

Sistemas de control de erosión en la subestructura de puentes



Abstract

This Project is in the area of river Hydraulics, giving a solution to a particular problem of erosion at the bridge over the Barranca River. It also attempts to raise conscience of the bridge maintenances necessity. The study of the fluvial principles is developed in ten classic examples for Costa Rica bridges, and it is model in HECRAS. Whit the study of the ten particular cases it is established the basic design parameters: design discharge, flow type, geometric section, the roughness, morphologic and hydraulic, determine the length and the height to protect, the revetment type and the granulometry. With these parameters the solution that works better for the bridge at Barranca River is the articulating concrete blocks

Word keys:

Hydraulics, Barranca, Erosion,
Bridges
Control system.

Resumen

El proyecto en cuestión se desarrolla dentro del área de la hidráulica de ríos y ofrece una solución a un problema en particular de erosión en el puente sobre el río Barranca. Además, pretende generar conciencia social de la necesidad del mantenimiento de este tipo de estructuras.

El estudio de los principios fluviales se desarrolla en diez ejemplos clásicos para puentes en Costa Rica y se modelan utilizando el HECRAS. Con los estudios de los diez casos se establecen los parámetros básicos de diseño por seguir: caudal de diseño, tipo de flujo, sección geométrica, rugosidad, morfología e hidráulica, determinar la longitud, altura y profundidad que se debe proteger, tipo de revestimiento necesario y granulometría de la sección.

Una vez analizados estos parámetros, la solución planteada para el puente sobre el río barranca es la de colocar un revestimiento de bloques articulados de concreto

Las palabras claves para este proyecto son:

Hidráulica, Barranca, Erosión,
Puentes Sistemas de control

Sistemas de control de erosión en la subestructura de puentes

Sistemas de control de erosión en la subestructura de puentes

ALBERTO JOSÉ MONGE AGUILAR

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Agosto del 2007

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

Prefacio.....	1
Resumen ejecutivo	2
Introducción	4
Metodología.....	5
Marco Teórico.....	6
Reseña Histórica	6
Puentes fijos	6
Puentes móviles	8
Puentes colgantes	9
Objetivo social e importancia de los puentes	9
Grandes puentes en el mundo	9
Algunos puentes de Costa Rica	10
Catástrofes en puentes	11
Mantenimiento de puentes	11
Principios Hidráulicos	12
Clasificación de flujos en canales abiertos.....	12
Propiedades de los canales	13
Flujo uniforme.....	14
Flujo gradualmente variado	15
Características físicas de los ríos.....	16
Geometría hidráulica de los ríos.....	18
Erosión.....	18
Teoría fluvial	20
Principios del movimiento de partículas en ríos	20
Transporte de sedimentos.....	21
Ecuaciones de transporte de fondo.....	22
Hidráulica de puentes.....	24
Consideraciones para construir un puente.....	24
Dimensiones del puente	25
Obras de encauzamiento	26
Cálculo hidráulico	26
Erosión en puentes.....	27
Sistemas de Control de erosión	29
Gaviones.....	29
Escollera de piedra	32
Sistemas articulados de bloques de concreto...	33
Resultados.....	36
Análisis de los resultados	60
Conclusiones y recomendaciones	64
Apéndices	66
Anexos	67
Glosario.....	68
Referencias	69

Prefacio

El mantenimiento de la infraestructura vial es una tarea que todo gobierno debe tener presente y realizarlo de forma constante. Los puentes constituyen puntos fundamentales dentro de la red de carreteras debido a su alto costo de inversión e importancia social y de comunicación entre pueblos, provincias e incluso países.

Un plan de mantenimiento para este tipo de estructuras debe basarse en estudios coherentes, objetivos y principalmente de carácter ingenieril con el propósito principal de obtener soluciones que brinden un soporte técnico en armonía con el entorno en estudio y la seguridad de los usuarios.

Los planes de desarrollo y los procesos administrativos con que se ha desarrollado la infraestructura vial del país no contemplaron planes integrales de mantenimiento por lo que, al menos antes de la creación del CONAVI, el mantenimiento dado a la infraestructura fue mínimo.

Las estadísticas mundiales demuestran que un alto porcentaje de la falla de puentes se debe a la socavación de la subestructura. Si a esto se le suma la falta de mantenimiento, la situación de los puentes en el país se puede considerar crítica.

Además de las situaciones anteriores resulta imprescindible considerar las posibles consecuencias de los procesos erosivos que se generan tanto en condiciones normales como en condiciones de avenidas de los ríos.

Por tanto, es obligatorio realizar estudios preliminares pertinentes que consideren las características de la cuenca antes de tomar decisiones de ubicación, longitud y capacidad del puente.

El planteamiento de un plan de mantenimiento, con el cual se va a modelar la situación actual de un puente en particular, dejará en claro las carencias en que se encuentran los puentes nacionales, asimismo, evidenciará los

altos riesgos ante un posible fallo, tanto de carácter civil como social.

El objetivo del proyecto es realizar un análisis de competitividad de los sistemas de control de erosión hidráulica en puentes y establecer el sistema constructivo y plan de mantenimiento en el puente sobre el río Barranca.

El presente proyecto no podría haber llegado a buen término sin la ayuda de una persona que ya no está a mi lado, sin embargo, en el poco tiempo de conocernos me dio toda la energía necesaria para saber qué era lo que yo quería hacer por el resto de mi vida: mi abuelito Pedro Aguilar Blanco.

No puedo dejar de agradecer a mis padres quienes, durante 23 años me han dado la educación necesaria para culminar mi carrera, me han enseñado los valores para responsabilizarme en la busca de mis metas; a mi hermano Carlos que con su ayuda y su compañía pasé mucho tiempo desarrollando este proyecto.

A mi novia Marialaura, que ha estado siempre a mi lado a lo largo de estos meses, dándome su apoyo y ayuda para salir adelante.

Al Ingeniero Mauricio Dittel, por su gran ayuda y consejos para desarrollar el proyecto.

Y, especialmente, a mis dos profesores guías: el Ingeniero Rafael Oreamuno que durante muchas sesiones me tuvo la paciencia y tiempo para empaparme con un poco de sus vastos conocimientos y del cual aprendí a tenerle un gusto muy particular al agua; y el Ingeniero Álvaro Aguilar Dondi, quien ha sido un gran ejemplo, un pilar muy fuerte a lo largo de mi vida y a quién agradezco sus enseñanzas a lo largo de 23 años.

Resumen ejecutivo

Los sistemas de control de erosión son utilizados en nuestro país de manera muy arcaica o simplemente siguiendo el sistema más utilizado sin importar su diseño y sin realizar un análisis previo. Es imprescindible generar conciencia en los ingenieros y en los costarricenses del problema que enfrentan los puentes de la red vial nacional.

El trabajo denominado: *Sistemas de Control de Erosión para Subestructuras de Puentes*, pretende ser una breve guía para personas que se den a la tarea de controlar la erosión en ríos, canales, puertos, marinas o cualquier situación que se le asemeje. Contempla factores básicos para el entendimiento físico de los fenómenos erosivos desde el punto de vista hidráulico. Se detallan claramente los tipos de puente y su importancia social para los pobladores de ciudades, cantones, provincias y países.

El desarrollo del tema inicia no sin antes hacer una breve reseña de unas cuantas maravillas creadas por el hombre en su intento por llegar al otro lado. Lo anterior se presenta una vez que se establecen y caracterizan los tipos de puentes existentes.

Los principios básicos de la hidráulica son factores que abren camino a las inquietudes de cómo funciona un río, por lo que resulta necesario tener bien claro los conceptos que se establecen en este capítulo. Las definiciones van desde qué es el caudal, pasando por perfiles de velocidades en canales, morfología de ríos y llegando a tipos de erosión que permiten estudiar los conceptos que dan principio a teorías físicamente elaboradas.

La ciencia que estudia el funcionamiento de los ríos como fenómenos físicos es la rama de la Ingeniería que se denomina Ingeniería Fluvial. Al abordar la teoría fluvial se detallan aspectos

tales como principios del movimiento y ecuaciones de transporte de sedimentos para, luego, analizar la hidráulica de puentes y cómo un puente es una contracción del cauce que genera un aumento de velocidad, una curva de remanso y por lo tanto un esfuerzo cortante que será la causa de la erosión que se puede dar en la zona que se analiza en detalle en éste proyecto: la subestructura de los puentes. La hidráulica de puentes explica específicamente, las consideraciones para construir un puente, cómo el puente es una obra de encauzamiento, el cálculo hidráulico y la erosión en los puentes.

Existen numerosos sistemas de control de erosión, sin embargo, en el trabajo realizado se analizan los siguientes:

1. Los gaviones:

Armazones de forma prismática rectangular fabricados con una malla hexagonal de doble torsión producida con alambres de bajo contenido de carbono.

Los gaviones se subdividen en células por diafragmas que refuerzan la estructura, la red completa, exceptuando la de los diafragmas, es reforzada en sus extremidades por alambres de diámetro mayor que el de la malla.

2. Bloques articulados de concreto:

Las mantas de bloques articulados de concreto son un conjunto de losetas prefabricadas engarzadas o cocidas entre sí por cables para formar unidades de anchura del orden de 2.5 metros y de longitud variable.

3. Escolleras:

La escollera de piedra es uno de los métodos más utilizados para la defensa de obras en las márgenes de ríos. Consiste en la extensión por vertido de un conjunto, en general, en forma de manto o repié de piedras relativamente grandes procedentes de excavaciones en roca, de canteras, sobre un talud preparado, formando una capa compacta,

bien graduada y con un mínimo de huecos.

Ahora bien, con los principios físicos y los sistemas de control de erosión se obtuvieron varios resultados para diferentes situaciones analizadas. Los primeros casos analizados fueron casos hipotéticos, en donde se pueden establecer los parámetros básicos para el análisis hidráulico de un proceso de diseño de un sistema de control de erosión:

- Caudal de diseño
- Tipo de flujo
- Sección geométrica
- Rugosidad
- Análisis morfológico e hidráulico
- Determinación de la longitud del tramo a proteger
- Altura y profundidad por proteger
- Granulometría de la sección y
- Tipo de revestimiento

Con estos parámetros básicos se determina la protección que se debe utilizar en el puente de río Barranca.

La siguiente figura presenta la zona de estudio desde una perspectiva aérea.



Figura 1. Vista aérea del un tramo del río Barranca

El puente en el cual se hizo el análisis es el siguiente:



Figura 2. Puente sobre el río Barranca

Para la zona en estudio, y bajo condiciones de flujo permanente y uniforme, las velocidades variaron sustancialmente (velocidades promedio) con valores que van desde 1.08 m/s a 7.11 m/s. Por medio de estas velocidades, se generaron diseños de los tres sistemas de erosión determinando los espesores que se deberían de colocar.

La velocidad promedio en la sección del puente es de 5.7 m/s lo que genera un esfuerzo cortante de 567 N/m^2 . Para dicho esfuerzo, los espesores por utilizar para cada caso de protección son:

1. Bloques articulados de concreto = 15 cm.
2. Colchoneta de gavión = 50 cm
3. Escollera = 80 cm.

Del producto de un análisis de costo y de efectividad ante las variables hidráulicas, resulta que el bloque articulado de concreto es la mejor opción para la protección que el puente necesita.

Introducción

En Costa Rica suele ocurrir que las personas crean conciencia preventiva después de que les sucede algún tipo de accidente. Esto se ve reflejado a gran escala en el poco mantenimiento que tiene la infraestructura vial de Costa Rica.

El ejemplo que se desarrolla en el proyecto son los sistemas de control de erosión hidráulica. Los sistemas son utilizados en gran cantidad de casos como última medida de seguridad ante un posible desastre o como una salida rápida y necesaria a un problema y no como un sistema de precaución, de mantenimiento, en este caso en particular, de un puente. Lo anterior compromete su buen funcionamiento y su vida útil.

El diseño de dichos sistemas conlleva un estudio vasto y detallado de los entornos de una cuenca, un análisis de los principios hidráulicos encerrados en el área en estudio, así como una comparación de los posibles sistemas por utilizar según sus características.

El objetivo general que se pretende desarrollar en el proyecto es realizar un análisis de competitividad de tres sistemas utilizados en el control de erosión de puentes en Costa Rica, (colchonetas de gaviones, escolleras y bloques articulados de concreto), así como establecer el sistema constructivo y plantear la mejor solución para el problema de erosión en la subestructura del puente sobre el río Barranca.

Asimismo, se pretende generar conciencia acerca de la importancia del mantenimiento de los puentes mediante el ejemplo vivo en el río Barranca, viendo este problema desde un punto de vista social para todo un país y sociedad así como desde un punto de vista económico para una entidad como el MOPT, o bien, en mayor escala al gobierno de Costa Rica.

Para elegir la mejor solución en un problema en donde se involucran tantas variables como lo es el efecto erosivo causado por las corrientes de agua en una pila de un puente, la elección debe basarse en principios claros y fundamentados.

Los principios básicos de la hidráulica que son necesarios para desarrollar una solución adecuada para el problema erosivo en las pilas del puente sobre el río Barranca se contemplan y establecen claramente en esta propuesta así como los parámetros que deben influir en la construcción de un puente.

Existen variables que dentro del desarrollo de un proyecto se deben simplificar con el fin de que el enfoque a la solución de un problema no se vea tentado a extenderse por áreas que no vienen al caso.

A la hora de diseñar y colocar los sistemas de control de erosión es importante tener claro qué se quiere, con qué se cuenta y hasta dónde se va a llegar. Una vez que se han clarificado esos tres factores se deberá continuar con un diseño claro, objetivo y fundamentado para así tener una solución duradera, segura y, lo más importante de todo, adecuada a la situación dada.

Metodología

Para la realización del proyecto se realizó una investigación bibliográfica referente a los principios hidráulicos de los puentes, la hidrología, la hidráulica de ríos, el comportamiento de los materiales y las condiciones topográficas y geológicas que podrían determinar el diseño y la construcción de un puente. Además, se estudiaron los diferentes sistemas de mantenimiento ante la posible erosión en su subestructura. La lectura de bibliografía relacionada al tema fue la principal técnica de recolección de información.

La primera parte del proyecto es una parte de investigación teórica y de recopilación de información en las entidades gubernamentales relacionadas con el tema (MOPT, CONAVI, CNE, ICE).

Una vez que se analizó la información, se realizó la selección del puente en que se llevó a cabo el estudio integral.

La selección del puente se realizó entre los dos profesores guías y el estudiante de acuerdo a la necesidad y a la importancia real que se estableció en conjunto.

Previo al análisis del puente en cuestión, se plantearon 10 ejemplos teóricos, con el fin de establecer parámetros por seguir para el desarrollo de una protección contra la erosión y brindar ayuda rápida, técnica y segura para actuar en condiciones de emergencia.

Una vez elegido el puente sobre el río Barranca para el análisis práctico, se revisó lo referente a los sistemas de control de erosión hidráulica disponibles en el país. Se hizo un análisis desde el punto de vista de metodología de diseño, factores de seguridad, disponibilidad en el mercado, impacto ambiental y costo.

Al concluir la parte de investigación teórica, se inició el aprendizaje del manejo del programa HEC-Ras para modelados hidráulicos,

programa que ayudó a simplificar los cálculos y los resultados del estudio hidráulico. Luego, utilizando la ayuda del Ingeniero Civil y Topógrafo Mauricio Dittel se hicieron las secciones transversales del río por un método de topografía cartográfica y de fotografía aérea.

Por último y como resultado del estudio, se planteó un plan integral de protección y control de daños por erosión, así como un plan detallado de mantenimiento de acuerdo al sistema de protección establecido como el de mayor competitividad.

Marco Teórico

Reseña Histórica

Los puentes son estructuras que permiten traspasar un obstáculo natural o una vía de circulación terrestre, fluvial o marítima. Pueden ser de diferentes tipos de material: concreto armado y concreto pretensado, madera, piedra, acero o ladrillo.

Los puentes son elementos fundamentales en los caminos, carreteras, vías férreas y, en algunos casos, sirven de soporte a tuberías, líneas de distribución de energía o canales o conductos de agua.

Las características topográficas obligan a adecuar el diseño o tipo de puente por construir, sin embargo, en su gran mayoría están compuestos por dos partes principales: la subestructura, compuesta por elementos que configuran los apoyos o soportes y la superestructura que se sitúa sobre las anteriores.

La clasificación más general que se puede establecer es en 3 grupos: puentes fijos, puentes móviles y puentes colgantes.

Dentro de los puentes fijos existen los puentes en Cantilever: de vigas, puentes de arco, de tirantes y de armadura. Por otro lado, los puentes móviles se clasifican en puentes de elevación vertical, puentes de báscula y puentes de oscilación. Los puentes colgantes que normalmente están compuestos cables de acero anclados a macizos de anclaje.

Puentes fijos

Los puentes fijos son los que se encuentran anclados permanentemente a sus pilas, se dividen en los tres tipos, antes mencionados.

Puentes en Cantilever

Estos puentes son utilizados en tramos especialmente largos. Tienen los brazos en voladizo proyectados sobre las pilas, de ahí proviene su nombre. En este tipo de puentes se pueden utilizar todos los sistemas de armadura, excepto la tipo Howe.

El peso de este tipo de construcciones (de acero u hormigón) se divide en dos partes simétricas y se sostiene desde el centro, como sucede en muchos puentes levadizos.

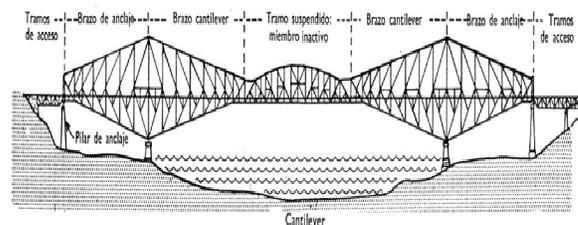


Figura 3. Tramo de puente en Cantilever

Puentes de arco

Los puentes de arco tienen una gran trayectoria histórica, ya que sus creadores fueron los antiguos griegos, quienes empezaron su construcción con piedra. Luego, los romanos utilizaron un tipo de cemento como material de construcción de los puentes. Ya para el siglo XIX se empezó a utilizar el hierro, lo que ayudó a tener puentes con luces más largas.

Estas estructuras distribuyen el peso sobre los pilares de apoyo, los arcos contiguos y los apoyos en tierra firme. De esta manera consiguen mayor distancia entre los pilares. Los

puentes de arco trabajan transmitiendo su peso propio y de las sobrecargas que puedan existir a los apoyos por medio de la compresión del arco. Por lo general, la esbeltez en este tipo de estructuras es alta.



Figura 4. Tramo de puente de arco

Puentes de vigas

Un puente de viga es una estructura cuyos vanos son soportados por vigas. Este tipo de estructura proviene directamente de los puentes tipo tronco. Se construyen con madera, acero u hormigón (armado, pretensado o postensado).

La estructura consiste en varios elementos que, colocados paralelamente con separaciones entre 1,2 a 1,5 metros, cubren la distancia entre estribos o pilas y soportan la estructura superior de pavimento. Los puentes que son destinados al tráfico de vehículos pueden ser de concreto colado en sitio o pretensado. Las vigas pueden ser metálicas con secciones o de ala ancha o de caja hueca.



Figura 5. Tramo de puente viga

El puente de viga es el puente estructuralmente más simple. Es usual que los

puentes de este tipo puedan cruzar depresiones cuyos tramos son de 20 a 25 metros de longitud, en algunos casos, hasta luces más grandes.

Puente de tirantes

La característica básica de este tipo de estructura es que los tramos no se sujetan por sus extremos sino cerca del centro de sus vigas. Los puentes atirantados son aquellos cuyo tablero se halla sostenido por cables que transcurren en dirección oblicua, anclados en una torre situada cerca del centro.

Se diferencian de los puentes colgantes porque en estos los cables principales se disponen de pila a pila, sosteniendo el tablero mediante cables secundarios verticales y porque los puentes colgantes trabajan principalmente a tracción, los atirantados tienen partes a tracción y otras a compresión.

El puente de tirantes más espectacular es el de Normandía, sobre el río Havre (Francia), con dos grandes postes, de 215 m de altura que sujetan 184 tirantes.



Figura 6. Puente atirantado de Normandía

Puente de armadura

Las armaduras adoptan varias formas, las más utilizadas en puentes de acero de tramos cortos son la armadura Pratt y la armadura Warren.

La Howe sólo se emplea en puentes de madera. Para los puentes de tramos largos se emplea la armadura Parker, de cordón superior curvo, también llamada armadura Pratt, y para los de vanos largos y viga de celosía sencilla se utilizan estructuras con entrepaños subdivididos, como la armadura Warren o la Petit con cordones paralelos, también denominada Baltimore.

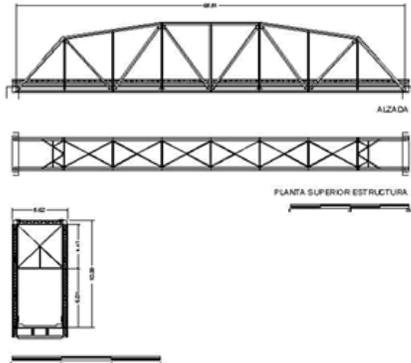


Figura 7. Puente ferroviario de armadura.

Puentes móviles

Los puentes móviles son los utilizados donde la construcción de un puente tradicional no permite el paso de embarcaciones por un determinado canal navegable. Entre los puentes de este tipo se presenta la siguiente clasificación:

Puentes de elevación vertical

Los puentes de este tipo utilizan cables, poleas, motores y contrapesos para levantar una sola sección de la estructura del puente en forma vertical, funcionando de forma similar a un elevador. Generalmente, la construcción de este tipo de mecanismo se da mediante dos torres de acero en los extremos.



Figura 8. Puente de elevación vertical.

Puentes de báscula

Lo que hace característico a este tipo de estructuras son sus dos secciones que giran hacia arriba utilizando engranajes, motores y contrapesos. Con los brazos en posición de apertura total, no existe obstáculo vertical para el tráfico en el río.



Figura 9. Puente báscula.

Puentes de oscilación

Para permitir la circulación de los barcos por el río, este tipo de puente rota sus secciones sobre un eje o pedestal. Usualmente, el pedestal se sitúa en el centro de la estructura.

Este tipo de puente es el más lento en su funcionamiento dentro de los puentes móviles. Para determinar cuál de los tres tipos anteriores utilizar se deben estudiar la fuerza de la corriente, la topografía, entre otros detalles.



Figura 10. Puente de oscilación.

Puentes colgantes

El puente colgante está sostenido por un arco invertido el cual está formado por numerosos cables de acero. De este arco se suspende el tablero del puente mediante tirantes verticales.

La estructura como tal no necesita apoyos centrales durante su construcción lo que permite trabajar sobre caños o pasos de agua muy ocupados por gran cantidad de barcos. Por otro lado, uno de los mayores inconvenientes que tiene la estructura es que bajo grandes cargas de viento, las torres ejercen un gran momento al suelo, por lo que se ocupan cimentaciones de gran envergadura cuando se trabaja en suelos con capacidad de soporte baja.



Figura 11. Puente Colgante. Golden Gate.

Objetivo social e importancia de los puentes

El objetivo fundamental de la construcción es satisfacer las necesidades de un grupo solcia en determinado tiempo y espacio. El objetivo principal de la infraestructura de transporte, es brindar todos los elementos necesarios para que se de un apropiado trasiego de mercancías, bienes y en forma segura y confortable. Dentro de cualquier red vial o ferroviaria, los puentes son parte importante en el logro de dichos objetivos.

De acuerdo al apartado anterior, existen gran variedad de puentes, con diferentes mecanismos de funcionamiento, para diferentes condiciones topográficas, diferentes ubicaciones geográficas y otro sinnúmero de factores que requieren de un riguroso diseño.

La comunicación entre diferentes lugares es de vital importancia para el desarrollo humano. Los centros de salud, las oficinas centrales de gobierno, los principales servicios de bancos, comercio y los centros de producción, generalmente se encuentran dispersos dentro de un país. Esto hace que la población deba trasladarse utilizando la infraestructura disponible. Dentro de dicha infraestructura, los puentes cumplen una función muy importante para que la dicha comunicación sea lo más eficaz posible.

En las vías de comunicación tales como carreteras o vías férreas los obstáculos con mayor grado de dificultad de sobrepasar son los ríos.

La importancia de un puente va más allá de una estructura compleja que sirve como paso de un vano o de un río, pueden convertirse en un eslabón débil de la comunicación entre pueblos. Los puentes son obras de un elevado costo, por lo que su localización, construcción y mantenimiento, deberán además conllevar un objetivo social.

El objetivo final del proyecto de construcción de un puente se puede dar por satisfecho en el tanto se satisfagan todas las necesidades sociales.

Grandes puentes en el mundo

El hombre ha desarrollado la Ingeniería de tal manera que su destreza e inteligencia puedan llegar a límites muy altos, con el fin de vivir en armonía con la naturaleza, construyendo puentes

de gran importancia a través de canales, ríos o largos tramos con velocidades de viento sumamente altas.

Desde los romanos hasta la actualidad, las técnicas de construcción de puentes han venido dando como fruto obras imponentes, por lo que resulta relevante revisar algunas de las obras que son mundialmente reconocidas.

La categorización se realizó para puentes en general.

Akashi Kaikyó

Este es el puente colgante que une las islas japonesas de Honshú y Shikoku. Su construcción duró aproximadamente diez años y se llevó a cabo entre los años de 1988 y 1998. Su estructura colgante lo hace el más largo en su tipo: una longitud de 3911 metros y su vano central mide 1991.



Figura 12. Vista aérea del Akashi Kaikyó.

El puente de Brooklyn

El puente de Brooklyn es uno de los puentes más reconocidos a escala mundial por haber sido el puente más largo desde 1883 y hasta 1903. El costo de la inversión total del proyecto en aquel momento fue de \$15.1 millones. Este puente es uno de los más viejos en los Estados Unidos. Se encuentra en Manhattan y une esta ciudad con Brooklyn. Es todo un ícono de la ciudad de New York.



Figura 13. Puente de Brooklyn.

Viaducto de Millau

El viaducto de Millau, es el puente más alto del mundo. Se ubica en Francia y fue inaugurado el 14 de diciembre del 2004. Su altura máxima es de 342 metros sobre el río Tarn. La longitud del viaducto es de 2460 metros.

Su estructura consta de 7 pilares de concreto y un tablero con un ancho de 32 metros.



Figura 14. Viaducto de Millau.

Algunos puentes de Costa Rica

Los puentes en Costa Rica, igual que en resto del mundo, han servido como vía de desarrollo para muchas poblaciones, por lo que desde épocas de la colonia son de gran importancia en el crecimiento de la economía nacional, por ejemplo, la relevancia que tuvo el puente sobre el río Virilla para el desarrollo de San José durante los siglos XIX y comienzos del XX; gracias al tabaco y luego al café se le dio mucha

importancia a puentes como el del Tiribí en los Anonos, sobre el río María Aguilar, y así buena cantidad de puentes en el Valle Central.

Para el desarrollo de los caminos a los puertos es cuando ocurre la construcción de puentes a mayor escala lo que contribuyó a desarrollar y fortalecer las vías de comunicación y de desarrollo hacia las zonas costeras de Costa Rica.

Cuatro de los puentes más importantes debido a su posición estratégica en Costa Rica son los siguientes:

- Rafael Iglesias.
- Puente La Amistad
- Puente sobre el río Chirripó.
- Puente sobre el río Barranca.

Catástrofes en puentes

Como cualquier obra civil, los puentes están propensos a que sus estructuras fallen, ya sea por un factor del medio ambiente o por un diseño mal elaborado.

La falla de un puente trae consigo gastos no planificados así como problemas sociales, económicos y hasta puede ser la causa de muerte de personas.

Sólo en Costa Rica, en diciembre del año 2001 se gastaron aproximadamente nueve mil doscientos millones de colones para resolver problemas en puentes ocasionados por los ríos.¹

Mantenimiento de puentes

La planificación del mantenimiento de los puentes es de vital importancia. Siendo su principal objetivo el de mantener las condiciones de servicio de la vía en el mejor nivel posible. Los problemas que se pueden presentar son muy graves, tales como las limitaciones de carga, restricciones de paso, riesgos de accidentes, interrupciones de la red vial.

Las causas o razones por las cuales es necesario un mantenimiento son las siguientes:

1. Errores en el proyecto, errores durante la construcción, supervisión, mantenimiento o reparaciones inexistentes o inadecuadas.
2. Materiales inadecuados o deterioro y degradación de los mismos.
3. Variación con el tiempo de las condiciones de tráfico (cargas y velocidades).
4. Acciones naturales de tipo físico, mecánico o químico (intemperismo).
5. Terremotos, avalanchas, inundaciones, explosiones, impacto de vehículos con elementos estructurales del puente.

También el mantenimiento de un puente se clasifica bajo las siguientes modalidades:

- Mantenimiento rutinario.
- Reparaciones.
- Reforzamientos.

En Costa Rica, existen gran cantidad de puentes que a pesar de haber sobrepasado su vida útil de diseño, continúan en servicio. Resulta difícil pensar en la sustitución de estas estructuras por puentes nuevos, por lo que un buen programa de mantenimiento es la solución a una eventual catástrofe.

El mantenimiento rutinario es de las labores que se deben ampliar con gran sutileza para hacer que el daño del puente sea el mínimo deseado.

El agua genera gran cantidad de problemas, tales como la socavación y erosión. Debido a las condiciones hidrológicas de Costa Rica, la precipitación provoca alteraciones en cauces de ríos, generando constantemente la destrucción de: obras de protección, carreteras y puentes.

Con el fin de evitar daños mayores a las subestructuras de los puentes y a los mismos cauces de los ríos, por los efectos antes citados, es posible diseñar y construir obras de protección que al menos mitiguen la acción erosiva del agua.

Los problemas que se pueden presentar en los puentes son muchos a lo largo de su vida de servicio. Pueden ser estructurales por sobrecargas de tránsito, por sismos o por efectos del agua en su subestructura o en su superestructura. Este proyecto se enfoca

¹ Estado de la Nación

solamente al problema de erosión y socavación por efectos del agua en los puentes, brindando como resultado final las acciones necesarias para prevenir este tipo de problemas en las pilas y bastiones de los puentes.

Principios Hidráulicos

Clasificación de flujos en canales abiertos

Se habla de flujo en canal abierto cuando este tiene una superficie libre y se puede clasificar en diferentes tipos descritos de distintas maneras. La clasificación que se seguirá en este proyecto se basará de acuerdo al cambio de la profundidad del flujo en función del tiempo y espacio.

Flujo permanente y no permanente

En este tipo de clasificación se establece el tiempo como criterio básico. Se dice que el flujo es permanente si la profundidad del flujo no cambia o si se supone que es constante durante el intervalo de tiempo que se considera. Mientras que se dice que el flujo es no permanente si la profundidad cambia con el tiempo.

Para los problemas de canales abiertos, la mayoría de estos se estudian en condiciones permanentes, teniendo siempre presente que existen fenómenos naturales que establecen un flujo no permanente como lo son las crecidas y las mareas.

El caudal Q para todo escurrimiento en una sección del canal se expresa por:

$$Q = VA \quad \text{Ec. 1}$$

Donde:

Q : Caudal de la sección (m³/s)

V : Velocidad de la sección (m/s)

A : Área de la sección transversal

Por otro lado, se dice que el flujo es espacialmente variado o flujo discontinuo cuando el agua entra o sale a lo largo del curso del escurrimiento.

Flujo uniforme y flujo variado

En esta clasificación el criterio es el espacio. Se dice que es uniforme si la profundidad del flujo es la misma en cada sección del canal. Este tipo de flujo puede ser permanente o no permanente.

El flujo permanente uniforme es el tipo fundamental considerado en la hidráulica de ríos.

Cuando la profundidad del flujo cambia a lo largo del canal se considera que el flujo es variado. Este tipo de flujo puede ser clasificado como rápidamente variado (si la profundidad cambia abruptamente en una distancia comparativamente corta) o gradualmente variado.

Estado de flujo

El estado de un flujo en un canal abierto es gobernado básicamente por los efectos de la viscosidad, por lo que el tipo de flujo puede ser laminar, turbulenta o de transición.

En el flujo laminar, las fuerzas viscosas son tan fuertes comparadas con las fuerzas de inercia que la viscosidad juega un papel importante para determinar el comportamiento del flujo. Por otro lado, el flujo turbulento se da si las fuerzas viscosas son débiles comparadas con las de la inercia. Para representar el efecto de la viscosidad se utiliza el número de Reynolds.

$$Re = \frac{VL}{\nu} \quad \text{Ec.2}$$

Donde:

V : Velocidad del flujo

L : Longitud característica considerada.

ν : Viscosidad cinemática

Se puede establecer un parámetro y decir que si $R < 500$ entonces el flujo es laminar, de lo contrario, el flujo es turbulento.

El efecto de la gravedad sobre el estado de flujo se representa mediante el número de Froude, una relación de las fuerzas de la inercia y las fuerzas de la gravedad.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gL}} \text{ Ec. 3}$$

Donde:

V: Velocidad media

g: Aceleración de la gravedad

L: Longitud característica

Cuando Fr es igual a la unidad, el flujo está en estado crítico, mientras que si es menor el flujo es subcrítico, por lo que el papel que juegan las fuerzas de la gravedad resulta ser más pronunciado. Dándole al flujo características de baja velocidad y siendo tranquilo y lento. Si Fr es más grande que la unidad el flujo se denomina supercrítico.

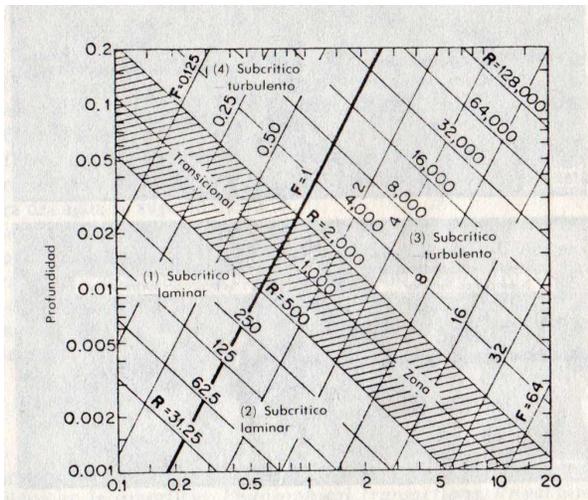


Fig. 15 relaciones profundidad-velocidad para el flujo

Propiedades de los canales

Los canales naturales tienen una amplia gama de variables debido a que incluyen todos los cursos de agua que existen naturalmente sobre la Tierra, variando en tamaño y formas. Las propiedades por lo general son muy irregulares y para realizar un estudio comprensivo del procedimiento de flujo en este tipo de canales se requiere conocimiento en campos como la hidrología, geomorfología, transporte de sedimentos.

Las secciones de los canales naturales son, en general, también muy irregulares, se puede encontrar variaciones desde una parábola hasta un trapecoide. Para cursos de agua sujetos

a frecuentes crecidas, la sección transversal del canal se puede separar en un cauce principal y en uno o más cauces laterales en que se distribuyen las avenidas.

Existen ciertos elementos geométricos de una sección de canal que son importantes y que son propiedades de dicha sección para un análisis del mismo.

En el caso de las secciones naturales ninguna fórmula simple se puede escribir para expresar estos elementos, pero sí se puede representar mediante curvas que relacionen estos elementos y la profundidad del escurrimiento. A continuación se presenta una caracterización de ciertos elementos geométricos importantes:

- Profundidad de flujo y : distancia vertical del punto más bajo de la sección de un canal a la superficie libre.
- Ancho superior T : ancho de la sección del canal en superficie libre.
- Área mojada A : es el área de la sección transversal del flujo normal a la dirección del flujo.
- El perímetro mojado P : es la longitud de la línea de intersección de la superficie mojada del canal con el plano de la sección normal a la dirección del flujo.
- Radio Hidráulico R : es la relación del área mojada con su perímetro mojado.

$$R = \frac{A}{P} \text{ Ec.4}$$

- Profundidad hidráulica d : es la relación del área mojada con el ancho superior. $d = \frac{A}{T}$ Ec. 5

Velocidades en el canal

Las velocidades en un canal no están uniformemente distribuidas, esto se debe a la presencia de una superficie libre además de la fricción a lo largo de las paredes.

Esta distribución de velocidades, a su vez, depende de factores tales como: la rugosidad, la forma de la sección y la presencia de curvas.

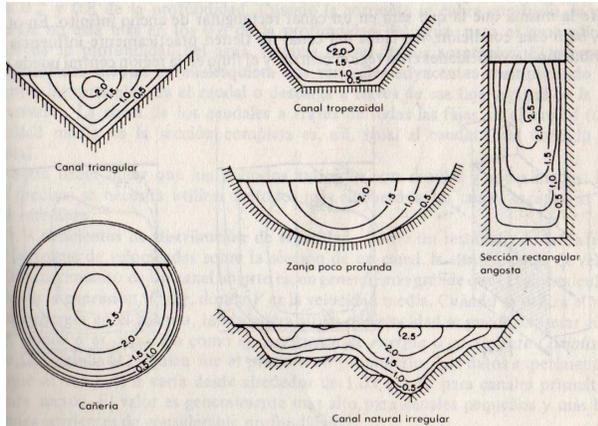


Fig. 16 Curva típica de velocidades.

Para medir las corrientes, la sección transversal del canal se divide en franjas verticales mediante el trazado de sucesivas verticales. Las velocidades medias en las verticales se calculan midiendo la velocidad a los 0.6 de la profundidad en cada vertical. Si se requieren datos más exactos, se debe tomar un promedio de las velocidades a los 0.2 y 0.8 de la profundidad.

Flujo uniforme

El flujo uniforme se considera permanente debido a que el flujo uniforme no permanente es prácticamente inexistente.

En los cursos de ríos, el flujo permanente es raro pero, a pesar de esto, el flujo uniforme es tomado de forma frecuente para realizar cálculos en cursos de aguas naturales. Los resultados de este tipo de análisis brindan una solución relativamente simple y satisfactoria para los problemas prácticos.

Velocidad de un flujo uniforme

Para los cálculos hidráulicos, la velocidad media de un flujo uniforme turbulento para ríos se expresa normalmente de una forma aproximada con la fórmula de flujo uniforme.

$$V = CR^X S^Y \quad \text{Ec. 6}$$

Donde:

V: Velocidad

C: Factor de resistencia al flujo

R: Radio hidráulico

S: Pendiente de la energía

X,Y: Exponentes

Se debe tener en cuenta que el flujo en canales naturales se ve afectado por muchas otras variables, razón por la cual, al aplicar la fórmula de flujo uniforme se obtiene un resultado muy aproximado.

Las fórmulas mejor conocidas y más usadas son las formulas de Chézy y Manning.

Fórmula de Chézy

La fórmula fue desarrollada por el Ingeniero francés Antonio Chézy en el año de 1769 y se expresa de la siguiente manera:

$$V = C\sqrt{RS} \quad \text{Ec.7}$$

Donde:

V: Velocidad

C: Coeficiente de Chézy

R: Radio hidráulico

S: Pendiente de la energía

Existen tres fórmulas que son utilizadas para determinar el coeficiente C de Chézy. La primera es la fórmula de establecida por los Ingenieros Ganbaillet y Kutter, la cual expresa el valor de C en términos de la pendiente, el radio hidráulico y el coeficiente de rugosidad n.

$$C = \frac{41.65 + \frac{0.00281}{S} + \frac{1.811}{n}}{1 + (41.65 + \frac{0.00281}{S}) \frac{n}{\sqrt{R}}} \quad \text{Ec.8}$$

La segunda fórmula es la de Bazin, propuesta por el francés H. Bazin y expresa C en función del radio hidráulico R de la siguiente manera:

$$C = \frac{157.6}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}} \quad \text{Ec.9}$$

m es el coeficiente de rugosidad que estableció H. Bazin para canales. Bazin obtuvo que para canales en tierras en perfectas condiciones el valor de m es de 1.54, mientras

que para condiciones normales es de 2.36 y en tierra con condiciones rugosa es de 3.17.

Por último, está la ecuación de Powell que es una fórmula logarítmica. En esta fórmula Powell utiliza el radio hidráulico para determinar el coeficiente de Chézy, el número de Reynolds y un valor ϵ (medida de la rugosidad de Powell).

$$C = -42 \text{LOG} \left(\frac{C}{4R} + \frac{\epsilon}{R} \right) \quad \text{Ec.10}$$

Fórmula de Manning

Esta fórmula fue desarrollada por el Ingeniero irlandés Robert Manning y describe la velocidad en función del radio hidráulico, la pendiente y el coeficiente de rugosidad n de Manning

$$V = \frac{1.49}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ec.11}$$

Para determinar el coeficiente de rugosidad de Manning se deben tomar en consideración ciertos factores tales como: la rugosidad de la superficie, vegetación, irregularidad del canal, depósitos y socavaciones, obstrucciones, tamaño y forma del canal y material suspendido.

Para determinar el valor de n se puede utilizar el procedimiento expresado en las siguientes figuras:

FACTOR	DESCRIPCIÓN DEL FACTOR	VALOR RECOMENDADO DE N	VALOR DETERMINADO DE N
MATERIAL DEL FONDO DEL CAUCE	Suelo fino	0.020	$n_1 =$
	Roca	0.025	
	Arena o grava fina	0.024	
	Grava gruesa	0.028	
IRREGULARIDAD DEL FONDO DEL CAUCE	No hay irregularidades	0.000	$n_2 =$
	Irregularidades menores	0.005	
	Irregularidades moderadas	0.010	
	Irregularidades severas	0.020	
CAMBIO DE SECCIONES TRANSVERSALES	Gradual	0.000	$n_3 =$
	Ocasional	0.005	
	Muchos cambios	0.010 a 0.015	
OBSTRUCCIONES O GRANDES BLOQUES EN EL CAUCE	Ninguno	0.000	$n_4 =$
	Menores	0.010 a 0.015	
	Apreciables	0.020 a 0.030	
	severos	0.040 a 0.060	
VEGETACIÓN EN EL CAUCE	Baja	0.005 a 0.010	$n_5 =$
	Media	0.010 a 0.020	
	Alta	0.025 a 0.050	
	Muy alta	0.050 a 0.100	
n cauce recto = $n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5$			
Meandros y trenzas	Menores (sinuosidad 1.0 a 1.2)	0.000	$n_6 =$
	Apreciables (sinuosidad 1.2 a 1.5)	0.15 x n cauce recto	
	Severas (sinuosidad mayor de 1.5)	0.30 x n cauce recto	
n total del cauce = $n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5 + n_6$			

Fig. 17 Procedimiento para cálculo de n de Manning.

FACTOR	DESCRIPCIÓN DEL FACTOR	VALOR RECOMENDADO DE N	VALOR DETERMINADO DE N
MATERIAL DEL FONDO DEL CAUCE	Suelo fino	0.020	$n_1 =$
	Roca	0.025	
	Arena o grava fina	0.024	
	Grava gruesa	0.028	
IRREGULARIDAD DEL FONDO DEL CAUCE	No hay irregularidades	0.000	$n_2 =$
	Irregularidades menores	0.005	
	Irregularidades moderadas	0.010	
	Irregularidades severas	0.020	
CAMBIO DE SECCIONES TRANSVERSALES	Gradual	0.000	$n_3 =$
	Ocasional	0.005	
	Muchos cambios	0.010 a 0.015	
OBSTRUCCIONES O GRANDES BLOQUES EN EL CAUCE	Ninguno	0.000	$n_4 =$
	Menores	0.010 a 0.015	
	Apreciables	0.020 a 0.030	
	severos	0.040 a 0.060	
VEGETACIÓN EN EL CAUCE	Baja	0.005 a 0.010	$n_5 =$
	Media	0.010 a 0.020	
	Alta	0.025 a 0.050	
	Muy alta	0.050 a 0.100	
n cauce recto = $n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5$			

Fig. 18 Procedimiento para cálculo de n de Manning.

Flujo gradualmente variado

El flujo en estudio es el flujo cuya profundidad varía gradualmente a lo largo de la longitud del

canal. Esto hace que se presenten dos condiciones: el flujo es permanente y las líneas de corriente son prácticamente paralelas.

Característica de los perfiles del flujo

Un perfil de flujo representa la curva de la superficie del flujo. Entonces, representará una curva de remanso si la profundidad del flujo aumenta en su dirección y un salto hidráulico si, por el contrario, decrece.

Los perfiles de flujo se clasifican dentro de trece tipos diferentes de acuerdo a la naturaleza de la pendiente del canal, estos son: H2, H3, M1, M2, M3, C1, C2, C3, S1, S2, S3 y A1, A3. La letra es para clasificar la pendiente, H es para horizontal, M para moderado (subcrítica), C para crítica, S para pronunciada (supercrítica) y A para adversa.

Los perfiles son ejemplificados en las siguientes figuras.

Pendiente del canal	Designación			Relación de y_a y y_e			Tipo general de curva	Tipo de flujo
	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 1	Zona 2	Zona 3		
Horizontal $S_0 = 0$	Ninguna			$y > y_a > y_e$			Ninguna	Ninguna
		H2		$y_a > y > y_e$			Desagüe	Subcrítica
			H3	$y_a > y_e > y$			Remanso	Supercrítica
Moderada $0 < S_0 < S_c$	M1			$y > y_a > y_e$			Remanso	Subcrítica
		M2		$y_a > y > y_e$			Desagüe	Subcrítica
			M3	$y_a > y_e > y$			Remanso	Supercrítica
Crítica $S_0 = S_c > 0$	C1			$y > y_e = y_a$			Remanso	Subcrítica
		C2		$y = y_e = y_a$			Paralela al fondo del canal	Crítica-uniforme
			C3	$y_e = y_a > y$			Remanso	Supercrítica
Pronunciada $S_0 > S_c > 0$	S1			$y > y_a > y_e$			Remanso	Subcrítica
		S2		$y_a > y > y_e$			Desagüe	Supercrítica
			S3	$y_a > y_e > y$			Remanso	Supercrítica
Adversa $S_0 < 0$	None			$y > (y_a)^* > y_e$			Ninguna	Ninguna
		A2		$(y_a)^* > y > y_e$			Desagüe	Subcrítica
			A3	$(y_e)^* > y_a > y$			Remanso	Supercrítica

Fig. 19 Perfiles de flujo.

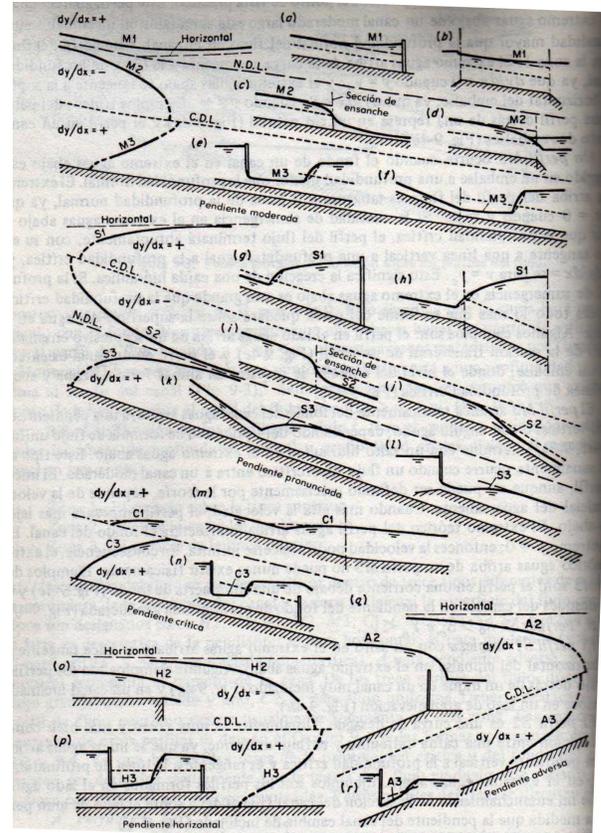


Fig. 20 Perfiles de flujo.

Características físicas de los ríos

Las características físicas de los ríos son factores importantes a la hora de realizar un análisis sobre su comportamiento.

El régimen hidrológico² de un río se determina por las características tanto de la cuenca como de las precipitaciones. En grandes ríos de climas tropicales, el régimen hidrológico tiene una estacionalidad fuerte y regular, es decir, existe un largo período de aguas altas que se puede esperar cada año, mientras que las aguas subterráneas explican el por qué existe un caudal base en un río durante un periodo seco, o si ocurre a la inversa por qué es que los caudales se secan.

² El régimen hidrológico es el modelo predominante del flujo de aguas en un periodo de tiempo, hace referencia a la duración de las épocas de inundaciones como resultado de la cantidad de agua en la superficie, las precipitaciones y el flujo de aguas subterráneas.

La diferencia más importante en cuanto al régimen hidrológico la establece la pendiente del río.

En los torrentes no se analiza el flujo con una fase sólida y una líquida, ya que es tanta la cantidad de sólidos transportados que el comportamiento del fluido no es newtoniano. A este flujo se le llama lava torrencial, flujo de derrubios o escombros.

Los ríos aluviales son los que tienen material sedimentario moderno, generalmente aportado por el mismo río. En este tipo de río se genera un cierto espesor de material granular prácticamente suelto, que genera lo que se conoce con el nombre de llanura de inundación; se trata de una llanura ocasionalmente inundable.

Un problema que caracteriza a los ríos aluviales es que los asentamientos de actividad humana se dan en sus valles, lo que ocasiona inundaciones y grandes pérdidas materiales en los periodos de inundación del río.

Raramente se ve un cauce recto o rectangular, por tanto, se generan dos tipos de morfología fluvial típica.

La primera es el cauce trenzado. Consiste en un cauce muy ancho compuesto por una multiplicidad de cauces menores entrelazados o trenzados que dejan islas entre sí al unirse y separarse. Cuando existen crecidas, este tipo de cauce puede cambiar

considerablemente.

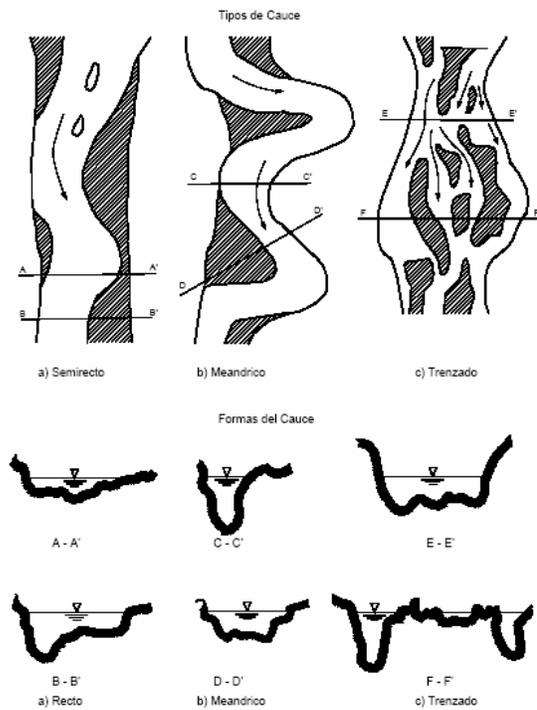


Fig.21 Tipos de cauce.

La segunda morfología es la de un cauce con meandros. El meando es una ondulación que se acompaña de una asimetría en las secciones transversales ya que la erosión es mayor junto a la orilla cóncava o exterior y menor junto a la orilla convexa o interior.

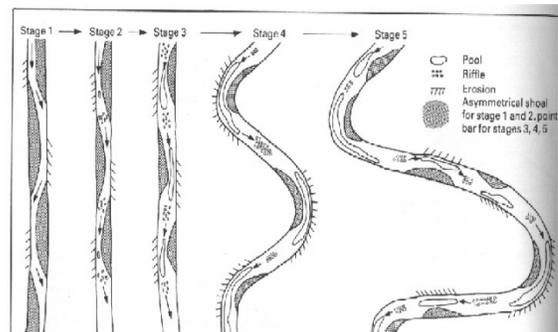


Fig. 22 Evolución de un meandro.

La evolución que se puede dar de un desplazamiento en dirección aguas abajo y una profundización de las orillas depende de la resistencia de éstas a la erosión. Esto ocasiona que se generen meandros que se pueden mover grandes distancias, debido a la no restricción de esta evolución.

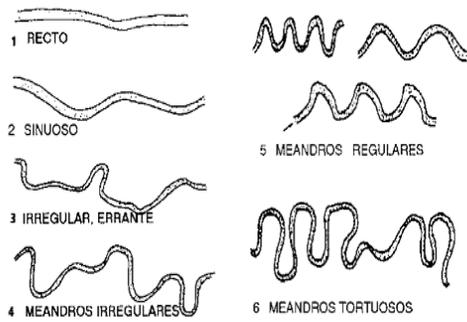


Fig. 23 Formas en planta de los ríos.

Geometría hidráulica de los ríos

La geometría de un río ha generado numerosas investigaciones que plantean relaciones empíricas entre las observaciones que han hecho los investigadores en geomorfología.

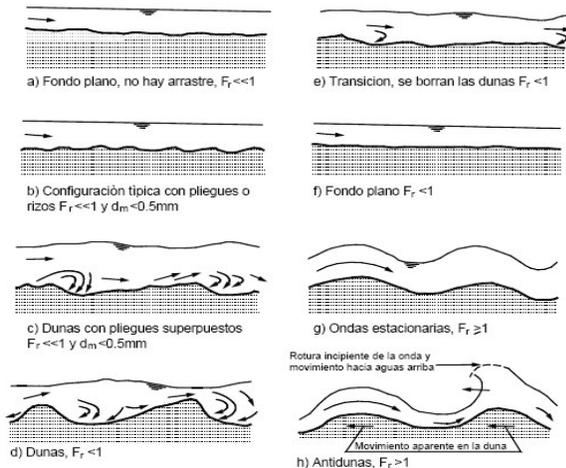


Fig. 24. Evolución del fondo de un cauce

Una relación empírica de mucho interés es la que considera en qué condiciones un río forma meandros o un cauce trenzado. Esta relación genera una frontera. La relación es la siguiente:

$$iQ^{0.44} = 0,0116 \quad \text{Ec. 12.}$$

Donde:

i = Pendiente del tramo

Q = Caudal.

Ahora bien, si la relación es mayor a 0,0116 el río es trenzado y, en caso contrario, el río es meandriforme. Cabe aclarar que esta relación no distingue nítidamente sino que se traza dentro de una considerable dispersión. Muchos ríos son trenzados y sinuosos a la vez, haciendo que la clasificación sea más difusa.

Existen algunas relaciones empíricas entre la longitud de onda λ , su amplitud al caudal Q y al ancho del cauce B . La longitud λ es de 7 a 11 veces la anchura del río B y la amplitud es a unas tres veces la anchura B . También se puede decir que la longitud de onda es proporcional a

$$\frac{Q^{0.5}}{D^{0.3}} \quad \text{Ec.13.}$$

La sinuosidad es otro parámetro geométrico de un río con meandros. Se define como el cociente de la longitud l y la longitud de onda.

Al hablar de las dimensiones de las secciones transversales de los ríos se ha encontrado que el ancho B es proporcional a $Q^{0.5}$. También se sabe que por ser un movimiento del agua en lámina libre, la velocidad media aumenta al aumentar la sección.

Otra relación es que el tirante y crecerá con el caudal más suavemente que el ancho, de esto se desprende la relación de forma B/y . Esto quiere decir que un río más caudaloso es aún más ancho proporcionalmente a su profundidad que un río menos caudaloso.

La relación de forma es mayor cuanto menor es el contenido de material fino en el cauce, por lo que para una cantidad importante de material grueso se tienen cauces más anchos.

Un ensanchamiento del cauce a costa de las orillas implica una reducción del caudal unitario³, lo que hace que se produzca una acreción del fondo que se reequilibrará con una pendiente mayor.

Erosión

Se denomina erosión al proceso de sustracción de roca al suelo intacto, generalmente por acción de corrientes superficiales de agua o viento, por cambios de temperatura o por gravedad. El material erosionado puede ser:

³ Volumen por unidad de tiempo en un ancho unitario

- Fragmentos de rocas creados por abrasión mecánica debido a la propia acción del viento, aguas superficiales, glaciares y expansión-contracción térmica por variaciones estacionales o diurnas.
- Suelos, los cuales son creados por la descomposición química de las rocas mediante la acción combinada de ácidos débiles disueltos en agua superficial y meteórica, hidrólisis, ácidos orgánicos, bacterias y acción de plantas.

La erosión es uno de los principales actores del Ciclo Geológico

Los agentes erosivos son más eficaces en función de qué tipo de suelo sea, la capa que la protege (hierbas, árboles, rocas), la cantidad de agua existente, el viento y el uso del suelo.

Uno de los principales factores que generan erosión es el agua. La erosión que se produce por el agua se le denomina, erosión hidráulica.

La erosión en un cauce de un río se conoce como el descenso del fondo o la pérdida de material de las orillas como consecuencia de fenómenos de dinámica fluvial naturales o provocados por obras que ha construido el hombre.

Dentro de la erosión que se da en los cauces existen dos tipos que se deben distinguir: la erosión general y la erosión local.

La erosión general del fondo afecta a tramos largos de los cauces y sería la única o primordial en un cauce recto, prismático. Mientras que la erosión local es la acción de un flujo más complejo que requiere un análisis bidimensional de las velocidades. Esta se puede presentar debido a obstáculos que tenga el río. Este tipo de erosión afecta una pequeña extensión y el flujo local tiene una fuerte turbulencia y desarrolla vórtices.

Asimismo, la erosión se puede clasificar en el tiempo: erosión transitoria y permanente.

Se denomina transitoria al descenso del fondo durante la fase ascendente de una avenida, este tipo de erosión es muy común en ríos de arenas o materiales finos, mientras que no son tan claros en ríos con gran transporte de sólidos.

La erosión permanente es la que se da a largo plazo ocasionada de modo natural por un desequilibrio geomorfológico, o bien, a causa del ser humano

A continuación se describen de forma sintética algunos de los tipos de erosiones más comunes en el campo de la Ingeniería Hidráulica:

Erosión general en las cuencas

Es el proceso de pérdida de suelo por acción hídrica.

Erosión general en cauce

Consiste en el descenso generalizado del fondo del río como consecuencia de una mayor capacidad de la corriente para arrastrar y transportar en suspensión el material del fondo.

Erosión transversal

Se produce en todas aquellas secciones en donde se reduce el ancho del río, ya sea por factores humanos o naturales.

Este proceso erosivo disminuye y se detiene al irse incrementando la profundidad hasta que se cumple el principio de continuidad del líquido y del sedimento entre las secciones reducidas y las que no lo son.

Erosión en las curvas

Consiste en un mayor incremento de la profundidad del fondo en la zona cercana a la orilla cóncava o exterior, como consecuencia de la corriente helicoidal que se forma en las curvas por la sobre elevación del agua que produce la fuerza centrífuga.

No se debe a factores humanos, aunque es muy importante tener en cuenta que dicha profundidad aumenta cuando se fija y estabiliza la margen exterior con un revestimiento o protección marginal.

Erosión al pie de obras

Se conoce con este nombre a la erosión que ocurre al pie de todas las estructuras rodeadas

completamente por el flujo, sobresalgan o no de la superficie, como consecuencia de la deflexión de las líneas de corriente, la turbulencia y los vórtices provocados por la presencia del obstáculo.

Erosión local en estribos o erosión al pie de obras unidas a la margen

Es la que tiene lugar al pie y en el extremo de las obras que están en las márgenes de los ríos, por causas semejantes a las señaladas en el párrafo anterior.

Erosión de las secciones aguas abajo de presas

Se trata del descenso del fondo resultado de la interrupción del transporte de sedimentos provocado por la presencia de una presa, en la que se detiene la mayor parte del sedimento que proviene de aguas arriba. Este tipo de erosión se produce siempre y cuando la corriente aguas abajo tenga capacidad de acarrear los materiales del fondo.

Erosión local de aguas abajo de obras de descargas

Como su nombre lo indica, es la que ocurre aguas abajo de las obras de descarga producto de un salto hidráulico, ocurren en las estructuras que no cuentan con la protección adecuada.

Erosión de aguas arriba de cortes de meandros y rectificaciones

Los fenómenos señalados incrementan la pendiente en un tramo del río, lo que produce, en consecuencia, un aumento de las velocidades del flujo y del transporte de sedimentos.

Como cada caudal que escurre por el río transporta una determinada cantidad de sedimentos del fondo y en el tramo con mayor

pendiente el transporte se incrementa, se produce una erosión del fondo para conservar la continuidad del transporte.

Erosión bajo tuberías circulares

Esta erosión se produce cuando se instala una tubería o un sifón en un cauce, de tal forma que interfiera con el flujo. Para que esa interferencia produzca una erosión del fondo se requiere que al menos la mitad del diámetro quede descubierto dentro de la corriente.

TEORÍA FLUVIAL

Principios del movimiento de partículas en ríos

Uno de los problemas más investigados en la hidráulica fluvial, debido a sus implicaciones en la erosión de un fondo de río, es saber en qué condiciones ocurre un desplazamiento de la partícula por la fuerza de arrastre del agua. A este efecto se le conoce con el nombre del *problema del umbral* o también como *problema o condición crítica del movimiento de fondo*.

La tensión cortante adimensional es la tensión que relaciona el cortante en el fondo τ_0 con la resistencia de la partícula a ser movida, que es función de su peso sumergido y del tamaño D que caracteriza el volumen.

$$\bar{\tau} = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)D} \quad \text{Ec.14}$$

Donde:

- τ = Tensión de corte.
- γ = Peso específico de la partícula.
- γ_s = Peso específico seco de la partícula
- D = tamaño que caracteriza el volumen de la partícula
- Q = Caudal de la sección..

La ecuación #14 compara como cociente la fuerza que hace que la partícula se mueva con la fuerza que le da estabilidad. La tensión en el fondo de un cauce es:

$$\tau_0 = \gamma R I \quad \text{Ec.15}$$

En donde:

R: Radio Hidráulico.

I: Pendiente motriz.

γ : Peso específico de la partícula

La velocidad de corte v_* también es una forma de representar la acción del agua sobre el fondo τ_0 , la cual se define convencionalmente a partir de la tensión cortante en el fondo de la manera que se representa en la ecuación # 16.

$$\tau_0 = \rho v_*^2 \quad \text{Ec. 16}$$

En donde:

τ_0 : Tensión cortante en el fondo.

ρ : Densidad del agua.

La velocidad de corte es una velocidad significativa para el fondo, por lo que es la más indicada para construir el número de Reynolds granular definido como:

$$Re_* = \frac{v_* D}{\nu} \quad \text{Ec. 17}$$

En donde:

D: Diámetro de la partícula.

v_* : Velocidad de corte

ν : Velocidad del tramo.

Relacionando las ecuaciones #17 y #14, se genera una figura denominada el ábaco de Shields. Este ábaco propone una curva principal de movimiento en unos ejes teniendo por debajo de la curva la no presencia de movimiento, mientras que para que exista movimiento, el valor de la tensión adimensional debe alcanzar el valor del número de Reynolds granular respectivo.

El tamaño de la partícula incide en el movimiento ya que, como se puede observar en la relación de la ecuación #14, va a costar más mover una partícula gruesa que una fina.

Por otra parte, a mayor Re_* el movimiento se convierte más turbulento. Cuando $Re_* > 70$ al movimiento se le llama turbulento rugoso, debido a que el tamaño del grano es mayor que la subcapa límite laminar. Dentro de este movimiento la tensión necesaria para iniciar el movimiento es de 0.056. Cuando $Re_* < 5$ el movimiento es turbulento liso, debido a que la subcapa límite laminar cubre la altura del grano.

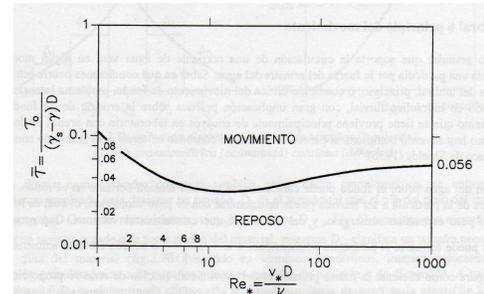


Fig. 25. Ábaco de Shields.

Transporte de sedimentos

El cálculo de la pérdida de suelo a partir de la medida del movimiento de los sedimentos en las corrientes y los ríos presenta varios inconvenientes.

La realización de las mediciones lleva tiempo y resulta cara; su precisión puede ser baja, incluso si se dispone de datos correctos sobre el movimiento de una corriente, no se sabe de dónde procede el sedimento y cuándo se produjo el movimiento.

Aún así, puede resultar útil hacer comparaciones del movimiento en diferentes corrientes, en diferentes momentos del año o de cuencas hidrográficas en las que se dan diferentes usos a la tierra.

La clasificación del transporte de sedimentos se puede hacer mediante dos criterios:

Según el modo de transporte

En esta forma de transporte, el sedimento puede ser transportado en suspensión o por el fondo; si

es en suspensión se va a sostener por la turbulencia del flujo, si es por el fondo, el movimiento se hará rodando, deslizando o saltando.

Para que la partícula sea transportada a saltos, antes debió superar su umbral de movimiento pero, debido a la crecida del río, esta misma partícula puede pasar a ser transportada por suspensión.

A mayor intensidad en la acción de la corriente, mayor es el tamaño del material de fondo que es puesto en suspensión y transportado en ese modo.

Según el origen del material

Cuando se habla del origen del material se hace referencia al origen durante un episodio de lluvias y crecida fluvial. Es claro que a largo plazo todo material del cauce tiene su origen en su cuenca. El origen en la cuenca significa que además del material transportado en fondo y en suspensión, la corriente transporta un material muy fino llamado material de lavado de la cuenca, el cual siempre es transportado en suspensión.

Un criterio práctico para separar un origen del otro es el tamaño de las partículas: si es inferior a $D = 0,00625$ mm el material es de la cuenca, si es superior, el material procede del lecho. El material de lavado está ligado a características como litología, suelos, pendientes y vegetación.

Un 90% del transporte de los sólidos de un río se da por suspensión. La mayor cantidad proviene de lavado. El restante 10% tiene la mayor repercusión morfológica en el río, ya que es el causante de las modificaciones.

Ahora bien, una vez separadas las dos formas en las que se puede clasificar el movimiento de sedimentos, el paso más importante para el análisis de este transporte es definir el caudal sólido Q_s , como el volumen por unidad de tiempo que cruza una sección transversal. También determinar que el caudal sólido unitario q_s , es el volumen por unidad de tiempo en un ancho unitario.

Al peso por unidad de tiempo se le sigue llamando caudal en peso. El caudal sólido unitario pero en peso g_s , es producto de las variables velocidad y concentración de material sólido y la relación se da por la integración en la

vertical de su producto, tal como se observa en la ecuación #18.

$$\int_0^y c(y)v(y)dy \quad [\text{g/ms}] \text{ Ec. 18}$$

También existen cuatro formas de expresar el transporte de fondo como peso, los cuales son:

- En volumen neto, el cual corresponde exactamente a la definición del caudal sólido.
- En volumen bruto o volumen de un empaquetamiento de material, que debe incluir la cantidad de vacíos. La cantidad de vacíos está designada por el índice de vacíos λ_* , que es función de la granulometría del material. El

volumen bruto es $\frac{1}{1 - \lambda_*}$ veces

el volumen neto.

- El peso seco, cuya relación con el volumen neto es el peso específico.
- En peso sumergido, que la relación con el volumen neto es el peso específico sumergido.

Las mayores concentraciones de material en suspensión conocidas en grandes ríos son del orden de 1g/l, y se originan en China mientras que las menores se dan en los países europeos son de 1mg/l.⁴

Referente al transporte de fondo, hay incertidumbre en cuanto al orden de magnitud, independiente a la magnitud de la corriente, de las características hidráulicas y granulometrías del cauce.

Ecuaciones de transporte de fondo

Se dice que el fondo se encuentra en equilibrio en presencia de transporte de sedimento cuando este no sufre modificaciones en su cota.

En este equilibrio intervienen cuatro variable: el caudal líquido (q), el caudal sólido de

⁴ Ingeniería Fluvial. Martín V, Juan P

fondo (q_s), la pendiente (i) y el tamaño del sedimento (D).

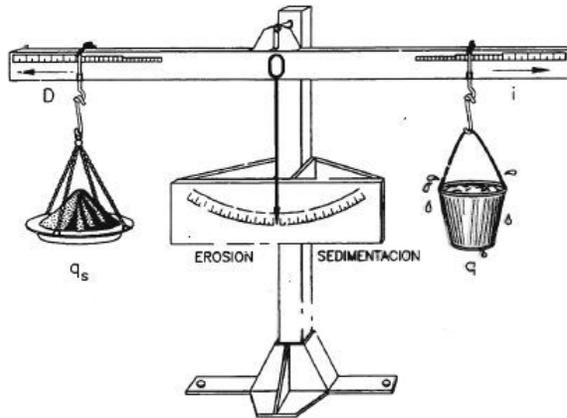


Fig. 26. Balanza de Lane.

La analogía de la balanza ofrece una explicación al reajuste que experimentan los ríos en búsqueda de un equilibrio.

El fondo del río puede presentar una configuración no plana sino ondulada debido a la superación del umbral del movimiento. Sin embargo, las formas del fondo del río no se presentan o se presentan muy poco en los ríos con material grueso o de grava.

Existen ciertos criterios para deducir las formas, uno de los más simples es apearse al ábaco de Shields, teniendo para movimiento turbulento liso arrugas, y para movimientos más desarrollados un lecho plano y dunas. Las formas en este tipo de río son de mayor escala y desarrollo.

Para cuantificar el caudal sólido de una corriente en función de sus características hidráulicas, geométricas y granulométricas existen las ecuaciones o fórmulas de transporte. Estas ecuaciones, cabe aclarar, son empíricas, semiempíricas o basadas en distintas teorías que dan razón a ciertas observaciones. Algunas limitaciones de estas ecuaciones son:

- No contemplan el régimen permanente.
- No consideran el desequilibrio en transporte.
- Son fórmulas de capacidad.

Ecuación de Meyer-Peter y Müller

Esta ecuación cubre pendientes hasta del 2% y tamaños de partícula de 30mm, toma en cuenta el factor $\bar{\tau}$ de la ecuación #14 y el parámetro del caudal sólido adimensional que está dado por la ecuación # 19.

$$\phi = \sqrt{\frac{q_s^2}{g(\rho_s - \rho)D^3}} \quad \text{Ec. 19;}$$

Donde:

ϕ . Parámetro de caudal sólido adimensional.

q_s . Caudal sólido unitario.

g . Aceleración de la gravedad.

ρ_s . Densidad seca de la partícula.

ρ . Densidad de la partícula.

D : Diámetro de la partícula.

Misma que puede representarse como la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{n_s}{n}\right)^{\frac{3}{2}} \bar{\tau} = 0.047 + 0.25\phi^{\frac{2}{3}} \quad \text{Ec.20}$$

Donde:

n_s = Rugosidad del grano y n es Se puede determinar mediando la fórmula de Strickler,

$$n_s = \frac{D_{90}^{\frac{1}{6}}(m)}{26} \quad \text{Ec. 21.}$$

n = rugosidad total (grano + forma) $n > n_s$

$\left(\frac{n_s}{n}\right)^{\frac{3}{2}}$ = es un factor que cumple el papel de reducir la tensión total de la corriente a una

tensión efectiva. El valor mínimo de $\left(\frac{n_s}{n}\right)$ es 0.5 y el máximo es 1.

El 0.047 equivale a la tensión crítica o umbral adimensional.

Ecuación de Einstein-Brown

Esta ecuación expresa el caudal sólido de la siguiente manera:

$$q_s = \sqrt{g \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) D^3} 40 \left(\frac{\gamma R I}{(\gamma_s - \gamma) D} \right)^3 \quad \text{Ec. 22}$$

Donde:

- g. Aceleración de la gravedad.
- ρ_s . Densidad seca de la partícula.
- ρ . Densidad de la partícula.
- D: Diámetro de la partícula
- I: Pendiente del tramo del río.
- γ = Peso específico de la partícula.
- γ_s = Peso específico seco de la partícula
- R: Radio hidráulico.

Respecto de la ecuación # 22 se puede estudiar la proporcionalidad que existe entre el caudal líquido y el caudal sólido. Utilizando el radio hidráulico R, la pendiente I y el diámetro de la partícula como variables. Se desprenden las siguientes proporciones:

$$q_s \leftrightarrow \frac{R^3 I^3}{D^{3/2}} \quad \text{Ec.23}$$

Para un cauce rectangular ancho, en el que $R \approx y$ y en régimen uniforme ($I = i$) resulta que:

$$q_s \leftrightarrow \frac{y^3 i^3}{D^{3/2}} \quad \text{Ec.24}$$

Donde:

y: Tirante, nivel de agua con respecto al fondo del río.

Por otro lado el caudal líquido con las mismas hipótesis y utilizando la fórmula de Chezy, da como resultado:

$$q_s D^{3/2} \leftrightarrow q^2 i^2 \quad \text{Ec.25}$$

Siendo ésta una versión cuantitativa de lo que cualitativamente se expresa mediante la analogía de la balanza de Lane.

Hidráulica de puentes

Consideraciones para construir un puente

Los puentes en Costa Rica son obras de infraestructura que por lo general son pagados por el estado, por lo que se busca que sea una obra barata y segura. Es por esto que resulta de gran importancia llevar a cabo un estudio claro de factores en la concepción del puente y de la vía, como lo son las dimensiones del vano y el lugar donde se vaya a situar.

Un puente debe ubicarse donde la ingeniería fluvial lo determine, con el fin de evitar costosas estructuras de protección extra de sitios inapropiados, desde el punto de vista hidráulico, debido a escogencias inapropiadas de sitios.

Dentro de los puntos importantes para la adecuada o inadecuada colocación de un puente están los siguientes:

- El lugar para establecer un puente debe tener estabilidad fluvial. El río no deberá modificar su cauce con efectos negativos para el puente.
- La colocación de un puente en un lugar inestable obliga a realizar obras de encauzamiento importantes para estabilizarlo. Por lo general, este tipo de obras son necesarias para los ríos entrelazados y los meandriiformes con condiciones de orilla vulnerables a la erosión.
- Los sitios con un cauce estrecho generan una economía sustancial a la obra. Los cauces múltiples son lugares con menor estabilidad.
- Los sitios en donde el cauce es relativamente recto son más convenientes que los sitios con curvas, ya que no presentan menor erosión lateral de fondo.

La historia del río a través de la Cartografía y la fotografía aérea son herramientas de gran importancia para el estudio de la estabilidad del río en el tiempo.

Una vez elegido el sitio de ubicación del puente, se desarrolla la segunda etapa: ¿Cómo se va a colocar?

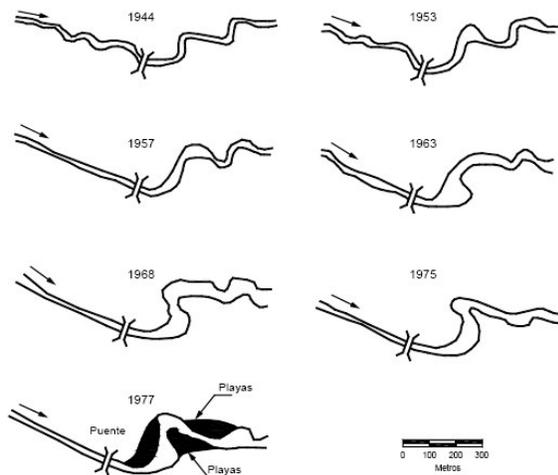


Fig.27. Evolución de un río aguas abajo de un puente.

Algunos problemas que lleva el cruce oblicuo son: las cimentaciones de las pilas deben de estar correctamente alineados con la corriente y que el ancho real del puente se debe medir en la proyección de este sobre el plano perpendicular a la corriente.

Dimensiones del puente

Las dimensiones geométricas de un puente varían según las necesidades del diseño, sin embargo, el vano es una dimensión que debe ser determinada por principios de la hidráulica.

Las dimensiones del vano son la altura libre y el ancho libre. Para la altura libre se debe procurar dejar una holgura desde la cota inferior del tablero al nivel que alcanza el agua, tomando en cuenta los objetos flotantes y posibles inundaciones que causarían el cierre de la vía.

Mediante el estudio hidrológico se estiman los caudales para los periodos de retorno establecidos, los cuales son transformados en niveles de agua, que es lo que interesa en la dimensión del vano.

En este cálculo de convertir los caudales en niveles de agua, no faltan incertidumbres como, por ejemplo, la rugosidad del cauce o la posición de la sección de contorno. El nivel de agua es una estimación más que un cálculo exacto, por lo que resultan importantes los datos que se puedan adquirir mediante testigos,

señales o registros antiguos. El vano de un puente frecuentemente viene a tener influencia de puentes aledaños.

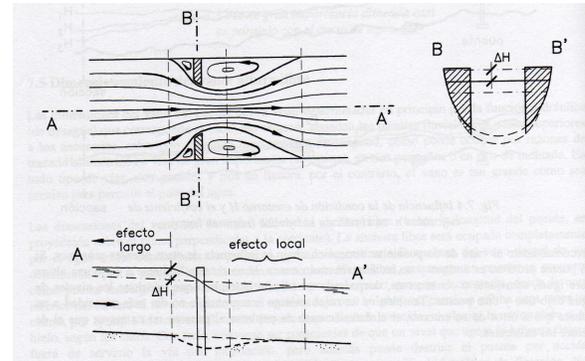


Fig.28. Evolución de un río aguas debajo de un puente.

Por razones económicas, casi nunca se toma la mayor avenida de un río como el ancho libre del vano. El restar ancho al vano no es necesariamente una pérdida de capacidad de desagüe del puente, en régimen lento, se genera lo conocido como remanso producido por el puente⁵.

Además del efecto de sobre elevación se da un aumento en la velocidad, que produce erosión del lecho en el área del puente. Generándose así los dos problemas más importantes producto de las reducciones del ancho a un puente. Costos por posibles inundaciones y costo por mayores cimentaciones del puente.

⁵ Sobre elevación del nivel antes del puente que afecta una cierta longitud aguas arriba y que equivale a la pérdida de carga local de la sucesión de estrechamiento y ensanchamiento.

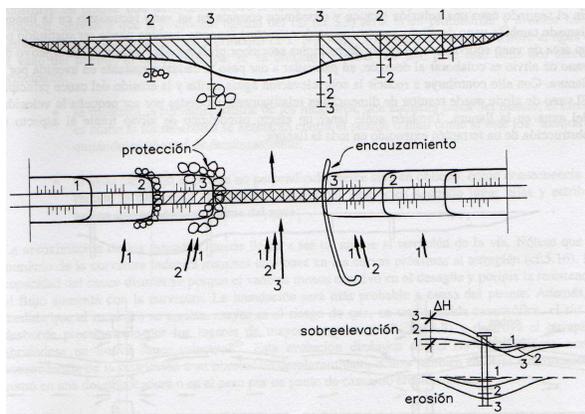


Fig.29. Evolución de un río aguas abajo de un puente.

En las llanuras de inundación, el puente sería una obra de un costo muy elevado si se tuviera que salvar toda o parte del ancho de la llanura mediante una estructura. Por lo que se puede ver la llanura, en algunos casos, como elemento en donde puede existir un almacenamiento temporal de agua y dejar el cauce general del río como desagüe de una posible inundación. O bien, una solución consiste en un vano secundario en la llanura con una segunda estructura, contribuyendo así a reducir la sobre elevación aguas arriba y la erosión del cauce principal.

Obras de encauzamiento

Este tipo de obras son necesarias cuando el puente puede dañarse debido a la inestabilidad del río; por ejemplo en los ríos con meandros activos, el único paso libre al agua sería el vano del puente, por lo que se generan dos efectos importantes:

- Se modifica la curvatura natural del meandro.
- El agua pasa de forma oblicua en el puente y no perpendicularmente, reduciendo así la capacidad efectiva de desagüe del vano.

Este tipo de efecto puede llegar a ser un peligro para los terraplenes en los puentes debido al aumento en la erosión, disminución de capacidad de cauce y aumento de la resistencia al flujo.

Los objetivos de las obras de encauzamiento se pueden dirigir a la estabilización del río orientándose hacia el vano del puente o al aprovechamiento efectivo e íntegro del vano para el desagüe.

Ejemplos de obras de encauzamiento en ríos son los espigones o diques, que tratan de dirigir el flujo del río hacia el vano y conseguir también que el agua cruce el puente en dirección perpendicular al mismo.

Cálculo hidráulico

Cuando se habla de cálculo hidráulico de un puente lo primero que se debe hacer es determinar la capacidad que tiene el puente para desaguar. Luego, hay que determinar la sobre elevación de nivel que provoca un puente.

Para realizar un estudio de la capacidad, se debe llevar a cabo el cálculo en régimen permanente gradualmente variado. Si se supone que el régimen es lento, entonces se debe incluir en el cálculo las secciones del río aguas abajo y aguas arriba del puente.

Los fenómenos locales agudos que se producen en el puente hacen que el cálculo de la sobre elevación por el método anterior sea incierto, por lo que, a partir de resultados experimentales, se propone calcular la sobre elevación ΔH mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta H = k \left(\frac{v^2}{2g} \right) \quad \text{Ec. 26}$$

Donde:

$$v = \left(\frac{Q}{By_0} \right) \quad \text{Ec. 27}$$

$$k = 2.2\alpha;$$

$$\alpha = \frac{Q'}{Q}$$

Q = Caudal total del proyecto
 B = Ancho
 Y₀ = Profundidad del vano libre
 Q' = Caudal que pasaría por el área perdida al construir el puente.

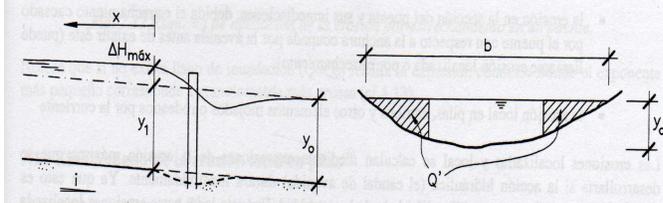


Fig. 30. Remanso producido en la sección de un puente.

El remanso que se produce se calcula igual que la capacidad de desagüe del puente en régimen permanente gradualmente variado. El cálculo se puede aproximar de la siguiente forma:

$$\Delta H(x) = \Delta H_{\max} e^{-x/x_0} \quad \text{Ec. 28}$$

Con:

$$X_0 = 0.3 \left(\frac{y_1}{i} \right) (1 - Fr_0^2) \quad \text{Ec. 29}$$

X = la distancia desde el puente hasta el remanso..

Erosión en puentes

En los puentes, la erosión es la causa más frecuente de daños. Pudiendo afectar hasta las fundaciones, en construcciones mal diseñadas, mal construidas o insuficientes. Este tipo de fenómeno es poco visible ya que ocurre debajo del agua, razón por la cual es difícil para los organismos encargados del mantenimiento incorporarlos en sus programas, el problema es que la manifestación del daño se presenta con la falla del puente.

La mayoría de los fallos suelen ocurrir en las avenidas, aunque existen procesos a largo plazo que pueden llevar al fallo de la estructura.

La erosión en un puente se puede estimar como erosión potencial. Las componentes de la erosión específica en un puente son dos:

- La erosión en la sección del puente y sus inmediaciones, esto debido al estrechamiento que se causa por el puente respecto al ancho ocupado por la avenida, antes de que se construyera la estructura.
- La erosión local en pilas, estribos y otros elementos mojados o rodeados por la corriente.

Para calcular las erosiones localizadas y locales se utilizan expresiones de la erosión máxima que se desarrollaría si la acción hidráulica durara indefinidamente

La desviación típica de la distribución granulométrica es más importante que el tamaño D en los fenómenos de erosión localizada y local porque puede indicar la posibilidad de acorazamientos.

La ecuación para determinar la erosión por reducción de la sección da valores de la erosión localizada,

$$e = y_1 \left(\left(\frac{B}{B_2} \right)^{0.67} - 1 \right) \quad \text{Ec. 30}$$

Sin embargo, esta ecuación se encuentra del lado de la seguridad, ya que un puente se puede considerar un estrechamiento muy corto. Otra expresión para un puente con cauce principal que transporta caudal Q_0 , en ausencia de puente es:

$$\frac{y_1}{y_2} = (Q/Q_0)^{0.86} (B_1/B_2)^{0.56-0.69}$$

$$e = y_2 - y_1 \quad \text{Ec. 31}$$

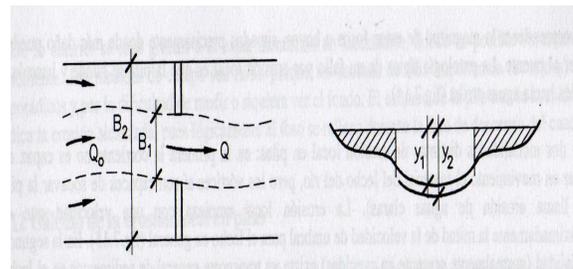


Fig. 31. Erosión de un puente.

Fenómeno de la erosión local en pilas

EL tipo de erosión que se desarrolla alrededor de obstáculos, tales como pilas de puente, se le llama erosión local. La respuesta física a este tipo de fenómeno consiste en que alrededor de la pila se dan velocidades localmente mayores que las medias de la corriente, estas velocidades son acompañadas de vórtices frontales, laterales y de

estela detrás de la pila. La socavación se da principalmente por este sistema de vórtices.

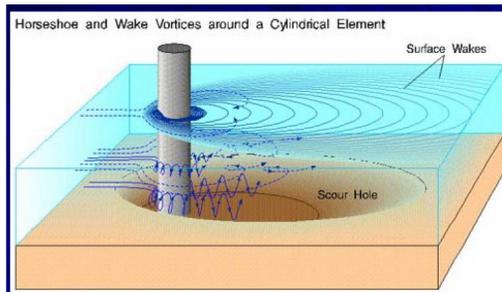


Fig.32. Erosión en tres dimensiones en una pila.

La patología típica de un fallo de este tipo (erosión local en pilas) es que la pila se hunde y se vuelca hacia aguas arriba.

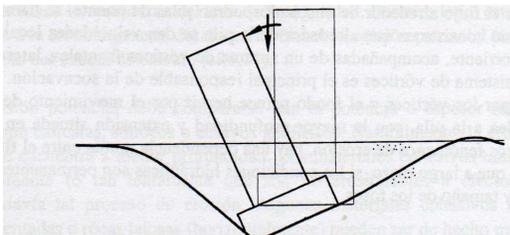


Fig. 33. Fallo típico de una pila por erosión local.

Las dos modalidades que existen en la erosión local de pilas son las siguientes:

- La primera es donde la corriente no es capaz de poner en movimiento el material del lecho del río, pero los vórtices producen socavación alrededor de la pila (erosión de aguas claras). No existe erosión en el fondo una vez alcanzado el equilibrio. Se presenta cuando no hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba, al sitio del ponteadero, por lo cual no hay reabastecimiento del hueco socavado.
- En la segunda se da un transporte general de sedimentos en el lecho al mismo tiempo que la erosión local. La cantidad de material transportado por la corriente que entra en el foso se compensa con la que sale. Se presenta cuando hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba hasta el sitio del ponteadero quedando parte de este sedimento atrapado en el hueco de socavación (lecho móvil).

El foso máximo se forma si la corriente es tal que el fondo está en el límite entre el estado de reposo y el movimiento general del lecho, en condiciones de umbral de movimiento.

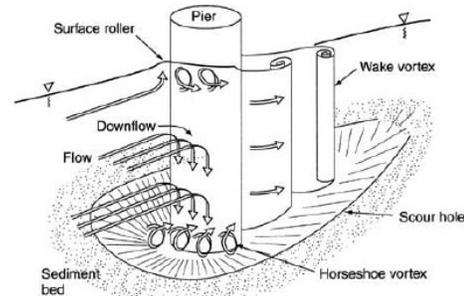


Fig.33. Características de la erosión local.

Cálculo de la erosión local de pilas

Existen muchas fórmulas para determinar la erosión local en pilas, refiriéndose principalmente a la erosión máxima o erosión de equilibrio, para un régimen hidráulico permanente en el tiempo, de tipo lento y en lechos granulares.

Los factores que influyen en la erosión han sido puntos importantes para discusiones y discrepancia entre las fórmulas.

Para analizar el problema de la socavación en pilas de puentes resulta necesario tener en cuenta las variables que influyen en el problema. Se ha demostrado que la profundidad máxima de socavación (d_s) depende de los siguientes factores:

- Densidad del agua (ρ).
- Velocidad de aproximación del flujo (V).
- Calado o profundidad de flujo (Y).
- Diámetro medio de los sedimentos (D).
- Ancho efectivo de la pila (B).
- Aceleración de la gravedad (g).
- Viscosidad cinemática del fluido (ν).
- Gravedad específica del material del lecho (G_s).
- Desviación estándar de la gradación del material (σ_g).
- Forma de la pila (K_f).
- Alineamiento de la pila con la dirección del flujo.

Cuando se hace un estudio de las pilas, éstas se clasifican según su tipo y la conducción de transporte de sedimentos.

Según el tipo, las pilas se clasifican en:

- Circulares.
- Rectangulares.
- Semicirculares.
- Biselada.

Según el transporte de sedimentos:

- Umbral de movimiento.
- Agua clara.
- Transporte generalizado de sedimentos.

Se ha determinado que la profundidad máxima de socavación está dada por la relación ds/B , de la siguiente manera:

$$ds/B = 2,4 \text{ si } (y/B) > 1,2$$

$$ds/B = 2Y \text{ si } (y/B) \leq 1,2$$

La profundidad de socavación alrededor de pilas de puentes se ve influenciada por el tipo de transporte de sedimentos, ya sea, agua clara, umbral de movimiento o transporte generalizado de sedimentos y es el parámetro (V/V_c) el que marca la diferencia, donde V_c es la velocidad crítica.

Al existir una desviación granulométrica alta se da una capacidad de acorazamiento del lecho, reduciéndose las profundidades de erosión.

Una de las fórmulas más utilizada en Estado Unidos es la de Richarson:

$$e = 2.0k_1k_2B_0^{0.65}y_1^{0.35}Fr_1^{0.42} \quad \text{Ec 32}$$

Donde:

e: Erosión máxima (m).

B_0 : Ancho de la pila (m).

K_1 : Constante de forma de pila (1 para circular, 1.1 para pila rectangular).

K_2 : constante de ángulo de ataque, que puede omitirse si se utiliza B^* en lugar de B .

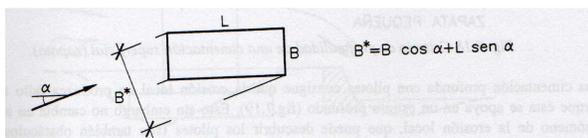


Fig.34. Datos geométricos de pila.

Y_1 : Profundidad

Fr_1 : Número de Froude aguas arriba.

Sistemas de Control de erosión

En el caso de las cimentaciones que se ven sometidas a erosiones, existen ciertas maneras de mitigar tal efecto en el desempeño de la estructura en el tiempo.

En ocasiones, se puede tomar como base la erosión local para construir la cimentación por debajo de ésta. También se pueden variar los tamaños de las zapatas, con el fin de buscar un zócalo no erosionable.

Las cimentaciones con pilotes no están exentas de la erosión y es la erosión local la que puede descubrir los pilotes poco a poco. Lo que según estudios conviene hacer en estos casos es la utilización de pilas delgadas.

Como una medida generalizada se utilizan mantos de escollera alrededor de la pila, colocándose en donde proteja a la pila de la erosión local.

En esta sección se desarrollará análisis comparativo de los diferentes sistemas de control de erosión que pueden ser utilizados o que ya son utilizados en nuestro país para el control de erosión.

Cabe destacar que estos sistemas pueden ser utilizados en otras situaciones, sin embargo, se analizará solamente para el caso particular de su funcionalidad en las pilas de puentes.

Gaviones

Los gaviones, conocidos así debido al italiano *gabbioni* o jaulas grandes, se han utilizado en ingeniería desde el siglo XVI, es un sistema que se sigue utilizando con frecuencia para diferentes tipos de actividades como muros de contención, conservación de suelos o control de ríos.

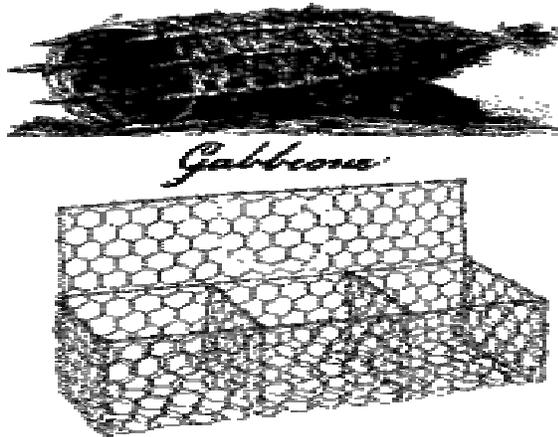


Fig.35. Gaviones.

El gavión es una armazón de forma prismática rectangular fabricado con una malla hexagonal de doble torsión producida con alambres de bajo contenido de carbono. Los gaviones se subdividen en células por diafragmas que refuerzan la estructura, la red completa exceptuando la de los diafragmas, es reforzada en sus extremidades por alambres de diámetro mayor que el de la malla.

El alambre de la malla utilizado para formar el gavión, además del recubrimiento de zinc y aluminio que lleva, se puede recubrir también con PVC para una mejor protección en contra de la corrosión.

El gavión es un contenedor de piedra retenida con una malla de alambre que se coloca al pie de obra desarmado y en el sitio se rellena con piedras.

Una de las principales características que tiene este sistema es su flexibilidad. Se considera que la flexibilidad intrínseca les permite trabajar sin romperse, adaptándose a los pequeños movimientos de la tierra y conservando su solidez estructural sin fracturas. La malla le da una resistencia a la tensión más alta que la del concreto, por lo que tiene un mejor comportamiento en situaciones de tensión que pueden comprometer estructuras de piedras, concreto y mampostería.

Las piedras de relleno generan que sea una estructura permeable, lo que elimina la necesidad de la construcción de un desagüe, esta piedra puede ser de poca calidad o de desecho y no requiere una mano de obra especializada, facilitando la incorporación de éste tipo de sistema a la población rural.

Las obras se pueden empezar muy rápidamente cuando se cuenta con la disponibilidad de las mallas en el sitio, debido a que las etapas de colocación de cimientos se pueden hacer a mano y rápidamente.

Una de las debilidades que presenta el sistema es la construcción se puede llevar a cabo con materiales que cumplen con las normas mínimas, lo que podría llevar a un fallas en parte o en toda la estructura.

La costura que tienen los gaviones es la encargada de generar la característica monolítica, elevando las resistencias mecánicas.

Las dimensiones típicas estándar de los gaviones son 1m x 1m en sección transversal y de 1 a 4 metros en la longitudinal (para uso como estructuras de gravedad). Para utilizarlos como revestimiento las dimensiones típicas son de 0,20 ó 0,30 metros de espesor y de 2.0m x 4m de sección. Estas mantas de gaviones no cumplen ninguna función de soporte lateral por gravedad. El peso específico del gavión lleno se encuentra entre los 1,7 t/m³ y 1,8 t/m³.

Los gaviones metálicos son fabricados por un enrejado de malla de triple torsión construido con alambre de acero galvanizado de resistencia a tracción comprendida entre cuatrocientos veinte megapascales (420 MPa) y quinientos cincuenta megapascales (550 MPa).

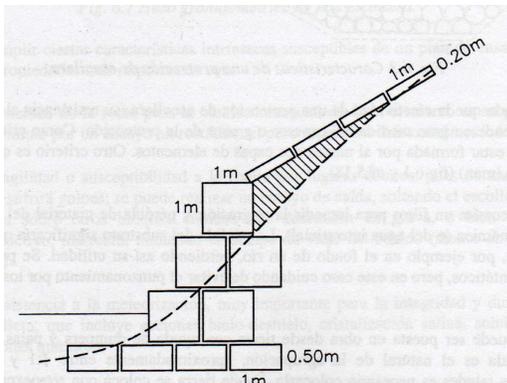


Fig.36. Dimensiones de los gaviones.

Proceso Constructivo

En este proyecto, se analizará únicamente los gaviones utilizados como protección contra la erosión y no como estructuras de gravedad.

La construcción de este sistema va a depender mucho de la situación en que se desarrolle el problema erosivo, sin embargo, se tratará de generalizar un proceso simple y efectivo para construir un sistema de gaviones cerca de una pila de un puente.

La piedra utilizada para el relleno de los gaviones será canto rodado o procedente de algún proceso industrial.

Los gaviones son despachados de los lugares de fabricación empacados en paquetes comprimidos, los cuales al llegar al sitio son abiertos y extendidos en el suelo. Luego de que el paquete está extendido en el suelo, los lados de la caja y el diafragma se izan y se amarran con el alambre. El amarre se debe llevar a cabo en una operación continua de enlazado, el alambre que pasa en cada acople se debe amarrar junto con el de la malla continua por medio de dos vueltas en los puntos de las esquinas.

Ya con la armadura lista y armada se procede a colocar las canastas en el sitio en que se necesitan.

Las mallas deberán asegurarse y amarrarse en las esquinas y los bordes. En el caso de que exista más de un nivel de gaviones, estos se deben amarrar también entre ellos. Debe rellenar primero los que se encuentran en niveles inferiores. La interconexión de todas las unidades en una estructura de los gaviones es una característica importante de la técnica y es

por lo tanto esencial que el amarre se realice de la manera apropiada y con los materiales (alambre) especificado.

El mejor material para realizar el llenado de los gaviones es aquel que permita la flexibilidad de la estructura pero al mismo tiempo llene la malla con el mínimo de vacíos y con el máximo peso.

El llenado se puede hacer a mano o mediante maquinaria, por ejemplo, una retroexcavadora para agilizar el proceso. La mano de obra necesaria para este tipo de operación no es una mano de obra especializada, se puede conseguir fácilmente en cualquier lado.

Para evitar que la malla se pandee hacia el exterior se amarran alambres en la parte interna del gavión entre sus paredes. Por lo general, este tipo de mecanismo sólo se utiliza en el gavión de 1 metro.

Una vez rellenados los gaviones, se debe colocar la tapa superior y a su vez amarrarla a los bordes y a las esquinas de las mallas adyacentes o de las caras del gavión. Este alambre debe quedar bien atado y la tapa debe estar ajustada exactamente con los lados, para lo cual se puede utilizar una herramienta o hacerlo manualmente.

En pasos, el proceso de instalación de los gaviones es:

- Desempacado de las canastas
- Extendido de las caras.
- Una vez armado, una los alambres de refuerzo de las aristas con alambre.
- Posteriormente, una el diafragma al cuerpo del gavión.
- La unión de las aristas debe estar bien reforzada, por ello se alternan torsiones sencillas y dobles para asegurarla.
- Los gaviones armados se colocan en el sitio, se alinean y se unen unos con otros, para rellenarlos.
- Antes de rellenarlos, por razones técnicas y estéticas es muy importante tensor el gavión. Ya que así se comprueba si no existen deficiencias en la unión, se logra optimizar el relleno y se obtiene un mejor rendimiento en la aplicación.
- De acuerdo al volumen o rapidez de la obra, el relleno puede realizarse en forma manual o mecánica.
- Conforme se va rellenando con la piedra, se colocan los tensores a 1/3 y a 2/3 de la altura del gavión respectivamente y en

oposición a las caras, abarcando 2 escuadras de la malla.

- Durante el relleno, es muy importante que éste sea compacto y con el mínimo de vacíos.
- Al finalizar el relleno, con las tenazas o barra de uña, cierre la tapa al cuerpo del gavión, ayúdese con el gancho fierro para colocar las grapas a cada 30 cm e hilvanar.

Escollera de piedra

La escollera de piedra es uno de los métodos más utilizados para la defensa de obras en las márgenes de ríos. Consiste en la extensión por vertido de, un conjunto, en general en forma de manto o repié, de material pétreo procedente de excavaciones en roca, de canteras o de ríos, sobre un talud preparado, formando una capa compacta, bien graduada y con un mínimo de vacíos.

Los elementos se colocan sin ligante, por lo que su estabilidad se debe a su peso propio. Se pueden formar estructuras independientes cuyo funcionamiento es por gravedad. Este tipo de estructuras son permeables y de baja resistencia al empuje lateral, por lo que se utiliza únicamente como revestimiento, protección o defensa de una estructura.

El dique en el cual se proceda a construir la escollera deberá tener las características geotécnicas para considerarse estable, ya que la escollera no debería estar resistiendo el empuje de tierras.

Su estructura flexible permite que acciones como descensos de fondo en cauces por culpa de erosiones o asentamientos de estructuras como diques, no causen un fallo en la escollera, ya que esta se desplaza y se adapta a la nueva forma del terreno.



Fig.37. Ejemplos de escollera.

Para determinar el tipo de agregado por utilizar en la construcción de la escollera es muy importante que se conozca la granulometría del mismo. Se ha establecido un rango o una franja de tolerancia dado el peso del elemento.

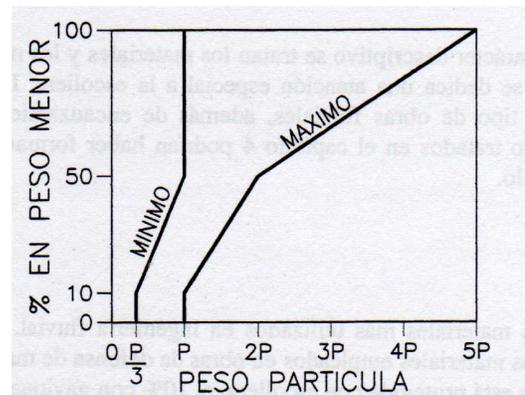


Fig. 38. Rango de diseño de escolleras según peso de elemento.

El peso del elemento se obtiene mediante el cálculo del tamaño:

$$\frac{D_{30}}{y} = 0.36 \left[\left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{0.5} \frac{v_0}{\sqrt{gy}} \right]^{2.5} \quad \text{Ec. 33}$$

Donde:

V_0 = Velocidad media en la vertical del elemento.

Y = Profundidad de agua sobre el elemento.

$$\gamma = 1 \text{ t/m}^3$$

γ_x = Peso específico de la piedra, utilizado muchas veces como 2.65 t/m^3

La ecuación #33, se puede expresar también como:

$$D_{30} = 0.192 \gamma Fr^{2.5} \text{ Ec. 34}$$

Existen ciertas características necesarias en las rocas por utilizar con el fin de poder realizar ensayos de calidad. Estas propiedades son:

- Buena densidad de la roca.
- Fragilidad a la rotura por lugares débiles.
- Resistencia a la meteorización.

Se deben evitar los elementos planos, por lo que se ha establecido un índice de planaridad el cual debe ser menor a dos.

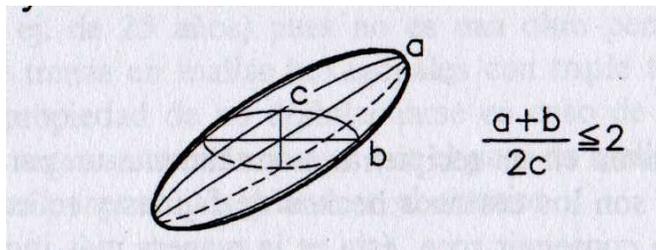


Fig.39. Relación de planaridad.

La cimentación es un punto débil de la escollera por lo que requiere de atención especial.

El talud de una escollera deberá continuarse enterrado en el cauce para que se encuentre a una profundidad adecuada y no sufra erosión. La efectividad depende en gran medida del espesor o grosor de la protección.

Dos criterios para determinar el espesor son que la escollera debe estar formada por al menos dos capas de materiales o que el espesor sea al menos $1 D_{100}$. También es necesaria la colocación de un filtro que cumple la función de impedir la migración y pérdida de material del sustrato debido a acciones del agua.

Proceso Constructivo

Su ejecución comprende normalmente las siguientes operaciones:

- Preparación de la superficie de apoyo de la escollera.
- Colocación de una capa filtro.
- Excavación, carga y transporte del material pétreo que constituye la escollera.
- Vertido y colocación del material.

Los materiales por emplear procederán de la excavación del mismo sitio o también podrán proceder de préstamos. En cualquier caso, las piedras que se van a utilizar deberán tener la superficie rugosa. No se admitirán piedras o bloques redondeados, salvo que la misión de la escollera sea la protección del talud frente a la meteorización.

En general, serán adecuadas para escollera las rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas resistentes, sin alteraciones apreciables, compactas y estables químicamente frente a la acción de los agentes externos y, en particular, frente al agua.

El peso de cada una de las piedras que forman la escollera podrá variar entre diez kilogramos (10 kg) y doscientos kilogramos (200 kg). Además, la cantidad de piedras de peso inferior a cien kilogramos (100 kg) será menor del veinticinco por ciento (25%) en peso.

El filtro puede estar constituido por material granular o por geotextil. El filtro de material granular consistirá en una o más capas de dicho material, permeable y bien graduado, formado por grava y arena. Si se disponen geotextiles como capa filtro de la escollera se usará como elemento de separación y filtro, se tendrá en cuenta la posibilidad de punzonamiento.

Sistemas articulados de bloques de concreto

Las mantas de bloques articulados de concreto son un conjunto de bloques prefabricados engarzados o cocidos entre sí por cables para formar unidades de ancho del orden de 2.5 metros y de longitud variable.

Este tipo de material es muy utilizado para recubrimiento o revestimiento en las

márgenes de los ríos, el sistema debe llevar un filtro sintético incorporado las mantas de bloques.

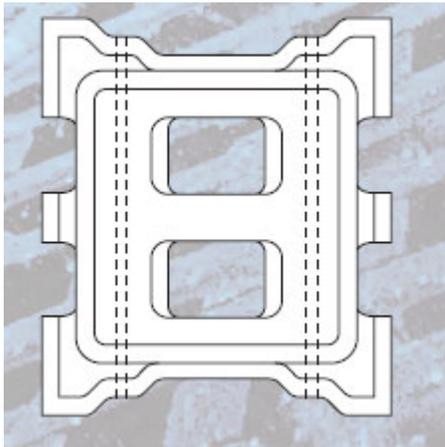


Fig.40. Bloque articulado de concreto.

La forma y el diseño de los bloques hacen posible que la vegetación crezca por medio de sus intersticios.

- Ventajas de los bloques:
- Existen bastantes modalidades patentadas.
 - Se pueden prefabricar.
 - Su colocación es muy rápida debido a la modulación de la prefabricación.
 - Comportamiento flexible.

Los bloques están amarrados unos a otros con el fin de que la fuerza hidráulica ejercida por el agua del río no desprenda los bloques. Si la manta utilizada para el recubrimiento falla va a quedar doblada o plegada, por lo que el anclaje a la hora del diseño es un punto importante, o bien, si lo que se quiere es que la manta al fallar por erosiones caiga en el campo erosionado se debe considerar en el diseño con el fin de hacer la manta más larga.

Proceso Constructivo

Para la construcción de este tipo de sistema se requiere tener preparado el sitio, el geotextil por utilizar y los bloques prefabricados. Para la preparación del sitio se debe construir un dique con una pendiente suave, en el cual será colocado el geotextil para proteger la pérdida de material fino.

El proceso de colocación de los bloques va a depender mucho de la situación en que se encuentre el proyecto, ya que se pueden hacer mantas prefabricadas del tamaño de una carreta de furgón (medio para transportarlo) y colocarlo en mantas, o bien, se pueden colocar uno por uno manualmente. Lo ideal es establecer un método para que una retroexcavadora sea capaz de colocar las mantas ya prefabricadas en la planta.

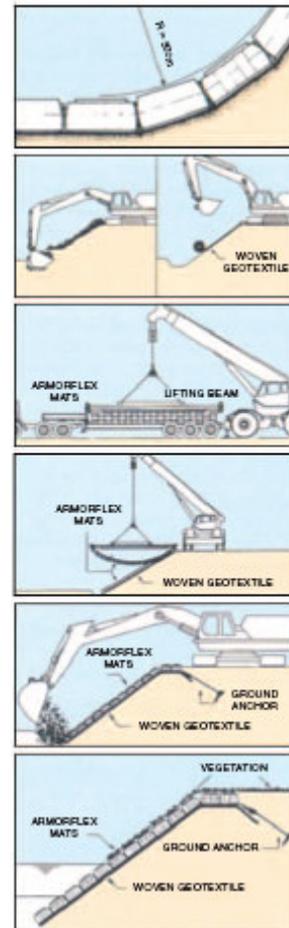


Fig.41. Proceso constructivo.

Para el armado de los bloques se debe utilizar un cable de polietileno el cual va a tener la función de unir los bloques para darle la forma y textura de armadura.

Primero se debe tener un talud adecuado para la colocación del bloque, esto va a depender del tipo de bloque que se utilice. Posterior a esto, se debe anclar un geotextil al suelo en donde se van a colocar los bloques. Este geotextil puede

venir previamente pegado también en las mantas construidas en planta.

La fabricación de las mantas se hace como armando un rompecabezas, los bloques tienen la forma para ser colocados uno a la par del otro y se van entrelazando por medio del alambre de polietileno, el cual cuando termina la longitud de manta requerida, debe devolverse por el bloque adyacente con el fin de generar un tipo de malla longitudinal constituyendo como una armadura para el concreto.

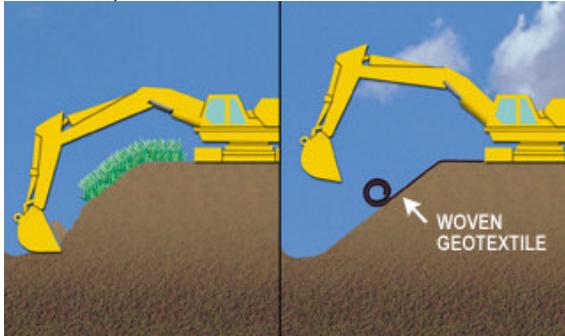


Fig.42. Colocación de geotextil.

Si la colocación del bloque es uno por uno, luego de haber puesto el geotextil en su lugar, se deben empezar a colocar los bloques, pero a la hora de la colocación se debe ir enervando cada bloque en el alambre. Este proceso es más lento y hace que los operarios tengan que meterse en el río y lidiar con el trabajo en el agua.

Ahora bien, cuando ya se tienen las mantas en el sitio estas se deben colocar con una retroexcavadora en el sitio en donde se requieran.



Fig.43. Colocación de mantas de bloques articulados de concreto

Para la colocación de este tipo de sistema es importante que la mano de obra sea especializada o calificada para el buen manejo y colocación de los bloques, en el caso de ser manualmente, de lo contrario, la mano de obra necesaria es casi nula en el sitio, no así en la planta en donde se deben armar las mantas.

Resultados

Uno de los objetivos de éste proyecto es facilitar el diseño de un sistema de control de erosión para el efecto causado por los ríos en las pilas de los puentes, por lo tanto, se van a ejemplificar 10 casos muy característicos en Costa Rica.

En este caso se realizará un estudio básico, pero confiable con una baja inversión en estudios complementarios, tal como la topografía

Son cuatro casos para ríos de montaña, cuatro casos en la zona de transición, iguales a

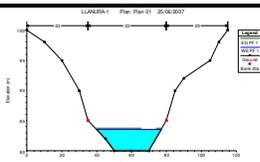
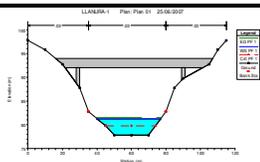
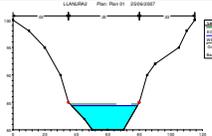
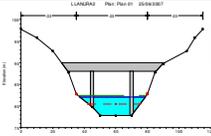
los de montaña y, por último, dos casos para los puentes en ríos de llanura.

Características como la rugosidad y sección en los casos de montaña y casos de transición se mantendrán constantes, mientras que la pendiente será la variable que cambie para asimilar el caso a la situación real.

A continuación se presentan las características de los casos.

CUADRO 1. CARACTERÍSTICAS DE LOS CASOS DE MONTAÑA EN LA ZONA DE TRANSICIÓN		
Caso	Sección	Puente
MT-1		
MT-2		
MT-3		
MT-4		

CUADRO 2. CARACTERÍSTICAS DE LOS CASOS DE LLANURA

Caso	Sección	Puente
LL-1		
LL-2		

Para cada caso se utilizaron ciertas variables, las cuales se tomaron considerando características generales para hacer un estudio teórico de los casos.

CUADRO 3. VARIABLES UTILIZADAS

Caso	Variable	Valor
Montaña	Caudal (m ³ /s)	600
	Longitud de análisis (m)	5000
	Valor para n	0.0500
	Pendiente	1:100
Transición	Caudal (m ³ /s)	600
	Longitud de análisis (m)	5000
	Valor para n	0.0450
	Pendiente	1:500
Llanura	Caudal (m ³ /s)	600
	Longitud de análisis (m)	5000
	Valor para n	0.0300
	Pendiente	1:1000

Utilizando el paquete de cómputo HecRas, se obtuvieron los siguientes resultados

para las secciones en las cuales se encuentran los diferentes puentes.

Casos de montaña:

Caso Mt-1.

CUADRO 4. CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES PARA CASO DE MONTAÑA MT-1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
MT-1	100	PF 1	600	30	38.28	36.39	39.62	0.010002	5.13	117.01	18.28	0.65
MT-1	90	PF 1	600	25	33.28		34.62	0.009998	5.13	117.03	18.28	0.65
MT-1	80	PF 1	600	20	28.28		29.62	0.009994	5.13	117.05	18.28	0.65
MT-1	70	PF 1	600	15	23.27		24.61	0.010025	5.13	116.91	18.27	0.65
MT-1	60	PF 1	600	10	18.31		19.63	0.00987	5.1	117.6	18.31	0.64
MT-1	57	PF 1	600	7.7	16.13	14.09	17.4	0.009404	5.01	119.75	18.43	0.63
MT-1	55		Bridge									
MT-1	53	PF 1	600	7.2	15.48		16.82	0.01	5.13	117.02	18.28	0.65
MT-1	50	PF 1	600	5	13.28		14.62	0.010001	5.13	117.01	18.28	0.65
MT-1	40	PF 1	600	0	8.28		9.62	0.009999	5.13	117.02	18.28	0.65
MT-1	30	PF 1	600	-5	3.28		4.62	0.010001	5.13	117.01	18.28	0.65
MT-1	20	PF 1	600	-10	-1.72		-0.38	0.009999	5.13	117.02	18.28	0.65
MT-1	10	PF 1	600	-15	-6.72	-8.6	-5.38	0.010002	5.13	117.01	18.28	0.65

CUADRO 5. CARACTERISTICAS DE LA SECCION DEL PUENTE				
E.G. US. (m)	17.4	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	16.13	E.G. Elev (m)	17.18	17.02
Q Total (m3/s)	600	W.S. Elev (m)	15.74	15.81
Q Bridge (m3/s)	600	Crit W.S. (m)	14.09	13.6
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	8.04	8.61
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	5.32	4.87
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	112.73	123.08
Weir Submerg		Froude # Chl	0.68	0.61
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	735.27	774.48
Min El Weir Flow (m)	70	Hydr Depth (m)	6.25	6.62
Min El Prs (m)	68	W.P. Total (m)	27.98	29.24
Delta EG (m)	0.59	Conv. Total (m3/s)	5708.8	6416.9
Delta WS (m)	0.65	Top Width (m)	18.04	18.61
BR Open Area (m2)	2674.07	Frctn Loss (m)	0.1	0.19
BR Open Vel (m/s)	5.32	C & E Loss (m)	0.07	0.01
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	436.44	360.86
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	2322.92	1759.21

Caso Mt-2

CUADRO 6. CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES PARA CASO DE MONTANA MT-2												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
MT-2	100	PF 1	600	30	38.28	36.39	39.62	0.010002	5.13	117.01	18.28	0.65
MT-2	90	PF 1	600	25	33.28		34.62	0.009998	5.13	117.03	18.28	0.65
MT-2	80	PF 1	600	20	28.28		29.62	0.009994	5.13	117.05	18.28	0.65
MT-2	70	PF 1	600	15	23.27		24.61	0.010025	5.13	116.91	18.27	0.65
MT-2	60	PF 1	600	10	18.31		19.63	0.00987	5.1	117.6	18.31	0.64
MT-2	57	PF 1	600	7.7	16.13	14.09	17.4	0.009404	5.01	119.75	18.43	0.63
MT-2	55		Bridge									
MT-2	53	PF 1	600	7.2	15.48		16.82	0.01	5.13	117.02	18.28	0.65
MT-2	50	PF 1	600	5	13.28		14.62	0.010001	5.13	117.01	18.28	0.65
MT-2	40	PF 1	600	0	8.28		9.62	0.009999	5.13	117.02	18.28	0.65
MT-2	30	PF 1	600	-5	3.28		4.62	0.010001	5.13	117.01	18.28	0.65
MT-2	20	PF 1	600	-10	-1.72		-0.38	0.009999	5.13	117.02	18.28	0.65
MT-2	10	PF 1	600	-15	-6.72	-8.6	-5.38	0.010002	5.13	117.01	18.28	0.65

CUADRO 7. CARACTERISITCAS DE LA SECCION DEL PUENTE				
E.G. US. (m)	17.4	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	16.13	E.G. Elev (m)	17.18	17.02
Q Total (m3/s)	600	W.S. Elev (m)	15.74	15.81
Q Bridge (m3/s)	600	Crit W.S. (m)	14.09	13.6
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	8.04	8.61
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	5.32	4.87
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	112.73	123.08
Weir Submerg		Froude # Chl	0.68	0.61
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	735.27	774.48
Min El Weir Flow (m)	30	Hydr Depth (m)	6.25	6.62
Min El Prs (m)	28	W.P. Total (m)	27.98	29.24
Delta EG (m)	0.59	Conv. Total (m3/s)	5708.8	6416.9
Delta WS (m)	0.65	Top Width (m)	18.04	18.61
BR Open Area (m2)	428.35	Frctn Loss (m)	0.1	0.19
BR Open Vel (m/s)	5.32	C & E Loss (m)	0.07	0.01
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	436.44	360.86
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	2322.92	1759.21

Caso Mt-3

CUADRO 8. CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES PARA CASO DE MONTANA MT-3												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
MT-3	100	PF 1	600	30	38.28	36.39	39.62	0.010002	5.13	117.01	18.28	0.65
MT-3	90	PF 1	600	25	33.28		34.62	0.009998	5.13	117.03	18.28	0.65
MT-3	80	PF 1	600	20	28.28		29.62	0.009994	5.13	117.05	18.28	0.65
MT-3	70	PF 1	600	15	23.27		24.61	0.010025	5.13	116.91	18.27	0.65
MT-3	60	PF 1	600	10	18.31		19.63	0.009871	5.1	117.59	18.31	0.64
MT-3	57	PF 1	600	7.7	16.12	14.09	17.4	0.009409	5.01	119.73	18.42	0.63
MT-3	55		Bridge									
MT-3	53	PF 1	600	7.2	15.48		16.82	0.01	5.13	117.02	18.28	0.65
MT-3	50	PF 1	600	5	13.28		14.62	0.010001	5.13	117.01	18.28	0.65
MT-3	40	PF 1	600	0	8.28		9.62	0.009999	5.13	117.02	18.28	0.65
MT-3	30	PF 1	600	-5	3.28		4.62	0.010001	5.13	117.01	18.28	0.65
MT-3	20	PF 1	600	-10	-1.72		-0.38	0.009999	5.13	117.02	18.28	0.65
MT-3	10	PF 1	600	-15	-6.72	-8.6	-5.38	0.010002	5.13	117.01	18.28	0.65

CUADRO 9. CARACTERISTICAS DE LA SECCION DEL PUENTE				
E.G. US. (m)	17.4	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	16.12	E.G. Elev (m)	17.18	17.02
Q Total (m3/s)	600	W.S. Elev (m)	15.74	15.8
Q Bridge (m3/s)	600	Crit W.S. (m)	14.09	13.6
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	8.04	8.6
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	5.32	4.88
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	112.7	122.93
Weir Submerg		Froude # Chl	0.68	0.6
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	735.18	774.43
Min El Weir Flow (m)	30	Hydr Depth (m)	6.25	6.72
Min El Prs (m)	28	W.P. Total (m)	27.97	29.16
Delta EG (m)	0.59	Conv. Total (m3/s)	5707.5	6415.2
Delta WS (m)	0.65	Top Width (m)	18.02	18.3
BR Open Area (m2)	404.35	Frctn Loss (m)	0.1	0.19
BR Open Vel (m/s)	5.32	C & E Loss (m)	0.07	0.01
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	436.67	361.57
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	2324.74	1764.83

Caso Mt-4.

CUADRO 10. CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES PARA CASO DE MONTANA MT-4												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
MT-4	100	PF 1	600	30	38.28	36.39	39.62	0.009996	5.13	117.03	18.28	0.65
MT-4	90	PF 1	600	25	33.27		34.61	0.010016	5.13	116.95	18.27	0.65
MT-4	80	PF 1	600	20	28.3		29.63	0.009924	5.11	117.35	18.3	0.64
MT-4	70	PF 1	600	15	23.22		24.58	0.010242	5.17	115.98	18.22	0.65
MT-4	60	PF 1	600	10	18.61		19.82	0.008714	4.87	123.23	18.61	0.6
MT-4	57	PF 1	600	7.7	17.05	14.09	18.02	0.006563	4.38	137.12	19.35	0.52
MT-4	55		Bridge									
MT-4	53	PF 1	600	7.2	15.48		16.82	0.01	5.13	117.02	18.28	0.65
MT-4	50	PF 1	600	5	13.28		14.62	0.010001	5.13	117.01	18.28	0.65
MT-4	40	PF 1	600	0	8.28		9.62	0.009999	5.13	117.02	18.28	0.65
MT-4	30	PF 1	600	-5	3.28		4.62	0.010001	5.13	117.01	18.28	0.65
MT-4	20	PF 1	600	-10	-1.72		-0.38	0.009999	5.13	117.02	18.28	0.65
MT-4	10	PF 1	600	-15	-6.72	-8.6	-5.38	0.010002	5.13	117.01	18.28	0.65

CUADRO 11. CARACTERISTICAS DE LA SECCION DEL PUENTE				
E.G. US. (m)	18.02	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	17.05	E.G. Elev (m)	17.66	17.28
Q Total (m3/s)	600	W.S. Elev (m)	15.61	15.45
Q Bridge (m3/s)	600	Crit W.S. (m)	14.81	14.31
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	7.91	8.25
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	6.35	6
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	94.56	100.03
Weir Submerg		Froude # Chl	0.83	0.77
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	720.64	732.53
Min El Weir Flow (m)	30	Hydr Depth (m)	5.94	6.16
Min El Prs (m)	28	W.P. Total (m)	41.51	42.95
Delta EG (m)	1.2	Conv. Total (m3/s)	3274.4	3515.4
Delta WS (m)	1.57	Top Width (m)	15.91	16.25
BR Open Area (m2)	394.95	Frctn Loss (m)	0.31	0.32
BR Open Vel (m/s)	6.35	C & E Loss (m)	0.07	0.15
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	750.13	665.39
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	4759.66	3991.02

Casos de zona de transición:

Mt-1

CUADRO 12. CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES PARA CASO EN ZONA DE TRANSICION MT-1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
MT-1	100	PF 1	600	30	41.85	36.38	42.37	0.002	3.2	189.54	22.77	0.33
MT-1	90	PF 1	600	29	40.85		41.37	0.001999	3.2	189.55	22.77	0.33
MT-1	80	PF 1	600	28	39.85		40.37	0.001999	3.2	189.55	22.77	0.33
MT-1	70	PF 1	600	27	38.85		39.37	0.001999	3.2	189.57	22.78	0.33
MT-1	60	PF 1	600	26	37.85		38.37	0.001998	3.2	189.6	22.78	0.33
MT-1	57	PF 1	600	25.56	37.41	31.94	37.93	0.001997	3.2	189.61	22.78	0.33
MT-1	55		Bridge									
MT-1	53	PF 1	600	25.46	37.31		37.83	0.002	3.2	189.52	22.77	0.33
MT-1	50	PF 1	600	25	36.85		37.37	0.002	3.2	189.52	22.77	0.33
MT-1	40	PF 1	600	24	35.85		36.37	0.002	3.2	189.51	22.77	0.33
MT-1	30	PF 1	600	23	34.85		35.37	0.002001	3.2	189.51	22.77	0.33
MT-1	20	PF 1	600	22	33.85		34.37	0.002001	3.2	189.5	22.77	0.33
MT-1	10	PF 1	600	21	32.85	27.39	33.37	0.002001	3.2	189.48	22.77	0.33

CUADRO 13. CARACTERISTICAS DE LA SECCION DEL PUENTE				
E.G. US. (m)	37.93	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	37.41	E.G. Elev (m)	37.89	37.87
Q Total (m3/s)	600	W.S. Elev (m)	37.37	37.35
Q Bridge (m3/s)	600	Crit W.S. (m)	31.95	31.85
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	11.81	11.89
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.18	3.15
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	188.57	190.55
Weir Submerg		Froude # Chl	0.34	0.33
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1167.77	1182.35
Min El Weir Flow (m)	90	Hydr Depth (m)	8.3	8.34
Min El Prs (m)	88	W.P. Total (m)	36.93	37.15
Delta EG (m)	0.1	Conv. Total (m3/s)	13313.7	13526.4
Delta WS (m)	0.1	Top Width (m)	22.71	22.84
BR Open Area (m2)	2849.67	Frctn Loss (m)	0.02	0.04
BR Open Vel (m/s)	3.18	C & E Loss (m)	0	0
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	101.69	98.96
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	323.55	311.6

Caso Mt-2

CUADRO 14. CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES PARA LA ZONA DE TRANSICION MT-2												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
MT2	100	PF 1	600	30	41.85	36.38	42.37	0.002	3.2	189.54	22.77	0.33
MT2	90	PF 1	600	29	40.85		41.37	0.001999	3.2	189.55	22.77	0.33
MT2	80	PF 1	600	28	39.85		40.37	0.001999	3.2	189.55	22.77	0.33
MT2	70	PF 1	600	27	38.85		39.37	0.001999	3.2	189.57	22.78	0.33
MT2	60	PF 1	600	26	37.85		38.37	0.001998	3.2	189.6	22.78	0.33
MT2	57	PF 1	600	25.56	37.41	31.94	37.93	0.001997	3.2	189.61	22.78	0.33
MT2	55	Bridge										
MT2	53	PF 1	600	25.46	37.31		37.83	0.002	3.2	189.52	22.77	0.33
MT2	50	PF 1	600	25	36.85		37.37	0.002	3.2	189.52	22.77	0.33
MT2	40	PF 1	600	24	35.85		36.37	0.002	3.2	189.51	22.77	0.33
MT2	30	PF 1	600	23	34.85		35.37	0.002001	3.2	189.51	22.77	0.33
MT2	20	PF 1	600	22	33.85		34.37	0.002001	3.2	189.5	22.77	0.33
MT2	10	PF 1	600	21	32.85	27.39	33.37	0.002001	3.2	189.48	22.77	0.33

CUADRO 15. CARACTERISTICAS DE LA SECCION DEL PUENTE				
E.G. US. (m)	37.93	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	37.41	E.G. Elev (m)	37.89	37.87
Q Total (m3/s)	600	W.S. Elev (m)	37.37	37.35
Q Bridge (m3/s)	600	Crit W.S. (m)	31.95	31.85
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	11.81	11.89
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.18	3.15
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	188.57	190.55
Weir Submerg		Froude # Chl	0.34	0.33
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1167.77	1182.35
Min El Weir Flow (m)	55	Hydr Depth (m)	8.3	8.34
Min El Prs (m)	53	W.P. Total (m)	36.93	37.15
Delta EG (m)	0.1	Conv. Total (m3/s)	13313.7	13526.4
Delta WS (m)	0.1	Top Width (m)	22.71	22.84
BR Open Area (m2)	699.32	Frctn Loss (m)	0.02	0.04
BR Open Vel (m/s)	3.18	C & E Loss (m)	0	0
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	101.69	98.96
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	323.55	311.6

Caso Mt-3

CUADRO 16. CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES PARA LA ZONA DE TRANSICION MT-3												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
MT-3	100	PF 1	600	30	41.85	36.38	42.37	0.002	3.2	189.54	22.77	0.33
MT-3	90	PF 1	600	29	40.85		41.37	0.001999	3.2	189.55	22.77	0.33
MT-3	80	PF 1	600	28	39.85		40.37	0.001999	3.2	189.55	22.77	0.33
MT-3	70	PF 1	600	27	38.85		39.37	0.001999	3.2	189.57	22.78	0.33
MT-3	60	PF 1	600	26	37.85		38.37	0.001998	3.2	189.6	22.78	0.33
MT-3	57	PF 1	600	25.56	37.41	31.94	37.93	0.001997	3.2	189.61	22.78	0.33
MT-3	55	Bridge										
MT-3	53	PF 1	600	25.46	37.31		37.83	0.002	3.2	189.52	22.77	0.33
MT-3	50	PF 1	600	25	36.85		37.37	0.002	3.2	189.52	22.77	0.33
MT-3	40	PF 1	600	24	35.85		36.37	0.002	3.2	189.51	22.77	0.33
MT-3	30	PF 1	600	23	34.85		35.37	0.002001	3.2	189.51	22.77	0.33
MT-3	20	PF 1	600	22	33.85		34.37	0.002001	3.2	189.5	22.77	0.33
MT-3	10	PF 1	600	21	32.85	27.39	33.37	0.002001	3.2	189.48	22.77	0.33

CUADRO 17. CARACTERISTICAS DE LA SECCION DEL PUENTE				
E.G. US. (m)	37.93	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	37.41	E.G. Elev (m)	37.89	37.87
Q Total (m3/s)	600	W.S. Elev (m)	37.37	37.35
Q Bridge (m3/s)	600	Crit W.S. (m)	31.95	31.85
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	11.81	11.89
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.18	3.15
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	188.57	190.55
Weir Submerg		Froude # Chl	0.34	0.33
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1167.77	1182.35
Min El Weir Flow (m)	70	Hydr Depth (m)	8.3	8.34
Min El Prs (m)	68	W.P. Total (m)	36.93	37.15
Delta EG (m)	0.1	Conv. Total (m3/s)	13313.7	13526.4
Delta WS (m)	0.1	Top Width (m)	22.71	22.84
BR Open Area (m2)	1376.41	Frctn Loss (m)	0.02	0.04
BR Open Vel (m/s)	3.18	C & E Loss (m)	0	0
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	101.69	98.96
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	323.55	311.6

Caso Mt-4

CUADRO 18. CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES PARA LA ZONA DE TRANSICION DE MONTANA MT-4												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Mt-4	100	PF 1	600	30	41.86	36.38	42.38	0.00199	3.2	189.83	22.79	0.33
Mt-4	90	PF 1	600	29	40.87		41.39	0.001985	3.19	189.99	22.8	0.33
Mt-4	80	PF 1	600	28	39.88		40.4	0.001978	3.19	190.22	22.82	0.33
Mt-4	70	PF 1	600	27	38.89		39.41	0.001967	3.18	190.57	22.84	0.33
Mt-4	60	PF 1	600	26	37.92		38.43	0.001951	3.18	191.08	22.87	0.33
Mt-4	57	PF 1	600	25.56	37.49	31.94	38	0.001942	3.17	191.37	22.89	0.33
Mt-4	55		Bridge									
Mt-4	53	PF 1	600	25.46	37.31		37.83	0.002	3.2	189.52	22.77	0.33
Mt-4	50	PF 1	600	25	36.85		37.37	0.002	3.2	189.52	22.77	0.33
Mt-4	40	PF 1	600	24	35.85		36.37	0.002	3.2	189.51	22.77	0.33
Mt-4	30	PF 1	600	23	34.85		35.37	0.002001	3.2	189.51	22.77	0.33
Mt-4	20	PF 1	600	22	33.85		34.37	0.002001	3.2	189.5	22.77	0.33
Mt-4	10	PF 1	600	21	32.85	27.39	33.37	0.002001	3.2	189.48	22.77	0.33

CUADRO 19. CARACTERISTICAS DE LA SECCION DEL PUENTE				
E.G. US. (m)	38	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	37.49	E.G. Elev (m)	37.94	37.91
Q Total (m3/s)	600	W.S. Elev (m)	37.31	37.29
Q Bridge (m3/s)	600	Crit W.S. (m)	31.92	31.82
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	11.75	11.83
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.48	3.45
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	172.28	173.71
Weir Submerg		Froude # Chl	0.34	0.34
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1145.13	1156.72
Min El Weir Flow (m)	50	Hydr Depth (m)	9.25	9.27
Min El Prs (m)	48	W.P. Total (m)	42.84	43.34
Delta EG (m)	0.17	Conv. Total (m3/s)	10874.2	10975.5
Delta WS (m)	0.18	Top Width (m)	18.62	18.74
BR Open Area (m2)	455.61	Frctn Loss (m)	0.03	0.05
BR Open Vel (m/s)	3.48	C & E Loss (m)	0	0.03
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	120.06	117.46
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	418.12	405.72

Casos de llanura:

Caso LL-1

CUADRO 20. CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES PARA CASO DE LLANURA LL-1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
LL-1	100	PF 1	600	80	86.11	83.86	86.52	0.001	2.86	211.01	47.21	0.42
LL-1	90	PF 1	600	79.5	85.61		86.02	0.000999	2.86	211.02	47.21	0.42
LL-1	80	PF 1	600	79	85.11		85.52	0.000999	2.86	211.04	47.21	0.42
LL-1	70	PF 1	600	78.5	84.61		85.02	0.000999	2.86	211.07	47.22	0.42
LL-1	60	PF 1	600	78	84.11		84.52	0.000998	2.86	211.11	47.22	0.42
LL-1	57	PF 1	600	77.77	83.88	81.64	84.29	0.000998	2.86	211.13	47.22	0.42
LL-1	55		Bridge									
LL-1	53	PF 1	600	77.72	83.83		84.24	0.001	2.86	210.98	47.21	0.42
LL-1	50	PF 1	600	77.5	83.61		84.02	0.001	2.86	210.98	47.21	0.42
LL-1	40	PF 1	600	77	83.11		83.52	0.001	2.86	210.98	47.21	0.42
LL-1	30	PF 1	600	76.5	82.61		83.02	0.001	2.86	210.98	47.21	0.42
LL-1	20	PF 1	600	76	82.11		82.52	0.001	2.86	210.97	47.21	0.42
LL-1	10	PF 1	600	75.5	81.61	79.37	82.02	0.001	2.86	210.97	47.21	0.42

CUADRO 21. CARACTERISTICAS DE LA SECCION DEL PUENTE				
E.G. US. (m)	84.29	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	83.88	E.G. Elev (m)	84.27	84.26
Q Total (m3/s)	600	W.S. Elev (m)	83.85	83.85
Q Bridge (m3/s)	600	Crit W.S. (m)	81.64	81.59
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	6.08	6.13
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.86	2.83
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	209.97	212.13
Weir Submerg		Froude # Chl	0.43	0.42
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	723.18	731.1
Min El Weir Flow (m)	94	Hydr Depth (m)	4.45	4.49
Min El Prs (m)	92	W.P. Total (m)	50.07	50.2
Delta EG (m)	0.05	Conv. Total (m3/s)	18826.6	19139.4
Delta WS (m)	0.05	Top Width (m)	47.17	47.26
BR Open Area (m2)	677.1	Frctn Loss (m)	0.01	0.02
BR Open Vel (m/s)	2.86	C & E Loss (m)	0	0
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	41.77	40.72
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	119.35	115.18

Caso LL-2

CUADRO 22. CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES PARA CASO DE LLANURA LL-2												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
LL-2	100	PF 1	600	80	86.12	83.86	86.53	0.00099	2.85	211.66	47.24	0.42
LL-2	90	PF 1	600	79.5	85.63		86.04	0.000985	2.84	212	47.25	0.42
LL-2	80	PF 1	600	79	85.14		85.55	0.000977	2.84	212.53	47.28	0.42
LL-2	70	PF 1	600	78.5	84.65		85.06	0.000965	2.83	213.3	47.31	0.42
LL-2	60	PF 1	600	78	84.18		84.58	0.000949	2.81	214.46	47.36	0.41
LL-2	57	PF 1	600	77.77	83.96	81.64	84.36	0.000939	2.8	215.16	47.39	0.41
LL-2	55	Bridge										
LL-2	53	PF 1	600	77.72	83.83		84.24	0.001	2.86	210.98	47.21	0.42
LL-2	50	PF 1	600	77.5	83.61		84.02	0.001	2.86	210.98	47.21	0.42
LL-2	40	PF 1	600	77	83.11		83.52	0.001	2.86	210.98	47.21	0.42
LL-2	30	PF 1	600	76.5	82.61		83.02	0.001	2.86	210.98	47.21	0.42
LL-2	20	PF 1	600	76	82.11		82.52	0.001	2.86	210.97	47.21	0.42
LL-2	10	PF 1	600	75.5	81.61	79.37	82.02	0.001	2.86	210.97	47.21	0.42

CUADRO 23. CARACTERISTICAS DE LA SECCION DEL PUENTE				
E.G. US. (m)	84.36	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	83.96	E.G. Elev (m)	84.32	84.3
Q Total (m3/s)	600	W.S. Elev (m)	83.8	83.78
Q Bridge (m3/s)	600	Crit W.S. (m)	81.89	81.84
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	6.03	6.06
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.2	3.18
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	187.4	188.87
Weir Submerg		Froude # Chl	0.48	0.48
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	681.12	686.04
Min El Weir Flow (m)	90	Hydr Depth (m)	4.35	4.38
Min El Prs (m)	88	W.P. Total (m)	65.39	65.62
Delta EG (m)	0.12	Conv. Total (m3/s)	12887.9	13032.1
Delta WS (m)	0.14	Top Width (m)	43.06	43.12
BR Open Area (m2)	386.05	Frctn Loss (m)	0.02	0.03
BR Open Vel (m/s)	3.2	C & E Loss (m)	0	0.03
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	60.92	59.83
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	195.04	190.07

A continuación, se establecen parámetros que se deben de seguir para el diseño de revestimientos para el control de erosión. Estos

critérios se deberán cumplir con rigurosidad para un buen diseño de la estructura.

CUADRO 24. CRITERIOS DE DISEÑO DE REVESTIMIENTO	
Criterio	Descripción
Caudal de diseño	El caudal debe estar relacionado con el nivel de riesgo que podría conllevar el fallo de la obra. Cuando hay asentamientos humanos se recomiendan utilizar periodos de retorno entre 200 y 500 años de acuerdo a un análisis de riesgo.
Tipo de flujo	El tipo de flujo debe determinarse para cada diseño en específico y, como se revisó previamente en este documento, el flujo va a determinar ciertas condiciones especiales para cada caso. Se deben considerar factores de seguridad asociados con la incertidumbre de los cálculos de condiciones de flujo.
Sección geométrica	Este es un requerimiento de la mayoría de diseños hidráulicos. Para determinar las secciones se debe realizar un estudio de la historia de cambios geométricos en la sección del canal no sólo en el lugar en específico de la colocación de protección sino una longitud apropiada aguas abajo y aguas arriba del sitio.
Rugosidad	La rugosidad va a depender del material que se encuentre en la sección y de la geomorfología en que se haga el estudio. Su análisis se podrá hacer como se estudió previamente.
Análisis morfológico e hidráulico	Se deberá realizar un estudio previo de las condiciones de geología, morfología del río, perfil longitudinal, localización y variaciones del viento, sinuosidad, dinámica fluvial, efectos del transporte de sedimentos así como las condiciones hidráulicas.
Determinación de la longitud por proteger	Esta situación dependerá de las condiciones locales de sitio. Se deberá cubrir un área mayor al área de impacto.
Altura y profundidad por proteger	La altura dependerá de un análisis hidráulico, de los niveles máximos de agua, de acuerdo al periodo de diseño y un factor de seguridad. Se recomienda una altura adicional entre 0.9 y 1.2 metros por encima del nivel máximo para la lluvia de 100 años. Las protecciones se deben enterrar una profundidad superior a la profundidad máxima de socavación
Tipo de revestimiento	Existen una gran cantidad de materiales para el revestimiento. En este documento se estudiarán

	solamente tres. Los gaviones colocados como colchonetas, las escolleras y los bloques articulados de concreto (BAC)
Granulometría de la sección	La granulometría va a estar ligada al movimiento de las partículas en el proceso de erosión y en el proceso de transporte de sedimentos. Es importante enfocar bien claramente en que sección se realizará el estudio para así estudiar la granulometría que existe en ese punto.

CUADRO 25. FACTORES POR UTILIZAR EN DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN			
Factor \ Revestimiento	Enrocado	Gaviones	Bloques articulados de concreto
Pendiente de talud	Según sea el caso	Según especificación del fabricante	Según especificación del fabricante
Espesor	$D_{100} < e < 2D_{50}$	15 a 50 cm.	Existe variedad según prefabricador
Filtro	Capa de grava Capa de piedra o Geotextil	Geotextil no tejido	Geotextil
Altura por encima de cota máxima esperada de agua	1 – 1.5 metros	0.5 – 1 metro	2 bloques
Angulo de fricción interno	40° - 45°	26°	80°
Otros factores por considerar	Diseño de filtro de materiales granulares o geotextiles. Diseño de anclajes	Diseño de geotextil Diseño de contrafuertes. Diseño de malla	Diseño de Geotextil Fabricación del material Disponibilidad de material
Mano de obra	No especializada	No especializada	Especializada
Material	Geotextil Material fino Piedras de forma tabloide con espesores superiores a 100mm	Geotextil Malla de gavión Alambre de amarre	Geotextil Bloque prefabricado Cable unión de bloques
Equipo	Vagonetas. Retroexcavadoras	Retroexcavadora Vagonetas	Retroexcavadora Camión

A continuación, se hará el análisis del puente sobre el río Barranca.



Fig.44. Vista aérea del río Barranca



Fig.45. Vista aérea del río Barranca (Aguas arriba del puente)

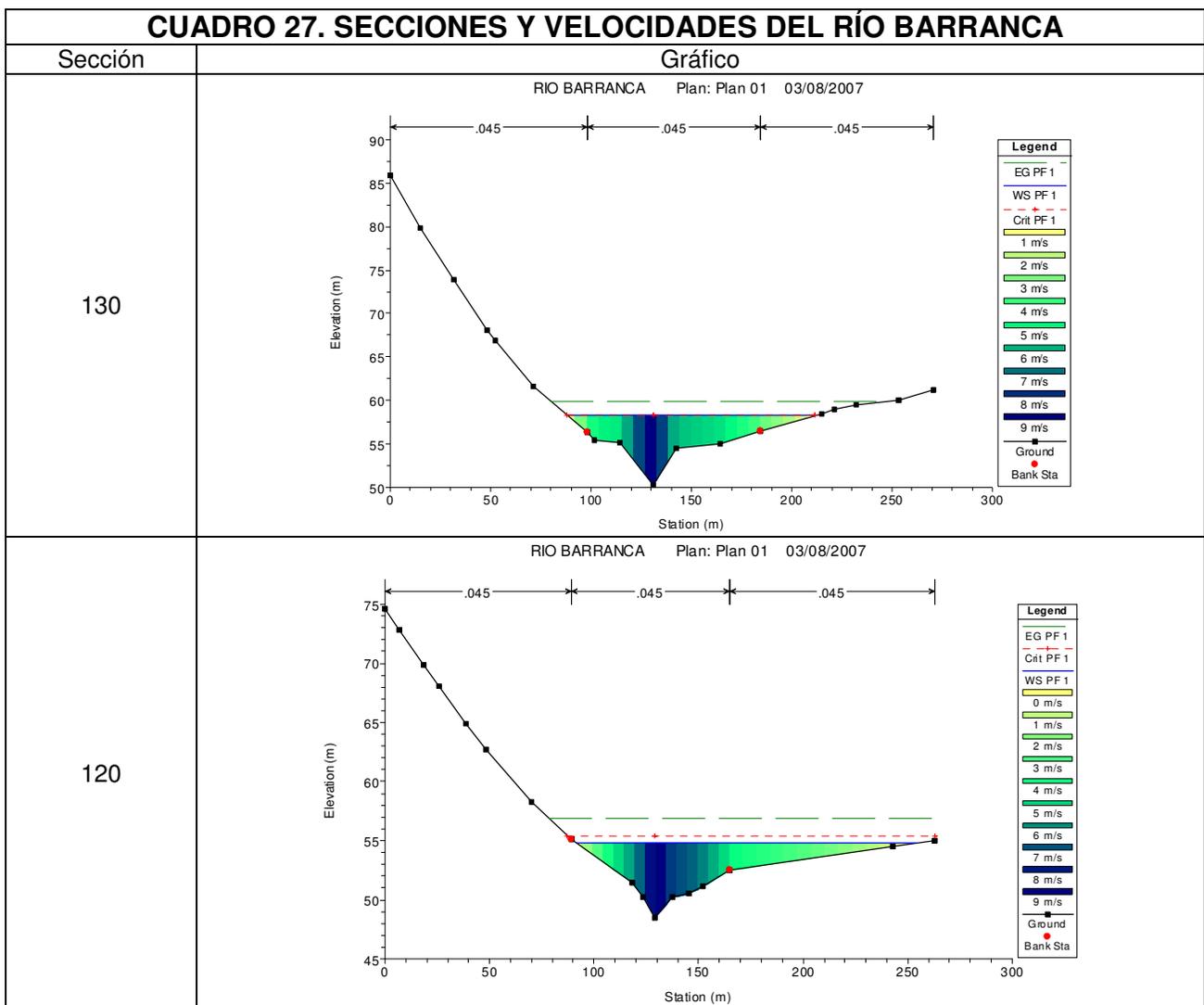


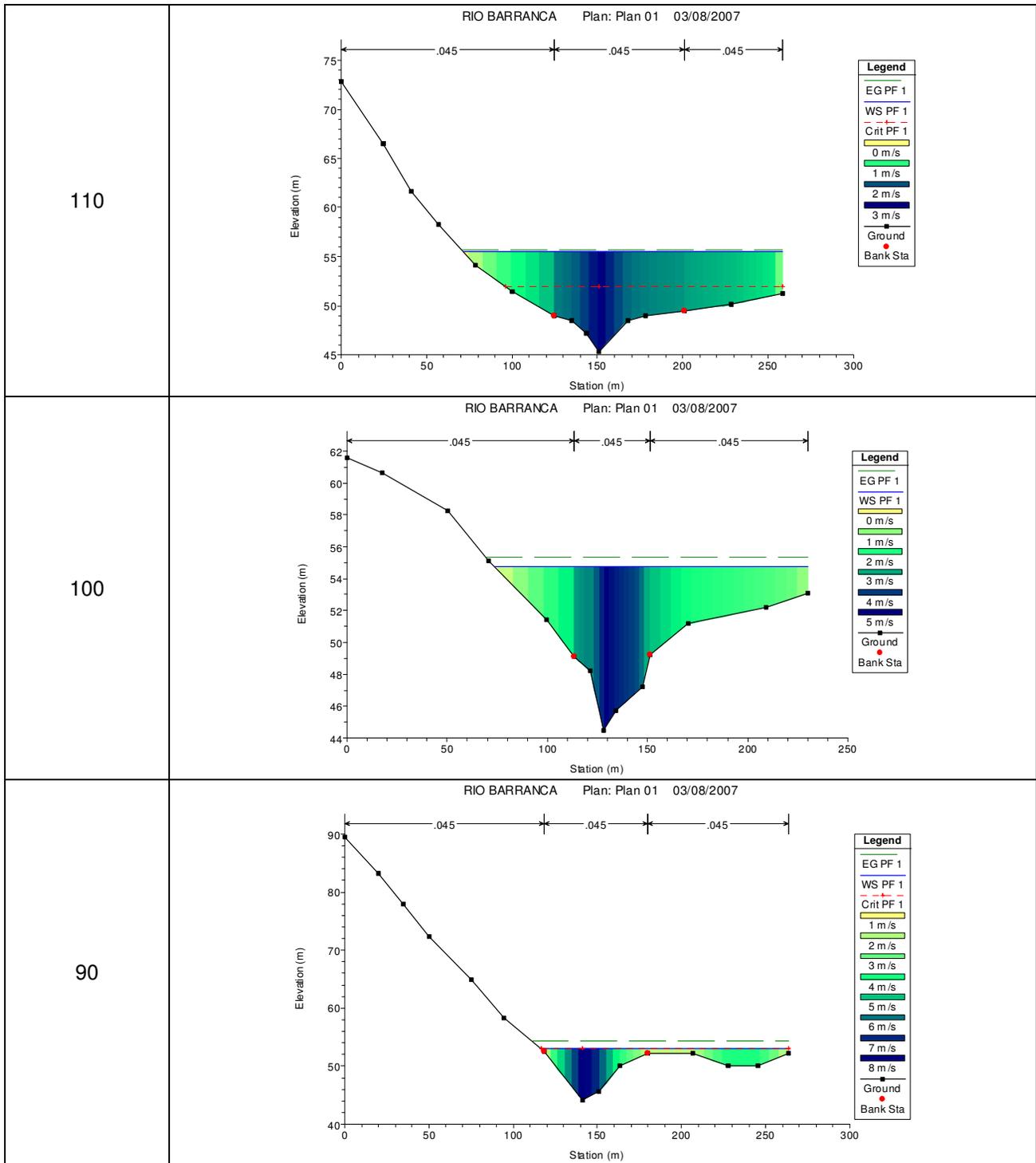
Fig.46. Vista aérea del río Barranca (Aguas abajo del puente)

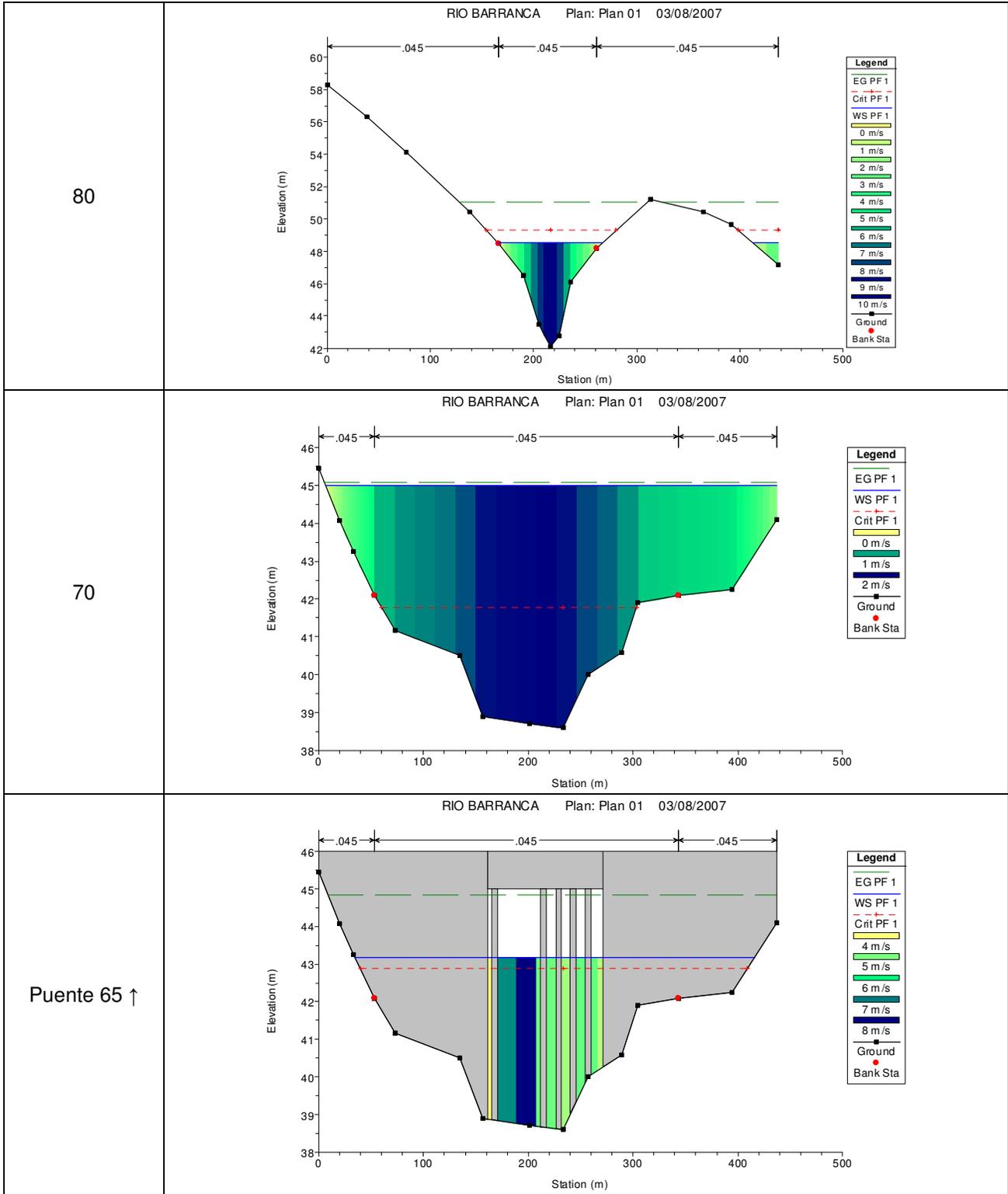
Los siguientes son datos que se tomaron de una entrevista con el Ing. Rafael Oreamuno, visita al sitio y de la cartografía de la zona.

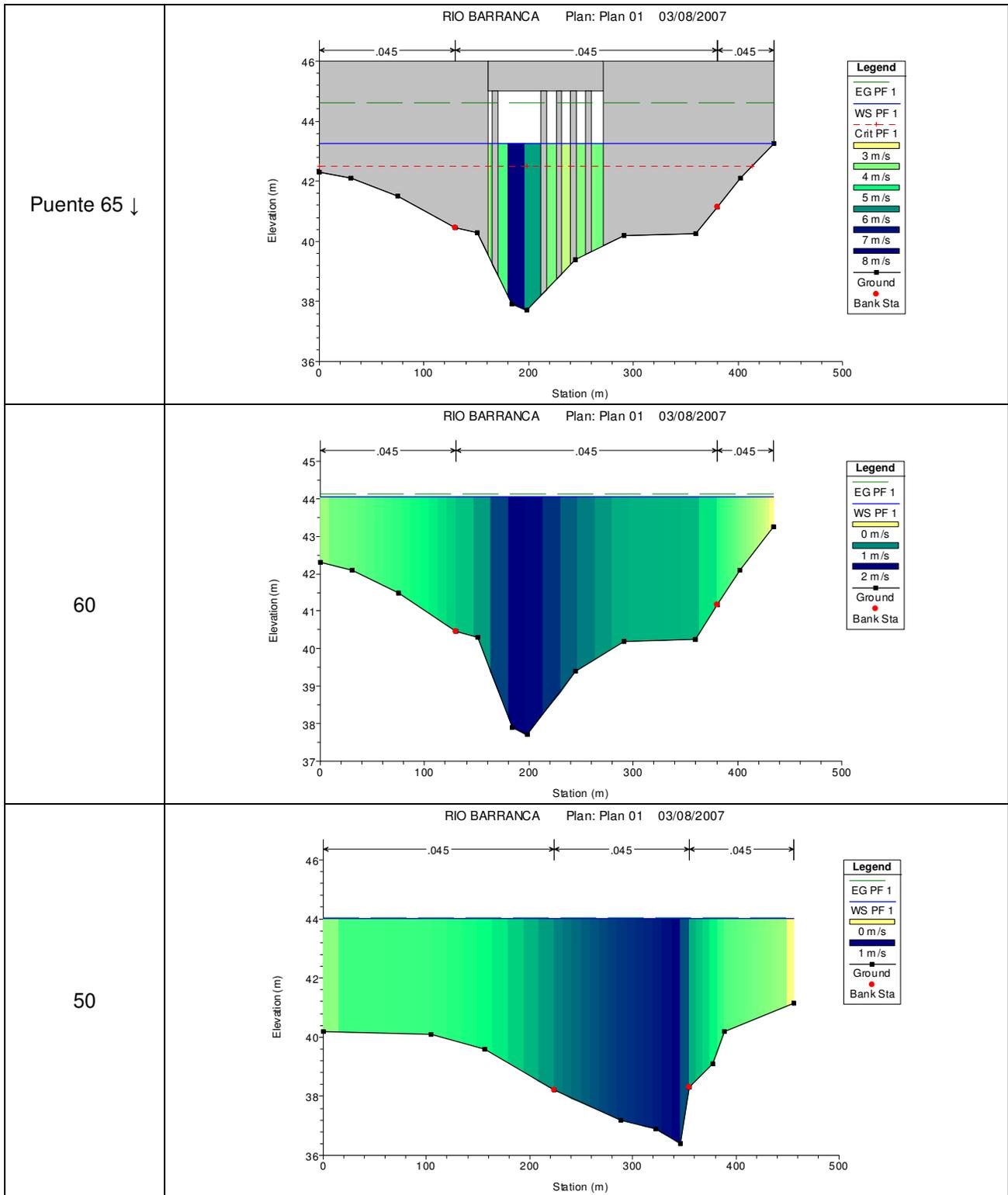
CUADRO 26. VARIABLES UTILIZADAS PARA EL RÍO BARRANCA		
Caso	Variable	Valor
Río Barranca	Caudal (m ³ /s)	2000
	Longitud de análisis (m)	2659
	Valor para n	0.045
	Pendiente	Según sección

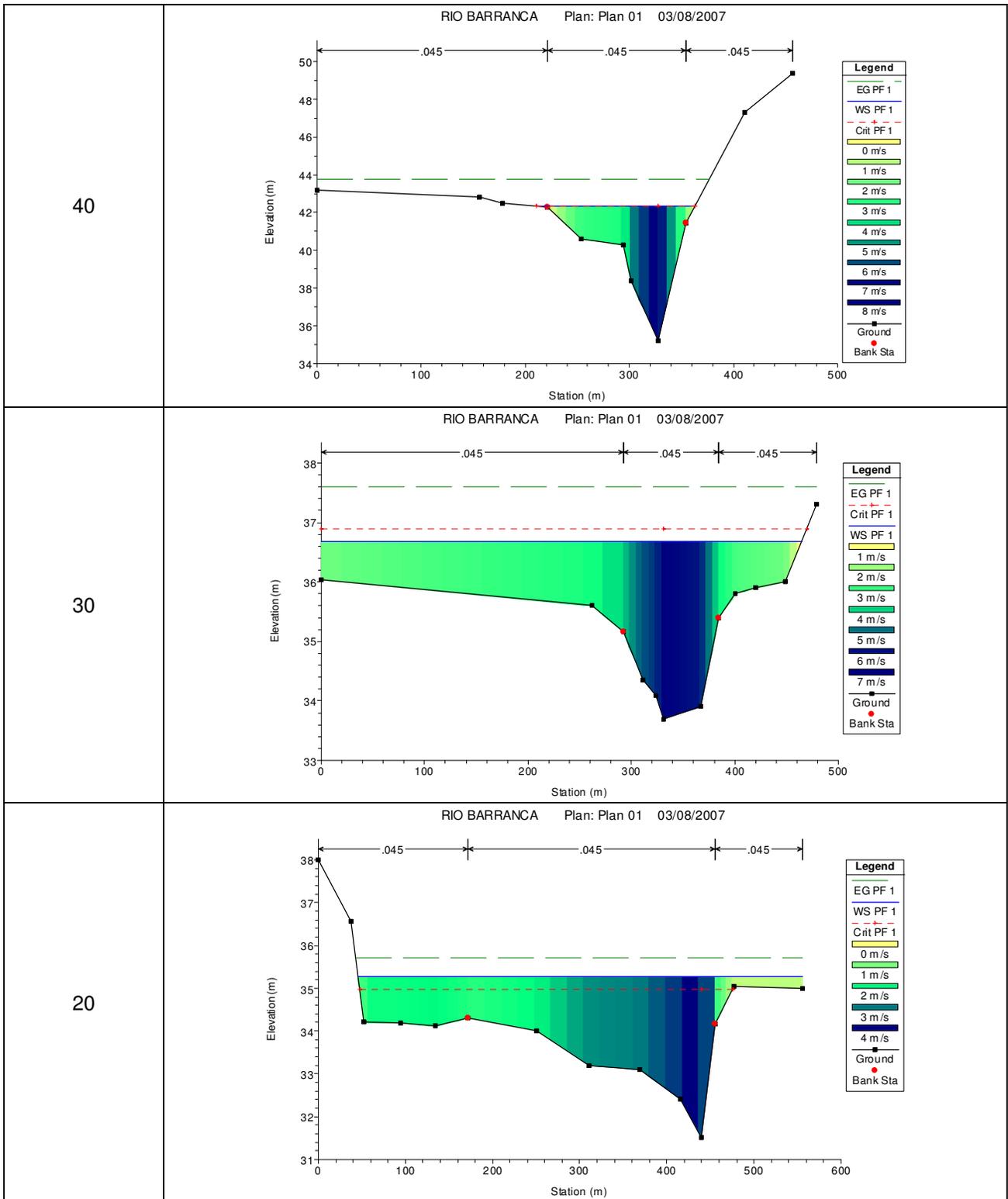
Con el programa HecRas se obtuvieron los siguientes resultados:

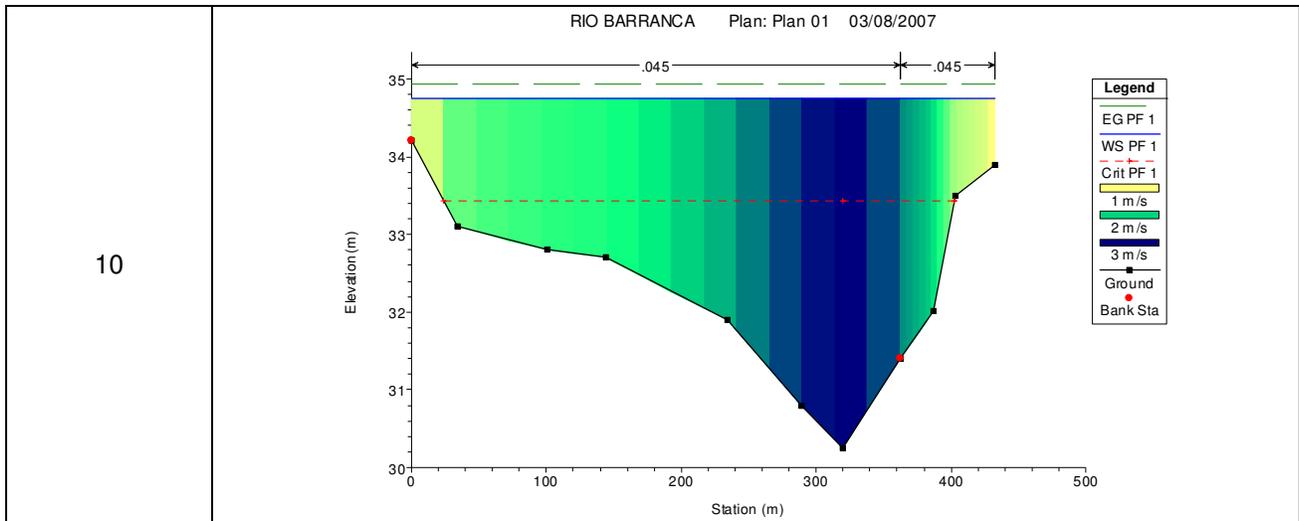












10

CUADRO 28. CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES EN EL RIO BARRANCA

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
barranca	130	PF 1	2000	50.25	58.28	58.28	59.92	0.011401	5.77	367.29	123.2	0.94
barranca	120	PF 1	2000	48.43	54.78	55.39	56.87	0.019658	6.86	342.87	162.42	1.2
barranca	110	PF 1	2000	45.34	55.47	51.92	55.68	0.000694	2.2	1052.77	186.95	0.26
barranca	100	PF 1	2000	44.5	54.76		55.38	0.002266	4.08	656.44	156.49	0.46
barranca	90	PF 1	2000	44.1	52.97	52.97	54.33	0.008896	5.61	424	146.91	0.84
barranca	80	PF 1	2000	42.1	48.53	49.31	51.05	0.025312	7.11	292.84	126.35	1.34
barranca	70	PF 1	2000	38.6	45	41.79	45.08	0.000418	1.29	1676.7	430.76	0.19
barranca	65		Bridge									
barranca	60	PF 1	2000	37.7	44.04		44.13	0.000581	1.45	1531.92	434.08	0.22
barranca	50	PF 1	2000	36.4	44.01		44.05	0.000187	1.08	2232.5	456	0.13
barranca	40	PF 1	2000	35.2	42.35	42.35	43.74	0.013742	5.24	385.14	152.31	0.99
barranca	30	PF 1	2000	33.7	36.68	36.89	37.6	0.016137	5.13	550.87	464.48	1.05
barranca	20	PF 1	2000	31.5	35.28	34.98	35.72	0.007942	3.08	718.2	509.73	0.71
barranca	10	PF 1	2000	30.25	34.75	33.44	34.93	0.002001	1.88	1086.3	433	0.37

CUADRO 29. CARACTERISTICAS DE LA SECCION DEL PUENTE

E.G. US. (m)	45.08	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	45	E.G. Elev (m)	44.84	44.61
Q Total (m3/s)	2000	W.S. Elev (m)	43.18	43.25
Q Bridge (m3/s)	2000	Crit W.S. (m)	42.88	42.52
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	4.58	5.55
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	5.7	5.16
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	350.67	387.41
Weir Submerg		Froude # Chl	0.89	0.77
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1902.38	1962.93
Min El Weir Flow (m)	46	Hydr Depth (m)	4.15	4.59
Min El Prs (m)	45	W.P. Total (m)	132.92	133.89
Delta EG (m)	0.95	Conv. Total (m3/s)	14879.2	17481.3
Delta WS (m)	0.96	Top Width (m)	84.4	84.4
BR Open Area (m2)	504.35	Frctn Loss (m)	0.14	0.1
BR Open Vel (m/s)	5.7	C & E Loss (m)	0.09	0.38
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	467.46	371.41
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	2666.07	1917.39

Para el diseño de los bloques articulados de concreto se utilizó el programa que facilita la empresa Comtech⁶. Los datos ingresados al programa fueron los siguientes:

CUADRO 30. VARIABLES PARA DISEÑO DE BLOQUES DE CONCRETO		
Proyecto	Variable	Valor
Río Barranca	Pendiente de talud (h:v)	1.5:1
	Pendiente de la cama	0.004
	Profundidad de flujo (ft)	18
	Velocidad (ft/s)	18.7
	Pendiente de fricción	0.001
	Coefficiente de Bend	1
	Altura de proyección (in)	0.5

Los resultados del análisis son:

CUADRO 31. RESULTADOS DEL ANÁLISIS CON EL PROGRAMA DE DISEÑO DE ARMORFLEX						
Tipo de bloque	Valor de n	Profundidad (ft)	Velocidad (ft/s)	No. Froude	Esfuerzo cortante (psf)	Factor de seguridad
30-s	0.032	18	18.7	0.78	1.12	0.9
50-s	0.032	18	18.7	0.78	1.12	1.1
40	0.032	18	18.7	0.78	1.12	1.3
50	0.032	18	18.7	0.78	1.12	1.5
60	0.032	18	18.7	0.78	1.12	1.6
70	0.032	18	18.7	0.78	1.12	1.7
40-L	0.032	18	18.7	0.78	1.12	1.1
50-L	0.032	18	18.7	0.78	1.12	1.4
60-L	0.032	18	18.7	0.78	1.12	1.5
70-L	0.032	18	18.7	0.78	1.12	1.6

⁶ Armorflex design software 2002

Para el análisis de los gaviones se utiliza la siguiente tabla:

CUADRO 32. GUÍA GENERAL PARA EL PREDISEÑO DE REVESTIMIENTO CON GAVIONES			
Tipo de revestimiento	Espesor (cm.)	Diámetro de la piedra (cm.)	Velocidad máxima promedio (m/s)
Gavión grueso	30	10 a 20	4.5
	50	10 a 20	6.5
Colchoneta de gaviones	15	7 a 15	3.0
	25	7 a 15	3.0

Para el diseño de espesor de la escollera se utilizará la ecuación #34, que nos dará como resultado el diámetro característico de la escollera para que esta no sea movida ni arrastrada.

$$D_{30} = 0.192 \times 5.55 \times 0.89^{2.5} = 0.7962 \text{ m}$$

El espesor de la escollera será como se determinó antes, debe ser: $D_{100} < e < 2D_{50}$, sin embargo, por factores constructivos y de control de calidad, se tomará un espesor de dos capas de $D_{30} = 0.80 \text{ m}$.

CUADRO 33. ESPESORES PROPUESTOS PARA LA PROTECCIÓN	
Recubrimiento	Espesor (cm)
Bloque Articulado de concreto	15
Gaviones	50
Escollera	80

La protección por utilizar en el río será de un área de 2208 m². La forma de instalación se adjunta en los anexos del proyecto.

CUADRO 34. COSTO POR METRO CUADRADO			
Recubrimiento	Costo por metro Cuadrado de material (\$)	Costo de Instalación (\$)	Costo total (\$) Por metro cuadrado por capa
Bloque Articulado de concreto	26.56	5.0	31.56
Gaviones	23.23	5.0	28.23
Escollera	20	10.0	30

Los productos utilizados para el análisis de la construcción del sistema de control de erosión ya para el caso específico fueron:

- Colchonetas de gaviones que distribuye la empresa Maccaferri.
- Armorflex distribuido por PC.

- Material extraído por la empresa MECO, para escollera en la marina de Quepos.

CUADRO 35. COSTO POR TRABAJO TERMINADO			
Recubrimiento	Costo total (\$) Por metro cuadrado por capa	Capas a colocar	Costo total (\$)
Bloque Articulado de concreto	31.56	1	31.56
Gaviones	28.23	3	84.69
Escollera	30	2	60

Análisis de los resultados

efecto erosivo en éstas, o bien, una segunda situación

Los resultados se obtuvieron en su gran mayoría haciendo uso del programa HECRAS, del cuerpo de ingenieros del ejército estadounidense. El programa facilitó el análisis hidráulico de las situaciones planteadas como ejemplos para realizar un estudio preliminar de las situaciones que se podrían presentar durante el análisis de la sección del río Barranca en la que se encuentra colocado el puente.

El cuadro #1 y el cuadro #2 son muestras de las secciones que fueron planteadas para éste estudio preliminar que se realizó.

En el caso MT-1 se simula la situación en la que el puente no va a tener ningún efecto del río, debido a que la estructura se encuentra muy por encima del nivel máximo que alcanzará el agua en una crecida.

El caso MT-2 tiene características para ejemplificar una situación en la que el agua puede llegar a socavar los bastiones del río.

El ejemplo MT-3 es muy común, es el caso en el que las pilas del puente no se encuentran en el nivel de agua normal, sin embargo, en el caso de una crecida estas van a sufrir el efecto de las fuerzas erosivas del agua.

En el caso MT-4, las pilas del puente van a estar constantemente afectadas por el efecto del agua, ya que se encuentran en contacto permanente con el fluido.

Estos casos se analizaron para una situación de montaña y para una situación de zona de transición. Se llama así a la zona en que el río va a pasar de una zona de montaña a una zona de llanura. El cuadro #3 indica las variables que se utilizaron para simular estas situaciones.

Los casos de llanura son principalmente dos casos: uno en el que el nivel de agua normal no está en contacto con las pilas, sin embargo, se pueden dar dos situaciones, una es en la cual el nivel de agua de una crecida llegará a crear algún

en la que el agua erosione la sección y este efecto repercute en los cimientos de las pilas, lo que provoca la falla de alguna de las pilas. Este ejemplo es el caso de llanura LL-1, es similar al caso MT-3 para las zonas de montaña y de transición.

El caso de llanura LL-2 es un caso que se asemeja al caso de montaña y de zona de transición MT-4. Es un ejemplo en el que el agua está en permanente contacto con la pila del puente lo que genera vórtices constantemente y todo tipo de efecto cercano a las pilas.

Para cada una de las tres situaciones se establecieron variables tomadas de la situación que se quiso simular, por ejemplo, la pendiente que simula el efecto del terreno que se toma en cuenta. Para casos de montaña, una pendiente pronunciada; para una zona de transición, una pendiente media entre la de montaña y la de llanura y, por último, para la llanura, una pendiente suave, 1:1000.

Para la rugosidad de cada caso se utilizaron coeficientes de Manning ya preestablecidos por el programa HECRAS. Los casos de montaña se simularon bajo una condición de bastante grava combinada con hierbas, por esto se utilizó n igual a 0.0500. Los casos de la zona de transición fueron simulados bajo una condición de hierbas y piedras pero con menos piedras que la anterior, siendo n igual a 0,045. Los valores de n para los casos de llanura fueron valores de 0.0300, ejemplificando una zona de un cauce recto, limpio con pocas grietas o piscinas profundas, pero si con gravas.

El caudal utilizado es un caudal constante para todos los casos con el fin de observar y determinar las variables y características de las secciones, según sea el caso de la rugosidad, pendiente y forma de sección, las cuales tienen un cambio entre las secciones de zona de

montaña, transición y las secciones de zona de llanura.

A partir del cuadro # 4 y hasta el cuadro # 23, los datos que se muestran son obtenidos mediante la simulación de los casos antes descritos en el programa HECRAS. Los datos en las tablas son:

- Cauce (Reach)
- Estación en río (River Sta)
- Perfil (Profile)
- Caudal total (Q Total)
- Elevación mínima del canal (Min Ch El)
- Superficie del agua (W.S.Elev)
- Elevación crítica del agua (Crit W.S.)
- Elevación de la energía (E.G. Elev)
- Pendiente (E.G. Slope)
- Velocidad del canal (Vel. Chnl)
- Área de flujo (Flow Area)
- Espejo de agua (Top Widht)
- Número de Froude (Froude # Chl)

Para las secciones del puente se analiza la sección aguas arriba y la sección aguas abajo así como los valores, que se obtienen diferentes a los anteriores:

- Elevación de la energía aguas arriba (E.G. US)
- Elevación del agua aguas arriba(W.S. US)
- Elevación donde inicia el flujo de vertedero (Min El Weir Flor)
- Elevación en el puente donde empieza la presión de flujo (Min el prs)
- Cambio de energía en el puente (delta eg)
- Cambio de superficie de agua (Delta ws)
- Área del puente (Br open area)
- Velocidad en el puente (vel total)
- Máxima profundidad del canal (Max Chl PDT)
- Fuerza específica (Specif Force)
- Profundidad hidráulica (Hydr Depth)
- Perímetro mojado (W.P. Total)
- Transporte total (Conv Total)
- Perdidas de fricción (Frctn Loss)
- Perdidas por contracción y expansión (C & E Loss)
- Esfuerzo de corte en la sección (shear total)
- Poder total de la corriente. (power total)

Estudiando los casos de montaña, el número de Froude se mantiene constante para la mayoría de los casos, con un valor de 0.65, sin embargo, varía un poco para las secciones aguas

arriba del puente debido al efecto al que se ve sometido el río por el encauzamiento que genera la colocación de un puente. Esto se refleja más en el cuadro # 10 en donde la sección se ve mucho más restringida por el puente por lo que el número de Froude baja y además lo mismo que la velocidad. Esto hace que el nivel de agua aumente su nivel aguas arriba del puente ocasionándose una curva de remanso, lo que genera un aumento de la velocidad alrededor de la sección del puente y una disminución en secciones anteriores aguas arriba.

El flujo, en todos los casos de montaña, es subcrítico. El número de Froude no llega a la unidad. Se puede observar cómo se cumple la ecuación #1, para el caso MT-4 el área en el puente disminuye notablemente por lo que en este caso, y en particular en la sección del puente, la velocidad alcanza valores de 6 m/s, mientras que en los otros casos la velocidad se mantiene en valores de 5 m/s.

El valor que también aumenta un 70% es el valor del esfuerzo de cortante total, el cual va a ser el esfuerzo utilizado junto con la velocidad, para diseñar una posible protección. El incremento en este valor se debe al aumento de la velocidad que se da con la disminución de sección que es causada por el puente.

En el caso de los ejemplos en la zona de transición, la velocidad disminuyó debido a que la pendiente es menos pronunciada, 1:500, esto hace que las fuerzas de la gravedad sean dominantes ante las fuerzas de la inercia. También es un flujo subcrítico y de nuevo en el caso MT-4 la velocidad aumenta en la sección donde está colocado el puente, debido a la reducción de la sección. Esta reducción también se refleja en datos como el área de flujo, el espejo de agua y la velocidad. El aumento de la velocidad de 3.18 m/s a 3.48 m/s crea un aumento en el esfuerzo cortante de aproximadamente 20%.

Los valores de los ejemplos de llanura varían de forma sustancial, principalmente la velocidad y los esfuerzos cortantes. Estos datos bajan en comparación con los valores de la zona de montaña en un 90%, y con respecto a la zona de transición en un 50%. El área de flujo es mayor en los casos de llanura, ya que la sección transversal es mayor, con el fin de asemejar la situación real en los puentes de llanura.

Los cuadros #24, y #25 son factores que se deben de tomar en cuenta rigurosamente para

el diseño de una protección o un revestimiento en las pilas de puentes. Es importante recalcar que para cada caso en particular se debe realizar un análisis independiente tomando en cuenta los criterios de diseño establecidos en el cuadro #24. El cuadro lo que pretende es establecer, para las personas que quieran realizar un diseño, los pasos necesarios por seguir y los datos de importancia para que el resultado sea seguro.

Los espesores que se establecen en el cuadro #25 son establecidos según bibliografía consultada.

Los datos que se adjuntan en la fila de otros factores por considerar, son factores que tienen su diseño en particular pero que no están dentro del alcance de éste proyecto. Es importante recalcar que para construir la protección se deben realizar estos análisis por personas especializadas.

Las figuras 42, 43 y 44 muestran distintas vistas aéreas del río Barranca, en las cuales se puede observar su morfología. Los meandros que tiene en las proximidades del río, así como la extracción de material que genera la empresa Pocamar, unos metros aguas arriba del puente.

Las variables utilizadas para el análisis hidráulico del río fueron obtenidos, tal y como se explica en los resultados, por medio de datos que el Ingeniero Rafael Oreamuno facilitó, así como de la cartografía de la zona.

Para el coeficiente de rugosidad de Manning se realizó la visita a la zona y se determinó mediante un promedio de varios puntos analizados en la visita, con lo cual se determinó que el coeficiente de rugosidad predominante era de 0.045. Este valor se utilizó para todas las secciones pues éstas no diferían mucho en distancias (promedio alrededor de 200 metros) y su geomorfología tampoco. Asimismo, se encontraron rocas sueltas de distintos tamaños en el margen izquierdo del río, mientras que en el margen derecho, un macizo rocoso, cuya rugosidad, al contacto con la mano, era muy similar a la de las piedras aglomeradas en el margen izquierdo. La pendiente varía según sea el tramo de sección por estudiar, por lo que en el cuadro #26 se especifica que la pendiente depende de la sección.

Las secciones y velocidades que se presentan en el cuadro #27 son resultado del análisis que se realiza utilizando las variables antes citadas y ya simulando el caudal de 2000 m³/s. El caudal es para un período de retorno de

25 años. En la leyenda se pueden leer las velocidades que se van desarrollando en cada una de las secciones, con una velocidad máxima promedio la de 7.11 m/s, que se da en la sección 80. En este cuadro se muestran los distintos perfiles de velocidades según el ancho de sección que se determinó utilizando la cartografía de la zona. En las secciones en que se encuentra el puente se simula según el levantamiento topográfico del puente, los rellenos de aproximación así como la posición de cada pila y de sus dimensiones. Se puede determinar con facilidad que según lo revisado en la bibliografía y detallado en el marco teórico del proyecto, las mayores velocidades se dan en lo que se le puede determinar la línea de centro del río y decreciendo hacia las márgenes.

En el cuadro #28 se establecen los parámetros hidráulicos antes analizados para los casos hipotéticos, con el fin de caracterizar el funcionamiento o el desarrollo del río en la longitud establecida. En la mayoría de las secciones se da un flujo sub crítico, sin embargo, en la sección 120, 80 y la 30, el flujo es supercrítico, por lo que ocurre un crecimiento del agua por encima de la profundidad crítica para el canal natural.

La diferencia que existe entre las pendientes de las secciones 130, 120 contra la sección 110 hace que la velocidad varíe drásticamente, aproximadamente en 4.66 m/s (velocidad promedio) lo que influye en el tipo de flujo que se tendrá en el río. Al disminuir la velocidad, manteniendo el caudal constante (simulando que no exista pérdida de agua en los 2.6km) la sección de flujo aumenta. Lo mismo sucede de la sección 80 a la 70, caso contrario en la sección 50 a 40, en donde el área disminuye, por lo que se genera un aumento de las velocidades.

Es importante notar que la extracción de material por parte de la empresa Pocamar está generando en el río un aumento en sus velocidades. Las secciones 100, 90 y 80 son las secciones en donde se encuentra esta extracción.

Para la sección en particular del puente, el cuadro #29 nos muestra los resultados obtenidos por la simulación hidráulica. El puente como tal cumple una función de encauzamiento, generando una restricción al paso libre del agua del río, lo que genera primero una contracción de la sección y luego un ensanchamiento de la

sección, lo que produce un remanso. Esto hace que la velocidad en la sección del río aumente, con un consiguiente aumento en el movimiento de partículas alrededor de las pilas del puente y provocando que las mismas empiecen a romper su umbral de movimiento, trasladándose aguas abajo y generando una socavación.

La velocidad de 5.7 en el puente provoca un esfuerzo cortante de 467.46 N/m^2 . Éste esfuerzo es el que la protección por utilizar deberá superar para que no se genere erosión y así proteger las pilas correctamente.

Ya con los datos hidráulicos del tramo en cuestión se analizan las tres diferentes propuestas de control de erosión establecidas en este proyecto.

Para el diseño de bloques de concreto se utilizó un programa que facilita la empresa Comtech, el cual, con los valores que se resumen en el cuadro #30, analiza sus bloques y establece el esfuerzo cortante que cada uno de los bloques soporta.

Para este caso en particular, según los datos del cuadro #30, el valor para el esfuerzo cortante en psf es de 1.12, con un factor de seguridad que varía de 0.9 a 1.6, según el bloque por utilizar. Los bloques varían en peso y en espesor. Utilizando un factor de seguridad de 1.5 se obtiene que el bloque por utilizar sea el bloque 50.

El factor de seguridad que establece el fabricante es que sea mayor a 1.2. Comparándolo con el valor de esfuerzo generado por la velocidad en el puente se obtiene que el dato en el puente es de aproximadamente 1 psf. Por lo tanto, el valor del bloque es mayor, por lo que se cumple con el cortante que se debe resistir.

Para los gaviones, se utilizó el cuadro #32, el cual indica por medio de la velocidad máxima promedio el espesor de gavión por utilizar y el diámetro de la piedra. Fácilmente se determina que para el caso del río Barranca se utilizará un gavión de 50 cm. de espesor con diámetros de piedra de 20 cm.

Por último, el diseño de la escollera se observa en la ecuación #34, estudiada de la teoría la cual genera un resultado de un diámetro de piedra de alrededor de los 80 cm. Debido a los factores constructivos de la escollera, se sigue el consejo de utilizar 2D como el espesor que se debe colocar con un espesor de 1.6 m de piedra, con diámetros de 0.80 m.

El cuadro #33 es un cuadro resumen de los espesores propuestos para cada tipo de protección. El diseño de los espesores se basa en la teoría fluvial antes estudiada, así como en recomendaciones que da cada fabricante para su producto en particular.

El cuadro #34 y el #35 generan los resultados del análisis de costos de construcción de cada sistema propuesto y analizado. Para los bloques de concreto (armorflex) se utiliza nada más una capa de material, mientras que para el caso de la escollera se deberá colocar una doble capa de material de 0.80 m y para las colchonetas de gaviones se colocaran 3 capas, produciendo un espesor de 0.72 m. El diseño del espesor genera que el costo por metro cuadrado terminado de la solución propuesta se aumente proporcionalmente a la necesidad de capas de material.

Un factor para analizar más allá de los costos por metro cuadrado en el cual el costo de armorflex, ya colocado, sale más barato, es el efecto que el aumento o colocación de material puede generar a la sección.

El material genera que se le disminuya la sección al cauce del río, por ejemplo, si se utiliza armorflex, se da una reducción de 15 cm., mientras que si se coloca la escollera, se reduciría la sección en 1.6 m, si se colocan las colchonetas de gaviones sería en 0.72 m.

La disminución en sección genera un aumento en los valores de los tirantes en el río, y al estar pasando el mismo caudal por una sección menor ocurre un aumento de velocidades, generando así una nueva velocidad y un nuevo esfuerzo de cortante por soportar.

Al generarse una nueva velocidad y por ende un esfuerzo cortante nuevo, se cae en un proceso iterativo, para llegar a un momento en el que el cambio en espesor por utilizar va a ser mínimo.

Para el análisis de costos y el desarrollo del proyecto planteado, se realizó únicamente una primera aproximación, debido a que el costo total del proyecto será proporcional al espesor. Al realizar el análisis de disminución de sección, la protección más económica viene a ser el armorflex, que tiene el precio más bajo a la hora de su colocación y, además disminuye la sección en menor proporción.

Conclusiones y recomendaciones

fundamental para el ejercicio profesional diario de cada Ingeniero. , de esta forma, se

- El diseño de un sistema para controlar la erosión hidráulica deberá basarse de forma rigurosa a una metodología en la que se incluya toda la información requerida: análisis del caudal de diseño, tipo de flujo, sección geométrica, rugosidad del cauce, análisis morfológico, análisis hidráulico, análisis granulométrico, longitud, altura y profundidad por cubrir y, por último, un estudio de los sistemas de revestimiento disponible.
 - El comportamiento de un río varía según su ubicación geográfica, generando características y condiciones variables en toda su trayectoria. Estas características dependen de la pendiente, rugosidad, morfología, geomorfología, sección geométrica y caudal entre otras. Por estas razones es que el estudio hidráulico de un río obliga a que su análisis se realice para cada caso en particular sin poder generalizar situaciones.
 - El caudal de $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ con un período de retorno de 25 años, analizado para el río Barranca, genera una velocidad promedio de 5.7 m/s en la sección del puente. Esto produce un esfuerzo cortante de 467 N/m^2 que equivale a 1 psf.
 - La solución más eficiente para contrarrestar el efecto erosivo del agua es la construcción de una protección utilizando bloques de concreto articulado.
 - La utilización de tecnología de punta en el desarrollo de soluciones de problemas de Ingeniería se debe tomar como la base
- estarán generando y desarrollando resultados cada vez más competitivos. Claro ejemplo es el de la situación analizada en el que el producto Armorflex resulta ser la mejor solución ante el problema erosivo que se presenta en las pilas del puente sobre el río Barranca.
- La variedad de productos y sistemas para controlar la erosión hidráulica obliga a generar un análisis de mercado profundo, basado en la eficiencia y costo de cada uno de ellos lo que genera resultados variables para cada situación en particular.
 - Para revisar el diseño de la solución del problema erosivo en el puente sobre el río Barranca se puede considerar volver a realizar el proceso de diseño de la estructura con la sección del río modificada por cada sistema, esto con el fin de constatar que el cambio en las características hidráulicas de la sección sean las mínimas.
 - El estudio hidráulico de un puente, sobre un río, requiere que el levantamiento topográfico sea detallado para cada una de las secciones del río en estudio, así como para el puente y sus elementos. Para futuros diseños se deberá tomar en cuenta el costo de un levantamiento topográfico específico para cada caso en particular. Y prever el costo que tiene realizar el levantamiento de un río y secciones transversales de éste.

El diseño obtenido para cada sistema de control de erosión en éste proyecto, conlleva un mantenimiento para prolongar su funcionamiento

en el tiempo. Para cada sistema se tendrá que estudiar el mantenimiento óptimo, con el fin de realizar un estudio de costo-beneficio en el tiempo para el cual se diseñó la estructura y así complementar la implementación de un sistema en un caso en particular. Su objetivo es enlistar los resultados obtenidos a través del trabajo desarrollado.

Apéndices

Para cada caso estudiado anteriormente, se obtiene un perfil por medio del análisis hidráulico en donde se expresa, la línea de energía, la línea de energía crítica, la línea de fondo y la cota del agua.

A continuación se muestran los perfiles para cada caso.

También se muestra un plano de taller, de la recomendación de colocación del Armorflex, en el puente sobre el Río Barranca.

Anexos

Como parte del proyecto se anexan las especificaciones de la norma ASTM para la construcción de los bloques articulados de concreto, ya que es la propuesta para controlar la erosión en las pilas del puente sobre el río Barranca. Además se anexa también un plano constructivo de los bloques.

Glosario.

Q.	Caudal del tramo	v_*	Velocidad de corte
V.	Velocidad del tramo	Re_*	Número de Reynolds granular.
A.	Área de la sección transversal	Q_s .	Caudal sólido.
L.	Longitud característica considerada igual al radio hidráulico	q_s .	Caudal sólido unitario.
ν .	Viscosidad cinemática	g_s .	Caudal sólido unitario en peso
Re.	Número de Reynolds	e.	concentración de material sólido.
Fr.	Número de Freud.	λ .	Cantidad de vacíos.
g.	Aceleración de la gravedad.	q.	Caudal líquido.
y.	Profundidad del flujo	i.	Pendiente del lecho de río.
T.	Ancho de la sección de un canal en superficie libre.	ϕ .	Parámetro de caudal sólido adimensional.
A_m .	Área mojada.	ρ_s .	Densidad seca de la partícula.
P.	Perímetro mojado.	n_s	Rugosidad del grano
R.	Radio hidráulico.	ΔH .	Sobre elevación de nivel generada por un puente.
d.	Profundidad hidráulica.	y_0 .	Profundidad del vano libre.
C.	Factor de resistencia al flujo, coeficiente de Chezy	Q'.	Caudal que pasaría por el área perdida al construir el puente.
S.	Pendiente de la energía.	e.	Erosión
x, y.	Exponentes matemáticos.	x.	Distancia desde el puente hasta la sobre elevación
n.	Coeficiente de rugosidad total	Q_0 .	Caudal en ausencia del puente.
m.	Coeficiente de rugosidad de Bazin.	B_0 .	Ancho efectivo de la pila.
ϵ .	Medida de la rugosidad del canal de Powell.	V_0	Velocidad media en la vertical del elemento
i.	Pendiente del tramo.	E.G.	Línea de la energía.
λ .	Longitud de onda	W.S.	Superficie del agua
B.	Ancho del cauce.		
τ_0 .	Tensión en el fondo		
τ .	Tensión cortante adimensional.		
γ .	Peso específico de la partícula		
γ_s .	Peso específico seco de la partícula.		
D.	Tamaño de partícula.		
l.	Pendiente motriz.		
ρ .	Densidad de la partícula.		

Referencias

- Villón B. Máximo. 1995. **HIDRAULICA DE CANALES.** Cartago Costa Rica. Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Martín V. Juan P. 1997. **INGENIERIA FLUVIAL.** Barcelona. Editorial UPC.
- Chow T. Ven. 1985. **HIDRAULICA DE LOS CANALES ABIERTOS.** México. Editorial Diana.
- Obregón Q. Clotilde. 2005. **HISTORIA DE LA INGENIERIA EN COSTA RICA.** Costa Rica. Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos.
- Gonzales Luis, Ferrer Mercedes, Ortuño Luis, Oteo Carlos. 2002. **INGENIERIA GEOLOGICA** Madrid. Pearson Education.
- Baker F. Robert. 1975. **HANDBOOK OF HIGHWAY ENGINEERING.** Ney York. Van Nostrand Reinhold Company.
- Das Braja M. 2001. **FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTECNICA.** México. Thomson Learning.
- <http://www.miliarium.com/Paginas/Vinculos/Historia/Desastres.asp>
- <http://bridgepros.com/links/links.htm#Bridge Failures>
- <http://www.geocities.com/jescud2000/lospuentes/tiposdepons.htm>
- <http://www.arqhys.com/el-puente.html>
- http://www.diamante-coronda.com.ar/puentes_moviles.htm
- <http://www.geocities.com/jescud2000/lospuentes/pontsvigas.htm>
- <http://aula.elmundo.es/aula/laminas/lamina1078308155.pdf>
- http://es.wikipedia.org/wiki/Puente_en_arco
- http://www.diamante-coronda.com.ar/puentes_moviles.htm
- <http://aula.elmundo.es/aula/laminas/lamina1078308155.pdf>
- http://en.wikipedia.org/wiki/List_of_largest_suspension_bridges
- http://en.wikipedia.org/wiki/List_of_bridges_by_length
- <http://www.mideplan.go.cr/sides/ambiental/32-1.htm>
- <http://www.construaprende.com/tesis02/capitulo-5-mantenimiento/>
- <http://www.mopt.go.cr/planificacion/carreteras/puentes.asp>
- <http://www.cne.go.cr/CEDO-CRID/CEDO-CRID%20V4/pdf/spa/doc2982/doc2982-4.pdf>

<http://www.fao.org/docrep/T0848S/t0848s06.htm#TopOfPage>

<http://www.unesco.org.uy/phi/libros/erosion/capitulo3.html>

http://www.miliarium.com/Proyectos/RestauracionAmbiental/RestauracionRiberas/Geologia/Morfologia_fluvial.asp

<http://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=1975716>

<http://www.miliarium.com/Proyectos/RestauracionAmbiental/variopos/principiosbasicos.asp>

<http://www.unesco.org.uy/phi/libros/erosion/capitulo3.html>

http://es.wikipedia.org/wiki/Erosi%C3%B3n#Erosi.C3.B3n_por_agua_y_erosi.C3.B3n_pluvial

http://tar5.eup.us.es/tar/formatec/tagua/t01_hidraulica.ppt

<http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulos/conceptosbasicosmfluidos/socavacion/socavacion.html>

<http://bibliotecnica.upc.es/PFC/arxiu/migrats/34502-5.pdf>

http://www.maccaferri-northamerica.com/Proteccion_de_Riveras.aspx

<http://www.arqhys.com/construccion/obras-construccion.html>

http://www.lalibreriadelau.com/catalog/tablas/uis/uis_24.html

<http://es.wikipedia.org/wiki/Gavi%C3%B3n>

<http://www.fao.org/ag/esp/revista/9812sp2.htm>

<http://www.maccaferri.com.br/pagina.php?pagina=1327&idioma=2>

http://72.14.209.104/search?q=cache:_C12gjw2yNAJ:www.maccaferri.com.br/informativo/esp/2005/pdf/costura_gabiao_esp.pdf+los+gaviones&hl=es&ct=clnk&cd=6&gl=cr

<http://www.gladenconstructioninc.com/equipment.htm>

<http://72.14.209.104/search?q=cache:OAuVhwCwtTQJ:www.riosconvida.es/pdfs/alegaciones/escollerasPas.pdf+escolleras&hl=es&ct=clnk&cd=37&gl=cr>

http://www.carreteros.org/normativa/pg3/articulos/6/iv/a_658c.htm

http://www.miliarium.com/Proyectos/RestauracionAmbiental/RestauracionRiberasOld/Solucion_Adoptada/Actividades_Realizar.asp

http://www.sistemas-integrados.com/Drenaje_II_Barcelona_2006.pdf

<http://www.nagreen.com/spanish/productos/acerca.tpl>

<http://www.gmanow.com/pdf/MurosYTaludesDeSueloReforzado.doc>

<https://e-revistas.upc.edu/bitstream/2099/2582/1/92article1.pdf>

http://gaswcc.georgia.gov/vgn/images/portal/cit_1210/18/60/73319399Structural%20BMPs%201A,%20102805.pdf

http://www.rothfuss-es.de/index_geo_span.htm

<http://www.ieca.org/resources/TS6erosionsedimentcontrol.asp>

<http://lacasadelalambre.com.ar/catalogo/content/view/22/36/>

<http://www.lemac.com.mx/index-frameset.html>

<http://www.carreteros.org/normativa/pg3/indice.htm>

<http://albatros.uis.edu.co/~pagina/profesores/planta/jsuarez/publicaciones/librotaludes/documento/capitulo12/CAP12.pdf>

<http://www.armortec.co.uk/downloads/Armorflex.pdf>