



**UNIVERSIDAD CENTRAL DE LAS VILLAS
"MARTA ABREU"**

**FACULTAD DE CONSTRUCCIONES
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

TRABAJO DE DIPLOMA

**Título: Propuesta de reparación en estribos y aproches.
Puente No.3000212-03CF Circuito Sur (Tramo Aguada-Amarilla).**

**Autor: Juan Eloy Perez García
Tutor: Ing. Reyter Reyes Díaz
Consultante: Ing. Otilio Nicolás Pernús García**

Año 2014



"“En la tierra hacen falta personas que trabajen más y critiquen menos, que construyan más y destruyan menos, que prometan menos y resuelvan más, que esperen recibir menos y dar más, que digan mejor ahora y no mañana....”

Ernesto “Che” Guevara

A mis hijos, padres, esposa, profesores y amistades

A mis familiares que con tanto amor me han apoyado y alentado.

A mis amistades y compañeros que con sus experiencias, siempre me han orientado el camino a seguir.

Al tutor Ing. Reyter Reyes Díaz por guiarme en los primeros pasos en hacer realidad este trabajo.

Al Ing. Otilio Nicolás Pernús García por brindarme su apoyo.

A todos los que de una manera u otra significaron una puerta abierta y un camino a seguir.

A Juan Díaz por su consagración y dedicación en la realización de su trabajo como coordinador de la carrera.

A los profesores que me han impartido clases.

A los profesores y trabajadores de la UCLV.

RESUMEN

La actividad de construir es un evento que exige de creatividad y facilidad de hacer. Para tratar de dar solución a los problemas existentes en un lugar determinado, se introducen nuevas técnicas y tecnologías que ayuden a industrializarlos, es decir, mejorar las condiciones del lugar. En este marco se encuentra este trabajo investigativo.

El “Estudio sobre la propuesta de reparación a los estribos y aproches en el puente No.3000212-3CF, ubicado en la carretera Circuito Sur sobre el afluente del río Hanábana”, surge ante la necesidad de rescatar una obra de fábrica a través de un informe del centro provincial de vialidad. Fue construido en la primera mitad de la década del 50.

En este trabajo se definen los términos y conceptos relacionados con el tema de la reparación de los estribos y aproches en el puente antes mencionado. A partir de un estudio hidrológico e hidráulico, de acuerdo con el régimen de operación de la presa o cuenca tributaria, se procederá a la determinación del gasto de diseño y el nivel de crecida de las aguas con el objetivo de determinar las variables derivadas de las perturbaciones hidráulicas como el remanso y la socavación. Se realizará el diseño geotécnico del elemento componente de la subestructura que garantice la estabilidad óptima de la obra.

SUMMARY

Creativity and the facility of doing are both very important in industry construction activity. In order to give solution to the existing problems in a certain place, new techniques and technologies are introduced to help to industrialize them, that is, to improve the local conditions. This research work is based on that premise.

The "Study about the proposal for repairing the buttress and approaches in the bridge No. 3000212-3CF, located in the South Circuit road, over a branch of Hanábana River", it arises because of the need of rescuing a masonry work obtained by a report from the Highways Provincial Center. This bridge was built in the first half of 1950 decade.

Terms and concepts related to the topic of repairing buttress and approaches in the bridge mentioned before are defined in this research work. From a hydrological and hydraulic study, according to the operation regime of the dam and tributary basin, will be determined the design expense and waters rising level with just to determine the variables derived from the hydraulic disturbances as the backwater and the undermining. The geotechnical design of the substructure compound element will be carried out that guarantees the work ideal stability.

ÍNDICE	
Introducción:.....	1
Capítulo I: Problemas de socavación y reparación en puentes. Orígenes e investigaciones. (Estado del arte)	6
1.1. Introducción.	6
1.2. Aspectos a tener en cuenta para las reparaciones de puentes.	6
1.3. Investigaciones del suelo (Estudio Ingeniero -Geológico).	7
1.4. Métodos de cálculos para el diseño hidrológico.	8
1.5. Diseño hidráulico.	9
1.5.1. Constricción a la corriente.....	10
1.5.2. Altura del remanso (h_r).....	10
1.5.3. Cálculo de la socavación general.....	10
1.5.3.1. Método de Lischtván – Levediev.....	10
1.5.3.1.1 Velocidad erosiva (V_e).	11
1.5.3.1.2 Velocidad real (V_r).....	12
1.5.3.1.3 Profundidad de la socavación (H_s).....	13
1.5.3.2 Método de Straub.....	13
1.5.3.3 Método de Laursen	14
1.5.3.3.1 Cálculo de la socavación por contracción en lecho móvil.	14
1.5.3.3.2 Cálculo de la socavación por contracción en agua clara.....	14
1.5.4. Socavación por constricción.....	14
1.5.5. Socavación al pie de Estribos.	15
1.6. Diseño geotécnico	16
1.6.1. Muros de contención	16
1.6.1.1. Tipos de muros de contención.	16
1.6.2. Estabilidad.....	17
1.6.2.1. Método de los Esfuerzos Admisibles o Estado Límite de Servicio.	17
1.6.2.2. Estabilidad al vuelco y deslizamiento.	18
1.6.2.3. Presiones de contacto.....	19
1.6.3. Evaluación del empuje de tierras'	21
1.6.4. Empuje Activo.	21
1.6.4.1. Teoría de Coulomb.....	21
1.6.4.2. Teoría de Rankine.....	22
1.6.5. Empuje pasivo.....	22

1.6.6. Incumplimiento de las condiciones de estabilidad.....	23
1.7. Reparación de estribos y aproches en puentes de Europa.	23
1.7.1 Muros de Bloques Prefabricados Gigantes.	23
1.7.2 Muros de Tierra Armada.	24
1.7.2.1 Muros de Tierra Armada® TAI (Tierra Armada Internacional®).	24
1.7.2.2. Muros de Tierra Reforzada ARES® de Tensar®.	25
1.8. Reparación de estribos y aproches en puentes de Colombia.....	25
1.8.1. Conos, taludes y aletas.	26
1.8.1.1. Estudios y reparaciones típicas.....	26
1.8.2. Estribos.	27
1.8.2.1. Estudios especiales y reparaciones típicas.....	27
1.8.3. Cauce.....	28
1.8.3.1. Estudios y reparaciones típicas.....	28
1.9. Reparación en elementos de accesos a puentes en Brasil.	29
1.9.1. Estribos.....	29
1.9.1.1. Protección de estribos con tapete de enroscamiento.....	29
1.9.1.2. Protección de estribos con el empleo de gaviones.	29
1.9.1.2.1. Tipos de gaviones	30
1.9.1.2.1.1. Gaviones Belgas tipo Cesta	30
1.9.1.2.1.2. Tipo Colchón	30
1.9.1.2.1.3. Tipo Saco	30
1.10. Solución de estribos en puentes de Cuba.	31
1.10.1. Puente sobre el Rio Ay, Sancti Spiritus`	31
1.10.1.1. Dictamen de reparación.	31
1.10.1.2. Diseño.	31
1.10.2. Puente Viaducto río San Juan, Matanzas.	32
1.10.2.1 Solución de construcción con Geomuros o muros criba (cribwalls)	32
1.10.3. Reparación en estribos y aproches en Cienfuegos.....	32
1.10.3.1. Dictamen.	32
1.10.3.2. Proyecto de intervención.....	33
1.11. Conclusiones Parciales.	34
Capítulo2: Levantamiento de daños y estudios hidrológicos e hidráulicos.....	35
2.1. Introducción	35
2.2. Levantamiento de daños.	35

2.2.1 Juntas de dilatación.....	36
2.2.1.1 Causas de los daños.....	36
2.2.2 Losas de aproche.....	36
2.2.2.1 Causas de los daños.....	37
2.2.2.2. Intervenciones anteriores.....	37
2.2.3. Conos, talud y aletones complementarios.....	38
2.2.3.1. Causas de los daños.....	38
2.2.3.2. Intervenciones anteriores.....	39
2.2.4. Estribos.....	40
2.2.4.1. Causas de los daños.....	40
2.2.5. Cimentación de columnas de estribos.....	41
2.2.5.1. Causa de los daños.....	42
2.2.5.2. Propuesta de intervenciones anteriores.....	42
2.2.6. Cauce, causas de daños.....	43
2.2.6.1. Propuesta de intervenciones anteriores.....	43
2.3. Cálculo hidrológico.....	44
2.3.1. Cálculo del gasto de la cuenca que tributa al afluente del río Hanábana que atraviesa el puente objeto de estudio.....	45
2.3.2. Cálculo del gasto de la cuenca que tributa partiendo desde aguas debajo de la cortina de la presa.....	46
2.3.3. Definición del gasto que tributa al cauce del puente en estudio.....	47
2.4. Cálculo hidráulico.....	48
2.4.1. Cálculo del nivel de crecida del agua (NCD).....	48
2.4.2. Altura del remanso (hr).....	52
2.4.3. Cálculo de la socavación.....	53
2.4.3.1. Cálculo de la socavación general.....	53
2.4.3.1.1. Cálculo por el método de Lischtván – Levediev.....	54
2.4.3.2. Socavación por constricción.....	56
2.4.3.3. Socavación al pie de Estribos.....	58
2.4.3.3.1. Método de Artamanov.....	58
2.5. Conclusiones parciales.....	60
Capítulo 3: Solución de reparación en estribos y terraplenes de aproches.....	61
3.1. Introducción.....	61
3.2. Características del terreno de cimentación y el relleno de trasdós.....	62

3.3. Diseño Geotécnico.	62
3.3.1. Diseño de los aletones complementarios (muros de gravedad).....	62
3.3.2. Diseño del muro de gravedad sobre protección delantera.	75
3.4. Recalce de cimientos.....	77
3.4.1 Principios para el diseño del recalce.	78
3.4.2 Determinación de las solicitaciones.	78
3.4.3 Diseño del recalce para cimientos.....	84
3.5. Protección delantera. Principio de diseño.....	85
3.5.1 Diseño de la protección delantera.	85
3.6. Aspectos constructivos a tener en cuenta para la propuesta de reparación. 87	
3.6.1 Apuntalamiento.	87
3.6.1.1 Apuntalamiento lateral.....	87
3.6.1.2 Apuntalamiento inferior.	88
3.6.2 Aletones complementarios.	88
3.6.3 Drenaje.....	89
3.6.4 Protección delantera y recalce.	89
3.6.5 Terraplén de aproche.	90
3.6.6 Losa de aproche.....	90
3.6.7 Cauce.....	91
3.7 Conclusiones parciales.	91
Conclusiones Generales.	93
Recomendaciones.....	94
Bibliografía	95
Referencias Bibliográficas.....	99
Anexos	100

Introducción

En la red vial, los puentes forman una parte importante de la misma, ellos pueden producir la paralización del tránsito en una carretera cuando no son capaces de mantener la continuidad de la vía, debido al estado en que se encuentran. La búsqueda de otras alternativas de recorrido, en estos casos, no siempre resulta económico y en ocasiones difíciles de encontrar.

La creación de infraestructuras viales y más que eso, la conservación de las existentes, es una realidad insoslayable ante el ritmo de crecimiento potencial de la economía cubana, evitando el freno del desarrollo previsto. De ahí la importancia que la inversión, no solo se enfoque en construcción de carreteras, sino también en la conservación. Esta última tiene un doble objetivo, por una parte, preservar el patrimonio existente y de otra, garantizar una circulación de vehículos que cumpla con los requisitos de: seguridad, comodidad, fluidez y economía. En Cuba, la realidad de la política inversora ha sido muy diferente a la planteada, teniendo en cuenta que el país ha estado en una situación especial, condicionada por el bloqueo económico y la desaparición del campo socialista. Se ha priorizado nueva construcción de infraestructuras, condicionadas por el desarrollo económico, frente a la conservación; lo cual ha aumentado la descapitalización de la red, con el consecuente crecimiento de los costos de operación de los vehículos.

El Puente existente en la carretera circuito sur sobre el afluente del río Hanábana cerca de los límites con la provincia de Matanzas, fue presumiblemente construido en la primera mitad de la década del 50 del siglo pasado, tiene 14 metros de luz única, pues es de un solo tramo. En el mes de noviembre del año 1986, le fue realizada la ficha técnica dentro de los trabajos del Inventario Nacional de Puentes realizado entre los años 1985 al 1990 por las empresas de proyectos, codificándose como la obra No. 3000212-03CF.

En aquella ocasión, las condiciones físicas de la estructura fueron calificadas de buenas pero ya entonces se calificó de malo el estado de los apoyos y se señaló la socavación que empezaba a manifestarse. En mayo del 2002 se realizó un informe técnico por especialistas de la EMPROY-9 de Villa Clara, donde ya se refiere a un avanzado grado de socavación de los estribos y se habla de reparaciones en los terraplenes de apoyos que tuvieron lugar tras el paso del ciclón Lili. Dos años más tarde, en Abril del 2004, antes el agravamiento del

problema, la propia entidad emite un informe sobre los daños causados por la mala intervención realizada anteriormente y los niveles críticos de socavación en los estribos, aproches y apoyos del puente, siendo evidentes en las figuras¹ que la acompañan.



Ante tal estado crítico, se recomendó el cierre de la vía en el tramo y la reparación del puente. En junio de ese mismo año se realiza el proyecto de reparación, que tendrá en cuenta solamente la corrección de los problemas surgido por la socavación del cauce y los taludes de aproche. Para la solución total del problema, habría que aumentar el ancho de apertura del puente hasta un valor que fuese capaz de conducir las avenidas extraordinarias que suponen el alivio de emergencia de una presa situada aguas arriba (Presa Voladora) o de la cuenca tributaria a este, lo cual es poco práctico y además muy costoso. El proyecto en cuestión se fundamenta en la hincada de entre 30 y 40 pilotes de más de 6 metros de longitud, medidas desde el nivel superior de la cimentación de columnas existentes. Las posibilidades de recursos disponibles definen la no factibilidad actual de la

¹ Tomadas del archivo de la EDIN 2013.

realización del mismo y la búsqueda de alternativas para resolver la situación crítica existente.

En enero del 2013 el centro provincial de vialidad emite a la empresa de proyectos EDIN Cienfuegos la solicitud de efectuar inspección extraordinaria, definiéndose el estado crítico del mismo, orientándose medidas de restricción al tráfico y señalización de zonas peligrosas. Se entregó además un informe técnico de dictamen efectuado por la ENIA en mayo del 2004 y el proyecto de reparación realizado en junio de ese mismo año.

En el mes de octubre del 2013 se solicita a la empresa de proyecto EDIN, la realización de un proyecto factible que resuelva la situación crítica existente en el puente, que ha llevado al cierre del tránsito por esta vía.

Situación problemática: Definir una propuesta de intervención, sobre los problemas en accesos, que no garantizan una circulación vial segura. Esto comprende la reparación de los estribos y terraplenes de aproches, resolviendo de forma permanente la socavación y arrastres en ambos accesos, asociados a sistemas de avenidas dependientes de la cuenca tributaria o del régimen de operación de una presa existente aguas arriba.

Problema de estudio: Obtener una propuesta de intervención para la reparación de estribos y aproches que responda a las exigencias del diseño hidrológico, hidráulico, geotécnico y estructural.

Hipótesis: Con el estudio y análisis de diferentes trabajos en el ámbito internacional y Cuba, se garantizará una adecuada solución que responda a las exigencias de una seguridad vial, economía y durabilidad.

Campo de acción: Reparación de estribos mediante la construcción de aletones complementarios, una protección delantera para el recalce de cimientos de columnas y apoyo del talud a restablecer, además serán colocadas losas de aproches como complemento de la solución.

Objetivo general: Propuesta de reparación en estribos, resolviendo de forma permanente los problemas de socavación y arrastres en los taludes de aproche antes las avenidas dependientes de la cuenca tributaria o del régimen de operación de la Presa Voladora existente aguas arriba.

Objetivos específicos:

1. Revisión de la documentación en el ámbito internacional y nacional, con el objetivo de proponer una intervención adecuada en la reparación de estribos y aproches.
2. Realizar el estudio hidrológico de la cuenca tributaria y compararlo con el gasto dependiente del alivio de la presa, con el mayor de ellos, determinar del nivel de crecida de las aguas.
3. Hacer un estudio de las variables derivadas de las perturbaciones hidráulicas como el remanso y la socavación, en función de las características del suelo en el lecho del río.
4. Realizar el diseño geotécnico para los aletones complementarios y el diseño estructural para la protección delantera, en cual incluye recalce de cimientos.
5. Complementar el diseño con el empleo de losas de aproches a fin de eliminar el efecto de las cargas accidental sobre los aletones en estribos.

Aporte Teórico: Se ampliarán las experiencias y documentación a la actividad de reparación de estribos y aproches en otras estructuras similares en el ramal sur Aguadas-Amarillas.

Aporte Práctico: El centro provincial de Cienfuegos contará con un proyecto de intervención de reparación de estribos y aproches, que le permitirá su aplicación a otros puentes del territorio.

Aporte Económico: Brindar una solución de intervención rápida con el empleo de materiales y técnicas constructivas con el objetivo de minimizar las afectaciones económicas que pudieran provocar el cierre de la vía al tránsito.

Esquema Metodológico:

- Análisis general del problema.
- Determinación de la hipótesis.
- Planteamiento del objetivo general.
- Planteamiento de los objetivos específicos.
- Etapa de análisis y fundamentación teórica.
- Análisis y descripción de los problemas de socavación, identificando el origen y las causas de estas.
- Seleccionar los materiales, técnicas y tecnologías a utilizar en las diferentes soluciones para cada elemento a reparar.

- Confeccionar la documentación gráfica y escrita para realizar el proyecto de reparación.
- Conclusiones y recomendaciones.

Estructura de la tesis:

Introducción: (Mencionada en los inicios de nuestro protocolo de tesis)

Dedicatoria y agradecimientos

Resumen

Índice

Capítulo 1: Problemas de socavación y reparación en puentes. Orígenes e investigaciones (Estado del arte)

Establecimiento de conceptos y definiciones. Caracterización de los efectos provocados por la socavación en estribos y terraplenes de aproches en el contexto internacional y nuestro país. Búsqueda de información de los estudios más actualizados sobre las reparaciones en estos tipos de elementos.

Capítulo 2: Levantamiento de daños y estudios hidrológicos e hidráulicos.

Se caracterizarán los daños causados por la socavación en los diferentes elementos componentes del estribo y terraplenes de aproches. Se realizará un estudio hidrológico a partir de la cuenca que tributa al puente con el objetivo de obtener el gasto de diseño y compararlo con el gasto que demande el alivio de la presa ubicada aguas arriba, del más crítico, se determinará el nivel de crecida de las aguas para el posterior diseño hidráulico. De la misma manera se hará el estudio hidráulico, determinando el nivel máximo de remanso y las socavaciones del tipo general, por constricción de la corriente y en estribos.

Capítulo 3: Solución de reparación en estribos y terraplenes de aproches.

Será preciso realizar el diseño geotécnico para los aletones complementarios en estribos, empleando la técnica constructiva de muros de contención por gravedad. Se diseñará una protección delantera contra la socavación y que además servirá de recalce a los cimientos. Se colocarán losas de aproche en ambos accesos.

Conclusiones y Recomendaciones

Bibliografía

Anexos



Capítulo-1

Capítulo 1: Problemas de socavación y reparación en puentes.

Orígenes e investigaciones. (Estado del arte).

1.1. Introducción.

La elección del sitio de ubicación de un puente será el resultado de un estudio de alternativas que contemple aspectos económicos, ingenieriles, sociales y ambientales, así como costos de mantenimiento e inspección durante la vida útil. En general, la ubicación de los puentes está regida por la planimetría de la carretera y la configuración estructural, así como su implantación, con respecto a los cursos de agua, surgen de la interacción entre los especialistas en estructuras e hidráulica y de consideraciones de tipo económico y de factibilidad constructiva.

La construcción de los puentes en los cauces de ríos puede producir una afectación al régimen hidráulico, debido a lo costosos y complejos que resultan los puentes dentro de una vía de comunicación, ya sea carretera, ferrocarril u otra; se trata de reducir su longitud total lo más posible restringiendo el ancho natural del cauce del río. Es por ello que al producirse una crecida o aumento del caudal que circula por el río y encontrar su cauce natural restringido en la zona de ubicación de la obra de fábrica, se produce un aumento de la velocidad media (V_m) del agua del río para permitir que el caudal originado por la avenida pueda atravesar el umbral representado por la construcción del puente. Este aumento de velocidad puede erosionar fuertemente el cauce en mayor o menor medida, en función de las características del tipo de suelo que conforma el lecho del río.

El fenómeno de erosión del cauce es lo que se llama socavación que consiste en la extracción por la corriente de agua de partículas de suelo del cauce del río, arrastrándolas con esa velocidad incrementada y después depositada en otra parte del mismo cauce hasta que se hagan iguales la velocidad permisible (V_p) para los parámetros hidrodinámicos del río y el suelo y la velocidad media (V_m), que se produce como consecuencia de la avenida.

1.2. Aspectos a tener en cuenta para las reparaciones de puentes².

El diseño y la construcción de puente puede considerarse un arte dentro de la ingeniería civil. Todas las estructuras en general, en el caso de los puentes, por

² Ing: Pino Rodríguez, Miguel

encontrarse en zonas muy húmedas; su depreciación y deterioro se van produciendo durante su vida útil. Es por ello que se hace importante llevar a cabo una correcta y adecuada inspección y mantenimiento para solucionar los problemas de roturas, fisuras y posibles fallos en las estructuras. La inspección y el mantenimiento en general ha cobrado gran importancia en diferentes países del mundo tales como: Rusia, Bulgaria, Yugoslavia, Estados Unidos de América, etc. Creándose así documentos, instrucciones y normas para orientar y regular los trabajos, ejemplos de ellos tenemos:

En la antigua Unión Soviética, se creó la Instrucción BSN 122-65 para la revisión y pruebas de puentes y alcantarilla. En 1981 se estableció la Instrucción BCH 4-81, para la ejecución de inspecciones en puentes y alcantarillas de carreteras. En 1970, en los Estados Unidos de América la AASHO creó el manual para inspección y mantenimiento de puentes. Además se han divulgado diferentes revistas que recogen diferentes temáticas que tratan aspectos en este sentido así como ediciones de libros como: "Deterioro, Reparación y Conservación de Estructuras".

La ejecución de una reparación debe recoger cinco aspectos fundamentales:

1. Identificar el deterioro del puente.
2. Determinar las causas.
3. Evaluar la resistencia del puente y sus elementos en el estado actual.
4. Evaluar en detalle las reparaciones o actividades de mantenimientos a realizar.
5. Elegir un método de reparación.

1.3. Estudio Ingeniero – Geológico, (Investigaciones del suelo).

Para obtener las características del suelo se requiere extraer muestras de los distintos estratos que lo compone. Esto se realiza mediante calicatas, calas estudios geofísicos, etc. Según las características de la obra y su importancia. Para determinar las características del suelo, por inspección ocular, o para extraer muestras las cuales se ensayan en los laboratorios. Este método se utiliza en obras pequeñas y presenta el inconveniente de que la determinación de las características del suelo por inspección debe ser realizada por personal experimentado.

1.4. Métodos de cálculos para el diseño hidrológico.

Al realizarse inspecciones a un puente y detectarle daños en su infraestructura, cuya causa fundamental del deterioro está producida por la socavación, debida a cambios de avenidas que circulan por el río que producen daños significativos en algunos de sus elementos, como estribos, cimentaciones, cauce, terraplenes de aproches, entre otros; poniendo en peligro la estabilidad de la estructura, se hace eminente un estudio hidrológico e hidráulico con el fin de poder buscar la solución más factible que resuelva de forma permanente los problemas, garantizando una seguridad vial.

Existen diferentes métodos que nos permiten determinar los gastos máximos, basándose fundamentalmente en condiciones climáticas y fisiográficas, entre las que tenemos la llamada "Formula Racional" y el de G, A. Alexeev, para cuencas menores de 25 km².

1. Método de la Fórmula Racional.

$$Q = C.I.A \dots\dots\dots (1.1)$$

Dónde:

Q=Gasto máximo en (m³/seg)

C=Coeficiente de escurrimiento.

I=Intensidad de las precipitaciones en (mm/min) y se obtiene por tabla del Anexo 2

A=Área de la cuenca en (km²).

Considerando el coeficiente de conversión de las unidades igual a 16.67 se obtiene:

$$Q = 16,67.C.I.A \dots\dots\dots (1.2)$$

2. Método de G,A. Alexeev

$$Q_p = q_p \cdot A \dots\dots\dots (1.3)$$

Dónde:

Qp = Gasto de diseño en (m³/seg)

qp = Gasto para un tiempo de probabilidad en (m³/seg)

3. Método de D, L. Sokolovsky para cuencas mayores de 25 km².

Este método no se basa en un gran número de observaciones hidrométrica, por lo que su aplicación no puede usarse arbitrariamente, debe tratarse de chequear los resultados con los datos de observación.

La fórmula para 1% de probabilidad es:

$$Q_{1\%} = q \cdot K_h \cdot A \dots\dots\dots (1.4)$$

4. Método empírico de B, M. Kochiasvili.

La fórmula de este autor no se ha publicado aun y solo existe el original, pero puede plantearse qué.

$$Q_{1\%} = q_{1\%} \cdot A \dots\dots\dots (1.5)$$

5. Método del Ing. Hidrólogo V. G Bulat.

Este autor recomienda varias fórmulas para tener en cuenta las particularidades de cada una, solo se señalará la más simple para calcular.

$$Q_P = q_P \cdot A = \frac{0,14 \cdot H_P \cdot M \cdot A}{(A+10)^{0,38}} \dots\dots\dots (1.6)$$

Dónde:

H_p= Precipitación máxima diaria de una probabilidad p%, se da en (mm)

M= Coeficiente de reducción de las precipitaciones por área, para áreas<100Km²,

M=1

1.5. Diseño hidráulico.

Tiene como objetivo determinar las características de circulación de la corriente para el gasto obtenido en el estudio hidrológico. Con ello se determina el nivel de agua, o sea el nivel de crecida de diseño (NCD), que circula por el cauce en el lugar del cruce. Para determinar el NCD del cauce sin restricción, se utilizará la *Fórmula de Manning*.

$$Q_i = \frac{1}{n_i} \cdot a_i \cdot r_i^{2/3} \cdot S^{1/2} \dots\dots\dots (1.7)$$

Dónde:

n: coeficiente de rugosidad (según Anexo 3)

a: área de la sección del agua en (m²)

r: radio hidráulico. r_i=a_i/p_i (m)

p: perímetro mojado de la subsección (m)

S: pendiente del lecho del cauce (m/m)

Q: gasto (m³/s)

1.5.1. Constricción a la corriente.

Es la disminución del área del espejo de agua en los valles de inundación por la construcción del puente, para que este no sea tan malo técnicamente, ni tan caro económicamente. La constricción a la corriente es un efecto que se produce cuando el terraplén de aproche penetra en el valle de inundación produciendo una obstrucción al paso del agua. Una forma de medir el grado de constricción a la corriente viene dada por la llamada relación de apertura, m.

$$m = \frac{Q_b}{Q_D} \dots\dots\dots (1.8)$$

1.5.2. Altura del remanso (hr).

Una de las perturbaciones que se originan por la presencia de una constricción a la corriente es la formación de un remanso aguas arriba del lugar de cruce del puente. El remanso es la elevación del agua sobre el nivel normal de circulación. El valor máximo del remanso lo denominaremos hr.

Dentro de las evaluaciones para hallar la altura del remanso se encuentra la fórmula que da la metodología soviética.

$$h_r = \eta(V_2^2 - V_m^2) \dots\dots\dots (1.9)$$

Dónde:

hr: altura máxima del remanso; en m.

η: coeficiente de remanso (Ver Anexo xxx).

V₂: velocidad media del agua en la sección (2); en m/seg.

V_m: velocidad media del agua en la sección transversal de la corriente en el supuesto de que no hay constricción; en m/seg.

Por lo que el Nivel Máximo de Remanso (NMR), se calcula por la siguiente expresión.

$$NMR = NCD + h_r \dots\dots\dots (1.10)$$

1.5.3. Cálculo de la socavación general.

1.5.3.1. Método de Lischvan – Levediev.

Se aplica el criterio desarrollado por *Lischvan – Levediev*, en el que la posición de la máxima erosión se hace coincidir con la de equilibrio como si el transporte del

sólido procedente de aguas arriba fuera nulo. En esas circunstancias, el aumento de la sección debido al proceso erosivo y la consiguiente reducción de velocidad y de esfuerzos tangenciales han alcanzado un estado tal, que el agua es incapaz de mover las partículas del fondo y se detiene la socavación; o sea, que todo depende de la relación que existe entre la velocidad media del agua o real (V_m ó V_r) y la velocidad media requerida para el acarreo de las partículas o velocidad erosiva (v_e) que constituye el fondo en cuestión. Para suelos sueltos esta última no es la velocidad que inicia el movimiento de algunas partículas, sino la velocidad mínima que mantiene en movimiento generalizado el material de fondo; en suelos cohesivos es aquella velocidad capaz de levantar y poner en suspensión a las partículas.

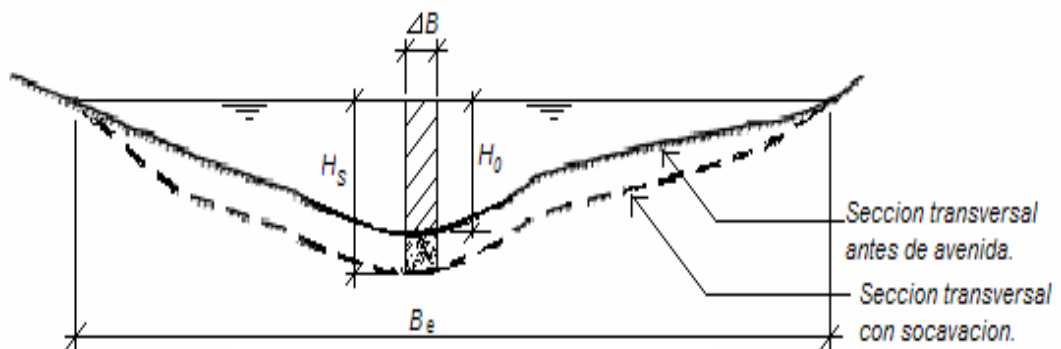


Figura 1.1. Socavación general

La velocidad media (V_m) está en función de las características hidráulicas del río, pendiente, rugosidad y tirante, esta velocidad disminuye a medida que aumenta la socavación. La velocidad erosiva (V_e) está en función de las características del material del fondo y del tirante de la corriente. Como característica del material se toma el diámetro medio en el caso de suelos no cohesivos, y el peso específico seco en el caso de los suelos cohesivos.

1.5.3.1.1 Velocidad erosiva (V_e).

La velocidad erosiva depende del tipo de terreno, frecuencia con que se repite la avenida y del tirante del agua H_s . Según esta teoría la misma viene dada por:

Para suelos cohesivos:

$$V_e = 0,60 \cdot \gamma_d^{1,18} \cdot \beta \cdot H_s^X \dots\dots\dots (1.11)$$

Para suelos no cohesivos:

$$V_e = 0,68 \cdot \gamma_m^{0,28} \cdot \beta \cdot H_s^X \dots\dots\dots (1.12)$$

Dónde:

γ_d : peso volumétrico del material seco situado en la profundidad H_s , en ton/m^3 .

β : coeficiente que depende de la frecuencia de repetición de la avenida (Ver Anexo 4).

H_s : tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer el valor de la V_e , en m.

X: exponente variable que está en función del peso volumétrico (suelo cohesivo) y del diámetro medio (suelo no cohesivo) (Ver Anexo 5).

$$d_m = 0,01 \cdot \sum d_i \cdot p_i \dots\dots\dots (1.13)$$

d_m : diámetro medio de las partículas del lecho, en mm:

d_i : diámetro medio, en mm, de una fracción de la curva granulométrica de la muestra que se analiza.

p_i : peso como porcentaje de esa misma porción con respecto al peso total de la muestra.

1.5.3.1.2 Velocidad real (Vr).

La velocidad media o velocidad real, está en función de las características del material del fondo y del tirante de la corriente:

$$V_r = \frac{\alpha \cdot H_0^{5/3}}{H_s} \dots\dots\dots (1.14)$$

Dónde:

V_r : velocidad real, en m/s.

H_0 : altura del agua antes de la socavación, en m.

H_s : altura del agua después de la socavación, en m.

α : parámetro calculado mediante la expresión:

$$\alpha = \frac{q_{vd}}{H_m^{5/3} \cdot B_e \cdot \mu} \dots\dots\dots (1.15)$$

Dónde:

q_{vd} : gasto de diseño, en m^3/s .

H_m : tirante medio del cauce, en m.

$$H_m = \frac{A_t}{B_e} \dots\dots\dots (1.16)$$

A_t : área hidráulica total de la sección transversal.

B_e : ancho efectivo de la superficie del agua en la sección transversal.

μ : coeficiente de contricción (Ver Anexo 6).

1.5.3.1.3 Profundidad de la socavación (H_s).

Esta se determina en función de las características del cauce,

a) Cauces definidos.

La condición de equilibrio ($v_r = v_e$) permite obtener H_s :

Para suelos cohesivos:

$$H_s = \left(\frac{\alpha \cdot H_0^{5/3}}{0,60 \cdot \gamma_d^{1,18} \cdot \beta} \right)^{\frac{1}{1+X}} \dots\dots\dots (1.17)$$

Para suelos no cohesivos:

$$H_s = \left(\frac{\alpha \cdot H_0^{5/3}}{0,60 \cdot d_m^{0,28} \cdot \beta} \right)^{\frac{1}{1+X}} \dots\dots\dots (1.18)$$

Dónde: $\frac{1}{1+X}$ se obtiene de la tabla (Ver Anexo 5).

b) Cauces no definidos.

$$H_s = \left(\frac{\alpha \cdot H_0^{5/3}}{V_{c1}} \right)^{\frac{1}{1,2}} \dots\dots\dots (1.19)$$

Dónde:

V_{c1} : velocidad no erosionante correspondiente a un tirante de un metro. Para suelos no cohesivos y cohesivos (Ver Anexos 7 Y 8).

Al aplicar las expresiones anteriores al perfil transversal antes del paso de la avenida en distintos puntos (H_{oi}), se obtienen los tirantes (H_{si}) de cada punto. Uniendo dichos puntos se logra el perfil de la socavación. Si el suelo no es homogéneo la expresión de H_s se aplica para los datos de cada estrato hasta que el tirante H_s se encuentre dentro de la capa o estrato analizado.

1.5.3.2 Método de Straub.

La siguiente expresión se usa para tener un estimativo del posible descenso que sufrirá el fondo del cauce debido a una reducción en su sección transversal.

$$H_s = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0,642} \cdot h_1 \dots\dots\dots (1.19)$$

$$D_s = H_s - h_1 \dots\dots\dots (1.20)$$

Dónde:

B_1 : ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción,

B_2 : ancho de la superficie libre el cauce en la contracción,

h_1 : tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción

1.5.3.3 Método de Laursen

Considera los casos de socavación en lecho móvil o en agua clara. Es el método más usado en los Estados Unidos de América, (HEC-18, 1993, 1995).

1.5.3.3.1 Cálculo de la socavación por contracción en lecho móvil.

Se usa una versión modificada de la ecuación de Laursen de 1960 (HEC 18, 1993, 1995 y Laursen E. M., 1960). La ecuación asume que el material del lecho es transportado en la sección aguas arriba del puente.

$$\frac{H_s}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{\frac{6}{7}} \cdot \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{k_1} \dots\dots\dots (1.21)$$

$$D_s = H_s - h_2 \dots\dots\dots (1.22)$$

1.5.3.3.2 Cálculo de la socavación por contracción en agua clara.

Se usa la siguiente ecuación dada por Laursen.

$$H_s = \left(\frac{0,025 \cdot Q_2^2}{D_m^{2/3} \cdot B_2^2}\right)^{\frac{3}{7}} \dots\dots\dots (1.23)$$

1.5.4. Socavación por constricción.

La socavación por constricción se determina con las mismas fórmulas de la socavación general, sólo que el ancho efectivo B_e , se toma cómo la abertura del puente y el área hidráulica para obtener H_m será el área hidráulica bajo el puente (fig1.2).

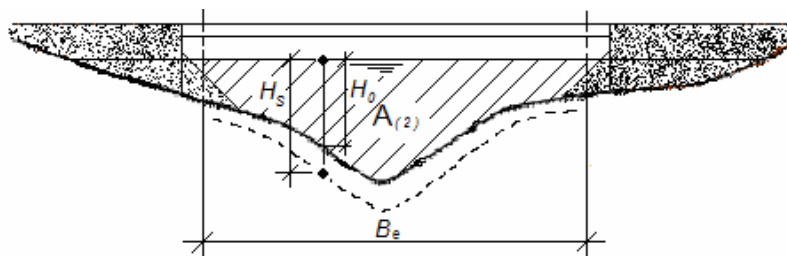


Figura 1.2. Socavación por constricción.

Igual que en el caso de la socavación general donde se habla de una velocidad erosiva que depende del tipo de suelo, en el caso de la socavación por constricción se habla de la velocidad permisible (V_p), la cual también depende del tipo de suelo,

siendo esta la velocidad que una vez superada por la velocidad media provoca este tipo de socavación.

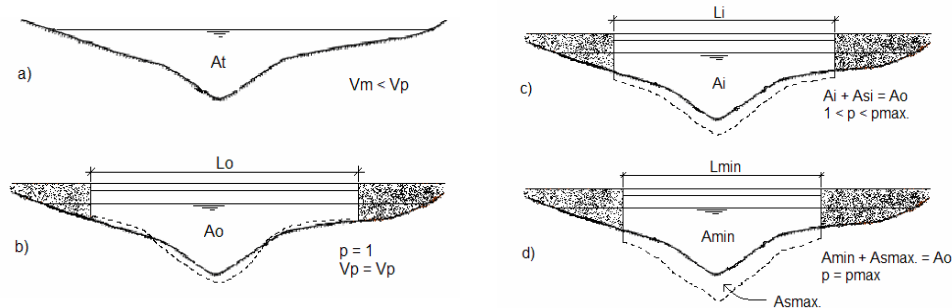


Figura 1.3(a-d). Socavación por constricción.

Si la velocidad media (V_m) resulta pequeña y menor que la velocidad permisible (V_p), no se produce alteración del área hidráulica producto de la socavación (Fig. 1.3-a). Si se produce una restricción al área hidráulica tal que la velocidad media de la corriente sea igual a la velocidad permisible (V_p), tampoco alterará dicha área donde aparece el área hidráulica (A_p) ver (Fig. 1.3-b).

$$A_0 = \frac{Q_D}{V_p \cdot \mu} \dots\dots\dots (1.24)$$

Dónde:

Si $V_m < V_p$ no hay socavación

Si $V_m = V_p$ no hay socavación, está a punto de producirse.

Si $V_m > V_p$ hay socavación.

Si se incrementa la restricción disminuyendo la longitud del puente se incrementa la velocidad y $V_i > V_p$ incrementándose la capacidad de arrastre de la corriente y produciéndose el efecto de socavación hasta que se alcance el equilibrio (Fig. 1.3-c). Con esto se incrementará el área hidráulica hasta que:

$$A_i + A_{si} = A_0 \text{ y } V_i = V_p$$

1.5.5. Socavación al pie de Estribos.

Algunos métodos existen para la determinación de la socavación local en estribos: Liu, Chang y Skinner, Laursen, Artamonov, Froehlich, Hire y Melville. Sin embargo, la incertidumbre existente con relación a la aplicabilidad y a los resultados de las ecuaciones es mayor que para pilas.

Todas las ecuaciones existentes tienen limitaciones de tipo práctico. Por ejemplo, las ecuaciones han sido desarrolladas para cauces de lecho arenoso y no tienen en cuenta la posibilidad de acorazamiento. Las ecuaciones para el cálculo de la

socavación en estribos se basan en información de laboratorio y muy poca información de campo existe para su verificación. Casi todas las ecuaciones dan valores muy conservadores de socavación debido a que consideran que el estribo está en el cauce principal formado por lechos aluviales y a que asumen que el caudal de agua obstruido es proporcional a la longitud del estribo, lo que es raro que ocurra en la realidad. Se debe determinar la ecuación que se ajusta mejor a las condiciones de un puente dado.

A continuación se desarrollará el método elaborado por Artamanov. Este método depende del gasto que teóricamente es interceptado por el terraplén de aproche. Q_1 ó Q_2 relacionado con el gasto total Q_D , y del ángulo de esviaje.

El tirante incrementado al pie de un estribo medido desde la superficie libre de la corriente, está dado por:

$$S_T = P_\alpha \cdot P_q \cdot P_R \cdot H_0 \dots \dots \dots (1.27)$$

Dónde:

P_α : Coeficiente que depende del esviaje. Su valor se puede encontrar en el (Anexo 9)

P_q : Coeficiente que depende de Q_n / Q_D : (Anexo 10)

P_R : Coeficiente que depende del talud del terraplén (Anexo 11)

H_0 : Tirante que se tiene en la zona cercana del estribo antes la erosión.

Cuando se tienen terraplenes de aproche en ambas orillas, la profundidad de la socavación se reduce a un 75% y se determina:

$$S_T = 0,75 P_\alpha \cdot P_q \cdot P_R \cdot H_0 \dots \dots \dots (1.28)$$

1.6. Diseño geotécnico.

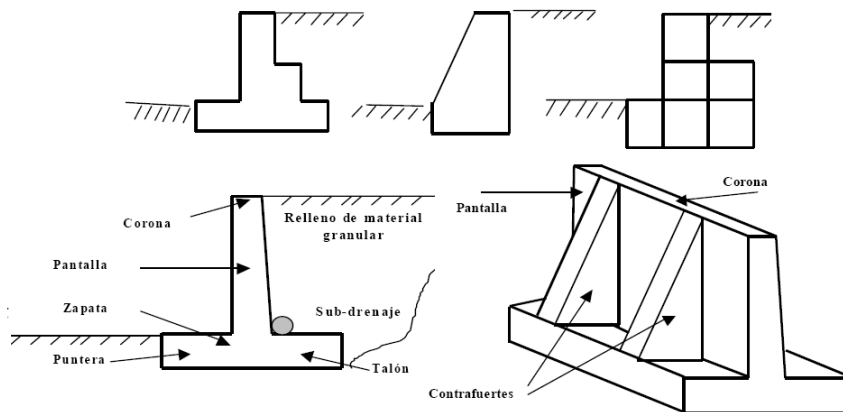
1.6.1. Muros de contención³.

1.6.1.1. Tipos de muros de contención.

El diseño suele empezar con la selección de dimensiones tentativas para luego verificar la estabilidad de esa configuración. Por conveniencia, cuando el muro es de altura constante, puede analizarse un muro de longitud unitaria, de no resultar la

³ Guevara Anzules, Manuel (2008-2009)

estructura seleccionada satisfactoria, se modifican las dimensiones y se efectúan nuevas verificaciones hasta lograr la estabilidad y la resistencia requerida.



Figuras 1.4-1.6 Tipos de muros

1.6.2. Estabilidad

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra de relleno, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento y deslizamiento, así como el valor de las presiones de contacto, ver figura 1.7

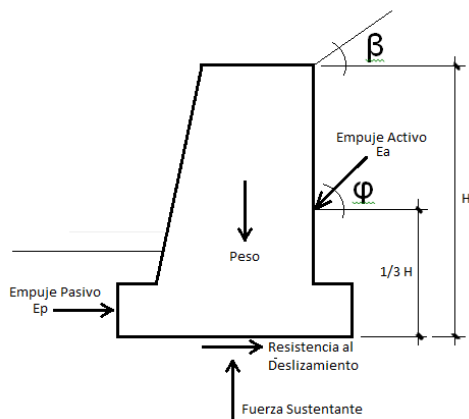


Figura 1.7 Determinación de las fuerzas que actúan sobre un muro de contención.

1.6.2.1. Método de los Esfuerzos Admisibles o Estado Límite de Servicio.

En el método de los esfuerzos admisibles, se disminuye la resistencia nominal dividiendo por un factor de seguridad FS establecido por las normas o especificaciones técnicas.

$$R_S \leq R_{adm} \dots \dots \dots (1.29)$$

$$R_{adm} \leq \frac{R_n}{FS} \dots \dots \dots (1.30)$$

Dónde:

R_n : Resistencia nominal, correspondiente al estado límite de agotamiento resistente, sin factores de minoración. Esta resistencia es función de las características mecánicas de los materiales y de su geometría.

R_{adm} : Resistencia admisible, estudia la estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y las presiones de contacto originadas en la interface suelo-muro.

1.6.2.2. Estabilidad al vuelco y deslizamiento.

Donde se incluya el sismo se puede tomar $FS \geq 1,4$. Para estudiar la estabilidad al vuelco, los momentos se toman respecto a la arista inferior de la zapata en el extremo de la puntera.

La relación entre los momentos estabilizantes (M_E), producidos por el peso propio del muro y de la masa de relleno situada sobre el talón del mismo y los momentos de vuelco (M_V), producidos por los empujes del terreno, se conoce como factor de seguridad al vuelco (FS_V), esta relación debe ser mayor de 1,5.

$$FS_V = \frac{M_E}{M_V} \geq 1,5 \dots \dots \dots (1.31)$$

La componente horizontal del empuje de tierra debe ser resistida por las fuerzas de roce entre el suelo y la base del muro. La relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes o deslizantes (E_b), se conoce como factor de seguridad al deslizamiento (FS_d), esta relación debe ser mayor de 1,5. Es común determinar esta relación sin considerar el empuje pasivo que pudiera presentarse en la parte delantera del muro, a menos que se garantice éste durante toda la vida de la estructura. Para evitar el deslizamiento se debe cumplir:

$$FS_d = \frac{F_r}{E_b} \geq 1,5 \dots \dots \dots (1.32)$$

$$F_r = \mu(R_v + E_v) + c' \cdot B + E_p \dots \dots \dots (1.33)$$

$$\mu = \tan \delta \dots \dots \dots (1.34)$$

$$c' = (0,5 \text{ a } 0,7)c \dots \dots \dots (1.35)$$

Dónde:

F_r : es la fuerza de roce, E_h es componente horizontal del empuje.

R_v : es la resultante de las fuerzas verticales.

E_v : es la componente vertical del empuje.

B: es el ancho de la base del muro.

c': es el coeficiente de cohesión corregido o modificado.

c: es el coeficiente de cohesión del suelo de fundación.

E_p es el empuje pasivo (si el suelo de la puntera es removible, no se debe tomar en cuenta este empuje).

μ : es el coeficiente de fricción suelo – muro.

δ : el ángulo de fricción suelo-muro, a falta de datos precisos, puede tomarse:

$$\delta = \left(\frac{2}{3}\varphi\right) \dots\dots\dots (1.36)$$

Dónde:

φ : Angulo de rozamiento característico del suelo.

1.6.2.3. Presiones de contacto.

Existen diferentes métodos para determinar la capacidad de carga tales como: Análisis de Bell, Análisis Sueco y de Fellenius, Modelo de falla de Prandtl, Modelo de falla de Hill, Mecanismo de falla de Terzaghi, y Modelo de falla de Meyerhof.

El método de Brinch – Hasen es el más generalizador de todos los tratados anteriormente, incorpora una serie de coeficientes (factores de influencia) para corregir el valor final de la presión bruta de roturas resistentes a la estabilidad, que toman en cuenta la forma de la cimentación, inclinación de la carga actuante, profundidad de desplante de la cimentación, inclinación del terreno, capacidad de carga del terreno y área efectiva de la cimentación. La diferencia de resultados que se obtienen entre las expresiones de Meyerhof y Brinch – Hasen no son grandes, pero según ensayos realizados por distintos investigadores se ha podido apreciar que los resultados obtenidos por la expresión de Brinch – Hasen son los que más se acercan a los resultados reales de cimentaciones ensayadas. Y es la más usada internacionalmente en estos momentos actuales. La cual está dada por la siguiente expresión:

- Solución de Brinch – Hasen.

$$q_c = \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma S_\gamma i_\gamma d_\gamma g_\gamma + C N_c S_c i_c d_c g_c + q^* N_q S_q i_q d_q g_q$$

Dónde: $N_\gamma, S_\gamma, i_\gamma, d_\gamma, g_\gamma,$
 N_c, S_c, i_c, d_c, g_c
 N_q, S_q, i_q, d_q, g_q : Factores de influencia
 γ_2 : peso específico del suelo

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{m\acute{a}x} \dots \dots \dots (1.37)$$

$$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}} \dots \dots \dots (1.38)$$

FS_{cap portante}: es el factor de seguridad a la falla por capacidad del suelo, este valor no debe ser menor que tres para cargas estáticas (FS_{cap portante} ≥3), y para cargas dinámicas de corta duración no menor que dos (FS_{cap portante} ≥2). En caso que la información geotécnica disponible sea σ_{adm} para cargas estáticas, se admite una sobre resistencia del suelo de 33% para cargas dinámicas de corta duración. En los muros corrientes, para que toda el área de la base quede teóricamente sujeta a compresión, la fuerza resultante de la presión del suelo originada por sistema de cargas debe quedar en el tercio medio. De los aspectos mencionados anteriormente podemos decir que no se debe exceder la resistencia admisible del suelo, y la excentricidad (e_x) de la fuerza resultante vertical (R_v), medida desde el centro de la base del muro (B), no debe exceder del sexto del ancho de ésta, en este caso el diagrama de presiones es trapezoidal. Si la excentricidad excede el sexto del ancho de la base (se sale del tercio medio), la presión máxima sobre el suelo debe recalcularse, ya que no existe compresión en toda la base, en este caso el diagrama de presión es triangular, y se acepta que exista redistribución de presiones de tal forma que la resultante (R_v) coincida con el centro de gravedad del triángulo de presiones. En ambos casos las presiones de contacto por metro de ancho de muro se pueden determinar con las expresiones 1.37 a 1.40 según sea el caso.

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r\right) \dots \dots \dots (1.39)$$

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} \dots \dots \dots (1.40)$$

Dónde:

X_r: es la posición de la resultante medida desde el extremo inferior de la arista de la puntera del muro.

Si: e_x ≤ B/6,

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{R_v}{B} \dots \dots \dots (1.41)$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B} \left(1 - \frac{6.e_x}{B}\right) \dots \dots \dots (1.42)$$

Si: $B/6 \leq e_x \leq B/2$,

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2.R_v}{3 \cdot \left(\frac{B}{2} - |e_x|\right)} \dots\dots\dots (1.43)$$

$$\sigma_{min} = 0 \dots\dots\dots (1.44)$$

1.6.3. Evaluación del empuje de tierras⁴.

Para la evaluación del empuje de tierras deben tomarse en cuenta diferentes factores como la configuración y las características de deformabilidad del muro, las propiedades del relleno, las condiciones de fricción suelo-muro de la compactación del relleno, del drenaje, así como la posición del nivel freático.

1.6.4. Empuje Activo.

Cuando la parte superior de un muro o estribo se mueve suficientemente como para que se pueda desarrollar un estado de equilibrio plástico, la presión estática es activa y genera un empuje total (E_a), aplicada en el tercio inferior de la altura.

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2\right) \cdot K_a \dots\dots\dots (1.45)$$

Dónde:

K_a : es el coeficiente de presión activa.

El coeficiente de presión activa se puede determinar con las teorías de Coulomb o Rankine para suelos granulares; en ambas teorías se establecen hipótesis que simplifican el problema y conducen a valores de empuje que están dentro de los márgenes de seguridad aceptables.

1.6.4.1. Teoría de Coulomb.

La teoría de Coulomb se fundamenta en una serie de hipótesis que se enuncian a continuación:

1. El suelo es una masa homogénea e isotrópica y se encuentra adecuadamente drenado como para no considerar presiones intersticiales en él.
2. La superficie de falla es plana.
3. El suelo posee fricción, siendo (ϕ) el ángulo de fricción interna del suelo, la fricción interna se distribuye uniformemente a lo largo del plano de falla.
4. La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido.

⁴ Torres Belandria, Rafael A.(2008)

5. La falla es un problema de deformación plana (bidimensional), y se considera una longitud unitaria de un muro infinitamente largo.

6. La cuña de falla se mueve a lo largo de la pared interna del muro, produciendo fricción entre éste y el suelo, (δ) es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro.

7. La reacción E_a de la pared interna del muro sobre el terreno, formará un ángulo (δ) con la normal al muro, que es el ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno, si la pared interna del muro es muy lisa ($\delta = 0^\circ$), el empuje activo actúa perpendicular a ella.

8. La reacción de la masa de suelo sobre la cuña forma un ángulo (φ) con la normal al plano de falla.

El coeficiente K_a , considerando que la cara interna del muro es vertical ($\psi = 90^\circ$), que el relleno es horizontal ($\beta = 0^\circ$), y que no hay fricción, que corresponde a muros con paredes lisas ($\delta = 0^\circ$), la ecuación queda de la siguiente forma:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_H}{2} \right) \dots \dots \dots (1.46)$$

1.6.4.2. Teoría de Rankine.

En el año 1857, el escocés W. J. Macquorn Rankine realizó una serie de investigaciones y propuso una expresión mucho más sencilla que la de Coulomb. Su teoría se basó en las siguientes hipótesis:

1. El suelo es una masa homogénea e isotrópica.
2. No existe fricción entre el suelo y el muro.
3. La cara interna del muro es vertical ($\psi = 90^\circ$).
4. La resultante del empuje de tierras está ubicada en el extremo del tercio inferior de la altura.
5. El empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma un ángulo (β) con la horizontal.

$$K_a = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \dots \dots \dots (1.47)$$

1.6.5. Empuje pasivo.

Cuando un muro o estribo empuja contra el terreno se genera una reacción que se le da el nombre de empuje pasivo de la tierra (E_p), la tierra así comprimida en la dirección horizontal origina un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior (E_p), la resultante de esta reacción del suelo se aplica en el extremo del tercio inferior de la altura, y se determina por:

$$E_p = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2\right) K_p \dots\dots\dots (1.47)$$

Dónde:

K_p : es el coeficiente de presión pasiva.

La presión pasiva en suelos granulares, se puede determinar con las siguientes expresiones:

El coeficiente K_p adecuando la ecuación de Coulomb es:

$$K_p = \frac{\text{Sen}^2(\psi - \phi)}{\text{Sen}^2\psi \cdot \text{Sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi + \beta)}{\text{Sen}(\psi + \delta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (1.48)$$

Cuando se ignora los ángulos (δ, β, Ψ) en la ecuación se obtiene el coeficiente K_p según Rankine:

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_H}{2} \right) \dots\dots\dots (1.49)$$

1.6.6. Incumplimiento de las condiciones de estabilidad.

En caso de no cumplir con la estabilidad al volcamiento y/o con las presiones de contacto, se debe redimensionar el muro, aumentando el tamaño de la base.

1.7. Reparación de estribos y aproches en puentes de Europa⁵.

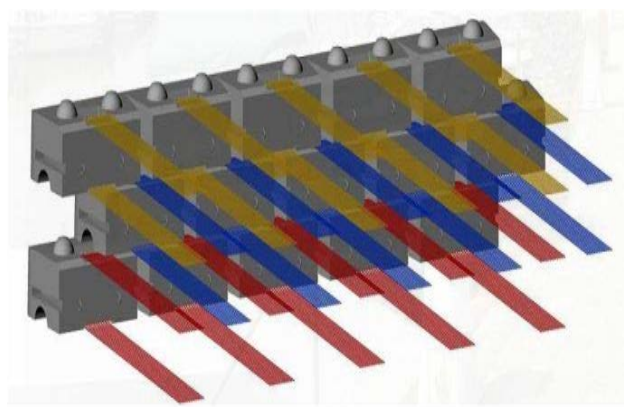
1.7.1 Muros de Bloques Prefabricados Gigantes.

Los muros prefabricados de bloques gigantes es un tipo de muro que hasta hace pocos años se ha popularizado en España. Son muros pero en escala mayor, deben ser puestos en obra mediante maquinaria. Su peso oscila entre los siguientes valores (de 200kg-500kg y hasta 1500kg)

Existen muchos modelos, pero en general, casi todos los bloques son de hormigón en masa o ligeramente armados, con un sistema de anclaje basado en un machihembrado para la unión vertical entre bloques. Los sistemas más desarrollados también tienen resueltas varias tipologías de anclaje para el uso eventual de geomallas de refuerzo, a veces como un simple resalto, o bien poseen sistemas más complejos como un orificio donde voltear la misma (como el caso del *positive connection* de redi rock). Están pensados para trabajar principalmente

⁵ Rodriguez, Marcos,(20 Marzo del 2014)

por gravedad, es decir usar su peso para contrarrestar los empujes laterales de las tierras y las sobrecargas previstas. Para optimizar el diseño, normalmente cada fabricante tiene piezas de diferentes tamaños, de manera que se puedan ir colocando de mayor peso a menor en sentido desde pie de muro hacia coronación del mismo. No precisan de cimentación al uso, y las recomendaciones son preparar una cama de grava donde nivelarlos y asentarlos. Esta afirmación y recomendación hay que tomarla con precaución, ya que debe verificarse en todo momento la tensión admisible del terreno que vamos a cargar con este peso.



Figuras 1.8 y 1.9 Representación de muros prefabricados.

1.7.2 Muros de Tierra Armada⁶.

Los macizos de tierra reforzada (MSE) con geomallas uniaxiales y bloques prefabricados de concreto precomprimido tienen sus comienzos en la década de los 80. Las aplicaciones surgieron por la necesidad de lograr espacios planos en parcelas destinadas a centros comerciales, edificaciones industriales y edificios de oficina. Posteriormente y debido al éxito registrado en muchas zonas de los Estados Unidos de Norteamérica y de Europa, se aplicaron como soluciones de ingeniería para estribos de puentes.

1.7.2.1 Muros de Tierra Armada® TAI (Tierra Armada Internacional®).

Son sistemas constituidos por escamas o paneles prefabricados en concreto, con forma de cruz y fijadas con flejes de hierro dulce galvanizado, de longitud variable y trabajan por fricción al estar en contacto con el suelo.

⁶ Centeno Pulido, Francisco Antonio.(1985).

Esta tecnología fue descubierta en 1963 por el Ingeniero francés Henri Vidal. Estos son empleados para dar soluciones urbanísticas, estribos de puentes, protección de obras petroleras, entre otras.



Figuras 1.10 y 1.11 Imágenes de dos macizos de tierra armada mostrando las escamas o paneles prefabricados en concreto y los flejes de hierro dulce galvanizado con los cuales se arma el suelo ubicado detrás de paramento. (Estribos).

1.7.2.2. Muros de Tierra Reforzada ARES® de Tensar®.

Similar al sistema de tierra armada pero reforzado con geomallas HDPE y con conectores especiales para unir la geomalla al panel. Permite construir macizos de tierra reforzada con muchos tipos de formas y hasta 18 metros de altura sin bermas entre sí. Se usa generalmente para ganar espacios planos en áreas de taludes y para construir estribos para puentes, ver figuras 1.12 y 1.13



Figuras 1.12 y 1.13 Imágenes de los paneles rectangulares del sistema de tierra reforzada ARES® con geomallas Tensar® HDPE.

1.8. Reparación de estribos y aproches en puentes de Colombia⁷.

En el año de 1996 el Instituto Nacional de Vías (INVÍAS) implementó Sistema de Administración de Puentes de Colombia (SIPUCOL) con la asesoría del Directorado de Carreteras de Dinamarca.

⁷ Autor, C. d, (2004-2005).

Basados en SIPUCOL, se exponen a continuación partes de los componentes principales, sus daños típicos, características de los estudios y las reparaciones típicas. Esta evaluación nos permite identificar las ventajas del sistema de gestión de puentes y las líneas de investigación necesarias para complementarlo.

1.8.1. Conos, taludes y aletas.

Presentan problemas de erosión en los taludes (conos), por falta del control de las aguas de escorrentía, que provienen principalmente de las vías. Por la inestabilidad de los conos y taludes, debidos a la erosión, se han detectado asentamientos en las aletas y en los accesos del puente. Deslizamientos aledaños. Acumulación de basuras en los taludes aledaños afectan su estado y conservación. En las aletas se han encontrado grietas a flexión y a cortante por insuficiente capacidad de carga y por el efecto que produce los asentamientos Movimientos y desplomes por problemas de socavación del cauce o erosión producida por la inestabilidad de los taludes aledaños.



Figura 1.14. Grietas por falta de capacidad de carga de las aletas. Puente Venecia.



Figura 1.15. Erosión y Socavación. Puente El Cerrito.

1.8.1.1. Estudios y reparaciones típicas.

Dependiendo del problema y la dimensión de los conos y taludes, se requiere estudios de geotecnia y estabilidad de taludes con el objeto de definir las obras de reparación. La mayor obra de rehabilitación es la construcción de cunetas. Para la aleta además del estudio de geotecnia, es necesaria la revisión estructural de la misma y de su cimentación. (Ver Figuras 1.16 y 1.17)⁸.

⁸ Tomado del Manual para el mantenimiento de la red vial Secundaria pavimentada y en afirmado (2010).



Figuras 1.16 y 1.17 Reparación de conos y taludes.

1.8.2. Estribos.

En los estribos se ha detectado grietas a flexión y a cortante por falta de capacidad de carga y por asentamientos. Socavación de la cimentación y posterior daño estructural del estribo (ver figura 1.18). Detallado estructural inadecuado para resistir las cargas sísmicas y el deslizamiento. Descascaramiento y descomposición del concreto cerca de los apoyos, por dispositivos inadecuados. Fisuras en los pedestales y fractura de los topes sísmicos.



Figura 1.18. Problemas de capacidad de carga. Puente las Juntas.

1.8.2.1. Estudios especiales y reparaciones típicas.

En el caso de daños graves se requieren estudios de geotecnia, patología de materiales y de revisión estructural. En las (figuras 1.19 y 1.20), se presentan un ejemplo de reforzamiento de un estribo del puente Río Negro, mediante una pantalla en concreto reforzado. Por problemas de socavación lateral se le construyeron micropilotes.



Figura 1.19. Encamisado estructural de estribo. Puente Río Negro.



Figura 1.20. Pantalla de concreto como refuerzo en estribo.

1.8.3. Cauce.

Diversos puentes de la red Vial Nacional han fallado por problemas de socavación, ya que no tuvo en cuenta en su etapa de diseño un estudio hidráulico, hidrológico y de socavación. Por tal motivo la cimentación no contempló las probables profundidades de socavación de acuerdo con las características del cauce y de la cuenca. Por lo que se ha encontrado estructuras hidráulicas dañadas y mal localizadas produciendo obstrucción y aumento de la socavación local. Pilotes descubiertos por socavación local. Colmatación y sedimentación del cauce, que disminuye el galibo y aumenta el riesgo de submergencia. Márgenes aguas arriba inestables, acompañadas con obras complementarias (gaviones) y con la probabilidad de afectar la estabilidad de los puentes.



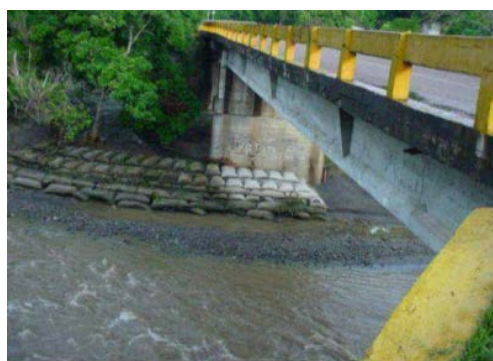
Figura 1.21. Socavación local en estribos.



Figura 1.22. Colapso del estribo del Puente Únete.

1.8.3.1. Estudios y reparaciones típicas.

Entre obras especiales más utilizadas en nuestro medio se encuentran: estabilización del suelo de fundación con micropilotes, pantallas de acero y concreto, recalces con concreto ciclópeo y reforzamiento con pilotes hincados.



Figuras 1.23 y 1.24. Espolones de bolsacretos para protección. Puente Orito

1.9. Reparación en elementos de accesos a puentes en Brasil.

1.9.1. Estribos

1.9.1.1. Protección de estribos con tapete de enroscamiento⁹.

Una solución más usual de protección contra erosiones localizadas junto a los estribos de los puentes y respectivos terraplenes de accesos consiste en colocar un tapete de enroscamiento (figura 1.25). En los Estados Unidos de América y en América del Sur, principalmente en Argentina, está en curso un trabajo de investigación con vista a la utilización de tapetes de losas artificiales ligadas por cabos, una imagen es que ya se practican para la protección de pilares, a pesar de estos esfuerzos y conocimientos, las experiencias acumuladas son limitadas, pero que a pesar ello, se procede a especificarlo como solución en el empleo como bolos de enroscamiento.

En los últimos años se han realizado en Portugal varios estudios sobre la utilización de enroscamiento para protección de estribos de puentes y respectivos terraplenes.

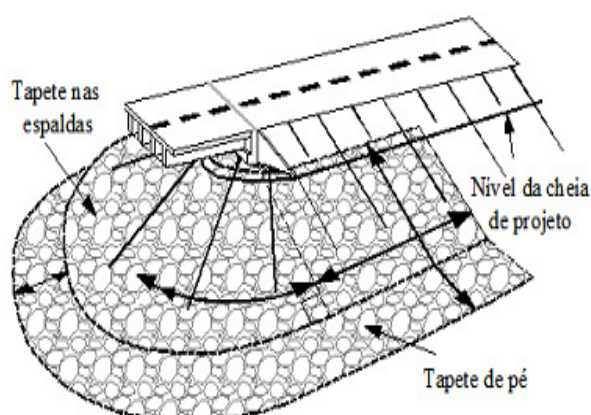


Figura 1.25. Tapetes de enroscamiento en estribos.

1.9.1.2. Protección de estribos con el empleo de gaviones¹⁰.

Entre una lista de productos con cualidades Belga Bekaert para un mercado de construcción civil se encuentran los elementos flexibles fabricados con tela de maya hexagonal de doble torcido que, cuando se le agrega piedra, forman elementos prismáticos ó cilíndricos, estos son usados en obras geotécnicas e hidráulicas.

Los muros de gaviones construidos en las márgenes del río adyacentes al puente, sobre conos, taludes, aletas, pilas, estribos, en obras marítimas, muros de

⁹ Fael, Cistina. M. S, Cardoso, Antonio H. (2013)

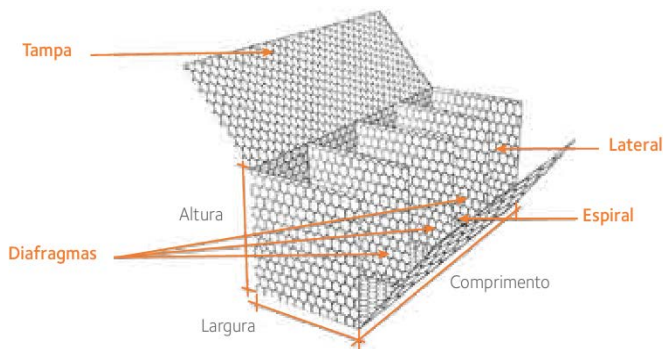
¹⁰ Mittal, Arcelor., (2010)

contención y control de erosión de suelos entre otros son elementos de protección y de estabilización contra los fenómenos de socavación o erosión, que pueden afectar la seguridad del puente.

1.9.1.2.1. Tipos de gaviones.

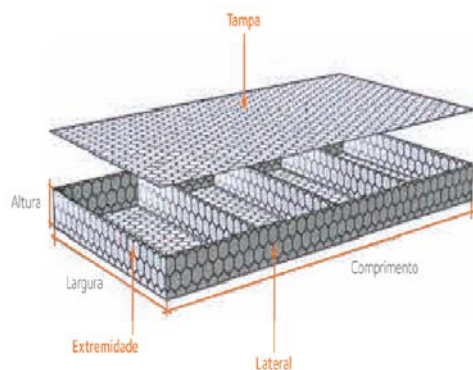
Existen diferentes tipos de gaviones entre los que se encuentran los siguientes:

1.9.1.2.1.1. Gaviones Belgas tipo Cesta.



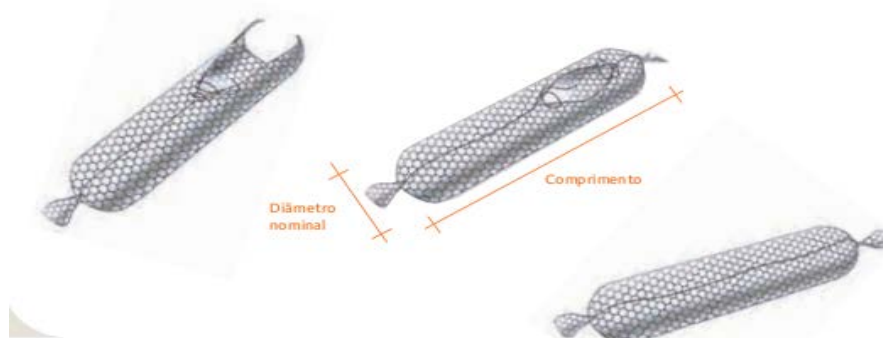
Figuras 1.26 y 1.27. Representación de gavión tipo Cesta.

1.9.1.2.1.2. Tipo Colchón.



Figuras 1.28 y 1.29. Representación de gavión tipo Colchón

1.9.1.2.1.3. Tipo Saco.



Figuras 1.30. Representación de gavión tipo Saco.

1.10. Solución de estribos en puentes de Cuba.

1.10.1. Puente sobre el Río Ay, Sancti Spiritus¹¹.

1.10.1.1. Dictamen de reparación.

En la provincia de Sancti Spiritus, Cuba, la carretera Condado – Manacas Iznaga cruza el río Ay, con un puente de 88.00 m que incluye dos luces de 20.00 m y tres luces de 16.00 m, con estribos abiertos protegidos por una losa de hormigón. Su construcción data de la década de los 90. Se enmarca en una zona montañosa y su trazado pasa cercano a la fusión de dos ríos, estando uno de los estribos próximo al recodo del río, provocando esto la erosión directa sobre el mismo debido a las intensas lluvias ocurridas en octubre del 2012, se ve afectado el revestimiento del derrame del talud y el terraplén de aproche del estribo. El objetivo es realizar la reparación de esta afectación, aplicando un método eficaz, que garantice la estabilidad, la protección y que minimice el tiempo de la reparación. Además de aplicar una técnica económica y ambiental, por lo que se acudió al uso de muros de gaviones para la contención del derrame del aproche y proteger el estribo contra la erosión.

1.10.1.2. Diseño.

En el proceso de diseño de gaviones se comprueba la seguridad al deslizamiento, al volteo y a la distribución de presiones, en cuanto al proceso de diseño del muro de contención de hormigón ciclópeo se realiza las verificaciones a la compresión, tracción, al volteo y al deslizamiento en las dos secciones superior e inferior. Las estructuras de contención deben proveer una adecuada estabilidad contra deslizamientos.

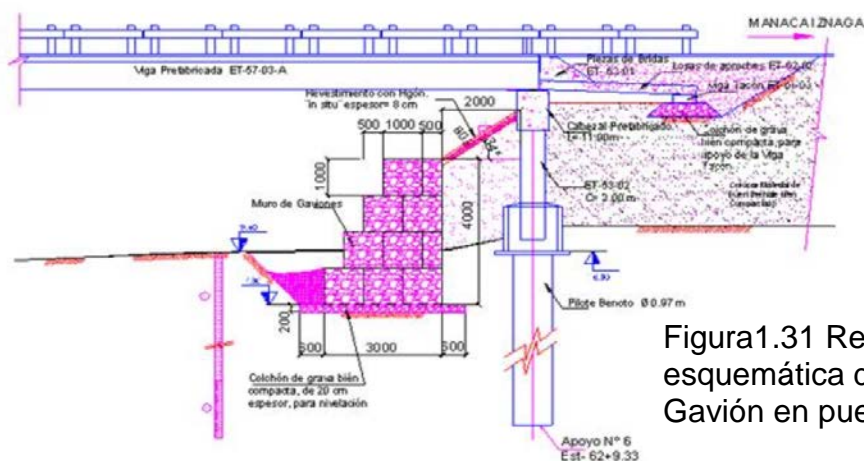


Figura 1.31 Representación esquemática de solución tipo Gavión en puente sobre Río Ay.

¹¹ . Reguera Arbolález, Yanexis, Espinosa Castillo, Orestes. (2013)

1.10.2. Puente Viaducto río San Juan, Matanzas.

El puente de hormigón armado sobre el río San Juan en el viaducto de Matanzas, Cuba, fue terminado en el primer trimestre de 1999. Posee una longitud total de 87,5 m, con dos luces de 42,5 m y 45,0 m. Está constituido por dos puentes separados y cada uno de ellos tiene un ancho de 8,6 m.

1.10.2.1 Solución de construcción con Geomuros o muros criba (cribwalls)

Su cálculo se realiza satisfaciendo dos condiciones: Estabilidad interna del macizo (volcamiento, deslizamiento, y hundimiento) y Estabilidad Externa del macizo (círculos de falla de la masa de suelo o de las cuñas del macizo rocoso). Inclinaciones de 1H: 6V. Se rellena con suelo seleccionado y se compacta para lograr la estabilización. Requieren cajuelas de ancho variable según la altura para realizar su construcción. Se siembran internamente las cajas para ocultarlo.



Figuras 1.32 y 1.33. Solución de muros tipo cribas.

1.10.3. Reparación en estribos y aproches en Cienfuegos¹².

1.10.3.1. Dictamen.

El puente ubicado en la Zona Industrial-2 (O' Bourke) y código de inventario 5065101-01 CF, presenta socavación severa de ambos aproches, del lado hacia la Fábrica de Fertilizantes se aprecia que se produjo hace un tiempo indeterminado rotura de losa de aproche cuyos restos se utilizaron como contención de relleno de aproximación, el cual ha continuado siendo socavado con señales visibles sobre la calzada (baches y huecos peligrosos).

Del lado de Cienfuegos la situación es más crítica, la socavación bajo losas de aproche ha alcanzado un nivel tal que se puede caminar bajo la misma prácticamente de un lado a otro de la calzada, pudiendo producirse el fallo de dicha

¹² Tomado de la Empresa de Proyectos de Cienfuegos, (EDIN),(2012)

losa por estar sometida a cargas para las cuales no se ha previsto o el incremento de la socavación del apoyo extremo de la misma (en un fallo similar al que parece se produjo del otro lado). La estructura del puente se aprecia en buen estado.



Figura 1.34. Presencia de huecos lado Fábrica de fertilizantes.



Figura 1.35. Socavación en losa de apoyo de lado Cienfuegos.



Figura 1.36. Arrastre del talud de apoyo.



Figura 1.37. Socavación en estribos.

1.10.3.2. Proyecto de intervención.

Este proyecto incluyó la transformación de estribos abiertos a cerrados, combinando el uso de elementos prefabricados y de hormigón armado, así como la definición del sistema de construcción de muros con albañilería armada. Para el caso de losa de apoyos se utilizan las del Proyecto Típico Cubano –Soviético, modificando las condiciones de apoyo de las mismas, ampliando sus condicionantes de utilización. La solución adoptada en el proyecto es válida para los cuatros aletones complementario por la simetría de este puente.



Figura 1.38. Solución de estribo cerrado.



Figura 1.39. Solución de aletones complementarios con muro de gravedad y albañilería armada.

1.11. Conclusiones Parciales.

1. Si importante es construir infraestructuras viales (puentes), mucho más necesario es aplicar una política de conservación a los existentes.
2. Aunque está concebido un plan de inspección y mantenimiento, este no se ejecuta en el tiempo adecuado.
3. A pesar de que estos puentes fueron construidos en los años 50, no presenta daños significativos en la superestructura, no siendo así en la subestructura, por la acción de la socavación.
4. Las soluciones a la reparación de estribos y aproches son condicionadas a las posibilidades económicas de cada región o país.



Capítulo-2

Capítulo2: Levantamiento de daños y estudios hidrológicos e hidráulicos

2.1. Introducción

En este capítulo se realizará una valoración del estado de los diferentes elementos de la subestructura, donde se determinarán las diferentes afectaciones provocadas por las irregularidades que se producen reiteradamente asociados a sistema de avenidas dependientes del régimen de operación de la presa existente aguas arriba definiendo intervención sobre los problemas en accesos que afectan la circulación vial segura, esto comprende una propuesta de proyecto para reparación de estribos, aproches y juntas, resolviendo de forma permanente los problemas de socavación y arrastres en ambos accesos. Se realizará un estudio hidrológico a partir del régimen de operaciones de la presa ubicada aguas arriba. De la misma manera se hará el estudio hidráulico, determinando el nivel máximo de remanso y las socavaciones del tipo general, por constricción de la corriente y en estribos. Partiendo del estrato del suelo existente en el cauce.

Toda esta investigación, muestra nuestros propósitos; que se resume en aportar los mejores resultados en beneficio de una correcta propuesta e intervención del puente y por tanto mantener su aporte al desarrollo económico del país. Un propósito adicional es sistematizar la experiencia de investigación, de manera que sirva de referencia para otros diagnósticos.

2.2. Levantamiento de daños.

El Puente existente en la carretera circuito sur sobre el afluente del río Hanábana cerca de los límites con la provincia de Matanzas, fue presumiblemente construido en la primera mitad de la década del 50 del siglo pasado, presenta las siguientes características:

1. Tiene 14 metros de luz única en alineación recta, pues es de un solo tramo,
2. Puente de hormigón armado.
3. Esviaje de 0°.
4. Tipo de estribos abierto con revestimiento de sillería.
5. Aletones rectos.

6. Tablero compuesto por 7 vigas prefabricadas de 0,30 x 0,90m espaciadas a 1,50m.

7. Losa hormigonada in situ de 0,17m de espesor.

Se exponen a continuación partes de los componentes principales de la obra, sus daños más resaltantes, sus causas y las intervenciones anteriores. Esta evaluación nos permite identificar las líneas de investigación necesarias para complementarlo.

2.2.1 Juntas de dilatación.

Nuestra obra no presenta solución de junta de ningún tipo. Según inventario realizado en 1986, no hay referencia de construcción de juntas, por lo que se desprende que no se le realizó, era considerado sistema de junta abierta.



Figura 2.1 Vista general desde el lado Cienfuegos en puente de investigación.

2.2.1.1 Causas de los daños.

A través de una inspección realizada, teniendo en cuenta las causas que provocan los problemas que han llevado al cierre de esta vía, en las que se encuentran las constantes necesidades de mantenimiento; se pudo detectar los siguientes daños por la ausencia de juntas.

1. Problemas de socavación severa en la capa asfáltica a ambos lados de los accesos.
2. Fisuras tipo piel de cocodrilo del pavimento próximo a la zona donde se debían haber ubicado las juntas.
3. Filtración de las aguas por las fisuras en el pavimento.

2.2.2 Losas de enfoque.

En cuanto a la losa de enfoque tenemos que mencionar que los daños causados han sido la fracturación y resquebrajamiento de la misma hasta alcanzar su colapso,

procediéndose a realizar intervenciones para contener el relleno con el objetivo de darle continuidad al tráfico. Actualmente por los arrastres y la mala intervención practicada son visibles sobre la calzada baches y huecos, poniendo en peligro la seguridad vial.



Figura 2.2 Vista general de la losa de alero en el puente.



Figura 2.3 Daños en talud de aleros en puente.

2.2.2.1 Causas de los daños.

Las causas de los daños están dadas fundamentalmente por la inestabilidad de los conos y taludes, debidos a la erosión provocada por la socavación del cauce, deslizamientos aledaños y falla del revestimiento de sillería de los aleros añadiéndole las cargas que circulan sobre las mismas contribuyendo con los empujes activos los que favorecen a su destrucción.



Figuras 2.4-2.5 Representación de las causas que provocan los daños en las losas de aleros.

2.2.2.2. Intervenciones anteriores.

Ante los problemas causados en las losas de aleros y calificados como estado críticos llegando al punto de colapso se le efectuaron otras intervenciones para tratar de darle

solución al mismo. Tales como relleno con rajón que es de diámetro mayor a 156 mm y la fundición de una losa en lugar más crítico.



Figuras 2.6 – 2.9 Reparaciones anteriores de las losa de aproches.

2.2.3. Conos, talud y aletones complementarios.

Estos elementos han sido los más han sufrido el efecto de la socavación por la inestabilidad de su estructura y cimentación. En estos momentos no existen los conos y aletones complementarios. El talud del relleno de aproche presenta una considerable socavación, arrastrándose este relleno hacia el cauce. Se aprecian grietas en las aletas y losa del puente, (Ver figuras 2.10-2.13).

2.2.3.1. Causas de los daños.

Todos los daños presentes están dados por la socavación y arrastre de los aletones complementarios y de todo el relleno de aproche que confinaban estos. Esta erosión provocó la inestabilidad del cimiento o bases de los aletones complementarios, comprometiendo la estabilidad de los aletones, (Ver figuras 2.14-2.15).



Figuras 2.10 -2.13 Daños de los conos, taludes y aletas.

2.2.3.2. Intervenciones anteriores.

Para contrarrestar los daños anteriormente mencionados dentro de las intervenciones aplicadas, se procedieron a emplear para la contención del relleno, losas y cajones de alcantarillas prefabricados sin ningún criterio de diseño. Estas soluciones aceleraron con el tiempo el arrastre de todo el talud de enfoque hacia el cauce, (Ver figuras 2.16-2.18).



Figuras 2.14 y 2.15 Causa de los daños por la socavación del cauce.



Figuras 2.16 -2.18 Soluciones anteriores con el fin de contener el talud de enfoque.

2.2.4. Estribos.

La solución de estribos fue concebida como semiabierto, ya que el talud del estribo fue revestido con losas de sillería. El cabezal del estribo está apoyado en cuatro columnas de hormigón masivo de sección variable, y esta a su vez a dados de hormigón masivo. Actualmente el revestimiento presenta problemas de inestabilidad por pérdida del cimientó en la cual se apoyaba, provocando su destrucción parcial y arrastre al cauce o lecho del río. Se aprecia separación entre las columnas y dados, por giro de estos debido al ineficiente apoyo. (Ver figuras 2.19 – 2.22).

2.2.4.1. Causas de los daños.

La causa que ha provocado el deterioro de estos elementos está dada fundamentalmente por la socavación al pie de los estribos, debido a la crecida o aumento del caudal que circula por el río. Se evidencia arrastre del relleno de apoyo del encachado de sillería, causando la destrucción del mismo. El relleno era confinado por una protección delantera, la cual no existe, continuándose el efecto de la socavación (Ver figuras 2.23 – 2.24).



Figuras 2.19 -2.22 Daños en estribos.



Figuras 2.23 y 2.24 Causas de los daños en estribos.

2.2.5. Cimentación de columnas de estribos.

Como se puede apreciar en las figuras 2.25-2.28 se observa la socavación generalizada en la base o desplante de cimientos de columnas en estribos. Este fenómeno pudiera provocar a corto plazo un fallo o inestabilidad estructural del puente, provocando daños a la superestructura, que hasta hoy no ha sido afectada. La profundidad de socavación se

encuentra aproximadamente a 2,0 metros por debajo del nivel superior del dado, sola está apoyando un tercio (1/3) de la longitud del dado en casi todos los cimientos.



Figuras 2.25 – 2.26 Daños en la cimentación en estribo lado Aguadas.



Figuras 2.27 – 2.28 Daños en la cimentación en estribo lado Amarilla.

2.2.5.1. Causa de los daños.

La causa principal de los daños es la socavación al pie de los estribos debido a las grandes avenidas dependientes del régimen de operación de presa existentes aguas arriba. (Ver figuras 2.25- 2.28)

2.2.5.2. Propuesta de intervenciones anteriores.

En junio del 2004 se realizó un proyecto de reparación elaborado por la EMPROY-9 de Villa Clara, que se fundamenta en la hincada de entre 30 y 40 pilotes de más de 6,0 metros de longitud medidos desde el nivel superior de la cimentación de columnas existentes.

Las posibilidades de recursos disponibles definen la no factibilidad actual de realización del mismo y la búsqueda de alternativas para resolver la situación crítica existente.

2.2.6. Cauce, causas de daños.

El perfil del cauce no está definido, presenta saltos y huecos, provocando estancamiento de las aguas bajo el mismo. En él se encuentran rocas y sedimentos, así como escombros provenientes del encachado en estribos y cimiento de protección del talud del estribo. Otros elementos presentes son palizadas provenientes de arrastres de anteriores crecidas. La irregular definición del cauce ha provocado socavación en toda el área del puente. Aguas abajo se aprecia un montículo de arena que provoca obstrucción de la circulación del agua estancada en la zona del puente.



Figuras 2.29 - 2.31 Irregularidad en el cauce del río.

2.2.6.1. Propuesta de intervenciones anteriores.

En junio del 2004 se realizó el proyecto de reparación, que tuvo en cuenta solamente la corrección de los problemas surgido por la socavación del cauce y los taludes de enfoque. Para la solución total del problema, habría que aumentar el ancho de apertura del puente hasta un valor que fuese capaz de conducir las avenidas extraordinarias que suponen el alivio de emergencia de una presa situada aguas arriba (Presa Voladora), lo cual es poco práctico y además muy costoso. Las posibilidades de recursos disponibles definen la no factibilidad de la solución proyectada.

2.3. Cálculo hidrológico.

Mediante los estudios hidrológicos podemos determinar el gasto de diseño o de cálculo para una avenida cuya probabilidad está definida por la importancia de la vía, la cual podemos apreciar en el anexo 12. Esta no se relaciona con su categoría real, puesto que presenta una menor, pero por las características del terreno y las inundaciones producidas en la zona determinamos que para esta investigación nuestra vía es de Categoría-I, por lo que le corresponde una probabilidad de 1%.

Tenemos que destacar, según testimonios de la zona, que por la posición en que se encuentra el puente en estudio, las avenidas sobrepasan su altura máxima. De acuerdo a la ubicación de los puentes, ver anexo 13, se puede apreciar que por encontrarse el puente 3000212-02 de longitud 14m, a una distancia de 190m, con referencia al puente 3000212-01 de longitud de 42m y el puente 3000212-03 de longitud 14m, a 740m, estos asumen la evacuación de las aguas de escorrentías provenientes de la inmensa cuenca que tributa al río Hanábana.

La Empresa de Aprovechamiento Hidráulico Cienfuegos, perteneciente al Instituto Nacional de Recurso Hidráulicos (INRH)¹³, brinda los siguientes datos para nuestro estudio:

- Gasto máximo de operación de la Presa Voladora en régimen de alivio: 585.0 m³/seg.
- Área de la cuenca que tributa al río Hanábana: 572.74 km².
- Área de la cuenca que tributa al afluente río Hanábana que atraviesa el puente en estudio: 2.9 km².

A los efectos de la norma cubana NC- 733:2009, los ríos de acuerdo al lugar de emplazamiento del puente y al área de la cuenca que les tributa caudal y longitud, se clasifican en correspondencia con lo establecido a continuación.

Grandes -200,00 km² < AC, ~ 40,00 km < L

Medianos - 50,00 km² ≤ AC ≤ 200,00 km², ~ 10,00 km ≤ L ≤ 40,00 km

Pequeños- AC < 50,00 km², ~ L < 10,00 km

Dónde:

¹³ Datos brindados por el Instituto Nacional de Recursos Hidráulico(INRH),(2014)

AC: Área de la cuenca

L: Longitud del río

Por lo que podemos decir que este río (Hanábana) según los datos recogidos y mencionados anteriormente se clasifica como grande.

2.3.1. Cálculo del gasto de la cuenca que tributa al afluente del río Hanábana que atraviesa el puente objeto de estudio.

Para determinar el gasto la cuenca del puente de estudio, se empleará la Fórmula Racional (1.2), la cual es válida para cuencas menores de 25 km² y 1% de probabilidad,

$$Q_{1\%} = 16,67 \cdot C \cdot I \cdot A \dots\dots\dots (1.2)$$

El coeficiente de escurrimiento (C) será de 0,70 de acuerdo al anexo 14, que está en función de la pendiente del cauce ($S \leq 1\%$) por las características del terreno y diferencias de las curvas de niveles se determinó un 0,90%. Para la determinación de la intensidad de las precipitaciones (I), es necesario calcular el tiempo de retardo por el cauce del río (t_r). Este se calcula por la expresión siguiente:

$$t_r = 0,00805 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,64} \dots\dots\dots (2.1)$$

Sustituyendo los valores

$$t_r = 0,00805 \left(\frac{4030 \text{ m}}{\sqrt{0,9}} \right)^{0,64} = 1.6897 \text{ horas} = 128 \text{ min}$$

El valor del Parámetro Hidrometeorológico (HP) para esta región es de 350 mm/seg. Con el tiempo de retardo calculado se entra al anexo 15 y buscamos la intensidad del 1% de probabilidad en la curva HP=350 mm/seg. Para un $t_r=128$ min. El resultado es $I=1.70$ mm/min. Teniendo en cuenta que asumimos a $C=0,70$ por ser la pendiente $S < 1\%$ procedemos a calcular el gasto.

Sustituyendo en (1.2)

$$Q_{1\%} = 16,67 \cdot 0,7 \cdot 1,7 \text{ mm/min} \cdot 2,9 \text{ km}^2$$

$$Q_{1\%} = 57,53 \text{ m}^3/\text{seg}$$

2.3.2. Cálculo del gasto de la cuenca que tributa partiendo desde aguas debajo de la cortina de la presa.

Para determinar el gasto proveniente de la cuenca al río Hanábana, de acuerdo a los datos brindados por el (INRH), esta tiene un área de 572,74 km² y longitud del río de 48,34 km medido por carta gráfica, ver anexo 16; se empleará el método de D, L Sokolovsky, adaptada a las condiciones de Cuba por los hidrólogos K. Jaritov y B. Nasarev, la cual es válida para cuencas mayores de 25 km² y 1% de probabilidad, utilizando la expresión (1.4).

$$Q_{1\%} = q \cdot K_h \cdot A \dots\dots\dots (1.4)$$

Donde el coeficiente del hidrograma (k_h), se determina por la expresión (2.2) ó por el nomograma

$$K_h = \frac{1}{0,33+0,25[2(0,5L\sqrt{A+1})^{0,07}-1]} \dots\dots\dots (2.2)$$

Sustituyendo en 2.2 nos queda

$$K_h = \frac{1}{0,33 + 0,25 [2(0,5 \cdot 48,34 \sqrt{672,74 + 1})^{0,07} - 1]}$$

$$K_h = 1,156$$

Se procede a calcular el modulo máximo de escurrimiento (q) por la expresión (2.3)

$$q = \frac{262 \cdot C}{\left(\frac{4,39 \cdot L}{Y_L^{0,25} + 6}\right)^{0,57}} \dots\dots\dots (2.3)$$

Donde el coeficiente de escurrimiento (C) será de 0,75 de acuerdo al anexo 14, que está en función de la pendiente del cauce ($S \leq 1\%$) por las características del terreno y diferencias de las curvas de niveles se determinó un 1%. Y_L ó (S, expresado en %) es la pendiente media del río en % que se determina por el perfil longitudinal suavizado del río, siendo este 0,9.

Sustituyendo en la formula tendremos.

$$q = \frac{262 \cdot 0,75}{\left(\frac{4,39 \cdot 48,34}{0,9^{0,25} + 6}\right)^{0,57}} = 8,39 \text{ m}^3/\text{seg} \cdot \text{km}^2$$

Ya calculado el modulo máximo de escurrimiento se procede a determinar el gasto máximo para un 1% de probabilidad, sustituyendo en (1.4).

$$Q_{1\%} = 8.39 \text{ m}^3/\text{seg} \cdot \text{km}^2 \cdot 1,156 \cdot 572.74 \text{km}^2$$

$$Q_{1\%} = 5586.22 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Teniendo en cuenta los diferentes gastos calculados:

$$Q_{\text{Cuenca afluyente al puente 3000212-03}} = 57,53 \text{ m}^3/\text{seg},$$

$$Q_{\text{Cuenca bajo cortina de la presa}} = 5586,22 \text{ m}^3/\text{seg},$$

$$Q_{\text{Alivio de la Presa Voladora}} = 585,0 \text{ m}^3/\text{seg},$$

De acuerdo a la información brindada por el Departamento de Aprovechamiento Hidráulico, la presa no aliviará en un régimen de grandes lluvias, por lo que no es prudente unificar los gastos de operación de la presa y el de la cuenca bajo la cortina de esta. Para el diseño se tomará el mayor de estos gastos, siendo este el de 5586,22 m³/seg.

2.3.3. Definición del gasto que tributa al cauce del puente en estudio.

Partiendo del criterio de que las avenidas máximas sobrepasan la altura máxima de los puentes referenciados, se procedió a determinar para cada uno el gasto máximo, considerando el nivel de crecida hasta la cota de rasante de la vía y características del lecho en cada una de los cauces. Mediante el empleo de la Fórmula de Manning se calcularon los gastos para cada uno de los cauces, siendo estos los siguientes:

- Puente 3000212-01: $Q_{01 \text{ (Manning)}} = 1453.70 \text{ m}^3/\text{seg}.$
- Puente 3000212-02: $Q_{02 \text{ (Manning)}} = 409.34 \text{ m}^3/\text{seg}.$
- Puente 3000212-03: $Q_{03 \text{ (Manning)}} = 409.34 \text{ m}^3/\text{seg}.$

Para las obras de fábricas ubicadas en el tramo de vía y referenciados a partir del puente 3000212-01, se exponen los siguientes datos, brindados por Recursos Hidráulicos:

- Obra de fábrica en Chafarina (4,17 km): 245.60 m³/seg.
- Obra de fábrica en La Chelito (2,57 km): 184.20 m³/seg.
- Obra de fábrica en Cervantes (2,59 km): 184.20 m³/seg.

Se puede apreciar que los gastos para los puentes 02 y 03 son iguales por similitud en su abertura hidráulica. La distribución será considerada como una distribución porcentual a partir de los gastos calculados anteriormente, estos son:

- Puente 3000212-01: 50%
- Puente 3000212-02: 14%
- Puente 3000212-03: 14%
- Obra de fábrica en Chafarina: 9.2%
- Obra de fábrica en La Chelito: 6.4%
- Obra de fábrica en Cervantes: 6.4%

El gasto a distribuir, calculado por el Método de D. L. Sokolovsky, será de 5586.22 m³/seg.

- Puente 3000212-01: Q_{01} (Sokolovsky) = 2793.11 m³/seg.
- Puente 3000212-02: Q_{02} (Sokolovsky) = 782.07 m³/seg.
- Puente 3000212-03: Q_{03} (Sokolovsky) = 782.07 m³/seg.
- Obra de fábrica en Chafarina: = 513.93 m³/seg.
- Obra de fábrica en La Chelito: = 357.52 m³/seg.
- Obra de fábrica en Cervantes: = 357.52 m³/seg.

El gasto total que recibirá el puente en estudio será la suma de los gastos calculados por el Método de Sokolovsky y el método de la Formula Racional:

$$Q_{\text{TOTAL}} = 782.07 \text{ m}^3/\text{seg} + 57,53 \text{ m}^3/\text{seg} = 839.60 \text{ m}^3/\text{seg}$$

2.4. Cálculo hidráulico.

2.4.1. Cálculo del nivel de crecida del agua (NCD).

Tienen como objetivo determinar las características de circulación de la corriente para el gasto obtenido en los estudios hidrológicos. Con ellos se determina el nivel de agua, o sea el nivel de crecida de diseño (NCD), que circula por el cauce. Partiendo del criterio de que las avenidas máximas sobrepasan la altura máxima de los puentes referenciados, se procederá a determinar mediante el empleo de la expresión (1.7) el nivel de crecida de diseño para un gasto de 839.60 m³/seg.

El cauce de nuestro objeto de estudio en su sección transversal es el mostrado en la figuras 2.32 y 2.33. Subdividiendo el perfil de la sección transversal en subsecciones de acuerdo a las características del lecho y pendiente (ver figura 2.34). Aplicando la fórmula de Manning y realizando diferentes tanteos hasta llegar al gasto de diseño calculado o aproximarse a este, con el cauce natural sin restricción, partiendo desde la cota de rasante (15.20) de la vía que desde el fondo del cauce hasta dicha cota posee una $H_1=6.20\text{m}$, según lo indicado con relación al coeficiente de rugosidad y al cambio de pendiente. Para calcular el gasto que circula con estos niveles, siendo el gasto total la suma de los gastos parciales, es conveniente tabular los cálculos como se muestra a continuación en la tablas (2.1-2.3).

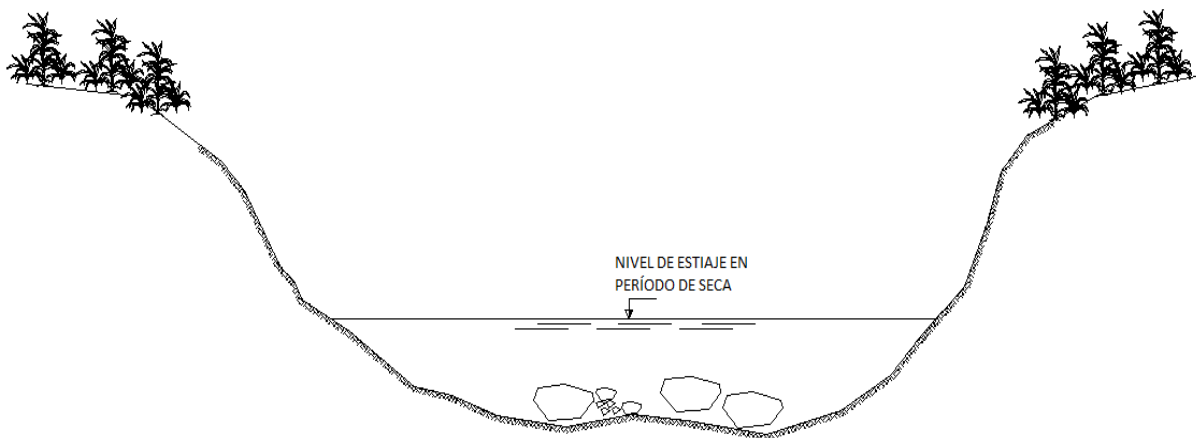


Figura 2.32 Perfil del cauce antes del cruce.

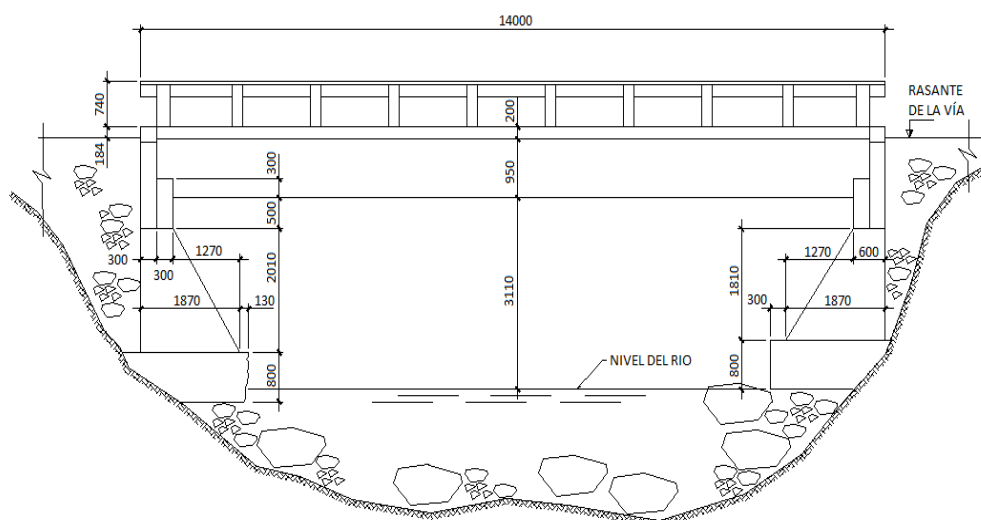


Figura 2.33 Perfil longitudinal del puente y el cauce.

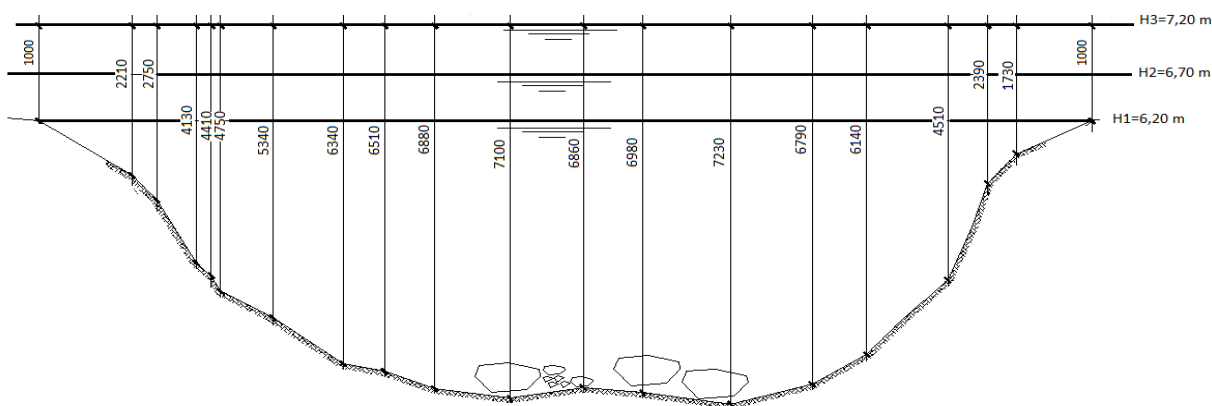


Figura 2.34 Subsecciones y niveles de taneo para el NCD

Taneo para $H_1 = 6.20 \text{ m}$

Subsección	n_i	$a_i \text{ (m}^2\text{)}$	$p_i \text{ (m)}$	$r_i = a_i/p_i \text{ (m)}$	$r_i^{2/3} \text{ (m)}$	$1/n_i$	$q_i \text{ (m}^3\text{/seg)}$
1	0.045	1.30	2.180	0.596	0.708	22.22	1.94
2	0.045	1.05	0.720	1.456	1.284	22.22	2.84
3	0.045	1.62	1.590	1.019	1.013	22.22	3.46
4	0.045	1.32	0.400	3.300	2.217	22.22	6.17
5	0.045	1.38	0.390	3.538	2.322	22.22	6.76
6	0.045	4.74	1.180	4.017	2.527	22.22	25.25
7	0.045	8.25	1.700	4.853	2.866	22.22	49.85
8	0.045	4.54	0.830	5.470	3.104	22.22	29.71
9	0.045	5.96	1.050	5.676	3.182	22.22	39.98
10	0.045	8.96	1.490	6.013	3.307	22.22	62.46
11	0.045	8.64	1.450	5.959	3.287	22.22	59.87
12	0.045	6.90	1.170	5.897	3.264	22.22	47.48
13	0.045	10.58	1.740	6.080	3.331	22.22	74.30
14	0.045	9.95	1.650	6.030	3.313	22.22	69.49
15	0.045	6.86	1.250	5.488	3.111	22.22	45.00
16	0.045	9.81	2.280	4.303	2.645	22.22	54.71
17	0.045	5.50	2.250	2.444	1.815	22.22	21.04
18	0.045	0.90	0.860	1.047	1.031	22.22	1.96
19	0.045	0.59	1.650	0.358	0.504	22.22	0.63

Tabla 2.1

El gasto total será $Q_2 = \sum q_i = 602,90 \text{ m}^3/\text{s}$,

Pero como el gasto obtenido para $H_1=6.20\text{m}$ es menor que el gasto de diseño Q_D , o sea $602,90 < 839,60$, hay que aumentar el nivel del agua.

Tomando una altura de $H_2=6,70\text{m}$ para el segundo tanteo, al igual que en el caso anterior, se tienen las mismas cantidades de subsecciones y la característica del lecho, tabulando los resultados en la tabla 2.2:

Tanteo para $H_2= 6,70 \text{ m}$

Subsección	n_i	$a_i \text{ (m}^2\text{)}$	$p_i \text{ (m)}$	$r_i=a_i/p_i \text{ (m)}$	$r_i^{2/3} \text{ (m)}$	$1/n_i$	$q_i \text{ (m}^3\text{/seg)}$
1	0.045	2.38	2.180	1.092	1.060	22.22	5.32
2	0.045	1.40	0.720	1.944	1.558	22.22	4.60
3	0.045	4.63	1.590	2.912	2.039	22.22	19.90
4	0.045	1.50	0.400	3.750	2.414	22.22	7.63
5	0.045	1.58	0.390	4.051	2.541	22.22	8.46
6	0.045	5.33	1.180	4.517	2.732	22.22	30.70
7	0.045	9.04	1.700	5.318	3.047	22.22	58.06
8	0.045	4.90	0.830	5.904	3.266	22.22	33.74
9	0.045	6.48	1.050	6.171	3.364	22.22	45.96
10	0.045	9.65	1.490	6.477	3.474	22.22	70.68
11	0.045	9.36	1.450	6.455	3.467	22.22	68.41
12	0.045	7.48	1.170	6.393	3.445	22.22	54.32
13	0.045	11.45	1.740	6.580	3.512	22.22	84.76
14	0.045	10.71	1.650	6.491	3.480	22.22	78.57
15	0.045	7.43	1.250	5.944	3.281	22.22	51.40
16	0.045	10.25	2.280	4.496	2.724	22.22	58.86
17	0.045	6.59	2.250	2.929	2.047	22.22	28.44
18	0.045	1.32	0.860	1.535	1.331	22.22	3.70
19	0.045	1.41	1.650	0.855	0.901	22.22	2.68

Tabla 2.2

El gasto total será $Q_2 = \sum q_i = 716,21 \text{ m}^3/\text{s}$, que también resulta menor que $Q_D=839,60 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para el tercer tanteo se tomará $H_3=7.20 \text{ m}$, como no ha variado (n_i) y se mantienen las cantidades de subsecciones, el proceso de cálculo se muestra a continuación,

Tanteo para $H_3= 7.20 \text{ m}$

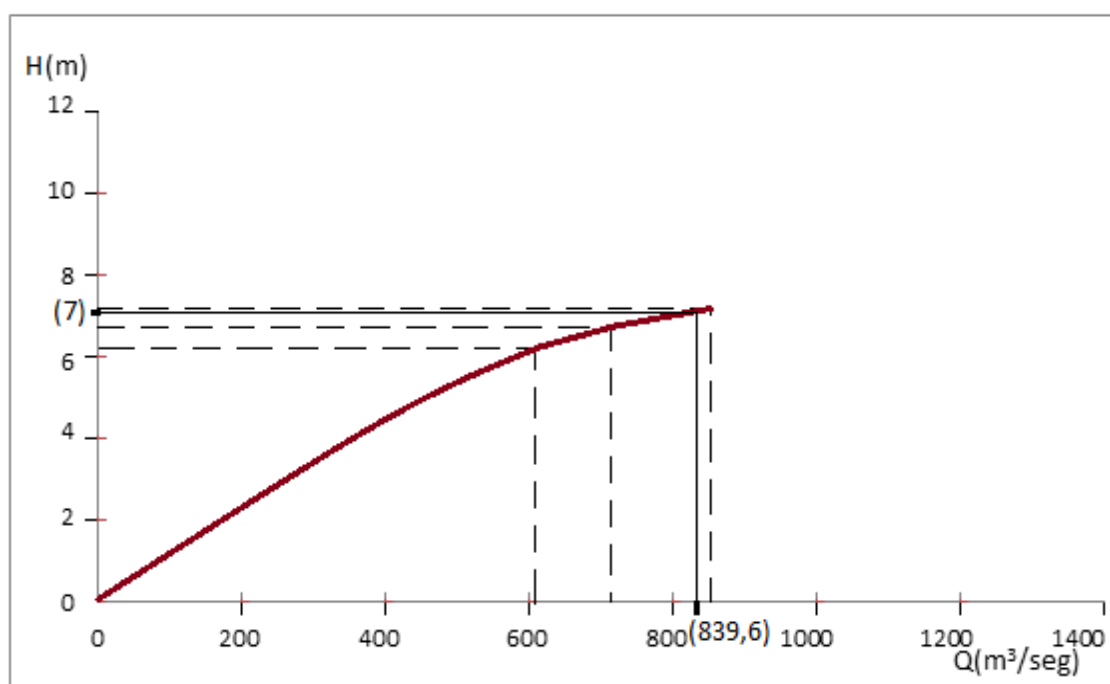
Subsección	n_i	$a_i \text{ (m}^2\text{)}$	$p_i \text{ (m)}$	$r_i=a_i/p_i \text{ (m)}$	$r_i^{2/3} \text{ (m)}$	$1/n_i$	$q_i \text{ (m}^3\text{/seg)}$
1	0.045	3.48	2.180	1.596	1.366	22.22	10.02
2	0.045	1.77	0.720	2.458	1.821	22.22	6.80
3	0.045	5.42	1.590	3.409	2.265	22.22	25.88
4	0.045	1.74	0.400	4.350	2.665	22.22	9.77
5	0.045	1.77	0.390	4.538	2.741	22.22	10.23
6	0.045	5.92	1.180	5.017	2.931	22.22	36.58
7	0.045	9.89	1.700	5.818	3.235	22.22	67.44
8	0.045	5.32	0.830	6.410	3.451	22.22	38.70

9	0.045	7.01	1.050	6.676	3.546	22.22	52.40
10	0.045	10.39	1.490	6.973	3.650	22.22	79.95
11	0.045	10.09	1.450	6.959	3.645	22.22	77.53
12	0.045	8.07	1.170	6.897	3.623	22.22	61.65
13	0.045	12.32	1.740	7.080	3.687	22.22	95.77
14	0.045	11.53	1.650	6.988	3.655	22.22	88.84
15	0.045	8.06	1.250	6.448	3.464	22.22	58.86
16	0.045	12.09	2.280	5.303	3.041	22.22	77.50
17	0.045	7.72	2.250	3.431	2.275	22.22	37.02
18	0.045	1.75	0.860	2.035	1.606	22.22	5.92
19	0.045	2.23	1.650	1.352	1.222	22.22	5.75

Tabla 2.3

El gasto total será: $Q_3 = \sum q_i = 846,62 \text{ m}^3/\text{s}$, resulta mayor que $Q_D = 839,60 \text{ m}^3/\text{s}$

Sabemos que la altura H_D para el gasto de diseño Q_D está comprendida entre 6.70m y 7,20m. No es necesario seguir el tanteo ya que se puede utilizar el método de interpolación gráfica. Para ello se plotea en la figura 2.35 (Curva H_J vs Q_J), los valores obtenidos. Entramos en el gráfico con $Q_D = 839,60 \text{ m}^3/\text{s}$ y se obtiene $H_D = 7,0 \text{ m}$, que es el nivel del agua para el gasto de diseño.

Figura 2.35 Curva de relación entre H (m) y Q (m³/seg).

2.4.2. Altura del remanso (hr).

Como se había explicado anteriormente el nivel de crecida está por encima de la rasante y queda demostrada mediante los cálculos anteriores, por lo que a nuestro objeto de

estudio no es factible realizarle los cálculos para obtener nivel máximo del remanso (NMR) siendo este igual al nivel de crecida de diseño (NCD).

2.4.3. Cálculo de la socavación.

2.4.3.1. Cálculo de la socavación general.

Para realizar estos cálculos, partiendo del suelo existente, se realizó una inspección ocular al lugar por personales calificados y experimentados, se asumió un suelo no cohesivo, teniendo en cuenta las características que presenta el estrato del suelo que conforma el cauce del río, apreciándose los cantos de gran diámetro de aproximadamente 1800 mm (ver figura 2.33), ligados a una arena limosa con gravas y fragmentos de caliza. Se realiza el método de penetración estándar, extrayendo muestras y trasladándolas al laboratorio para su estudio, los que arrojaron los resultados representados en la tabla 2.4.

C A P A	GRANULOMETRIA				PLASTICIDAD				CONDICIONES NATURALES								CORTANTE		v	E ₀ Kg/m ³
	TAMICES % pasado				LL %	LP %	IP %	I _c	w %	γ _f kN/m ³	γ _d kN/m ³	G _s	e	R's ó qu kPa	S %	C kPa	φ _r °Sex			
	T-4 %	T-10 %	T-40 %	T-200 %																
3	62	60	53	36	22	16	6	1.33	14	18.13	15.86	2.71	0.71	25	55	10	32	0.35	300	

CAPA 3. Suelo areno limoso con gravas y fragmentos de caliza color crema, cálcareo, plasticidad baja.

Clasificación **SUCS (SM)**

Simbología:

- | | |
|---|---|
| T-4: % pasado por el tamiz # 4 | G _s : Peso específico relativo de los sólidos |
| T-10: % pasado por el tamiz # 10 | γ _f : Peso específico húmedo |
| T-40: % pasado por el tamiz #40 | γ _d : Peso específico seco |
| T-200: % pasado por el tamiz #200 | e: Relación de vacíos |
| LL: Límite líquido | S: Saturación |
| LP: Límite plástico | C: Cohesión esquema directo rápido no drenado |
| IP: Índice plástico | φ _r : Angulo de fricción interna, directo rápido, no drenado |
| I _c : Índice de consistencia | v: Coeficiente de Poisson |
| W: Humedad natural | E ₀ : Módulo de deformación general |

Tabla 2.4 Datos del estudio de suelo.

A continuación se presentan los siguientes datos, obtenidos del perfil del cauce de estudio hidrológico y esquema de análisis (figura 2.36):

$$A_t = 126,57 \text{ m}^2$$

$$B_e = 20,60 \text{ m}$$

$$Q_D = 839,60 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$H_0 = 7,0 \text{ m}$$

$\varnothing = 1800 \text{ mm}$ (Diámetro de la fracción de rocas que componen el lecho)

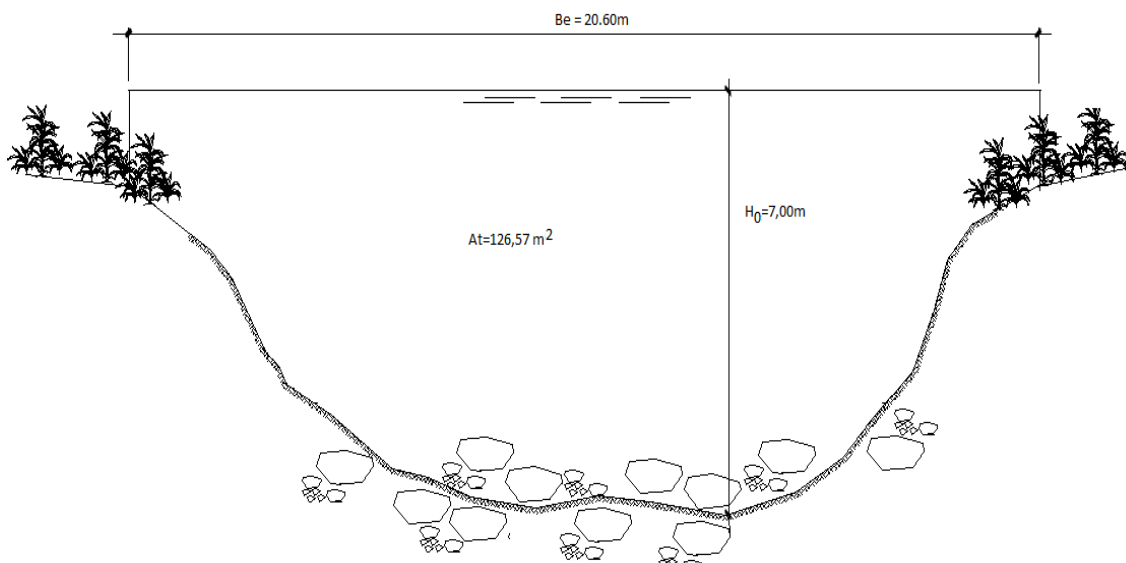


Figura 2.36 Esquema de análisis

2.4.3.1.1. Cálculo por el método de Lischtván – Levediev.

Según esta teoría la misma viene dada por la expresión (1.18). Para suelos no cohesivos:

$$H_s = \left(\frac{\alpha \cdot H_0^{5/3}}{0,60 \cdot d_m^{0,28} \cdot \beta} \right)^{\frac{1}{1+X}}$$

Donde α se calcula por la expresión (1.15):

$$\alpha = \frac{Q_D}{H_m^{5/3} \cdot B_e \cdot \mu}$$

H_m se calcula por la expresión (1.16), sustituyendo los valores obtenemos:

$$H_m = \frac{A_t}{B_e} = \frac{126,57 \text{ m}^2}{20,60 \text{ m}} = 6,14 \text{ m}$$

Como $B_e = 20,60 \text{ m} \approx 20,0 \text{ m}$, la V_m se calcula por la expresión:

$$V_m = \frac{Q_D}{A_t} = \frac{839,60 \text{ m}^3/\text{seg}}{126,57 \text{ m}^2} = 6,63 \text{ m}/\text{seg}$$

Entonces $\mu = 0.93$ ver anexo (1.5)

Sustituyendo en (1.15)

$$\alpha = \frac{Q_D}{H_m^{5/3} \cdot B_e \cdot \mu} = \frac{839,60 \text{ m}^3/\text{seg}}{6,14 \text{ m}^{5/3} \cdot 20,60 \cdot 0,93} = \frac{839,60 \text{ m}^3/\text{seg}}{20,71 \text{ m} \cdot 20,60 \cdot 0,93} = 2.11$$

Como el suelo es no cohesivo con un $\phi = 1800 \text{ mm}$, donde $\frac{1}{1+X} = 0,84$ ver anexo 5,

$\beta = 1$ Ver anexo (1.3)

Sustituyendo en (1.18) para cada H_0 de las secciones

$$H_s = \left(\frac{\alpha \cdot H_0^{5/3}}{0,60 \cdot d_m^{0,28} \cdot \beta} \right)^{\frac{1}{1+X}} = \left(\frac{2.11 \cdot H_0^{1,67}}{0,60 \cdot 1800^{0,28} \cdot 1} \right)^{0,84}$$

Los resultados están tabulados en la tabla 2.5,

Subsección	Ho (m)	Hs (m)	ΔH (m)
1	0.79	0.35	-0.44
2	1.99	1.30	-0.69
3	2.52	1.80	-0.72
4	3.90	3.33	-0.57
5	4.18	3.67	-0.51
6	4.23	3.73	-0.50
7	5.11	4.86	-0.25
8	6.12	6.26	0.14
9	6.28	6.49	0.21
10	6.66	7.05	0.39
11	6.87	7.37	0.50
12	6.63	7.01	0.38
13	6.75	7.19	0.44
14	7.00	7.38	0.38
15	6.57	6.92	0.35
16	5.91	5.96	0.05
17	4.28	3.79	-0.49
18	2.17	1.46	-0.71
19	1.51	0.88	-0.63
20	0.79	0.35	-0.44

Tabla 2.5

Comparando la velocidad media (V_m) con la velocidad erosiva (V_e), que depende del tipo de terreno, frecuencia con que se repite la avenida y del tirante del agua H_s , con el objetivo de determinar si hay arrastre o no del lecho. Para esto se empleará la expresión (1.12) para suelos no cohesivos:

$$V_e = 0,68 \cdot \gamma_m^{0,28} \cdot \beta \cdot H_s^X = 0,68 \cdot 1800^{0,28} \cdot 1 \cdot 7,00^{0,19} = 8,04 \text{ m/seg}$$

Demostrando que $V_e = 8,04 \text{ m/seg} > V_m = 6,63 \text{ m/seg}$

Por lo que podemos decir que para este método con una altura de 7.0 m que toma las aguas con las avenidas, la socavación es apreciable.

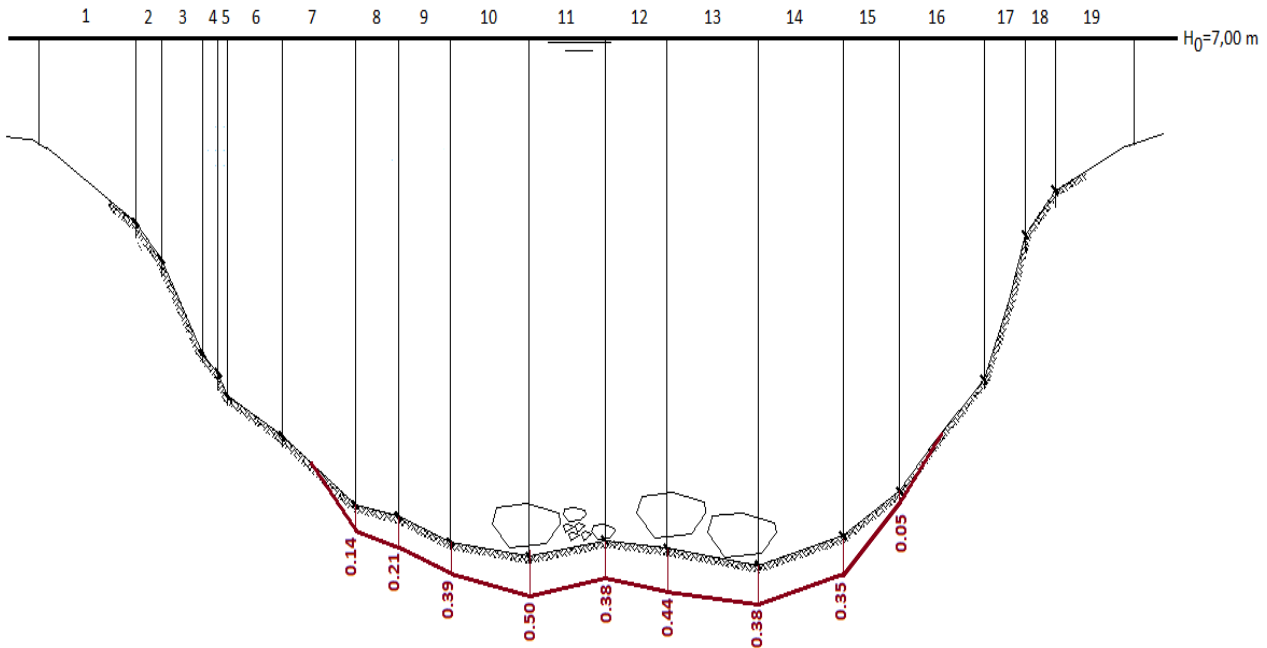


Figura 2.37 Perfil con socavación general (Δ_H) por el Método de Lischtvan – Levediev

2.4.3.2. Socavación por constricción.

La socavación por constricción se determina con las mismas fórmulas de la socavación general, sólo que el ancho efectivo B_e , se toma como la abertura del puente y el área hidráulica para obtener H_m será el área hidráulica bajo el puente por lo que se utiliza la expresión (1.18). Para suelos no cohesivos:

$$H_s = \left(\frac{\alpha \cdot H_0^{5/3}}{0,60 \cdot d_m^{0,28} \cdot \beta} \right)^{\frac{1}{1+X}} \quad \text{Donde } \alpha \text{ se calcula por la expresión (1.15):}$$

$$\alpha = \frac{Q_D}{H_m^{5/3} \cdot B_e \cdot \mu}$$

El área del cauce principal (A_2) está comprendida entre las subsecciones desde la (6 – 17) tomando un valor de: $A_2=96,41 \text{ m}^2$

H_m se calcula por la expresión (1.16), Sustituyendo los valores obtenemos:

$$H_m = \frac{A_2}{B_e} = \frac{96,41 \text{ m}^2}{12,80 \text{ m}} = 7,53 \text{ m}$$

Como $B_e = 12,80 \text{ m} \approx 13,0 \text{ m}$ y $V_m = 6,63 \text{ m/seg}$:

$$\mu = 0,91 \text{ Ver anexo 6}$$

$$V_2 = \frac{Q_D}{A_2 \cdot \mu} = \frac{839,60 \text{ m}^3/\text{seg}}{96,41 \text{ m}^2 \cdot 0,91} = 9,57 \text{ m/seg}$$

Sustituyendo en (1.15)

$$\alpha = \frac{Q_D}{H_m^{5/3} \cdot B_e \cdot \mu} = \frac{839,60 \text{ m}^3/\text{seg}}{7,53^{5/3} \cdot 12,80 \text{ m} \cdot 0,91} = 2,47$$

Como el suelo es no cohesivo con un $\phi = 1800 \text{ mm}$ donde $\frac{1}{1+X} = 0,84$ ver anexo 5

Sustituyendo en (1.18) para cada H_s de la socavación general de las secciones

$$H_s = \left(\frac{\alpha \cdot H_0^{5/3}}{0,60 \cdot d_m^{0,28} \cdot \beta} \right)^{\frac{1}{1+X}} = H_s = \left(\frac{2,47 \cdot H_0^{1,67}}{0,60 \cdot 1800^{0,28} \cdot 1} \right)^{0,84}$$

Los resultados están tabulados en la tabla 2.6.

Subsección	Ho (m)	Hs (m)	ΔH (m)
6	3.73	3.57	-0.16
7	4.86	5.18	0.31
8	6.26	7.38	1.12
9	6.49	7.77	1.27
10	7.05	8.72	1.67
11	7.37	9.27	1.90
12	7.01	8.64	1.64
13	7.19	8.95	1.77
14	7.38	9.30	1.92
15	6.92	8.49	1.57
16	5.96	6.89	0.93
17	3.79	3.65	-0.14

Tabla 2.6

Por lo que podemos demostrar que para este método con esta altura de 7,0 m que toma las aguas con las avenidas llegan a alcanzar una velocidad media de 6,63 m/seg y la

permisible según Anexo 17 es mayor de 6,45 m/seg, la que depende del carácter del suelo y la profundidad promedio del cauce, por lo que podemos decir que la V_m pudiera ser mayor o igual a la permisible, ver figura 2.38.

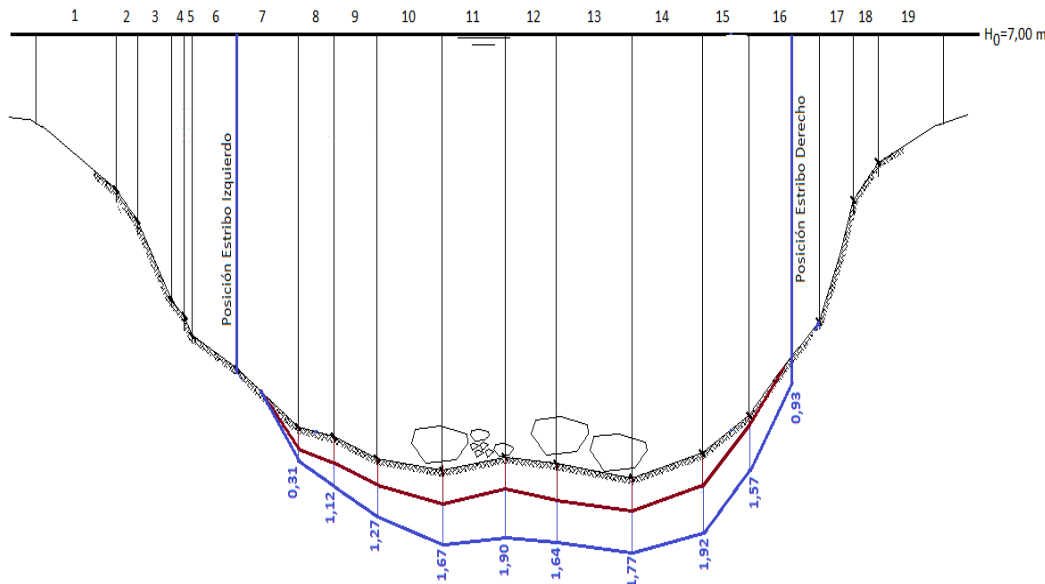


Figura 2.38 Perfil con socavación por constricción (Δ_H)

2.4.3.3. Socavación al pie de Estribos.

2.4.3.3.1. Método de Artamanov

Nuestro objeto de estudio presenta estribos semiabierto con un ángulo de esviaje 0° y un talud de 0,50:1. Cuando se tienen terraplenes de aproche en ambas orillas, la profundidad de la socavación se reduce a un 75% y se determina por la expresión (1.28), para determinar los coeficientes de dicha expresión, referirse a los anexos 9, 10 y 11.

$P_\alpha = 0.84$ por ser el ángulo de esviaje 0°

$P_R = 0.91$ por ser el talud 0.50:1

Cálculo de P_q , ver anexo 10.

$$P_q = \frac{Q_n}{Q_d}$$

Para la socavación de los estribos, hay que considerar los gastos atrapados en el valle izquierdo (VI) y derecho (VD), para encontrar el valor de (P_q). Se sumarán los gastos en las subsecciones ubicadas en los valles, ver tabla 2.3.

$$Q_{VI} = q_1 + \dots + q_7 = 166,72 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{VD} = q_{16} + \dots + q_{19} = 126,19 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$P_q = \frac{Q_{VI}}{Q_D} = \frac{166,72 \text{ m}^3/\text{seg}}{839,60 \text{ m}^3/\text{seg}} = 0,20$$

Sustituyendo en 1.28, se tiene:

$$S_T = 0,75 P_\alpha \cdot P_q \cdot P_R \cdot H_0.$$

$$S_{TI} = 0,75 \cdot 0,84 \cdot 2,65 \cdot 0,91 \cdot 5,92 \text{ m} = 8,99 \text{ m} = 9 \text{ m}$$

$$P_q = \frac{Q_{VD}}{Q_D} = \frac{126,19 \text{ m}^3/\text{seg}}{839,60 \text{ m}^3/\text{seg}} = 0,15$$

$$S_T = 0,75 P_\alpha \cdot P_q \cdot P_R \cdot H_0.$$

$$S_{TD} = 0,75 \cdot 0,84 \cdot 2,65 \cdot 0,91 \cdot 6,24 \text{ m} = 9,48 \text{ m}$$

Evidentemente el desplante debe estar de 1,5 m a 2,0 m por debajo del nivel de socavación, ver figura 2.39.

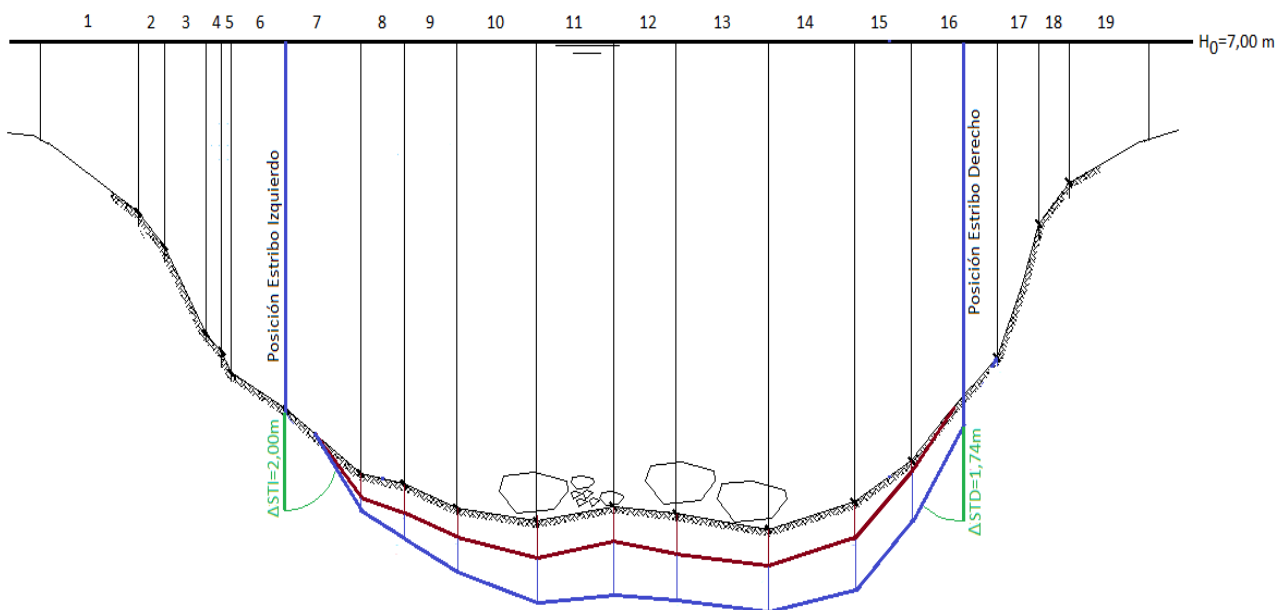


Figura 2.39 Perfil con socavación en Estribos (Δ_{ST}) por Método de Artamanov.

Datos	Estribo izquierdo	Estribo derecho
H_0 (m)	11,00	11,22
ST(m)	9,00	9,48
ΔH (m)	2,00	1,74

Tabla 2.7 Resumen de las socavaciones en los estribos izquierdo y derecho

2.5. Conclusiones parciales.

1. Por el estado desfavorable en que se encuentra el puente en estudio, se aprecia una deficiente política de reparación y mantenimiento.
2. Por la regularidad del terreno, predominantemente llano, se unifican los cauces correspondientes a los puentes 3000212-01 y 3000212-02, incrementando el área tributaria y por ende el gasto que puede evacuar el puente en estudio.
3. La abertura hidráulica con la cual se diseñó el puente no satisface la demanda de gasto a evacuar de acuerdo a la cuenca general.
4. Los niveles de crecida de las aguas pluviales sobrepasa el nivel de rasante de la vía.
5. Se hace necesario la construcción de embalses para la retención de las aguas tributarias a la cuenca aguas arriba.



Capítulo-3

Capítulo 3: Solución de reparación en estribos y terraplenes de aproches.

3.1. Introducción.

En este capítulo nos disponemos a mostrar el diseño geotécnico de los estribos con solución, antes mencionada, de muros masivos por gravedad de hormigón ciclópeo de densidad $\gamma_H = 23kN/m^3$ y resistencia característica $f_{ck} = 150 \text{ kg/cm}^2$. Esta variante de solución cumple las exigencias económicas y factibilidad en su ejecución. Por otra parte se propondrá una solución para el recalce de los cimientos existentes mediante el empleo de una losa de hormigón armado, esta losa incluirá una protección delantera que satisfaga en diseño hidráulico realizado en el capítulo anterior. A continuación se muestra una planta típica del estribo (figura 3.1),

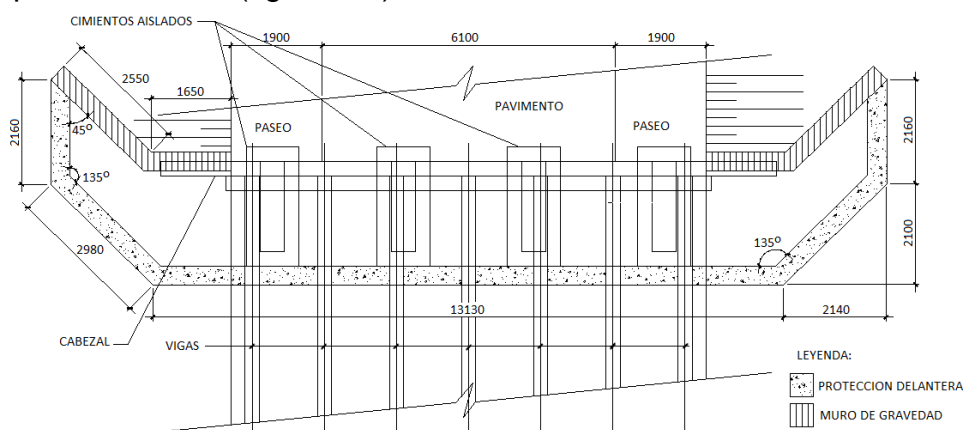


Figura 3.1 Planta típica de Estribo.

El diseño del muro de contención por gravedad se realizará esencialmente por tanteos, definiendo unas dimensiones iniciales que son evaluadas mediante el método de estabilidad global para que la estructura sea estable al vuelco, deslizamiento y hundimiento, este último a partir de un análisis de estabilidad de taludes que incluya la estructura, el relleno de trasdós y el terreno de cimentación.

La determinación de las acciones que actúan sobre el muro y que permiten efectuar el análisis de su estabilidad, se realiza a partir de la definición, por un lado, de las fuerzas solicitantes que actúan como fuerzas desestabilizadoras, y por otro, de las fuerzas resistentes, que actúan como fuerzas estabilizadoras y que contribuyen a la estabilidad del muro. La determinación de las fuerzas desestabilizadoras, se determinarán por el método de diseño geotécnico desarrollado por Coulomb (1776) y Rankine (1857), siendo los de más amplia aplicación para el dimensionamiento de estas estructuras.

3.2. Características del terreno de cimentación y el relleno de trasdós.

Para el relleno de trasdós se empleará un suelo de clasificación A-2-4 teniendo en cuenta las características que a continuación se describen, en la cual el 35% o menos de las partículas pasan por el tamiz No. 200. La descripción del suelo es arena, gravas con finos de limo de baja plasticidad. El límite líquido (LL=40% máximo) y el índice de plasticidad (IP=10% máximo). La densidad seca ($\gamma = 16.39 \text{ kN/m}^3$) y el ángulo de rozamiento interno ($\phi = 35^\circ$).

El suelo de cimentación, de acuerdo con los resultados del estudio de suelo en la zona del cauce se caracteriza como areno limoso con gravas y fragmentos de caliza, color crema, calcáreo, de grano medio, polimictica, plasticidad baja. Los resultados del estudio Ingeniero-Geológico se encuentran en la tabla 2.4 del capítulo 2.

3.3. Diseño Geotécnico.

3.3.1. Diseño de los aletones complementarios (muros de gravedad).

- Primer Predimensionamiento.

El dimensionamiento para este tipo de muro, cumplirá con su equilibrio estático. Este equilibrio depende de sus proporciones (relación entre alto y ancho) y de su peso propio y, a veces, además del peso propio del material contenido, que en nuestro caso no se tendrá en cuenta. Su resistencia estructural dependerá del material que está constituido y su predimensionamiento, donde el ancho $b = (0.25 \text{ a } 0.30) H$, siendo (H) su altura. Este muro no toma esfuerzos a flexión y es considerado rígido o masivo.

Por su forma, a partir de las figuras 3.2 y 3.3, en la cual aparece uno de los aletones complementarios; se propondrá analizar el muro en dos secciones.

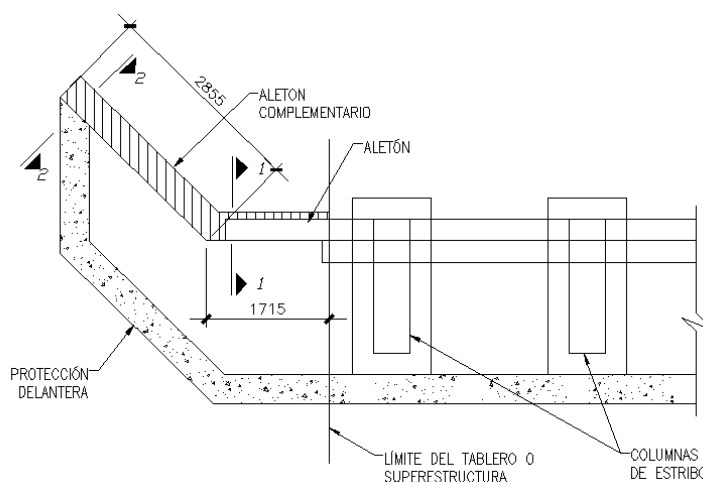


Figura 3.2 Planta típica del Aletón.

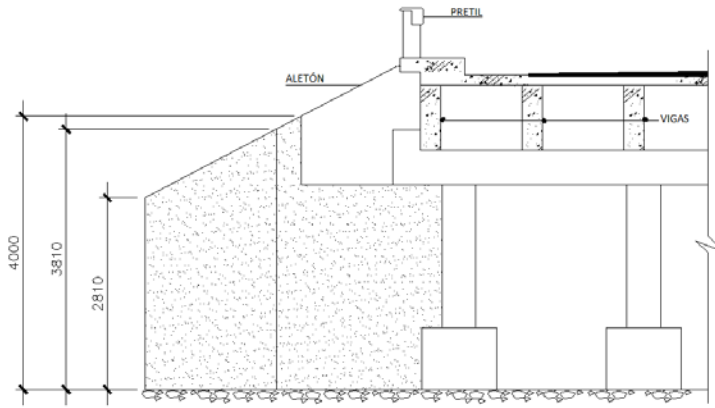


Figura 3.3 Elevación típica del Aletón Complementario.

A continuación se dimensionarán las secciones 1 y 2, de acuerdo a la relación planteada para este tipo de muro:

Sección 1-1:

$$\text{Ancho } b = 0,30 \cdot H = 0,30 \cdot 4,0 \text{ m} = 1,20 \text{ m}$$

Sección 2-2:

$$\text{Ancho } b = 0,30 \cdot H = 0,30 \cdot 2,81 \text{ m} = 0,85 \text{ m}$$

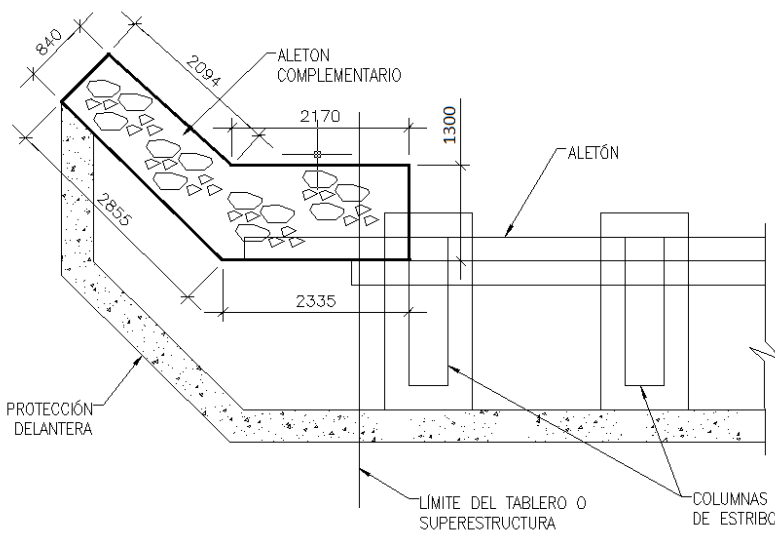


Figura 3.4 Dimensiones del Aletón Complementario.

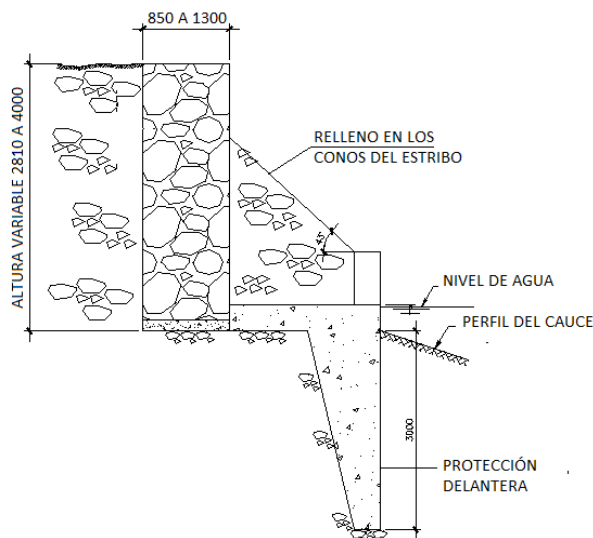


Figura 3.5 Sección del Aletón Complementario.

- Determinación del empuje de tierra por la teoría de Rankine.

Basándonos en la hipótesis planteada en el acápite 1.6.4.2 del capítulo 1 para la evaluación del empuje activo con las condicionantes del muro, tenemos lo siguiente:

1. Será considerado el suelo de relleno A-2-4 homogéneo en todo el muro, actuando en el intradós y talud del estribo, ver acápite 3.2.
2. No será considerado la fricción entre el suelo y el muro, sabiendo que esta condición es improbable, pero por el proceso de cálculo estaremos del lado de seguridad.
3. La cara interna del muro es vertical, por ser de bloques de 200mm de espesor macizados y relleno con hormigón ciclópeo.

Este punto de aplicación del empuje (E_a), se encuentra actuando en el intradós del muro a una profundidad $h_0=2/3H$ medida desde la corona del muro ó $1/3H$ medida desde la base del muro. Con el tipo de suelo (A-2-4), será relleno todo el aproche y el interior de los conos a ambos lados del estribo. El empuje pasivo no será considerado, ya que el relleno de los conos pudiera ser socavado y arrastrado por las avenidas, teniendo en cuenta esto, la condición más crítica es la acción del empuje activo solamente. A igual que en el predimensionamiento, se calcularán los empujes por cada sección.

Sección 1-1:

Empuje Activo (E_a): Sustituyéndose en las expresiones 1.45 y 1.46,

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot K_a = \frac{16.39 \text{ kN/m}^3 \cdot (4,0 \text{ m})^2}{2} \cdot \tan^2 \left(45^\circ - 35^\circ/2 \right) = 35.53 \text{ kN}$$

Sección 2-2:

Empuje Activo (E_a): Sustituyéndose en las expresiones 1.45 y 1.46,

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot K_a = \frac{16.39 \text{ kN/m}^3 \cdot (2,81 \text{ m})^2}{2} \cdot \tan^2 \left(45^\circ - 35^\circ/2 \right) = 17.54 \text{ kN}$$

- Determinación de las solicitaciones en la sección 1-1.

Sección	F_H (kN)	F_V (kN)	Brazo(m)	$M_{ESTAB.}$ (kN.m)	$M_{DESESTAB.}$ (kN.m)
1-1		$Vol (m^3) \cdot \gamma_H$ $= 4,8 \cdot 23,0 = 110,40$	0,60	66,24	
	$E_a = 35.53$		1.33		47.25
Total	35.53	110,40		66,24	47.25

- Criterios de diseño por el Método del Factor de Seguridad Global. Chequeo al vuelco.

Empleando la expresión 1.31, se tiene:

$$FS_v = \frac{M_E}{M_D} = \frac{66,24 \text{ kN.m}}{47.25 \text{ kN.m}} = 1,40 < 2 \text{ No cumple}$$

Como no se cumple la seguridad al vuelco, se predimensionará el muro manteniendo su área inicial de 4,80 m².

- Segundo predimensionamiento.

Se estimará la variante del muro tipo escalonado por la solución de empleo de muros de bloques de 20 cm de espesor en las paredes. Para los cálculos se analizarán las áreas definidas en la figura 3.6

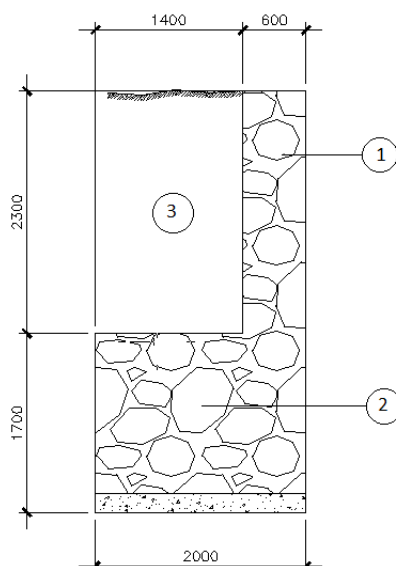


Figura 3.6 Predimensionamiento del muro sección 1-1.

- Determinación de las solicitaciones.

Sección	Zona	F _H (kN)	F _V (kN)	Brazo(m)	M _{ESTAB.} (kN.m)	M _{DESESTAB.} (kN.m)
1-1	1	-	Vol (m ³) · γ _H = 1,38 · 23,0 = 31,74	0,30	9,52	-
	2		3,4 · 23,0 = 78,20	1,00	78,20	
3	Vol (m ³) · γ _S = 3,22 · 16,39 = 52,78		1,30	68,61		
Total		E _a = 35.53		1,33	-	47.25
		35.53	162.72		156.33	47.25

- Chequeo al vuelco.

Empleando la expresión 1.31, se tiene:

$$FS_v = \frac{M_E}{M_D} = \frac{171,44 \text{ kN.m}}{47.25 \text{ kN.m}} = 3.3 > 2 \text{ Cumple}$$

- Chequeo al deslizamiento.

Empleando la expresión 1.32, se tiene:

$$FS_d = \frac{\sum F_{H \text{ RESISTENTE}}}{\sum F_{H \text{ ACTUANTES}}} > 1,5$$

$$\sum F_{H \text{ RESISTENTE}} = \{\sum F_V \tan \varphi + c \cdot b; \sum F_V \tan \delta + c_\alpha \cdot b\},$$

Según NC-53 -153 – 1985: $\delta \leq \varphi$ y como se considera superficie de hormigón rugoso: δ no excederá de $\frac{2}{3} \varphi$, por lo que $\frac{2}{3}(35^\circ) = 23,33^\circ$

$$C = 10 \text{ kPa} < 50 \text{ kPa} \left(0,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right); C_\alpha = 0,9 c, \text{ ver Anexo 20}$$

Sustituyendo los valores

$$\sum F_V \tan \varphi + c \cdot b = 162,72 \text{ kN} \cdot \tan 35^\circ + 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,0 \text{ m} = 162,72 \text{ kN} \cdot 0,70 + 20 = 133,90 \text{ kN}$$

$$\sum F_V \tan \delta + C_\alpha \cdot b = 162,72 \text{ kN} \cdot \tan 23,33^\circ + 0,9 \cdot 2 = 162,72 \text{ kN} \cdot 0,43 + 0,9 \cdot 2,0 \text{ m} = 71,77 \text{ kN}$$

Sustituyendo en 1.32

$$FS_d = \frac{\sum F_{H \text{ RESISTENTE}}}{\sum F_{H \text{ ACTUANTES}}} = \frac{71,77 \text{ kN}}{35,53 \text{ kN}} = 2,02 > 1,5 \text{ Cumple}$$

- Presiones de contacto muro-suelo.(excentricidad)

$$\sum M_{O.Result} = \sum M_{F.Estab} - \sum M_{F.Desest}$$

$$\sum M_{O.Result} = 156,33 - 47,25 = 109,08 \text{ kN.m}$$

$$\sum F_{Vertical} = 162,72 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{\sum M_{O.RESULTANTE}}{\sum F_{Verticales}} = \frac{109,08 \text{ kN.m}}{162,72 \text{ kN}} = 0,67 \text{ m}$$

$$e_c = b/2 - e_0 = 2,00 \text{ m}/2 - 0,67 \text{ m} = 0,33 \text{ m}$$

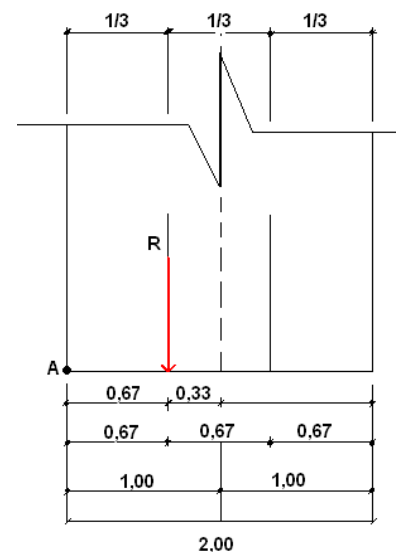


Figura 3.7 Gráfico de la excentricidad.

$$e_{max} = b/6 = 2,00 \text{ m}/6 = 0,33 \text{ m}$$

- Solicitaciones sobre la cimentación: Chequeo del criterio de capacidad de carga.
Solución de Brinch – Hasen.

Se considera toda la base en compresión, ya que la excentricidad coincide prácticamente con el tercio medio, o sea, $e_c = b/6$ y el diagrama de presiones es del tipo trapecial, demostrándose a continuación:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{F_V}{A} \left(1 + \frac{6 \cdot e_c}{b} \right) = \frac{162,72 \text{ kN}}{20000 \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{6 \cdot 33 \text{ cm}}{200 \text{ cm}} \right) = 0,016 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 160 \cdot 10^{-4} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{F_V}{A} \left(1 - \frac{6 \cdot e_c}{b} \right) = \frac{162,72 \text{ kN}}{20000 \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{6 \cdot 33 \text{ cm}}{200 \text{ cm}} \right) = 0,00008 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 0,8 \cdot 10^{-4} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

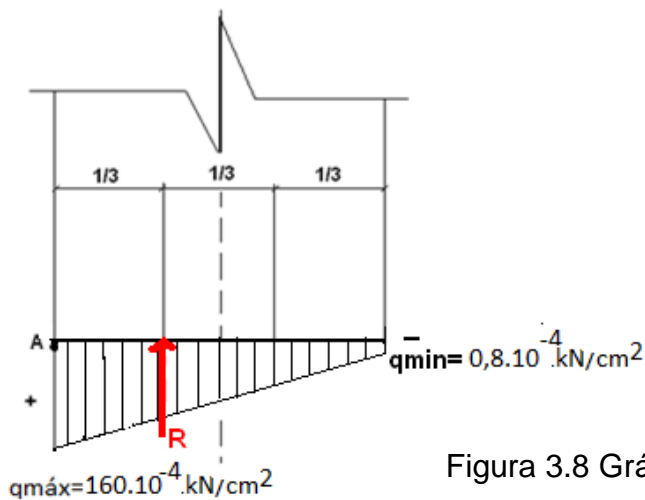


Figura 3.8 Gráfico del diagrama de presiones.

Las provisiones de seguridad a emplear para la comprobación son:

Coefficiente de seguridad adicional con condiciones de trabajo normales, y fallo grave:

$$\gamma_s = 1,2 \text{ (Ver anexo 21)}$$

Coefficientes de minoración para una probabilidad del 95%, para suelos predominantemente no cohesivos con $c > 0$ y $\phi \geq 25^\circ$

Para $\phi > 30^\circ$: $\gamma_{g\gamma} = 1,05$; $\gamma_{gc} = 1,40$; $\gamma_{\tan\phi} = 1,10$. (Ver anexo 22)

Determinación de los valores de cálculo de los parámetros físico mecánicos del suelo:

$$C^* = \frac{C}{\gamma_{gc}} = \frac{10 \text{ kPa}}{1,40} = 7,14 \text{ KPa}$$

$$\varphi^* = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi}{\gamma_{g \tan \varphi}} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 32^\circ}{1,10} \right) = 29,60^\circ$$

$$\gamma_1^* = \frac{\gamma_1}{\gamma_{g \gamma}} = \frac{16,39 \text{ kN/m}^3}{1,05} = 15,60 \text{ kN/m}^3$$

$$N_C^* \leq Q_{bt}^*$$

$$Q_{bt} = b' \cdot l' \left(\frac{q_{br}^* - q'^*}{\gamma_s} + q'^* \right)$$

$$q'^* = \gamma_1 \cdot d + q_{sc}$$

$$q_{sc} = 0$$

$$q_{br}^* = \frac{\gamma_2 \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot g_\gamma}{2} + C^* \cdot N_C \cdot S_C \cdot i_C \cdot d_C \cdot g_C + q'^* \cdot N_q \cdot S_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot g_q$$

Factores de capacidad de carga:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi^*} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi^*}{2} \right) = e^{3,1416 \cdot \tan 29,60^\circ} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{29,60^\circ}{2} \right) = 17,63$$

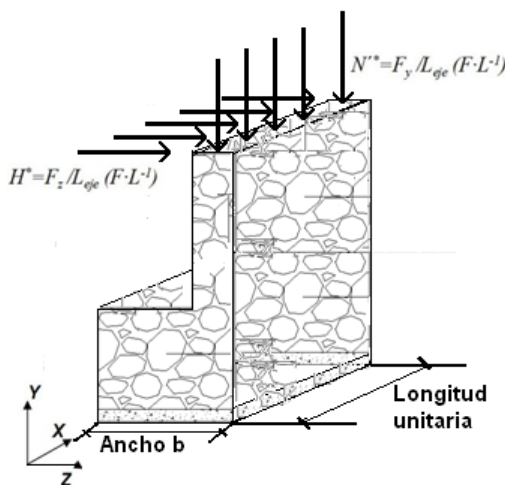
$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi^* = 2(17,63 - 1) \tan 29,60 = 18,89$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi^* = (17,63 - 1) \cot 29,60 = 29,44$$

Factores de corrección por forma:

$$S_\gamma = S_c = S_q = 1$$

Factores de corrección por la inclinación de la carga:



$$H^* = \frac{F_z}{L} = \frac{35,53 \text{ kN}}{1,76 \text{ m}} = 20,19 \text{ kN/m}$$

$$N'^* = \frac{F_y}{L} = \frac{162,72 \text{ kN}}{1,76 \text{ m}} = 92,45 \text{ kN/m}$$

$$C^* = \frac{C}{\gamma_{gc}} = \frac{10 \text{ KPa}}{1,40} = 7,14 \text{ KPa}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0,7 \cdot H^*}{N'^* + b' \cdot l' \cdot c^* \cdot \cot \varphi^*} \right)^5 = \left(1 - \frac{0,7 \cdot 20,19 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{92,45 + 2,0 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} \cdot \frac{10 \text{ kN}}{\text{m}^2} \cdot \cot 29,60} \right)^5$$

$$= 0,55 > 0$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0,5H^*}{N^* + b' \cdot l' \cdot c^* \cdot \cot\varphi^*} \right)^5 = \left(1 - \frac{0,5 \cdot 20,19 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{92,45 + 2,0 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} \cdot \frac{10\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \cot 29,60} \right)^5$$

$$= 0,65 > 0$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} = 0,65 - \frac{1 - 0,65}{17,63 - 1} = 0,63$$

Factores de corrección debido a la profundidad D:

$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D_f}{L}$, Como el desplante del cimiento está sobre la superficie del suelo, entonces $D_f = 0$.

$$k_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{32^\circ}{2} \right) = \tan^2 61^\circ = 3,24$$

Sustituyendo

$$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{3,24} \cdot \frac{0}{1,0\text{m}} = 1$$

$$d_\gamma = d_q = 1 + 0,1 \sqrt{3,24} \cdot \frac{0}{1,0\text{m}} = 1$$

Factores de corrección debido a la inclinación del terreno:

$$g_\gamma = g_q = (1 - 0,5 \cdot \tan\beta)^5$$

$$g_c = 1 - \left(\frac{\beta}{147} \right)$$

Como $\beta = 0$ entonces $g_\gamma = g_c = g_q = 1$

Contrapeso del suelo a ambos lados del cimiento:

$$q'^* = \gamma_1 \cdot d + q_{sc} = 16,39 \cdot 4,0 \text{ m} + 0 = 65,56 \text{ kN/m}^2$$

Sustituyendo en la expresión de la capacidad de carga:

$$q_{br}^* = \frac{\gamma_2 \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot g_\gamma}{2} + C^* \cdot N_c \cdot S_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot g_c + q'^* \cdot N_q \cdot S_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot g_q$$

$$q_{br}^* = \frac{15,86 \cdot 2,0\text{m} \cdot 18,89 \cdot 1 \cdot 0,55 \cdot 1 \cdot 1}{2}$$

$$+ 7,14 \cdot 29,44 \cdot 1 \cdot 0,63 \cdot 1 \cdot 1$$

$$\begin{aligned}
 &+65,56 \cdot 17,63 \cdot 1 \cdot 0,65 \cdot 1 \cdot 1 \\
 &= 164,77 + 132,43 + 751,28 \\
 &= 1048,48 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Determinación de la capacidad de carga neta de trabajo resistente a la estabilidad:

$$\begin{aligned}
 Q_{bt} &= b' \cdot l' \left(\frac{q_{br}^* - q'^*}{\gamma_s} + q'^* \right) \\
 Q_{bt} &= 2,0 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} \left(\frac{1048,48 - 65,56}{1,2} + 65,56 \right) = 1769,32 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Condición para el chequeo de la capacidad de carga:

$$N'_C = N'^* + 20 \cdot b \cdot l \cdot d = 92,45 \text{ kN/m} + 20 \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 4,0 \text{ m} = 252,45 \text{ kN/m}$$

$$N'_C \leq Q_{bt}^*$$

$$252,45 \text{ kN/m} < 1769,32 \text{ kN/m} \text{ Cumple}$$

- Determinación de las solicitaciones en la sección 2-2.

Para la sección 2-2 se predimensionará el muro tipo escalón como en la sección 1-1, con el objetivo de uniformar el tipo de solución. Partiendo del área inicial se propone la siguiente sección:

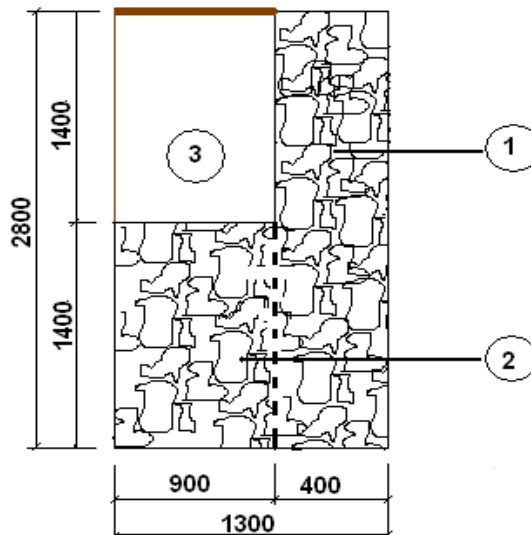


Figura 3.9 Predimensionamiento del muro sección 2-2.

Sección	Zona	F _H (kN)	F _V (kN)	Brazo (m)	M _{ESTAB.} (kN.m)	M _{DESESTAB.} (kN.m)
2-2	1	-	$Vol (m^3) \cdot \gamma_H = 25,76$	0,20	5,15	-
	2		$1,26 \cdot 23,0 = 28,98$	0,85	24,63	
	3		$Vol (m^3) \cdot \gamma_S = 25,20$	0,85	21,42	

	$E_a = 17,54$		0,93	-	16,31
	Total	79,94		51,20	16,31

- Chequeo al vuelco.

Empleando la expresión 1.31, se tiene:

$$FS_v = \frac{M_E}{M_D} = \frac{51,20 \text{ kN.m}}{16,31 \text{ kN.m}} = 3,1 > 2 \text{ Cumple}$$

- Chequeo al deslizamiento.

Empleando la expresión 1.32, se tiene:

$$FS_d = \frac{\sum F_{H \text{ RESISTENTE}}}{\sum F_{H \text{ ACTUANTES}}} > 1,5$$

$$\sum F_{H \text{ RESISTENTE}} = \{ \sum F_V \tan \varphi + c \cdot b; \sum F_V \tan \delta + c_\alpha \cdot b \},$$

Según NC-53 -153 – 1985: $\delta \leq \varphi$ y como se considera superficie de hormigón rugoso: δ no excederá de $\frac{2}{3} \varphi$ por lo que $\frac{2}{3} 35^\circ = 23^\circ, 33$

$$C = 10 \text{ kPa} < 50 \text{ kPa} \left(0,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right); C_\alpha = 0,9 c, \text{ ver Anexo 20}$$

Sustituyendo los valores

$$\sum F_V \tan \varphi + c \cdot b = 79,94 \text{ kN} \cdot \tan 35^\circ + 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,30 \text{ m} = 79,94 \text{ kN} \cdot 0,70 + 13 \text{ kN} = 68,96 \text{ kN}$$

$$\sum F_V \tan \delta + C_\alpha \cdot b = 79,94 \text{ kN} \cdot \tan 23^\circ, 33 + 0,9 \cdot 1,30 \text{ m} = 79,94 \text{ kN} \cdot 0,43 + 1,17 \text{ kN} = 35,54 \text{ kN}$$

Sustituyendo en 1.32,

$$FS_d = \frac{\sum F_{H \text{ RESISTENTE}}}{\sum F_{H \text{ ACTUANTES}}} = \frac{35,54 \text{ kN}}{17,54 \text{ kN}} = 2,02 > 1,5 \text{ Cumple}$$

- Presiones de contacto muro-suelo.(excentricidad)

$$\sum M_{O.Result} = \sum M_{F.Estab} - \sum M_{F.Desest}$$

$$\sum M_{O.Result} = 51,20 \text{ kN.m} - 16,31 \text{ kN.m} = 34,89 \text{ kN.m}$$

$$\sum F_{Vertical} = 79,94 \text{ kN}$$

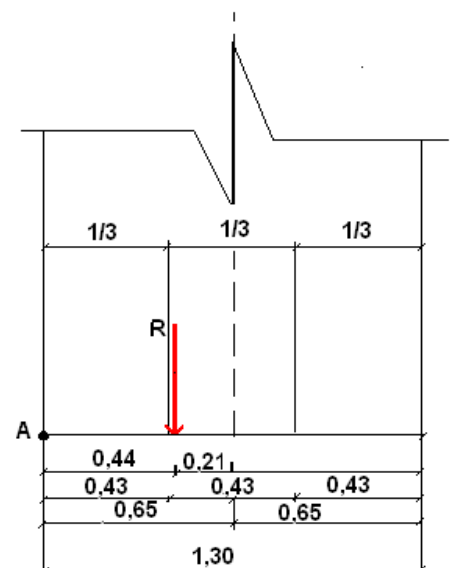


Figura 3.10 Gráfico de la excentricidad.

$$e_0 = \frac{\sum M_{O \text{ RESULTANTE}}}{\sum F_{\text{Verticales}}} = \frac{34,89 \text{ kN.M}}{79,94 \text{ kN}} = 0,44 \text{ m}$$

$$e_c = b/2 - e_0 = 1,30 \text{ m}/2 - 0,44 \text{ m} = 0,21 \text{ m}$$

$$e_{\text{max}} = b/6 = 1,30 \text{ m}/6 = 0,22 \text{ m}$$

- Solicitaciones sobre la cimentación: Chequeo del criterio de capacidad de carga.
Solución de Brinch – Hasen.

Se considera toda la base en compresión, ya que la excentricidad queda dentro del tercio medio, o sea, $e_c < b/6$. y el diagrama de presiones es del tipo trapecial demostrándose a continuación:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{F_V}{A} \left(1 + \frac{6 \cdot e_c}{b} \right) = \frac{79,94 \text{ kN}}{13000 \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{6 \cdot 21 \text{ cm}}{130 \text{ cm}} \right) = 0,0121 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 121 \cdot 10^{-4} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{F_V}{A} \left(1 - \frac{6 \cdot e_c}{b} \right) = \frac{79,94 \text{ kN}}{13000 \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{6 \cdot 21 \text{ cm}}{130 \text{ cm}} \right) = 0,0001 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 10^{-4} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

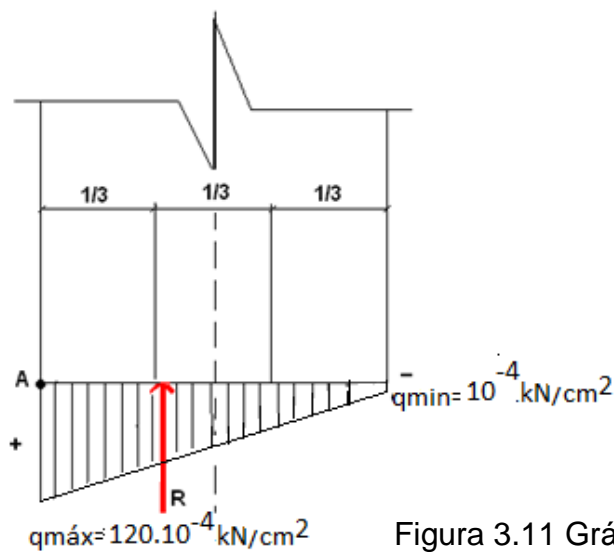


Figura 3.11 Gráfico del diagrama de presiones.

$$N_C^* \leq Q_{bt}^*$$

$$Q_{bt} = b' \cdot l' \left(\frac{q_{br}^* - q'^*}{\gamma_s} + q'^* \right)$$

$$q'^* = \gamma_1 \cdot d + q_{sc}$$

$$q_{sc} = 0$$

$$q_{br}^* = \frac{\gamma_2 \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot g_\gamma}{2} + C^* \cdot N_C \cdot S_C \cdot i_C \cdot d_C \cdot g_C + q'^* \cdot N_q \cdot S_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot g_q$$

Factores de capacidad de carga:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi^*} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi^*}{2} \right) = e^{3,1416 \cdot \tan 29,60^\circ} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{29,60^\circ}{2} \right) = 17,63$$

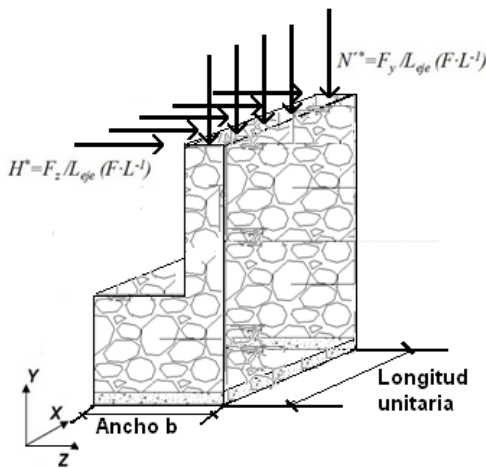
$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi^* = 2(17,63 - 1) \tan 29,60 = 18,89$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi^* = (17,63 - 1) \cot 29,60 = 29,44$$

Factores de corrección por forma:

$$S_\gamma = S_c = S_q = 1$$

Factores de corrección por la inclinación de la carga:



$$H^* = \frac{F_z}{L} = \frac{17,54 \text{ kN}}{2,85 \text{ m}} = 6,15 \text{ kN/m}$$

$$N'^* = \frac{F_y}{L} = \frac{79,94 \text{ kN}}{2,85 \text{ m}} = 28,04 \text{ kN/m}$$

$$C^* = \frac{C}{\gamma_{gc}} = \frac{10 \text{ KPa}}{1,40} = 7,14 \text{ KPa}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0,7 \cdot H^*}{N'^* + b' \cdot l' \cdot c^* \cdot \cot \varphi^*} \right)^5 = \left(1 - \frac{0,7 \cdot 6,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{28,04 + 2,0 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} \cdot \frac{10 \text{ kN}}{\text{m}^2} \cdot \cot 29,60} \right)^5$$

$$= 0,69 > 0$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0,5 H^*}{N'^* + b' \cdot l' \cdot c^* \cdot \cot \varphi^*} \right)^5 = \left(1 - \frac{0,5 \cdot 6,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{28,04 + 2,0 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} \cdot \frac{10 \text{ kN}}{\text{m}^2} \cdot \cot 29,60} \right)^5$$

$$= 0,81 > 0$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} = 0,81 - \frac{1 - 0,81}{17,63 - 1} = 0,80$$

Factores de corrección debido a la profundidad D:

$$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D_f}{L}$$

$$k_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{32^\circ}{2} \right) = \tan^2 61^\circ = 3,24$$

Sustituyendo,

$$d_c = 1 + 0,2\sqrt{3,24} \cdot \frac{0}{1,0\text{m}} = 1$$

$$d_\gamma = d_q = 1 + 0,1\sqrt{3,24} \cdot \frac{0}{1,0\text{m}} = 1$$

Factores de corrección debido a la inclinación del terreno:

$$g_\gamma = g_q = (1 - 0,5 \cdot \tan\beta)^5$$

$$g_c = 1 - \left(\frac{\beta}{147} \right)$$

Como $\beta = 0$ entonces $g_\gamma = g_c = g_q = 1$

Contrapeso del suelo a ambos lados del cimiento:

$$q'^* = \gamma_1 \cdot d + q_{sc} = 16,39 \cdot 2,81 \text{ m} + 0 = 46,05 \text{ kN/m}^2$$

Sustituyendo en la expresión de la capacidad de carga:

$$q_{br}^* = \frac{\gamma_2 \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot g_\gamma}{2} + C^* \cdot N_c \cdot S_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot g_c + q'^* \cdot N_q \cdot S_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot g_q$$

$$q_{br}^* = \frac{15,86 \cdot 1,30 \cdot 18,89 \cdot 1 \cdot 0,69 \cdot 1 \cdot 1}{2}$$

$$+ 7,14 \cdot 29,44 \cdot 1 \cdot 0,80 \cdot 1 \cdot 1$$

$$+ 46,05 \cdot 17,63 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 1 \cdot 1$$

$$= 134,37 + 168,16 + 657,61$$

$$= 960,14 \text{ kN/m}^2$$

Determinación de la capacidad de carga neta de trabajo resistente a la estabilidad:

$$Q_{bt} = b' \cdot l' \left(\frac{q_{br}^* - q'^*}{\gamma_s} + q'^* \right)$$

$$Q_{bt} = 1,30 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} \left(\frac{960,14 - 46,05}{1,2} + 46,05 \right) = 1050,12 \text{ kN/m}$$

Condición para el chequeo de la capacidad de carga:

$$N_c^* = N'^* + 20 \cdot b \cdot l \cdot d = 28,04 \text{ kN/m} + 20 \cdot 1,30 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 2,81 \text{ m} = 101,10 \text{ kN/m}$$

$$N'_C \leq Q_{bt}^*$$

$$101,10 \text{ kN/m} < 1050,12 \text{ kN/m} \quad \text{Cumple}$$

3.3.2. Diseño del muro de gravedad sobre protección delantera.

El muro de contención será construido en todo el perímetro de la protección delantera con hormigón ciclópeo de densidad $\gamma_H = 23 \text{ kN/m}^3$ y resistencia característica $f_{ck} = 150 \text{ kg/cm}^2$. Este muro contendrá el relleno del estribo con las mismas características del relleno de trasdós caracterizado en el epígrafe 3.2. Este muro será anclado a la protección delantera, por lo que se anula cualquier posible deslizamiento y asentamiento, su chequeo básicamente será al vuelco.

- Predimensionamiento.

El dimensionamiento para este tipo de muro, cumplirá con su equilibrio estático al vuelco como se planteó anteriormente. Este equilibrio depende de sus proporciones (relación entre alto y ancho) y de su peso propio. El ancho $b = (0.25 \text{ a } 0.30) H$, siendo (H) su altura, ver figura 3.7

$$b = 0,30 H = 0,30 \cdot 1,20 = 0,36 \text{ m} \approx 0,40$$

- Determinación del empuje de tierra por la teoría de Rankine para suelo no horizontal ($\beta = 35^\circ$ y $\varphi = 35^\circ$).

Empuje Activo (E_a): Sustituyéndose en las expresiones 1.45 y 1.47,

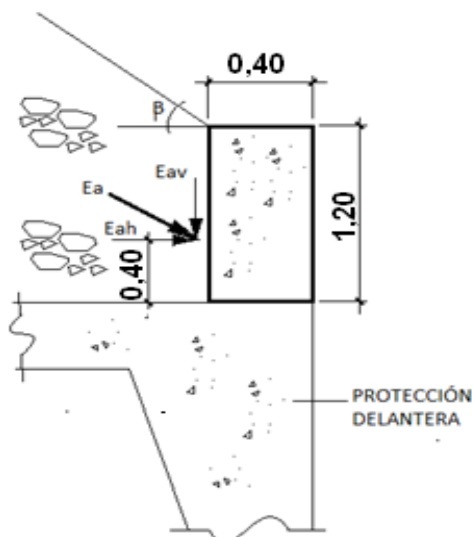


Figura 3.12 Predimensionamiento del muro.

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot K_a = \frac{16,39 \text{ kN/m}^3 \cdot (1,20 \text{ m})^2}{2} \cdot \cos 35^\circ \cdot \frac{\cos 35^\circ - \sqrt{\cos^2 35^\circ - \cos^2 35^\circ}}{\cos 35^\circ + \sqrt{\cos^2 35^\circ - \cos^2 35^\circ}} = 9,68 \text{ kN}$$

Descomponiéndolo en el plano horizontal y vertical, se tienen:

$$E_{ah} = E_a \cdot \cos\beta = 9,68 \text{ kN} \cdot 0,82 = 7,93 \text{ kN}$$

$$E_{av} = E_a \cdot \sin\beta = 9,68 \text{ kN} \cdot 0,57 = 5,51 \text{ kN}$$

- Determinación de las solicitaciones.

Sección	F _H (kN)	F _V (kN)	Brazo(m)	M _{ESTAB.} (kN.m)	M _{DESESTAB.} (kN.m)
Figura 3.7		$Vol (m^3) \cdot \gamma_H$ $= 0,48 \cdot 23,0 = 11,04$	0,20	2,21	
		$E_{av} = 5,51$	0,40	2,20	
	$E_{ah} = 7,93$		0,40		3,17
		16,55		4,41	3,17

- Chequeo al vuelco.

Empleando la expresión 1.31, se tiene:

$$FS_v = \frac{M_E}{M_D} = \frac{4,41 \text{ kN.m}}{3,17 \text{ kN.m}} = 1,4 < 2 \text{ no Cumple}$$

Como con el ancho b=0,40 m no cumple procedemos a aumentar el ancho a b=0,60 m.

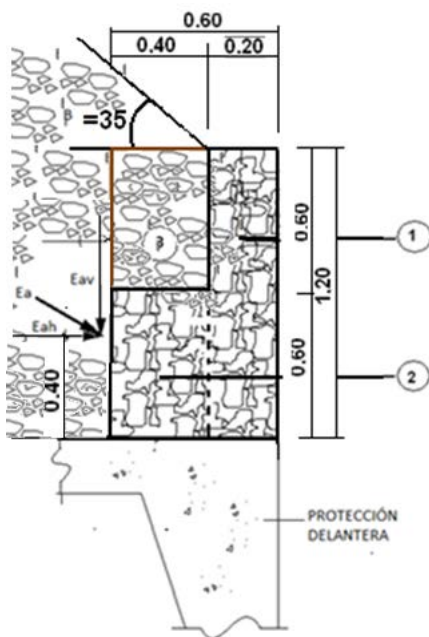


Figura 3.13 Predimensionamiento del muro 2.

- Determinación de las solicitaciones.

Sección	Zona	F _H (kN)	F _V (kN)	Brazo(m)	M _{ESTAB.} (kN.m)	M _{DESESTAB.} (kN.m)
Muro 2	1	-	$Vol (m^3) \cdot \gamma_H$ $= 0,24 \cdot 23,0$ $= 5,52$	0,10	0,55	-
	2		$0,36 \cdot 23,0 = 8,28$	0,40	3,31	
	3		$Vol (m^3) \cdot \gamma_s =$	0,40	2,36	

			$0,36 \cdot 16,39$ $= 5,90$			
		$E_{ah} = 7,93$		0,40	-	3,17
		Total	19,70		6,22	3,17

- Chequeo al vuelco.

Empleando la expresión 1.31, se tiene:

$$FS_v = \frac{M_E}{M_D} = \frac{6,22 \text{ kN.m}}{3,17 \text{ kN.m}} = 2, \text{ Cumple}$$

- Chequeo al deslizamiento.

Este muro será anclado a su base, por lo que no procede este chequeo, de igual manera no procede el chequeo de las presiones de contacto entre el muro y el suelo.

3.4. Recalce de cimientos.

En este acápite nos referiremos a la solución de recalce a los cimientos de estribos existentes. De acuerdo al acápite 2.2.4 del capítulo 2, los daños están inducidos al problema de socavación al pie de los cimientos de estribos, apoyándose estos en prácticamente un tercio del área de apoyo. Se aprecian giros en los cimientos extremos, que pudiera implicar inestabilidad estructural en toda la superestructura. Se puede decir que la fricción existente entre los estribos y rellenos de aproche, es lo que ha permitido el equilibrio estático de toda la estructura.

La solución de recalce estará vinculada con la protección delantera contra la socavación, definido la profundidad del lecho socavado al pie de los estribos en el capítulo 2. Esta será del tipo superficial, consistiendo en ampliar el área de apoyo por debajo de los cimientos, mediante una losa de hormigón con las dimensiones suficientes para soportar la carga real actuante o que prevé que va actuar. Esta solución no precisa adherencia entre los hormigones, pero precisa que toda la superestructura próxima al estribo sea apuntalada y arriostrada, con el objetivo de descargar provisionalmente los cimientos. En nuestro caso, el recalce se ejecutará mediante las siguientes fases:

- a. Refuerzo y apoyo provisional de la estructura, si se precisa.
- b. Transferencia de cargas de la cimentación primitiva al apoyo provisional.
- c. Construcción de la nueva cimentación.
- d. Transferencia de las cargas a la nueva cimentación.

3.4.1 Principios para el diseño del recalce.

El diseño está basado en determinar el espesor de la losa-recalce mediante el análisis del punzonamiento por la carga transmitida desde la superestructura como solicitaciones de cortantes, y subestructura a los cimientos como solicitaciones axiales. Las cargas a considerar serán las debidas al peso propio y las cargas accidentales móviles, para este caso realizaremos el diseño con la carga normativa accidental NK-80, empleando el método de Reducción de la Hiperestaticidad o Ley de los Momentos (AASHTO-2004) para la distribución de las solicitaciones de cortantes por vigas. El esquema para el diseño se muestra a continuación, ver figura 3.14:

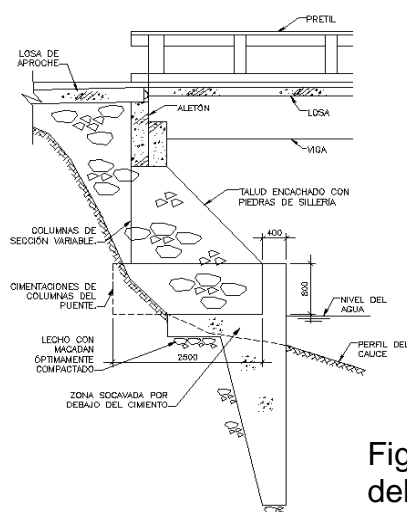


Figura 3.14 Sección del estribo y protección delantera.

3.4.2 Determinación de las solicitaciones.

Las acciones o cargas a considerar serán las cargas permanentes y la carga vertical móvil NK-80 como se planteó en el acápite 3.3.1

El método de reducción de la Hiperestaticidad considera que la losa entre vigas principales apoya simplemente sobre éstas, tributando las cargas hacia la viga objeto de análisis, es decir, hace caso omiso de la rigidez que pueda tener la losa como elemento conector entre vigas, de ahí su nombre al reducir el sistema a una estructura isostática. Se supone además que no existe desplazamiento de una viga con relación a las adyacentes. En la figura 3.15 aparece la elevación del estribo y sección de la superestructura. La longitud del puente es de 14 metros con espaciamiento entre vigas de 1,50m de eje a eje.

Datos útiles para el diseño:

Hormigón: $\gamma_H = 25 \text{ kN/m}^3$

Asfalto: $\gamma_P = 20 \text{ kN/m}^3$

Pretils: Considerar $q = 1,5 \text{ kN/m}$

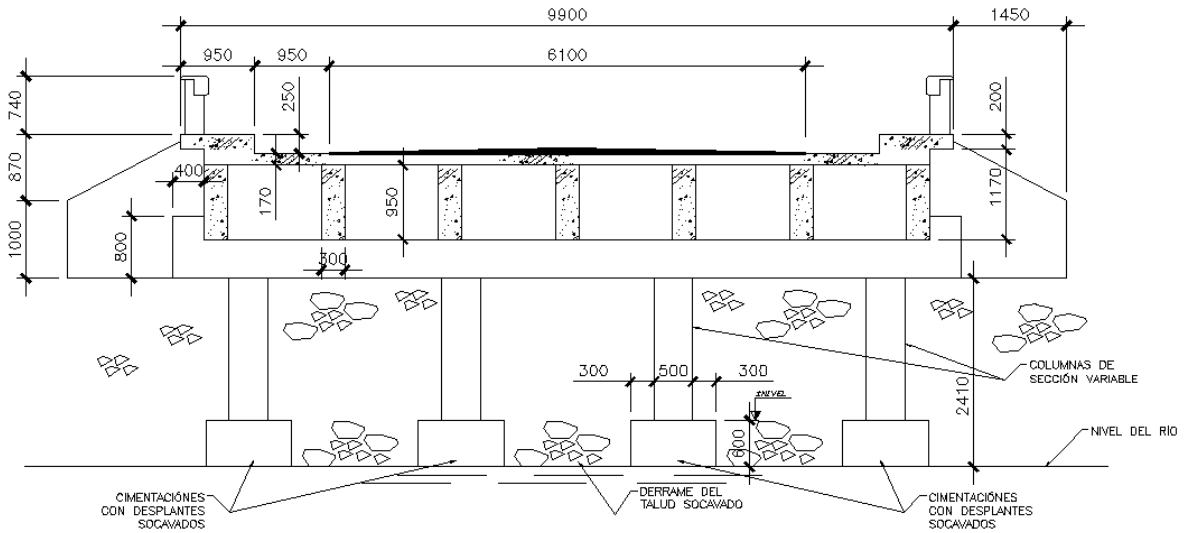


Figura 3.15 Elevación del estribo y sección de la superestructura.

- Cargas permanentes.

$$q_{VIGA} = 0,30m \cdot 0,95m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 6,84 \text{ kN/m}$$

$$q_{LOSA} = 0,17m \cdot 1,50m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 6,12 \text{ kN/m}$$

$$q_{ASFALTO} = 0,055m \cdot 1,50m \cdot 20 \frac{kN}{m^3} = 1,65 \text{ kN/m}$$

$$q_{ACERA} = \frac{0,95m \cdot 0,20m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 2}{7 \text{ vigas}} = 1,30 \text{ kN/m}$$

$$q_{PRETILES} = \frac{1,5kN/m \cdot 2}{7 \text{ vigas}} = 0,43 \text{ kN/m}$$

$$\sum q = 16,34 \text{ kN/m}$$

En la figura 3.16 se muestra el modelo de análisis en el sentido longitudinal del puente.

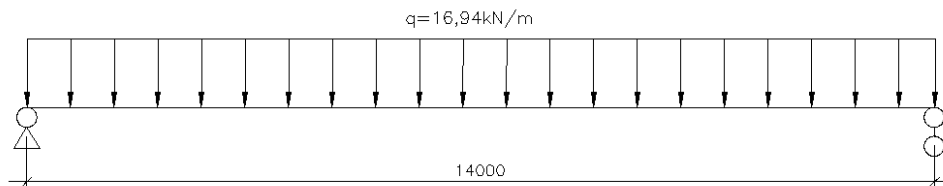


Figura 3.16 Modelo de análisis longitudinal

$$\text{Solicitación de cortante (T): } T = q \cdot \frac{L}{2} = 16,34kN/m \cdot \frac{14,0m}{2} = 114,38 \text{ kN}$$

- Análisis transversal para la carga móvil.

Vigas extremas 1 y 7:

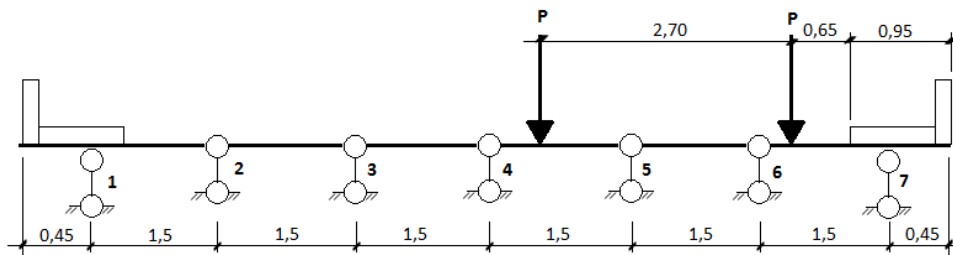


Figura 3.17 Modelo físico para vigas extremas.

Construyendo línea de influencia de cortante a partir de la viga 7, se tiene:

$$k = \sum_1^n Y_i = 0,74 + 0,14 = 0,88$$

Vigas interiores 2 a 6: Para estas vigas se colocará la carga en dos posiciones,

1. Posición simétrica con respecto al eje de la sección,
2. Posición de carga sobre la viga intermedia-4.

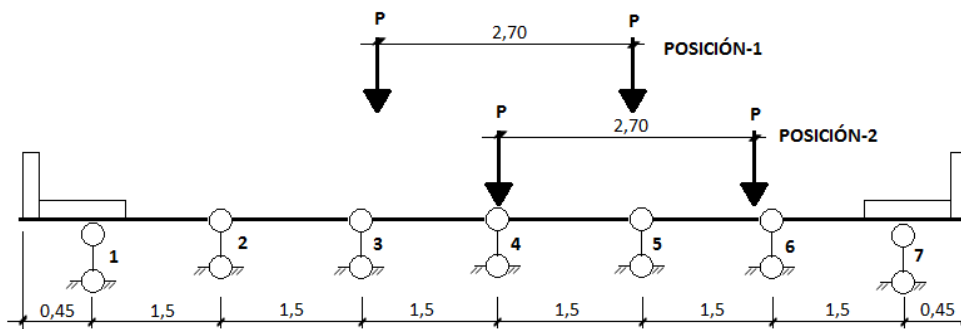


Figura 3.18 Modelo físico para vigas intermedias.

Construyendo línea de influencia de cortante a partir de la viga 4, se tiene:

Posición 1:

$$k = \sum_1^n Y_i = 0,1 + 0,55 = 0,65$$

Posición 2:

$$k = \sum_1^n Y_i = 1,0 + 0,10 = 1,10$$

Obsérvese que predomina la posición 2.

- Análisis longitudinal.

Para este análisis, se determina la reacción máxima que baja por los apoyos, haciendo coincidir una de las filas de ruedas sobre uno de los apoyos. Construyendo línea de influencia de cortante en uno de los apoyos con la carga $P=100$ kN, se tiene:

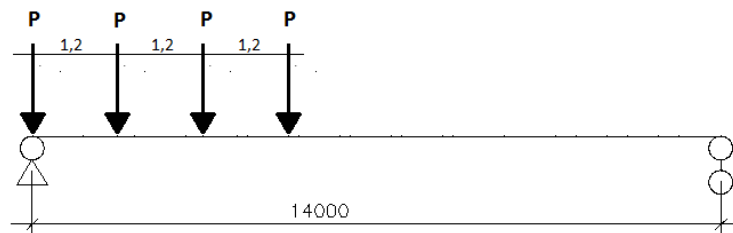


Figura 3.19 Modelo de análisis longitudinal para la carga

$$T_{FILA} = 100 \text{ kN}(1,0 + 0,91 + 0,83 + 0,74) = 348,0 \text{ kN}$$

- Determinación de los cortantes definitivos en vigas.

1. Para vigas interiores (2 a 6):

$$T_{CA} = 348,0 \text{ kN} \times 1,10 = 382,80 \text{ kN}$$

$$T_{TOTAL} = T_{CP} + T_{CA} = 114,38 \text{ kN} + 382,80 \text{ kN} = 497,18 \text{ kN}$$

2. Para vigas exteriores (1 y 7):

$$T_{CA} = 348,0 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 0,88 = 306,24 \text{ kN}$$

$$T_{TOTAL} = T_{CP} + T_{CA} = 114,38 \text{ kN} + 306,24 \text{ kN} = 420,62 \text{ kN}$$

- Determinación de las cargas tributarias al aletón del estribo.

Considerando el aletón como viga continua y teniendo en cuenta que $b_0=1,5\text{m}$, la carga se puede distribuir, siendo su valor:

$$q = \frac{\sum T_i}{\text{Long. del Aletón}} = \frac{497,18 \text{ kN} \times 5 + 420,62 \text{ kN} \times 2}{10,10 \text{ m}} = 329,42 \text{ kN/m}$$

- Peso propio del aletón.

$$q_{PP \text{ Aletón}} = 0,585 \text{ m}^2 \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 20,88 \text{ kN/m}$$

A continuación se muestra el pórtico de análisis para la obtención de las solicitaciones de cortantes que en definitiva tributan a la base del cimiento y las solicitaciones de momento y axial para el régimen de cargas definido.

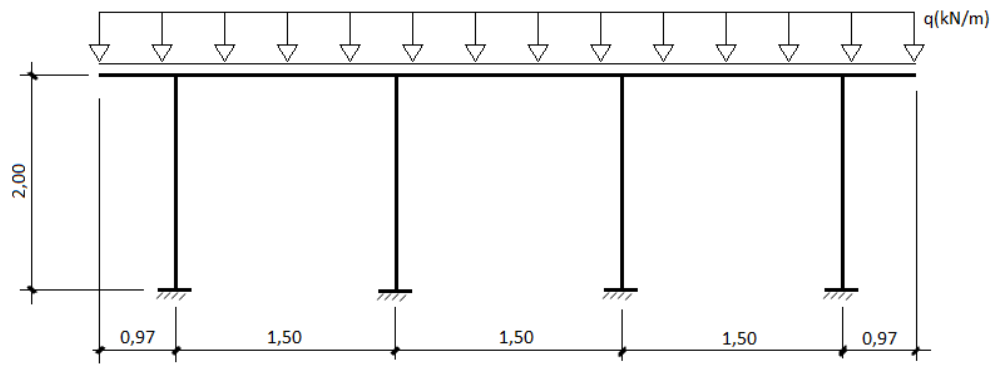


Figura 3.20 Pórtico de análisis para las solicitaciones.

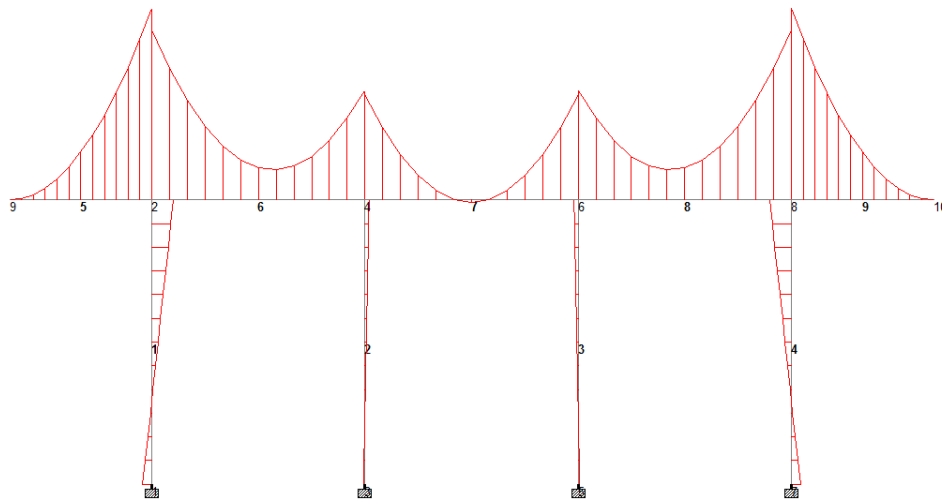


Figura 3.21 Solicitaciones de Momentos.

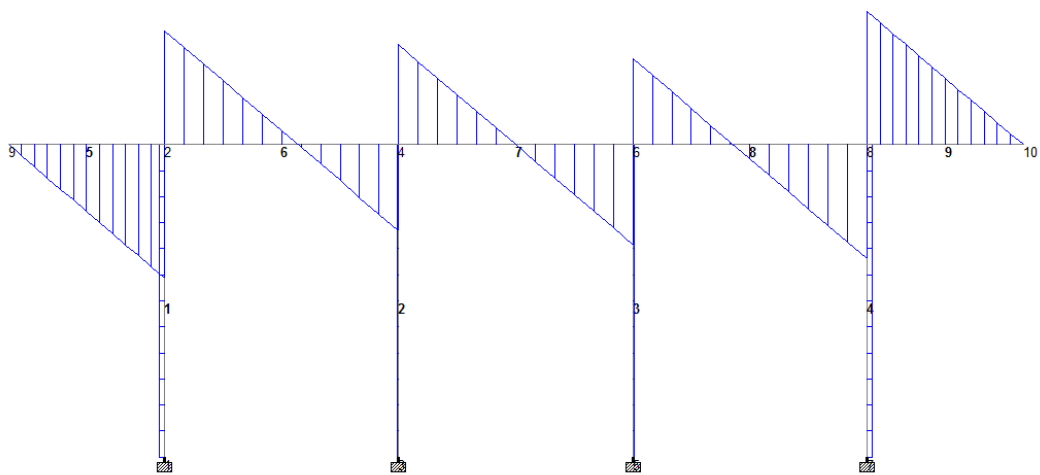


Figura 3.22 Solicitaciones de Cortantes.

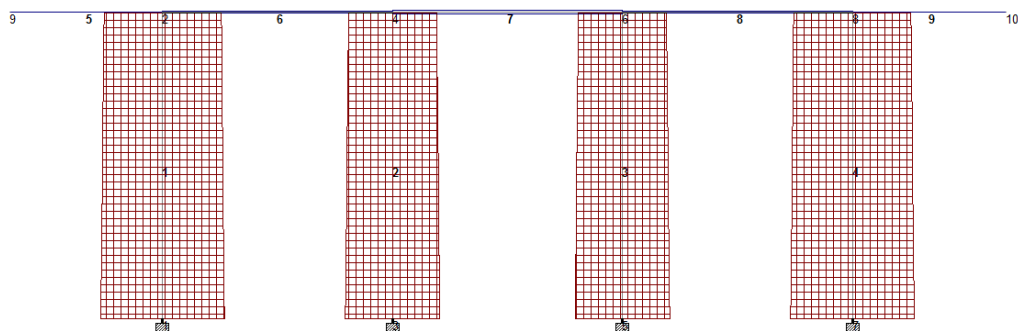


Figura 3.23 Solicitaciones de Axial

A continuación se muestran las solicitaciones actuantes en el pórtico de análisis.

Barra	Nudo	Axial (kN)	Cortante (kN)	Momento (kN.m)
1	1	684,54	14,01	8,25
	2	-649,74	-14,01	19,77
2	3	523,53	2,65	1,51
	4	488,73	-2,65	3,80
3	5	523,53	-2,65	-1,51
	6	488,73	2,65	-3,80
4	7	684,54	-14,01	-8,25
	8	-649,74	14,01	-19,77
5	9	-0,00	-0,00	-0,00
6	2	0,00	350,30	-175,15
	4	-14,01	299,44	455,38
7	4	14,01	226,01	-100,30
	6	-16,66	262,73	16,50
8	6	16,66	262,73	-96,50
	8	-14,01	226,01	100,30
9	8	14,01	299,44	-155,38
	10	-0,00	350,30	175,15
		0,00	-0,00	-0,00

3.4.3 Diseño del recalce para cimientos.

A partir de las solicitaciones axiales de servicio, que en lo adelante se le llamará carga axial de punzonamiento (N_{PZ}), se procede al diseño de la losa-recalce.

Datos útiles:

Carga máxima: $N_{PZ}=684,54$ kN

Peralto efectivo de la losa: $h=0,40$ m

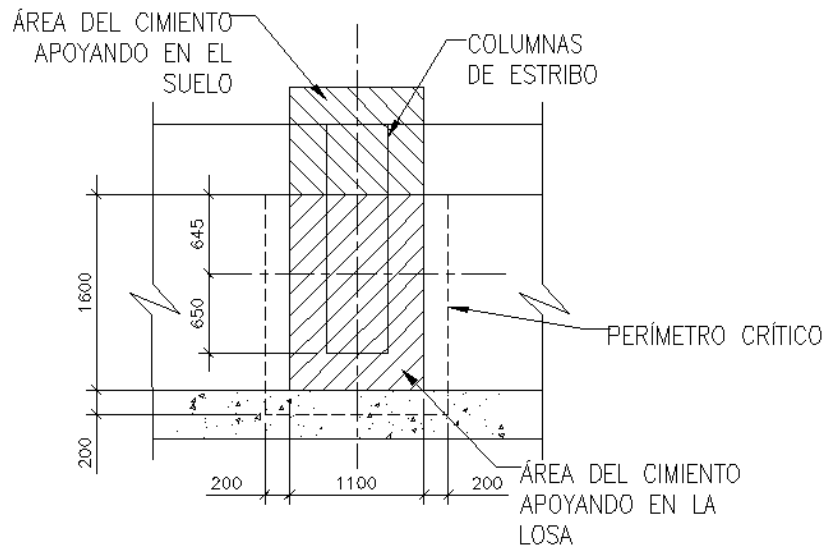


Figura 3.24 Planta de cimiento de una columna de estribo.

En la figura 3.24 se representa la planta con la superficie crítica del cimiento para el análisis del punzonamiento. Se asume que toda la carga baja por la zona de la columna apoyada en la losa-recalce.

- Área de la superficie crítica de punzonamiento: A_{PZ}

$$A_{PZ} = (1,80 \text{ m} \cdot 2 + 1,50 \text{ m}) 0,40 \text{ m} = 2,04 \text{ m}^2$$

- Tensión de cortante por punzonamiento τ_{PZ} :

$$\tau_{PZ} = \frac{N_{PZ}}{A_{PZ}} = \frac{684,54 \text{ kN}}{2,04 \text{ m}^2} = 335,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,335 \text{ MPa}$$

Resistencia del hormigón a cortante por punzonamiento R_{PZ} :

La resistencia del hormigón al cortante por punzonamiento, será el menor de los tres valores indicados:

$$\circ \quad 0,16 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{R'bk} = 0,16 \left(1 + \frac{2}{1,2}\right) \sqrt{25 \text{ MPa}} = 2,13 \text{ MPa}, \text{ dónde:}$$

$$\beta = \frac{\text{Lado mayor}}{\text{Lado menor}} = \frac{1,80 \text{ m}}{1,50 \text{ m}} = 1,2$$

$$\circ \quad 0,16 \left(1 + \frac{\alpha \cdot h}{2 \cdot P_c}\right) \sqrt{R'bk} = 0,16 \left(1 + \frac{40 \cdot 0,40 \text{ m}}{2 \cdot 5,10 \text{ m}}\right) \sqrt{25 \text{ MPa}} = 2,05 \text{ MPa}, \text{ dónde:}$$

$$\alpha = 40 \text{ y } P_c = \text{Perímetro crítico}$$

$$\circ \quad 0,34 \sqrt{R'bk} = 0,34 \sqrt{25 \text{ MPa}} = 1,70 \text{ MPa}$$

Por lo que la resistencia del hormigón al punzonamiento será $R_{PZ} = 1,70 \text{ MPa}$

- Comprobación:

$$\tau_{PZ} \leq R_{PZ} \cdot \gamma_s, \quad \gamma_s = \gamma_{s1} \cdot \gamma_{s2} = 0,95 \cdot 0,85 \text{ (Control normal y fallo grave)}$$

$$0,335 \text{ MPa} < 1,70 \text{ MPa} \cdot 0,8075 = 1,37 \text{ MPa} \text{ Cumple}$$

Realizando el cálculo inverso, fijando resistencia del hormigón al punzonamiento minorada e igualándola a la tensión tangencial, se obtiene que el peralte efectivo de la losa no pueda ser menor de 10cm, manteniendo el criterio de no colocarle armadura, o sea hormigón masivo.

3.5. Protección delantera. Principio de diseño.

Este elemento es el encargado de recibir el empuje del agua mediante la fricción y el fenómeno de la socavación al pié de los estribos, no se descarta impactos debido a palizadas productos de arrastres devenidas por crecida de las aguas. La acción del efecto de la socavación ya fue resuelta en el capítulo 2.

El puente inicialmente contaba con un elemento, que de alguna manera, sirvió de protección, en estos momentos no existe. En el cauce del río se aprecian fragmentos de hormigón que pertenecieron a esta protección, dictaminando un posible fallo a tracción del hormigón. En el puente No. 3000212-02CF de la misma tipología constructiva se observa parte de este aún en servicio, aunque se aprecian deterioros debidos a las acciones antes mencionadas. Es por esta razón que esta protección deberá cumplir los requisitos de diseño para asumir las solicitaciones, fundamentalmente en tracción, que será la condición más pésima, ya que el hormigón no aporta ante este tipo de solicitación. La cuestión es determinar un área mínima para elementos sometidos a tracción centrada.

3.5.1 Diseño de la protección delantera.

El diseño comenzará definiendo la sección a analizar, en el siguiente esquema se observa la sección a considerar como protección delantera, ver figura 3.19:

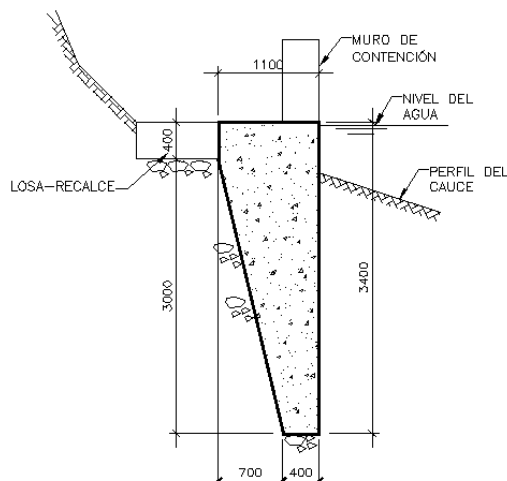


Figura 3.25 Sección para el diseño.

Partiendo del área mínima para un elemento sometido a tracción

$$A_{min} = \frac{R_b^*}{R_a^*} \cdot Bt$$

Dónde:

R_b^* = Resistencia de cálculo del hormigón a tracción.

R_a^* = Resistencia de cálculo del acero a tracción.

Bt = Área de hormigón en tracción

$$R_b^* = \frac{R_{bk}}{\gamma_b} = \frac{0,21^3 \sqrt{(R'_{bk})^2}}{\gamma_b} = \frac{0,21^3 \sqrt{(25 \text{ MPa})^2}}{1,76} = 1,02 \text{ MPa}, \text{ donde:}$$

$\gamma_b = 1,6$ Tipo B (Control Normal), incrementándolo en un 10% por la altura de vertido del hormigón mayor de 2,0 m. $\gamma_b = 1,6 \times 1,10 = 1,76$

$$R_a^* = \frac{R_{ak}}{\gamma_a} = \frac{413 \text{ MPa}}{1,15} = 359,13 \text{ MPa}, \quad \text{donde:}$$

R_{ak} = Acero tipo G-40 y γ_a es el coeficiente de minoración para un acero con resistencia mínima garantizada, según NC 7:2002.

$Bt = 2690000,0 \text{ mm}^2$, De acuerdo a la sección de análisis.

Sustituyendo: $A_{min} = \frac{1,02 \text{ MPa}}{359,13 \text{ MPa}} \cdot 2690000 \text{ mm}^2 = 7640,1 \text{ mm}^2$

Escogiendo $\phi = 16 \text{ mm}$, se tienen 38 barras.

Teniendo en cuenta los recubrimientos y distancia mínima entre barras, a continuación se muestra el diseño.

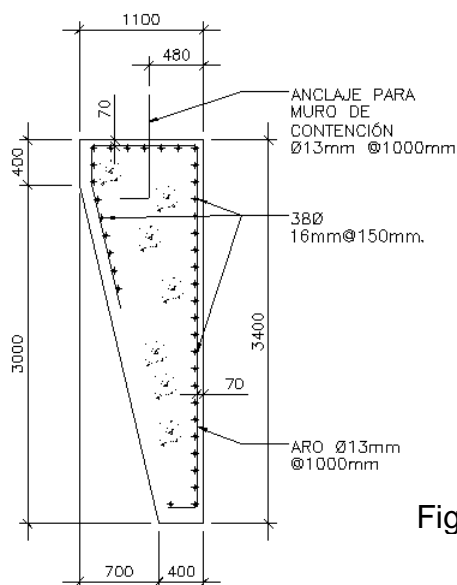


Figura 3.26 Refuerzo de la Protección Delantera.

3.6. Aspectos constructivos a tener en cuenta para la propuesta de reparación.

En este acápite nos referiremos, de forma general, a los aspectos constructivos a tener en cuenta, que de una forma u otra, validarían la efectividad de la propuesta de este trabajo investigativo. Se recomienda al Centro Provincial de Vialidad el cierre al tránsito por esta vía, empleando otras alternativas de accesos al poblado de Amarilla. Nos referiremos a cada una de las etapas constructivas, así como a los elementos que conforman nuestra propuesta de solución.

3.6.1. Apuntalamiento.

En este acápite nos referiremos al apuntalamiento de la estructura del puente, con el objetivo de garantizar una estabilidad estructural durante los trabajos de reparación de estribos y terraplenes de aproche. Por los niveles críticos en que se encuentran los apoyos de cimiento, debido a los alarmantes niveles de socavación, prácticamente lo que mantiene la estructura en un equilibrio estático, es la fricción entre los estribos y relleno de aproche. Es por esta razón que se deberá accionar primeramente en el apuntalamiento lateral de toda la estructura con el objetivo de evitar el desplazamiento horizontal en el sentido de la corriente, y además el apuntalamiento inferior, cuyo objetivo será la descarga en los cimientos. Estos trabajos se acometerán en periodos de seca, donde la presencia de agua disminuye en todo el cauce.

El trabajo en los aproches nunca será en ambos estribos al unísono, al igual que en los cimientos, con los trabajos de recalce y protección delantera. No deberá interferir el apuntalamiento en los trabajos a acometer en ambos estribos.

El empleo de madera para el apuntalamiento no sería conveniente, ya que en cualquier posición de los puntales estaría próximo al agua, por lo que se justifica el empleo del acero en forma de secciones laminadas.

3.6.1.1. Apuntalamiento lateral.

Este apuntalamiento, como bien se planteó en el acápite anterior, evitará de alguna manera el desplazamiento en el sentido lateral del puente, básicamente hacia aguas abajo, aunque el arriostamiento será en ambos sentidos. Para acometer estos trabajos primeramente se procederá a la limpieza del cauce bajo el puente y a la nivelación mediante relleno con piedras tipo macadam, ver anexo 23. En la zona a rellenar se irán colocando convenientemente las piedras de una manera compacta y en la zona a excavar se conformará un lecho de piedras macadam óptimamente compactado con espesor

mínimo de 300mm. Se colocarán durmientes de hormigón sobre este lecho para transmitir las presiones del apuntalamiento, este elemento tendrá forma plana como los elementos de paneles prefabricados. Es importante colocarle en el extremo tranques contra en lecho con el objetivo de evitar el desplazamiento de dicho durmiente.

3.6.1.2 Apuntalamiento inferior.

El apuntalamiento inferior garantizará la descarga de los cimientos con presencia crítica de socavación por erosión del agua. El apoyo, al igual que el apuntalamiento lateral, será garantizado con el lecho de piedras macadam óptimamente compactado y el empleo de durmientes de hormigón con elementos planos tipo paneles prefabricados. La distancia mínima hacia los estribos será de 3,0 metros, para posibilitar los trabajos de recalce a los cimientos del puente. Este apuntalamiento será vertical con elementos telescópicos para su ajuste y arriostrados horizontalmente con abrazaderas metálicas, ver anexo 24. El elemento superior o viga se prefiere de madera y transmitirá las cargas de las vigas del puente al apuntalamiento inferior.

3.6.2 Aletones complementarios.

Se excavará hasta el nivel de cimentación del estribo. El suelo de sustentación está definido en el acápite 3.2. Esta excavación debe producir un plano lo más horizontalmente posible, siempre excavando, nunca rellenando, sobre el cual se construirá un sello de 0.05m de espesor, de hormigón de gravilla con dosificación (1:3:5) de bajo asentamiento y debidamente apisonado. Una vez endurecido este sello, continuamos construyendo directamente el muro según la técnica especificada del material que se va a emplear, sin necesidad de construir otro elemento como cimentación.

Posteriormente se colocarán los cofres a la distancia correspondiente al ancho del muro. Estos cofres deben reforzarse lo suficiente para que soporten el empuje del hormigón del muro sin sufrir desplazamientos o deformaciones. Una vez el cofre listo, se procede a mojarlo convenientemente, así como al lecho de apoyo. Se coloca una primera capa de hormigón de 150 kg/cm^2 de resistencia característica, que tenga unos 0,15m de espesor, y se colocará sobre ella una camada de rajones (piedra caliza dura de 0,25 a 0,30m), a la que seguirá otra capa de hormigón y así sucesivamente, se van alternando capas de hormigón y rajones hasta llegar a la altura requerida.

Debe tenerse cuidado de separar los rajones de 0.05m unos de otros y de la cara del cofre. Los rajones estarán contenidos en la masa de hormigón en una proporción máxima

de un 33%, debiéndose mojar bien previa su colocación, con lo cual se elimina el polo superficial y se evita que el rajón absorba en exceso el agua de la pasta del hormigón, de manera de lograr el máximo de adherencia con esta.

3.6.3 Drenaje.

El drenaje del relleno a contener por el muro se realizará con el objetivo de evitar que se produzcan inundaciones, y así evitar una sobrecarga debido a presiones hidrostáticas. Este será garantizado mediante un dren ciego (preferiblemente con tubos perforados) situado en la base del muro por la parte del relleno. Se colocarán alrededor del tubo una camada de piedras tipo macadam y en las capas superiores camadas de piedra de 1", $\frac{3}{4}$ ", gravilla y así sucesivamente hasta llegar a la superficie, con el objetivo de facilitar el drenaje. Se ubicarán registros al pie del talud que conducirán las aguas al afluente natural.

3.6.4 Protección delantera y recalce.

Se realizará la excavación hasta una profundidad de 3,0 m como indica en el diseño hidráulico, respetando los niveles mínimos de socavación, se procederá a construir el encofrado, cumpliendo con los requerimientos establecidos en las Regulaciones de la Construcción para este tipo de trabajo. Se verterá el hormigón por capas, reacomodándose por medio de la compactación con vibradores de inmersión. Este hormigón será aditivado con productos excluidores de aire, con el objetivo de minimizar la presencia de huecos en la masa. La armadura será confinada al cofre mediante separadores. El hormigonado se detendrá hasta el nivel inferior de la losa-recalce. Posteriormente comienzan los trabajos de lleno interior con macadam, compactándose por capas debidamente. La construcción de la losa será garantizada con un hormigón autonivelante para permitir el relleno bajo los cimientos. Se chequeará que el espesor de esta losa no sea menor de 10cm. Se garantizará la posición de los anclajes para el muro de contención. Luego se comenzará el encofrado del muro de contención por gravedad, cumpliendo con los requisitos de arriostramiento para estos trabajos. Se hormigonará dicho muro por capas, garantizando adherencia entre estas. Se preverán pases para el drenaje con diámetro no menos de 150mm espaciados a 2,0m cada una en el nivel más bajo del muro.

A partir de esta etapa, se comenzarán los trabajos de relleno en taludes de estribos, respetando las pendientes existentes de columnas. Este relleno será garantizado con piedras macadam, compactándose debidamente por capas. Seguidamente se procederá

a restablecer el enchachado, lográndose la terminación deseada, según proyectos originales.

3.6.5 Terraplén de aproche.

Para la realización del terraplén de aproche se utilizará un suelo tipo A-2-4, especificado en el acápite 3.2, teniendo en cuenta las características de este se conformará con capas de suelo con espesor de 30 cm con las humedades requeridas y dándoles los pases de compactador vibratorios necesarios hasta que alcance la resistencia requerida para soportar las cargas accidentales móviles.

3.6.6 Losa de aproche.

En esta propuesta de reparación incluye la colocación de losas de aproche. No hay evidencia constructiva de que el proyecto original haya incluido este elemento, pero en los aletones se aprecia un deprimido que pareciera ser el apoyo de la losa de aproche. No se descarta que producto de la socavación, el relleno bajo esta haya cedido, ocasionando el fallo y destrucción de las losas.

La colocación de estas losas nos favorece desde el punto de vista de diseño, en la no incidencia de las cargas accidentales móviles a los estribos, al tener el puente una altura de 4,30 m.

Como solución de losas, se aprovecharán los elementos prefabricados del sistema constructivo Cubano-Soviético, muy empleado en puentes de la Autopista Nacional. Los elementos prefabricados y cantidades a emplear en la propuesta de reparación son los siguientes:

Elemento	Cantidad
Losa ET-61-01	6
Losa ET-61-2300	2
Losa ET-62-01	16
Losa ET-62-02	24

A continuación se muestra el detalle típico de la losa de aproche, empleando los elementos prefabricados del sistema Cubano-Soviético, ver figura 3.29

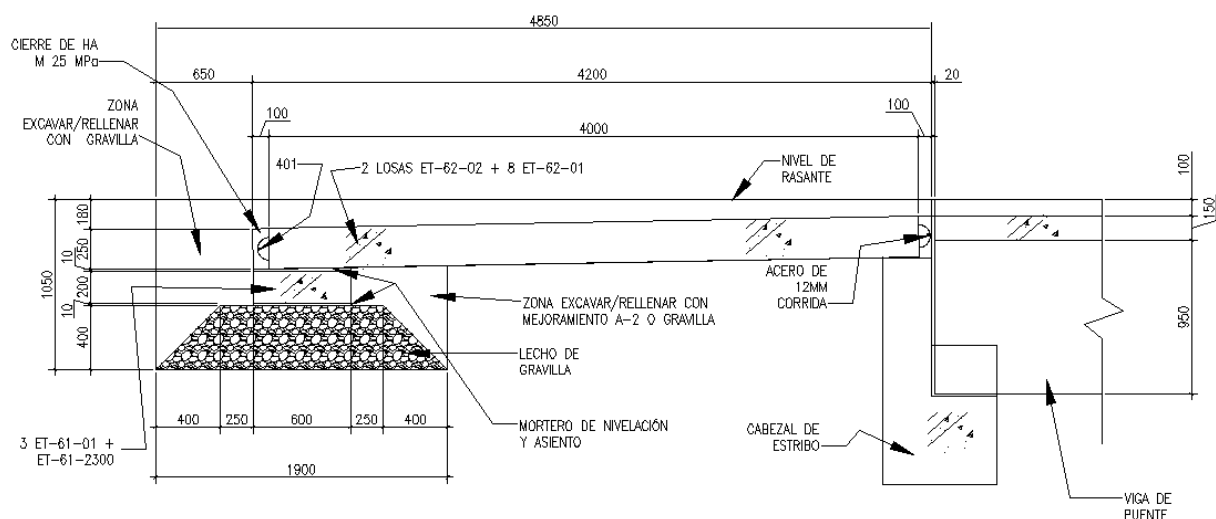


Figura 3.29 Losa de Aproche.

3.6.7 Cauce.

Se realizarán los trabajos de limpieza, perfilado y conformación de los taludes en el cauce o lecho del río, con el objetivo de garantizar una definición del perfil longitudinal y transversal, que sean capaz de conducir las aguas de manera viable; serán ejecutados en períodos de pocas lluvias o de seca.

3.7 Conclusiones parciales.

1. Después de haber realizado el análisis con la ayuda del diseño propuesto en nuestro trabajo, y con los resultados obtenidos a través de los métodos de análisis, llegamos a las siguientes conclusiones parciales:
2. Mediante el empleo de muros de contención por gravedad en los aletones complementarios, será garantizada una estructura estable e independiente a la estructura del puente.
3. Con la integración, desde el punto de vista ejecutivo y estructural, de la protección delantera, losa-recalce y muro de contención delantero; será garantizada una solidez estructural.
4. El reforzamiento de la protección delantera, garantiza una rigidez que sea capaz de soportar las acciones producidas por las avenidas, así como asentamientos por socavación.
5. Con el empleo de losas de aproche, se eliminan los empujes debido a las acciones de las cargas accidentales móviles que pudieran actuar sobre el estribo.
6. Una correcta solución, no solo depende de un buen diseño, sino también de un buen análisis desde el punto de vista constructivo.

Conclusiones Generales.

En este trabajo ha sido investigada la problemática relacionada con la reparación del estibo y aproches en el puente No 3000212-03CF, utilizando los métodos de diseño específicos y llegando a conclusiones parciales en cada uno de los capítulos. A continuación, se hace énfasis en aquellas conclusiones, que contienen el aporte más significativo de este trabajo al tema objeto de estudio:

1. Si importante es construir infraestructuras viales (puentes), mucho más necesario es aplicar una correcta política de conservación y reparación de las existentes con el objetivo primordial de garantizar una seguridad vial y alargamiento de su vida útil.
2. A pesar de que este puente fue construido en los años 50, no presenta daños significativos en la superestructura, no siendo así en la subestructura debido a la acción de la socavación e inestabilidad del relleno de aproche.
3. Apoyado en el estado del arte sobre el tema, se manifiesta la necesidad de valerse del empleo de muros de contención por gravedad, teniendo en cuenta las condiciones económicas y constructivas de nuestro país.
4. Basado en los resultados obtenidos de la carta gráfica del territorio se demuestra que los problemas de deterioros en nuestro objeto de estudio están debidos a la insuficiente abertura hidráulica para evacuar las aguas provenientes de la cuenca tributaria.
5. Con la integración, desde el punto de vista ejecutivo y estructural, de la protección delantera, losa-recalce y muro de contención delantero; será garantizada una solidez estructural.
6. Con el fin de evitar los empujes indeseables de las acciones debidas a las cargas verticales móviles sobre los estribos; se emplearán losas de aproches del sistema Cubano-Soviético de prefabricado para puentes.
7. Una correcta solución, no solo depende de un buen diseño, sino también de un buen análisis desde el punto de vista constructivo.

Recomendaciones

No obstante sobre los resultados obtenidos en esta investigación, todavía quedan algunos aspectos de análisis que deben ser trabajados con mayor profundidad. Como recomendaciones y futuras líneas de investigación que contiene este trabajo se pueden destacar las siguientes:

1. Se recomienda al Centro Provincial de Vialidad la aplicación de una correcta política para el procedimiento de inspección, conservación de los puentes con el objetivo de alargar su vida útil.
2. Por la influencia que tiene la enorme cuenca sobre el puente en estudio y otros aledaños a este, se hace necesario la construcción de embalses que ayuden a retener las aguas pluviales con el fin de disminuir el gasto hidráulico y así minimizar los efectos de socavación en estas estructuras.
3. Continuar trabajando en el análisis de las socavaciones en estos tipos de puentes atendiendo a causas y efectos, por ser un número significativo los que se encuentran construidos en el país con más de 50 años de explotación.
4. Hacer un plan, desde el punto de vista de reparación, a todas las estructuras de puentes que respondan a esta tipología constructiva, para así evitar interrupciones al tránsito con las implicaciones económicas que esto conllevaría.
5. Investigar, en futuros trabajos, el efecto que pudiera estar provocando en la evacuación de las aguas pluviales en el tramo de la autopista nacional implicada en la cuenca del río Hanábana.

Bibliografía

- ARNAL, E. (2000). Lesiones de puentes. Caracas, Universidad Central de Venezuela.
- ARREDONDO, F. (1972). Estudio de materiales: V-Hormigón, Madrid: Consejo superior de investigaciones científicas, Instituto Eduardo Torroja. De la construcción y el cemento.
- AUTOR, C. D. (1996). Manual de projeto de obras- de - arte especiais [Online]. MT. Ministerio dos transportes, dner-: Departamento Nacional de Estradas de Rodajem, Brasil.
- AUTOR, C. D. (2001). Socavación en puentes: Cálculo de la socavación en puentes, Parte IV. Capítulo 3. Universidad del Cauca.
- AUTOR, C. D. (2004). Muros de contención: Estructura y Edificación. Recomendaciones para el proyecto, ejecución y montaje de elementos prefabricados, Asociación científico técnica del hormigón estructural, Madrid.
- AUTOR, C. D. (2004-2005). Rehabilitación de los puentes de la Red de carreteras de Colombia, basados en inspecciones visuales, estudios especializados y estrategias de reparación. Revista Ingeniería de Construcción, Bogotá, Colombia.
- AUTOR, C. D. (2010). Gabioes Belgo [Online]. Arcelor Mittal. Central de Relacionamento Acos Longos. Available: www.arcelrMittal.com/br.
- AUTOR, C. D. (2010). Manual para el mantenimiento de la red vial secundaria pavimentada y en afirmado. Ministerio del transporte, Bogotá. Colombia.
- BALLESTER, F. S., ALVAREZ, J. Y. (1996). Clasificación y definición de los muros utilizados en carreteras No 405. Simposio sobre estructuras de contención de tierras. Stander.
- BATISTA, J. L. (1985). Gastos máximos en cuencas pequeñas.
- BAUSA CASTILLO, J. (2007). Normativa, cálculo y seguridad en la geotecnia (el eurocodigo) Curso de Geotecnia para infraestructuras. Madrid.
- BERRI P, R. D. (1993). Mecánica de suelo [Online]. Colombia: Ed. Mc Grau - Hill interamericana, S.A.
- BETANCOURT, S. (2009). Tecnología del hormigón, Departamento ingeniería civil. UCLV.
- BETANCOURT, S. (2010). Materiales de la construcción, Departamento de ingeniería civil. UCLV.
- BRAJA, M. D. 1999. Principios de ingeniería de cimentaciones, Edicion internacional Thomson, California Estates University, Sacramento.

- CARRAZANA R, R. M. A. (1976). Técnicas de construcción II, Departamento de texto y materiales didácticos.
- FAEL CRISTINA. M. S, C. A. H. (2013). Métodos convencionais de proteções contra erosões localizadas junto de pilares e de encontros de pontes. Recursos Hídricos, V-34. Brasil.
- GEVARA ANZULES, M. (2008-2009). Cálculo estructural. Muros de contención. Taller de graduación, Escuela de ingeniería civil, Guayaquil, Ecuador
- GONZÁLEZ, L. R. (1998). Experiencias y métodos para la conservación de puentes y carretera de la República de Cuba Matanzas, Cuba.
- HERNÁNDEZ GONZÁLEZ ANABEL Y, A. G. M. C. (2008). Consideraciones de diseño en la infraestructura de puentes carreteros. Trabajo de grado, Escuela de ingeniería y ciencias aplicadas, Universidad de oriente, Barcelona, Venezuela.
- HERNÁNDEZ.O, M. E. J. (2006). Durabilidad e infraestructura recta e impacto socioeconómico. Ingeniería. Investigación y tecnología, v-VII, No 001. Universidad Nacional Autónoma de México, Disponible en <http://www.redalib.org/mex>. Visitado el 20/2/2014.
- INRH,(2014),Datos tomados del Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos. Cienfuegos.
- JARA.MORI, G. A. (2008). Estudio de la aplicabilidad de materiales compuesto al diseño de estructuras de contención de tierra y su interacción con el terreno para su empleo en obras de infraestructuras viarias. Tesis Doctoral Universidad politécnica de Madrid.
- MENÉNDEZ, J. M. (1965). Grietas en los estribos de gravedad de los puentes.
- MIXNEVICH, K. F. (1979). Acerca de las pendientes longitudinales de los ríos.
- MUÑOZ EDGAR, G. D. (2013). Análisis de la evolución de los daños en los puentes de Colombia. Revista Ingeniería de la construcción, V-28 Santiago, Colombia.
- (2010). Muro de contención [Online]. Available: [http://es.wikipedia.org/wiki/Muro de cont.](http://es.wikipedia.org/wiki/Muro_de_cont) Visitado el 12/3/14
- (2012). Muro de contención [Online]. Available: <http://www.undp.org/crmi/docs/ctvu-ctecMuros-es.pdf> Visitado el 12/3/2014].
- (2013). Muro de contención: Arquitectura. Designaciones. Tipos: hormigón. Contrafuertes, gravedad y estabilizador. Pantallas. Prefabricados. Agotamiento [Online]. Available: [http://es.wikipedia.org/wiki/muro de cont%c3%b3n](http://es.wikipedia.org/wiki/muro_de_cont%c3%b3n). Visitado el 21/4/14
- NC: 7-2002- Barras de acero para refuerzo de hormigón. Especificaciones.

- NC: 53-02-1986 Carreteras Rurales. Categorización técnica y Características geométricas del Trazado directo.
- NC: 053-036: 1978 - Apuntalamiento.
- NC: 53-115-1984 - Obras de Fábrica. Método de cálculo
- NC: 53-125-1984-Puentes y Alcantarillas, Especificaciones de Proyecto y Método de Cálculo.
- NC: 53-153-1985- Empuje de Suelos, Procedimiento de Cálculo.
- NC: 120-07-Hormigón Hidráulico. Especificaciones.
- NC: 207-03-Requisitos Generales para el Diseño y Construcción de Estructuras de Hormigón.
- NC: 283-03-Peso de Materiales Naturales, Artificiales y Elementos de Construcción.
- NC: 284-03-Edificaciones Cargas de Uso.
- NC: 733-2009: Carreteras — Puentes y alcantarillas — Requisitos de diseño y Métodos de cálculo.
- NC-XX-2004-Norma para el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales.
- PERNUS GARCÍA, O. N. (2013). Fotos del puente N05065101-01CF, O'bourke. In: EDIN, C., CUBA (ed.).
- PATRIARCA, M. A. A. (2012). Utilizacao de materiaisde aterro leves no dominio das obras geotecnicas Dissertação para obtancão do grau de Meste, Facultad de ciencias e tecnologías, Universidade Nova,Lisboa. Brasil.
- PERBONY, J. P. (2003). Análisis de estabilidade e de compressibilidade de aterros sobre solos moles - caso dos aterros de encontro da ponte sobre o Rio Dos Pates (BR381). Projeto de Gradoacao, Universidade federal de Ouro Preto-Escola de Minas. Brasil.
- PULIDO, F. A. C. (1985). Ingeniería biotecnica y bioingeniera. Nuevas tendencia de la geotecnia para las obras de tierras, la estabilización de taludes y el control de la erosión. XVII Seminario Venezolano de geotecnia del estado del arte a la práctica.: Universidad Metropolitana, Caracas – Venezuela
- RAUSSEO P. L. J. (2009). Cálculo de muro de contención con contrafuertes [Online]. Available: [http://es.wikipedia.org/wiki/Calculo de Muros_de_contencion%C3%B3n](http://es.wikipedia.org/wiki/Calculo_de_Muros_de_contencion%C3%B3n).
- REGUERA ARBOLÁEZ Y. , O. E. C. (2013). Uso de muros gaviones. Reparación Puente sobre el Río Ay. Cuba.

- RODRÍGUEZ, M. (2014). Muros de contención: Muros de bloques gigantes. Available: Alaudae@alaudae.es.
- RODRÍGUEZ, M. P. (1989). Principales aspectos a tener en cuenta en la reparación de los puentes de hormigón armado
- RUÍZ, J. C. (1986). Proyecto y cálculo de estructura de hormigón, Tomo II, Instituto técnico de materiales y construcciones. Madrid, España.
- RÚIZ, M. P. (2012). Acabados ornamentales en estribos y muros prefabricados. Revista zuncho N0 29. Zuncho.
- SÓARES, R. W. (2011). Efeito da variação de temperatura em pontes integrais de concreto com fundações em estacas de aço. Projecto de Graduacao, Escola politecnica Universidade Federal do rio de janeiro. Brasil.
- SORIANO PEÑA, A. (1996). Contención de relleno: Muros, muelles y estribos de puentes. Simposio sobre estructuras de contención de terrenos, Sep, Santander.
- SOWERS, G. B. (1972). Introducción a la mecánica de suelo y cimentaciones, Editado Universidad de la Habana, Facultad de tecnologías, Cuba Editorial Pueblo y Educación.
- TAILOR HERNÁNDEZ, G. (1977). Métodos actuales de cálculos hidrológicos aplicados en los proyectos de puentes.
- TAYLOR HERNÁNDEZ, G. (1981). Longitud de los puentes mediante el coeficiente de socavación.
- TODOR M, M. P. (1971). Estudio de las causas y las consecuencias de los defectos y averías en los puentes.
- TOMLINSON Principios generales del diseño de cimentacion, 2do capítulo. 62-67.
- TORO, R. C. (2001). Proceso morfológico de ríos relevantes en el diseño de puentes. Congreso internacional de la construcción.
- TORRES BALANDRIA, R. A. (2008). Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado. Segunda impresión adaptada a la Norma Venezolana 1753-2006 Universidad de los andes, Mérida. Venezuela.
- VALDÉZ AVELLANEDA E, T. H. G. (1998). Puentes 1, Editorial pueblo y educación.

Referencias Bibliográficas

- AUTOR, C. D. (2004-2005). Rehabilitación de los puentes de la Red de carreteras de Colombia, basados en inspecciones visuales, estudios especializados y estrategias de reparación. Revista Ingeniería de Construcción, Bogotá, Colombia.
- AUTOR, C. D. (2010). Manual para el mantenimiento de la red vial secundaria pavimentada y en afirmado. Ministerio del transporte, Bogotá. Colombia.
- AUTOR, C. D. (2010). Gabioes Belgo [Online]. Arcelor Mittal. Central de Relacionamento Acos Longos. Available: www.arcelrMittal.com/br.
- FAEL CRISTINA. M. S, C. A. H. (2013). Métodos convencionais de proteções contra erosões localizadas junto de pilares e de encontros de pontes. Recursos Hidricos, V-34. Brasil.
- GEVARA ANZULES, M. (2008-2009). Cálculo estructural. Muros de contención. Taller de graduación, Escuela de ingeniería civil, Guayaquil, Ecuador
- INRH,(2014),Datos tomados del Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos. Cienfuegos.
- RODRÍGUEZ, M. P. (1989). Principales aspectos a tener en cuenta en la reparación de los puentes de hormigón armado.
- RODRÍGUEZ, M. 2014. Muros de contención: Muros de bloques gigantes. Available: Alaudae@alaudae.es.
- REGUERA ARBOLÁEZ Y. , O. E. C. (2013). Uso de muros gaviones. Reparación Puente sobre el Río Ay. Cuba.
- PULIDO, F. A. C. (1985). Ingeniería biotecnica y bioingeniera. Nuevas tendencia de la geotecnia para las obras de tierras, la estabilización de taludes y el control de la erosión. XVII Seminario Venezolano de geotecnia del estado del arte a la práctica.: Universidad Metropolitana, Caracas – Venezuela
- PERNUS GARCÍA, O. N. (2013). Fotos del puente N05065101-01CF, O'bourke. In: EDIN, C., CUBA (ed.).
- TORRES BALANDRIA, R. A. (2008). Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado. Segunda impresión adaptada a la Norma Venezolana 1753-2006 Universidad de los andes, Mérida. Venezuela.

Anexos

ANEXO 1.1. Términos y definiciones.

En este trabajo, se hace alusión a varios conceptos cuya interpretación ha de ser esclarecida para una mejor comprensión de los mismos; los mismos son:

Obra de fábrica: Estructura que se construye en una vía con el objetivo de salvar un obstáculo.

Diagnóstico: Es el que define el tipo de daño, sus causas y futuro comportamiento. Es el conjunto de actividades de revisión, pruebas y ensayos que se realizan sobre la edificación para conocer su estado patológico, esclarecer sus causas y decidir las acciones correctivas a ejecutar para llevarla a la normalidad.

Conservación: “Conjunto de trabajos que se ejecutan para obtener la durabilidad, seguridad y eficiencia máxima, además de mantener las características estéticas de la construcción”. Se emplea como acción que encierra todo el conjunto de acciones posibles a realizar dentro del patrimonio construido.

Deterioro: “Desgaste, daño o rotura de la construcción o de sus elementos componentes que impiden su utilización o le ocasiona deficiencias constructivas, funcionales o estéticas”.

Inspección: “Revisión de carácter técnico que se realiza en las construcciones de arquitectura e ingeniería para detectar el estado de los distintos elementos componentes e indicar los trabajos a realizar para que cumplan su función”.

Mantenimiento: “Trabajo periódico de carácter preventivo y planificado, que se realiza en las construcciones durante su explotación, para conservar las propiedades y capacidades funcionales que son afectadas por la acción del uso, agentes atmosféricos o su combinación, sin que sus componentes fundamentales sean objeto de modificación o sustitución total o parcial. Su planificación se basa en la durabilidad de sus elementos componentes”.

Reparación: Son los trabajos a realizar para arreglar o sustituir partes o elementos dañados devolviéndoles su uso y prolongando su vida útil. Según su alcance puede

ser parcial o total; según su carácter, normal o urgente.

Vida Útil: “Tiempo que se fija para el uso de una construcción o de sus elementos componentes con la misma seguridad y eficiencia que se proyectó y ejecutó”.

Fábrica: Toda construcción hecha con ladrillos, bloques, piedras, hormigones, morteros, etc.

Muro: Pared o tapia hecha con fábrica.

Muros de contención: Tienen como finalidad resistir las presiones laterales ó empuje producido por el material retenido detrás de ellos, su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación.

Muros de gravedad: Son muros con gran masa que resisten el empuje mediante su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos; suelen ser económicos para alturas moderadas, menores de 5 m, son muros con dimensiones generosas, que no requieren de refuerzo.

Empuje: Son las acciones producidas por las masas que se consideran desprovistas de cohesión, como arenas, gravas, cemento, trigo, etc. En general los empujes son producidos por terrenos naturales, rellenos artificiales o materiales almacenados.

Mortero: Aglomerante que se obtiene amasando cemento o cal con arena y agua, que sirve para levantar obras de fábricas y para hacer revoques, pavimentos, etc.

Gálibo: Espacio horizontal o vertical sin obstrucciones para el tránsito sobre o bajo el puente.

Drenaje: Acción y efecto para dar salida o paso al agua en una obra o en el terreno.

Cuenca: Territorio cuyas aguas afluyen todas a un mismo lugar.

Caudal o Gasto: Cantidad de agua que pasa por unidad de tiempo por una sección normal determinada de una corriente líquida.

Remanso: Sobreelevación de las aguas que se produce a la entrada del puente o alcantarilla debido a la construcción que estos producen al flujo de la corriente.

Longitud de un puente: Es la distancia que separa sus dos apoyos extremos.

Luz: Es la longitud libre entre dos apoyos sucesivos.

Puente: Toda estructura vial destinada al cruce de algún accidente como: río, vía férrea, carretera, quebrada, etc. y que tenga una longitud, para su luz principal, mayor o igual que 6 m.

Subestructura: Partes de la estructura del puente que soportan los tramos horizontales.

Superestructura: Partes de la estructura del puente que configuran los tramos horizontales

Losa de acceso: Elemento de transición entre el terraplén y el puente.

Juntas: Elemento que dan continuidad al pavimento, la unión entre dos tramos adyacentes.

Estribos: Son elementos estructurales que soportan el tablero en los extremos del puente.

Cabezal: Son los elementos transversales sobre las cuales se asientan las vigas principales.

Cimentación: Es la estructura que transmite las cargas al terreno, las que pueden ser directas o indirectas.

Socavación: Fenómeno consistente en la erosión del fondo de un cauce originado por el aumento de la velocidad de la corriente.

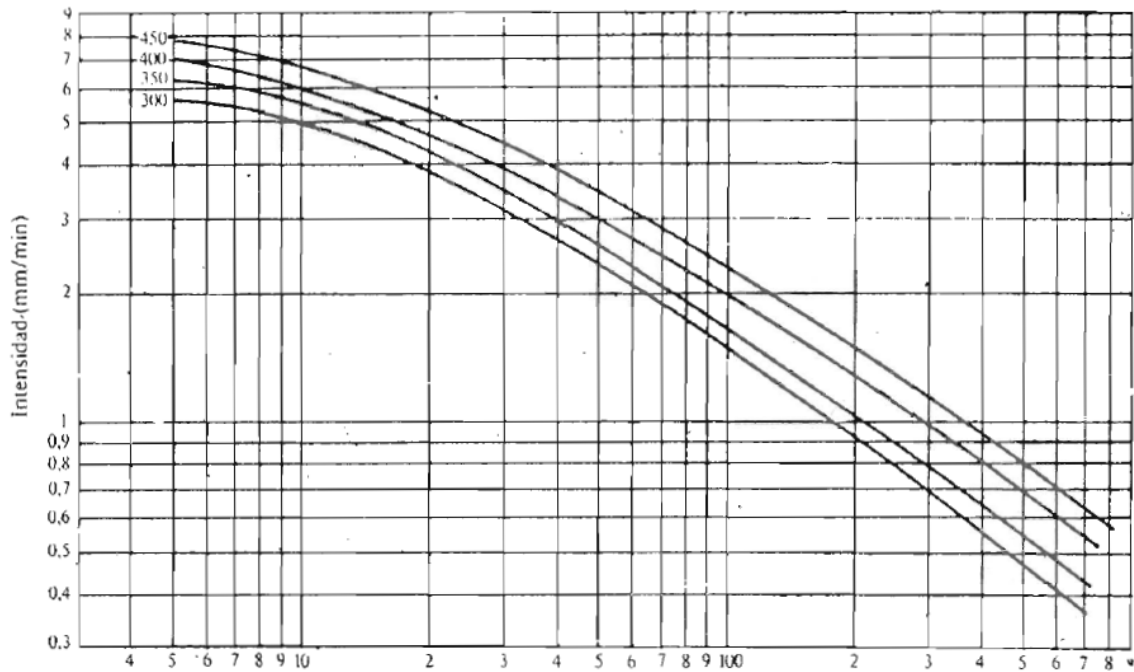
Socavación general por contracción y otras causas: Es causada principalmente por la disminución del ancho del cauce, ya sea natural o artificial.

Socavación local en estribos: Se refiere a la remoción del material que circunda estribos, diques o terraplenes de acceso. Esta obstrucción forma un vórtice de eje horizontal que empieza en la parte aguas arriba y corre a lo largo de la estructura y un vórtice de eje vertical al final de la misma.

Dónde:

L = Longitud del río

S = Pendiente del cauce en (%)



Tiempo de retardo (min)

ANEXO 2. Curvas Intensidad-Duración Frecuencia.

Superficie de canales de corrientes naturales.	Optimo	Bueno	Regular	Malo
(1) Limpios, de riberas rectas, a plana altura; sin hendiduras ni rebalsas profundas.	0,025	0,0275	0,030	0,033
(2) Lo mismo que en (1) pero con algo de maleza y piedras.	0,030	0,033	0,035	0,040
(3) Sinuosos, algunos bancos y rebalsas, limpios.	0,030	0,035	0,040	0,045
(4) Lo mismo que en (3), alturas más bajas, pendientes y secciones más inefectivas.	0,040	0,045	0,050	0,055
(5) Lo mismo que en (3), con algunas malezas y piedras.	0,035	0,040	0,045	0,050
(6) El mismo (4) pero de secciones pedregosas.	0,045	0,050	0,055	0,060
(7) Tramos lentos del río, con malezas o con rebalsas muy profundas.	0,050	0,060	0,070	0,080
(8) Tramos con mucha maleza.	0,075	0,100	0,125	0,150

ANEXO 3 Tabla del coeficiente de rugosidad (n)

Probabilidad anual (%) de que se presente el gasto de diseño	β
100	0,77
50	0,82
20	0,86
10	0,90
5	0,94
2	0,97
1	1,00
0,3	1,03
0,2	1,05
0,1	1,07

ANEXO 4 Coeficiente β que depende de la frecuencia de repetición de la avenida.

γ_d (t/m ³)	X	$\frac{1}{1+X}$	γ_d (t/m ³)	X	$\frac{1}{1+X}$	d (mm)	X	$\frac{1}{1+X}$	d (mm)	X	$\frac{1}{1+X}$
0,80	0,52	0,66	1,20	0,39	0,72	0,05	0,43	0,70	40	0,30	0,77
0,83	0,51	0,66	1,24	0,38	0,72	0,15	0,42	0,70	60	0,29	0,78
0,86	0,50	0,67	1,28	0,37	0,73	0,50	0,41	0,71	90	0,28	0,78
0,88	0,49	0,67	1,34	0,36	0,74	1,00	0,40	0,71	140	0,27	0,79
0,90	0,48	0,67	1,40	0,35	0,74	1,5	0,39	0,72	190	0,26	0,79
0,93	0,47	0,68	1,46	0,34	0,75	2,5	0,38	0,72	250	0,25	0,80
0,96	0,46	0,68	1,52	0,33	0,75	4,0	0,37	0,73	310	0,24	0,81
0,98	0,45	0,69	1,58	0,32	0,76	6,0	0,36	0,74	370	0,23	0,81
1,00	0,44	0,69	1,64	0,31	0,76	8,0	0,35	0,74	450	0,22	0,83
1,04	0,43	0,70	1,71	0,30	0,77	10,0	0,34	0,75	570	0,21	0,83
1,08	0,42	0,70	1,80	0,29	0,78	15,0	0,33	0,75	750	0,20	0,83
1,12	0,41	0,71	1,89	0,28	0,78	20,0	0,32	0,76	1000	0,19	0,84
1,16	0,40	0,71	2,00	0,27	0,79	25,0	0,31	0,76			

ANEXO 5. Valores de X y $\frac{1}{1+X}$ para suelos cohesivos y no cohesivos

VELOCIDAD m/seg.	LONGITUD DE LAS LUCES LIBRES EN m.					
	< 10	15	20	30	50	> 100
< 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
1.0	0.96	0.98	0.99	0.99	1.0	1.0
1.5	0.94	0.97	0.97	0.99	0.99	1.0
2.0	0.93	0.95	0.97	0.98	0.99	0.99
2.5	0.90	0.94	0.96	0.97	0.98	0.99
3.0	0.89	0.93	0.95	0.96	0.98	0.99
3.5	0.87	0.92	0.94	0.96	0.98	0.99
4.0	0.85	0.91	0.93	0.95	0.97	0.99
> 4.0	0.85	0.91	0.93	0.95	0.97	0.99

ANEXO 6 Coeficiente de Contracción μ .

Tipo de suelo	dm (mm)	Valores de v_{cl} (m/seg)
Limos no plásticos	0.005 - 0.050	0.20 - 0.30
Arena fina	0.050 - 0.250	0.30 - 0.45
Arena media	0.25 - 1.00	0.45 - 0.60
Arena gruesa	1.00 - 5.00	0.60 - 0.85
Grava fina y media	5.00 - 25.00	0.85 - 1.45
Grava gruesa	25.00 - 75.00	1.45 - 2.40
Fragmentos chicos	75.00 - 200.00	2.4 - 3.80
Fragmentos medianos	200.00 - 400.00	3.8 - 4.75

ANEXO 7 Valores de V_{c1} para suelos no cohesivos, en m/seg.

Tipo de suelo	$1,2 \leq d < 1,66$ (Ton/m ³)	$1,66 \leq d \leq 2,04$ (Ton/m ³)	$2,04 \leq d \leq 2,14$ (Ton/m ³)
Arcillas francas	0,85	1,20	1,70
Suelos arcillosos y limos plásticos	0,80	1,20	1,70
Arcillas margosas	0,70	1,00	1,30

ANEXO 8 Valores de V_{c1} para suelos cohesivos, en m/seg.

α	20°	60°	90°	120°	150°
$P\alpha$	0,84	0,94	1,00	1,07	1,188

ANEXO 9 Valores del coeficiente $P\alpha$

$\frac{Q_1}{Q_D}$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80
Pq	2,00	2,65	3,22	3,45	3,67	3,87	4,06	4,20

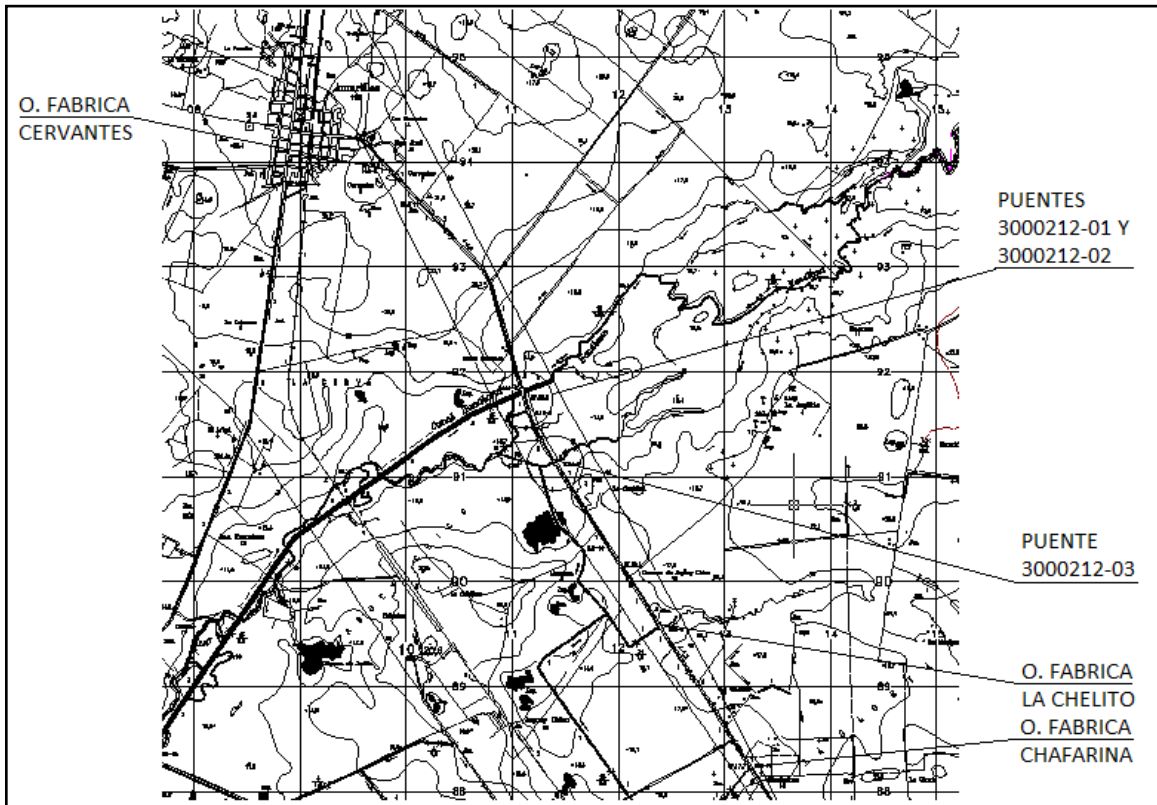
ANEXO 10 Valores del coeficiente Pq

Talud R:1	Vertical.	0,50:1	1:1	1,50:1	2:1	3:1
P_R	1,00	0,91	0,85	0,83	0,61	0,50

ANEXO 11 Valores del coeficiente P_R

Autopistas – Carreteras – Vías urbanas		
Tipo de estructura	Categoría de la vía	Probabilidad del gasto de diseño (%)
Puentes, pasos peatonales y Alcántarillas	Autopista	1
	I – II	2
	III – IV	5

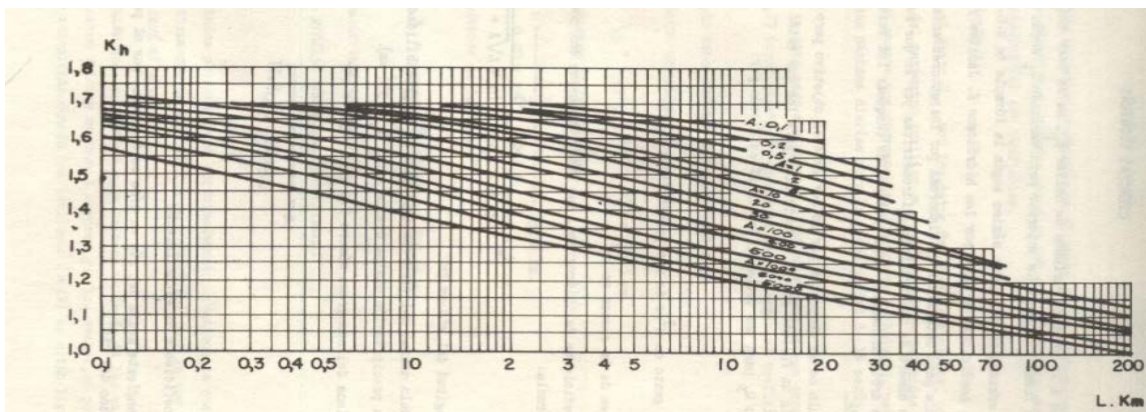
ANEXO 12: Probabilidades para el cálculo de los gastos de diseño



ANEXO 13 Localización de puentes y obras de fábricas

Pendiente del río(S)	Coefficiente de escurrimiento(C)
$S \leq 1\%$	0.60-0.70
$1\% < S \leq 2\%$	0.70-0.75
$2\% < S \leq 3\%$	0.75-0.80
$3\% < S$	0.80-0.85

ANEXO 14 Valores del coeficiente de escurrimiento (c)



ANEXO 15: Nomograma para la determinación de k_h

Forma del estribo	K_f
Estribo de pared vertical angosta	1.00
Estribo de pared vertical con punta semicircular.	0.75
Estribo con aletas a 45°	0.75
Estribo de pared inclinada (H:V)	
0.5:1.0	0.60
1.0:1.0	0.50
1.5:1.0	0.45

ANEXO 18 Valores del factor de corrección K_f

$$C_a = 0,9 c \quad \text{para } c < 50 \text{ kPa (0,5 Kg. /cm}^2\text{)}$$

$$C_a = 0,9 + 0,6(0,49 c - 1) \quad \text{para } c > 50 \text{ kPa (0,5 Kg. /cm}^2\text{) (se trabaja en Kg. /cm}^2\text{)}$$

ANEXO 19 Valores de C_a .

Condiciones de trabajo de la base de la cimentación.	Tipo de falla		
	Leve	Grave	Muy Grave
Favorables	1.1	1.15	1.2
Normales	1.15	1.2	1.25
Desfavorables	1.2	1.25	1,30

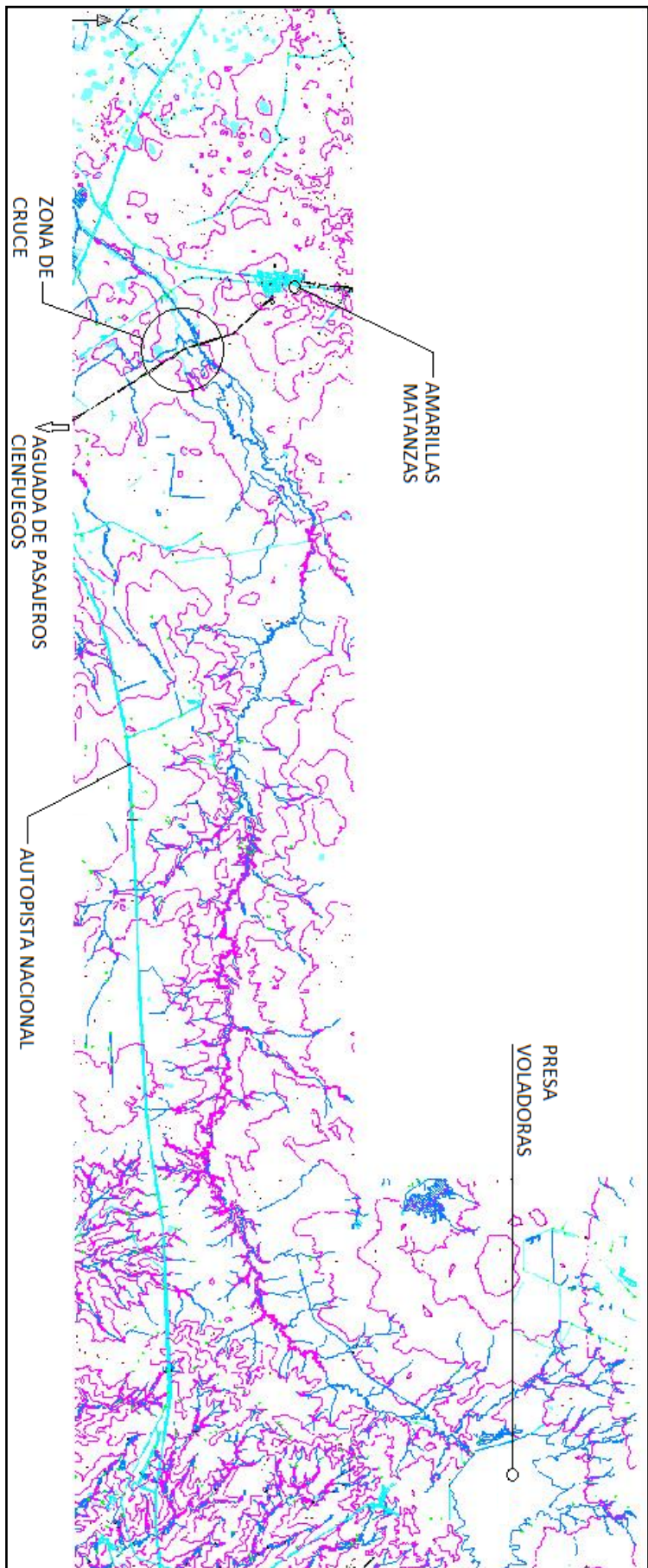
ANEXO 20 Valores del Coeficiente de Seguridad Adicional γ_s

Coeficiente de variación de las características mecánicas del suelo.		Valores de $\gamma_{gtg\phi}$ ó γ_{gc} máximos a utilizar.
$\phi \leq 30^\circ$	$V_{tg\phi} \leq 0.07$	$\gamma_{gtg\phi} = 1.10$
	$V_{tg\phi} > 0.07$	$\gamma_{gtg\phi} = 1.15$
$\phi > 30^\circ$	$V_{tg\phi} \leq 0.08$	$\gamma_{gtg\phi} = 1.10$
$V_c \leq 0.26$		$\gamma_{gc} = 1.40$

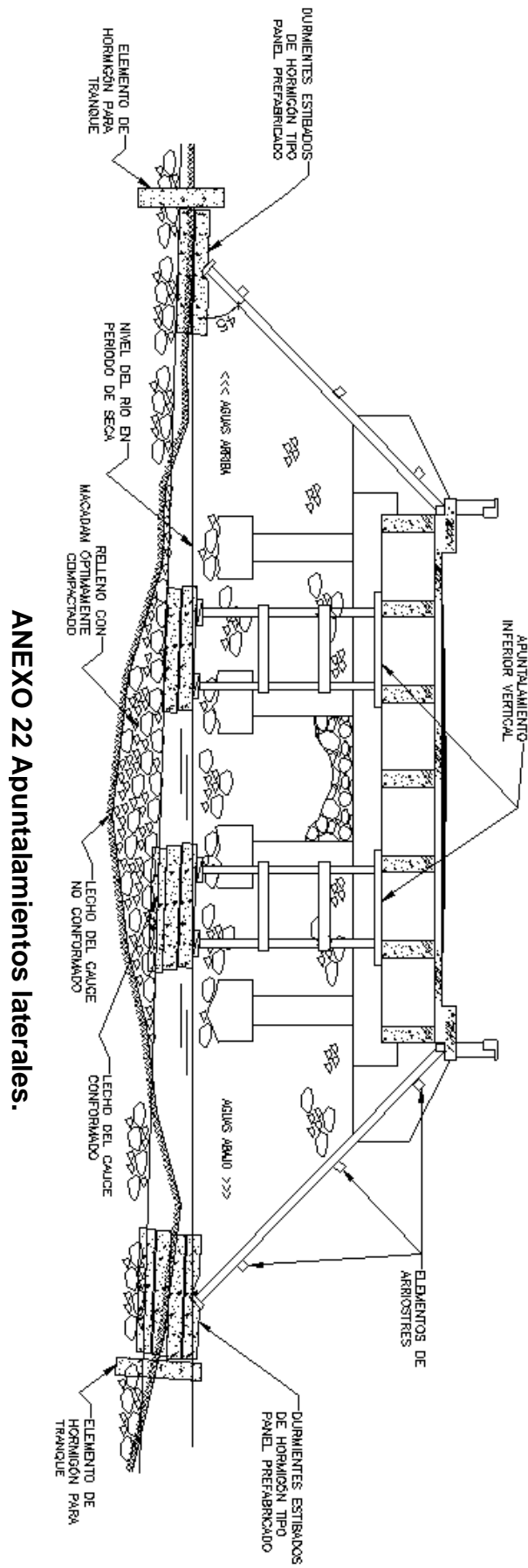
ANEXO 21 Valores máximos del Coeficiente de cálculo de las características mecánicas del suelo $\gamma_{gtg\phi}$, para Suelos predominantemente friccionales. ($\alpha=95\%$)

No	Nombre del suelo por la fracción predominante	Diámetro promedio de la fracción	Profundidades promedio del cauce principal										
			1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0
1	Arena muy fina suelta	0,15	0,42	0,56	0,67	0,75	0,83	0,90	1,01	1,11	1,20	1,28	1,35
2	Arena fina y arenosa	0,5	0,54	0,72	0,86	0,96	1,05	1,13	1,28	1,39	1,50	1,61	1,70
3	Arena de grano medio y fino con grava	1,0	0,63	0,89	1,05	1,19	1,29	1,38	1,55	1,71	1,84	1,95	2,04
4	Arena de grano grueso y medio con gravas	2,5	0,86	1,11	1,30	1,45	1,59	1,69	1,88	2,05	2,20	2,34	2,46
5	Gravas con arena gruesa	6,0	1,06	1,36	1,57	1,74	1,90	2,01	2,22	2,42	2,57	2,72	-
6	Guijarros pequeños con grava	15,0	1,33	1,70	1,94	2,12	2,28	2,41	2,64	2,84	3,02	3,20	-
7	Guijarros medianos con grava, arena	25,0	1,65	2,05	2,33	2,56	2,74	2,90	3,14	3,37	3,57	-	-
8	Guijarros grandes con gravas	60,0	2,00	2,46	2,77	3,00	3,19	3,35	3,64	3,90	4,12	-	-
9	Cantos medianos con guijarros	140,0	2,50	3,00	3,36	3,68	3,85	4,03	4,39	4,65	-	-	-
10	Cantos medios con guijarros	250,0	3,00	3,57	4,06	4,24	4,51	4,70	5,04	5,34	-	-	-
11	Cantos medios y pequeños	450,0	3,60	4,19	4,60	4,88	5,15	5,35	5,70	-	-	-	-
12	Cantos grandes	750,0	4,25	4,90	5,31	5,60	5,87	6,07	6,45	-	-	-	-
γ_d (t/m ³)													
13	Arcillas y arcillas arenosas poco compactadas	1	0,60	0,82	0,97	1,10	1,22	1,31	1,49	1,65	1,77	1,89	2,00
14	Arcillas y arcillas arenosas medias compactadas	1,7	0,87	1,11	1,28	1,41	1,53	1,63	1,80	1,95	2,07	2,18	-
15	Arcillas y arcillas arenosas bien compactadas	1,8	1,20	1,48	1,67	1,80	1,92	2,03	2,21	2,36	2,36	2,48	-

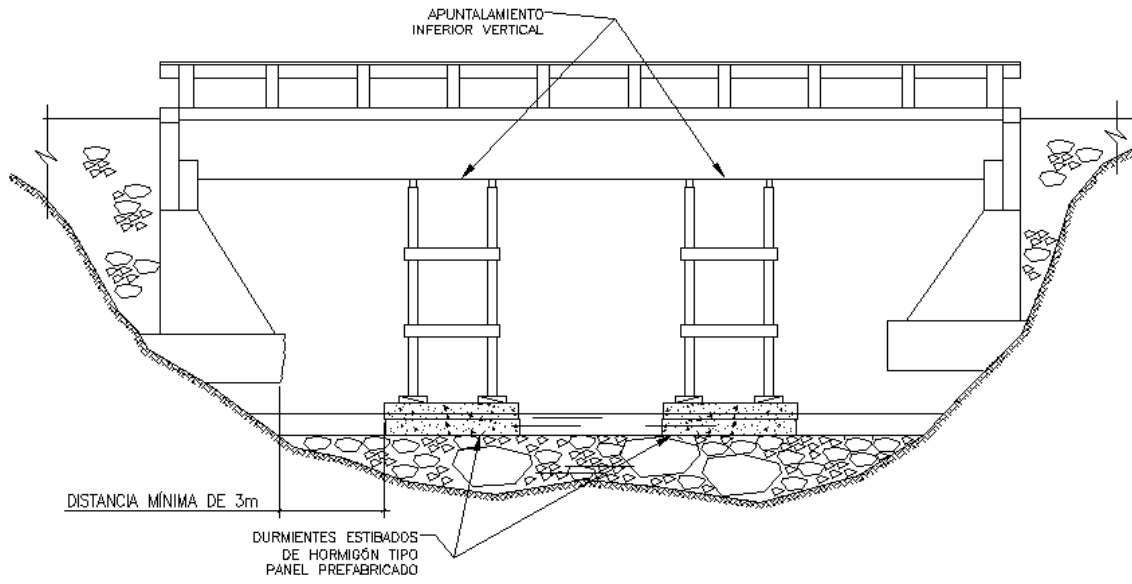
ANEXO 17 Velocidades permisibles con probabilidad de 1% de avenida.



ANEXO 16 Cuenca Hidrográfica del Río Hanábara.



ANEXO 22 Apuntalamientos laterales.



ANEXO 23 Apuntalamiento vertical inferior.