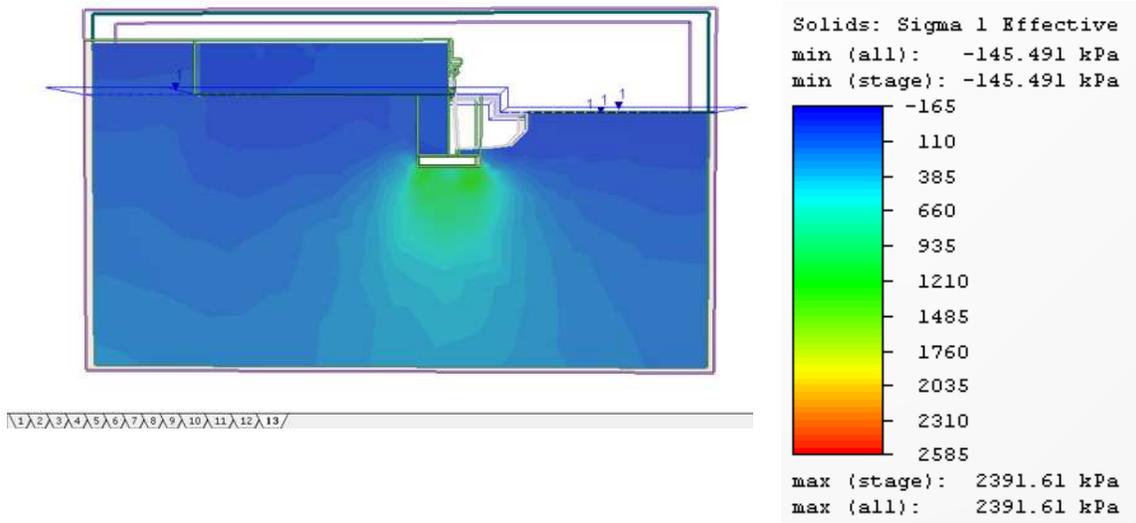
Figura 5.10 Cargas aplicadas al estribo $M=403$ kN*m y V Variables en zona socavada

En la imagen 5.10 se muestra la etapa 4 y 13 de esta simulación en la cual se observa una influencia de las cargas verticales en los esfuerzos efectivos y claramente el incremento de los mismos bajo la base del estribo.

La figura 5.11 muestra la sección de cruce socavada y los esfuerzos efectivos que se tienen en el suelo en donde la figura 5.11 a) representa los esfuerzos efectivos ante una primera aplicación de carga teniendo bajo la base esfuerzos aproximadamente entre 59.5 a 102 kPa. Mientras que para la última etapa de aplicación se tienen esfuerzos de 1210 kPa es decir 10 veces más en comparación a la primer etapa de aplicación de carga.



a) Esfuerzos efectivos etapa 4

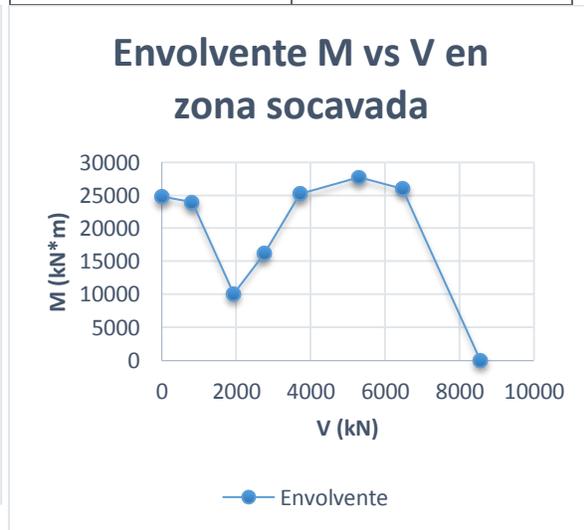
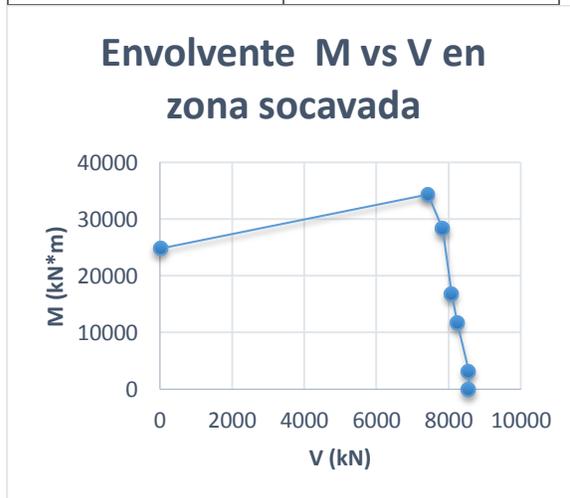


b) Esfuerzos efectivos etapa 13

Figura 5.11 Esfuerzos efectivos en zona socavada Momento aplicado y carga vertical obtenida.

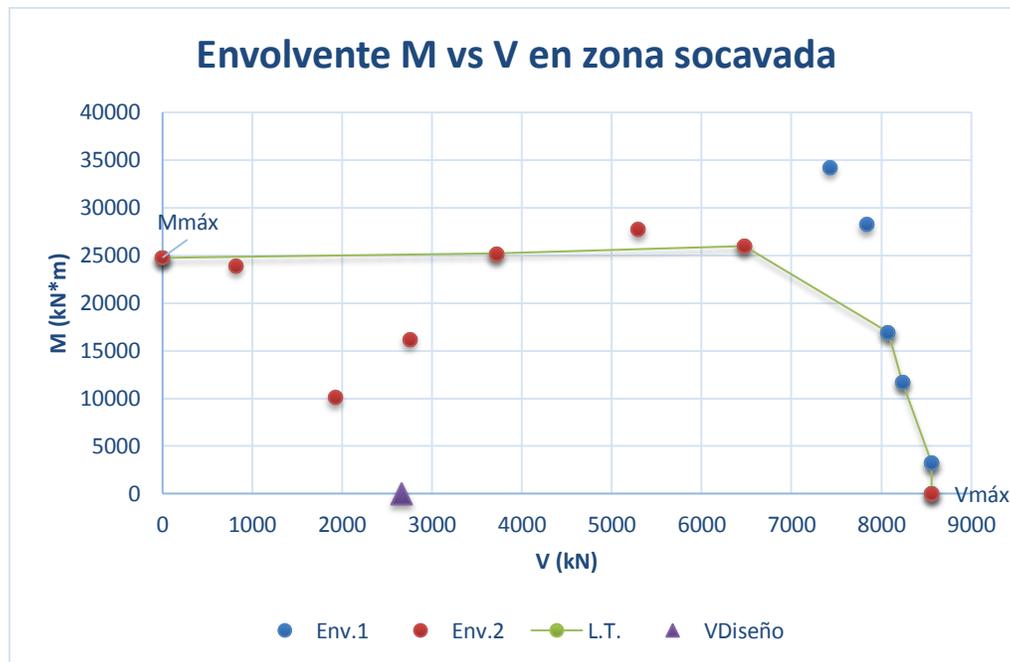
Tabla 5.6 Momento aplicado y carga vertical obtenida.	
M (kN*m)	V (kN)
24780	0
34314	7429.25
28266	7833.01
16926	8075.27
11718	8236.27
3234	8559.78
0	8559.78

Tabla 5.7 Carga vertical aplicada y momento obtenido.	
V (kN)	M (kN*m)
0	24780
819	23940
2751	16170
3717	25200
5299	27720
6475	25998
8559.78	0



Gráfica 5.4 a Envovente M constante vs V

Gráfica 5.4 b Envolvente M vs V constante

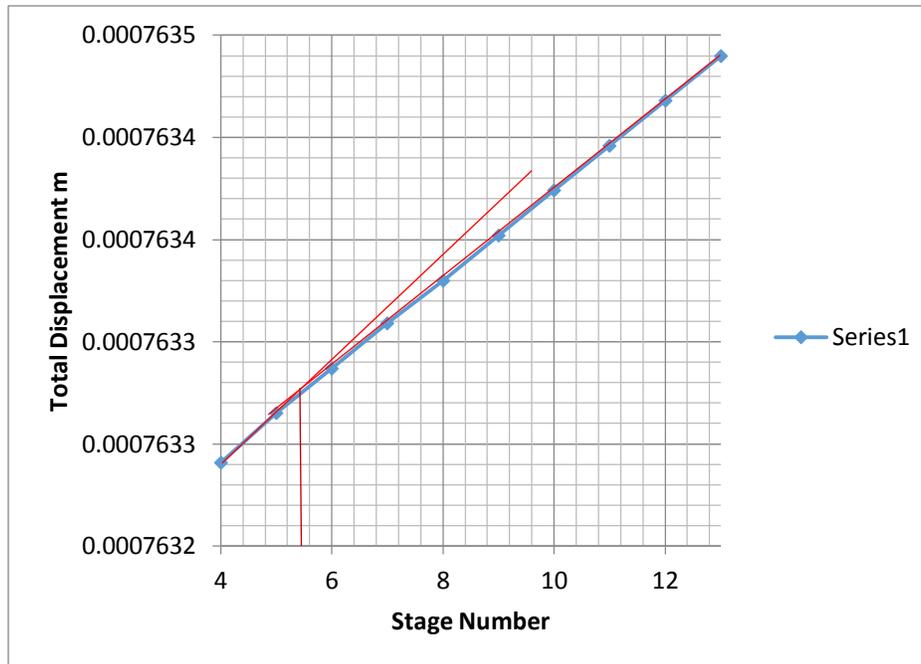


Gráfica. 5.5 Combinación de envolventes de ruptura M vs V en zona socavada

Para entender el comportamiento de la envolvente M vs V en zona socavada, se analiza la gráfica 5.5 y se tiene:

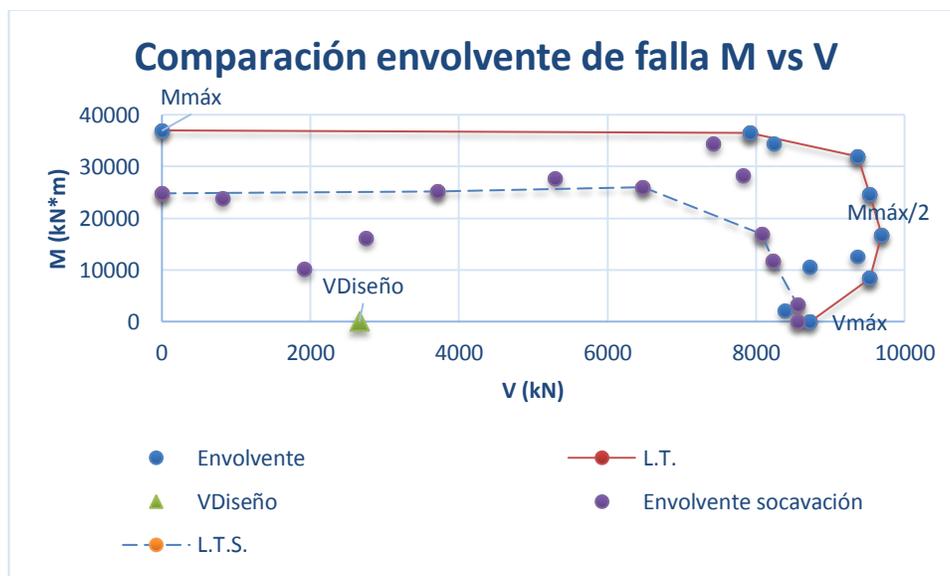
- La envolvente soporta la carga de diseño $V_{Diseño}$.
- Al incrementar el momento la resistencia a las cargas verticales va disminuyendo.
- El comportamiento de las envolventes combinadas es muy similar al de tener una sola envolvente, por ejemplo: Al tener un envolvente con momentos aplicados y su correspondientes cargas obtenidas.

En la gráfica 5.5 combinación de envolventes M vs V en zona socavada, se observa que hay 2 puntos fuera de la envolvente los cuales son aproximados a la carga vertical de diseño. Esto se debe a que en la obtención de la carga de falla en estas modelaciones, el desplazamiento fue muy chico para esas combinaciones de carga y la aplicación del criterio de falla fue difícil para su correspondiente lectura, como se muestra en la gráfica 5.6.



Gráfica 5.6 Desplazamiento total vs Número de etapa

5.5 Comparación entre envolventes de Momento vs Carga Vertical, con y sin socavación.



Gráfica 5.7 Comparación entre envolventes de ruptura M s V con y sin socavación.

La gráfica 5.7 muestra la comparación de envolventes de ruptura M vs V con y sin socavación su comportamiento se describe a continuación

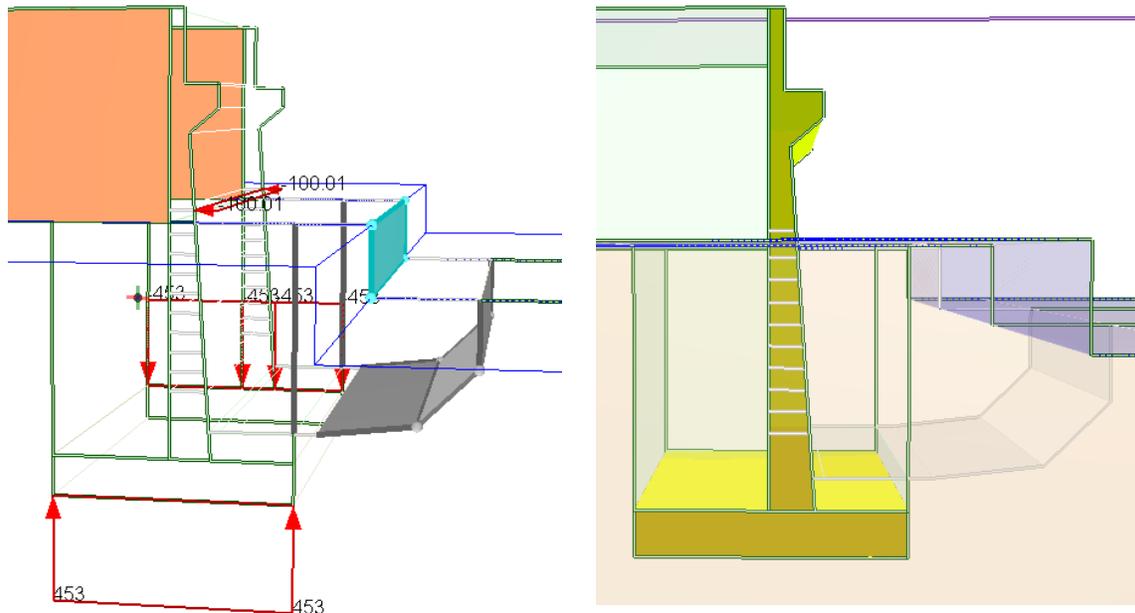
- El momento máximo de la envolvente de falla con socavación disminuye en más de 10,000 kN*m.

- La envolvente con zona socavada presenta una combinación de cargas menor a la envolvente sin socavación. Por lo que la resistencia es menor ante estas combinaciones de cargas.
- El comportamiento del suelo y la estructura en ambas envolventes resiste la carga VDiseño.

5.6 Envolvente de falla con socavación Momento vs Empuje Hidrostático

Al tener una profundidad de socavación el tirante aumenta y el empuje hidrostático sobre la superficie de la estructura es mayor.

La aplicación del empuje hidrostático y de momentos se muestra en la imagen (5.12 a), en donde se muestra e empuje hidrostático aplicado en la última etapa y el momento constante. En donde su correspondiente cinemática de movimiento imagen (5.12 b), se observa que no existe mucha influencia en cuanto a desplazamiento en estribo.



a) Aplicación de Empuje hidrostático y Momento

b) Cinemática de movimiento

Figura 5.12 Cargas aplicadas: $M=403 \text{ kN}\cdot\text{m}$ y E variable.

En la figura 5.13 se tienen las etapas 4 y 13 en las cuales se puede observar el incremento de los esfuerzos efectivos que tiene el suelo y sobre todo en los costados del mismo a nivel de la base debido al empuje hidrostático.

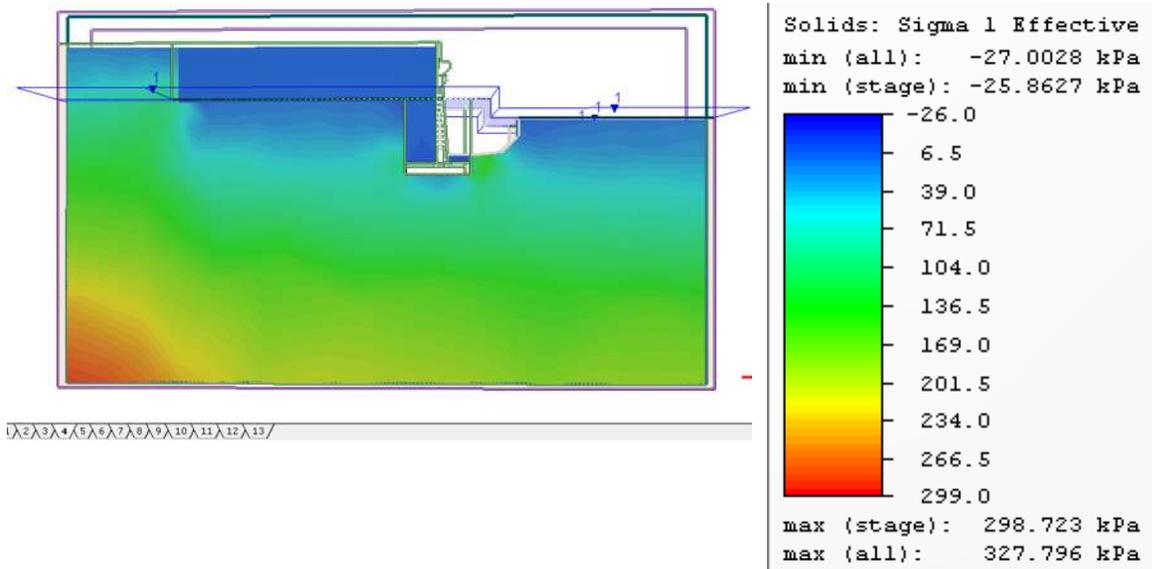
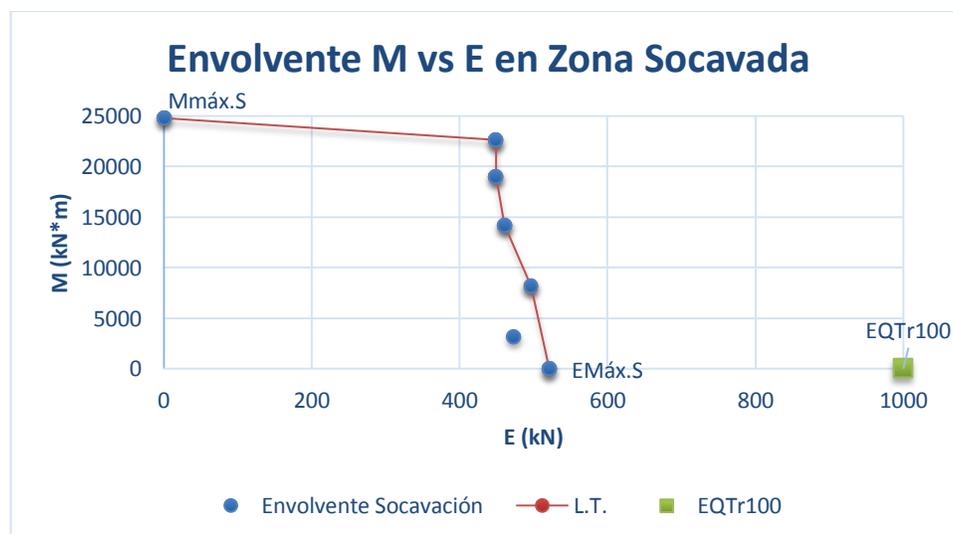


Figura 5.13 Esfuerzos efectivos en zona socavada con empuje hidrostático

Tabla 5.8. Momento aplicado y empuje hidrostático obtenido	
M (kN*m)	E (kN)
0	521.34
3234	472.62
8190	496.71
14238	460.77
19026	449.04
22596	449.04
24780	0

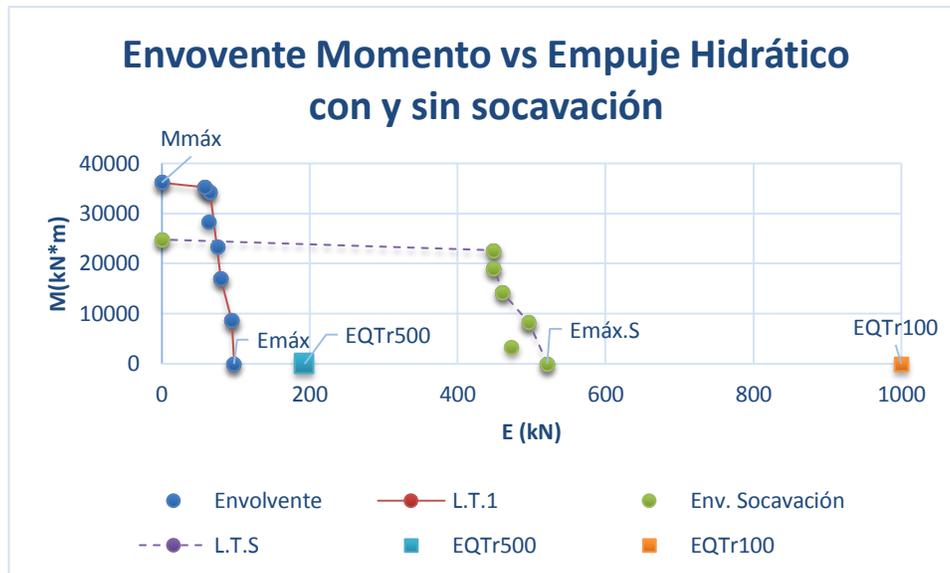


Gráfica 5.8 Envolvente M vs E en Zona Socavada con Gasto Tr de 100 años

En la envolvente de ruptura M vs E en zona socavada mostrada en la Gráfica 5.8 se tiene:

- El empuje hidrostático para un Tr de 100 años es mayor al que resiste la envolvente, por lo que el empuje para ese periodo de retorno no es resistido por el suelo en interacción con el estribo.
A medida que incrementa el momento el empuje hidrostático disminuye.

5.7 Comparación entre envolventes de falla Momento vs Empuje hidrostático con y sin socavación.



Gráfica 5.9 Comparación de envolventes de ruptura Momento vs Empuje Hidrostático

En comparativa de las envolventes de Momento Vs Empuje hidrostático con y sin socavación gráfica 5.9 presentan el siguiente comportamiento:

1. En primera instancia el momento máximo que resiste el estribo sin socavación es aproximadamente 1/3 mayor a lo que resiste el estribo con socavación.
2. En las 2 envolventes de ruptura, el empuje máximo que resiste el estribo es aproximadamente la mitad de la magnitud del que se presenta si se tuvieran avenidas con periodos de retorno de 100 años y 500 años respectivamente.
3. En la envolvente con zona socavada se tiene una resistencia mayor al a empuje hidrostática que la envolvente sin socavación, más sin embargo la envolvente en zona socavada el estribo no resiste el empuje hidrostático para el gasto con Tr de 100 años.

5.8 Recomendaciones de diseño.

En los resultados presentados anteriormente se pudo observar que el suelo falla ante la presencia de un determinado empuje hidrostático por lo que es necesario reforzar el estribo en voladizo. Por lo que se propone un estribo con contrafuertes.

Estribo con contrafuertes

Son similares a los estribo en voladizo. A intervalos regulares estos tienen losas delgadas de concreto conocidas como contrafuertes que conectan el muro con la base. En la figura 5.15 a) se tienen las dimensiones que deben de tener los contrafuertes de acuerdo a la literatura especializada. En la figura 5.15 b) se aplicó el espaciamiento de $H/3$ entre cada contrafuerte siendo este la menor distancia de espaciamiento, así como el espesor de entre cada contrafuerte de 0.30 m, por lo que estos aspectos ayudaran al estribo ante los empujes hidrostáticos.

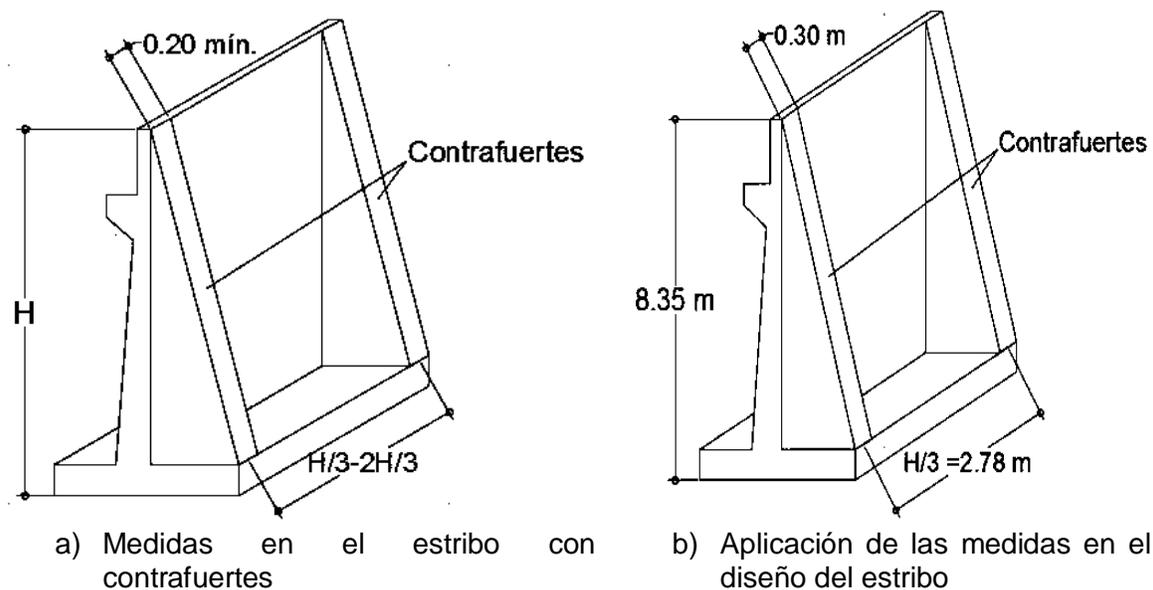


Figura 5.14 Estribo con contrafuertes

Medidas de protección para disminuir la socavación en estribos.

La elección de las medidas de protección para disminuir depende de diversos factores entre ellos la disponibilidad del material, la afectación que presente la subestructura antes de colocar dichas medidas. Las medidas que se proponen son las siguientes:

- A) **Enrocado:** El enrocado es una de las medidas que disminuye con mayor porcentaje la profundidad de socavación local. Si el material se encuentra disponible en el campo será una medida económica.

El número de Froude en la zona de cruce o zona contraída se obtuvo de acuerdo al estudio hidráulico de HEC-RAS por lo que: $Fr=0.25$ por lo tanto es menor a 0.8, y se utiliza la ecuación 2.79.

Sustituyendo valores en la ecuación 2.79 para estribos con pared vertical se tiene:

$$D_{50} = \frac{1.02(3.25)}{(2.65 - 1)} (0.25)^2$$

$$D_{50} = 0.13 \text{ m}$$

El D_{50} del enrocado está por debajo de lo que propone la tabla (5.9), por lo que se opta por tomar consideraciones de la misma tomando en cuenta la clase de enrocado número. Es importante mencionar que es una recomendación y el que esta se ejecute dependerá de encontrar en el sitio o cerca de la zona el tipo de roca que se propone.

Tabla 5.9 Selección de enrocado		
Clase de enrocado	D50 Tamaño mínimo (m)	Espesor mínimo de la capa (m)
1	0.24	0.48

La configuración del terreno es de una pendiente aproximada a la relación 2:1 es por eso que las dimensiones del enrocado para nuestro caso de estudio se muestran en la Figura 5.15

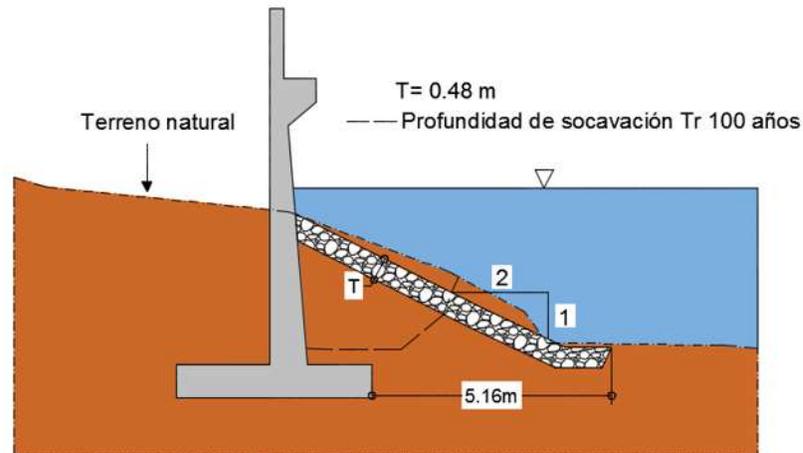
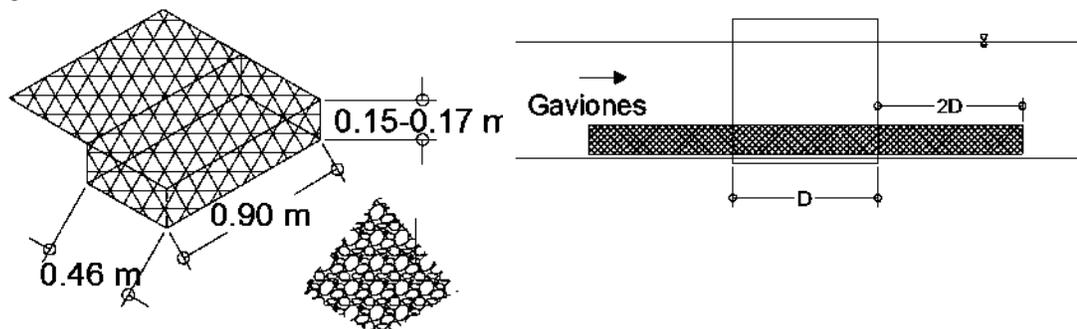


Figura 5.15 Colocación del enrocado en estribo tipo voladizo

- B) **Gaviones.** Está medida para su uso depende de la disponibilidad de la roca y de las dimensiones de enmallado que maneje el fabricante. Como la velocidad del flujo en la sección aguas arriba es menor a 3.05 m/s y visualizando los valores de la tabla 2.12. se tienen como recomendación que el tamaño del enrocado debe de ser de 0.08m y el espesor del gavión estará entre los 0.15 y 0.17m como se muestra en la figura 5.16.



- a) Dimensiones mínimas de gaviones
b) Colocación de gaviones en estribos
- Figura 5.16 Recomendaciones de dimensión y colocación de gaviones

C) **Dique de encauzamiento.** Esta medida de protección dependiendo de su diseño llega cubrir completamente o no al estribo a diseñar y dependerá de la disponibilidad del material la construcción de el o los diques de encauzamiento recordando que estos pueden ser contruidos de enrocado, gaviones o cable-estaca. Una de las desventajas de los diques es que disminuyen el área por la cual circula el flujo por lo que contrae al mismo y lo cual provoca aumento de velocidad en el río por lo que en caso de existir pilas la profundidad de socavación en éstas tenderá a incrementar al ser colocados diques de encauzamiento.

En el presente trabajo se diseñó el dique de forma geométrica a partir de B_p que es la distancia del extremo del estribo hasta el borde del cauce. Obteniendo a partir de las ecuaciones la geometría del dique como se ve en la figura 5.17

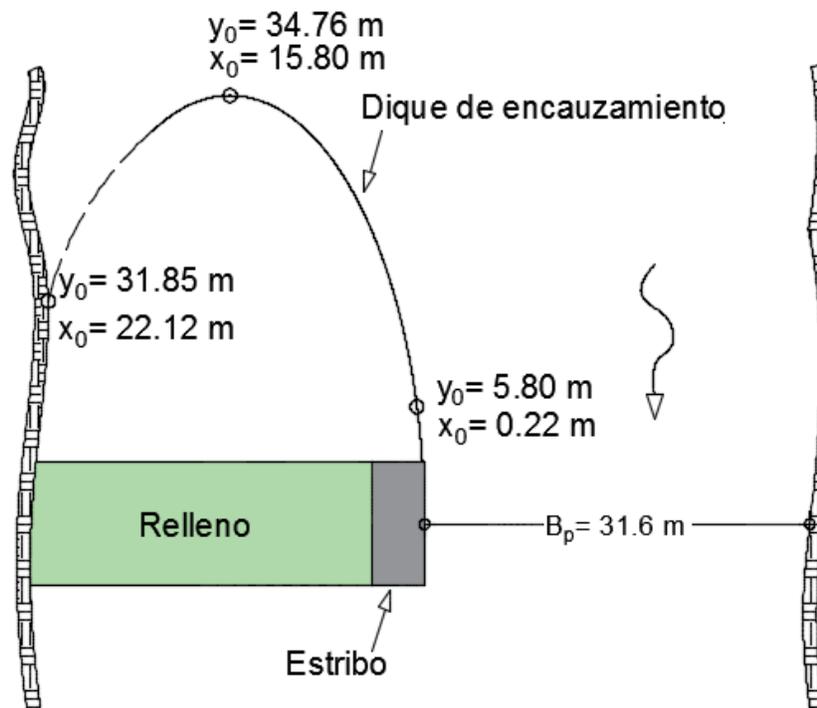


Figura 5.17 Dique de encauzamiento propuesta geométrica

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES

1. La modelación de la interacción entre el suelo y estructura en elementos finitos nos sirve para el diseño de estructuras ante condiciones de carga que no son posibles visualizar con los métodos ya establecidos en el diseño de estribos. Y así establecer si el comportamiento de la estructura en el suelo es aceptable o se recurrirá a alguna técnica que modifique el diseño de la misma.
2. El método de elementos finitos es un método que nos permite calcular los esfuerzos que actúan en el suelo de acuerdo a las deformaciones que se presentan en el suelo y es capaz de resolver ecuaciones diferenciales que de manera analítica no podrían realizarse con facilidad.
3. Al desconocer el foso de socavación en tres dimensiones y puesto que no hay método que nos permitan estimar dicho foso en suelos altamente cohesivos es importante tener en cuenta que se tiene que realizar un modelo físico en el cual se tenga la topografía y el tipo de suelo correspondiente al de la zona real del estudio esto para tener una mejor representatividad la realidad del fenómeno. La construcción del modelo físico es tardada y requiere de calibración del gasto de acuerdo al equipo así como de la calibración del inicio de movimiento de las partículas mediante del diagrama de Shields.
4. La resistencia del estribo ante cargas verticales es aceptable en las envolventes de ruptura, mientras que para los empujes hidrostáticos que se presentan al tener los niveles máximos de superficie de agua para los 2 casos de los gastos con T_r la resistencia del estribo es mayor a la que se encuentra en las envolventes por lo que será necesario cambiar el diseño del estribo a estribo con contrafuertes para que pueda resistir el mencionado empuje hidrostático.
5. La forma de las envolventes que involucran cargas verticales y momentos es parecida a la que se encuentra en la literatura especializada considerando que se aplicaron a estructuras de cimentación diferentes. Las envolventes que resultaron de la modelación de empuje hidrostático tienen una forma rectangular.
6. Este trabajo propuso las envolventes de ruptura, en función de un caso real, sin embargo es necesario investigar más al respecto, para proponer un método generalizado en el caso de estribos de puentes, dado que el método en general es usado en estructuras offshore.

Bibliografía:

- [1] HEC-RAS. (2010). "Hydrologyc Engineering Center-River Analysis System User's" Manual Version 4.1.
- [2] Rodríguez-Serquén, A. (2012). "Puentes con AASHTO-LRFD 2010 (Fifth Edition)" Perú.
- [3] Rascón-Chávez, O. A. (2004). "FORMULACIÓN DE LA NORMA SCT DE CARGAS VEHICULARES PARA DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES CARRETEROS." Publicación Técnica No. 243 Sanfandila, Qro.
- [4] Braja M. D. () "Principios de Ingeniería de Cimentaciones". Traducción del libro Principes of Foundation Engineering, 4th, PWS Publishing © 1999 ISBN 0-534-95-403-0.
- [5] N-PRY-CAR-6-01-003/01 (2001). "Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares", Normativa para la infraestructura del Transporte, NIT-SCT.
- [6] N-PRY-CAR-1-06-001/00 (2000). "Ejecución de Estudios Hidráulico-Hidrológicos para Puentes", Normativa para la infraestructura del Transporte, NIT-SCT.
- [7] N-PRY-CAR-1-06-004/00 (2000). "Análisis Hidrológicos", Normativa para la infraestructura del Transporte, NIT-SCT.
- [8] Soto-Merida, K. (2003). "Tesis Criterio de Análisis y diseño de un estribo de concreto armado. Apuntes para clase de puentes". México D.F.
- [9] Viramontes-Olivas, O. A. (2007). "Morfometría de la cuenca del río San Pedro, Conchos, Chihuahua". Vol1, No. 3 Septiembre-Diciembre.
- [10] "Material Models". (2016). Manual PLAXIS.
- [11] Nieto-Leal, A. (2009). "Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb, Hardening Soil en suelos arcillosos". Revista Ingenierías Universidad de Medellín, volumen 8, No. 15, pp. 75-91 ISSN1692-3324, 146p. Medellín Colombia.
- [12] Equihua-Anguiano, L.N., Orozco-Calderón, M., Chávez-Negrete, C., Arreygue-Rocha, E. and Pérez-Cruz, R. (2016). "Yield Envelopes and Spectrum Response from foundations Applied to Wind Turbines in Marine Soils". Journal of Performance af Constructed Facilites, Vol. 31 Issue 3-June 2017.
- [13] "Geotechnical Investigation and sampling". (2016). Chapter Three, Geotechnical Manual.
- [14] Athanasiu, C. and Brandt, M. (2016). "V-H-M Yield Surface describing Soil Structure Interaction of Sub-Sea Structures and Wind Turbines on Caisson Foundations in Soft Clays. Nordic Geotechnical Meeting Challenges in Nordic Geotechnic.
- [15] RS3®. (2013-2015). Version 1.017 64-bit, Copyrigt © Rocscience Inc., Toronto, Ontario Canada.
- [16] Sotelo-Ávila, G. (1997). Hidráulica General Volumen 1-Fundamentos, México D.F.

- [17] Palix, E., Willems, T. and Kay, S. (2011). "Caisson capacity in clay: VHM resistance envelope-Part 1: 3D FEM numerical study". *Frontiers in Offshore Geotechnics II*, ISFOG 2010, Perth Australia.
- [18] Reza-Choudhury, J., Hasnat A. (2015). "Bridge Collapses around the World": Causes and Mechanisms", LABSE-JSCE Joint Conference on Advances in Bridge Engineering III, August 21-22, 2015, Dhaka, Bangladesh, ISBN 978-984-33-9313-5.
- [19] Torres Acosta A. A. (2012). "Aplicaciones geotecnológicas en carreteras mexicanas para determinar la potencialidad de la socavación en puentes". *Órgano Oficial de la Asociación Mexicana de Ingeniería de Vías Terrestres A.C. N.M. 20/ Año 4*.
- [20] N-PRY-CAR-1-06-005-00 (2000). "Estudios Hidráulico-Hidrológicos para Puentes". Normativa para la infraestructura del Transporte, NIT-SCT.
- [21] Kumar-Aggrawal A., Ali-Khan M. (2007). "Handbook of scour Countermeasures Designs". NJDOT Research Project Manager.
- [22] Martín-Vide, J. P. (2003). "Ingeniería de Ríos". Edicions UPC, S.L. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.
- [23] Frías-Aldaraca, R. (2013). "Efectos de los fenómenos meteorológicos" Impacto de la naturaleza en las vías terrestres. *Órgano Oficial de la Asociación Mexicana de Ingeniería de Vías Terrestres A.C. N.M.*
- [24] "Topografía Aplicada a Obras Coussa", Secretaría de Agricultura, Ganadería Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación.
- [25] Kay, S. (2015). "CAISSON_VMH: a program for capacity under VHM load in undrained soils" ISFOG 2015.
- [26] García-Flores, M., Maza-Álvarez, J. A. (1995). "Manual de Ingeniería de Ríos". Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- [27] Guevara, A. (1998). Capítulo Siete "Socavación en puentes". Universidad del Cauca. Colombia
- [28] Bonilla-Gris, R. (2010). "Nueva tecnología contra la socavación local". *Boletín Informativo de la AMIVTAC. Número 5*.
- [29] Aparicio-Mijares, F. J. (1992). "Fundamentos de Hidrología de Superficie". Editorial Limusa, S.A. de C.V. México D.F.
- [30] N-PRY-CAR-1-06-005-00. (2000). "Análisis hidráulico". Normativa para la infraestructura del Transporte, NIT-SCT.
- [31] M-PRY-CAR-1-06-004/00 (2000). "Análisis hidrológicos", (Manual). Normativa para la infraestructura del Transporte, NIT-SCT.
- [32] Braja M.D. (2001). "Fundamentos de ingeniería Geotécnica". Cengage Learning
- [33] Pérez-Morales, B. G., Rodríguez-Castro, J. A. (2009). "Apuntes de Hidrología Superficial".

[34] Jéronimo-Rodríguez, F. de J. (2015). “Informe del estudio geotécnico conclusiones y recomendaciones generales. Puente vehicular chiquihuitillo”.

[35] Ortíz-Prado, A., Ruiz-Cervantes,O., Ortiz-Valera, J. A. (2013). “Modelo de procesos de manufactura. Capítulo 8 Conceptos básicos del método por elemento finito”. Apuntes de la División de Ingeniería Mecánica e Industrial de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

[36] Heredia-Rodríguez, C. A. (2016). “Estudio hidrológico acorde a los requisitos para solicitar permiso para realizar la obra: puente vehicular “Chiquihuitillo”. Mpio. de Apatzingán Mich”.

[37] N-PRY-CAR-6-01-002-01. (2001). “Características Generales de Proyecto”. Normativa para la infraestructura del Transporte, NIT-SCT.