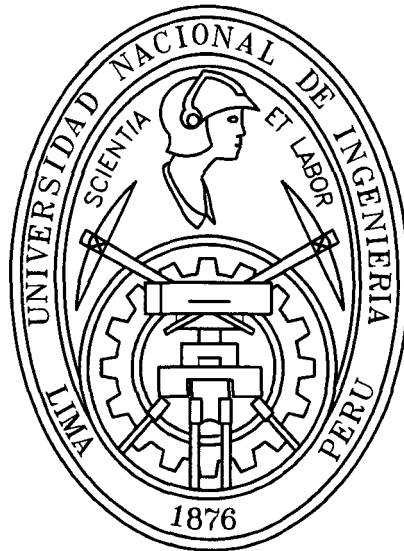


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**Consideraciones Hidráulicas para el Diseño de Pequeños Puentes
en Suelos Cohesivos de la Llanura Amazónica**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

PATRICIO PAREJA CALDERÓN

Lima- Perú

2010

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

DEDICATORIA

Agradezco este momento a mis padres abnegados,
a mi esposa dedicada y mi gran tesoro: mi hija.

Los quiero mucho.

DEDICATORIA

Un agradecimiento muy especial a mi gran amigo,

gran persona, gran profesional,

Edgar Rodríguez.

Gracias por su impulso.

DEDICATORIA

Gracias al ingeniero Roger Hidalgo,
siempre guiando al rebaño hacia un buen camino.

ÍNDICE

RESUMEN	iv
LISTA DE CUADROS	v
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE FOTOS.....	ix
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS.....	xi
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPITULO I: FUNDAMENTOS DE HIDRAULICA FLUVIAL.....	3
1.1 PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS QUE FORMAN UN CAUCE	4
1.1.1 Peso Especifico de las Partículas (γ_s).....	4
1.1.2 Forma de las Partículas	5
1.1.3 Tamaño de las Partículas	5
1.1.4 Granulometría.....	7
1.2 EROSION DE CAUCES FLUVIALES.....	9
1.3 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.....	29
1.4 MORFOLOGIA FLUVIAL	40
CAPITULO II: EL ESTADO DEL ARTE EN LA HIDRAULICA DE PUENTES EN LLANURA AMAZÓNICA DEL PERU.....	53
2.1 HISTORIA.....	53
2.1.1 Puentes de gran Longitud en Llanura Amazónica.....	53
2.1.2 Pequeños Puentes de la Llanura Amazónica.....	56
2.2 MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES DEL MTC	59
CAPITULO III: SOCAVACION EN SUELOS COHESIVOS.....	61
3.1 SOCAVACION GENERAL EN SUELOS COHESIVOS.....	61
3.1.1 Método de Lischtván - Levediev.....	61

3.1.2	Formulación del Método.	62
3.2	SOCAVACION LOCAL	64
3.2.1	Efectos de la Fracción Granular del Material en la Socavación Local en Pilares.....	64
3.2.2	Efectos de la Fracción Granular del Material en la Socavación Local en Estribos.	68
3.2.3.	Socavación Local de Puentes en Arenas Arcillosas.....	75
3.2.4	Socavación Local en Pilares en Suelos Arcillosos con Montmorillonita.....	79
3.2.5	Influencia de la Cohesión en la Socavación Local de Estribos.....	84
3.3	SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN.....	88
CAPITULO IV: COEFICIENTE DE RUGOSIDAD EN RIOS AMAZONICOS		91
4.1	ANTECEDENTES.....	91
4.2	METODOLOGÍA.....	92
4.3	RUGOSIDAD DEL CANAL PRINCIPAL.....	96
4.4	RUGOSIDAD DE LA LLANURA DE INUNDACIÓN	100
4.5	COEFICIENTES DE MANNING DETERMINADOS EN LLANURAS DE INUNDACION.....	101
CAPITULO V: APLICACIÓN DE LA METODOLOGIA PROPUESTA.....		105
5.1	PASO 1: RECONOCIMIENTO DE CAMPO	105
5.2	PASO 2: RECOLECCIÓN DE DATOS DISPONIBLES	106
5.2.1	Información Topográfica.	106
5.2.2	Información Geotécnica-Geológica.....	107
5.2.3	Información Pluviométrica.....	107
5.3	PASO 3: ESTIMACIÓN DE LOS CAUDALES MÁXIMOS	109
5.4	PASO 4: DESARROLLO DEL ESTUDIO HIDRÁULICO	116
5.5	PASO 5: SELECCIÓN DEL SISTEMA DE DEFENSA	128
5.6	PASO 6: DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE DEFENSA.....	130
CONCLUSIONES.....		133
RECOMENDACIONES		136

INTRODUCCIÓN

Comúnmente, los estudios realizados sobre hidráulica de puentes en la Selva Amazónica siempre se han remitido a metodologías correspondientes a cauces en lechos no cohesivos, por falta de investigaciones relacionadas al tema, siendo predominantes en este tipo de quebradas los lechos de naturaleza cohesiva. La presente tesis tiene por objetivo complementar el estudio hidráulico de puentes en lechos cohesivos. Asimismo se plantea una metodología para la definición del coeficiente de Manning considerando parámetros geométricos del cauce, irregularidad, presencia de vegetación tupida de la Selva Amazónica, pendiente y tipo de cauce.

Los últimos estudios realizados para la Carretera Interoceánica Sur (CIS) y la carretera Tingo Maria - Pucallpa presentan metodologías no adaptables a suelos cohesivos. Existen recientes investigaciones que permitirán tener una mejor estimación de los factores hidráulicos en este tipo de suelos.

Se escogió el tema de la determinación de factores hidráulicos en suelos cohesivos porque la metodología actual es de aplicación discutible, por lo tanto es necesario implementarla considerando el efecto cohesivo de este tipo de suelo.

A fin de investigar estas condiciones se presente la siguiente tesis:

En el primer capítulo se presenta un repaso de los principales fundamentos de hidráulica de canales abiertos mostrando solo los métodos más conocidos y de amplia aplicación en el campo de la Ingeniería Hidráulica.

En este capítulo se ha desarrollado un resumen de la Hidráulica Fluvial importante para entender las características y el comportamiento de los ríos. Asimismo, se presenta una síntesis de Transporte de Sedimentos y Erosión.

En el Capítulo II, se desarrolla una reseña de la evolución de los manuales para el diseño hidráulico en puentes y una descripción de algunos puentes importantes construidos en llanura amazónica donde se describen los procesos fluviomorfológicos a los que fueron expuestos.

El Capítulo III, trata sobre los estudios realizados para el cálculo de la socavación general en suelos cohesivos por los rusos Lischtvan y Levediev, y de la socavación local realizada por la Universidad Estatal de Colorado de los Estados Unidos de Norteamérica.

El Capítulo IV, presenta un resumen del método de cálculo del coeficiente Manning realizadas por el Servicio Geológico de los Estado Unidos (USGS), en él se incluye lo relacionado con el coeficiente de Manning en llanuras de inundación.

Finalmente, en el capítulo V se realiza una aplicación de las formulaciones desarrolladas en los anteriores capítulos sobre el río Planchón, ubicado en la provincia de Tambopata, departamento de Madre de Dios.

Se realizó un estudio de Hidráulica para el diseño del puente Planchón que une las localidades de Puerto Maldonado y la frontera Sur con Brasil, mediante la Carretera interoceánica Sur, cruzado por el río Planchón, perteneciente a la cuenca de llanura amazónica caracterizado por la presencia de suelos cohesivos.

Se ha configurado el puente para diversas condiciones de luz de puente obteniéndose la más óptima que nos permite mantener un flujo con remanso reducido, socavación de poca profundidad y tirante reducido.

CAPITULO I

FUNDAMENTOS DE HIDRAULICA FLUVIAL

La hidráulica fluvial estudia el comportamiento de los ríos en lo que se refiere a los caudales y niveles medios y extremos, las velocidades de flujo, las variaciones del fondo por socavación, sedimentación y la capacidad de transporte de sedimentos.

Los ríos y quebradas permiten el transporte de agua y sedimentos. El sedimento está formado por partículas, provenientes de la erosión de las cuencas, que son transportadas por la corriente. No se incluyen la materia orgánica, basura, ni las sales disueltas en el agua; que en los casos de ríos que pasan por grandes ciudades tienen gran influencia y llegan inclusive a modificar la sección transversal del río.

Hay tres grandes principios que se debe tener presente al estudiar la hidráulica de ríos. Las tres ideas son fases de un mismo problema:

En primer lugar, concebir a los ríos como riqueza, como recursos naturales, como fuentes de vida; es decir, como fuentes de aprovechamiento en beneficio de la humanidad.

En segundo lugar, reconocer a los ríos como elementos naturales de los cuáles tenemos que defendernos. Las avenidas que se presentan en los cauces fluviales son fenómenos naturales producto de la ocurrencia de determinadas condiciones meteorológicas.

El tercer principio a considerar, es con relación a la protección del río. Debemos proteger al río de la agresión humana. Una forma típica de la agresión del hombre a los ríos, es la contaminación, que se vuelve en contra de quien la causó.

Estas tres fases intervienen de manera directa en los cambios morfológicos que sufre el cauce de un río.

1.1 PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS QUE FORMAN UN CAUCE

Desde el punto de vista de la resistencia que oponen a ser arrastrados y de su comportamiento al ser transportados, podemos clasificar a los sedimentos como:

- Cohesivo.
- No cohesivo o granular o friccionante.
- Rocoso.

Las primeras son las que están adheridas unas de otras, la cual representa para el transporte una fuerza adicional que se conoce como fuerza de cohesión. En cambio las segundas, carecen de esta fuerza, y para ser arrastrados solo ofrecen resistencia provenientes de su peso y su forma.

Las propiedades individuales que poseen las partículas son:

- Peso específico o masa específica.
- Forma.
- Tamaño.
- Velocidad de caída.

Las propiedades de las partículas considerándolas como un conjunto son:

- Distribución granulométrica.
- Peso volumétrico.

Para trabajar con el material en suspensión es necesario conocer:

- Concentración de partículas en suspensión.
- Viscosidad de un líquido con material en suspensión.
- Peso específico de un líquido con material en suspensión.

Al tratar con suelos cohesivos, las propiedades más importantes que interesan en hidráulica fluvial son el peso volumétrico seco y la resistencia al esfuerzo cortante.

1.1.1 Peso Específico de las Partículas (γ_s)

Se define como peso específico de una partícula a la relación de su peso entre su volumen. La masa específica de una partícula es la relación de su masa entre su volumen y se designa por " ρ ". La relación entre el peso y la masa específica está dada por la segunda ley de Newton.

$$\gamma_s = \rho g \quad (1.01)$$

La densidad relativa se define como la relación entre la masa específica de un material y la masa específica del agua a 4°C. Lo mismo se obtiene al relacionar el peso específico de un material con el peso específico del agua a esa temperatura.

1.1.2 Forma de las Partículas

Esta propiedad, que aunque afecta notablemente el comportamiento del sedimento al iniciarse su transporte, no ha sido tomada en cuenta en las fórmulas de transporte o erosión. La mejor relación que existe para definir esta propiedad es el factor de forma S. F.

$$S.F. = \frac{c}{\sqrt{ab}} \quad (1.02)$$

Donde:

Las dimensiones de las partículas se han designado con las letras:

a : máxima longitud.

b : mínima longitud perpendicular a "a".

c : longitud perpendicular al plano formado por "a" y "b".

1.1.3 Tamaño de las Partículas

El tamaño de las partículas que conforman los cauces naturales varía desde rocas grandes hasta arcillas.

El tamaño de los cantos rodados y guijarros se puede medir directamente, el de las gravas y arenas se pueden medir mediante mallas, y el de limos y arcillas se determina por medio de sedimentación o con microscopio.

Con el fin de disponer de una nomenclatura común que permita designar las partículas de un mismo tamaño se usará la clasificación adoptada por la American Geophysical Union que se muestra en el cuadro siguiente:

Cuadro 1.01
CLASIFICACIÓN DE PARTÍCULAS SEGÚN LA AMERICAN GEOPHYSICAL UNION
(A.G.U.)

Descripción	Rango (mm)	Tamaño	Diámetro (mm)
Cantos rodados	250 – 4000	muy grandes	2000 – 4000
		grandes	1000 – 2000
		medianos	500 – 1000
		pequeños	250 – 500
Guijarros	64 – 250	grandes	125 – 250
		pequeños	64 – 125
Gravas	2 – 64		
Arenas	0.062 a 2.00	muy grandes	1 – 2
		grandes	0.50 – 1
		media	0.25 – 0.5
		finas	0.125 – 0.25
		muy finas	0.062 – 0.125
Limos	0.004 a 0.062		
Arcillas	0.00024 a 0.004		

Existen diferentes criterios para tomar o elegir un diámetro representativo de la muestra de lecho de río. A continuación se describen algunas definiciones:

- Diámetro nominal.- Es el diámetro de una esfera cuyo volumen es igual al de la partícula
- Diámetro de cribado.- Es la longitud más grande de la partícula.
- Diámetro de sedimentación.- Es el diámetro de una esfera de cuarzo cuya velocidad de caída es igual a la de la partícula.
- Diámetros representativos: Se usan para definir parámetros estadísticos que ayudan a precisar las características de la distribución granulométrica; así como para indicar el predominio de cierto tamaño diámetro efectivo que esté relacionado con un proceso o fenómeno determinado.

Entre los diámetros característicos de los sedimentos los más usados son:

d_{10} y d_{60}

Sea $C_u = d_{60}/d_{10}$ el llamado coeficiente de uniformidad

Cuando: $C_u < 3$ Material es uniforme
 $C_u = 1$ Completamente uniforme
 $C_u > 3$ No uniforme

d_{50} : Diámetro que corresponde a la mediana de la distribución, sólo cuando ésta es simétrica la media, la mediana, y moda son iguales. Pero en general, la mediana (d_{50}) y la media (d_m) son diferentes es decir $d_{50} \neq d_m$.

d_{16} y d_{84} : En una distribución log – normal, las probabilidades 15.87 y 84.13% se satisfacen para $Z_n = -1$ y $Z_n = 1$ respectivamente y estos valores de la variable aleatoria corresponden a los puntos de inflexión de la curva de distribución normal estándar por lo que se ha redondeado a d_{16} y d_{84} .

d_m : Diámetro medio geométrico.

Se define mediante la siguiente relación:

$$d_m = \sum \Delta P_i \cdot d_i \quad (1.03)$$

Donde:

ΔP_i : Valor en porcentaje de cada intervalo, en que divide la curva granulométrica, puede ser variable o constante.

d_i : Diámetro medio correspondiente a cada intervalo en que se dividió la curva granulométrica.

1.1.4 Granulometría

- Distribuciones teóricas para representar granulometrías.

En los fenómenos fluviales donde intervienen principalmente las arenas y las gravas, se ha comprobado que, con mucha frecuencia, los tamaños de sus partículas se distribuyen siguiendo una ley del tipo probabilidad normal.

- Distribución Normal

Como los sedimentos formados con arenas, en ocasiones, tienden a seguir una distribución normal, se puede ajustar su distribución mediante la siguiente relación:

$$d_n = d_{50} + Z_n \sigma_1 \quad (1.04)$$

Donde:

d_n : Diámetro de la partícula por debajo del cual queda el n por ciento de la muestra de suelo en peso.

Z_n : Variable aleatoria estándar, función del porcentaje requerido, probabilidad o área bajo la curva normal.

σ = Desviación estándar aritmética. Es una medida de dispersión de los datos con respecto a la media. Su valor puede determinarse si se conocen el d_{84} o el d_{16} ya que están a la misma distancia del d_{50} .

$$\sigma = d_{84} - d_{50} = d_{50} - d_{16} = \frac{(d_{84} + d_{16})}{2} \quad (1.05)$$

Los diámetros d_{50} y d_{84} o d_{16} se obtienen de la recta que se ajustó al analizar los diámetros d_{16} y d_{84} y se pueden generar los demás, pues también se cumple que:

$$d_{50} = (d_{16} + d_{84})/2$$

- Distribución semilogarítmica

En una gráfica de distribución semilogarítmica, los diámetros "n" se distribuyen siguiendo una ley lineal, y pueden escribirse así:

$$d_n = d_{50} \cdot 10^{\left(\frac{n-50}{34} \cdot \log \sigma_g\right)} \quad (1.06)$$

Donde:

σ_g Desviación estándar geométrica, representada mediante la siguiente relación:

$$\sigma_g = \frac{d_{84}}{d_{50}} \quad (1.07)$$

- Distribución logarítmica

Cuando los diámetros se distribuyen siguiendo una ley logarítmica, y puede escribirse mediante la siguiente relación:

$$d_n = d_{50} 10^{\left[\frac{\log\left(\frac{n}{50}\right) \log(\sigma_g)}{\log\left(\frac{84}{50}\right)}\right]} \quad (1.08)$$

O bien

$$d_n = d_{50} 10^{\left[4.4383 \log\left(\frac{n}{50}\right) \log \sigma_g\right]} \quad (1.09)$$

$$\sigma_g = \frac{d_{84}}{d_{50}} = \left(\frac{d_{50}}{d_{16}}\right)^{0.45531} = \left(\frac{d_{84}}{d_{16}}\right)^{0.31286} \quad (1.10)$$

De donde:

$$d_{50} = d_{16}^{0.31286} d_{84}^{0.68714} \quad (1.11)$$

1.2 EROSION DE CAUCES FLUVIALES

1.2.1 Definición de Erosión

En general se denomina erosión, socavación o degradación a la remoción que efectúa el agua de las partículas sólidas constituyentes de un lecho fluvial y cuyo resultado es la profundización del cauce. La erosión puede ser local o generalizada.

La erosión local, o socavación propiamente dicha, está circunscrita a un lugar determinado, y a veces también está limitada a una cierta duración, y se debe a una perturbación del flujo por algún elemento externo.

Socavar significa “excavar por debajo alguna cosa, dejándolo sin apoyo y expuesto a hundirse”.

La socavación, como fenómeno hidráulico, se origina en movimientos vorticosos que ocurren al pie de determinadas estructuras hidráulicas, como un pilar de puente, o en la descarga de un vertedero. La erosión local se contrarresta con medidas de diseño, más importante que la cuantificación precisa de la erosión local es la determinación cualitativa, es decir, saber donde se espera que habrá socavación y saber cómo controlarla.

La erosión generalizada, o degradación, se produce a lo largo y ancho de un cauce fluvial. La degradación del cauce es extensa y progresiva. Ejemplo típico sería la que ocurre aguas abajo de una presa ubicada sobre el lecho de un río, que retenga gran cantidad de sedimentos y que, sin embargo, mantenga constante el caudal hacia aguas abajo.

Puede ocurrir también una adición, una superposición, de ambos tipos de erosión.

En general el estudio de la erosión no es fácil. Es un fenómeno tridimensional, impermanente, en el que hay una gran interacción entre la corriente y el lecho que está siendo erosionado. La profundidad de erosión es variable hasta que llega a su valor máximo, el que se presenta cuando la velocidad de la corriente disminuye hasta hacerse igual a la velocidad crítica de iniciación del movimiento. La Hidráulica Experimental es muy importante el estudio de la erosión.

La erosión es un fenómeno que se desarrolla en el tiempo hasta llegar a una situación de equilibrio. Mientras se está desarrollando la erosión, el tirante y la fuerza tractiva van aumentando con el paso del tiempo. El transporte sólido va variando a lo largo del cauce. Finalmente se llega al equilibrio: la corriente ha alcanzado el tirante necesario para que con las nuevas condiciones impuestas al río pueda haber continuidad en el transporte sólido.

1.2.2 Origen de la Erosión de los Cauces Fluviales en Llanura Amazónica

Hay varias circunstancias típicas en las que se presenta alguna forma de erosión, entre ellas señalamos las siguientes:

a. Máxima Avenida

Cuando ocurre una máxima avenida, se incrementa significativamente la velocidad media de la corriente, la fuerza tractiva y la capacidad de transporte de sólidos originando socavaciones generales, y erosiones locales en determinados puntos como por ejemplo en una zona donde existe una estructura hidráulica. Como en el caso de ríos de llanura amazónica donde los fenómenos de socavación pueden ser muy grandes por las características del cauce formadas por material fino. En la foto 1.01 se observa los efectos de un fenómeno de socavación.

Las avenidas entre los años 1992 y 1998 causaron erosiones en el cauce y alrededor de los estribos y pilares del puente Aguaytía, sobre el río del mismo nombre, río de llanura amazónica, ubicada en la región Ucayali. Los fenómenos de socavación fueron significativos, tal es así, que permitieron la exposición de parte de los cimientos de la estructura.

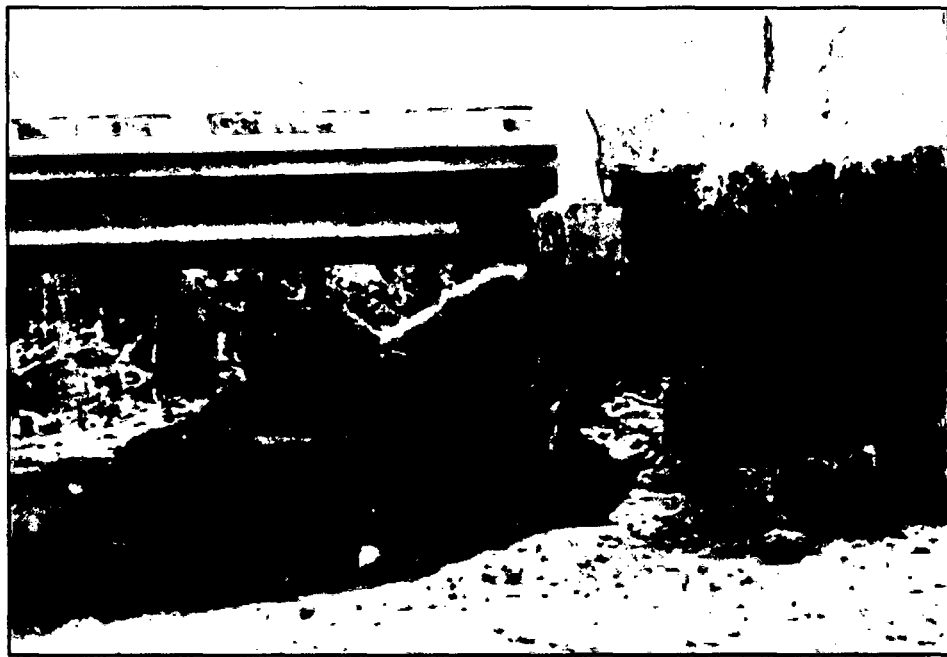


Foto 1.01. Socavación en suelo cohesivo.

b. Estrechamiento del cauce

Algunos proyectos por cuestiones relevantes externas, presentan el estrechamiento del ancho de un tramo fluvial. Esto ocurre cuando se ha ejecutado un encauzamiento del río en el que se ha exagerado la disminución del ancho del río.

Otras veces los estrechamientos excesivos tienen que ver con la construcción de puentes. Cualquiera que sea el origen del estrechamiento siempre determina una disminución de la sección transversal, lo que implica aumento de la velocidad y de la capacidad de transporte de la corriente. El resultado es la profundización del cauce.

En los ríos de llanura amazónica de la Carretera Interoceánica Sur, hasta antes de la construcción, se ubicaron pequeños puentes de madera con secciones de conducción estrechos en los cuales se pudo observar que se produjeron fenómenos de socavación. En la foto 1.02 se observa el puente de madera cimentada sobre suelos cohesivos.



Foto 1.02. Puente del Km 376+745 de la Carretera Interoceánica Sur.

c. Flujo en curva

Los cauces que se desarrollan en curvas se caracterizan porque en la margen exterior de una curva fluvial hay tendencia a la erosión, mas por el contrario, en la curva interior hay tendencia a la sedimentación. Estos son fenómenos propios de la dinámica fluvial. En algunos casos hay que contrarrestar sus efectos y en otros usarlos. La margen exterior debe ser protegida contra la erosión. Podría recurrirse a defensas continuas o a un sistema de espigones (Ver figura 1.01).

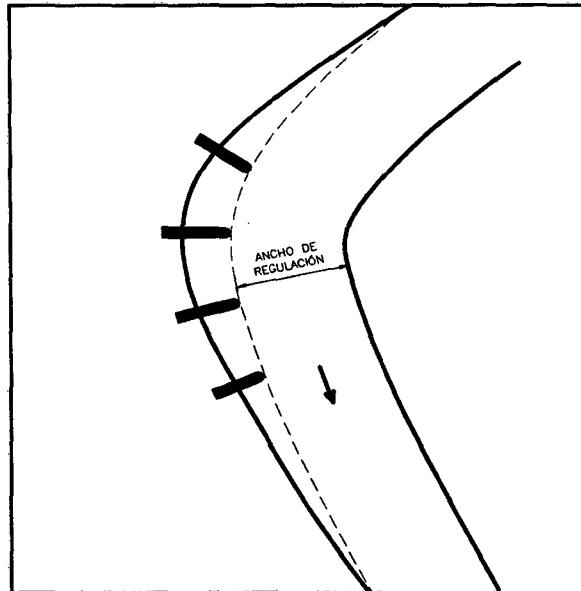


Figura 1.01. Espigones en flujos en curva.

El puente Tahuamanu de la Carretera Interoceánica Sur se encuentra ubicada en una zona de tendencia a la formación de meandros, los que por su propia dinámica erosionan por su margen exterior y se desplazan hacia la margen izquierda del río. Actualmente tiene problemas debido a que el meandro se sigue trasladando y desprotegiendo el estribo izquierdo del puente, es necesaria una solución permanente que permita estabilizar el cauce en el tramo del puente considerando las características hidráulicas propias de este tipo de ríos, pues la tendencia a erosionar persiste (Ver foto 1.03).



Foto 1.03. Puente Tahuamanu en zona curva.

d. Erosión 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 (Ver figura 1.02).

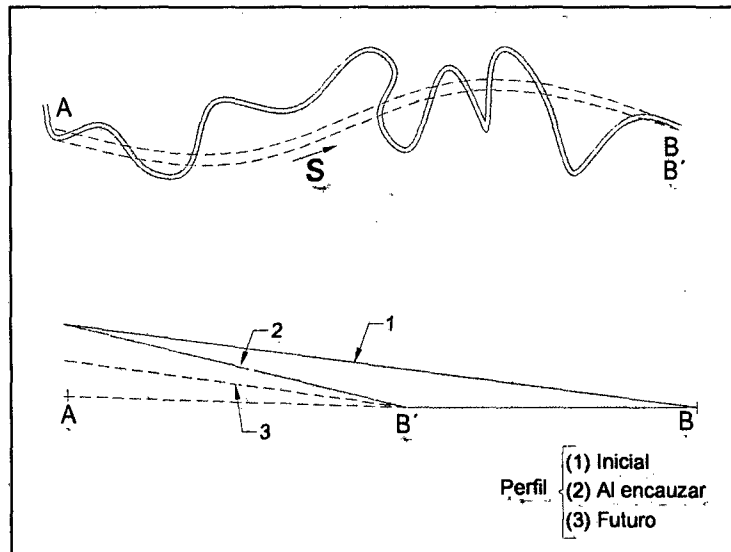


Figura 1.02. Corte de meandros.

f. Confluencia de Cauces

Cuando dos ríos o un brazo de un mismo río se encuentran en una confluencia se crea un flujo helicoidal. Dicho flujo es responsable de la erosión del lecho y se presenta aguas abajo de la confluencia, similar a los huecos que se encuentran en las zonas externas de la curvas (Ver foto 1.04). El mismo fenómeno ocurre aguas abajo de la confluencia de los brazos de un río entrelazado.

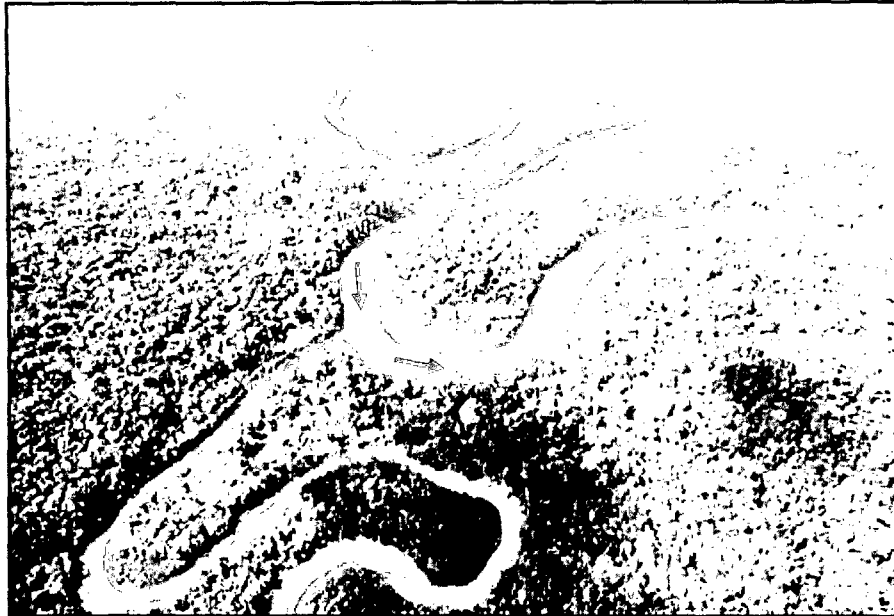


Foto 1.04. Confluencia de ríos.

g. Pilares y Estribos

Cuando en un río se ubican estructuras, como un pilar o un estribo de puente, aparece la tendencia a la erosión local por formación de vórtices (Ver foto 1.05).

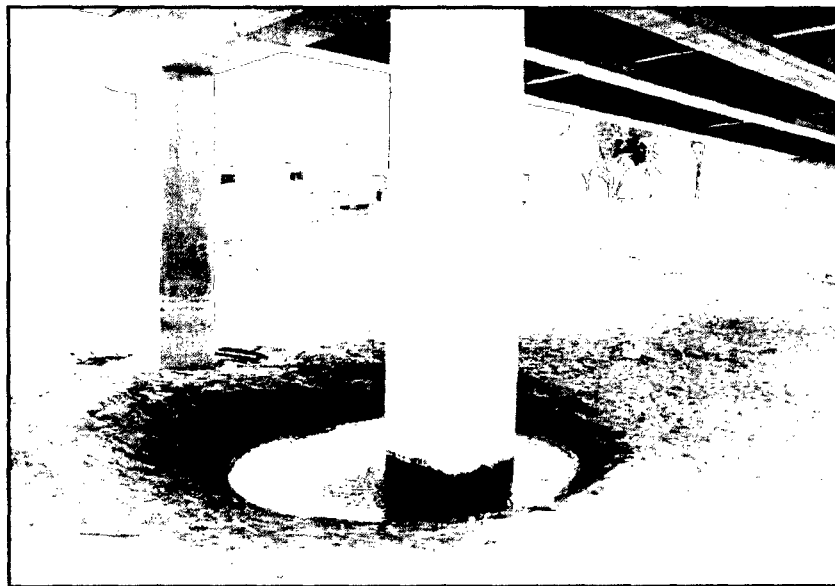


Foto 1.05. Socavación local en pilares.

h. Otros

Hay muchos ejemplos de procesos erosivos en ríos con presencia de elementos que interrumpen parcialmente el flujo. Puede ocurrir también en las inmediaciones de la cabeza de un espigón, bocatomas y otros. También hay tendencia a la erosión

inmediatamente aguas abajo de un dissipador de energía, por medio de un salto hidráulico. También hay tendencia a la erosión cuando se produce el corte de un meandro.

Desde el punto de vista de cómo avanza la erosión podemos clasificar a ésta en dos grandes grupos. Hay un tipo de erosión que progresa hacia aguas abajo, conocida como erosión progresiva, y otra que se genera hacia aguas arriba, llamada erosión regresiva.

1.2.3 Erosión en Estribos y Pilares de Puentes

Los pilares y estribos de puentes son elementos extraños dentro de la corriente. Ellos producen, para cada caudal, una socavación (erosión local) que se debe a la aparición de corrientes vorticosas complejas al chocar el flujo contra dichos elementos. Hay, pues, una interacción entre el flujo alrededor de un pilar y el lecho fluvial.

Es importante tener en cuenta que la socavación local, se adiciona a la degradación del lecho (erosión generalizada) y a la socavación por contracción debido a presencia del puente. En la figura 1.03 se aprecia esquemáticamente estos conceptos.

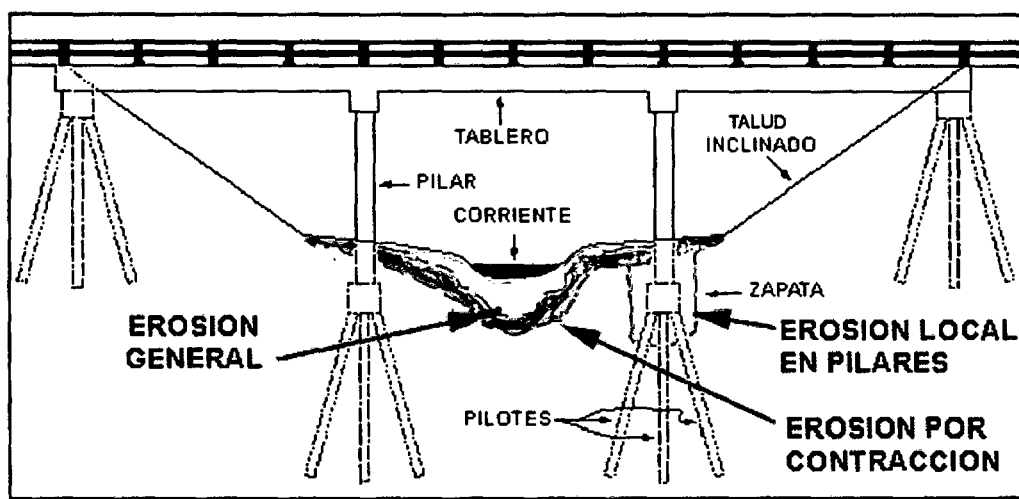


Figura 1.03. La socavación general, por contracción y local en la zona del puente.

La erosión generalizada corresponde simplemente a la tendencia natural de un río aluvial a adquirir la profundidad de la corriente correspondiente al caudal que se presente.

La socavación es un fenómeno impermanente, varía con el tiempo. Para un caudal constante la socavación avanza en el tiempo hasta llegar a una situación de equilibrio en la que la velocidad de la corriente, que ha venido disminuyendo a medida que avanzaba la erosión, llega a ser igual a la velocidad crítica de iniciación del movimiento de las partículas de fondo. En ese momento el transporte sólido de fondo se detiene y termina la erosión.

La socavación se ha estudiado muchísimo en experiencias de laboratorio, con aporte sólido y sin él, y se han obtenido numerosas fórmulas para lechos no cohesivos, los lechos cohesivos se han estudiado poco.

En general la profundidad de socavación depende de las características de la corriente, del aporte sólido y de la geometría del pilar o estribo y de la conformación y distribución del material del lecho del cauce.

a. Erosión Local

Se ha mencionado que la erosión local se produce en los estribos y pilares de un puente. La erosión causa el abatimiento de un sector definido del fondo del cauce por debajo de su nivel natural. La profundidad de erosión define a la profundidad del hueco de erosión aguas arriba y aguas abajo de la pila. En los esquemas de las figuras 1.04 y 1.05 se muestran la influencia de los vórtices en la formación de la socavación local en el pilar y el estribo, respectivamente.

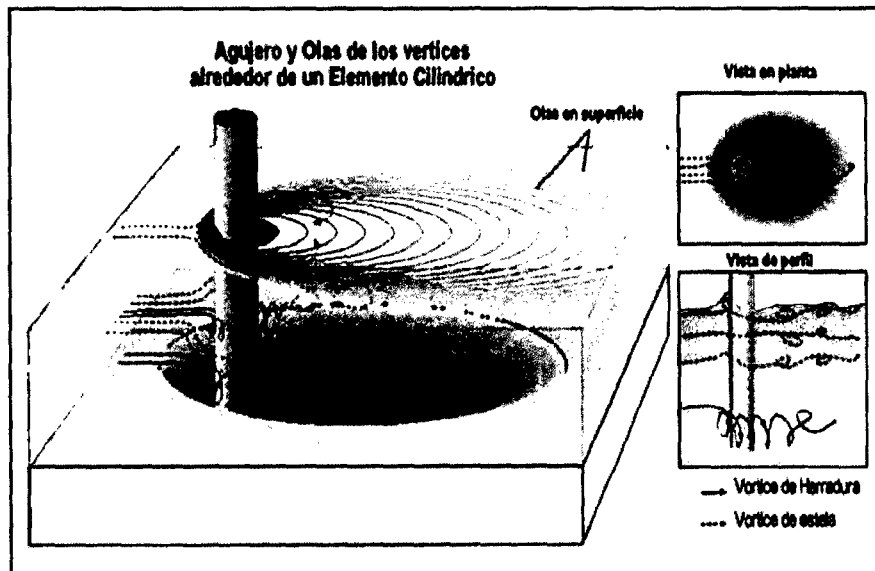


Figura 1.04. Formación de vórtices alrededor de un pilar.

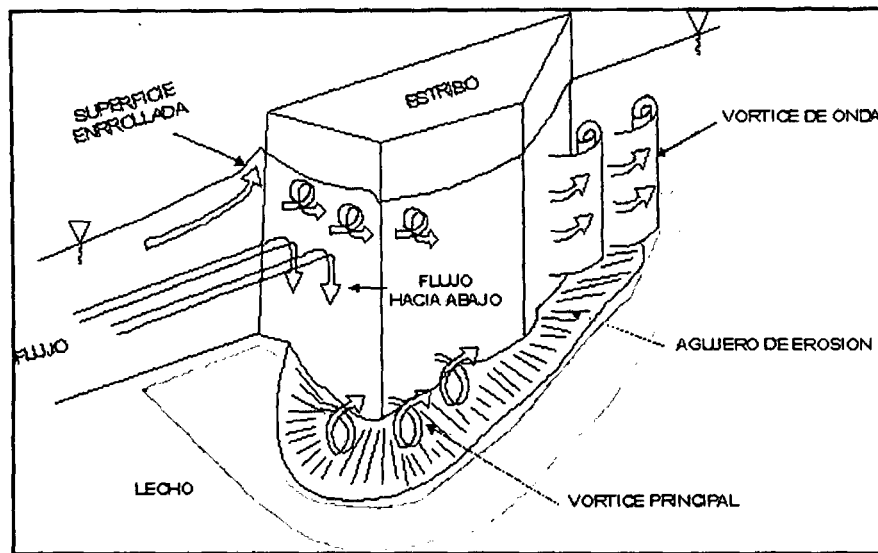


Figura 1.05. Formación de vórtices alrededor de un estribo.

La erosión local puede ocurrir en un cauce con un proceso de degradación o agradación. Para propósitos prácticos se consideran tres tipos de erosión:

Erosión estable: cuando $q_{(b1)}$ es igual a $q_{(b2)}$, siendo $q_{(b1)}$ la descarga de sedimentos en la zona de aproximación y $q_{(b2)}$ la del propio hueco de erosión. En general las perturbaciones locales causadas por una pila resultan en pequeña o amplia erosión local alrededor de la estructura.

Erosión con agua limpia: $q_{(b1)}$ es cero. La erosión es continua y la profundidad de erosión crece con el tiempo hasta que alcanza un valor límite.

Erosión con flujo de sedimentos variable: $q_{(b1)}$ puede ser menor o mayor que $q_{(b2)}$. Si $q_{(b1)}$ es mayor que $q_{(b2)}$ la profundidad de erosión es decreciente con el tiempo; con la situación inversa la profundidad de erosión crece con el tiempo.

Es importante entender el mecanismo de erosión local y calcular las profundidades de erosión potenciales. Estos mecanismos deberán ser considerados en el diseño para controlar o reducir la erosión mediante métodos aceptables.

b. Mecanismos de Erosión Local

La erosión local ocurre en regiones de flujo no uniforme donde la mezcla agua-sedimento es acelerada o desacelerada.

Las causas más importantes de la erosión local son las fluctuaciones de fuerzas como: presión, sustentación y cortantes.

En el caso particular de pilas la erosión local es causada por la vorticidad del flujo que resulta del ascenso del nivel de aguas arriba y la consiguiente aceleración del flujo alrededor del frontis de la pila: la acción del vórtice erosiona el material del fondo. Si $q_{(b2)}$ es mayor que $q_{(b1)}$ se desarrollará un hueco de erosión; al incrementarse la profundidad, la fuerza del vórtice se reduce y así se reduce el transporte propio del hueco $q_{(b2)}$, estableciéndose finalmente un equilibrio.

Diversos investigadores han intentado clasificar las fuerzas que causan erosión local para mejor entendimiento de su mecanismo. De la investigación de Urbinas (1968) y de la información reportada por Simons y Stevens, en 1971 (Ref. Bib. N° 8), referente a la relación del inicio del movimiento de una partícula anidada entre otras rocas, se concluye que:

La causa del desplazamiento de la partícula es la combinación de sustentación y arrastre. Cualquiera de las dos fuerzas puede predominar. La geometría de la partícula individual y de las adyacentes parece ser los factores de mayor peso para determinar si la partícula es o no protegida por sus vecinas. Si es protegida la fuerza de sustentación predominará; pero cuando sea expuesta al flujo medio la fuerza de arrastre será la más importante de ambos.

La velocidad promedio en las vecindades de la partícula es solamente una de las propiedades del flujo que controla el inicio del movimiento de una partícula.

En el caso de flujo uniforme en canales, las fuerzas fluctuantes están directamente relacionadas a las propiedades del flujo (velocidad promedio y nivel de turbulencia) y son funciones de la rugosidad de las partículas sobre el fondo.

En el caso de arenas las partículas son pequeñas y generan un campo de turbulencia con bajas intensidades o escalas a no ser que formen dunas o antidunas.

Las gravas generan los más grandes niveles de turbulencia pero esto es compensado por la mayor masa de las partículas individuales.

En erosión local, la turbulencia puede ser generada independiente del fondo; la velocidad promedio es entonces impracticable como criterio de iniciación de movimiento. Son entonces necesarios los resultados de ensayos en modelos y su verificación en prototipo.

c. Factores que Condicionan la Erosión Local

La erosión local es función de muchos factores, algunos de los cuales se enumeran:

- Pendiente del fondo del canal.
- Características de la sección recta del canal.

- Características del lecho del fondo in situ.
- Características de los sedimentos transportados.
- Características del hidrograma de las avenidas y la historia de anteriores y recientes avenidas.
- Dirección del flujo en el fondo como función de la profundidad del flujo.
- Acumulación de troncos de árboles, malezas, etc.
- Características de las estructuras hidráulicas hechas por el hombre:
 - Trabajos de encauzamiento, revestimiento de riberas; etc.
 - Esquinas abruptas, geometría, forma y distancia entre pilas, construcciones; etc.
 - Características de los materiales de protección.

La cantidad y complejidad de estos factores han limitado nuestro conocimiento o aproximaciones experimentales y teóricas satisfactorias en ciertos casos.

La magnitud básica mensurable en un flujo es la velocidad media y el cortante. Las fluctuaciones turbulentas del flujo, formación de remolinos y mono turbulencia solo pueden ser analizadas cualitativamente. Uno debe usar estas magnitudes mensurables para predecir las características de la erosión futura. En muchos casos la erosión debe ser evaluada a través de modelos físicos o matemáticos.

1.2.4 Factores Erosivos en Suelos Cohesivos

a. Efectos de los factores físicos

Las propiedades físicas fundamentales de los suelos cohesivos, que influyen en la resistencia de los mismos a la erosión son las siguientes:

- peso específico,
- porosidad (volumen de poros por unidad de volumen de suelo),
- humedad (cantidad de agua contenida en los poros),
- plasticidad (capacidad de variar la forma sin conformarse fisuras, conservando aquella luego de quitada la carga) y sus límites,
- cohesión (existencia de fuerzas intermoleculares que interfieren la ruptura del conjunto),
- ángulo de fricción interna,
- hinchamiento (capacidad de disminuir la cohesión en el supuesto de saturarse el suelo hasta destruir su estructura),
- heterogeneidad (existencia de capas intermedias finas de suelo, con otras cualidades, incrustaciones, etc.),
- integridad (modificación de la estructura en su estado natural),

En cuanto a la acción hidrodinámica del flujo sobre lechos cohesivos influyen:

- magnitud de las velocidades de las corrientes medias o de fondo,
- nivel de pulsación de la velocidad,
- profundidad del flujo,
- contenidos de mezclas en el flujo (sedimentos en suspensión, sustancias químicas, etc.).

b. Efectos de la concentración de sedimentos suspendidos

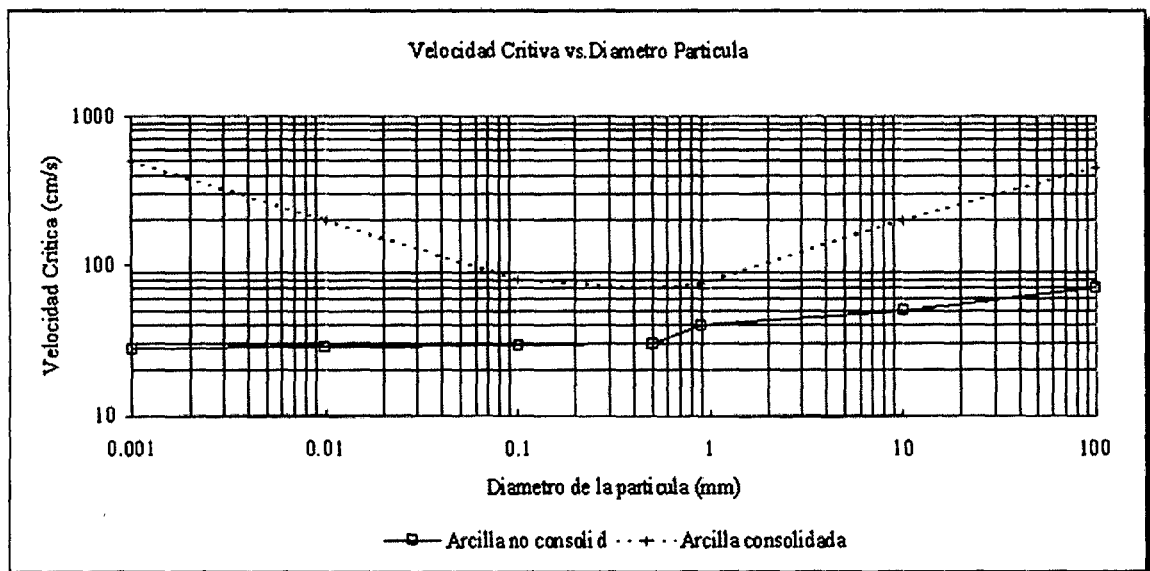
La concentración de sedimentos suspendidos no tiene un efecto significativo sobre los índices de erosión en suelos cohesivos. Esto fue confirmado por las investigaciones realizadas por Partheniades (1966) y Kennedy (1895). En 1926, los valores obtenidos por Fortier y Scobey fueron recomendados por el Special Committee on Irrigation Research del American Society of Civil Engineers (Ref. Bib. N° 8).

c. Efecto de la resistencia al corte sobre la velocidad de erosión

Ake Sundborg (Ref. Bib. N° 8), en su estudio sobre procesos fluviales, asumió la validez de la ley de Coulomb para la resistencia al corte durante la erosión. Esta suposición condujo a una relación lineal entre la resistencia cohesiva del material del lecho y la tensión de corte crítica sobre la superficie del lecho.

Muchos investigadores han realizado trabajos sobre la erosión concentrándose principalmente en la correlación de la "velocidad crítica" o "tensión de corte crítica" con las propiedades fundamentales de la arcilla.

En la figura 1.06 pueden observarse los datos experimentales obtenidos por Sundborg (1956) (Ref. Bib. N° 8).



Fuente: Ref. Bib. N° 8.

Figura 1.06. Datos experimentales obtenidos por Sundborg (1956)

d. Efectos de factores químicos

En la mayoría de las investigaciones experimentales, el análisis químico y mecánico de la capa superficial muestra que la alta resistencia de esta capa se debe a dos factores principales:

- Cementación de las partículas de limo y arcilla con óxidos de hierro, y
- Deposición de arena y limo durante la primera fase, lo que dio origen a la formación de una capa continua de partículas relativamente gruesas, que actuaba como una especie de placa continua.

Se cree que el incremento de la resistencia a la erosión se debe a un aumento de la atracción electroquímica entre las partículas de arcilla, causada por óxidos de hierro disueltos, por lo cual es de esperar la existencia de diferentes relaciones entre la tensión de corte versus la erosión para diferentes tipos de suelos cohesivos.

e. Efectos de la temperatura

El efecto de las altas temperaturas sobre una arcilla es extraer el agua de sus retículas laminares, transformando un mineral de arcilla en otro compuesto químico. La caolinita por ejemplo, permite la remoción de su agua estructural a partir de 500° C y el mineral puede transformarse en óxido de aluminio amorfo y sílice. Los demás minerales de arcilla presentan también efectos típicos al ser altamente calentados; estos efectos permiten su identificación.

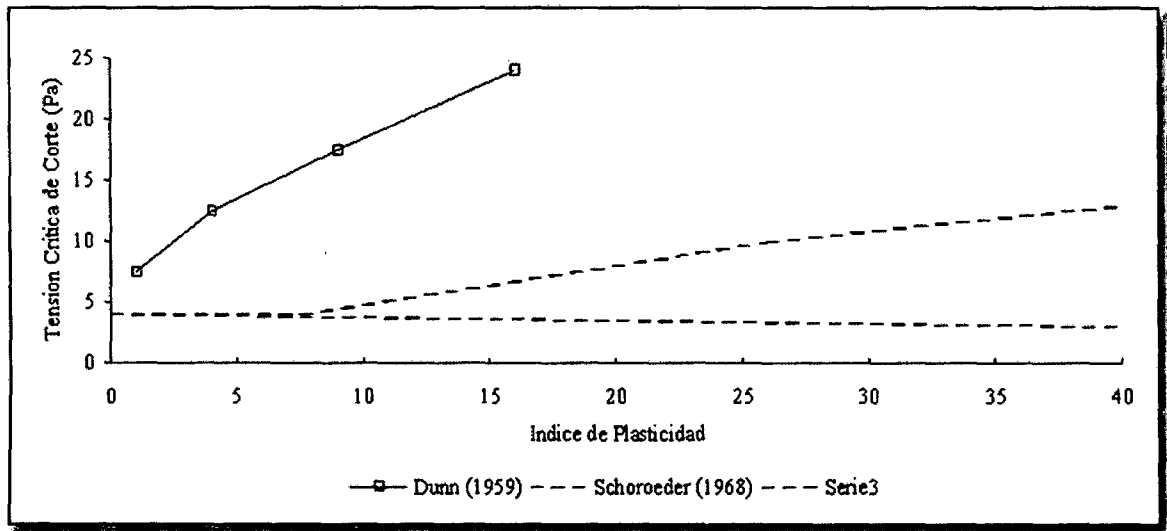
La investigación por altas temperaturas (balance térmico) es dudosa, sobre todo en arcillas formadas por mezclas mineralógicas; sus resultados se hacen entonces de muy penosa e insegura interpretación, dado que las propiedades del conjunto difieren grandemente de las partes.

f. Efectos de los factores mecánicos

Las propiedades mecánicas de una arcilla pueden cambiar al variar los cationes contenidos en sus complejos de absorción, pues a diferentes cationes ligados corresponden distintos espesores de la película absorbida, lo que se refleja sobre todo en las propiedades de plasticidad y resistencia del suelo.

La figura 1.07 muestra que no existe una tendencia clara hacia una única relación entre el índice plástico vs tensión de corte.

Por esta razón el intercambio catiónico forzado se ha usado y se usa para tratar suelos con fines de mejorar su comportamiento mecánico.



Fuente: Ref. Bib. N° 8.

Figura 1.07. Índice plástico vs. Tensión crítica de corte

1.2.5 Proceso Hidrogeoquímico de Erosión

a. En Suelos Cohesivos

La presencia de arcilla en el cauce de conducción es importante debido a que la capacidad de mantener cohesionado el material le resta capacidad erosiva. Los minerales montmorillonita, illita y kaolinita son los más importantes minerales con características cementantes. Mayor detalle se presenta en el capítulo III.

b. En Suelos no Cohesivos

El problema de la erosión no es un problema de corte profundo, sino un problema de fuerzas en la superficie del suelo; la influencia de la geometría y la localización de las partículas tienen gran influencia. Las partículas de suelo son soltadas o separadas entre sí por fuerzas electroquímicas. En este caso las propiedades químicas del suelo y del agua juegan un papel muy importante.

En algunos casos conocidos de erosión severa las aguas en contacto con el suelo son ácidas, facilitando procesos de oxidación y reducción, en un proceso geoquímico complejo de analizar. Es interesante anotar la formación de pequeños cúmulos de partículas o grupos de partículas que se desprenden independientemente. Estos "seudogranos" de suelo le dan un comportamiento erosivo semigranular a algunos suelos cohesivos y la erosión por grupos de partículas, que luego se desmoronan dentro de la corriente de agua, son un caso muy común en suelos residuales producto de la meteorización de rocas de composición areno-arcillosa, con presencia de pequeños porcentajes de arcilla.

La susceptibilidad a la erosión en los suelos tropicales obedece a un proceso hidrogeoquímico, en el cual la microestructura de la mezcla de partículas granulares y arcillosas juega un papel fundamental.

Se ha observado, además, al microscopio que las partículas de arena y grava dentro de la masa de suelo generalmente, están recubiertas por una microcapa delgada de arcilla.

Esta microcapa se hidrata en los procesos de humedecimiento y las partículas granulares quedan prácticamente sueltas, a pesar de que se mantiene una cementación interna dentro de la matriz.

El proceso de hidratación es diferencial y se observa que es mayor en el contacto de la matriz con las partículas granulares. Los cementantes entre las partículas o grupos de partículas, han sido en ocasiones identificadas como illita y montmorillonita. Es muy importante la interacción entre los minerales arcillosos y los constituyentes de las arenas y gravas dentro del conjunto que forma un suelo residual.

1.2.6 Erosionabilidad en Suelos Cohesivos

La susceptibilidad de un suelo a sufrir procesos de erosión se le conoce con el nombre de "erosionabilidad" y tiene relación con las propiedades físico-químicas del suelo y su estructura inter-partículas, la cual es especialmente compleja en los suelos de llanura amazónica.

La erosionabilidad de un grupo de suelos afectado por procesos de erosión intensa, se ha encontrado que depende de la mezcla de interrelación de las partículas granulares con las arcillosas.

Las partículas de arena se encuentran en ocasiones cubiertas por películas delgadas de partículas de Illita o Montmorillonita, las cuales se hidratan fácilmente facilitando su desprendimiento y transporte. Los porcentajes de arcilla activa, son generalmente pequeños y la erosión es diferencial, de acuerdo a la composición y estructura del suelo. La susceptibilidad de un suelo a sufrir procesos de erosión varía de acuerdo con las características geológicas, mineralógicas, del suelo y del perfil de meteorización de la formación, la topografía y la cobertura vegetal.

La erosión del fondo de una corriente de agua depende de tres factores fundamentales:

- **La característica de los materiales.**

El tamaño, forma, cohesión y dispersividad de los materiales de suelo controlan la susceptibilidad de un material a ser erosionado. En suelos compuestos por mezclas de

suelos granulares y arcillosos predominan generalmente, las propiedades de la matriz arcillosa. La geología y características geoquímicas de los suelos determinan las diferencias de los niveles de erosión de una determinada formación o depósito geológico. Los suelos de llanura amazónica tienen una matriz que se caracterizan de arcilla y limo.

En las corrientes de agua ocurren mecanismos similares, cuando las corrientes pasan de un material a otro, los cuales conducen además de la formación de gradas o cascadas a la ocurrencia de pendientes diferentes y cada material para unas determinadas condiciones hidráulicas y ambientales posee una pendiente de equilibrio a la cual no sufre procesos de profundización del cauce por erosión.

- **La velocidad de las corrientes de agua**

Entre mayor es la velocidad, mayor potencial de erosión posee una corriente. Todo cauce tiene una velocidad límite por encima de la cual se produce erosión de los materiales del fondo. Odgaard (1989) asume que la velocidad de erosión lateral de una ribera está relacionada linealmente con la profundización del cauce, la altura del talud de la ribera, la erosionabilidad del material y la velocidad del agua (Ref. Bib. N° 8).

Otros autores adicionan como factor importante la pendiente lateral de la orilla. Al acelerarse el proceso de profundización de la corriente aumenta el potencial de erosión lateral. Entre más altos sean los taludes de la orilla habrá una mayor posibilidad de falla. Después de una falla los materiales del deslizamiento se acumulan al pie del talud y le sirven de protección provisional, pero estos materiales son removidos posteriormente por el flujo y el proceso puede continuar en forma progresiva lateralmente.

- **La vegetación**

La vegetación contribuye sustancialmente a bajar el nivel de amenaza y el riesgo de ocurrencia de la erosión. La lluvia es parcialmente interceptada por el follaje, amortiguando el impacto de las gotas de lluvia contra la superficie del suelo. Adicionalmente, las raíces refuerzan las capas subsuperficiales del perfil, creando una malla de refuerzo que protege contra los efectos del flujo de agua.

Las áreas de inundación de los ríos y quebradas tienen abundante vegetación. En la foto 1.06 se observa que la margen izquierda del río meándrico Tahuamanu, río de llanura amazónica, presenta una densa vegetación de tallo bajo y arboles.



Foto 1.06. Vegetación en áreas de inundación.

1.2.7 Tipos de Erosión

a. Erosión por gotas de lluvia

La erosión por golpeo de lluvia (Splash erosion) ocurre por el impacto de las gotas de agua sobre una superficie desprotegida, el cual produce el desprendimiento y remoción de capas delgadas de suelo. El tamaño de las partículas de lluvia varía de 0.5 a 5.0 mm de diámetro, de acuerdo a la intensidad de la lluvia. La velocidad de las gotas varía de 3 a 10 m/s.

Al caer una gota de lluvia levanta partículas de suelo y las reparte en un área de aproximadamente un metro cuadrado. En un suelo sin protección vegetal, en áreas de montaña tropical, se calculan hasta 50 m³ de suelo removido por hectárea, en una lluvia fuerte de una hora de duración. En los taludes no protegidos de la carretera de acceso a los puentes ubicados en llanura amazónica se observa este tipo de erosión.

b. Erosión en Surcos

La acción de golpeo de la lluvia y el flujo de agua generado en la dirección principal de la pendiente, forma inicialmente microsurcos de erosión (rills) y a medida que la longitud de flujo es mayor, los surcos se hacen más profundos y de menor densidad por una unidad de área. Los surcos paralelos forman una red de drenaje en la cual los surcos más profundos rompen la divisoria de los surcos más pequeños, llevando el agua al punto más bajo. La capacidad erosiva de los surcos es tal, que si la cobertura

vegetal y de raíces no es muy fuerte, puede romper la vegetación, y los surcos en ocasiones pasan por debajo de las raíces.

c. Erosión en cárcavas

Al profundizarse y ampliarse los surcos de erosión se convierten en cárcavas, las cuales ya no pueden ser eliminadas con prácticas agrícolas. En este proceso una cárcava con cauce en V captura a las vecinas y va transformando su sección de una V ampliada a U. Existen dos tipos de cárcava:

- Cárcavas Continuas

No tiene cabeza con escarpe vertical importante. Esto ocurre en suelos granulares o cohesivos al deteriorarse la cobertura vegetal por acción de los surcos de erosión.

- Cárcavas con escarpe vertical superior

Ocurren generalmente, en suelos cohesivos o con coberturas densas de raíces, son retrogresivas con avance y fallas de los taludes resultantes por esfuerzo al corte o volteo.

Inicialmente la cárcava se profundiza hasta lograr una pendiente de equilibrio por razones geológicas o propias del proceso erosivo y luego inicia un proceso de avance lateral y hacia arriba mediante la ocurrencia de deslizamientos y se forma una microcuenca de erosión.

En los taludes no protegidos de la carretera de acceso a los puentes ubicados en llanura amazónica se observa este tipo de erosión. En la foto 1.07 se muestra las cárcavas del talud de la carretera de acceso a un puente de la Carretera Interoceánica Sur ubicado en la llanura amazónica.

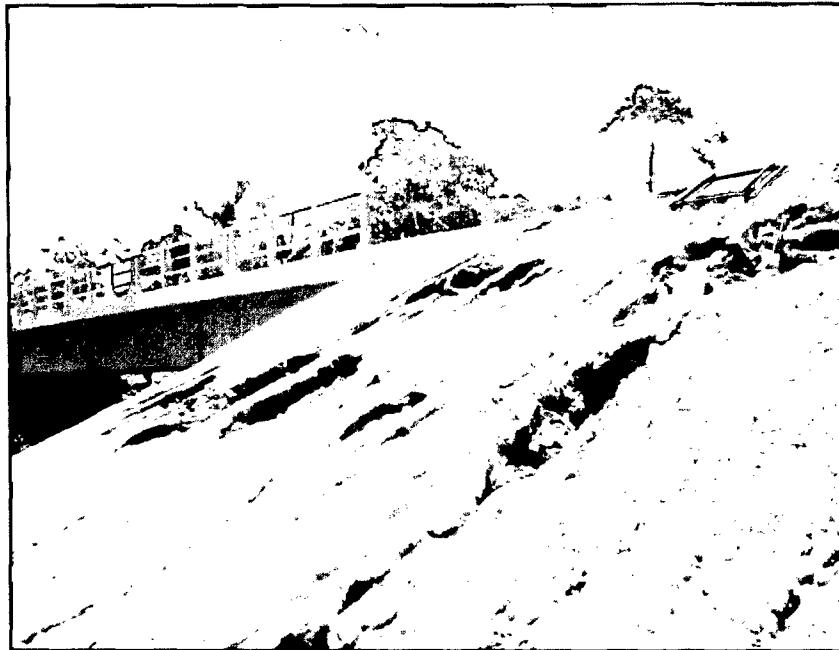


Foto 1.07. Cárcavas en el talud de la carretera de acceso al puente.

1.2.8 La Deforestación

La tala y quema indiscriminada de los bosques de llanura amazónica, y en algunos casos la minería informal de extracción de oro que está destruyendo la selva de la región Madre de Dios, tal como se puede observar en la foto 1.08, han producido efectos catastróficos de erosión masiva y generalizada que afecta grandes áreas, tanto en la zona de montaña propiamente dicha, como en las áreas intermedias de las corrientes.



Foto 1.08. Efectos de la minería informal en la llanura amazónica de la región de Madre de Dios.

Los bosques cumplen una función reguladora del ciclo hidrológico. Las gotas de lluvia son retenidas por el follaje y son soltadas poco a poco, demorando la acumulación de agua disponible de escorrentía. Un bosque denso retrasa varias horas la ocurrencia de las avenidas y hace que la intensidad de estas sea menor. Al deforestar se elimina la regulación y el efecto de la lluvia sobre las avenidas de las corrientes es inmediato, produciendo avenidas más rápidamente y estas son de mayor intensidad. El efecto es una mayor velocidad de erosión del fondo y las riberas de las corrientes.

1.2.9 Erosión Lateral en un Cauce

La erosión de la ribera se puede producir de tres formas:

- Remoción de partículas por acción de la corriente.
- Fallas secuenciales de segmentos pequeños de material.
- Fallas de masas individuales grandes de suelo.

Osman (1988) (Ref. Bib. N° 8) describe un mecanismo de falla en el cual se generan esfuerzos de cortante a lo largo de unas superficies, de acuerdo a las teorías de equilibrio límite de la mecánica de suelos y define una profundización crítica que puede producir un deslizamiento. La erosión de la ribera ocurre tanto en los tramos rectos como en los tramos curvos y este efecto se extiende a las corrientes tributarias aguas arriba del sitio de la explotación de materiales. El volumen total de material erosionado depende de la longitud de la corriente, su forma, pendiente y características geotécnicas del lecho y de los taludes de las riberas. En las corrientes que tienen grandes longitudes, la profundización del cauce puede producir decenas de millones de metros cúbicos de erosión en las riberas (Prezedwojski-1995).

En la foto 1.09 se puede observar la erosión lateral ocurrida aguas arriba del puente Tahuamanu, ubicada en la región amazónica de Madre de Dios.



Foto 1.09. Erosión lateral en la zona del puente Tahuamanu.

1.3 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Un río es esencialmente un canal, toda teoría de flujo en canales resulta pertinente, pero en los ríos hay un aspecto que resulta fundamental, la tridimensionalidad del escurrimiento. En el flujo de canales pueden obtenerse simplificaciones razonables a partir de consideraciones bidimensionales.

Los sedimentos que transportan los cauces se originan debido a la erosión de las cuencas. Esta erosión es un proceso natural que se desarrolla continuamente en los cauces y que determina la forma de la corteza terrestre. En el Perú, en algunas zonas de la llanura amazónica, debido a la destrucción de la cobertura vegetal por la influencia de la minería informal, se ha incrementado la erosión afectando severamente la capacidad de conducción de los ríos. En la foto 1.10 se observa el anormal flujo de sedimentos en el río Jayave, debido a la severa deforestación que ocurre en la parte alta de su cuenca, esto ha traído como consecuencia que el cauce natural del río a la altura del puente Jayave de la Carretera Interoceánica Sur se eleve en aproximadamente 1.9m.



Foto 1.10. Sedimentación en el río Jayave.

En las partes altas de los ríos, normalmente existe una gran pendiente y la cantidad de sedimentos disponibles es pequeña, por lo que la capacidad de transporte del río excede el volumen de materiales disponibles ocasionando la erosión del lecho y de esta manera el río ataca en forma agresiva las orillas y el lecho durante las crecidas.

En las partes bajas del valle ocurre lo contrario hay un exceso de sedimentos por lo que, ocurre generalmente acumulación de materiales y la sobre elevación del lecho, este comportamiento suele, ser modificado por efectos localizados producidos por la imposición de condiciones, artificiales o naturales que pueden causar erosión, como encauzamientos, estrechamientos del cauce, colocación de estructuras, etc.

Sin embargo, puede suceder que un sector del río se encuentra en estado de erosión latente debido a que el fondo es rígido y por lo tanto prácticamente no hay erosión; este caso no es muy común, pero suele suceder en tramos relativamente cortos de ríos en sus inicios.

Afortunadamente el fenómeno de erosión - deposición no es permanente, si no que se concentra durante las máximas avenidas haciendo dificultosa su cuantificación ya que además la avenida sólida es más breve aún que la avenida propiamente dicha.

El gasto sólido depende en gran medida de la velocidad del flujo ya que pequeñas variaciones de la velocidad redundan en grandes cambios en el transporte de sedimentos.

La idealización matemática del modo como se transportan las partículas sólidas en una corriente líquida, es intentar una descripción sumamente compleja.

Existen una gran cantidad de variables; así tenemos estas 16 magnitudes que influyen en el transporte de sedimentos en medios fluidos, entre los más importantes tenemos:

- Q (m^3/s), caudal.
- m_F ($kg/m/s$), masa de sólidos transportada en un determinado ancho y referida a un determinado tiempo.
- C_s (kg/m^3). contenido en masa de material sólido por unidad de volumen de agua.
- b (m), ancho de canal.
- y (m), tirante.
- r (m), radio hidráulico.
- v (m/s), velocidad
- s , pendiente de la línea de energía en la dirección del flujo
- f , ($m^{1/3}/s$). coeficiente de resistencia
- ν (m^2/s). viscosidad cinemática.
- ρ (tm^3), densidad del fluido
- d_{50} ó d_m (mm), diámetro característico.
- $\sigma = d_{50}/d_{10}$, desviación estándar.

1.3.1 Fases del Transporte de Sedimentos.

Según Raudkivi, el transporte de sedimentos se subdivide en tres fases de transporte, y mediante la siguiente relación se les puede diferenciar:

$$6 > \frac{w}{U} > 2 \quad \text{Transporte de fondo (Arrastre)}$$

$$2 > \frac{w}{U} > 0.7 \quad \text{Saltación}$$

$$0.7 > \frac{w}{U} > 0 \quad \text{Suspensión}$$

Donde: W = Velocidad de caída del sedimento

U = Velocidad de corte.

$$U = \sqrt{gys} \quad (1.12)$$

Asimismo existe otra clasificación, en este caso el Dr. Rocha (Ref. Bib. N° 9) indica que en un flujo gradualmente creciente las fases de transporte de sedimentos transcurren haciendo constantes modificaciones del fondo de cauce pasando por

varias etapas producto del aumento de la velocidad media del flujo, siendo los estados:

- 1) Fondo plano.- Etapa inicial con pequeñas velocidades. Existen movimientos aislados e intermitentes de las partículas gruesas mientras que las pequeñas entran eventualmente en suspensión.
- 2) Rizos.- Se presentan ondulaciones en el fondo. Su presencia aumenta el coeficiente de rugosidad. El Numero de Froude es menor que 1.
- 3) Dunas.- La fase siguiente, presenta un cambio en la forma de los rizos. Adquieren hacia aguas arriba una pendiente suave en la que se produce erosión y hacia aguas abajo una pendiente fuerte que es igual a la tangente del ángulo de reposo. El Numero de Froude es menor que 1.
- 4) Antidunas.- Presentan una forma inversa a las dunas, debido a que hay deposición en la pendiente de aguas arriba y erosión en la de aguas abajo. Su apariencia se puede apreciar en la figura 1.08. El Número de Froude es mayor que 1.

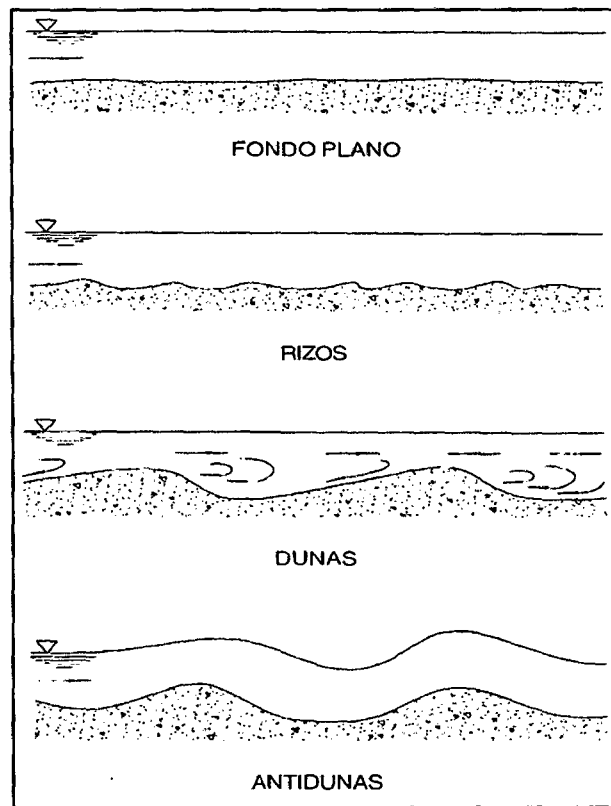


Figura 1.08. Fases del transporte de sólido.

Las fases anteriores se pueden describir de acuerdo con parámetros adimensionales establecidos por Liu, Albertson y Richardson y otros (Ref. Bib. N° 9).

Dichos parámetros son:

- $\frac{V_*}{w}$ Número de movilidad; representa la relación entre la velocidad del corte y la velocidad de caída de las partículas en agua tranquila.
- $\frac{V_* d}{\nu}$ Índice de inestabilidad; representa la relación entre la velocidad de corte el diámetro de las partículas y la viscosidad cinemática del agua. Se puede observar que corresponde a un número de Reynolds.
- $\frac{d}{\delta}$ Representa la relación entre el diámetro de las partículas y el espesor de la subcapa laminar.
- Para la determinación de las fases de transporte se cuenta con la figura 1.09.

1.3.2 Fuerza Tractiva Crítica.

La fuerza que ejerce la corriente sobre el fondo por unidad de área se denomina fuerza tractiva τ_o . El movimiento de las partículas constituyentes del lecho empieza cuando la fuerza tractiva es mayor que la fuerza tractiva crítica. Se denomina fuerza tractiva crítica a la fuerza mínima necesaria para poner en movimiento a las partículas del fondo. Por lo tanto, para que haya movimiento de fondo se requiere que:

$$\tau_o > (\tau_o)_c \quad (1.13)$$

Caso contrario, cuando ocurre lo contrario, el lecho no presenta movimiento y se comporta como si fuese lecho rígido.

La fuerza tractiva crítica τ_c es proporcional al cuadrado de la velocidad media.

$(\tau_o)'_c$, corresponde al valor de partículas en suspensión.

$$(\tau_o)'_c > \tau_o > (\tau_o)_c \quad (1.14)$$

Se denomina gasto sólido total a la suma del gasto de fondo más suspensión.

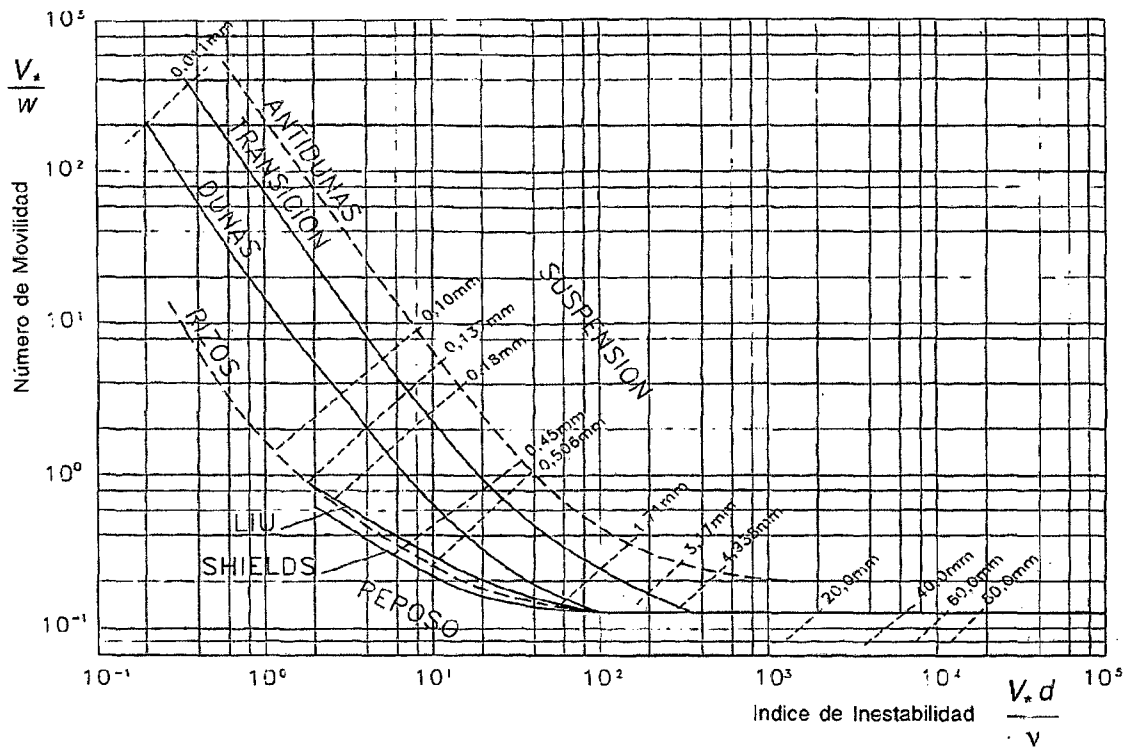


Figura 1.09. Fases del Transporte de Sólido.

1.3.3 Velocidad Crítica de Arrastre.

Es la velocidad mínima a partir de la cual se inicia el movimiento de las partículas de cierto diámetro.

En general se ha demostrado que la velocidad crítica de arrastre es mayor para el inicio del movimiento que para la detención de las partículas.

Según los cuadros 1.02 y 1.03 se tienen las velocidades críticas para suelos cohesivos y no cohesivos respectivamente.

Cuadro 1.02

VELOCIDADES CRÍTICAS DEL AGUA PARA MATERIALES NO COHESIVOS (m/s)

Material	Diámetro medio (mm)	Tirante de medio de la corriente en (m)					
		0.40	1.00	2.00	3.00	5.00	más de 10
Polvo y limo	0.005-0.05	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.65
Arena fina	0.05-0.25	0.20-0.35	0.3-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-0.70	0.65-0.80
Arena media	0.25-1.0	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85	0.80-0.95
Arena gruesa	1.0-2.5	0.50-0.65	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00	0.95-1.20
Gravilla fina	2.5-5.0	0.65-0.80	0.75-0.85	0.80-1.00	0.90-1.10	1.00-1.20	1.20-1.50
Gravilla media	5.0-10	0.80-0.90	0.85-1.05	1.00-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45	1.50-1.75
Gravilla gruesa	10-15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65	1.75-2.00
Grava fina	15-25	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65-2.00	2.00-2.30
Grava media	25-40	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.00-2.45	2.30-2.70
Grava gruesa	40-75	1.50-2.00	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30	2.70-3.60
Guijarro fino	75-100	2.00-2.45	2.40-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80	3.60-4.20
Guijarro medio	100-150	2.45-3.00	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40	4.20-4.50
Guijarro grueso	150-200	3.00-3.50	3.35-3.80	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.00	4.50-5.40
Canto rodado fino	200-300	3.50-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.00-5.50	5.40-5.90
Canto rodado medio	300-400		4.35-4.75	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-5.60	5.90-6.00
Canto rodado grueso	400-500			4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.00	6.00-6.20

Fuente: Ref. Bib. N° 5.

$$q_0 = 0.0592 \frac{d^{3/2}}{S^{3/2}} \quad (1.15)$$

$$q_0 = 0.0002967 \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) \frac{d^{3/2}}{S^{3/2}} \quad (1.16)$$

$$q_0 = 0.6 \frac{d^{3/2}}{S^{7/16}} \quad (1.17)$$

Donde:

d : Diámetro de la partícula (m).

S : Pendiente en porcentaje.

q₀: Caudal crítico de arrastre (m³/s).

γ_s : Peso específico seco (Kgf/m³).

γ : Peso específico natural (Kgf/m³).

Cuadro 1.03
VELOCIDADES CRÍTICAS DEL AGUA PARA MATERIALES COHESIVOS (m/s)

Denominación de los suelos	Porcentaje del contenido de partículas		Suelos poco compactos, peso volumétrico del material seco, 1.20 - 1.66 Tn/m ³		Suelos medianamente compactados, peso volumétrico del material seco, 1.20 - 1.66 Tn/m ³		Suelos compactos, peso volumétrico del material seco de 1.66 - 2.04 Tn/m ³		Suelos muy compactos, el peso volumétrico del material seco de 2.04 - 2.14 Tn/m ³	
			0.4 - 1.0	2.0 - 3.0	0.4 - 1.0	2.0 - 3.0	0.4 - 1.0	2.0 - 3.0	0.4 - 1.0	2.0 - 3.0
			Profundidades medias de la corriente (m)							
Arcillas, tierras fuertemente arcillosas	-	-	0.4 - 1.0	2.0 - 3.0	0.4 - 1.0	2.0 - 3.0	0.4 - 1.0	2.0 - 3.0	0.4 - 1.0	2.0 - 3.0
	30-50	70-50	0.35 - 0.4	0.45 - 0.5	0.35 - 0.4	0.45 - 0.5	0.7 - 0.85	0.95 - 1.1	1.4 - 1.7	1.9 - 2.1
Tierras ligeramente arcillosas	20-30	80-70	0.35 - 0.4	0.45 - 0.5	0.65 - 0.8	0.9 - 1.0	0.95 - 1.2	1.4 - 1.5	1.4 - 1.7	1.9 - 2.1
Suelos aluviales arcillas margosas	10-20	90-50	-	-	0.6 - 0.7	0.8 - 0.85	0.8 - 1.0	1.2 - 1.3	1.1 - 1.3	1.5 - 1.7
Tierras arenosas	5-10	20-40	Según cuadro 1.02 en relación con el tamaño de las fracciones arenosas							

Fuente: Ref. Bib. N° 5.

1.3.4 Caudal Crítico de Arrastre (q_0)

Es el gasto líquido que es capaz de poner en movimiento a las partículas del fondo y mantener una situación de equilibrio.

Se han determinado experimentalmente fórmulas que son función del diámetro, la pendiente del lecho, los pesos específicos de los materiales y del agua.

1.3.5 Fondo Móvil

El movimiento del lecho de un cauce es un fenómeno de naturaleza estocástica, siendo la turbulencia una de las principales magnitudes que influyen. No es posible una definición exacta del inicio del movimiento de los sólidos. Según Kramer (Ref. Bib. N° 9), existen tres tipos de inicio del movimiento:

Movimiento débil. Algunas de las partículas más pequeñas están en movimiento localizado. Se podría contar el número de partículas que se mueve en un centímetro cuadrado.

Movimiento Medio. Las partículas de diámetro medio están en movimiento, tal es así que no es posible contabilizarlas. Pero todavía no presenta un cambio de la configuración del cauce, ni tampoco hay una cantidad de transporte apreciable.

Movimiento General. En este caso, participan también las partículas grandes, se realiza movimiento en todas partes y es continuo, es decir no está limitado a un lugar o al tiempo.

a. Criterio de Shields

Según Shields, la iniciación del movimiento de una partícula sólida de diámetro "d" puede describirse, cuando hay influencia de la subcapa laminar, como la relación entre los dos parámetros adimensionales siguientes:

a) Parámetro de Shields

$$F_{(s)} = \frac{(\tau_o)_c}{(\gamma_s - \gamma)d} = \frac{\rho V_*^2}{(\gamma_s - \gamma)d} \quad (1.18)$$

b) Índice de inestabilidad

$$Re_* = \frac{V_* d}{\nu} = 11.6 \frac{d}{\delta} \quad (1.19)$$

Donde:

$(\tau_o)_c$: Es la fuerza tractiva sobre el fondo en el momento de la iniciación.

V_* : Es la velocidad de corte.

Re_* : Es el Número de Reynolds calculado con la velocidad de corte y el diámetro de la partícula.

δ : Es el espesor de la subcapa laminar.

γ_s : Peso específico del sólido.

γ : Peso específico del agua.

d : Diámetro de la partícula.

Hay muchas formas de analizar el diagrama de Shields (Ref. Bib. N° 9). Una de las formas es clasificarlas en cuatro zonas:

Zona 1: El espesor de la subcapa laminar δ es mayor que el diámetro de las partículas.

$$\frac{V_* d}{\nu} < 2 \quad (1.20)$$

Zona 2: El espesor de la subcapa laminar δ y el diámetro de partículas son del mismo orden de magnitud.

$$2 < \frac{V_* d}{\nu} < 20 \quad (1.21)$$

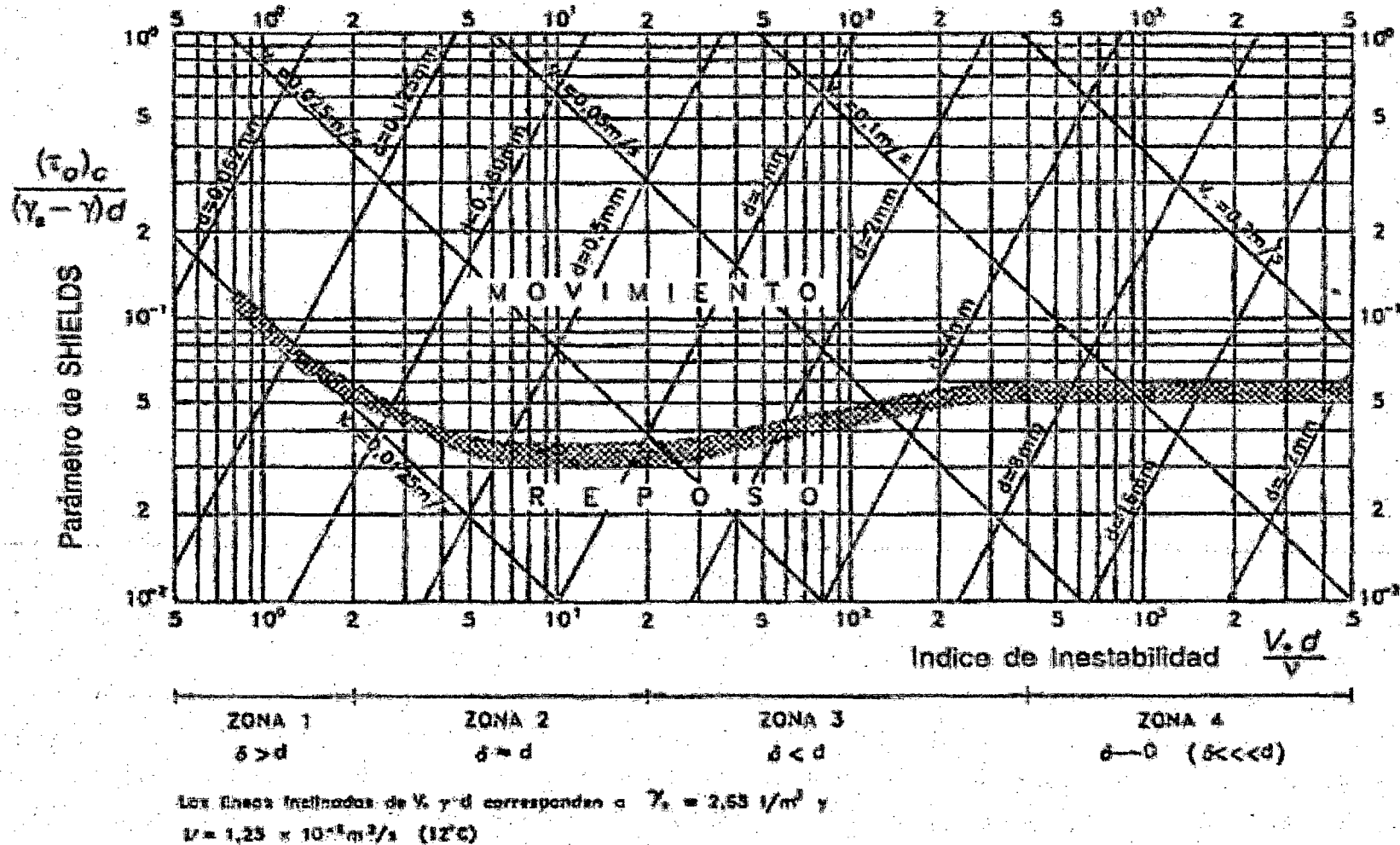
Zona 3: El espesor de la subcapa laminar es menor que el diámetro de las partículas. El contorno se comporta como hidráulicamente rugoso.

$$20 < \frac{V_* d}{\nu} < 400 \quad (1.22)$$

Zona 4: La turbulencia se ha desarrollado plenamente. El parámetro de Shields⁽⁹⁾ tiende a ser constante y no depende ya del Número de Reynolds. La constante tiene un valor que generalmente se fija en 0.06.

$$\frac{V_* d}{\nu} < 400 \quad (1.23)$$

En la figura 1.10 se muestra el diagrama de Shields.



Fuente: Ref. Bib. N° 9.

Figura 1.10. Diagrama de Shields para la iniciación del movimiento.

1.4 MORFOLOGIA FLUVIAL

También denominada fluviomorfología, se refiere al estudio de las variadas formas que caracterizan a los ríos.

La fluviomorfología implica el estudio de los cambios que experimenta un río, tanto en su recorrido (perfil longitudinal), como en su sección transversal (lecho y márgenes). Sin embargo, debe precisarse que a la fluviomorfología no solo le interesa el estudio de las formas actuales que tiene un río, sino fundamentalmente la explicación y manera de cómo un río ha llegado a su forma presente.

Por lo general los cambios que experimenta un río empiezan en una sección determinada y se propagan hacia arriba y/o debajo de esa sección.

Hay cambios fluviales que ocurren más o menos violentamente; hay otros que ocurren muy lentamente, a través de años y siglos. Ejemplo: de los primeros podría ser la erosión que ocurre en un tramo como consecuencia de haber construido una estructura hidráulica en el cauce (bocatoma, por ejemplo), y de los segundos podría ser el desarrollo de un meandro, que puede tomar miles de años.

El comportamiento fluvial depende mucho de la topografía, asociada a las condiciones geológicas. El desarrollo de un río y de las formas que adopta es diferente, en una zona plana y en una zona de fuerte pendiente. La naturaleza geológica, terciario o cuaternario, por ejemplo, son determinantes en la evolución de las formas fluviales.

Es una ciencia importante que los ingenieros deben tener en cuenta desde el momento de la planificación de un cruce de un curso de agua. Estudia las formas del río, su lecho, sus orillas y su dinámica; es decir, todos los esfuerzos naturales por alcanzar el equilibrio.

El estudio de los ríos se debe hacer en forma integral y tratando de tomar la información de períodos lo más extensos posibles, ya que nuestro paso por la vida del río a escala geológica es insignificante.

Uno de los factores que incide más intensamente en el comportamiento fluvial está constituido por las acciones humanas. La construcción de presas, barajes, puentes, encauzamientos, obras de defensa y otras, producen alteraciones fuertes en el escurrimiento fluvial. El impacto de estas obras tiene que evaluarse a la luz del hecho de que el equilibrio fluvial es inestable. Es precario. Frente a cualquier obra o alteración del cauce del río reacciona violentamente. Algunos autores han señalado que los ríos son "temperamentales", porque reaccionan violentamente cuando se pretende tocarlos.

Dada la complejidad del comportamiento fluvial los problemas involucrados se resuelven con la ayuda de los modelos matemáticos y de los modelos físicos. En todo caso juegan siempre un papel importante el conocimiento, la experiencia, la observación y la intuición del ingeniero.

La gran ventaja de los modelos físicos es que con ellos está presente la tridimensionalidad del flujo. Además, se puede variar las condiciones de entrada (caudales líquidos y sólidos, granulometría).

1.4.1 Procesos y Agentes Geomorfológicos. Agradación y Degradación

La degradación es la disminución de niveles de cauce, incluye básicamente tres procesos: intemperismo, pérdidas violentas de suelo y erosión en general. En la foto 1.11 la degradación a lo largo de todo el río ha dejado al puente en un nivel superior al del cauce, exponiendo parte de su cimiento.

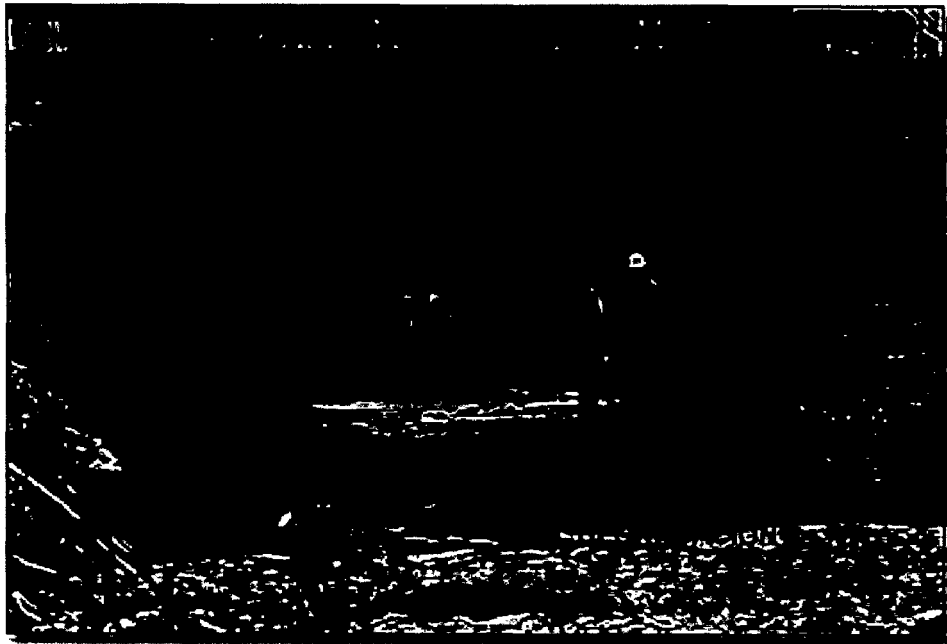


Foto 1.11. Proceso de degradación del cauce.

La agradación es el proceso contrario, consiste en la sedimentación progresiva en los cauces el cual aumenta sus niveles. En la foto 1.12 se observa el proceso de agradación del cauce afectando la abertura del puente reduciendo su capacidad de conducción y aumentando el riesgo que se origine el desborde del agua por encima del puente.

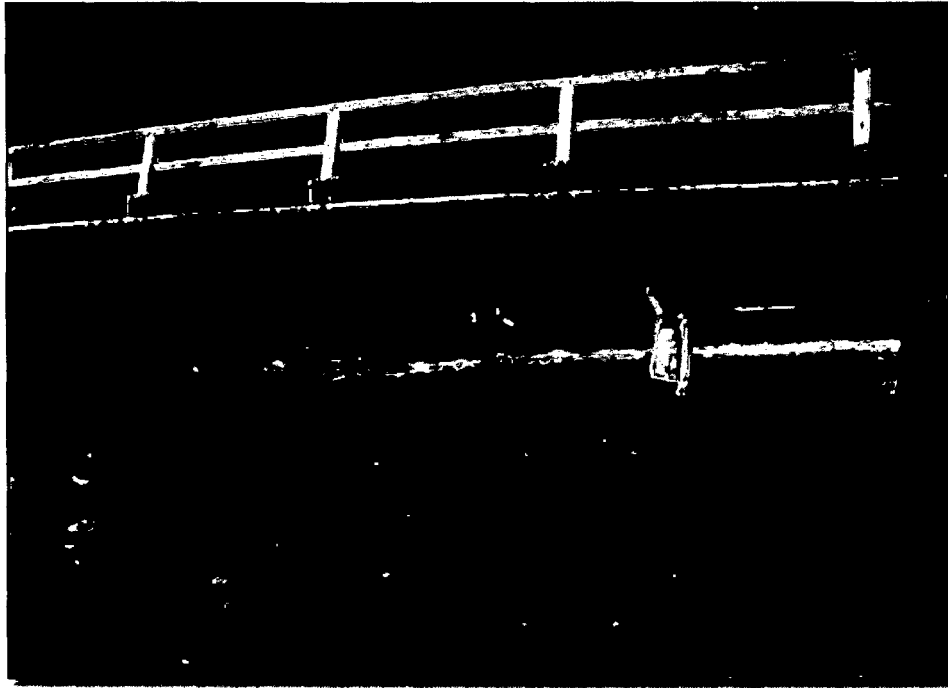


Foto 1.12. Agradación del cauce.

1.4.2 Perfil Longitudinal de Cauces en Llanura Amazónica

El eje hidráulico de los ríos no es una línea recta. El recorrido fluvial tiene una tendencia natural a la sinuosidad.

Los ríos de llanura amazónica tienen una gran sinuosidad, formado por una sucesión de curvas. La sinuosidad representa en el río el mínimo consumo de energía. Esta tendencia a la sinuosidad se ha encontrado aun en experiencias de laboratorio hechas con granulometría uniforme.

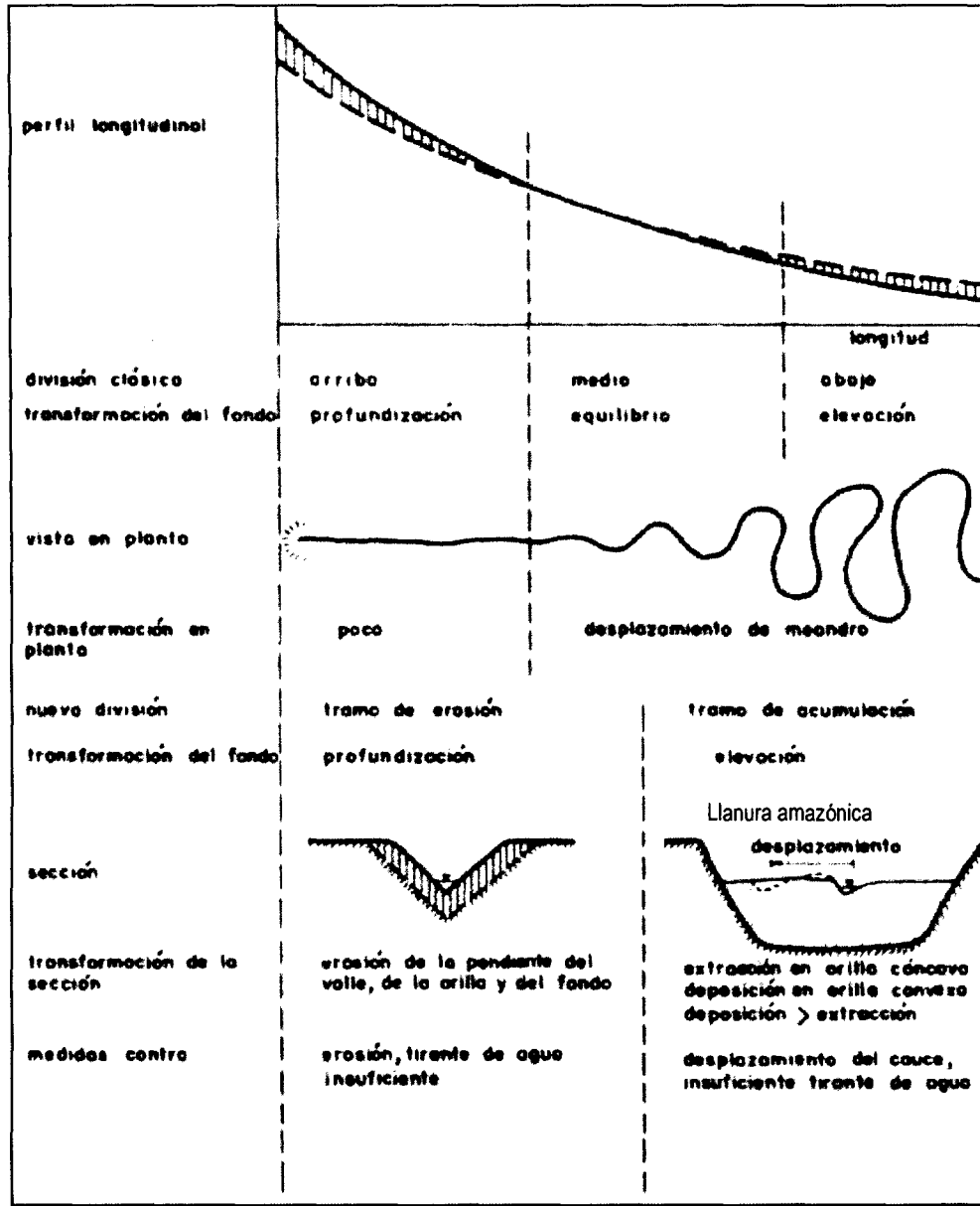
La sinuosidad de un tramo fluvial AB se define como la relación entre la longitud del desarrollo fluvial a lo largo del cauce entre A y B y la distancia AB en línea recta.

La pendiente fluvial varía muy a lo largo de un río de llanura amazónica, las pendientes son ligeramente altas en las partes altas de la cuenca. Existe una correlación entre pendientes, velocidades y tamaño característico de sólido en movimiento.

En la figura 1.11 se aprecia, en forma esquemática el perfil longitudinal representativo de un río en general. Como se ve, el perfil típico es cóncavo hacia arriba y resulta así el balance que se establece entre la capacidad de transporte de la corriente y el tamaño de cantidad de los sólidos aportados a la cuenca. En la mencionada figura se aprecia tres tramos principales y las secciones transversales típicas para cada uno de ellos. Es importante indicar que en los ríos que nacen en la llanura amazónica no existen significativas variaciones en su pendiente. Los ríos que nacen en la cordillera tienen altas pendientes en cuenca alta y media, pero cuando cruzan la llanura

amazónica, en la cuenca baja, sus pendientes no presentan variaciones significativas y son bajas.

Para comprender el comportamiento fluvial en sus variados aspectos morfológicos debe recordarse que el flujo es tridimensional, que la sección transversal es variable y que la cantidad de sólidos también lo es.



Fuente: Ref. Bib. N° 15.

Figura 1.11. Perfil longitudinal de un cauce.

El tema de la variación de tamaño de las partículas sólidas a lo largo del cauce fue estudiado en 1875 por Sternberg (Ref. Bib. N° 9), quien a partir de un concepto que posteriormente encontró que era erróneo, estableció la ecuación que relaciona el tamaño de las partículas con el recorrido. Sternberg consideró que la disminución del peso de una partícula a lo largo del perfil longitudinal del cauce debería ser proporcional a su peso y distancia recorrida.

$$dW = -c W dL \quad (1.30)$$

En esta ecuación dW es la disminución del peso de la partícula, cuyo peso es W . La distancia recorrida es dL , c es la constante.

Separando variables e integrando se obtiene:

$$W_L = W_o e^{-cL} \quad (1.31)$$

Esta ecuación es conocida como la fórmula de Sternberg, en la que W_o es el peso inicial de la partícula y W_L su peso luego del recorrido L . Como en general el peso de una partícula es proporcional al cubo del diámetro de una partícula se obtiene que:

$$d_L = d_o e^{-\frac{cL}{3}} \quad (1.32)$$

Como parte de un ejemplo se encontró que en el río Mississippi que la variación del diámetro con la distancia obedecía a la siguiente ecuación:

$$d_L = d_o \quad (1.33)$$

1.4.3 Estado de Equilibrio

Se dice que un tramo fluvial se encuentra en estado de equilibrio cuando la cantidad de sólidos que ingresa es igual a la que sale, en un tiempo determinado. En dicho tramo no hay erosión ni sedimentación. Evidentemente que el estado de equilibrio solo puede entenderse como una condición media del tiempo, tal como se ve en la figura 1.10.

Si en un tramo fluvial la cantidad de sólidos que ingresa es mayor que la que sale, esto significa que en dicho tramo hay sedimentación; caso contrario hay erosión.

Con el transcurso del tiempo los ríos tienen una tendencia a alcanzar el equilibrio, pero este siempre es precario, inestable.

Cuando un tramo fluvial se encuentra en estado de equilibrio, esto significa que la pendiente, la descarga, la geometría del cauce, la rugosidad y cualquier otra característica hidráulica son las requeridas para transportar sólidos.

Es interesante citar el concepto de Mackin (Ref. Bib. N° 9) para el estado de equilibrio: una corriente que llega al estado de equilibrio a lo largo de un cierto número de años se caracteriza porque su pendiente (a la que ha llegado con ajustes), con la descarga del río y otras características hidráulicas es suficiente para transportar los sólidos aportados por la cuenca (producto de la erosión). En estas condiciones el tramo fluvial es un sistema de equilibrio. Este equilibrio se rompe por variación de cualquiera de sus componentes.

La pendiente de un tramo fluvial de equilibrio recibe el nombre de perfil o pendiente de equilibrio.

Es por esto que la pendiente de los ríos es variable a lo largo de su recorrido: el río busca acercarse en cada tramo a su pendiente de equilibrio. Cada tramo tiene pendiente necesaria para transportar los materiales sólidos disponibles.

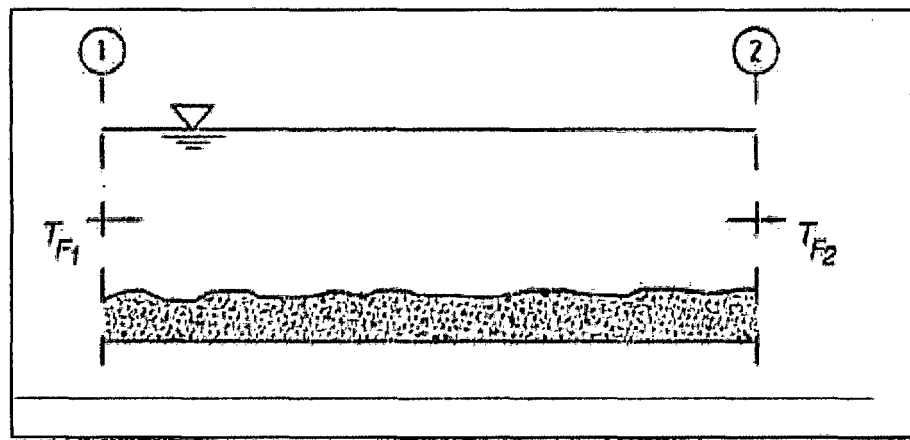


Figura 1.12. Estado de equilibrio

En el tramo 1-2, de la figura 1.12, no hay erosión ni sedimentación ($T_{F1}=T_{F2}$).

1.4.4 Clasificación Morfológica de los Ríos

Existen varios tipos de clasificación de ríos, entre los más conocidos se tienen:

a. **Clasificación genética:**

- Ríos Jóvenes
- Ríos Maduros
- Ríos Viejos

- **Ríos Jóvenes.**- Ríos de fuerte pendiente y erosión intensa: generalmente están cerca de su nacimiento, por esto son muy irregulares Su sección tiene forma de V y su ribera y lecho están tapizados de materiales fracturados y limpios.
- **Ríos Maduros.**- El valle es más ancho, la pendiente es menor, presenta un estado de equilibrio, el ahondamiento se ha detenido, cuenta con áreas de inundación y algunos meandros. El hombre empieza a estabilizar las márgenes y se puede generar el desarrollo agro - económico del valle.
- **Ríos Viejos.**- Tienen amplias áreas de inundación, un ancho mayor, poca pendiente, gran presencia de meandros, se originan tributarios paralelos y hasta pantanos, gran desarrollo del valle. Se deben construir defensas bien elaboradas. En este grupo se encuentran los ríos de llanura amazónica.

b. Clasificación por su forma:

Las formas que adoptan los ríos en su recorrido vistos desde arriba son importantes porque nos dan una idea de los tipos de protección que se pueden necesitar para el puente desde el momento de su construcción.

En la figura 1.13 se presentan las formas de ríos en planta.

- **Ríos alargados o rectos.**- Son raros y probablemente estables, se les considera rectos cuando lo son en una longitud de 10 veces el ancho del canal o cuando la sinuosidad "S" (longitud del talweg / longitud del valle) < 1.5 . Pueden crearse artificialmente, tienen un ancho promedio y el talweg serpentea a lo ancho del cauce, dependiendo de la fragilidad del lecho.

- **Ríos ramificados o entrelazados.**- Su lecho está formado por pequeños canales naturales separados por islas y entrelazados, con orillas pobremente definidas, sus cauces son más anchos que los ríos rectos. Se originan cuando el río pasa de tener una pendiente alta a una baja. Los tirantes son pequeños en comparación al ancho del canal, es un río inestable con gran transporte de sedimentos. El transporte se realiza por rodamiento, deslizamiento y saltación.

El lecho está colmado de sedimentos, con bancos que son sobrepasados fácilmente y que a escala pequeña puede empinar la pendiente y producir un fuerte acarreo localizado y momentáneo.

Por lo dicho anteriormente se deduce que estrechar el canal con una estructura tal como un puente, producirá cambios que afectarán la hidráulica del cruce con repercusiones de erosión y deposición que con el transcurso del tiempo afectarán a la estructura; por lo que se recomienda buscar una sección de cruce en un tramo que no sea del tipo entrelazado.

- **Ríos meándrico o serpenteante.**- Los ríos de primer y segundo orden de llanura amazónica son meándricos. Son ríos con curvas pronunciadas en forma de "S"; es raro encontrar sinuosidades regulares, la sección transversal es muy variable, la constitución del material de los bancos reduce o refuerza el efecto de erosión, el cauce se mueve en forma lateral y longitudinal, usualmente tiene cauces dinámicamente estables con un flujo característico en las curvas.

El diseño de cruces en curvas es complejo porque es difícil predecir las direcciones de la corriente que son tan variables en esta zona en particular.

Lane estudio el comportamiento de ríos y encontró las siguientes relaciones empíricas, las cuales nos permite predecir si se va a presentar un estado de río entrelazado o meándrico. Las ecuaciones están en unidades inglesas y son:

$$SQ^{1/4} \leq 0.0017 \text{ (Meandros)} \quad (1.34)$$

$$SQ^{1/4} \leq 0.0100 \text{ (Entrelazado)} \quad (1.35)$$

La longitud del meandro es unas 6 veces el ancho del canal para ríos aluviales mientras que el ancho del meandro puede ser unas 17 veces el ancho del canal. Cuando el río es encañonado las relaciones anteriores varían aproximadamente a 11 y 27 respectivamente.

Existen relaciones empíricas para estimar la longitud del meandro en ríos con fondo arenoso o gravoso. Sin embargo esto sólo se debe tomar como una referencia de orden de magnitud porque los grados de migración del meandro fluctúan enormemente. Mencionamos algunas relaciones para ríos aluviales:

Ecuaciones: Ackers (1970) e Inglis (1947)

$$L_m = 65 * Q_d^{0.5} \quad (1.36)$$

$$B_m = 2.20 * L_m \text{ (Ríos encañonados)} \quad (1.37)$$

$$B_m = 2.86 * L_m \text{ (Ríos con llanuras de inundación)} \quad (1.38)$$

Donde:

L_m = Longitud de la onda del meandro (m)

Q_d = Descarga dominante (m^3/s)

B_m = Ancho del meandro (m)

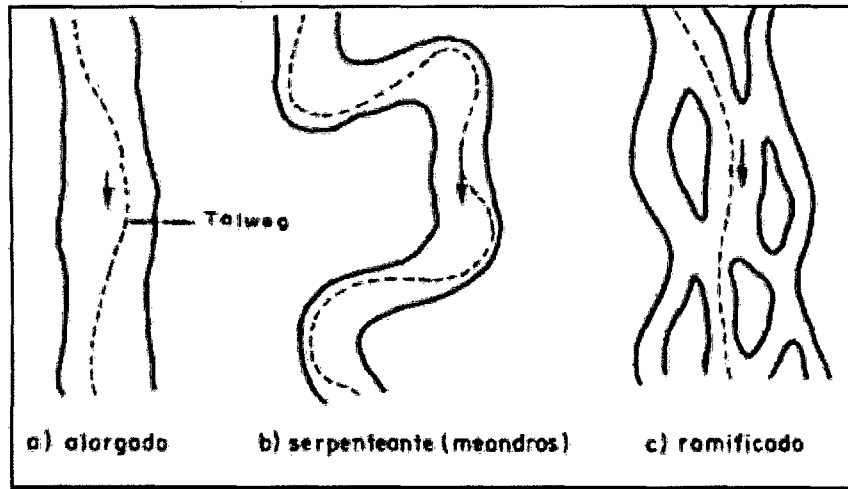


Figura 1.13. Clasificación de los ríos según su forma.

c. Clasificación según la estabilidad del cauce.

Ríos Estáticamente Estables. - Son ríos que han alcanzado una etapa en la que las fuerzas de arrastre son insuficientes para erosionar su cauce y transportar sedimentos. El río se comporta como si estuviera encauzado y no se erosiona, sin embargo si se produce una interferencia en el flujo, entonces si se originan cambios locales en la geometría del canal.

Ríos Dinámicamente Estables.- Son ríos en los que hay un proceso continuo de erosión y deposición de materiales del lecho y orillas, transportándose cantidades importantes de sedimentos. Aunque hay variaciones de la forma del fondo en un periodo corto, los cambios no se acumulan y más bien oscilan cerca de una condición promedio.

Sin embargo el trazo del río cambia en función de las propiedades de los materiales de las orillas a lo largo del cauce; una variación en un tramo produce una erosión progresiva modificando el canal aguas abajo.

Una interferencia en el tipo de flujo causa inmediatamente cambios locales en la geometría del canal, cambios que se pueden extender cierta distancia aguas arriba y aguas abajo del punto de influencia.

Ríos Inestables.- Son unos ríos de difícil control y con un comportamiento impredecible. El gran transporte de sedimentos origina los llamados hoyos ("Pools" en Inglés) y acumula depósitos en aguas poco profundas que desvían el flujo causando cambios progresivos y radicales.

Este último es un tipo de río muy problemático para el diseño de un puente, se debe tener especial cuidado para su concepción y planeamiento.

d. Geometría de los Ríos Meándricos

Los ríos de llanura amazónica son ríos meándricos cuyo cauce está formado de material muy fino, principalmente cohesivo.

En esta parte del estudio de los ríos se tiene que las variables hidráulicas como el ancho del canal, tirante, sección transversal, pendiente y alineamiento; dependen de factores como la descarga, las características del lecho y los bancos, la cantidad de sedimentos transportados y la capacidad del transporte.

Los estudios realizados acerca del tema son más bien empíricos y semi - teóricos y solamente aplicables a cierta clase de ríos particulares.

- Leopold and Maddock (1953) (Ref. Bib. N° 8) presentan formulaciones de manera general de geometría de ríos con cauce cohesivo son :

$$B = a_0 \cdot Q^{a_1} \quad (1.39)$$

$$H = b_0 \cdot Q^{b_1} \quad (1.40)$$

$$S_c = c_0 \cdot Q^{c_1} \quad (1.41)$$

Donde:

a_i , b_i , c_i son coeficientes y exponentes ($i=0,1$) son obtenidos de forma empírica para diferentes ríos. A pesar de la gran complejidad implícita en los procesos morfológicos que determinan las dimensiones de régimen, los exponentes de las relaciones anteriores varían entre rangos relativamente estrechos para el caso de cauces de llanura ($0.46 < a_1 < 0.53$; $0.3 < b_1 < 0.4$; $-0.25 < c_1 < -0.15$, aproximadamente).

B = Ancho promedio del cauce principal.

H = Profundidad del cauce principal.

S_c = Pendiente del cauce principal.

- Simons y Albertson (1964) (Ref. Bib. N° 8) presentaron formulaciones complementarias de manera general para definir la geometría de ríos de investigaciones experimentales en 60 ríos de llanura:

$$P = d_0 \cdot Q^{d_1} \quad (1.42)$$

$$R = e_0 \cdot Q^{e_1} \quad (1.43)$$

$$A = f_0 \cdot Q^{f_1} \quad (1.44)$$

En el cuadro 1.04 se muestra los coeficientes de ajuste para los suelos cohesivos y arenosos.

Cuadro 1.04
COEFICIENTES DE AJUSTE DE LAS ECUACIONES DE GEOMETRÍA

Suelo	Perímetro Mojado		Radio Hidráulico		Área	
	d_o	d_1	e_o	e_1	f_o	f_1
Lecho de arena	4.744	0.512	0.473	0.361	2.245	0.873
Lecho cohesivo	2.24	0.512	0.52	0.361	1.168	0.873

- Para canales con lechos de arcilla con presencia de arena se tienen las siguientes ecuaciones pertenecientes al trabajo de Blench (1969):

$$B = 14 * Q^{0.5} * d_{50}^{0.25} * F_s^{-0.5} \quad (1.45)$$

$$y = 0.30 * q^{0.67} * d_{50}^{-0.17} \quad (1.46)$$

Donde:

B = ancho promedio del canal (m).

Q = descarga (m³/s).

d_{50} = diámetro medio del material de fondo (mm).

Fs = Factor que hace intervenir la dureza del suelo (Ver cuadro 1.05).

Cuadro 1.05
FACTOR DE DUREZA DEL SUELO

Fs	SUELO
0.1	Arcilla arenosa
0.2	Arcilla sedimentaria
0.3	Orillas Cohesivas

e. Canales con fondo cohesivo

La resistencia a la erosión de un lecho cohesivo se debe principalmente al peso sumergido de las partículas. Sin embargo la resistencia de materiales cohesivos es mucho más compleja y depende de la superficie, de las características físico-químicas de la densidad e incluso de las cualidades del agua.

El único método ciertamente confiable para estimar la erosión es llevar al laboratorio un modelo de prueba y obtener las propiedades del suelo.

En el cuadro 1.06 se dan las propiedades físicas de la arcilla y el esfuerzo tractivo crítico. El método usa los datos de granulometría del material de fondo y relaciones de vacíos.

La relación de vacíos está definida como el volumen de vacíos entre el volumen de material sólido de una masa del suelo.

Las densidades del cuadro 1.06 son calculadas asumiendo que la gravedad específica de las partículas es 2.64 y está vinculada con la relación de vacíos por:

$$\text{Densidad seca} = \frac{\rho^* \gamma}{e + 1} \quad (1.47)$$

$$\text{Densidad saturada} = \frac{\rho^* (\gamma + e)}{(e + 1)} \quad (1.48)$$

Donde:

ρ = densidad del agua

γ = gravedad específica de las partículas del suelo.

e = relación de vacíos de la masa del suelo.

Cuadro 1.06
PROPIEDADES FÍSICAS DE LA ARCILLA

Relación de vacíos	2.0-1.2	1.6-0.6	0.6-1.2	0.3-0.2
Densidad seca, Kg/m ³	880-1200	1200-1650	1650-2030	2030-2210
Densidad saturada Kg/m ³	1550-1740	1740-2030	2030-2270	2280-2370
Tipo de suelo	1.9	7.5	15.7	30.2
Arcilla arenosa	1.5	6.7	14.6	27.0
Arcilla compacta	1.2	5.9	13.5	25.4
Arcilla seca	1.0	4.6	10.2	16.8

La profundidad del flujo de un canal con fondo formado por material predominantemente cohesivo puede ser calculada asumiendo que la erosión ocurrirá hasta que una profundidad sea alcanzada, en la que el esfuerzo tractivo en el lecho es igual al esfuerzo tractivo crítico.

Tenemos según Faraday y Charlton la siguiente ecuación:

$$y = 51.4n^{0.86} q^{0.86} \tau_c^{-0.43} \quad (1.49)$$

Donde:

y = Profundidad media del flujo (m)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

q = Descarga por unidad de ancho (m³/s/m)

τ_c = Esfuerzo crítico tractivo para que la erosión no ocurra (N/m²)

f. Profundidad máxima del canal

Las anteriores ecuaciones proporcionan la profundidad media del flujo y la máxima profundidad de un canal se obtiene por aplicación de un factor empírico a esta profundidad media, tanto para canales con fondos cohesivos y no- cohesivos. Lacey ha propuesto los valores empíricos que se dan en el cuadro 1.07.

Neil sugiere que el factor 1.25 para tramos derechos del canal sea incrementado a 1.50 cuando las dunas en el lecho están moviéndose.

Cuadro N° 1.07

FACTORES PARA LA MÁXIMA PROFUNDIDAD DEL CANAL

Ubicación	Factor Amplificador
Tramo recto del canal	1.25
Moderada curvatura	1.50
Severa curvatura	1.70
Cambio en ángulo recto	2.00

CAPITULO II

EL ESTADO DEL ARTE EN LA HIDRAULICA DE PUENTES EN LLANURA AMAZÓNICA DEL PERU

2.1 HISTORIA

Según las estadísticas nacionales los puentes sobre ríos y quebradas de la selva peruana han tenido fallas en su mayoría por razones hidráulicas, generalmente ocasionadas por erosión en pilares o estribos. Las fallas de puentes por razones meramente estructurales son raras en comparación con las fallas por erosión hidráulica.

2.1.1 Puentes de gran Longitud en Llanura Amazónica

Los puentes de gran longitud más representativos de llanura amazónica son los puentes Aguaytía, San Alejandro, Tahuamanu y el Billingurst, actualmente en construcción, que han sufrido procesos erosivos significativos a largo plazo, que a finales del año 2000 fueron reemplazados previniendo el riesgo de colapso.

El puente Aguaytía está ubicado en la región Ucayali, tiene una luz total de 704m y es el puente de mayor luz del país, fue terminado de construir en el año 1942 por una constructora americana, dicho puente a lo largo de periodo de vida presenta procesos erosivos cada vez más significativos principalmente en los pilares; a partir del año 1992 se comenzó a exponer los pilotes de cimentación ubicado sobre el cauce del río Aguaytía como puede observarse en la foto 2.01 y 2.02, también se ha presentado procesos de degradación del cauce, este fenómeno ha sido progresivo a lo largo de varios años.

Ante el riesgo de un posible colapso del puente se construyó en el periodo 1998-2000 un puente colgante que reemplazó al antiguo puente.

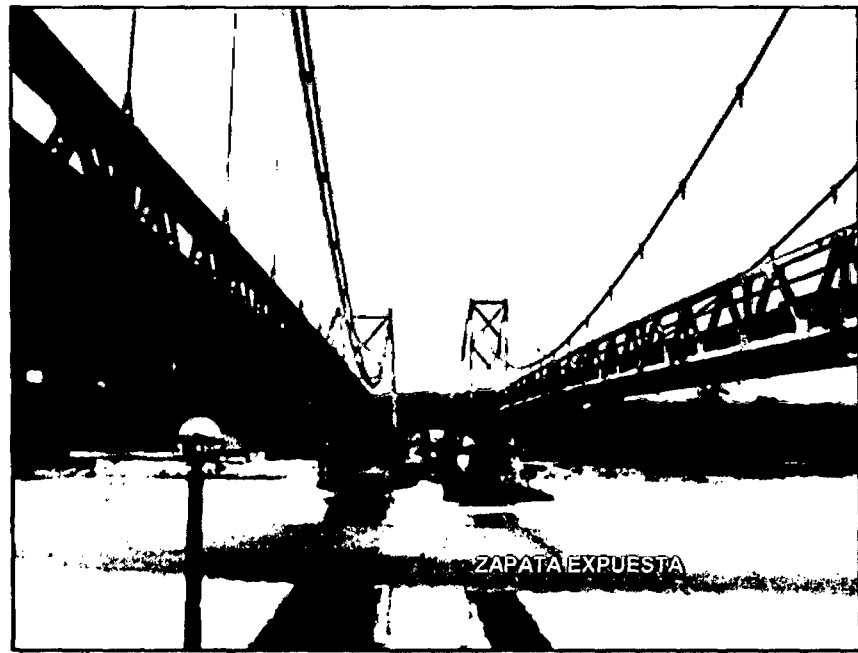


Foto 2.01. Vista de la zapata del pilar del puente Aguaytía inhabilitado y el nuevo puente colgante.



Foto 2.02. Vista de las zapatas de los pilares del puente Aguaytía inhabilitado.

El puente San Alejandro tiene una luz total de 140m, está ubicado en la región Ucayali, en las cercanías del poblado San Alejandro; dicho puente a lo largo de su periodo de vida presenta procesos erosivos cada vez más significativos principalmente en los pilares; este puente, así como el puente Aguaytía han presentado fenómenos de socavación más significativos a principios de la década del 90. Debido al riesgo de un

posible colapso del puente se construyó en el periodo 1998-2000 un nuevo puente que reemplazó al anterior (Ver foto 2.03).

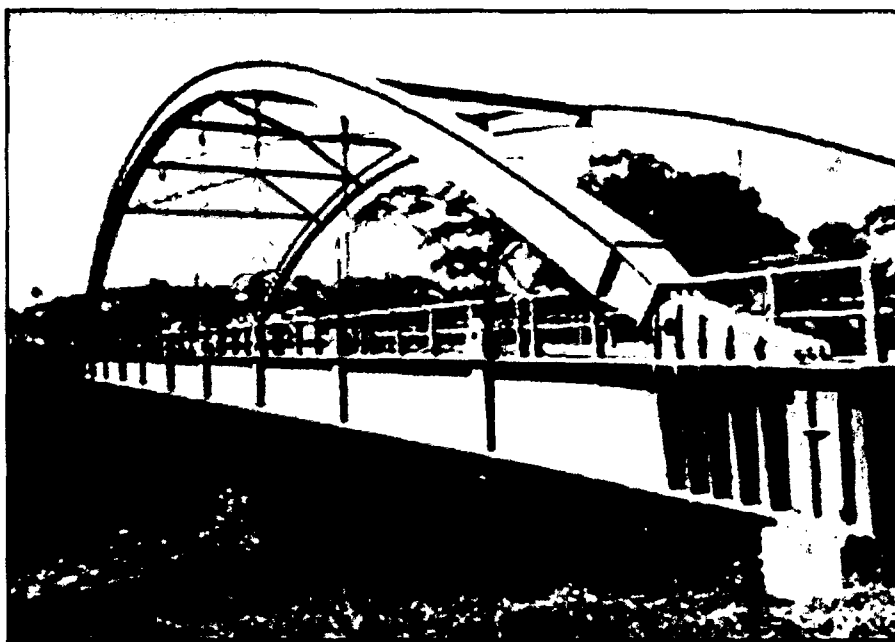


Foto 2.03. Vista del nuevo puente San Alejandro.

El puente Tahuamanu, es una estructura que fue construida en el año 1984 sobre el río meándrico del mismo nombre. En el año 2008 el cauce comenzó a trasladarse hacia la margen izquierda, aguas arriba del puente, teniendo como consecuencia la socavación lateral del cauce próximo al puente (Ver foto 2.04). A fines del año 2009 se procedió a la colocación de geobolsas como medida de emergencia, viene actualmente protegiendo los taludes de dicha margen (Ver foto 2.05).

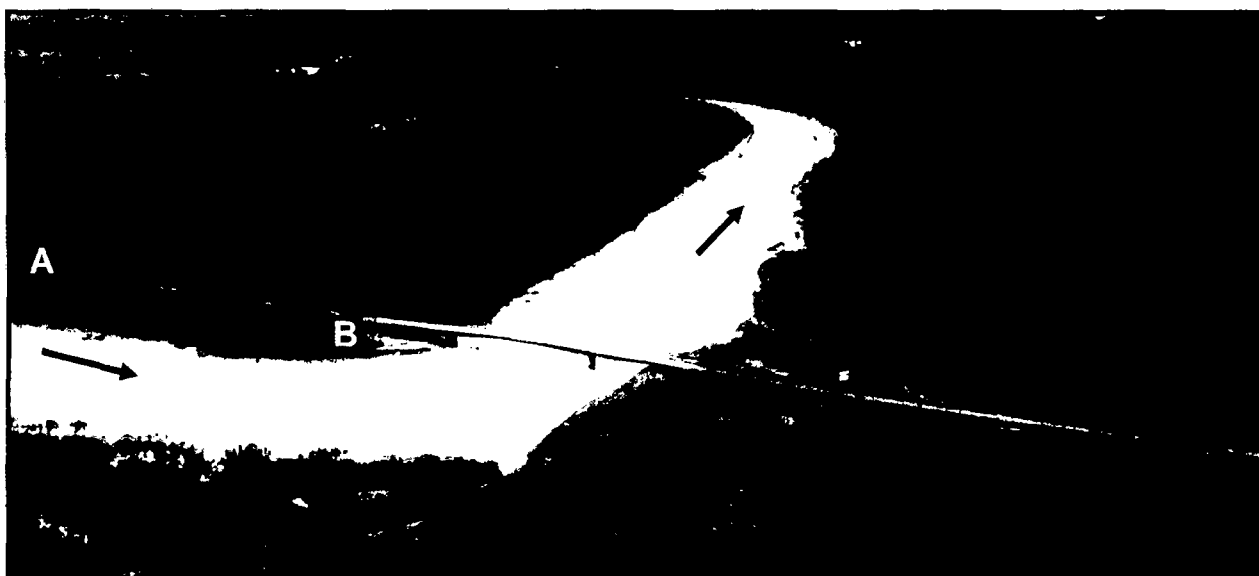


Foto 2.04. Socavación lateral de la margen derecha del río Tahuamanu.

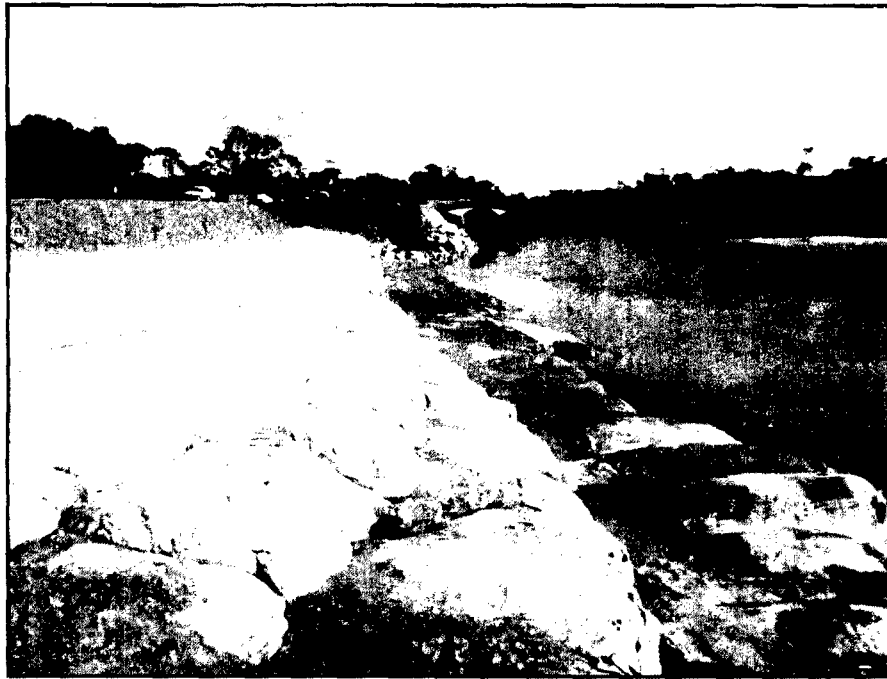


Foto 2.05. Protección de la margen derecha del río Tahuamanu.

En el Perú, actualmente se viene usando una metodología referencial para el diseño hidráulico de puentes, proveniente del manual del *HEC-18 Evaluating Scour at Bridges* (Evaluación de Erosión en Puentes) publicado por la Administración Federal de Carreteras de Estados Unidos (última edición en 2001).

Al presente se viene actualizando dicho manual, cuyo capítulo de hidráulica está a cargo de un especialista en hidráulica de puentes contratado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

2.1.2 Pequeños Puentes de la Llanura Amazónica

Durante la evaluación de drenaje transversal de los puentes pequeños en la carretera interoceánica sur de la llanura amazónica peruana se pudo apreciar que la mayoría estaban constituidos por estructuras de madera (Ver foto 2.06). Dichos puentes presentaron antes de su construcción desbordes sobre los tableros y algunos tramos del terraplén de la carretera debido a las altas precipitaciones y a la reducida altura casi a nivel del terreno natural de los terraplenes. En la foto 2.07 se observa el puente provisional Primavera desbordado en un tramo de 100m a lo largo de la carretera Interoceánica Sur. Esta situación se agudizó debido a la elevación del cauce del río Jayave por la sedimentación de material fino de arrastre originado por la explotación de la minería informal sobre el cauce del río Jayave.



Foto 2.06. Vista del puente provisional Santa Rita ubicada en el Km 356+980 de la Carretera Interoceánica Sur.



Foto 2.07. Vista de la zona de cruce de la quebrada Primavera en el Km 362+610 inundando la carretera Interoceánica Sur.

En el periodo 2007-2009 se desarrolló la construcción de obras de arte de la Carretera Interoceánica Sur Tramo 3, ubicada en la llanura amazónica del departamento de Madre de Dios, en cuyo desarrollo se proyectó y construyó pequeños puentes entre longitudes de 5m a 25m, el diseño de dichos puentes se realizaron bajo dos (2) consideraciones importantes: alto terraplén de aproximación al puente (Ver Foto 2.08)

como consecuencia amplias planicies de inundación, profundidad de cimentación significativos asociado a la estimación de la socavación para suelos granulares.



Foto 2.08. Nuevo y antiguo puente de madera Sol Naciente.

En la foto 2.09, se observa las defensas ribereñas de los pequeños puentes de la Carretera Interoceánica Sur (CIS) fueron ejecutadas con geoceldas rellenas con mortero.

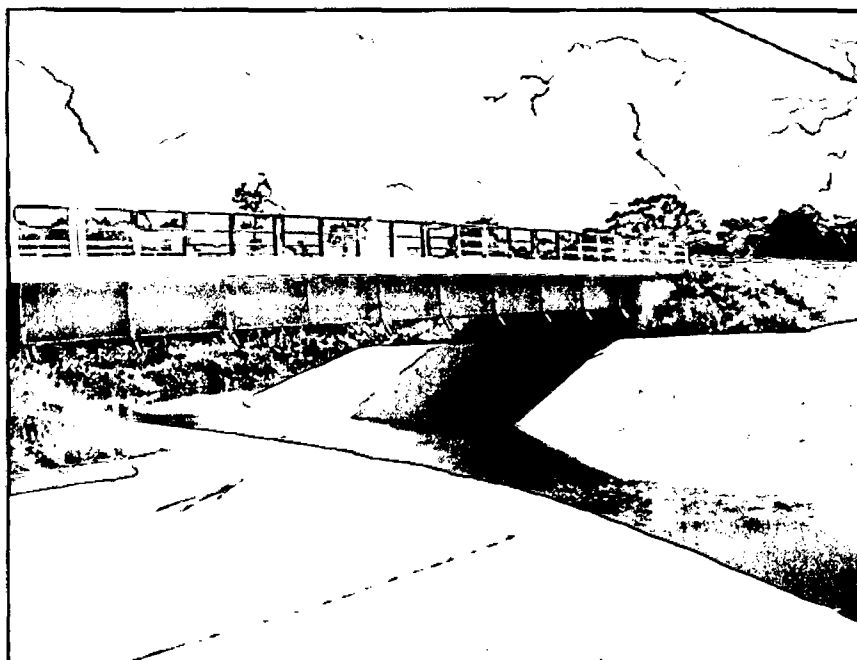


Foto 2.09. Puente Km 602+280 de la CIS protegido con geoceldas.

Respecto a la estimación de la socavación para suelos granulares consideramos que no es representativa su estimación debido a que los suelos de la llanura amazónica presentan características cohesivas por la presencia de arcilla.

La presente tesis considera formulaciones para la estimación de la socavación en suelos cohesivos desarrollado por FHWA de los Estados Unidos. Dichas fórmulas incluyen además de los parámetros de geometría, coeficiente de rugosidad de Manning, características hidráulicas de la sección de conducción, la cohesión y el porcentaje de humedad del suelo del cauce.

Características Morfológicas de los Pequeños Puentes en Llanuras Amazónicas

Los puentes en llanura amazónica se caracterizan básicamente por cinco aspectos relevantes:

- Llanuras de inundación de gran extensión, semiplanos, por consiguiente, los terraplenes de aproximación son muy largos.
- Llanuras de inundación con flujos de agua de baja velocidad debido a la presencia de vegetación de tallo medio y alto tupido.
- Erosiones significativas en el área del puente debido a que la cimentación se funda sobre suelos arcillosos.
- Cauces principales de tendencia meándrica.
- Cambios de posición del cauce principal.

2.2 MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES DEL MTC

Del mismo modo que los puentes de llanura amazónica, los puentes del norte del país han presentado las mismas fallas por efectos de eventos pluviales ocasionados por el Fenómeno del Niño. Estos hechos han llevado a desarrollar el manual para diseño de puentes. El primer manual de puentes fue *Manual de Diseño de Puentes* editado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) en el año 2003. Dicho manual hace una breve mención a la hidráulica de puentes de manera genérica, sin definir los aspectos de topografía asociado al ancho del cauce, ni la longitud del puente asociado al periodo de retorno, ni la profundidad de cimentación de los puentes asociados a la socavación general, por contracción, y local.

Este manual también sugiere la aplicación del modelo HEC-RAS para cálculo hidráulico del puente.

El modelo numérico HEC-RAS es reconocido como el modelo unidimensional más avanzado que existe para el cálculo hidráulico de puentes; las ecuaciones empíricas del cálculo de erosión que HEC-RAS emplea representan el estado del arte (aun muy

imperfecto) en los conocimientos de erosión en puentes, algunos de los cuales se muestran en el presente documento. Si bien ya existen actualmente modelos tri-dimensionales más sofisticados, ellos aun no son empleados en casos prácticos por las limitaciones actuales de cómputo.

Asimismo, existe una insuficiente información hidrológica y pocas estaciones hidrológicas para obtener valores de mayor consistencia. Según la Organización meteorológica Mundial (O.M.M.) recomienda que se deba instalar un mínimo de 1 estación pluviométrica por cada 575 Km² en zonas de llanura (Ref. Bib. N° 7).

CAPITULO III

SOCAVACION EN SUELOS COHESIVOS

3.1 SOCAVACION GENERAL EN SUELOS COHESIVOS

Para la estimación de la socavación general en suelos cohesivos en llanura amazónica se usará la metodología desarrollada por los rusos Lischtvan y Levediev. Los estudios llegaron a la conclusión de que la socavación general en este tipo de suelos estaba gobernada por el peso volumétrico seco del material cohesivo y las características hidráulicas del flujo.

3.1.1 Método de Lischtvan - Levediev.

Este método se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente y la velocidad erosiva, que es la velocidad que se requiere para levantar y arrastrar el material del fondo del cauce (velocidad media crítica).

Este método está orientado a utilizar datos que se pueden tomar en el campo con relativa facilidad y otros obtenidos de formulaciones matemáticas, que son parámetros representativos en la estimación de la profundidad de socavación:

- a. **Datos topográficos.** Se requiere un levantamiento topográfico del cauce principal del río y de las llanuras de inundación, aguas arriba y aguas abajo del puente.
- b. **Datos hidrológicos.** Se requiere disponer del caudal de diseño para periodos de retorno de 100 y 500 años obtenidos de un análisis hidrológico.
- c. **Datos hidráulicos.** El estudio hidráulico está orientado a estimar el nivel de aguas máximas extraordinarias y sus características hidráulicas, para periodos de retorno de 100 y 500 años.
- d. **Datos geotécnicos.** Se hace una exploración geotécnica del subsuelo, con el fin de conocer la estratigrafía y características geotécnicas del cauce, mediante calicatas, sondeos o perforaciones según se requiera. La característica más relevante está asociado a la obtención de la densidad o peso volumétrico seco del suelo cohesivo (γ_s), cuando se trata de un suelo cohesivo.

Considerando los datos mencionados anteriormente, se definirá los niveles de protección de las riberas y taludes con una avenida de diseño de un periodo de retorno

de 100 años. Del mismo modo, se determinaran las profundidades de socavación para una avenida de diseño de un periodo de retorno de 500 años.

Asimismo, es necesario señalar que la socavación general es también aplicable a una distribución de estratos heterogéneos.

3.1.2 Formulación del Método.

El método de Lischvan-Levediev es aplicable a suelos cohesivos, homogéneos y de rugosidad constante. Para su aplicación se utiliza la siguiente formulación:

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 \beta \mu \phi \gamma_s^{1.18}} \right]^{(1/(1+x))} \dots\dots\dots (3.01)$$

Donde:

H_s: Profundidad del flujo o tirante después de ocurrida la socavación, se mide desde el nivel del agua cuando pasa la avenida hasta el nivel del fondo del cauce erosionado.

H_o: Profundidad inicial existente en una línea vertical predeterminada de la sección, medida desde el nivel del agua cuando pasa la avenida y el nivel del fondo del cauce registrado durante la estación de estiaje en metros.

α : Coeficiente de sección o de distribución de gasto.

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B_e} = \frac{S_c^{1/2}}{n} \dots\dots\dots (3.02)$$

Q_d: Caudal de diseño en m³/s.

H_m: Tirante medio H_m = A/B_e.

B_e: Ancho efectivo del canal, descontando todos los obstáculos. Si la corriente incide paralelamente al eje de las pilas B_e será el ancho de la corriente en metros (m).

S_c: Pendiente del cauce.

n: Coeficiente de rugosidad de Manning.

A: Área hidráulica en metros cuadrados (m²).

P: Perímetro mojado en metros (m).

β: Coeficiente de frecuencia. Es función del período de retorno (T_r) correspondiente al caudal de diseño, el cual se evalúa de la siguiente manera:

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 \text{ Log } (T_r) \dots \dots \dots (3.03)$$

γ_s : Peso volumétrico seco del material cohesivo en T/m^3 . La investigación fue desarrollada para suelos cohesivos cuyo peso volumétrico varía desde 0.80 a 2.00 Tn/m^3 .

X: Exponente variable que depende de peso volumétrico seco (γ_s) del material cohesivo.

$$X = 0.892619 - 0.58073 \gamma_s + 0.136275 \gamma_s^2$$

μ : Coeficiente de corrección por *contracción del flujo*. Cuando alguno de los elementos de la infraestructura de un puente se meten en la corriente causan turbulencias al flujo; entonces se debe aplicar un factor de corrección llamado coeficiente de contracción (μ). Este coeficiente es menor que la unidad, y tiene el efecto de incrementar la profundidad de socavación. El valor de μ se encuentra en la Cuadro 3.01 como una función de la velocidad media de flujo ($V_o = Q_d/A$).

ϕ : Coeficiente de corrección por la densidad del agua durante la avenida. Normalmente durante la avenida transporta sedimentos en suspensión (limos y arcillas), las cuales tienden a reducir el efecto de la socavación. Este factor de corrección, superior a la unidad, está en función de la densidad del agua más sedimentos (γ_{as}), y se determina de la siguiente manera:

Si $\gamma_{as} = 1$ (agua clara), entonces $\phi=1.0$.

Si $\gamma_{as} > 1$, entonces $\phi=-0.54+1.5143 \cdot \gamma_{as}$.

Cuadro 3.01
COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN “ μ ”

Vo (m/s)	Distancia o luz entre pilas, estribos u obstáculos a la corriente												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
< 1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
≥ 4.00	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Por lo tanto, la socavación general se obtiene de la diferencia de **Hs-Ho**.

Resumen

La formulación de la socavación en suelos cohesivos de Lischtván y Levediev es aplicable a suelos de llanura amazónica, debido a que estos presentan características de suelo cohesivo por la presencia de material arcilloso. Para el caso de la socavación general, se entiende que el peso volumétrico está asociado al grado de compactación del suelo, por lo se concluye que a mayor peso volumétrico (densidad), menor será la socavación.

La estimación de la profundidad de socavación general en suelos cohesivos está gobernada solamente por las características hidráulicas del flujo y el peso volumétrico seco del material del cauce.

3.2 SOCAVACION LOCAL

Se presenta una síntesis del estudio titulado "Influencia de Gradación y la Cohesión en la Socavación en Puentes" que se llevó a cabo en Colorado State University (CSU) desde 1991 hasta 1996. Este estudio abarcó los experimentos realizados en cuatro categorías principales:

- Influencia de la gradación y la fracción de material granular en la socavación en pilares.
- Influencia de la gradación y la fracción de material granular en la socavación en estribos.
- Influencia de la cohesión en la socavación de pilares.
- Influencia de la cohesión en la socavación de estribos.

Durante 5 años se realizaron investigaciones con diferentes suelos tanto cohesivos como no cohesivos, dicha investigación también involucró encontrar la relación entre ellos.

3.2.1 Efectos de la Fracción Granular del Material en la Socavación Local en Pilares.

Esta sección presenta los parámetros que tienen influencia en la socavación de materiales o mezclas no uniformes y se deriva de relaciones para cuantificar las profundidades de socavación. Las ecuaciones derivadas de este análisis son evaluados con información del estudio experimental e investigaciones anteriores.

a. Parámetros

Los experimentos se realizaron variando la gradación de tamaño y la fracción de material grueso para diferentes mezclas de arena, manteniendo su diámetro promedio

constante. En estos experimentos, la profundidad de flujo se mantuvo relativamente constante, y el diámetro del pilar quedó en 0.18 m mientras se incrementaba la descarga en el canal. Dado que la anchura del cauce y la profundidad de flujo se mantuvieron constantes, esta variación de descarga en los experimentos dio como resultado la variación de la velocidad, manteniendo todos los otros parámetros de flujo constantes. La figura 3.01 muestra la variación de la profundidad de socavación adimensional en grupos con la velocidad promedio. Al mantener el resto de variables constantes, estos experimentos aíslan los efectos de la gradación y la fracción de material grueso en la socavación del pilar. Como se muestra en la figura 3.01, el inicio de la socavación en pilar se lleva a cabo independientemente del tamaño de las fracciones material grueso para velocidades de aproximación de alrededor de 0.18 m/s. Esta velocidad se denomina como la velocidad de iniciación de la socavación, V_i , y las marcas de umbral es el límite para la condición de socavación de agua clara. Para velocidades de aproximación superior a V_i , la mayor profundidad de socavación en la figura 3.01 se lleva a cabo en las mezclas de sedimentos uniforme (coeficiente de gradación, $\sigma_g = 1.38$). Como la gradación de tamaño aumenta el coeficiente 1.38 a 2.43 y luego 3.40, la profundidad de socavación disminuye. En la figura 3.01 se observa que la máxima velocidad experimental corresponde a 0.70 m/s correspondiente a cauces de pendiente baja tipo llanuras amazónicas. Los suelos cohesivos se encuentran comúnmente en zonas de bajas pendientes.

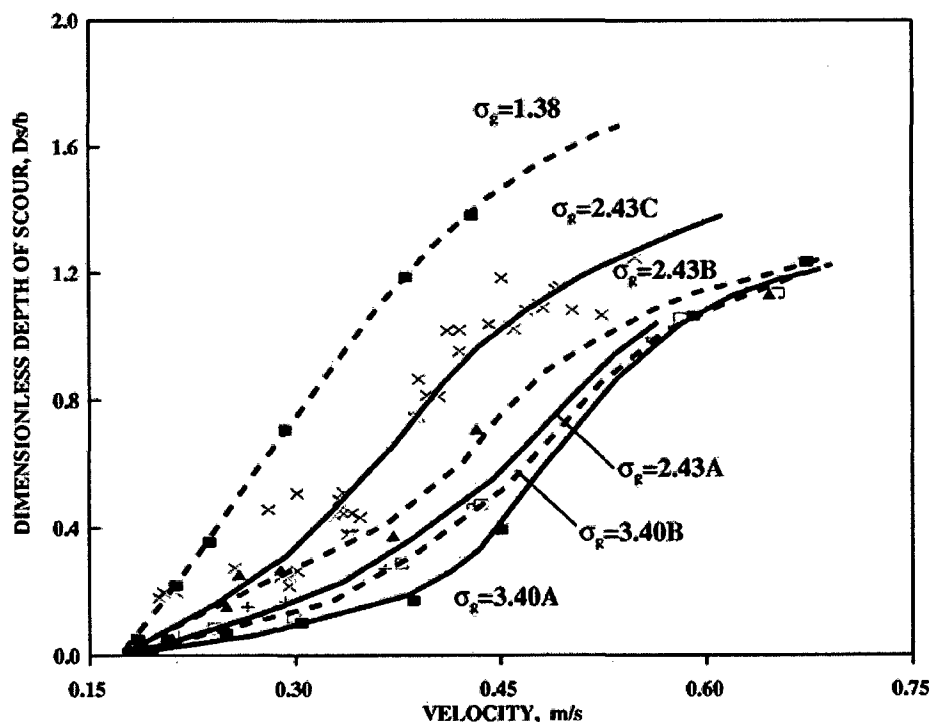


Figura 3.01 Variación de la Socavación versus Velocidad.

La ecuación de socavación del pilar que describe los efectos de la gradación y la fracción de material grueso en la socavación de pilares está dada por la siguiente ecuación:

$$\frac{D_s}{b^{0.66} Y^{0.37}} = K_u \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \psi^{0.55} \dots\dots\dots (3.04)$$

Donde:

K_u : 0.99 para las unidades de SI,

D_s : Socavación local del pilar (m),

b : Ancho del cauce (m),

Y : Tirante (m),

K_1 , K_2 y K_3 , factor de corrección por la forma del pilar, por ángulo de ataque y tipo de fondo de cauce, respectivamente, son las definidas en el informe experimental Evaluating Scour at Bridges HEC-18 (Ref. Bib. N° 13).

Cuadro 3.02
FACTOR K_1 POR LA FORMA DE LA PILA EN CARA FRONTAL

Forma de la nariz de la pila	K_1
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redondeada	1.0
Cilindro circular	1.0
Nariz triangular	0.9
Grupo de cilindros	1.0

Cuadro 3.03
COEFICIENTE K_2 POR EL ÁNGULO DE ATAQUE DE LA CORRIENTE

Angulo de ataque en grados	Elongación de la pila		
	$L/b = 4$	$L/b = 8$	$L/b = 12$
\emptyset			
0°	1.00	1.00	1.00
15°	1.50	2.00	2.50
30°	2.00	2.75	3.50
45°	2.30	3.30	4.30
90°	2.50	3.90	5.00

Cuadro 3.04
COEFICIENTE K_3 POR LAS CONDICIONES DEL LECHO

Condiciones del lecho (Configuración)	Altura de duna en metros (H)	K_3
Socavación por agua clara	N/A	1.1
Lecho plano y flujo antiduna	N/A	1.1

Pequeñas dunas	$0.6 < H < 3.0$	1.1
Dunas medias	$3.0 < H < 9.0$	1.1 - 1.2
Dunas grandes	$H > 9.0$	1.3

K_4 : Factor de corrección de estabilidad del material del cauce, gobernado por la siguiente ecuación:

$$K_4 = 1.25 + 3 \sqrt{\frac{D_{cfm}}{D_{50}}} \psi^{0.60} \cdot \ln(\psi + 0.5) \dots\dots\dots (3.05)$$

Teniendo en cuenta las siguientes consideraciones: $0 \leq K_4 \leq 1$; $0 \leq \psi \leq 1$

ψ : el factor adimensional dada por el exceso de velocidad definida de la siguiente forma:

$$\psi = \frac{V - V_i}{V_c - V_i} \dots\dots\dots (3.06)$$

El valor de ψ se ubica entre 0 y 1.

Para los valores de $V \leq V_i$, el valor de la apertura de socavación factor K_i , es 0.

Las definiciones de la velocidad crítica y velocidad de iniciación de socavación, V_c y V_i , respectivamente, son los siguientes:

$$V_c = K_c \cdot D_{cfm}^{1/3} \cdot Y^{1/6} \dots\dots\dots (3.07)$$

$$V_i = K_i \cdot D_{35}^{1/3} \cdot Y^{1/6} \dots\dots\dots (3.08)$$

Donde $K_c=6.625$ y $K_i=2.65$.

D_{cfm} =Tamaño medio del material de cauce (m) deducido de la siguiente ecuación:

$$D_{cfm} = \frac{D_{85} + D_{90} + 2 \cdot D_{95} + D_{99}}{6} \dots\dots\dots (3.09)$$

Ajustes en la Ecuación de CSU

El desarrollo de la ecuación existente de la Universidad del Estado de Colorado (CSU) también proporciona resultados muy consistentes.

El inicio de la socavación se lleva a cabo en la ecuación de la CSU por la inclusión del factor K_i . Este factor se encontró que:

$$K_i = \left(1 - \frac{V_i}{V_a}\right)^{0.45}; \quad V > V_i \dots \dots \dots (3.10)$$

La forma final de la ecuación de la CSU es la siguiente:

$$\frac{D_s}{Y} = 2 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot K_i \cdot \left(\frac{b}{Y}\right)^{0.65} \left(\frac{V_a}{\sqrt{gY}}\right)^{0.43} \dots (3.11)$$

Donde:

Y: Tirante de agua en metros (m).

b: Ancho total de los pilares.

V_a: Velocidad media aguas arriba de los pilares (m/s).

g: aceleración de la gravedad en m/s².

Los valores de K₁, K₂, K₃ son los mismos cuadros 3.02, 3.03 y 3.04. Asimismo, el factor K₄ está definido en la ecuación 3.05.

3.2.2 Efectos de la Fracción Granular del Material en la Socavación Local en Estribos.

Actualmente, la mayoría de información disponible sobre predicción de socavación en estribos, incluyendo algunas de las metodologías recomendadas por la FHWA, tiene como parámetro característico a la longitud (como la profundidad de flujo, longitud expuesta del estribo, etc.) y el número de Froude. Algunas de estas ecuaciones de regresión incluyen el tamaño de los sedimentos y la gradación como variables independientes. Sin embargo, dado que estas relaciones se han desarrollado desde el laboratorio con una similitud próxima a la condiciones de campo, estos no pueden reflejar los efectos debidos a las propiedades de tamaño de los sedimentos, por lo que a menudo resultan estimaciones no reales. Como se muestra en las figuras 3.02 y 3.03, no proporcionan orientación cuando se aplica a las mezclas de sedimentos clasificados como los utilizados en el estudio experimental presentado.

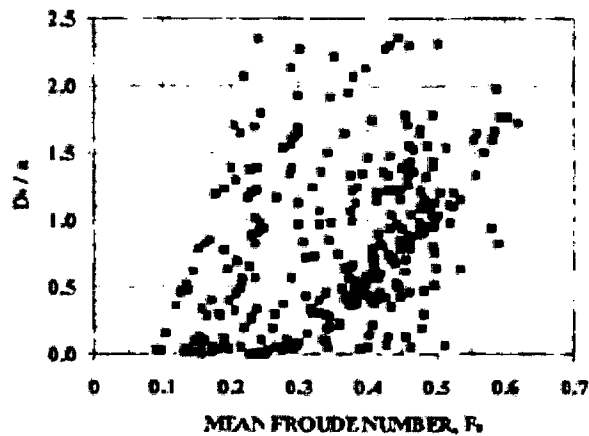


Figura 3.02. Número de Froude respecto la longitud de obstrucción.

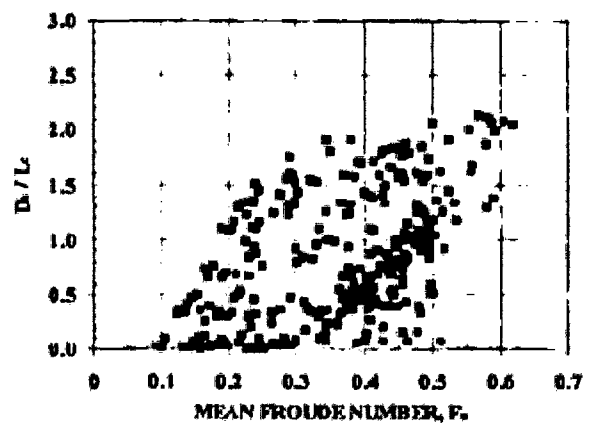


Figura 3.03. Número de Froude respecto la longitud geométrica.

Este análisis presenta los resultados de los experimentos para evaluar los efectos de la gradación y la fracción de material grueso en la socavación en pilares. Los parámetros de control en la socavación en el pilar asociado a las diferentes gradaciones de material granular del lecho han sido identificados, y se ha desarrollado dos nuevas relaciones para estimar la socavación en pilares. Las nuevas formulaciones presentan mejor aproximación.

En el siguiente análisis, se presentan los parámetros de diseño que se consideraron para la estimación de la socavación en estribos. En segundo lugar, se dan los resultados de socavación experimentos utilizando arena fina y uniforme con diámetro medio de 0.10 mm. En tercer lugar, los ajustes de las mezclas no uniformes se discuten en función de los coeficientes de gradación. Por último, se presenta la nueva

ecuación desarrollada para las mezclas de sedimentos no uniformes, incluidos los ajustes para las fracciones granulares.

a. Parámetros

Fueron considerados diversas geometrías, caudales y propiedades de los sedimentos con la finalidad de obtener la formulación matemática que asocie estos parámetros con la socavación local. La propiedad geométrica más usada es la longitud de obstrucción del pilar. En un sentido físico, cuanto mayor sea la longitud de la proyección vertical de la obstrucción del flujo, se espera que mayor sea la profundidad socavación local. Sin embargo, como comúnmente se observa en el campo, más allá de una cierta longitud de obstrucción, la zona de estancamiento que se forma en frente del estribo altera el comportamiento. Junto con la longitud de obstrucción, el segundo parámetro de uso común es la relativa a la longitud física del tirante de flujo. Para este propósito, se generaron diferentes valores de profundidad en varios tramos a lo largo del canal. Dado que los actuales experimentos se realizaron en un canal rectangular con ninguna región de ribera, y puesto que el principal objetivo del estudio fue cuantificar los efectos de las propiedades de los sedimentos, los efectos de los flujos de remanso no son considerados. Sin embargo, se concluyó que los parámetros que rigen la longitud geométrica están asociados a parámetros de longitud, formulada como la raíz cuadrada del área de flujo bloqueado u obstruido.

$$L_c = \sqrt{a.Y_j} \dots\dots\dots (3.12)$$

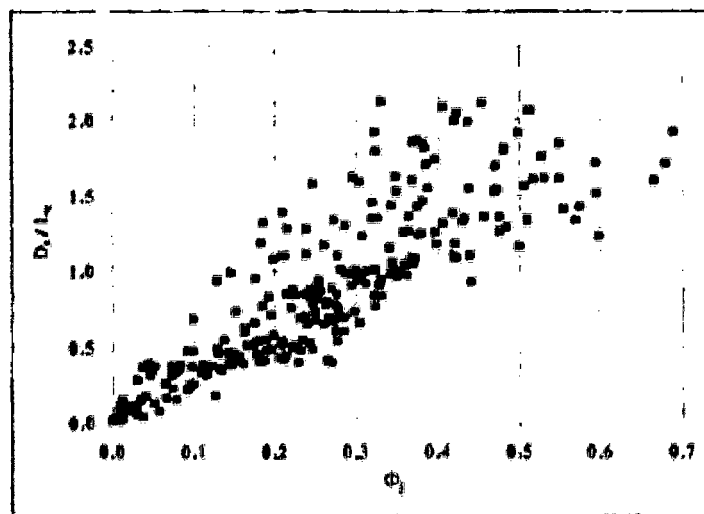


Figura 3.04. Variación adimensional de la socavación de estribos respecto la deflexión de la velocidad de exceso del flujo.

Donde Y_j es el promedio de profundidad en la proximidad del estribo. Los parámetros del flujo en el análisis fueron: velocidad promedio de flujo libre, velocidad frontal al estribo (V_a), velocidad en la zona de deflexión del flujo (V_j), y el número de Froude asociados a la ecuación de momentum y la energía del flujo desviado. Entre estas variables del flujo, V_a y V_j resultaron ser los parámetros más significativos. Como V_j refleja el enfoque de la región aguas arriba del estribo, y puesto que está relacionada con la velocidad de la nariz del estribo, fue elegido como el parámetro de la velocidad dominante. Utilizando un enfoque similar al de la socavación en pilares, se considerará una velocidad adimensional denominado como velocidad deflexiva del flujo excedente. Esta velocidad está dada por:

$$\Phi_j = \frac{V_j - V_i}{V_c} \dots\dots\dots (3.13)$$

Donde V_c y V_i son la velocidad de la crítica en el enfoque de la movilización del lecho, y la socavación de iniciar la velocidad en la nariz del pilar, respectivamente. Estas dos cantidades se miden en la experimentación. Sin embargo, puede obtenerse a través de la ecuación de Neill:

$$V_c = 1.58 \cdot [(S_s - 1) \cdot g \cdot D_{50}]^{1/2} \left(\frac{Y}{D_{50}} \right)^{1/6} \dots\dots\dots (3.14)$$

Y V_i se obtiene de $V_i = 0.4V_c$ para el inicio de socavación en el estribo. Según Abdou, para el cálculo de V_c , se utiliza la ecuación 3.14 para cauces de granulometría no uniforme, debiendo previamente sustituir D_{50} por el D_{90} .

b. Socavación en Suelos de Materiales Uniformes

Para eliminar los efectos de la fracción de tamaño grueso en el resultado de la socavación del estribo, se realizó una serie de experimentos con mezcla uniforme de arena fina con un diámetro medio de 0.1 mm. La socavación correspondiente a estas condiciones constituye una envolvente en los ajustes para el tamaño y gradación de fracción gruesa que se pueden aplicar. Para relacionar D_s/L_c y Φ_j es necesario una corrección residual debido al factor (Y/a) , obteniendo la siguiente relación:

$$\frac{D_s}{L_c} = K_\Phi \Phi_j \dots\dots\dots (3.15)$$

$$K_\Phi = 3.75 - 0.41 \left(\frac{a}{Y} \right) \dots\dots\dots (3.16)$$

En la figura 3.05 presenta la medición y el cálculo de la socavación en estribos con material de cauce arenoso de granulometría uniforme. La socavación uniforme de relación dada anteriormente se puede ajustar para la gradación y los efectos de fracción gruesa mediante la introducción de parámetros adicionales. Para este propósito se siguen dos (2) criterios diferentes. El primer enfoque hace correcciones a la gradación prevista de los valores de socavación, mientras que el segundo enfoque se introduce una corrección a la fracción granular. Estos enfoques se describen a continuación.

Socavación en Suelos Graduados

La erosión en las mezclas con diferentes gradaciones se puede ajustar mediante la introducción de un factor de ajuste de gradación, K_s . Este factor de ajuste se determinó a partir de datos experimentales mediante la obtención de tasas de erosión en el material clasificado y mezclas uniformes. Una serie de curvas fue desarrollada para diferentes diámetros de arena. Estas curvas, que presentaban características muy similares, se combinan en un único conjunto de curvas dada en la figura 3.05. Como se muestra en esta figura, K_s , no es una constante sino que varía con la intensidad de flujo. Similar a las correcciones de la socavación en pilares, las reducciones en la socavación son insignificantes para caudales bajos y para los flujos con altas velocidades. Sin embargo, los ajustes son importantes para una amplia gama de flujos intermedios. Los valores obtenidos en la figura 3.05 pueden aplicarse directamente a socavaciones estimadas en la ecuación 3.15 para obtener una gradación ajustada dada por la desviación del flujo de velocidades por exceso.

Ajuste para Materiales Granulares

Los resultados experimentales del estudio han demostrado que el estribo de la socavación en las mezclas no uniforme se ve muy afectada por la presencia de los tamaños gruesos. Se encontró que el tamaño de los sedimentos que corresponden a más del 15% de material grueso tiene un efecto significativo sobre el resultado socavación. Usando estos resultados de los experimentos, se desarrolló después de la corrección de la fracción de material granular.

$$\frac{D_s}{L_c} = K_n \cdot K_\theta \cdot K_{15} \cdot K_\Phi \cdot \Phi_j \dots \dots \dots (3.17)$$

Donde los ajustes de K_ϕ y K_θ (factor de inclinación de flujo en HEC-18) están dados por:

$$K_\phi = 3.75 - 0.41 \left(\frac{a}{Y} \right) \dots \dots \dots (3.18)$$

$$K_\theta = \left(\frac{\theta}{90} \right)^{0.13} \dots \dots \dots (3.19)$$

y K_n es el factor de forma del estribo (dado en HEC-18, como 1.0 para los estribos de pared vertical; 0.82 para estribos con alero inclinados, y 0.55 para paredes y aleros inclinadas). El factor K_{15} representa la composición de percentil 15 y se obtiene de la figura 3.06 de forma gráfica. Se expresa por Abdeldayem en términos de un sedimento W_g el factor de peso es:

$$K_{15} = f(W_g) \dots \dots \dots (3.20)$$

Donde:

$$W_g = \sum_{j=85}^{j=100} p_j (d_j)^2 \dots \dots \dots (3.21)$$

P_j es la fracción descendente de un grupo de tamaño j (porcentaje de fino en peso), y el d_j es el tamaño de los sedimentos por cada j por ciento de los sedimentos de la mezcla más fina. El término W_g es similar al tamaño de fracción gruesa D_{cfm} utilizado anteriormente en el acápite 3.2.1.

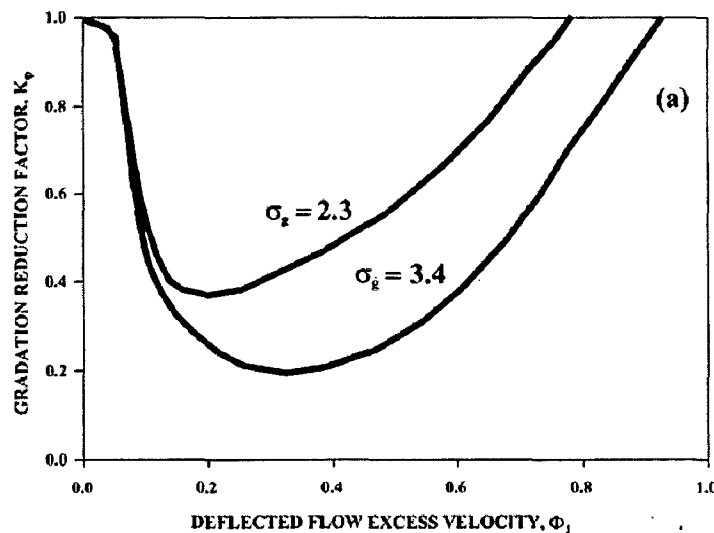


Figura 3.05. Factor de reducción de la gradación K_ϕ .

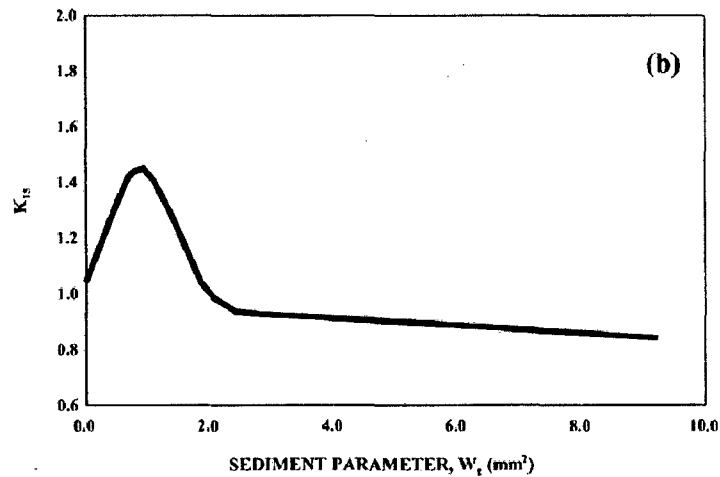


Figura 3.06. El factor de ajuste fracción gruesa, K_{15} .

c. Resumen

A continuación se resumen las conclusiones de este estudio:

- Es demostrado experimentalmente que la socavación por el método Agua-Clara (Water-Clear) en los estribos esta controlada principalmente por las partículas gruesas disponibles en la muestra de sedimentos. Los sedimentos con la misma distribución de fracción gruesa producen la misma socavación, independientemente de su diámetro medio y los coeficientes de gradación si se les somete a los mismos caudales.
- Una nueva forma de calcular la socavación en Agua-Clara es la que relaciona la profundidad de socavación normalizado (D_s/L_c) a la velocidad de flujo desviado en exceso (Φ_j). Esta ecuación, que proporciona los ajustes para la presencia de material grueso en las mezclas no uniformes, se da como:

$$\frac{D_s}{L_c} = K_n \cdot K_\theta \cdot K_{15} \cdot K_\phi \cdot \Phi_j \dots\dots\dots (3.22)$$

- Los factores de reducción de la gradación para diferentes condiciones de flujo, se puede obtener de la K_s versus Φ_j de la figura 3.05. Estos factores pueden ser utilizados en relación a la estimación de socavación del método Agua-Clara dado por:

$$\frac{D_s}{L_c} = K_\phi \Phi_j \dots\dots\dots (3.23)$$

- La socavación local en los estribos está relacionado con el flujo de los parámetros que representan la masa desviada respecto de su cauce natural, debido a la presencia de los estribos.
- Para las mezclas de sedimentos graduados, la socavación por el método agua-clara en los estribos depende principalmente de la velocidad de aproximación, a continuación, en la longitud de obstrucción del estribo, y, a continuación, en menor medida de la profundidad de flujo.
- La longitud característica, L_c , es un factor favorable para la longitud de la normalización de la profundidad de socavación.
- El exceso de velocidad del flujo desviado (Φ_j) puede definirse como un fenómeno de socavación local.

3.2.3. Socavación Local de Puentes en Arenas Arcillosas

La investigación en socavación de pilares y estribos de puentes respecto los efectos del contenido de arcilla se desarrollaron de acuerdo a la metodología de socavación en Agua-Clara (Water-Clear). Los resultados muestran incluso que una presencia cantidad pequeña de material cohesivo puede reducir considerablemente la socavación. Para cuantificar el impacto del contenido de arcilla, la erosión en las arenas arcillosas se expresa como una fracción de socavación medida en los materiales de arcilla no cohesivos a través de un factor de reducción de contenido, K_{CC} , asimismo, la velocidad, V_{CC} , es una función del contenido de arcilla. También está demostrado que los minerales de arcilla diferentes tienen diferentes impactos en la reducción de socavación de puentes.

La socavación en puentes se ha estudiado extensamente en el pasado para cauces compuestos por sedimentos no cohesivos. Actualmente se adoptan las metodologías de estimación de socavación basada a partir de experimentos de laboratorio realizadas en camas de arena o grava. Ningún método de estimación de profundidad de socavación se encuentra disponible para dar cuenta de la presencia de materiales cohesivos. La figura 3.07 muestra el efecto de variar el contenido material de cohesión en la socavación en estribos. Se muestra en esta figura, como el contenido material de cohesión se incrementa, y la profundidad de socavación se reduce. Sin embargo, más allá de un umbral determinado este comportamiento se invierte. Los últimos cálculos de profundidad de socavación para el material arcillo arenoso descrito anteriormente se dificulta aún más por la presencia de diferentes minerales de arcilla. Este capítulo presenta los resultados del estudio experimental realizado en la CSU para dar cuenta de la presencia de arcilla en la socavación.

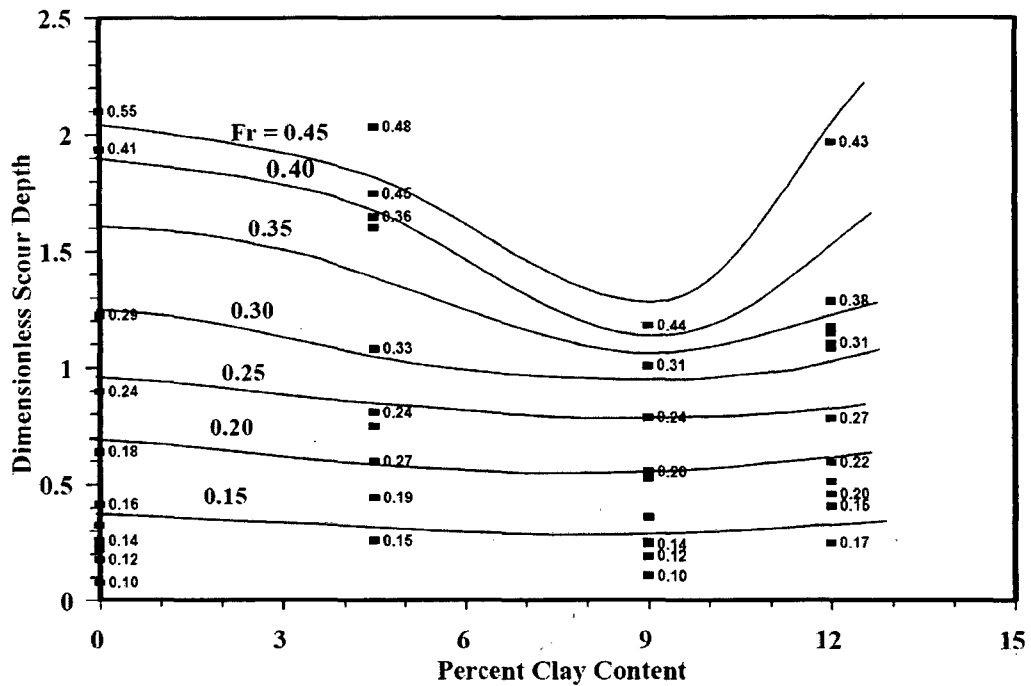


Figura 3.07. Influencia del contenido de arcilla en la socavación de estribos.

a. Análisis

a.1. Socavación en Pilares

Los resultados del experimento socavación de pilares en las arenas arcillosas se presentan en la figura 3.08. Derivado de la figura mencionada, las profundidades de socavación observadas en la arena arcillosa Montmorillonita se normalizaron con la socavación observada en la arena bajo similares condiciones de flujo y geometría. En la figura 3.08, los resultados de la socavación en pilares se expresan en términos de un factor de reducción K_{cc} cuyo valor oscila entre 0 y 1; K_{cc} cuando es igual a la unidad denota la profundidad de socavación igual a la observada en la arena. Desde la forma del pilar y el ancho, la profundidad de flujo y las propiedades de la arena se mantienen casi constantes, es posible identificar los efectos del contenido de arcilla bajo diferentes condiciones de flujo. La figura 3.08 también muestra que para un determinado contenido de arcilla, el factor de reducción del contenido (K_{cc}) es independiente de las condiciones de flujo.

La expresión que mejor se ajuste a los datos experimentales está dada por:

$$K_{cc} = \frac{1}{1 + \left(\frac{CC}{11}\right)^{0.9}}; \quad 0 \leq CC \leq 11 \dots \dots \dots (3.24)$$

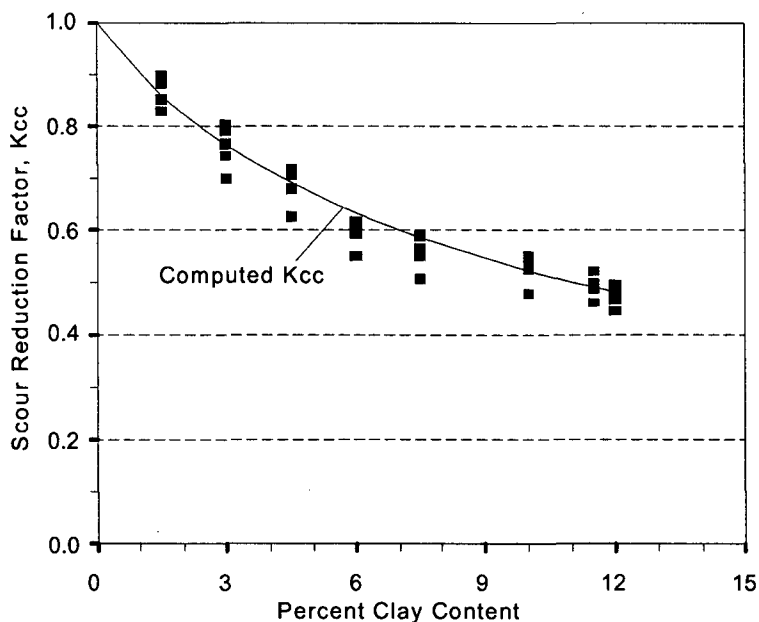


Figura 3.08. Factor de reducción para socavación en pilares con arcilla Montmorillonita.

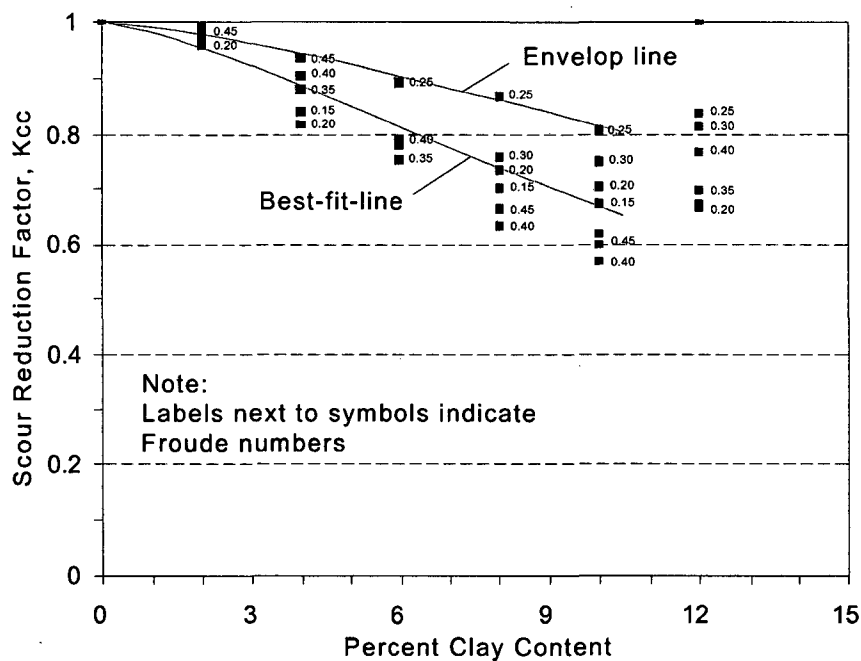


Figura 3.09. Factor de reducción para socavación en estribos con arcilla Montmorillonita.

a.2. Socavación en Estribos

Los resultados de los experimentos con estribos en arenas arcillosas se resumen en las figuras 3.09 y 3.10, similarmente a los experimentos de socavación de pilares, se

obtuvieron estas figuras; las profundidades de socavación observadas en la muestra arena arcillosa se normalizaron con la socavación observada en la arena bajo similares condiciones de hidráulica y geometría. En las figuras 3.09 y 3.10, la socavación del estribo se expresa en términos del factor de reducción, K_{cc} , cuyo valor oscila entre 0 y 1; cuando K_{cc} es igual a la unidad denota que la profundidad de socavación es igual a la observada en la arena. Dado que el tamaño y la forma del estribo, la profundidad de flujo y las propiedades de la arena se mantienen casi constantes, es posible identificar los efectos del contenido de arcilla bajo diferentes condiciones de flujo. En las figuras 3.09 y 3.10 muestran que para un determinado contenido de arcilla, el factor de reducción del contenido de arcilla (K_{cc}) es independiente de las condiciones de flujo de aproximación. La expresión que mejor se ajusta a los datos para las mezclas de arcilla Montmorillonita está dada por:

$$K_{cc} = \frac{1}{1 + \left(\frac{CC}{\alpha}\right)^\beta}; \quad 0 \leq CC \leq 11 \dots \dots \dots (3.25)$$

$\alpha, \beta = 16$ y 1.5 para la línea de mejor ajuste; y 22 y 1.8 para la línea envolvente que se puede utilizar como una ecuación de diseño, respectivamente.

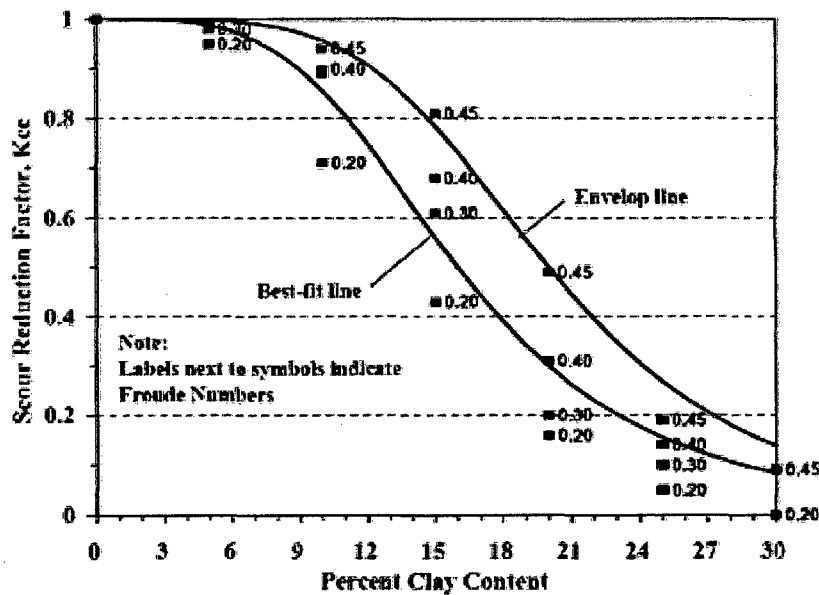


Figura 3.10. Factor de reducción de socavación en estribos para las mezclas de arcilla caolinita.

Para las mezclas de arcilla caolinita la expresión que mejor se ajuste a los datos es:

$$K_{cc} = \frac{1}{1 + \left(\frac{CC}{\lambda}\right)^\psi}; \quad 0 \leq CC \leq 11 \dots \dots \dots (3.26)$$

Cuando λ , ψ = 16 y 3.8 para la línea de mejor ajuste, y 20 y 4.5 para la línea envolvente, respectivamente.

En conclusión, la socavación en material de cauce que son predominantemente arena con bajo contenido de arcilla puede ser analizada utilizando los tradicionales parámetros del suelo no cohesivo con un factor de reducción para tener en cuenta los efectos de cohesión de la fracción arcilla. Los coeficientes de reducción se encuentran en estos experimentos son dados por las ecuaciones 3.25 y 3.26 para las arcillas montmorillonita y caolinita, respectivamente. Las dos proyecciones de los coeficientes se dan para las ecuaciones 3.25 y 3.26 para representar el mejor ajuste a través de los datos y la línea envolvente que se puede utilizar como una ecuación de diseño. Las mezclas de material del lecho, con alto contenido de arcilla se rigen por las propiedades de la arcilla que son objeto del capítulo siguiente. No hay un límite en el porcentaje de contenido de arcilla que determina donde se produce el cambio de no cohesivo a propiedades de arcilla. Para el estudio realizado por FHWA este límite se situaba en alrededor del 12% y se vio afectada principalmente por la mineralogía de la arcilla.

3.2.4 Socavación Local en Pilares en Suelos Arcillosos con Montmorillonita

Según la investigación realizada, el objetivo de este estudio experimental es determinar los parámetros que afectan el mecanismo de socavación en pilares de puentes ubicados en suelos cohesivos compactados saturados y no saturados, y desarrollar ecuaciones de predicción para cuantificar las profundidades de socavación local. Basado en el análisis de los datos experimentales, la predicción de la profundidad de socavación se desarrollaron en función de las condiciones de flujo propuestos, contenido de agua inicial, la compactación, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo y utilizando los suelos de arcilla Montmorillonita.

En el pasado, numerosas investigaciones experimentales y analíticas de socavación local en pilares se llevaron a cabo en los canales aluviales, y fueron desarrolladas una serie de ecuaciones de predicción para estimar la profundidad de socavación máxima en pilas de puentes en diferentes condiciones de flujo, para diferentes tamaños y

gradación de sedimentos, y para diferentes tamaños y tipos de pilares. Desafortunadamente, estos estudios han sido confinados a los suelos no cohesivos. Esta es, sin duda, no sólo debido a la abundancia de arroyos con estos tipos de camas, sino también porque la arena y la grava son más fáciles de caracterizar y modelar, físicamente.

La socavación de los materiales de cohesión es fundamentalmente diferente a los materiales no cohesivos. Se trata de fenómenos mecánicos, no sólo complejo, incluyendo el esfuerzo cortante y resistencia al corte de los suelos, sino también la vinculación físico-química de las partículas y las propiedades erosivas del fluido. Los materiales cohesivos, una vez erosionado, permanece en suspensión tal que la socavación de Agua-Clara (Clear-Water) siempre prevalecerá. Junto con la erosión de las propiedades del fluido, el proceso de socavación en este entorno se ve afectado fuertemente por la cantidad de material de cohesión en la mezcla de suelo, así como el tipo de arcilla mineral, el contenido inicial de agua, la resistencia al corte del suelo, y la compactación de la arcilla. Los objetivos de este trabajo se aplican a los conocimientos adquiridos en el pasado en materia de cohesión para obtener la socavación local en pilares, y específicamente a:

- Estudiar el efecto de la compactación, el esfuerzo cortante del suelo y las condiciones del flujo de aproximación en la socavación de pilares de suelos cohesivos no saturados,
- Especificar la influencia del contenido inicial de agua de arcilla saturada en la socavación de pilares, y
- Desarrollar ecuaciones de predicción de las profundidades de socavación en suelos cohesivos no saturados y saturados, y en base a este cuantificar la socavación que puede ocurrir alrededor de pilares de sección circular.

a. Análisis

El análisis dimensional que se ha utilizado para correlacionar las variables que afectan a la profundidad de socavación local en pilas de puentes se ha extendido para incluir las propiedades cohesivas del lecho de río.

Las variables utilizadas en el análisis son los parámetros que definen el suelo, el líquido, y la geometría del sistema de modelado. La profundidad de socavación del pilar, D_s , que es la variable dependiente en este análisis, puede expresarse como una función de las siguientes variables independientes:

$$D_s = f(Y, b, V, D_{50}, \sigma_g, \varphi, \rho, \nu, S, CC, Mn, C, IWC) \dots\dots\dots (3.27)$$

En el que:

D_s = profundidad de socavación,

Y = profundidad del flujo de aproximación;

b = anchura del pilar,

V = velocidad del flujo de aproximación;

D_{50} = diámetro medio de sedimentos;

σ_g = desviación estándar de tamaño de los sedimentos;

φ = factor de forma del pilar;

ρ_s = densidad de partículas de sedimentos;

t = tiempo;

g = gravitacional de la aceleración;

ρ = densidad del fluido,

ν = viscosidad cinemática de fluidos;

S = resistencia al esfuerzo cortante del suelo;

CC = Contenido de arcilla;

Mn = origen de los minerales de arcilla (por ejemplo, la caolinita, illita, montmorillonita);

C = grado de compactación,

y IWC = contenido de agua inicial.

La aplicación del análisis dimensional a través de b , V , y ρ como variables repetidas, y utilizando las simplificaciones apropiadas, el siguiente conjunto de parámetros adimensionales pueden ser obtenidas:

$$\frac{D_s}{b} = f(F_r, IWC, \frac{S}{\rho V^2}, C) \dots\dots\dots (3.28)$$

Donde:

F_r = Numero de Froude.

Al derivar la ecuación 3.28, el contenido de arcilla (CC) fue eliminada como una variable ya que, como se muestra en el acápite 3.2.3, los efectos de este parámetro resultó ser un factor independiente para contenidos de arcilla mayores al 12%. En los experimentos de socavación en suelos cohesivos con arcillas montmorillonita, el contenido de arcilla se mantuvo constante en el 32 por ciento. En los experimentos, se midió la variación de socavación con el tiempo. Esta relación ha demostrado ser una función asintótica con un desarrollo agudo en la socavación inicial seguido por un incremento gradual. La tasa inicial de socavación de desarrollo del agujero está generalmente controlada por la naturaleza de los minerales de arcilla y otros parámetros del material de cohesión como la compactación, el contenido inicial de

agua, etc. Los pasados estudios experimentales y teóricos han demostrado que la velocidad en la región de la nariz del estribo circular es amplificada por un factor de 1.6 a 1.7 veces la velocidad de aproximación, V . En consecuencia, la resistencia de corte inferior está relacionada con la V^2 amplificada y causan socavación local en la zona afectada. Si la velocidad de aproximación se incrementa más allá del valor umbral definido como la velocidad crítica, todo el fondo del canal de aproximación estará sujeto a la socavación general, además de la socavación local, en estas condiciones, el proceso de desarrollo de socavación continuo hasta un estado de equilibrio que alcanza para llegar a la totalidad y puede durar indefinidamente.

El análisis de socavación en pilares en este estudio se realizó en dos categorías principales: 1) la socavación en arcilla Montmorillonita insaturados y 2) la socavación en arcilla Montmorillonita saturada. Se hace la diferencia ya que para los materiales cohesivos saturados, los parámetros tales como el esfuerzo de corte y la compactación no tienen significado físico, sucede lo contrario respecto los suelos cohesivos no saturados.

Condición no Saturada

La mejor ecuación de regresión de ajuste resultante del análisis estadístico de datos experimentales es:

$$\frac{D_s}{b} = 24.715(IWC)^{-0.36} Fr^{1.92} C^{-1.62} \dots\dots\dots (3.29)$$

Donde el contenido inicial de agua (IWC) y la compactación (C) están en porcentaje. La ecuación 3.29 es graficada con los datos observados en la Figura 3.11.

Condición Saturada

Para los suelos arcillosos saturados Montmorillonita, la ecuación 3.28 puede simplificarse aún más eliminando el parámetro adimensional el esfuerzo cortante del suelo, $(S/(\rho V^2))$, ya que este término no tiene ningún significado físico de las arcillas saturadas en un alto contenido de agua inicial (que se aproxima a 0). Además, para las condiciones de saturación de la compactación de suelos cohesivos, C, está principalmente relacionada con el contenido de agua y por lo tanto puede ser removido de la lista de variables independientes. Al introducir el número de Froude de inicialización de la socavación, F_i , para definir las condiciones de umbral para la socavación del pilar y reemplazando Fr por el número de Froude en exceso, $(F_r - F_i)$, la ecuación 3.28 se convierte en:

$$\frac{D_s}{b} = f(F_r - F_i, IWC) \dots \dots \dots (3.30)$$

Utilizando los resultados del estudio experimental, F_i y D_s/b se determinan como:

$$F_i = f(F_r - F_i, IWC) \dots \dots \dots (3.31)$$

y,

$$\frac{D_s}{b} = 0.0288(IWC)^{1.14}(F_r - F_i)^{0.6}; \quad F_r \geq F_i \dots \dots \dots (3.32)$$

Para los números de Froude de aproximación menores que el de inicialización de la socavación en pilares (es decir, el $F_r < F_i$), la profundidad de socavación será cero. Para las condiciones de flujo supercrítico, el valor del coeficiente experimental de 0.0288, resultó ser finalmente 0.0131. La ecuación 3.32 graficada con los datos observados se presentan en la Figura 3.12.

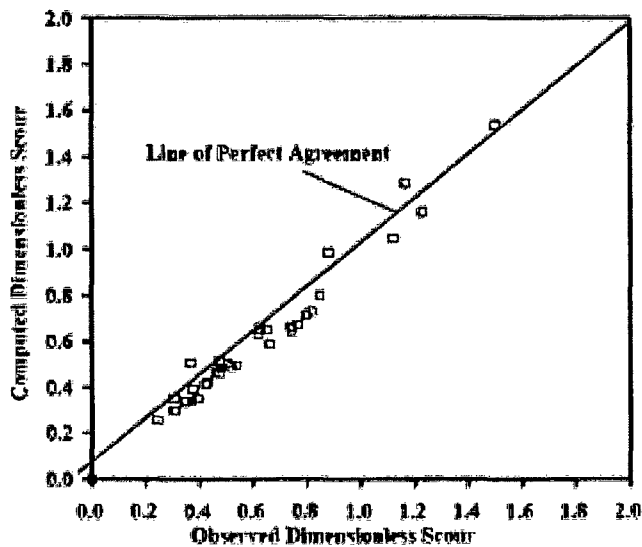


Figura 3.11. Socavación de pilares en suelo con arcilla Montmorillonita no saturada.

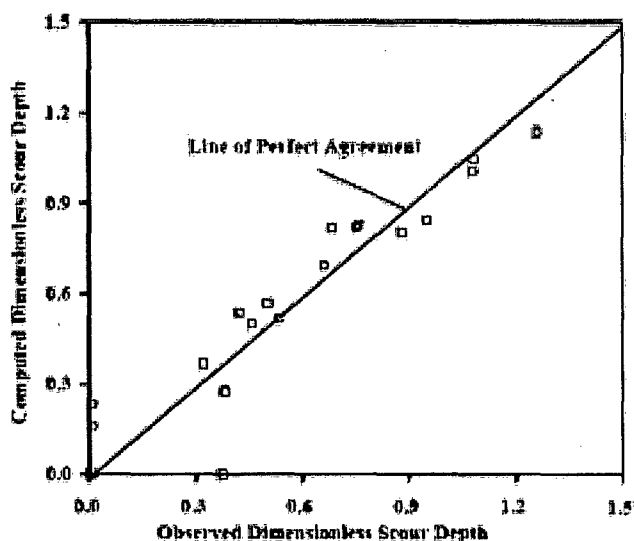


Figura 3.12. Socavación en pilares en suelo con arcilla Montmorillonita saturada.

b. Resumen

Hay diferencia en el cálculo de la socavación en pilares entre los suelos arcillosos compactados saturados e insaturados. Esta diferenciación afecta a los parámetros de control de la socavación local en pilares. Para los suelos no saturados de arcilla compactada Montmorillonita, la nueva profundidad de socavación de predicción se propone en términos de contenido de agua inicial, el número de Froude, el suelo resistencia al esfuerzo cortante, y el grado de compactación. Mientras los parámetros de la profundidad de socavación en pilares y el volumen de socavación, disminuyen, la compactación de los suelos cohesivos aumenta. Para los suelos cohesivos saturados, la profundidad de socavación se puede expresar como una función del contenido inicial de agua y el exceso de número de Froude, $(Fr-F_i)$. Bajo condiciones de saturación, la profundidad de socavación es directamente proporcional al número de Froude en exceso y es inversamente proporcional al contenido inicial de agua.

3.2.5 Influencia de la Cohesión en la Socavación Local de Estribos

Los efectos de la cohesión en la socavación local en estribos fueron investigados experimentalmente para Montmorillonita y mezclas de arcilla caolinítica utilizando una escala mayor en el Centro de Investigación de Ingeniería, de la Universidad Estatal de Colorado (CSU). Para los suelos cohesivos con contenido de arcilla significativo (30 por ciento en promedio en la muestra de cauce), los parámetros del suelo, tales como compactación, el grado de saturación, resistencia al corte, y el tipo de mineral de la arcilla predomina en la socavación del estribo. En esta investigación, estos efectos son cuantificados por las condiciones de flujo con los números de Froude desde 0.2 a 0.9.

El mecanismo de socavación del material cohesivo es significativamente diferente de arrastre de materiales aluviales no cohesivos. El proceso implica no sólo el equilibrio del flujo inducido por tensiones tangenciales y la resistencia al corte de los suelos para soportar la socavación, sino también la sustancia química y la vinculación física de las partículas y la capacidad erosiva del flujo. Los materiales cohesivos, una vez erosionados, permanecen en suspensión, como resultado de ello, el fenómeno identificado como socavación local en agua-clara en los materiales no cohesivo siempre prevalece. Junto con la erosión de las propiedades del fluido, el proceso de socavación en suelos cohesivos es fuertemente afectado por la cantidad de material de cohesión de material del cauce, así como el tipo de arcilla mineral, el contenido inicial de agua, el suelo resistencia al corte, y la compactación de la arcilla. Como resultado de este estudio experimental, las relaciones empíricas se han desarrollado sobre la erosión en el material de cohesión respecto la observada en el material no cohesivo que se utilizó en la preparación de las mezclas de suelo en un mismo flujo y sus condiciones geométricas.

a. Análisis

La relación funcional entre la máxima profundidad de socavación del estribo y los parámetros que definen el suelo, el agua, y la geometría del estribo se obtiene a través de análisis dimensional. La profundidad de la erosión en el pilar de material cohesivo (D_{sc}) se expresa en función de las variables independientes siguientes:

$$D_{sc} = f(D_s, Y, a, L, V, IWC, C, CC, S, Mn, T, t, g, \alpha, \phi, \rho, \nu) \dots \dots \dots (3.33)$$

En el que:

D_s = Profundidad de la erosión en el estribo de material no cohesivo para las condiciones correspondientes a D_{sc} ,

Y = Tirante del flujo de aproximación,

a = Longitud de obstrucción del estribo,

L = Longitud de pilares en la dirección del flujo,

V = Velocidad del flujo de aproximación,

IWC = Contenido de agua inicial,

C = Porcentaje de compactación,

CC = Contenido de arcilla,

S = Esfuerzo cortante,

Mn = Tipo de arcilla (por ejemplo, la caolinita, illita, montmorillonita),

- T = Temperatura del agua,
- t = Duración del experimento,
- g = Aceleración de la gravedad,
- α = Ángulo de ataque;
- ϕ = Factor de forma del pilar,
- ρ = Densidad del fluido,
- ν = Viscosidad cinemática del fluido.

Aplicando el análisis dimensional mediante D_s , V y el uso de las simplificaciones apropiadas, se puede obtener el siguiente conjunto de parámetros adimensionales:

$$\frac{D_{sc}}{D_s} = f(IWC, \frac{S}{\rho V^2}, C, Mn) \dots\dots\dots (3.34)$$

El análisis de la socavación local en estribos en este estudio fue realizado por separado para los dos tipos de arcilla. Esta distinción se hace ya que el tipo de mineral de arcilla Montmorillonita se encontró que tenía un efecto dominante en la socavación del material de cauce.

Socavación en Arcilla Montmorillonita

Para las arcillas no saturadas con contenido de agua inicial menor a 25 por ciento:

$$\frac{D_{sc}}{D_s} = (2.186 - 0.05342 IWC).(15.407 - 0.522 C + 0.006087 C^2 - 0.0000235 C^3) \dots\dots (3.35)$$

Donde la IWC y C se encuentran en porcentaje.

Para arcillas saturadas con contenido de agua inicial en el rango de 28 a 45 por ciento:

$$\frac{D_{sc}}{D_s} = (4.76 - 0.451 IWC + 0.01361 IWC^2 - 0.000126 IWC^3).(0.339 + 0.01744 C) \dots\dots\dots (3.36)$$

La comparación entre los resultados obtenidos experimentalmente y las estimaciones de socavación provenientes de la ecuación 3.35 y 3.36 se grafican en la figura 3.13.

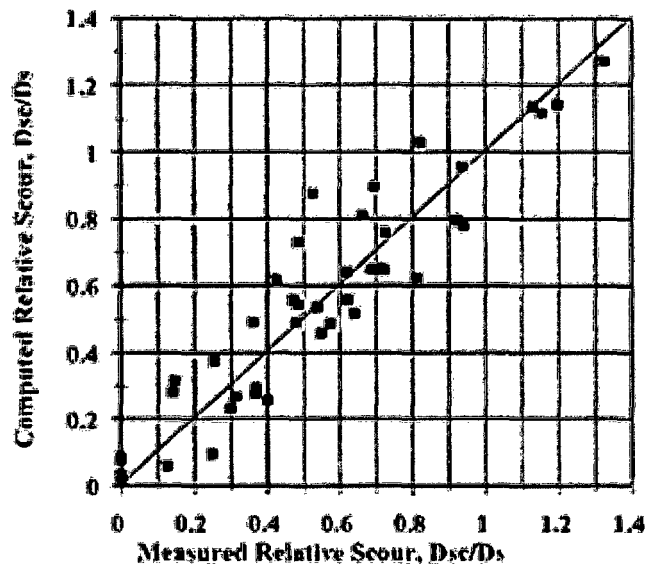


Figura 3.13. Socavación del estribo en arcilla Montmorillonita.

Socavación en Arcilla Kaolinita

Para los suelos arcillosos de kaoliníta no saturados, se mantiene la forma básica de la ecuación 3.34. Para el suelo cohesivo compuesto de 30 por ciento de arcilla caolinita y arena mediana con un 70 por ciento, con un diámetro medio de 0.81 mm, la mejor ecuación de regresión de ajuste del análisis estadístico de datos experimentales es:

$$\frac{D_{sc}}{D_s} = (4.76 - 0.451IWC + 0.01361IWC^2 - 0.000126IWC^3) \cdot (0.339 + 0.01744C) \dots\dots\dots (3.37)$$

Las velocidades de inicio para socavación de la mezcla de arcilla caolinita experimentalmente se determinó por 0.60 m/s. Para velocidades menores que este valor, la socavación es cero. La relación de los datos observados respecto los calculados de la ecuación 3.37 se grafican en la figura 3.14.

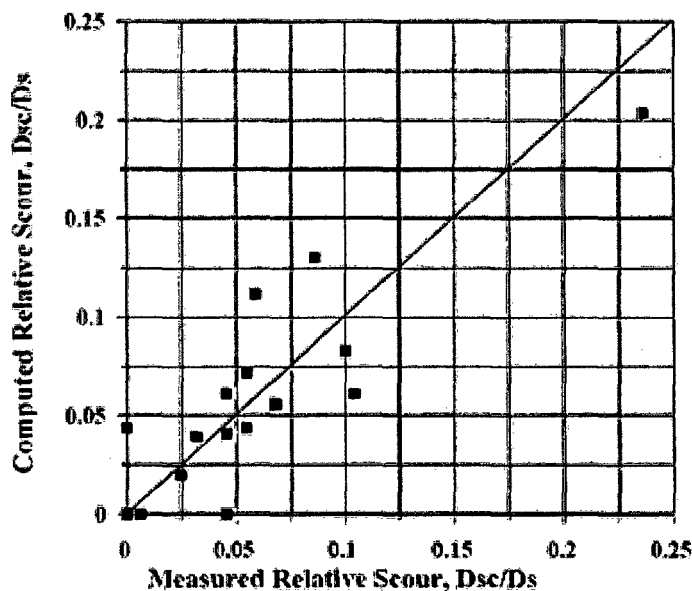


Figura 3.14. Socavación del estribo en arcilla Kaolinita.

b. Resumen

La socavación en estribos en los suelos cohesivos muestra un amplio rango de variabilidad en función de las propiedades de los suelos. En los experimentos, en las mismas condiciones geométricas y de flujo, la socavación medida en material cohesivo varía desde 7 por ciento a 140 por ciento respecto lo obtenido en material granular. Esto se debe al contenido de agua inicial, la fuerza cortante del suelo, el grado de compactación, y el tipo de mineral de arcilla en el suelo. Para los suelos Montmorillonita, la profundidad relativa de socavación se expresa en términos de contenido de agua inicial y grado de compactación. Para las mezclas Montmorillonita no saturados, disminuye la profundidad de socavación en estribos como la compactación y aumenta el contenido inicial de agua. Para los suelos cohesivos saturados, sin embargo, la profundidad de socavación es principalmente una función del contenido inicial de agua y es inversamente proporcional a este.

Para los suelos de arcilla caoliníticas no saturadas, el inicio de socavación se lleva a cabo en virtud del aumento de la velocidad de flujo, y bajo condiciones de flujo mismo, la socavación total puede ser de hasta el 80 por ciento menor que la correspondiente socavación encontrada en el material no cohesivo.

3.3 SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN

El Programa Nacional de Investigación Conjunta de Carreteras de los Estados Unidos (NCHRP) en el año 2004 desarrollo el Método de SCIROS (Estimación de Socavación

en Suelos Cohesivos) para el cálculo de profundidades máximas de socavación local en pilares y por contracción de la luz del puente en suelos cohesivos.

Dicho método consideraba los parámetros de tirante de agua, velocidad de aproximación al puente, esfuerzo cortante crítico, el ancho del canal principal o de inundación de la sección aguas arriba, el ancho del canal contraído.

La máxima socavación que se origina la contracción del puente es de:

$$D_c = 1.90K_\theta \cdot K_L \cdot \left(\frac{1.38 \left(V_1 \frac{B_1}{B_2} \right)}{\sqrt{g \cdot H_m}} - \frac{\left(\frac{\tau_c}{\rho} \right)^{0.5}}{g \cdot n \cdot H_m^{1/3}} \right) \cdot H_m \dots (3.38)$$

$$V_{HEC} = 1.14 \cdot \left(V_1 \frac{B_1}{B_2} \right) \dots (3.39)$$

La ecuación 3.39 puede ser reemplazado en la ecuación 3.38 resultando la siguiente formulación:

$$D_c = 1.90K_\theta \cdot K_L \cdot \left(\frac{1.49 \cdot V_{HEC}}{\sqrt{9.81 \cdot H_m}} - \frac{\left(\frac{\tau_c}{\rho} \right)^{0.5}}{9.81 \cdot n \cdot H_m^{1/3}} \right) \cdot H_m \dots (3.40)$$

Donde:

D_C = Máxima socavación por contracción.

V_{HEC} = Velocidad en la sección contraída dada por el HEC-RAS.

V_1 = Velocidad media del canal en la sección de aproximación al puente.

B_1 = Ancho del cauce principal aguas arriba del puente.

B_2 = Ancho del canal principal en la sección contraída aguas arriba del puente.

H_m = Tirante en el sección de aproximación.

n = Número de Manning.

τ_c = Esfuerzo cortante crítico del suelo, varía en suelos cohesivos de 0.5 a 5 N/m².

K_θ = Factor de corrección por el ángulo de ataque.

K_L = Factor de corrección por la longitud de contracción del puente.

Komura en 1977, (Ref. Bib. N° 2) recomendó el ángulo de ataque no era dependiente de la socavación, esta hipótesis tiene consistencia, debido a que las investigaciones

realizadas por el NCHRP concluyen en lo mismo, más si es relevante que la ubicación de la zona de socavación está relacionado con el ángulo de ataque y la longitud de contracción.

En la figura 3.15 se observa que el ángulo de ataque es importante en la ubicación de la zona de socavación del puente.

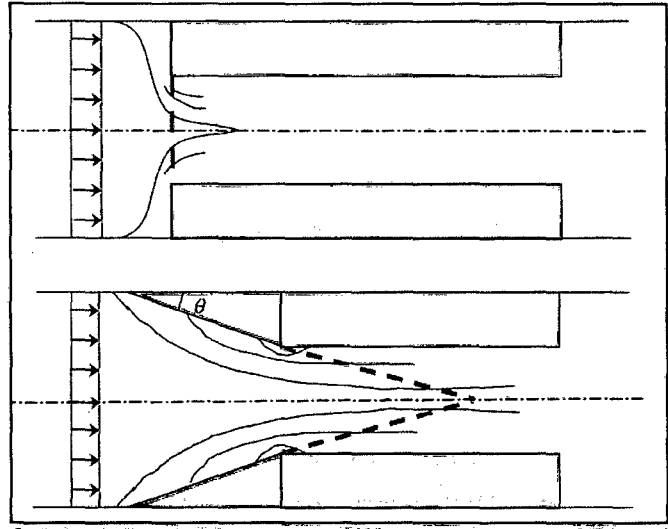


Figura 3.15. Ubicación de zona de máxima socavación por el ángulo de ataque.

a. Resumen

SCIROS es un método de estimación de socavación aplicable a suelos cohesivos, se recomienda su aplicación en cauces de llanura amazónica donde en su mayor parte presenta este tipo de suelos; dicho método considera los parámetros de ingreso del tirante de agua, velocidad de aproximación al puente, esfuerzo cortante crítico, el ancho del canal principal o de inundación de la sección aguas arriba y el ancho del canal contraído. Las características hidráulicas del cauce pueden ser obtenidas mediante el modelo hidráulico Hec-Ras.

CAPITULO IV

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD EN RIOS AMAZONICOS

4.1 ANTECEDENTES

Desde la presentación de la formulación de Manning para el cálculo de la velocidad se han desarrollado diversos métodos para la obtención del valor del coeficiente de Manning como el método de Servicio de Conservación de Suelos (SCS); Ven Te Chow, French y McCutcheon y empíricos, todos ellos solo relacionados a la irregularidad, obstrucción y tipo de material del cauce, mas no consideran la sinuosidad del cauce, condición relevante en los ríos meándricos, típicos de la llanura amazónica.

El Servicio Geológico de los Estado Unidos (USGS) presentó una metodología para tener una mejor representación del coeficiente de Manning en cauce naturales y zonas de inundación publicada en la "Guía para Selección del Coeficiente de Manning para Canales Naturales y Zonas de Inundación" (Ref. Bib. N° 14), donde considera todos los aspectos geométricos y tipo de material de cauce para su estimación.

Los ríos de la llanura amazónica peruana están asociados a las siguientes características:

- En su mayoría, son ríos meándricos.
- Las planicies presentan densa vegetación.
- El flujo de agua se traslada sobre lechos cohesivos.
- La sección transversal del cauce presenta cambios significativos en su geometría a lo largo de su trayecto.
- Algunos ríos de gran capacidad de conducción presentan islotes, como ríos de tipo trenzado.

Estas características típicas en ríos de llanura amazónica son tomadas en cuenta en la "Guía para Selección del Coeficiente de Manning para Canales Naturales y Zonas de Inundación".

Los cuadros y fotos que se presentan en el presente capítulo fueron relacionados y adaptados principalmente por características del tipo de vegetación. Esta adecuación nos permitirá su aplicabilidad en zonas de llanura amazónica.

4.2 METODOLOGÍA

Aunque la investigación se ha hecho mucho en el coeficiente de rugosidad de Manning, n , para el canal principal, muy poco se ha hecho con relación a llanuras de inundación de densa vegetación. El valor " n " se determina a partir de los valores de los factores que afectan a la rugosidad de los canales y llanuras de inundación. En la densa vegetación las llanuras de inundación, la rugosidad es causado principalmente por los árboles, arbustos y matorrales. El valor " n " para este tipo de llanura de inundación puede ser determinada por la medición de la densidad de la vegetación en la planicie de inundación.

También, las fotografías de las llanuras de inundación de la guía, donde los valores de " n " se han verificado utilizando un patrón de comparación ayudan a la asignación de valores de " n " en llanuras de inundación.

Los coeficientes de rugosidad representan la resistencia a los flujos de inundación en los canales y llanuras de inundación. Los resultados de la fórmula de Manning, un cálculo indirecto de caudal de los ríos, tienen aplicaciones en la gestión de las llanuras de inundación, en los estudios de seguros contra inundaciones, y en el diseño de puentes y carreteras a través de llanuras de inundación.

Los factores más importantes que afectan a la selección de los valores de canal n son los siguientes:

- El tipo y tamaño de los materiales que componen el lecho y las orillas del canal.
- la geometría del canal.

Cowan (1956) desarrolló un procedimiento para estimar los efectos de estos factores para determinar el valor de " n " para un canal. El valor de " n " puede ser calculado de la siguiente manera:

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m$$

Donde:

n_b = Es un valor base del coeficiente de fricción para canales rectos y uniformes (Ver cuadro 4.01).

n_1 = Es un factor de corrección debido a efectos por irregularidades en la superficie.

n_2 = Es un valor por las variaciones en forma y tamaño de las sección transversal del río.

n_3 = Es un valor por las obstrucciones que pueden existir en el río.

n_4 = Es un valor por la vegetación y las condiciones de flujo.

m = Es un factor de corrección por la presencia de meandros.

La definición de cada uno de los parámetros que configuran el coeficiente de Manning se describen a continuación.

Coeficiente base (n_b)

En la selección de un valor n base para la superficie del canal, el canal debe ser clasificado como un canal estable o como un canal de presencia de arena. Un canal estable se define como un canal en el que se compone el lecho de tierra firme, grava, pedregoso, cantos rodados o roca madre y el canal sigue siendo relativamente sin cambios. Chow (1959) presentó valores base más bajos para un determinado material del lecho.

Barnes (1967) verificó valores base para los canales con coeficientes de rugosidad estables que van desde 0.024 hasta 0.075. Además presentó una descripción de la sección transversal, el material del cauce, y las condiciones de flujo durante la medición, y fotografías en color de los canales fueron proporcionados. Un canal de arena se define como un cauce que tiene gran presencia de arena. Por definición, los rangos de tamaño de grano de arena de 0.062 a 2.00 mm. La resistencia al flujo varía mucho en los canales de arena porque el material del lecho se mueve con facilidad y tiene en distintas configuraciones o formas de fondo. Las formas de fondo son una función de la velocidad del flujo, tamaño de grano y el esfuerzo cortante.

Los cauces de la llanura amazónica presentan arena con presencia de arcilla y limos que le dan la capacidad cohesiva.

Irregularidad (n_1)

La irregularidad en el canal principal está asociado a canales cuya relación entre ancho y la profundidad es pequeña, la rugosidad es causada por la erosión y los bancos ondulados, orillas salientes, raíces expuestas a lo largo de los bancos, a mayor presencia de estos elementos deberán tener un mayor valor de rugosidad por irregularidad. Chow (1959), y Benson y Dalrymple (1967) demostraron que zonas altamente erosionadas y con bancos sobresalidos incrementan el valor de " n ". Es necesario para bancos con salientes y ondulaciones muy grandes ampliar el valor de " n " (Ver cuadro 4.02).

La irregularidad de la superficie de una llanura de inundación amazónica provoca un aumento en la rugosidad. A medida que aumenten las depresiones de la superficie terrestre, pantanos y montículos aumentan la rugosidad de la planicie de inundación. Un montículo es un montículo bajo o cresta de la tierra por encima del nivel de una depresión adyacente. Un pantano es una zona estancada de material lodoso.

La poca profundidad de agua, acompañada de una superficie de terreno irregular en tierras de pasto o el cepillo de la tierra y por profundos surcos perpendiculares al flujo en los campos de cultivo, pueden incrementar el valor de "n" hasta 0.02.

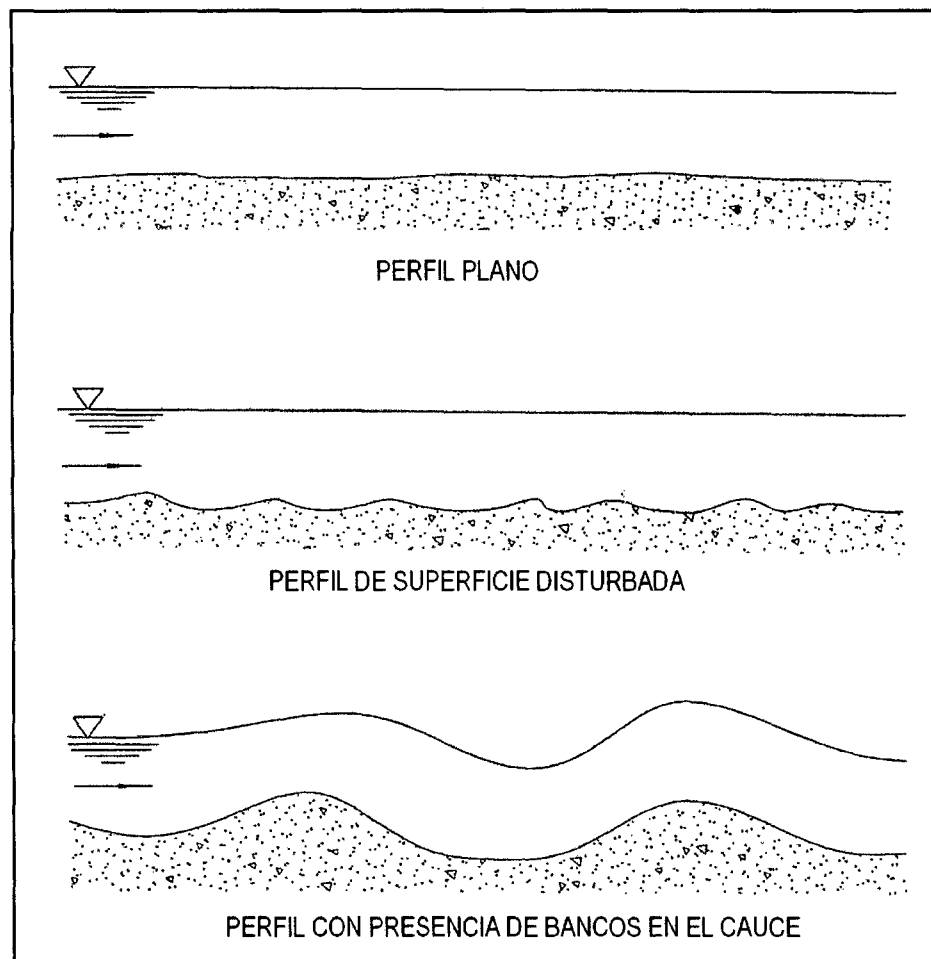


Figura 4.01. Tipos de irregularidades en el cauce.

Variación de la sección transversal del canal (n_2)

El valor de "n" no se verá afectada significativamente por cambios relativamente grandes en la forma y el tamaño de las secciones transversales si los cambios son graduales y uniformes. La rugosidad mayor se asocia con una alternancia de las secciones transversales grandes y pequeñas y curvas cerradas, constricciones, y de lado a lado de desplazamiento del canal de aguas bajas. El grado del efecto de los cambios en el tamaño de la canal depende principalmente del número de alternancias de grandes y pequeños y en segundo lugar de la magnitud de los cambios. Los efectos de los cambios bruscos pueden extenderse aguas abajo por varios cientos de metros (Ver cuadro 4.03).

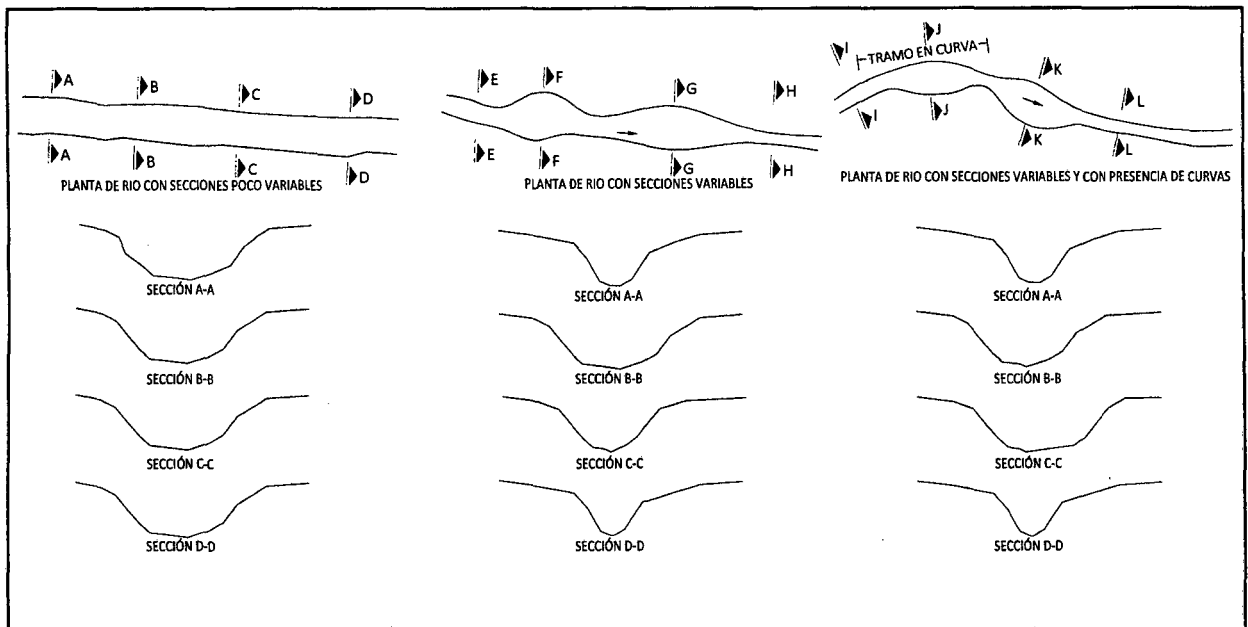


Figura 4.02. Variación de secciones del cauce.

Obstrucción (n_3)

Las obstrucciones, tales como troncos, trozos de madera, piedras, escombros, los postes y pilares de puentes afectan el patrón de flujos en el canal y aumentan la rugosidad. La cantidad del aumento depende de la forma de la obstrucción, el tamaño de la obstrucción en relación con el de la sección transversal, y el número, disposición, y el espaciamiento de los obstáculos. El efecto de las obstrucciones en el coeficiente de rugosidad es una función de la velocidad de flujo. Cuando la velocidad del flujo es alta, una obstrucción ejerce una esfera de influencia, que es mucho mayor que la obstrucción, porque la obstrucción afecta el patrón de flujo de distancias considerables en cada lado. La esfera de influencia para las velocidades que se producen habitualmente en los canales que son de suave a moderadamente empinadas laderas es de tres a cinco veces el ancho de la obstrucción. Varios obstáculos pueden crear esferas de influencia superpuestas y puede causar una perturbación considerable, a pesar de que las obstrucciones pueden ocupar sólo una pequeña parte de una sección transversal del canal. Chow (1959) asigna los valores de ajuste de cuatro niveles de la obstrucción: insignificante, menor, sensible y grave (Ver Cuadro 4.04).

Vegetación (n_4)

El valor del coeficiente de Manning producida por la presencia de vegetación depende de la profundidad del flujo, el porcentaje del perímetro mojado cubierto por la vegetación, la densidad de la vegetación por debajo del nivel máximo del agua, el

grado en que la vegetación es aplastada por el volumen de agua, y la adaptación de la vegetación en relación con el flujo. Las formaciones en filas de vegetación que están en paralelo al flujo pueden tener un efecto menor de las filas de vegetación que son perpendiculares a la corriente. El ajuste de los valores indicados en el cuadro 4.05 se aplica a los canales estrechos. En canales amplios de pequeña relación entre tirante y ancho y sin vegetación en el cauce, el efecto de la vegetación es pequeño, y el ajuste máximo es de 0.005. Si el canal es relativamente estrecho y tiene bancos escarpados cubiertos por una densa vegetación que se cierne sobre el canal, el ajuste máximo es de aproximadamente 0.03. Los valores de ajuste más elevados se muestran en el cuadro 4.05 y se aplican sólo en los lugares donde la vegetación cubre la mayor parte de la canal.

Meandros (m)

El grado de meandros, m , depende de la proporción de la longitud total del canal de meandros respecto la longitud recta del canal. Los meandros se consideran de menor importancia para las proporciones de 1.0 a 1.2, apreciable, para las proporciones de 1.2 a 1.5, y severo, para las proporciones de 1.5 a más. Según Chow (1959), los meandros pueden aumentar los valores de n en un 30%, cuando el flujo está confinado dentro del canal. El ajuste meandro sólo debería considerarse cuando el flujo se limita a los canales.

Puede haber muy poco flujo en un canal meándrico cuando existen flujos dirigidos hacia llanuras de inundación.

4.3 RUGOSIDAD DEL CANAL PRINCIPAL

Los valores del coeficiente de Manning asignados para el cauce principal estarán establecidos bajo los criterios de los siguientes cuadros.

Cuadro 4.01
VALORES DE n_b

Material de cauce	Tamaño medio del material de cauce (mm)	Valor de n_b	
		Canal Recto	Canal Suavizado o Perfilado
Cauce con presencia de arena			
Arena	0.2	0.012	-
	0.3	0.017	-
	0.4	0.020	-
	0.5	0.022	-
	0.6	0.023	-
	0.8	0.025	-
	1.0	0.026	-
Cauce estable y llanura de inundación			
Concreto	-	0.012-0.018	0.011
Roca perfilada	-	-	0.025
Suelo firme	-	0.025-0.032	0.02
Arena gruesa	1-2	0.026-0.035	-
Arena fina	-	-	0.024
Grava	2-64	0.028-0.035	-
Grava gruesa	-	-	0.026
Adoquín	64-256	0.030-0.050	-
Roca	>256	0.040-0.070	-

Cuadro 4.02
VALORES DE n_1

Condición del canal	Valor de n ajustado	Descripción
Suave	0.000	Se compara con canal con mínima irregularidad del lecho.
Menor	0.001 - 0.005	Se compara con canales cuidadosamente erosionados; poca erosión en los taludes laterales.
Moderado	0.006 - 0.010	Se compara a los canales erosionados que tienen moderada a considerable rugosidad en el cauce y moderada erosión de taludes.
Severo	0.011 - 0.020	Mucho desprendimiento o bancos escarpados de los cauces naturales, erosionados o partes desprendidas de los canales; sin forma, irregular, y de superficies irregulares en el canal principal.

Cuadro 4.03
VALORES DE n_2

Condición del canal	Valor de n ajustado	Descripción
Gradual	0	Tamaño y forma del canal de las secciones transversales de cambio gradual.
Varia Ocasionalmente	0.001 - 0.005	Secciones transversales grandes y pequeñas alternadas ocasionalmente, o que flujo principal se desplace ocasionalmente de un lado a otro, debido a cambios en la forma de corte transversal.
Varia Frecuentemente	0.010 - 0.015	Secciones transversales grandes y pequeñas alternas con frecuencia, o que la corriente principal, se desplace con frecuencia de un lado a otro, debido a cambios en la forma de corte transversal.

Cuadro 4.04
VALORES DE n_3

Condición del canal	Valor de n ajustado	Descripción
Insignificante	0.000 - 0.004	Obstáculos dispersos, que incluyen depósitos de escombros, troncos, las raíces, troncos, muelles o piedras aisladas, que ocupan menos del 5% de la sección transversal.
Menor	0.005 - 0.015	Las obstrucciones ocupan menos del 15% del área transversal, y la distancia entre los obstáculos es tal que la esfera de influencia alrededor de una obstrucción no se extiende a la esfera de influencia alrededor de otra obstrucción.
Apreciable	0.020 - 0.030	Las obstrucciones ocupan del 15% a 50% del área transversal, o el espacio entre los obstáculos es lo suficientemente pequeño como para causar los efectos de varias obstrucciones, bloqueando una parte equivalente de una sección transversal.
Severo	0.040 - 0.050	Las obstrucciones ocupan más del 50% del área transversal, o el espacio entre los obstáculos es lo suficientemente pequeño como para provocar turbulencias en la mayor parte de la sección transversal.

Cuadro 4.05
VALORES DE n_4

Condición del canal	Valor de n ajustado	Descripción
Pequeño	0.002 - 0.010	Densa vegetación herbácea que crece donde la profundidad media del flujo es por lo menos dos veces la altura de la vegetación; y arbustos en crecimiento donde la profundidad media de flujo es por lo menos tres veces la altura de la vegetación.
Mediano	0.010 - 0.025	Vegetación herbácea en crecimiento donde la profundidad media del flujo es de una a dos veces la altura de la vegetación herbácea, o arbustos en crecimiento donde la profundidad media del flujo es de dos a tres veces la altura de los arbustos; maleza, similar a plantones de roque, mutuy y tayango de 1 a 2 años en crecimiento a lo largo de las márgenes, y se observa vegetación insignificante a lo largo del fondo de canal, donde el radio hidráulico supera los 0.61m.
Largo	0.025 - 0.050	Vegetación herbácea que crece donde la profundidad media del flujo es casi igual a la altura de la vegetación; los arbustos de roque, mutuy y tayango o similar de 8 a 10 años con maleza donde el radio hidráulico es superior a 0.60m; arbustos de 1 año que crecen junto con algunas hierbas a lo largo del talud del cauce (vegetación con follaje) y no existe vegetación significativa a lo largo del fondo del canal.
Muy largo	0.050 - 0.100	Vegetación herbácea que crece donde la profundidad media del flujo es menos de la mitad de la altura de la vegetación herbácea, los arbustos (roque, mutuy y tayango o similar) alrededor de 1 año de edad con hierbas a lo largo de los taludes, o totorales abundantes que crecen a lo largo del fondo del canal.

Cuadro 4.06
VALORES DE m

Condición del canal	Valor de n ajustado	Descripción
Menor	1.0	Relación de la longitud del canal y un cauce hipotético recto es de 1.0 a 1.2
Apreciable	1.15	Relación de la longitud del canal y un cauce hipotético recto es de 1.2 a 1.5
Severo	1.3	Relación de la longitud del canal y un cauce hipotético recto es superior a 1.5

4.4 RUGOSIDAD DE LA LLANURA DE INUNDACIÓN

Los valores del coeficiente de Manning asignados para las llanuras de inundación serán establecidos bajo el criterio de los siguientes cuadros.

Cuadro 4.07
VALORES DE n_1 PARA LLANURAS DE INUNDACIÓN

Condición del canal	Valor de n ajustado	Descripción
Suave	0.00	Comparable con la más suave irregularidad de la llanura inundable teniendo en cuenta el material del lecho.
Menor	0.001 - 0.005	Es una llanura de inundación de ligera forma irregular. Con pocos aumentos y descensos o pantanos, pueden ser más visibles en la llanura de inundación.
Moderado	0.006 - 0.010	Tiene más risos y dunas. Pantanos y montículos pueden formarse.
Severo	0.011 - 0.020	La planicie de inundación es muy irregular. Muchos rizos y dunas o pantanos son visibles. Las superficies de terreno son irregulares en las planicies de tallo corto y surcos perpendiculares a la corriente.

Valores de n_2 para llanuras de inundación

Este coeficiente no es aplicable en llanuras de inundación.

Cuadro 4.08.
VALORES DE n_3 PARA LLANURAS DE INUNDACIÓN

Condición del canal	Valor de n ajustado	Descripción
Insignificante	0.000 - 0.004	Obstáculos dispersos, que incluyen depósitos de escombros, troncos, las raíces, troncos, muelles o piedras aisladas, que ocupan menos del 5 por ciento de la sección transversal.
Menor	0.040 - 0.050	Obstrucciones ocupan menos del 15 por ciento del área transversal.
Apreciable	0.020 - 0.030	Obstrucciones ocupan del 15 por ciento a 50 por ciento de la sección transversal.

Cuadro 4.09
VALORES DE n_4 PARA LLANURAS DE INUNDACIÓN

Condición del canal	Valor de n ajustado	Descripción
Pequeño	0.001 - 0.010	Crecimiento denso de vegetación herbácea donde el tirante medio del flujo es por lo menos dos veces la altura media de la vegetación; o plantaciones de árboles como aguaje, tornillo, shiringa, requia, renaco o similar, donde la profundidad media del flujo es por lo menos tres veces la altura de la vegetación.
Mediano	0.010 - 0.025	Vegetación herbácea donde la profundidad media del flujo es de una a dos veces la altura de la vegetación; las hierbas moderadamente densas, las malezas, o plantas de árboles (tornillo, aguaje, shiringa, requia, renaco o similar) en crecimiento donde la profundidad media del flujo es de dos a tres veces la altura de la vegetación; Vegetación con maleza moderadamente densa similar a arboles de 1 a 2 años en periodo de latencia.
Largo	0.025 - 0.050	Vegetación herbácea donde la profundidad media del flujo es aproximadamente igual a la altura de la vegetación; o vegetación similar a los árboles como el tornillo, aguaje, shiringa, requia, renaco o similar con 8 a 10 años de edad con algunas hierbas y maleza, donde el radio hidráulico superior a 0.61m; o cultivo en hileras maduras, como las verduras pequeñas o cultivos maduros, donde el tirante de flujo es por lo menos dos veces la altura de la vegetación.
Muy Largo	0.050 - 0.100	Vegetación herbácea donde la profundidad media del flujo es menor a la mitad de la altura de la vegetación; o maleza con presencia moderada a densa, o pesados troncos, con árboles caídos y arbustos pequeños donde la profundidad del flujo está por debajo de las ramas, o cultivos maduros, donde la profundidad de flujo es menor que la altura de la vegetación.
Extremo	0.100 - 0.200	Árboles frondosos como el tornillo, aguaje, shiringa, requia, renaco o similar, de raíces profundas, con pocos árboles caídos con ramas largas.

Valores de m para llanuras de inundación

Este coeficiente no es aplicable en llanuras de inundación.

4.5 COEFICIENTES DE MANNING DETERMINADOS EN LLANURAS DE INUNDACION

La siguiente serie de fotografías (Foto 4.1 a 4.5) representa densa vegetación en llanuras de inundación, similares a los que existen en llanuras amazónicas, para que los coeficientes de rugosidad se puedan comparar y corregir. Schneider en 1977 determinó coeficientes de Manning de algunos sitios como parte de un estudio sobre el

cálculo de remanso y descarga en zonas estrechas de las llanuras de inundación de densa vegetación. Mediante el uso de estas fotografías se podrá comparar la llanura de inundación, los valores "n" para verificar los valores de n calculados por el método planteado por el Servicio Geológico de los Estado Unidos (USGS) y otros métodos.

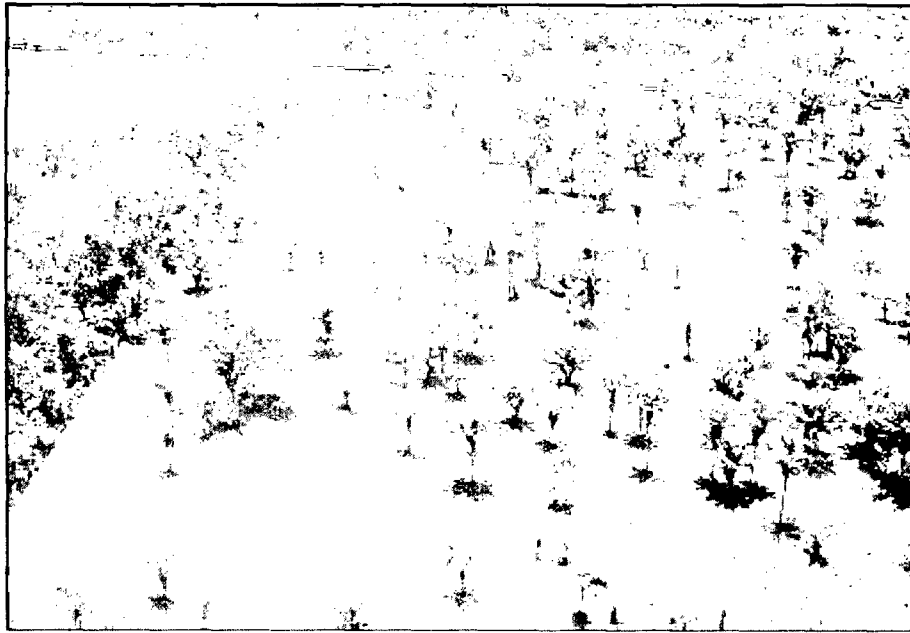


Foto 4.01. Llanura de inundación del río Inambari con coeficiente de Manning = 0.11.

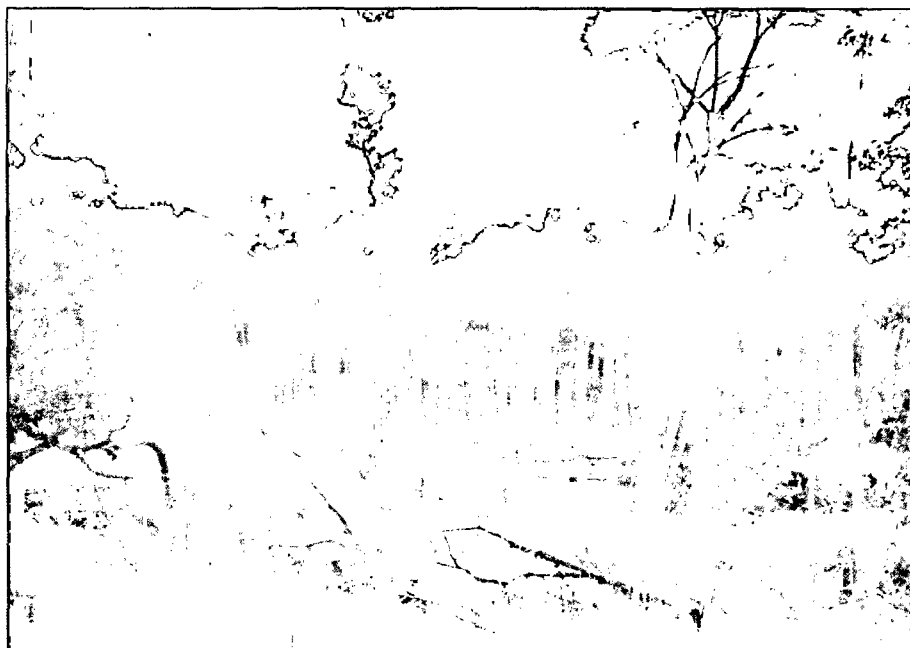


Foto 4.02. Llanura de inundación del río Dos de Mayo en Madre de Dios con coeficiente de Manning = 0.12.



Foto 4.03. Llanura de inundación del río Contamana con coeficiente de Manning=0.13.



Foto 4.04. Llanura de inundación del río Primavera con coeficiente de Manning = 0.14.



Foto 4.05. Llanura de inundación del río Santa Rita con coeficiente de Manning = 0.15.

CAPITULO V

APLICACIÓN DE LA METODOLOGIA PROPUESTA

Los fundamentos teóricos propuestos en los capítulos anteriores se aplicaron al estudio de hidráulica del puente Planchón, ubicado en el Km 524+900 de la Carretera Interoceánica Sur, entre Puerto Maldonado e Iberia. A continuación se describe los procedimientos para la obtención de los datos y los resultados de las formulaciones adoptadas.

5.1 PASO 1: RECONOCIMIENTO DE CAMPO

En el tramo de estudio se levantó la información siguiente:

- Ubicación y tipo de estructuras de cruce: se recopiló información de la disposición de las estructuras sobre el cauce, ya sean puentes (geometría de pilares y estribos), alcantarillas, enrocado de cauces, etc (Ver foto 5.01).



Foto 5.01. Puente antiguo de madera y zonas de inundación planas.

- Evaluación geotécnica del cauce: Se tomarán muestras de suelo del cauce cercano al puente, luego se determinará las características físico-mecánicas de la muestra del suelo. Es sabido que cuando mayor sea compacidad del cauce será menor la vulnerabilidad de ser afectado por fenómenos erosivos, el parámetro asociado a la compacidad es la cohesión, el grado de compactación y la presencia

del agua. El río Planchón, es un río de llanura amazónica que presenta lecho de areno-arcilloso de moderada cohesión (Ver foto 5.02).



Foto 5.02. Calicata para muestreo de suelo.

- Evaluación geológica del cauce: Todo cauce presenta diferentes formaciones geológicas en el cual la mineralogía es parte importante en el comportamiento del proceso erosivo del suelo, en este caso, se evaluó la naturaleza mineral formativa de la arcilla. El cauce del río Planchón presenta arcilla del tipo montmorillonita.
- Evaluación de la morfología del cauce: En ríos de llanura amazónica es importante evaluar las variaciones morfológicas del cauce principal y el ángulo de esviaje respecto la estructura proyectada, a fin de prever en el diseño hidráulico la proyección de estructuras que encaucen el ingreso del flujo a la abertura del puente, minimizando de esta manera procesos erosivos mayores. El río Planchón ha presentado cercanos al puente, y el ángulo de esviaje del puente es de 90° .

Asimismo, esta actividad comprendió una recopilación de información de campo para la mejor estimación del coeficiente de Manning.

5.2 PASO 2: RECOLECCIÓN DE DATOS DISPONIBLES

5.2.1 Información Topográfica.

La información del levantamiento topográfico para realizar el modelo hidráulico HEC-RAS fue obtenida del Estudio de la Carretera Interoceánica Sur Tramo III, la cual está detallada en curvas de nivel cada metro (Ver plano P-03 del Anexo A6: Planos).

La información topográfica que se usó para la delimitación de cuencas del estudio en mención anterior, se basó en la carta nacional 25-y (Cuadrícula Planchón), que por las mismas condiciones del trabajo se usó a escala 1/100000. Esta carta se adquirió en el Instituto Geográfico Nacional del Perú, la cual presenta información topográfica, hidrográfica, etc.

5.2.2 Información Geotécnica-Geológica

La información geotécnica fue obtenida del Proyecto de Ingeniería de la Carretera Interoceánica Sur Tramo III, obteniendo información referente al tipo de suelo, granulometría, peso específico del cauce principal.

La información geológica utilizada para el estudio fue la carta geológica 25-y (Cuadrícula Planchón), a escala 1/100000. Esta carta se adquirió del Instituto Geológico Minero y Metalúrgico del Perú, la cual presenta información geológica regional.

5.2.3 Información Pluviométrica

El río Planchón no dispone de registros de caudales máximos, por lo que éstos se estimaron a partir de datos de precipitación. La información utilizada corresponde a datos sobre precipitación máxima en 24 horas medidas por el SENAMHI. La estación más próxima a la zona del proyecto es la estación Puerto Maldonado (Ver Cuadro 5.01 y Figura 5.01).

CUADRO 5.01
UBICACIÓN DE LA ESTACION PLUVIOMETRICA

Nombre	Años de Registro	Latitud (S)	Longitud (O)	Altitud (msnm)	Distrito	Provincia	Región
Iberia	1954 - 1974 1993 - 1995	11° 21'	69° 35'	345	Iberia	Tahuamanu	Madre de Dios
Puerto Maldonado	1987 - 1990 1992 - 1995 1998 - 2008	12° 35'	69° 12'	256	Tambopata	Tambopata	Madre de Dios

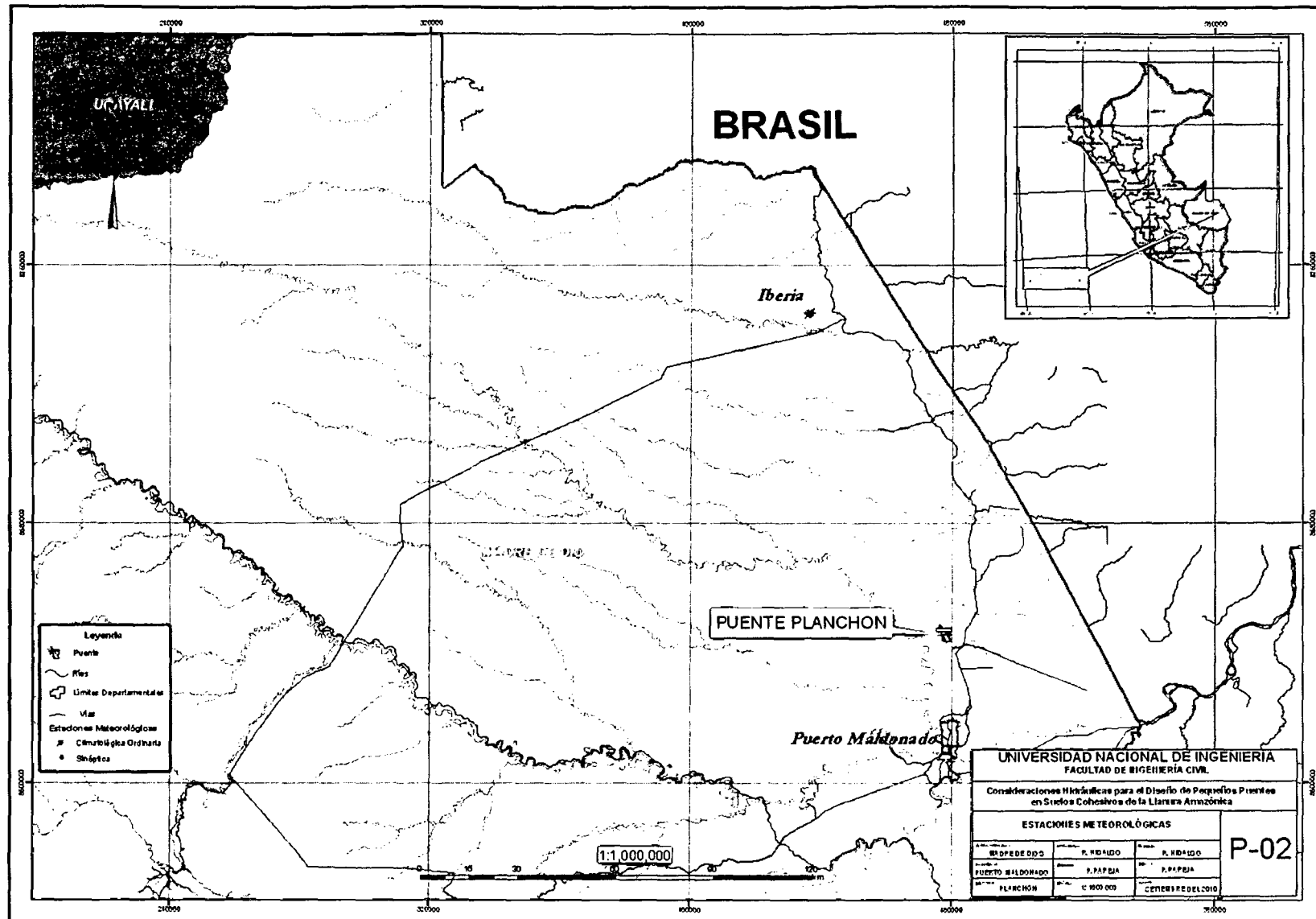


Figura 5.01. Ubicación de Estaciones Meteorológicas.

5.3 PASO 3: ESTIMACIÓN DE LOS CAUDALES MÁXIMOS

5.3.1 Descripción de la Cuenca

La cuenca del río Planchón se encuentra ubicada en el Departamento de Madre de Dios, entre las coordenadas geográficas 472800E, 8654400N y 484000E, 8637500, aproximadamente en la progresiva 524+900 de la Carretera Interoceánica Sur.

El área de la cuenca es de 97.15 Km². En la figura 5.02 y Plano P-01 del Anexo A6 se muestra la cuenca del río Planchón.

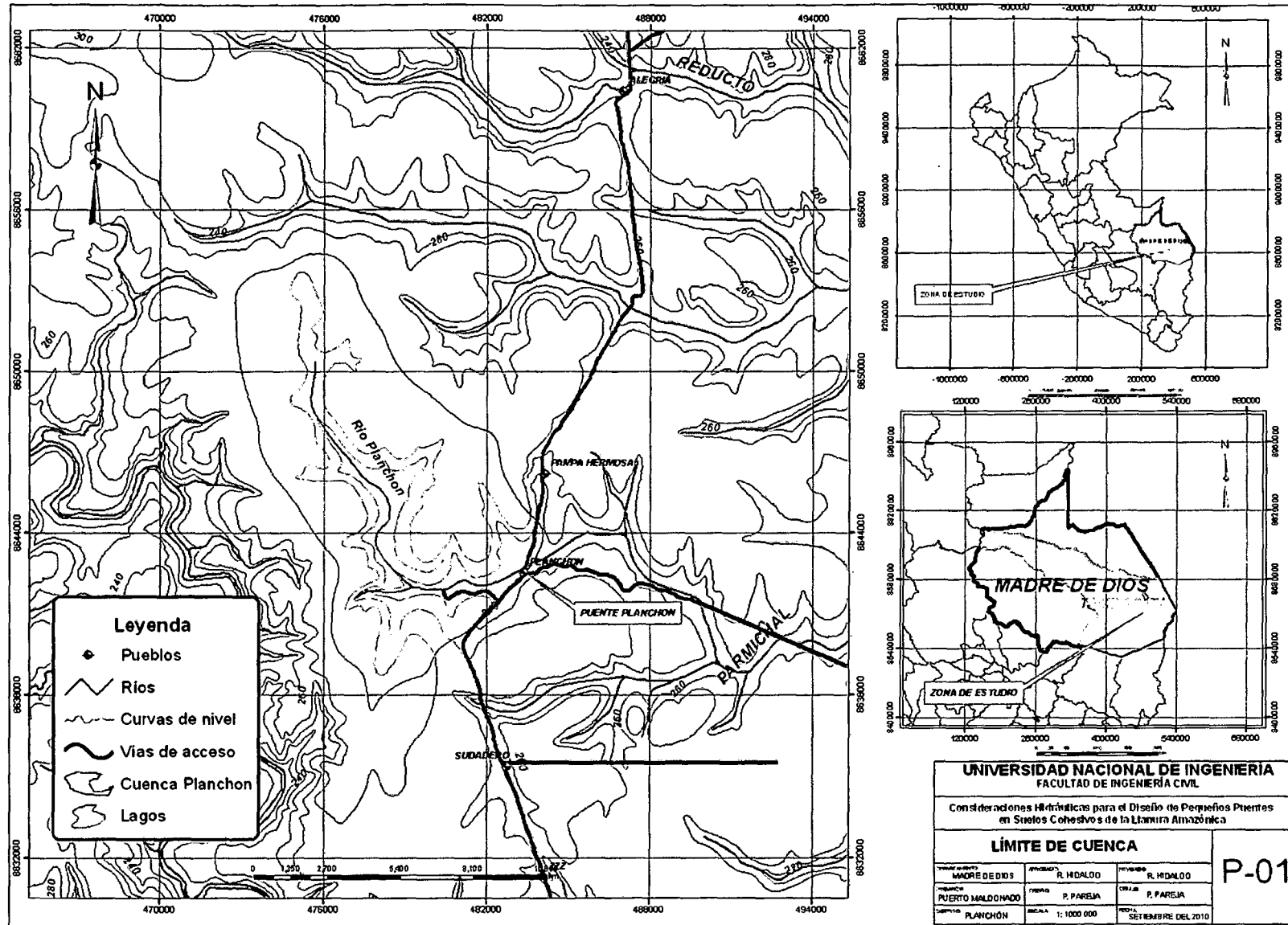


Figura 5.02. Cuenca del río Planchón.

5.3.2 Precipitaciones Máximas

Las precipitaciones máximas en 24 horas fueron calculadas, usando las siguientes características respecto a los cálculos realizados en estudios precedentes:

- Antes de realizar el análisis estadístico, las precipitaciones fueron ajustadas por un factor de 1.13, para corregir los sesgos de subestimación de mediciones tomadas en intervalos fijos cada 24 horas, dado que los datos provienen de registros pluviométricos.
- La serie de precipitaciones máximas diarias de cada estación, fueron ajustadas a diversos modelos probabilísticos: Normal, LogNormal de 3 parámetros, LogPearson III, Gumbel (EV1) y Gumbel Modificado.
- Los cálculos se han efectuado con la serie de máximas precipitaciones en 24 horas de años hidrológicos (de Setiembre a Agosto).
- Finalmente, en base a diversos índices estadísticos (Kolmogorov y Chi cuadrado) y criterios hidrológicos, se obtuvo que el modelo probabilístico de mejor ajuste es el Gumbel Tipo I.

Las precipitaciones máximas fueron calculadas para diversos periodos de retorno desde 10 a 500 años para la estación Puerto Maldonado. El cuadro 5.02 se muestra las precipitaciones máximas de 24 horas características para el área del estudio.

CUADRO 5.02
PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS

Tiempo de retorno (Años)	Precipitación máxima en 24 horas (mm)
10	191.1
25	223.3
50	247.2
100	270.9
500	325.7

La memoria de cálculo para la estimación de la precipitación máxima en 24 horas para los tiempos de retorno de 100 y 500 años se presenta en el Anexo A1.

5.3.3 Caudales Máximos de Diseño

a. Caudales Máximos aplicando el Método Empírico de Wolfgang Trau- Raúl Gutierrez – Análisis Regional de las Avenidas de los Ríos del Perú.

Según el estudio de “análisis regional” de las avenidas en los ríos del Perú antes mencionado, el cual es recomendado en cuencas de 50 a 30000 Km², como es el caso de la cuenca del río Planchón, la descarga máxima de diseño está dada por:

$$Q_{Tr} = (C_1 + C_2) * \log(T_r) * A^{(mA^{-n})} \dots\dots\dots (5.01)$$

Q: Caudal máximo (m³/s)

Tr: Periodo de retorno (años)

A: Área de la cuenca (Km²)

C₁, C₂, m, n: Parámetros regionales.

El río Planchón se ubica en la región 7: Selva (el estudio divide al Perú en siete regiones), para la cual se tiene los siguientes parámetros regionales.

C₁ = 0.22

C₂ = 0.37

m = 1.24

n = 0.04

Se obtiene entonces una descarga máxima para los diferentes periodos de retorno (ver cuadro 5.03). Los autores del estudio recomiendan que en la región 7 se verifique la estimación calculando el caudal como si la cuenca se ubicase en la región 6 e incrementando tal resultado en un 20%. Esta recomendación se basa en que la mayor parte de la región 7 carece de observaciones.

CUADRO 5.03

COMPARACIÓN DE CAUDALES SEGÚN EL MÉTODO REGIONAL

Tiempo de retorno (Años)	Caudal en región 7	Caudal en región 6 +20%
	Qtr (m ³ /s)	Qtr (m ³ /s)
100	133.1	148.9
500	179.6	200.9

En conclusión los valores correspondientes para este método serán los obtenidos en la región 6 (Ver cuadro 5.04).

CUADRO 5.04
CAUDALES MÁXIMOS ASIGNADOS SEGÚN EL MÉTODO REGIONAL

Período de retorno Tr (Años)	caudal en region7 Q (m³/s)
100	148.9
500	200.9

En el Anexo A1.4 y A1.5 se adjunta la memoria de cálculo de caudales máximos obtenidos mediante el Método Regional de Avenidas del Perú para los periodos de retorno de 100 y 500 años, respectivamente.

b. Caudales Máximos obtenidos según el Hidrograma Triangular SCS

Este método de obtención de caudales máximos es aplicable para cuencas mayores que 2.0 km², a través de la aplicación del método del Hidrograma Triangular del U. S. Soil Conservation Service (SCS).

La duración de la lluvia de proyecto fue considerada igual a 2 (tc)^{1/2}, conforme recomendación de Ven Te Chow en su libro "Handbook of Applied Hidrology".

El método del Soil Conservation Service calcula la descarga de una cuenca hidrográfica a través del hidrograma triangular compuesto que es resultado de la sumatoria de las ordenadas de hidrogramas unitarios simples, para cada intervalo de tiempo.

Para la definición de la relación entre lluvias y escorrentías, el método utiliza la expresión de Mockus, conforme se indica abajo.

$$De = \frac{(P - 0.2 \cdot S)^2}{P + 0.8 \cdot S} \dots\dots\dots(5.02)$$

Donde:

De: Escorrentía, (mm);

P: Precipitaciones acumuladas (mm);

S: Capacidad de infiltración del suelo, (mm).

La intensidad pluviométrica es calculada por la ecuación de las lluvias mencionada anteriormente.

El valor de "S" es función del tipo y uso del suelo y de las condiciones antecedentes de humedad.

El número de la curva de escorrentía CN es definido por la expresión:

$$CN = \frac{1000}{10 + \left(\frac{S}{25.4}\right)} \dots\dots\dots(5.03)$$

El valor de CN de cada cuenca hidrográfica fue estimado en función de la proporcionalidad de los diferentes tipos de recubrimientos superficiales de las sub áreas de la cuenca. La consideración de suelo tipo C que tiene una baja capacidad de infiltración después el intenso humedecimiento o previo se justifica principalmente por las superficies de las cuencas llanas de suelos arcillosos.

El Número de Curva CN fue establecido para el tipo de suelo "C" y para la Condición de Humedad Antecedente (CHA) III.

El SCS presenta un cuadro de valores de número de curva (Ver cuadro A1.6.2 del Anexo A1.6) para la condición de Humedad Antecedente (CHA) tipo II, referida a una situación media de las crecidas anuales en periodo lluvioso, respecto estos valores y una ecuación de correlación se obtiene los números de curva para la CHA tipo III.

La condición de Humedad Antecedente (CHA) tipo III considera un periodo de lluvia por lo menos 5 días antes de la tormenta. Se aplica a suelos casi saturados después cinco días de lluvia fuertes precediendo a la tormenta de proyecto.

Para la selva amazónica densa a muy densa y de alta transpiración se asignó un $CN_{(II)}=70$ para CHA tipo II, definido por el SCS, luego mediante una correlación se calculó un número de curva para condiciones de humedad antecedente III, obteniéndose un valor de 84.3, que nos permitirá obtener la infiltración. La memoria de cálculo se adjunta en el anexo A1.6

La determinación del caudal de pico de los hidrogramas unitarios es calculada utilizándose la siguiente expresión:

$$Q = \frac{0.208 \cdot (De \cdot A)}{tp} \dots\dots\dots(5.04)$$

Donde:

Q: Caudal de pico del hidrograma unitario, (m³/s);

De: Escorrentías, (mm);

A: Área de la cuenca hidrográfica, (horas).

El cálculo del tiempo de ascensión de los hidrogramas unitarios es determinado por la fórmula:

$$tp = \sqrt{tc} + 0.6 \cdot tc \dots\dots\dots(5.05)$$

Donde:

tp: Tiempo de ascensión, (horas);

tc: Tiempo de concentración, (horas).

CUADRO 5.05
CAUDALES MÁXIMOS SEGÚN EL HIDROGRAMA TRIANGULAR SCS

Periodo de retorno Tr (Años)	Caudal Q (m ³ /s)
100	287.8
500	357.6

En el Anexo A1.4 y A1.5 se adjunta la memoria de cálculo de caudales máximos obtenidos mediante el hidrograma triangular del SCS para los periodos de retorno de 100 y 500 años, respectivamente.

c. Caudales Máximos según el método del Hidrograma Unitario SCS y el hietograma del ILLA

El caudal máximo se obtendrá mediante la aplicación del modelo HEC-HMS versión 3.3, cuya información y consideraciones tomadas son:

- Modelo Cuenca. Se ingresará los datos del área de la cuenca, la infiltración (Método de Abstracciones SCS) que depende del número de curva. Adicionalmente utilizaremos el Hidrograma unitario adimensional SCS para el cálculo del hidrograma sintético cuyo dato de entrada depende del tiempo de retardo. Además no será considerado el caudal base.
- Modelo Meteorológico. La tormenta o hietograma de diseño será la obtenida del método de bloques alternos de los datos de intensidad de precipitación definida en el estudio del ILLA (Instituto Italo-Latinoamericano).
- Especificaciones de Control: En esta parte se ingresa el tiempo de simulación del hidrograma y el intervalo de tiempo de discretización. En nuestro caso el tiempo de discretización es de 2 horas, menor a 1/3 del tiempo de retardo.

Con estos datos ingresados en el programa HEC-HMS se procede a ejecutar la simulación cuyos resultados se muestran en Cuadro 5.06.

CUADRO 5.06
CAUDALES MÁXIMOS DEL HIDROGRAMA UNITARIO SCS Y EL HIETOGRAMA DEL ILLA

Periodo de retorno Tr (años)	Caudal (m ³ /s)
100	296.5
500	369.4

En el Anexo A1.4 y A1.5 se adjunta la memoria de cálculo de caudales máximos obtenidos mediante el hidrograma unitario SCS y el hietograma del ILLA para los periodos de retorno de 100 y 500 años, respectivamente.

d. Valores de caudales máximos considerados para la evaluación del puente

Analizando los resultados obtenidos en el cálculo de los caudales máximos se observa que los caudales obtenidos del hidrograma triangular SCS y el hidrograma unitario SCS con el hietograma del ILLA presenta valores muy cercanos, que los caudales obtenidos con el método Trau – Gutierrez.

Los caudales obtenidos por el método del hidrograma unitario del SCS y el hietograma del ILLA son más consistentes debido a que la tormenta de diseño corresponde al área de estudio.

En conclusión, los caudales considerados en los cálculos hidráulicos serán los obtenidos por el método del hidrograma unitario del SCS y el hietograma del ILLA se presenta en el cuadro 5.07.

CUADRO 5.07
CAUDALES DE DISEÑO

Tiempo de Retorno (Años)	Caudal (m³/s)
100	296.5
500	369.4

5.4 PASO 4: DESARROLLO DEL ESTUDIO HIDRÁULICO

5.4.1 Características del Río en la Zona de Estudio

El río Planchón está ubicado en la progresiva 524+900 de la Carretera Interoceánica Sur. Actualmente existe un puente de madera de 12.5 m de luz y altura $H = 4.0$ m.

El nuevo puente será proyectado aproximadamente en la misma ubicación del puente existente (Ver foto 5.03).



Foto 5.03. Puente antiguo de madera sobre el río Planchón (Km 524+900).

El río Planchón es un cauce meándrico de llanura amazónica. En la sección de cruce con el puente lo hace en forma perpendicular. En esta zona el río tiene las siguientes características:

- a) Ancho promedio del cauce principal es de aproximadamente $B = 10$ m.
- b) Gradiente hidráulico $S = 0.0008$.
- c) Material del Cauce Principal. Tal como lo indica el análisis granulométrico, presentado en el Anexo A3, el material del cauce está constituido de arena arcillosa. El d_{50} característico es en promedio 0.15 mm, obtenida de las curvas granulométricas de las muestras de suelo.
- d) Para el estudio del flujo de avenidas se estimaron los coeficientes de rugosidad de Manning.

Coeficiente Manning del cauce principal:

Formulación:

$$n_c = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m \dots \dots \dots (5.06)$$

Donde:

n_b : El tamaño del material del cauce es areno-arcilloso, con tamaño medio del material de cauce de 0.37mm y alineamiento recto, por lo tanto se elige $n_b=0.019$.

n_1 : La sección del cauce presenta poca erosión en los taludes del canal principal, se eligió $n_1=0.003$.

n_2 : La sección transversal varían alternadamente y se estrechan hacia la zona del puente, se eligió el valor de $n_2=0.003$.

n_3 : Presentan ligeras obstrucciones por presencia de troncos en un promedio del 5%, por lo se adoptó $n_3= 0.004$.

n_4 : Presenta escasa vegetación en la base del canal, pero hacia los lados presenta vegetación herbácea significativa por lo se eligió el valor de $n_4=0.006$.

m = Se adoptó el valor de 1.0 por presentar el tramo de estudio casi recto.

$$n_c = (0.019+0.003+0.003+0.004+0.006) \times 1.0$$

$n_c = 0.035$ (coeficiente de rugosidad del cauce principal).

Coefficiente Manning de la llanura de inundación:

Formulación:

$$n_i = n_1 + n_3 + n_4 \dots\dots\dots(5.06)$$

Donde:

n_1 = La superficie de inundaciones es irregular, presenta depresiones, por lo que se eligió un valor de $n_1=0.02$.

n_3 = Presentan obstrucciones vegetación de tallo bajo, medio y alto, categorizando como la superficie con obstrucciones muy apreciables, se eligió un valor de $n_3=0.03$.

n_4 = Zona con densa vegetación de tallo bajo y herbácea, muchos de arboles, y nivel de inundación casi similar al tamaño de la vegetación herbácea, por lo que eligió $n_4=0.07$.

$$n_i = 0.02+0.03+0.07.$$

$n_i = 0.12$ (Coeficiente Manning de la llanura de inundación).

e) Los coeficientes de pérdida de carga que se adoptaron por la contracción y expansión del flujo en las secciones del cauce principal fueron 0.1 y 0.3, respectivamente. Se eligió para la zona del puente, un valor máximo de contracción porque el flujo de la llanura de inundación porque sufre una transición significativa hacia la abertura del puente, el valor adoptado es $C_c = 0.3$; el coeficiente de expansión también fue un valor máximo porque el flujo luego de cruzar la abertura del puente se expande considerablemente hacia la llanura de inundación, el valor adoptado es $C_e = 0.5$.

5.4.2 Tratamiento del Cauce en la Zona del Puente

En esta zona el cauce principal del río cruza el puente en forma perpendicular. Es este caso se requiere hacer trabajos de perfilado del cauce, aguas arriba y aguas abajo, en función a la abertura del puente (Ver foto 5.04).

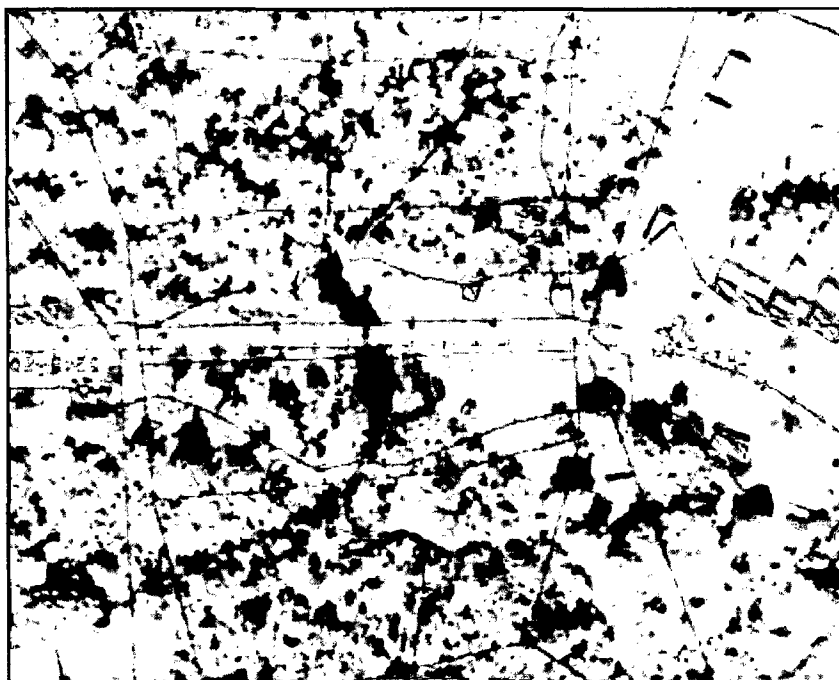


Foto 5.04. Ortofoto de la zona del Puente Planchón (Km 524 + 900)

Para el análisis de la variación del del río Planchón se ha utilizado la imagen satelital Landsat de dos periodos diferentes de la escena path 002 row 068, la banda pancromática 08 a una resolución de 15 metros.

Se identificó imágenes satelitales de dos periodos donde se observa como el río Planchón presenta cambios de alineamiento del cauce principal en zonas alejadas del puente.

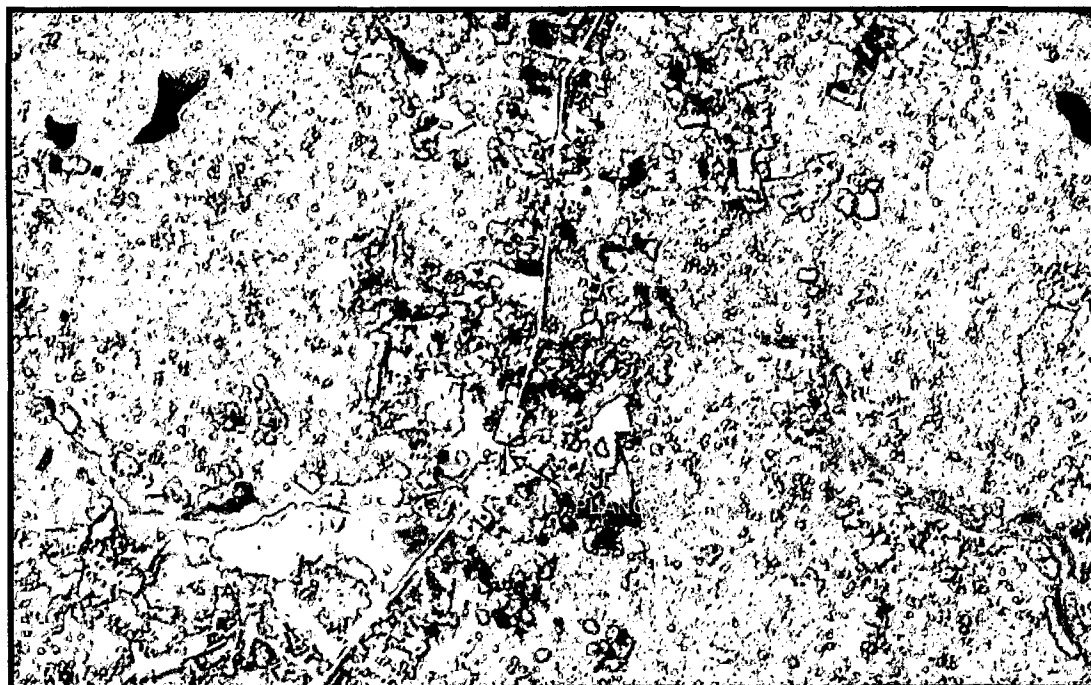


Foto 5.05. Imagen Satelital Lansat del 24/11/2000.



Foto 5.06. Imagen Satelital Lansat del 04/07/2006.

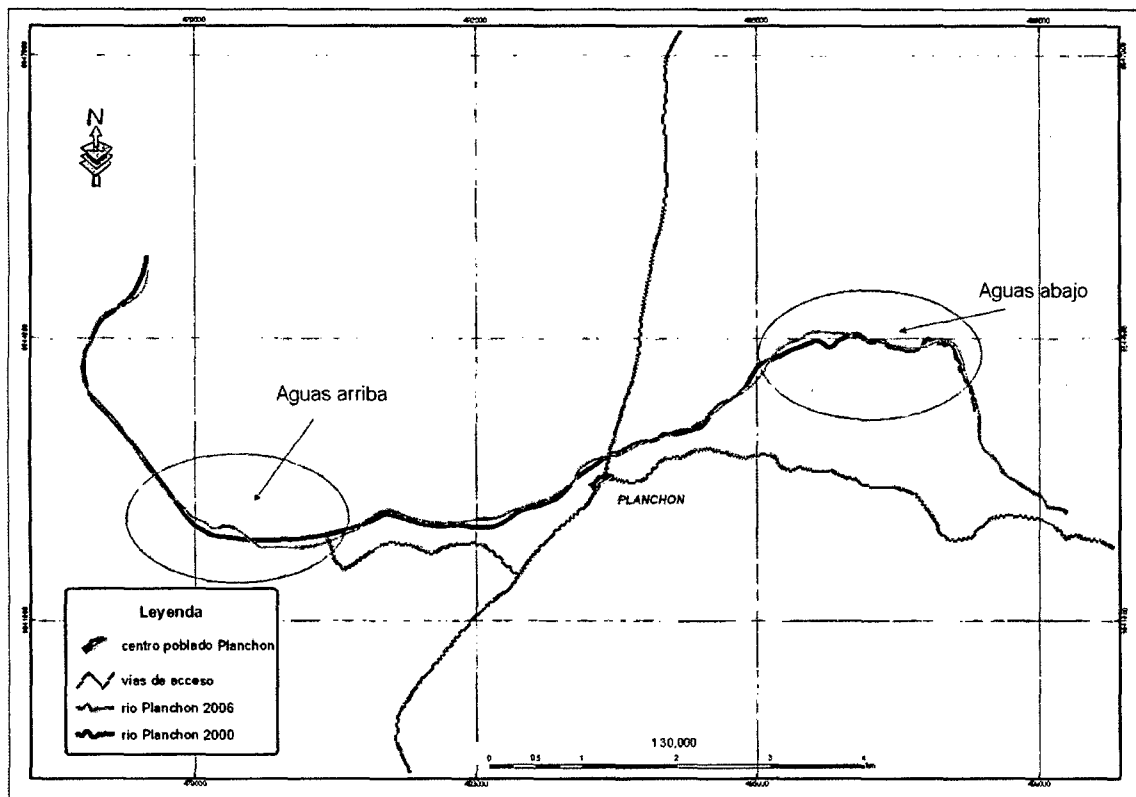


Figura 5.03. Variación morfológica del río Planchón.

Tramos Curvos del Río

Según la figura 5.03, se observa que el río Planchón muestra una variación del alineamiento significativo del cauce principal en una longitud promedio de 3 Km en las

zonas ubicadas a 4 Km aguas arriba y a 2 Km aguas abajo del puente Planchón, principalmente en los tramos curvos. Esta evolución natural se ha observado en un lapso de 6 años.

Zona del Puente

En la zona del puente, la franja del cauce principal presenta una ligera sinuosidad hacia aguas arriba en un tramo de 300m. Ante esta posible variación del alineamiento del cauce, se proyectará un dique guía con la finalidad de estabilizar el cauce en la zona contigua al puente, minimizando la variabilidad del alineamiento del cauce, y permitiendo reorientar la dirección de los flujos de agua hacia la abertura del puente y llegar perpendicularmente al eje del puente.

Según la foto aérea 5.04 existe una expansión del cauce principal hacia aguas arriba del puente, producida por fenómenos de socavación, a consecuencia de la estrecha luz del puente existente. Se proyectará un puente de mayor luz, a fin de poder minimizar la influencia de la socavación por la construcción de esta estructura en el cauce.

Según la nueva alineación de la carretera, el eje del puente es aproximadamente perpendicular al eje del cauce principal como se puede observar en el plano topográfico P-03.

5.4.3 Estudio de Alternativas para la Selección de la Luz del Puente

Los cálculos de socavación, dimensiones de los elementos de protección de los taludes y del cauce, y el estudio de alternativas para la selección de la luz del puente, se efectúan considerando la máxima avenida con un periodo de retorno de $Tr = 500$ años. Los máximos niveles de agua para la determinación de la altura del puente se calculan considerando la máxima avenida con un periodo de retorno de $Tr = 100$ años.

a. La Selección de la Luz del Puente

- Definir una luz del puente debe dimensionarse de tal manera que no ocurran profundidades de socavación general y por contracción significativas que afecten la cimentación del puente y la estabilidad del relleno de la carretera adyacente al puente, y puedan ser controladas con un sistema adecuado de defensas ribereñas.
- Definir la luz del puente tal que para luces mayores no ocurran cambios significativos en los tirantes y en las velocidades de flujo.

Tomando en cuenta las secciones transversales del río, se calcularon los perfiles de flujo gradualmente variado con la ayuda del programa HEC RAS. Estos cálculos se hicieron sin tomar en cuenta las defensas ribereñas, es decir, se consideraron los

coeficientes de Manning de $n_1 = 0.035$ para todo el cauce principal, y $n_2 = 0.12$ para la llanura de inundación.

De los resultados de socavación mostrados en los cuadros 5.08 y 5.09 para las diferentes luces proyectadas del puente Planchón, se concluye que los valores obtenidos aplicando la formulación para socavación en suelos granulares son muy superiores a lo obtenido aplicando la ecuación derivada para la socavación en suelos cohesivos. En la figura 5.04 se observa la diferencia significativa de la socavación en suelos granulares respecto de los cohesivos.

CUADRO 5.08

CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS Y SOCAVACIÓN EN SUELOS GRANULARES

Luz del Puente (m)	Velocidad en el eje del puente (m/s)	Tirante a 10 m aguas arriba (m)	Socavación General (m)	Socavación por Contracción (m)	Socavación General + Socavación por contracción (m)
12.5	6.82	8.15	11.78	31.91	43.69
20	5.84	6.06	9.11	15.49	24.6
25	5.44	5.34	7.91	11.21	19.12
30	5.05	4.72	7.03	8.03	15.06
35	4.25	4.35	6.32	5.44	11.76
40	2.59	3.14	5.95	4.87	10.82

CUADRO 5.09

CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS Y SOCAVACIÓN EN SUELOS COHESIVOS

Luz del Puente (m)	Velocidad en el eje del puente (m/s)	Tirante a 10 m aguas arriba (m)	Socavación General (m)	Socavación por Contracción (m)	Socavación General + Socavación por contracción (m)
12.5	6.82	8.15	4.05	17.43	21.48
20	5.84	6.06	3.37	6.93	10.3
25	5.44	5.34	2.97	4.25	7.22
30	5.05	4.72	2.61	2.32	4.93
35	4.25	4.35	2.22	0.15	2.37
40	2.59	3.14	2.13	-	2.13

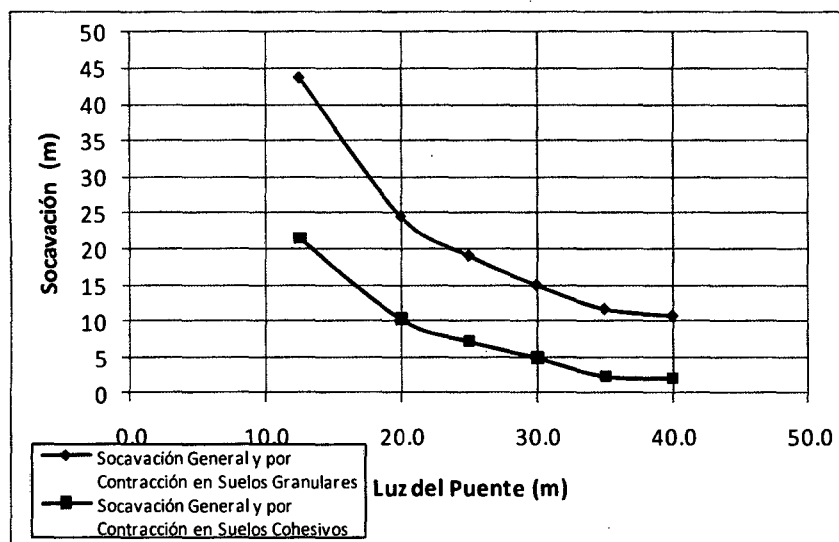


Figura 5.04. Comparación de resultados de socavación por contracción más general.

Considerando que el puente se ubica en una zona de suelos cohesivos, es recomendable aplicar las formulaciones derivadas para este tipo de suelo. Bajo esta consideración, se presenta en el cuadro 5.05 los resultados de características hidráulicas de tirantes de agua y socavaciones, que nos permitirán definir una luz adecuada para el puente.

Analizando los resultados del cuadro 5.09 se recomienda que una luz adecuada del puente esté en el orden de 30 m a 35 m.

Para la elección de la luz más apropiada se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Los fenómenos de socavación deben ser aceptables para ser controlados con un sistema de defensas ribereñas;
- La luz adoptada se ajustará adecuadamente al cauce del río;
- Con luces mayores a la recomendada los tirantes de flujo sufren variaciones pequeñas, es decir ya no son significativas.

De acuerdo a las consideraciones para definir la luz del puente se concluye que la estructura tendrá una luz de:

$$L = 35.00 \text{ m.}$$

b. Cimentación de los Estribos

Tomando en cuenta la luz del puente será de 35m, se prosiguió con la obtención de la socavación total considerando la suma de profundidades originadas por la socavación

general, por contracción y local. El período de retorno considerado según el Manual de Puentes del MTC será de 500 años. En el cuadro 5.10 se observa los resultados de la zona del puente.

CUADRO 5.10
CAUDAL Y VELOCIDAD MÁXIMA DEL FLUJO EN EL PUENTE

Puente	Luz (m)	D _m	Tr=500 años (m ³ /s)		
		mm	Caudal (m ³ /s)	V _{máx} (m/s)	Tirante (m)
524+900	35	0.37	369.4	4.03	2.70

A fin de entender la variación significativa de los resultados producto de la aplicación de las formulaciones de socavación en suelos granulares respecto los suelos cohesivos en ríos de llanura amazónica, se desarrolla un análisis de los resultados de la socavación en suelos granulares y cohesivos en los siguientes ítems.

Socavación General

De acuerdo a la formulación planteada por Lischtván - Levediev, se estimó la socavación general en suelos cohesivos y granulares. En los cuadros 5.11 y 5.12 se muestran los parámetros geométricos, geotécnicos e hidráulicos que se utilizan para la obtención de la socavación general en suelos cohesivos y granulares. Es necesario señalar que el diámetro medio se obtuvo con información de granulometría del según la ecuación 1.03.

De los resultados de socavación general en el puente Planchón, se concluye que existe una diferencia de 4.22m, variación muy significativa, que influye en una profundidad de la cimentación y una menor área de protección de las defensas del puente si se considera la estimación de la socavación en suelos cohesivos.

CUADRO 5.11
SOCAVACIÓN GENERAL EN SUELOS GRANULARES

D _m (mm)	Q (m ³ /s)	Be (m)	Área (m ²)	Cota Mín. Cauce	Cota de nivel de agua	H _m (m)	do (m)	α	β	1/(1+x)	H _s	Socavación General en suelo granular (m)
0.37	369.4	40.1	114.33	236.03	239.16	2.85	3.13	1.61	1.05	0.76	9.71	6.58

CUADRO 5.12
SOCAVACIÓN GENERAL EN SUELOS COHESIVOS

γ _m (Tn/m ²)	Q (m ³ /s)	Be (m)	Área (m ²)	Cota Mínima del cauce	Cota de nivel de agua	H _m (m)	do (m)	α	β	1/(1+x)	H _s	Socavación General en suelo cohesivo (m)
1.65	369.4	40.1	114.33	236.03	239.16	2.85	3.13	1.61	1.06	0.76	5.49	2.36

Al revisar los estudios de hidráulica de pequeños puentes ubicados en llanura amazónica del MTC se pudo confirmar que consideran la formulación de Lischtván – Levediev para socavación en suelos cohesivos, lo cual es correcto.

Socavación por Contracción

Comúnmente en los estudios de hidráulica de llanura amazónica, donde predominan los suelos cohesivos, se aplican formulaciones de socavación por contracción en suelos granulares desarrollados por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos en el Manual del HEC-18. Las formulaciones de este manual son inaplicables en estos suelos por tener comportamientos diferentes y gobernados por parámetros diferentes.

Recientemente el Programa Cooperativo Nacional de Investigación de Carreteras (NCHRP) publicó una investigación sobre los procedimientos para el cálculo de socavación por contracción en suelos cohesivos en general.

Según los cuadros 5.13 y 5.14 se puede observar que existe una sobrestimación de 5.29 m en los resultados de socavación para el puente Planchón debido a que el suelo cohesivo se analiza como suelo granular. Asimismo, al aplicar la ecuación 3.38 para socavación en suelos cohesivos del NCHRP en el puente Planchón, se obtuvo que la socavación por contracción fue de 0.15 m.

CUADRO 5.13

SOCAVACIÓN POR CONTRACCION EN SUELOS GRANULARES SEGÚN HEC-18

Luz del Puente	V	d ₅₀	Y ₁	W ₂	A	Y _o	V _c	Q ₂	Q ₁	W ₁	Y ₂	Socavación por Contracción
(m)	(m/s)	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m/s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)
35	4.03	1.00E-04	4.02	35.00	91.64	2.62	0.35	369.4	183.02	40.06	8.06	5.44

CUADRO 5.14

SOCAVACIÓN POR CONTRACCION EN SUELOS COHESIVOS SEGÚN NCHRP

Luz del Puente (m)	Velocidad en la sección contraída aguas arriba (m/s)	Coficiente Manning promedio (m)	Tirante en la sección contraída aguas arriba del puente (m)	Ancho no contraído (m)	Ancho contraído aguas arriba del puente (m)	Esfuerzo cortante crítico (N/m ²)	Socavación por Contracción (m)
35	4.03	0.035	3.13	50.00	35.00	0.50	0.15

Socavación Local

Debido a la reciente investigación "Influencia de Gradación y la Cohesión en la Socavación en Puentes" desarrollada por la Universidad Estatal de Colorado (CSU) se pueden aplicar formulaciones que nos permiten estimar la socavación local en suelos cohesivos. Según el análisis granulométrico de la muestra de suelo del cauce tiene en promedio un porcentaje de arcilla del 30%, contenido de agua de 16.6% en promedio y presencia de arcilla montmorillonita, se concluye que es aplicable la ecuación 3.33 desarrollado para socavación local en arcilla montmorillonita (Ver Anexo A5).

De los resultados del cuadro 5.15 y 5.16 para el puente Planchón, se concluye que la socavación local en suelos cohesivos con presencia de arcilla montmorillonita se reduce en un 75% respecto a la socavación local en suelo granular.

CUADRO 5.15
SOCAVACIÓN LOCAL EN SUELOS GRANULARES SEGÚN FROELICH

Puente	V	K ₁	K ₂	Y _a	A _o	Fr	Q _o	L'	Socavación local (D _s)
	(m/s)			(m)	(m ²)		(m ³ /s)	(m)	(m)
Estribo Izquierdo	0.73	0.82	1.00	3.02	250.88	0.13	183.77	82.95	9.88
Estribo Derecho	0.77	0.82	1.00	2.89	184.63	0.14	141.79	63.98	9.15

CUADRO 5.16
SOCAVACIÓN LOCAL EN SUELOS COHESIVOS SEGÚN CSU

Puente	V	K ₁	K ₂	Y _a	A _o	Fr	Q _o	L'	IWC	C	Socavación Local (D _{sc})
	(m/s)			(m)	(m ²)		(m ³ /s)	(m)	(%)	(%)	(m)
Estribo Izquierdo	0.73	0.82	1.00	3.02	250.88	0.13	183.77	82.95	16.60	75.00	7.47
Estribo Derecho	0.77	0.82	1.00	2.89	184.63	0.14	141.79	63.98	16.60	75.00	6.93

Asimismo, se concluye que la socavación local en suelos cohesivos presenta una disminución respecto la socavación en suelos granulares de 2.41m y 2.22m en el estribo izquierdo y derecho, respectivamente.

Socavación Total

Al comparar la socavación total de los cuadros 5.17 y 5.18, se demuestra que existe una diferencia significativa entre ambos tipos de suelo que influirá en la profundidad de cimentación y la extensión de las defensas del puente.

CUADRO 5.17

SOCAVACIÓN TOTAL EN SUELOS GRANULARES

Progresiva	Puente	Luz (m)	Socavación General en suelo granular d_g (m)	Socavación por contracción en suelo granular d_c (m)	Socavación Local en suelo granular D_s (m)	Socavación Total d_T (m)
524+900	Planchón	35	6.58	5.44	9.88	21.9

CUADRO 5.18

SOCAVACIÓN TOTAL EN SUELOS COHESIVOS

Progresiva	Puente	Luz (m)	Socavación General en suelo cohesivo d_g (m)	Socavación por contracción en suelo cohesivo d_c (m)	Socavación Local en suelo cohesivo D_{sc} (m)	Socavación Total d_T (m)
524+900	Planchón	35	2.36	0.15	7.47	9.98

Según los resultados de los cuadros 5.17 y 5.18 se observa que la disminución de la socavación total origina que la profundidad de cimentación original disminuya en 11.92m.

Desde el punto de vista hidráulico, se concluye que la profundidad de cimentación mínima para los estribos del puente será de 9.98m.

5.4.4 Estudio de Protección Ribereña

La necesidad de colocar defensas en la zona del puente se debe a lo siguiente:

- El diámetro medio de las partículas del suelo que conforman el cauce y sus taludes es de aproximadamente $d_m=0.37\text{mm}$ y el $d_{50}=0.10\text{ mm}$.
- El material del relleno de la carretera está constituido por suelos predominantemente finos arcillosos.
- Proteger los taludes de la carretera adyacentes al puente contra los fenómenos de socavación general y por contracción.
- Evitar que se produzca la socavación local.

En la zona del puente, la franja del cauce principal presenta una ligera sinuosidad hacia aguas arriba en un tramo de 300m. Ante esta posible variación del alineamiento del cauce, se proyectará un dique guía con la finalidad de estabilizar el cauce en la zona contigua al puente, minimizando la variabilidad del alineamiento del cauce, y permitiendo reorientar la dirección de los flujos de agua hacia la abertura del puente y llegar perpendicularmente al eje del puente.

Tomando en cuenta los resultados de los cálculos hidráulicos, los cuales se muestran más abajo, se concluye que se deben colocar defensas ribereñas para proteger los estribos y los taludes de la carretera adyacentes al puente. En la foto 5.07 se observa un ejemplo de protección.

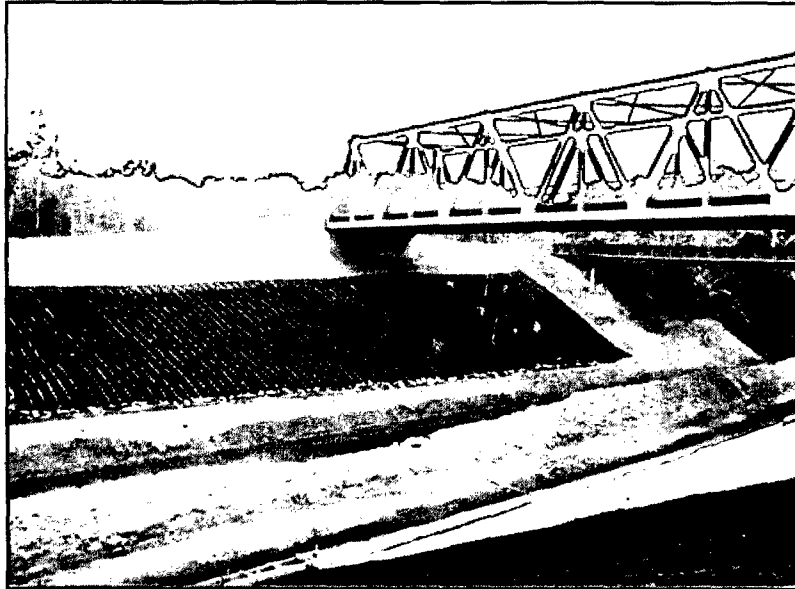


Foto 5.07. Protección del talud con geoceldas en los apoyos del puente.

5.5 PASO 5: SELECCIÓN DEL SISTEMA DE DEFENSA

Técnicamente, los sistemas de defensa ribereña recomendables son los siguientes:

1. Gaviones.
2. Geoceldas rellenas con mortero.
3. Tetráodos.

A fin de poder elegir la estructura de protección más conveniente se realizó un análisis técnico-económico tomando en consideración los siguientes elementos:

a. Cercanía de las Canteras

El canto rodado para los gaviones se puede obtener de las siguientes canteras:

- Cantera Puerto Carlos 2: Km 342 + 100
- Cantera El Ponal 2: Km 357 + 200
- Cantera Sarayacu: Km 375 + 000
- La arena fina para el mortero que se usará en la construcción de los tetráodos y geoceldas se puede obtener de las siguientes canteras:
 - Cantera El Prado: Km 479 + 100
 - Cantera Cachuela 1: Km 485 + 600

- Cantera Planchón: Km 521 + 400
- Cantera Tahuamanu: Km 628 + 080

Las canteras de roca y de grava para gaviones están una distancia aproximada de 146 Km de la zona de estudio, mucho más cercanas se ubicaron canteras de arena fina para mortero, a una distancia de 3.5 Km, entonces, se concluye, que el transporte de material incrementara de manera significativa el costo de protección con gaviones, por lo tanto, se recomienda un sistema de protección con geoceldas rellenas con mortero.

b. Disponibilidad en el Mercado Nacional

Las cajas de gaviones, geoceldas y tetrápodos están disponibles en el mercado nacional.

c. Evaluación económica

El mayor costo por metro cuadrado de construcción lo constituye el tetrápodo, seguido de la protección con gaviones, y finalmente, el de más bajo costo resulta la defensa con geoceldas (Ver cuadro 5.19).

Cuadro 5.19
CUADRO COMPARATIVO DE COSTOS

Elemento	Unidad	Precio Unitario (\$)
Tetrápodos	m ²	48.80
Gaviones	m ²	37.66
Geoceldas	m ²	9.83

Finalmente se concluye que la propuesta técnica-económica más viable es la construcción con geoceldas. En la foto 5.08 y figura 5.05 se observa su distribución y su sistema de sostenimiento.

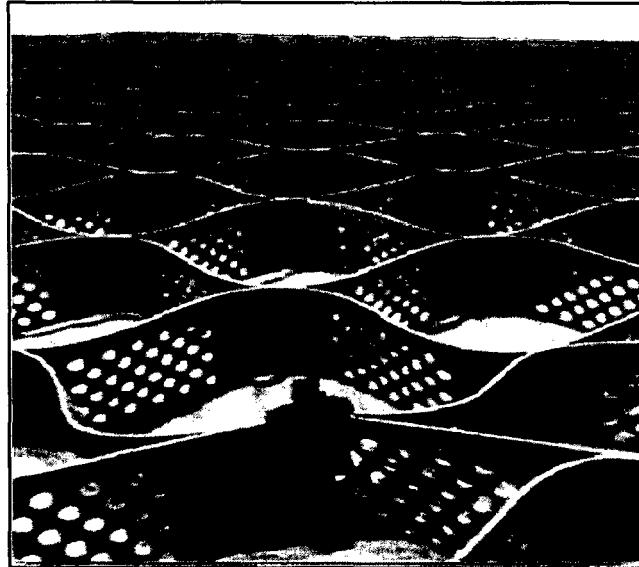


Foto 5.08. Distribución de la geocelda y anclajes de sostenimiento.

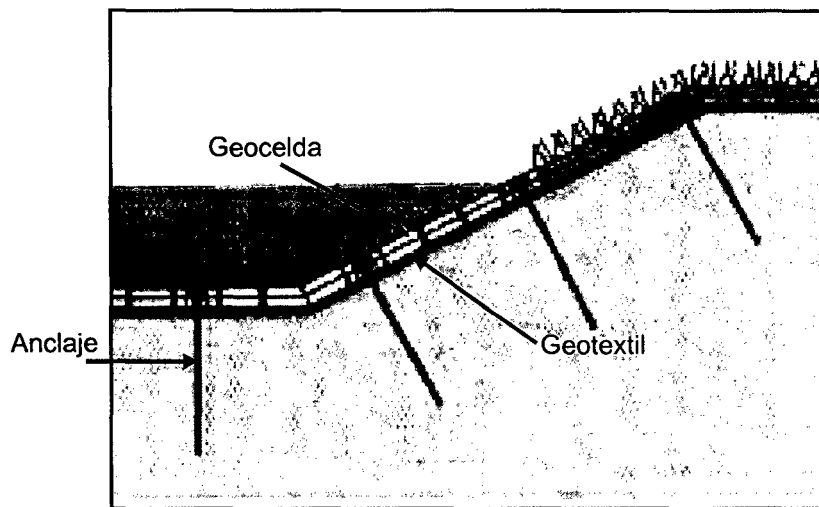


Figura 5.05. Sección típica del sistema de protección con geoceldas.

5.6 PASO 6: DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE DEFENSA

Según investigaciones recopiladas en el libro "Bridge Scour" recomiendan longitudes de diques guía, aguas arriba del puente, de 0.75 a 1.25 veces la luz del puente, y aguas abajo una longitud de dique de aproximadamente de 0.25 a 0.40 la longitud del dique de aguas arriba.

Para el proyecto se ha adoptado que el dique guía aguas arriba tendrá una longitud igual a la luz del puente, y la longitud del dique guía aguas abajo será de 1/3 la luz del puente, las longitudes estimadas son:

- Longitud de los diques aguas arriba: $L_1 = 35 \text{ m}$

- Longitud de los diques aguas abajo: $L_2 = 11 \text{ m}$

Resumiendo, los diques guía cumplen con las siguientes funciones:

- Rigidizar el cauce principal en la zona del puente con la finalidad de que el cauce principal no divague en este tramo y oriente los flujos aguas arriba y abajo a mantener en ese alineamiento.
- Hacer que las velocidades del flujo sean paralelos a los estribos y pilares del puente.
- Proteger los estribos y los taludes de las carreteras de acceso, de los fenómenos de socavación local.

En la figura 5.06 se observa la forma del eje del dique guía. Asimismo, en la figura 5.07 se muestra el esquema de un dique guía típico.

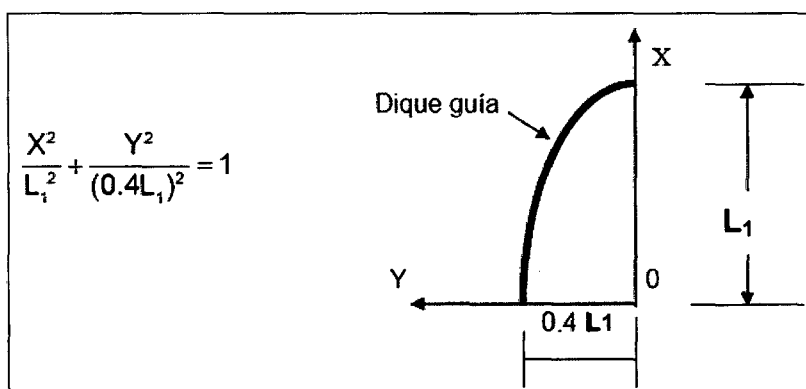


Figura 5.06. Forma del dique guía.

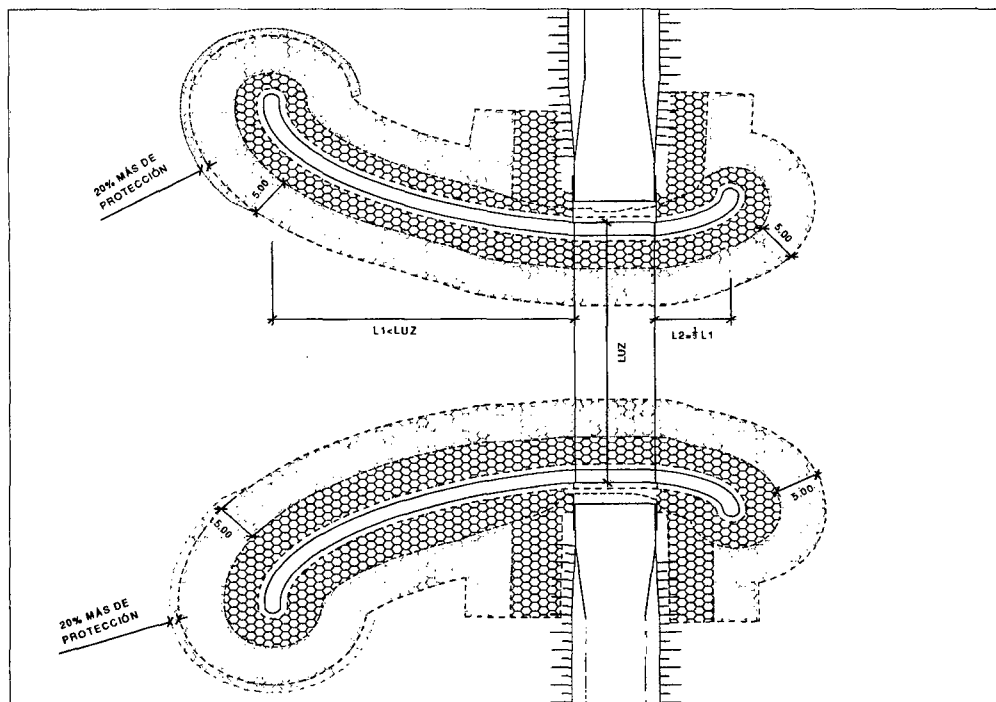


Figura 5.07. Esquema de un dique guía típico.

Se propone construir el dique guía con un cuerpo compuesto de arena arcillosa compactada al 95% de compactación proctor, reforzada con geotextiles. Y el talud que da alas corrientes de agua protegido con geoceldas rellenas con concreto.

En el sistema de protección propuesto la protección con geocelda llega hasta 1.00m por encima del nivel de aguas para un periodo de retorno de 100 años. La revegetación se realiza por encima del nivel de agua máximas en la zona de los taludes de la carretera. En el Anexo A6 Planos: P-04, P-05 y P-06, se detalla la disposición de la protección ribereña.

El espesor de la geocelda rellena con mortero para la protección de los taludes y cauce en la zona del puente, así como de los taludes de la carretera adyacente al puente es de 0.075 m (ver cuadro 5.20).

La metodología para la estimación del espesor adecuado de geocelda se adjunta en el Anexo A4.

CUADRO 5.20

ÁREA MÍNIMA DE UN MÓDULO GEOCELDA-MORTERO DE ESPESOR 0.075m

Progresiva Km	Puente	Velocidad Máxima m/s	Peso Mínimo propuesto de una manta de geocelda-mortero (Tn)	Espesor de la geocelda (m)	Área mínima (A_{min}) de un elemento de geocelda-mortero (m ²)
524+900	Planchón	6.53	0.18	0.075	1.0

La longitud de protección se consideró 1.80 veces de la socavación general más la contracción, obteniéndose 4.25m. Por lo tanto, se recomienda proteger los taludes en el cauce y al pie del talud de la carretera en una longitud de $L_p=5.0m$, en caso de encontrar vegetación tupida en la zona de protección proyectada se terminará la protección en este límite (ver cuadro 5.21).

CUADRO 5.21

LONGITUDES Y ESPESOR DE LA PROTECCIÓN CON GEOELDAS

Progresiva (Km)	Puente	Espesor de la geocelda e (m)	$L_{p1}^{(*)}$ (m)	Longitud de protección a lo largo del talud de la carretera, medido a partir del estribo			
				Aguas arriba		Aguas abajo	
				Margen izquierda L_{p2}	Margen derecha L_{p3}	Margen izquierda L_{p4}	Margen derecha L_{p5}
524+900	Planchón	0.075	5	5	5	5	5

* Longitud de protección al pie de los taludes, en el cauce y en la carretera.

CONCLUSIONES

1. Debido a las bajas pendientes del cauce principal de los ríos y laderas de la cuenca amazónica de los pequeños puentes, se observa que los flujos de agua inundan las llanuras de inundación. Asimismo, existe una gran diferencia de velocidades entre los flujos que se concentran en el cauce principal y las llanuras de inundación; la abundante vegetación y la baja pendiente de las llanuras hacen que las velocidades sean muy pequeñas.
2. Las dimensiones del puente tienen una influencia muy importante en los tirantes de flujo de ríos de llanura amazónica, así como también los rellenos de la carretera de acceso, ya que ambos son un obstáculo para los flujos de avenida, y éstos inducen a que todo el flujo ingrese por la abertura del puente. En relación a lo anterior, es necesario determinar adecuadamente la luz del puente, teniendo en cuenta que para luces mayores a la seleccionada, los tirantes del flujo y las socavaciones inducidas no presenten variación significativa.
3. Para luces de puente menores a la seleccionada siempre se presenta socavaciones significativas y tirantes elevados aguas arriba de la estructura del puente.
4. En la aplicación de la metodología propuesta, para el caso del Puente Planchón emplazado sobre un cauce típico de llanura amazónica, con características de suelo cohesivo, se obtuvieron los siguientes resultados:

Progresiva	Puente	Luz (m)	Socavación General en suelo cohesivo d_g (m)	Socavación por contracción en suelo cohesivo d_c (m)	Socavación Local en suelo cohesivo D_{sc} (m)	Socavación Total d_T (m)
524+900	Planchón	35	2.36	0.15	7.47	9.98

5. Los suelos en las zonas de llanura amazónica generalmente son cohesivos, la socavación en éstos está asociado a las características de cohesión del material arcilloso.
6. El tipo de mineral (montmorillonita y caolinita) en los suelos cohesivos condiciona la estimación de la socavación local en pilares y estribos, es por eso que las formulaciones matemáticas son diferentes para cada tipo mineral.

7. La presencia de la arcilla en un porcentaje menor al 12% en muestras de suelo conformada en mayor parte por arenas, presenta una disminución en el proceso erosivo local respecto a los suelos granulares y el parámetro principal para la estimación de la socavación es el porcentaje de arcilla. Para los suelos cohesivos con contenido de arcilla mayor al 12%, la socavación local está asociado a otros parámetros como son el contenido de agua y grado de compactación del material cohesivo.
8. Los parámetros de ingreso para la estimación de la socavación por contracción en suelos cohesivos están asociados a las características hidráulicas de la sección de aproximación y contraída en el puente, y geotécnicamente, al esfuerzo cortante crítico de la muestra de suelo del cauce.
9. La aplicación para el Puente Planchón en la estimación de la socavación local en el estribo, conformado por un suelo cohesivo areno-arcilloso con presencia de Montmorillonita, representó el 75% de la socavación local correspondiente a suelos granulares. A su vez, se produce una socavación por contracción irrelevante estimado para suelos cohesivos. Finalmente, los resultados de la socavación total para suelos cohesivos muestran una disminución de 11.92 m, constituyendo el 54% de la socavación en suelos granulares.
10. Desde el punto de vista hidráulico y en consideración de las características del material cohesivo existente, se concluye que disminuirá la profundidad de cimentación para los estribos del puente Planchón en 11.92 m, asimismo, se concluye que la profundidad mínima de cimentación del estribo será de 9.98m.
11. En llanura amazónica no existen canteras de roca, y el cauce de los ríos está formado de material muy fino, por lo que para el diseño del puente no se puede utilizar enrocado de protección, pero sí otros elementos como geoceldas, gaviones, tetrápodos u otros que usen los materiales disponibles en la zona. De acuerdo al estudio económico y de disponibilidad de material para la selección del sistema de defensa, se concluye que la alternativa más viable es la protección con geoceldas rellenas de mortero.
12. Debido a las bajas pendientes de los cauces y llanuras inundación se originan tirantes altos, lo cual tiene como consecuencia que la proyección de los puentes sean también altos.

13. Ante la inexistencia de una normatividad técnica para la estimación de parámetros hidráulicos en llanura amazónica, es de relevante aplicación el manual denominado "Guía para Selección del Coeficiente de Manning para Canales Naturales y Zonas de Inundación".
14. El valor del coeficiente de Manning obtenido para el cauce principal fue de 0.035, valor representativo en estos tipos de cauces.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda ampliar las investigaciones de laboratorio para la socavación en suelos cohesivos característicos de la llanura amazónica del Perú, incidiendo de manera particular en arcillas con presencia del mineral illita.
2. Realizar investigaciones relacionadas a la estimación de valores de coeficientes de Manning en zonas de inundación de llanuras amazónicas, cuya característica adicional es la presencia significativa de vegetación de tallo bajo.
3. Es necesario una exhaustiva evaluación geológica-geotécnica del terreno donde se proyectará la estructura del puente, con particular interés en determinar la composición mineralógica del suelo cohesivo.
4. Se recomienda que la estimación de socavación en suelos cohesivos se debe caracterizar principalmente con el porcentaje de arcilla, contenido de agua, grado de compactación, granulometría, peso específico, esfuerzo cortante crítico, y tipo de mineral predominante en la arcilla de una muestra inalterada del cauce y taludes del río.
5. Incluir en los términos de referencia de las concesiones de las carreteras de primer orden de llanura amazónica, la implementación de un programa de mediciones de socavación, con instrumentación idónea, en estribos y pilares de los puentes, a fin de tener información a escala natural que nos permita a futuro tener una mejor estimación de la socavación local en cauces de suelos cohesivos. Por consideraciones económicas para la instalación, operación y mantenimiento, se propone utilizar varillas mecánicas para medición de la profundidad de socavación.
6. Es aconsejable estudiar las variaciones de caudales, implementando limnógrafos o reglas limnimétricas calibrados a fin de correlacionar con las medidas de socavación obtenidas con las varillas mecánicas.

BIBLIOGRAFÍA

1. Aparicio Mijares, Francisco. Fundamentos de Hidrología de Superficie. Editorial Limusa, México. 2001.
2. Briaud J. L. y Chen H. C. Pier and Contraction Scour in Cohesive Soils, National Cooperative Highway Research Program, USA. 2004.
3. Chow, Ven Te. Hidrología Aplicada, Editorial Mc Graw Hill – Bogotá. 1994.
4. Chow, Ven Te. Hidráulica de Canales Abiertos, Editorial Mc Graw Hill – Bogotá. 1994.
5. Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, México. 1969.
6. Koerner, Robert M., Design with Geosynthetics, Editorial Prentice Hall, USA. 1999.
7. Organización Meteorológica Mundial, Guía de Prácticas Hidrológicas, OMM. 1994.
8. Pouey, Nora. La Erosión Hídrica en Cursos de Llanura sobre Lechos Cohesivos, UNESCO. 2000.
9. Rocha Felices, Arturo. Introducción a la Hidráulica Fluvial, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima. 1999.
10. Suarez Díaz, Jaime. Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, Universidad Industrial de Santander, Colombia. 1998.
11. U.S. Army Corps of Engineers, Hydraulic Reference Manual Hec-Ras River Analysis System, Hydrology Engineering Center, USA. 2002.
12. U.S. Department of Transportation. Bridge Scour In Nonuniform Sediment Mixtures And In Cohesive Materials, Federal Highway Administration, USA. 2001.
13. U.S. Department of Transportation. Evaluating Scour at Bridges HEC-18, Federal Highway Administration, USA. 2001.
14. U.S. Geological Survey. Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains, USA. 1984.
15. Schröder, Wolfgang. Regulación y Control de Ríos. Piura, Perú. 1994.
16. SENAMHI-IILA-UNI. Estudio de Hidrología del Perú, Volumen III, Instituto Italo-Latino Americano, Lima. 1982.
17. Stephen Coleman. Bridge Scour, Water Resources Publications, USA. 2000.

ANEXOS

- A1: CÁLCULOS HIDROLÓGICOS (HEC-HMS)**
- A2: CÁLCULOS HIDRÁULICOS (HEC-RAS)**
- A3: ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO**
- A4: DIMENSIONAMIENTO DE GEOCELDA**
- A5: CÁLCULO DE SOCAVACIÓN**
- A6: PLANOS**

A1 CÁLCULOS HIDROLÓGICOS (HEC-HMS)

ANEXO A1.1: Registro de Precipitaciones Diarias

BIBLIOGRAFÍA..... 137

ANEXOS

RESUMEN

La tesis trata sobre las consideraciones hidráulicas que se deben tener en cuenta para el diseño de puentes en suelos cohesivos de la llanura amazónica.

Debido a que se presenta suelos con características especiales en la llanura amazónica de la selva peruana se estudiaron las características hidráulicas y geotécnicas de estos cauces.

La metodología propuesta para la estimación de socavación local y contracción considera las aplicaciones de la FHWA y NCHRP.

Las estimaciones de las profundidades de socavación local toman en cuenta en general, que estos suelos cohesivos son característicos de llanura amazónica, están conformados por material muy fino. La presencia de la arcilla en un porcentaje menor al 12% en muestras de suelo conformada en mayor parte por arenas, presenta una disminución en el proceso erosivo local respecto a los suelos granulares. El contenido de arcilla mayor al 12% no es determinante, sino por el contrario, la socavación local está asociada a otros parámetros como el contenido de agua y grado de compactación del material cohesivo.

Asimismo, se describe la metodología para la estimación de la socavación por contracción en suelos cohesivos, donde los principales parámetros de control están asociados a las características hidráulicas del flujo y el esfuerzo cortante del suelo.

Y finalmente, también se presentan recomendaciones sobre sistema de defensas adecuadas para estos puentes, ya que en estas zonas no existen canteras de roca, ni piedras como para el uso de gaviones.

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1.01. Clasificación de Partículas según la American Geophysical Union (A.G.U.)	6
Cuadro 1.02. Velocidades Críticas del Agua para Materiales No Cohesivos	35
Cuadro 1.03. Velocidades Críticas del Agua para Materiales Cohesivos	36
Cuadro 1.04. Coeficientes de Ajuste de las Ecuaciones de Geometría	65
Cuadro 1.05. Factor de Dureza del Suelo	65
Cuadro 1.06. Propiedades Físicas de la Arcilla	66
Cuadro 1.07. Factores para la Máxima Profundidad del Canal	67
Cuadro 3.01. Coeficiente de Contracción " μ "	78
Cuadro 3.02. Factor K_1 por la Forma de la Pila en Cara Frontal	81
Cuadro 3.03. Coeficiente K_2 por el Ángulo de Ataque de la Corriente	81
Cuadro 3.04. Coeficiente K_3 por las Condiciones del Lecho	81
Cuadro 4.01. Valores de n_b	96
Cuadro 4.02. Valores de n_1	96
Cuadro 4.03. Valores de n_2	97
Cuadro 4.04. Valores de n_3	97
Cuadro 4.05. Valores de n_4	98
Cuadro 4.06. Valores de m	98
Cuadro 4.07. Valores de n_1 para Llanuras de Inundación	99
Cuadro 4.08. Valores de n_3 para Llanuras de Inundación	99
Cuadro 4.09. Valores de n_4 para Llanuras de Inundación	100
Cuadro 5.01. Ubicación de la Estación Pluviométrica	107
Cuadro 5.02. Precipitación Máxima en 24 Horas	111
Cuadro 5.03. Comparación de Caudales según el Método Regional	112
Cuadro 5.04. Caudales Máximos Asignados según el Método Regional	112
Cuadro 5.05. Caudales Máximos según el Hidrograma Triangular SCS	114
Cuadro 5.06. Caudales Máximos del Hidrograma Unitario SCS y el Hietograma del ILLA	115
Cuadro 5.07. Caudales de Diseño	115

Cuadro 5.08. Características Hidráulicas y Socavación en Suelos Granulares	117
Cuadro 5.09. Características Hidráulicas y Socavación en Suelos Cohesivos	122
Cuadro 5.10. Caudales y Velocidad Máxima del Flujo en el Puente	123
Cuadro 5.11. Socavación General en Suelos Granulares	124
Cuadro 5.12. Socavación General en Suelos Cohesivos	124
Cuadro 5.13. Socavación por Contracción en Suelos Granulares según HEC-18	125
Cuadro 5.14. Socavación por Contracción en Suelos Cohesivos según NCHRP	125
Cuadro 5.15. Socavación Local en Suelos Granulares según Froelich	126
Cuadro 5.16. Socavación Local en Suelos Cohesivos según CSU	126
Cuadro 5.17. Socavación Total en Suelos Granulares	126
Cuadro 5.18. Socavación Total en Suelos Cohesivos	126
Cuadro 5.19. Cuadro Comparativo de Costos	129
Cuadro 5.20. Área Mínima de un Módulo Geocelda-Mortero de Espesor 0.075m	132
Cuadro 5.21. Longitudes y Espesor de la Protección con Geoceldas	132

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.01. Espigones en flujos en curva	12
Figura 1.02. Corte de meandros	13
Figura 1.03. La erosión generalizada y local	15
Figura 1.04. Formación de vórtices alrededor de un pilar	16
Figura 1.05. Formación de vórtices alrededor de un estribo	17
Figura 1.06. Datos experimentales obtenidos por Sundborg (1956)	20
Figura 1.07. Índice Plástico vs. Tensión crítica de corte	22
Figura 1.08. Fases del transporte de sólido	32
Figura 1.09. Fases del transporte de sólido	34
Figura 1.10. Diagrama de Shields para la iniciación del movimiento	39
Figura 1.11. Perfil longitudinal de un cauce	43
Figura 1.12. Estado de equilibrio	45
Figura 1.13. Clasificación según su forma	48
Figura 3.01 Variación de la Socavación versus Velocidad	65
Figura 3.02. Número de Froude respecto la longitud de obstrucción	68
Figura 3.03. Número de Froude respecto la longitud geométrica	68
Figura 3.04. Variación adimensional de la socavación de estribos respecto la deflexión de la velocidad de exceso del flujo	70
Figura 3.05. Factor de reducción de la gradación K_{ϕ}	73
Figura 3.06. El factor de ajuste fracción gruesa, K_{15}	73
Figura 3.07. Influencia del contenido de arcilla en la socavación de estribos	75
Figura 3.08. Factor de reducción para socavación en pilares con arcilla Montmorillonita	76
Figura 3.09. Factor de reducción para socavación en estribos con arcilla Montmorillonita	77
Figura 3.10. Factor de reducción de socavación en estribos para las mezclas de arcilla caolinita	78
Figura 3.11. Socavación de pilares en suelo con arcilla Montmorillonita no saturada	83
Figura 3.12. Socavación en pilares en suelo con arcilla Montmorillonita saturada	83
Figura 3.13. Socavación del estribo en arcilla Montmorillonita	83
Figura 3.14. Socavación del estribo en arcilla Kaolinita	87
Figura 3.15. Ubicación de zona de máxima socavación por el ángulo de ataque	89

Figura 4.01. Tipos de irregularidad en el cauce	92
Figura 4.02. Variación de secciones del cauce	93
Figura 5.01. Ubicación de estaciones meteorológicas	108
Figura 5.02. Cuenca del río Planchón	110
Figura 5.03. Variación morfológica del río Planchón	120
Figura 5.04. Comparación de resultados de socavación por contracción más general	120
Figura 5.05. Sección típica del sistema de protección con geoceldas	130
Figura 5.06. Forma del dique guía	131
Figura 5.07. Esquema de un dique guía típico	131

LISTA DE FOTOS

Foto 1.01. Socavación en suelo cohesivo	10
Foto 1.02. Puente del Km 376+745 de la Carretera Interoceánica Sur	11
Foto 1.03. Puente Tahuamanu en zona curva	12
Foto 1.04. Confluencia de ríos	14
Foto 1.05. Socavación local en pilares	14
Foto 1.06. Vegetación en áreas de inundación	25
Foto 1.07. Cárcavas en el talud de la carretera de acceso al puente	27
Foto 1.08. Efectos de la minería informal en la llanura amazónica de la región de Madre de Dios	27
Foto 1.09. Erosión lateral en la zona del puente Tahuamanu	29
Foto 1.10. Sedimentación en el río Jayave	30
Foto 1.11. Proceso de degradación del cauce	41
Foto 1.12. Agradación del cauce	42
Foto 2.01. Vista de la zapata del pilar del puente Aguaytía inhabilitado y el nuevo puente colgante	54
Foto 2.02. Vista de las zapatas de los pilares del puente Aguaytía inhabilitado	54
Foto 2.03. Vista del nuevo puente San Alejandro	55
Foto 2.04. Socavación lateral de la margen derecha del río Tahuamanu	55
Foto 2.05. Protección de la margen derecha del río Tahuamanu	56
Foto 2.06. Vista del puente provisional Santa Rita ubicada en el Km 356+980 de la Carretera Interoceánica Sur	57
Foto 2.07. Vista de la zona de cruce de la quebrada Primavera en el Km 362+610 inundando la carretera Interoceánica Sur	57
Foto 2.08. Nuevo y antiguo puente de madera Sol Naciente	58
Foto 2.09. Puente Km 602+280 de CIS protegido con geoceldas	58
Foto 4.01. Llanura de inundación del río Inambari con coeficiente de Manning = 0.11	101
Foto 4.02. Llanura de inundación del río Dos de Mayo en Madre de Dios con coeficiente de Manning = 0.12	101
Foto 4.03. Llanura de inundación en el río Contamana con coeficiente de Manning = 0.13	102
Foto 4.04. Llanura de inundación del río Primavera con coeficiente de Manning	

= 0.14	102
Foto 4.05. Llanura de inundación del río Santa Rita con coeficiente de Manning	
= 0.15	103
Foto 5.01. Puente antiguo de madera y zonas de inundación planas	105
Foto 5.02. Calicata para muestreo de suelo	106
Foto 5.03. Puente antiguo de madera sobre el río Planchón (Km 524+900)	116
Foto 5.04. Ortofoto de la zona del Puente Planchón (Km 524 + 900)	118
Foto 5.05. Imagen Satelital Lansat del 24/11/2000	119
Foto 5.06. Imagen Satelital Lansat del 04/07/2006	119
Foto 5.07. Protección del talud con geoceldas en los apoyos del puente	128
Foto 5.08. Distribución de la geocelda y anclajes de sostenimiento	129

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

- A: Área hidráulica.
- a: Máxima longitud de la partícula.
- B: Ancho de canal o cauce principal.
- B_e : Ancho efectivo del canal.
- B_m : Ancho del meandro.
- b: Mínima longitud perpendicular a "a".
- b_a : Ancho del cauce.
- b_p : Ancho total de pilares.
- C: Grado de compactación.
- CC: Contenido de arcilla.
- C_c : Coeficiente de contracción.
- C_e : Coeficiente de expansión.
- Cs: Contenido en masa de material sólido por unidad de volumen de agua.
- C_u : Coeficiente de uniformidad.
- c: Longitud perpendicular al plano formado por a y b.
- D_C : Máxima socavación por contracción.
- D_{cfm} : Tamaño medio del material de cauce.
- D_m : Diámetro característico.
- D_j : Socavación local del pilar.
- D_s : Profundidad de socavación en suelo granular.
- D_{sc} : Profundidad de socavación en suelo cohesivo.
- D_{50} : Diámetro medio de sedimentos.
- d: Diámetro de las partículas.
- d_j : Tamaño de los sedimentos por cada j por ciento de los sedimentos de la mezcla más fina.
- d_m : Diámetro medio geométrico.
- d_n : Diámetro (mm) de la partícula por debajo del cual queda el n por ciento de la muestra de suelo en peso.
- d_1 : Diámetro medio correspondiente a cada intervalo en que se dividió la curva granulométrica.
- d_{50} : Diámetro medio del material de fondo.
- e: Relación de vacíos de la masa del suelo.

- F_i : Número de Froude de inicialización de la socavación.
- F_s : Factor que hace intervenir la dureza del suelo:
- f : Coeficiente de resistencia
- g : Aceleración de la gravedad.
- H : Profundidad del cauce.
- H_m : Tirante medio.
- IWC : Contenido de agua inicial.
- K_{cc} : Factor de reducción del contenido.
- K_1 : Factor de corrección por la forma del pilar.
- K_{15} : Factor que representa la composición de percentil 15 del material.
- K_2 : Factor por el ángulo de ataque.
- K_3 : Factor por el tipo de fondo de cauce.
- K_4 : Factor de corrección de estabilidad del material del cauce.
- K_n : Factor de forma del estribo.
- K_u : Coeficiente adimensional.
- L_C : Longitud característica.
- L_m : Longitud de la onda del meandro.
- m_F : Masa de sólidos transportada en un determinado ancho y referida a un determinado tiempo.
- n : Coeficiente de rugosidad de Manning.
- n_b : Valor base del coeficiente de fricción para canales rectos y uniformes.
- n_1 : Factor de corrección debido a efectos por irregularidades en la superficie.
- n_2 : Valor por las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del río.
- n_3 : Valor por las obstrucciones que pueden existir en el río.
- n_4 : Valor por la vegetación y las condiciones de flujo.
- m : Factor de corrección por la presencia de meandros.
- P : Perímetro mojado.
- P_j : Fracción descendente de un grupo de tamaño j (porcentaje de fino en peso).
- Q : Caudal.
- Q_d : Caudal de diseño.
- q : Descarga por unidad de ancho.
- Re : Número de Reynolds.
- r : Radio hidráulico.
- S : Pendiente en porcentaje.
- S_r : Resistencia al esfuerzo cortante del suelo.
- S_c : Pendiente del cauce.

- s: Pendiente de la línea de energía en la dirección del flujo.
- t: Tiempo.
- Q_d: Caudal dominante.
- Q: Caudal.
- q: Caudal por unidad de ancho.
- q_o: Caudal crítico de arrastre.
- V: Velocidad del fluido.
- V_{*}: Velocidad de corte.
- V_c: Velocidad crítica.
- V_i: Velocidad de iniciación de socavación.
- V_a: Velocidad media aguas arriba de los pilares.
- V: Velocidad del flujo de aproximación.
- W: Velocidad de caída del sedimento.
- W_g: Factor de peso.
- w: Velocidad de caída de las partículas en agua tranquila.
- X: Exponente variable que depende de peso volumétrico seco (γ_s) del material cohesivo.
- Y: Profundidad del flujo de aproximación.
- y: Tirante.
- Z_n: Variable aleatoria estándar, función del porcentaje requerido, probabilidad o área bajo la curva normal.
- β : Coeficiente de frecuencia.
- γ_s : Peso volumétrico seco del material cohesivo.
- γ : Peso específico del agua.
- δ : Espesor de la subcapa laminar.
- ΔP_i : Valor en porcentaje de cada intervalo, en que divide la curva granulométrica, puede ser variable o constante.
- ϕ : Factor de forma del pilar.
- Φ_j : Exceso de velocidad del flujo desviado.
- μ : Coeficiente de corrección por contracción del flujo.
- ν : La viscosidad cinemática del agua.
- ν : Viscosidad cinemática.
- ρ : Densidad del fluido.
- ρ_s : Densidad de partículas de sedimentos.
- Ψ : Factor adimensional dada por el exceso de velocidad.

- σ : Desviación estándar aritmética.
- σ_g : Desviación estándar geométrica de tamaño de los sedimentos.
- τ_c : Esfuerzo crítico tractivo para que la erosión no ocurra.
- τ_o : Fuerza tractiva.
- $(\tau_o)_c$: Fuerza tractiva sobre el fondo en el momento de la iniciación.

SENAMHI

Oficina General de Estadística e Informática

SENAMHI



OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

ESTACION PUERTO MALDONADO LAT 12° 35' "S" DPTO MADRE DE DIOS
PARAMETRO PRECIPITACIÓN DIARIA (mm) LONG. 69° 12' "W" PROV. TAMBOPATA
ALT. 256 msnm DIST. TAMBOPATA

AÑO 1988

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	4.8	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	0.0	25.0
2	2.2	48.0	0.0	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	90.0	25.0
3	22.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	0.0	0.0
4	12.0	3.3	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	---	0.0	0.0	0.0
5	5.0	42.3	0.0	15.3	0.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	0.0	0.0
6	12.3	0.0	0.0	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	0.0	0.0
7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.0	0.0	---	0.0	0.0	12.0
8	7.0	32.0	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	0.0	3.4
9	0.0	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	1.0	0.0
10	0.5	27.0	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	---	6.0	0.0	0.0
11	10.0	4.0	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	0.0	0.0
12	0.0	0.0	25.2	15.8	0.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	0.0	3.0
13	1.8	0.0	4.0	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	23.0	0.0
14	30.0	0.0	0.0	7.0	0.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	90.0	0.0
15	22.2	80.0	0.0	7.8	0.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	0.0	5.0
16	0.0	22.0	5.0	0.0	8.0	0.0	0.0	3.0	---	0.0	0.0	3.0
17	20.0	0.0	4.0	5.7	0.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	0.0	8.0
18	16.0	0.0	12.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	0.0	0.0
19	49.0	0.0	17.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	0.0	0.0
20	0.0	39.4	0.0	0.0	8.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	0.0	0.0
21	22.3	19.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	20.0	56.4
22	14.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	0.0	10.0
23	19.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	25.0	0.0
24	4.0	2.6	7.0	12.4	4.0	2.0	0.0	0.0	---	0.0	0.0	35.0
25	34.9	0.0	0.0	0.0	10.0	12.0	0.0	0.0	---	0.0	0.0	0.0
26	0.0	50.0	13.0	0.0	32.0	0.0	0.0	0.0	---	7.0	0.0	15.0
27	20.0	30.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	---	61.0	0.0	0.0
28	37.0	50.0	59.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	0.0	4.0
29	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	0.0	35.0
30	0.0		10.0	0.0	12.0	0.0	0.0	0.0	---	0.0	0.0	12.0
31	0.0		0.0		12.0		0.0	0.0	---	0.0		0.0

INFORMACIÓN PREPARADA PARA COMPRA EN
LEMA 31 DE OCTUBRE DE 2006

SENAMHI
Oficina General de Estadística e Informática

SENAMHI



OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA

ESTACION:	FUERTE MALDONADO	LAT:	12° 35' "S"	DPTO:	MADRE DE DIOS
PARAMETRO:	PRECIPITACIÓN DIARIA (mm)	LONG:	69° 12' "W"	PROV:	TAMBOPATA
		ALT:	256 msnm	D.ST:	TAMBOPATA

AÑO 1989

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	0.0	11.0	0.0	0.0	8.0	2.0	0.0	3.0	0.0	0.0	5.0	0.0
2	10.0	16.0	1.0	7.0	1.0	4.0	0.0	0.0	66.0	0.0	0.0	0.0
3	0.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	26.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	0.0	30.0	15.0	0.0	3.0	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	9.0	8.0	13.0	0.0	0.0	9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	0.0
6	0.0	0.8	16.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	45.0	0.0
7	5.0	0.0	6.0	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	14.0	0.0	49.0	0.0
8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.0	36.0	0.0	0.0
9	11.0	0.0	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.0	0.0
10	0.0	3.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	7.8	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	0.0	0.0	50.0	21.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.0	54.0	0.0
13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.0	0.0	14.0	0.0
14	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	14.0	0.0
15	2.0	0.0	0.0	4.8	4.0	0.0	0.0	0.0	14.0	0.0	0.0	0.0
16	6.0	1.0	0.0	2.7	18.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	0.0
17	15.0	17.0	0.0	15.0	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0
18	9.0	10.0	34.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	0.0	0.0
19	0.0	9.0	0.0	7.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20	7.0	21.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
21	0.0	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22	0.0	7.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	92.0	0.0
23	0.0	18.0	27.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	46.0	0.0
24	0.0	7.0	14.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	19.0	0.0	0.0	0.0
25	0.0	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	48.0	0.0	0.0	0.0	5.0	0.0
26	1.0	0.0	8.0	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
27	5.0	0.0	2.0	1.0	0.0	0.0	6.0	0.0	0.0	92.0	23.0	0.0
28	0.0	4.0	92.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
29	0.0		0.0	0.0	0.0	3.0	0.0	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30	4.0		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31	0.0		1.0		0.0		0.0	0.0		0.0		0.0

INFORMACION PREPARADA PARA CONGRESO SA
LMA 6 DE OCTUBRE DE 2006

SENAMHI
Oficina General de Estadística e Informática

SENAMHI

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

ESTACION : PUERTO MALDONADO LAT. : 12° 35' "S" DPTO. : MADRE DE DIOS
PARAMETRO : PRECIPITACION TOTAL LONG. : 69° 12' "W" PROV. : TAMBOPATA
DIARIA (mm) ALT. : 256 msnm. DIST. : TAMBOPATA

AÑO : 1990

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	0.0	18.0	0.0	5.0	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.0	6.0
2	0.0	115.0	9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	0.0	39.0	17.0
3	0.0	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	28.0	13.0	0.0
4	0.0	6.0	41.0	0.0	13.0	0.0	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0
5	0.0	0.0	0.0	39.0	12.0	0.0	0.0	0.0	0.0	S/D	1.0	0.0
6	0.0	3.1	0.0	0.0	0.0	36.0	0.0	0.0	9.8	S/D	31.0	0.0
7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.0
8	16.0	0.0	0.0	0.0	2.4	0.5	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	0.0	2.0	12.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	13.1	0.0	0.0	18.0
10	0.0	3.3	0.0	0.0	0.0	0.0	88.0	0.0	0.0	4.0	8.0	0.0
11	1.0	90.0	0.0	0.0	11.0	0.0	18.0	0.0	0.0	78.0	2.0	0.0
12	0.0	17.0	0.0	0.0	7.6	0.0	0.0	0.0	13.0	0.0	0.0	7.0
13	16.0	0.0	0.0	0.0	19.3	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	3.0	0.0
14	0.0	9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	0.0	0.0	0.0
15	8.0	10.0	0.0	0.0	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	23.0
16	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	96.0	0.0	2.4
17	1.0	0.0	0.0	28.6	0.0	0.0	0.0	5.0	0.0	2.0	0.0	0.0
18	0.0	22.0	1.0	12.0	0.0	0.0	S/D	11.0	0.0	0.0	0.0	26.7
19	28.0	12.0	0.0	40.0	0.0	0.0	S/D	6.0	0.0	16.0	0.0	0.0
20	0.0	0.0	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	70.0	10.0	0.0
21	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	S/D	53.0	2.0	5.0
22	4.3	0.0	14.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	S/D	0.0	0.0	30.0
23	3.1	7.8	6.2	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.0
24	42.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	36.0	2.0	18.0	16.0
25	0.0	0.0	0.0	34.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	11.0	2.0	8.0
26	3.0	7.4	0.0	0.0	0.0	14.0	0.0	0.0	0.0	3.0	0.0	0.0
27	0.0	17.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
28	7.0	3.4	20.2	0.0	0.0	0.0	0.0	28.0	0.0	0.0	0.0	0.0
29	0.0		8.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	19.0
30	0.0		10.2	9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	55.0	49.0	0.0	1.0
31	5.0		0.0		0.0		0.0	0.0		23.0		0.0

T = Trzbas.
SUMP-LEY N° 23580

INFORMACION PREPARADA PARA ODEBRECHT PERU INGENIERIA Y CONSTRUCCION S.A.C.
LIMA, 21 DE FEBERO DE 2005



SENAMHI
Oficina General de Estadística e Informática



OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

ESTACION : PUERTO MALDONADO
PARAMETRO : PRECIPITACION TOTAL
DIARIA (mm)

LONG. : 69° 12' "W"
LAT. : 12° 35' "S"
ALT. : 200 msnm.

DPTO. MADRE DE DIOS
PROV. : TAMBOPATA
DIST. TAMBOPATA

AÑO : 1992

DIA	OCT	NOV	DIC
1	11.0	13.0	36.0
2	0.0	0.0	0.0
3	3.0	0.0	12.0
4	30.8	0.0	0.0
5	0.0	64.0	0.0
6	0.0	0.0	101.0
7	24.0	0.0	108.0
8	0.0	0.0	9.0
9	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0
11	0.0	0.0	120.0
12	4.0	0.0	98.0
13	6.8	0.0	0.0
14	0.0	0.0	0.0
15	0.0	10.0	0.0
16	0.0	0.0	0.0
17	0.0	12.0	0.0
18	8.0	7.0	0.0
19	0.0	0.0	8.0
20	0.0	0.0	0.0
21	61.0	2.0	0.0
22	4.4	12.0	15.0
23	0.0	4.0	20.0
24	0.0	33.0	28.0
25	0.0	0.0	80.0
26	2.0	5.0	43.0
27	0.0	8.0	3.0
28	0.0	0.0	0.0
29	3.0	0.0	0.0
30	0.0	0.0	4.0
31	57.2		10.0

S/D = Sin Dato
T = Trazas

INFORMACION PREPARADA PARA EDGAR RODRIGUEZ ZUBIATE
LMAA, 20 DE JULIO DE 2009

**PROHIBIDA SU REPRODUCCION
PARCIAL O TOTAL**

SENAMHI
Oficina General de Estadística e Informática

SENAMHI

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

ESTACION : PUERTO MALDONADO LAT. : 12° 35' "S" DPTO. : MADRE DE DIOS
PARAMETRO : PRECIPITACION TOTAL LONG. : 69° 12' "W" PROV. : TAMBOPATA
DIARIA (mm) ALT. : 256 msnm. DIST. : TAMBOPATA

AÑO : 1993

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	11.0	0.0	0.0	6.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	0.0	0.0
2	8.0	0.0	19.2	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	2.0	3.0	6.0
3	0.0	0.0	0.0	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0
4	0.0	30.6	0.0	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	11.4	0.0	3.0	8.3	23.0	0.0	0.0	0.0	0.0	37.0	6.0	5.4
6	2.0	0.0	53.4	11.2	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	50.4	0.0	6.0
7	95.2	0.0	5.0	83.7	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	0.0	4.2	43.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	50.0
9	0.0	6.0	0.0	14.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0
10	30.0	0.0	5.0	21.2	0.0	1.8	0.0	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	0.0	0.0	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	16.6	0.0	0.0	0.0	6.0
12	0.0	0.0	2.8	4.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.0
13	7.0	29.4	0.0	0.0	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	33.0	0.0
14	24.0	50.0	0.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	4.0
15	0.0	34.0	0.0	3.0	2.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	0.0	0.0	0.0	33.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.0	0.0
17	12.8	0.0	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.0	0.0	0.0	20.0	4.9
18	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.0	0.0	5.4	2.0	16.0
19	12.5	0.0	0.0	45.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	39.2	8.0	0.0
20	0.0	28.0	43.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	0.0	15.0
21	0.0	28.4	13.0	4.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.0	3.0	8.0
22	0.0	0.0	0.0	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	9.0	14.8	20.0
23	11.0	0.0	43.0	0.0	2.2	0.0	0.0	0.0	1.8	15.0	3.0	0.0
24	21.0	0.0	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	16.3	0.0	14.8	0.0
25	30.8	14.4	0.0	0.0	39.0	0.0	0.0	0.0	0.0	60.0	5.0	5.0
26	15.0	6.2	4.0	0.0	32.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0
27	29.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	12.0	25.0
28	32.0	6.2	0.0	0.0	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	15.0	0.0
29	0.0		0.0	3.0	0.0	0.0	20.0	0.0	0.0	4.0	16.0	0.0
30	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0	38.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31	23.8		18.0		0.0		0.0	0.0		11.0		0.0

T = Traza
SUMP-LEY N° 23560

INFORMACION PREPARADA PARA ODEBRECHT PERU INGENIERIA Y CONSTRUCCION S.A.C.
LIMA, 21 DE FEBERO DE 2005



SENAMHI
Oficina General de Estadística e Informática

SENAMHI

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

ESTACION : PUERTO MALDONADO LAT. : 12° 35' "S" DPTO. : MADRE DE DIOS
PARAMETRO : PRECIPITACION TOTAL LONG. : 69° 12' "W" PROV. : TAMBOPATA
DIARIA (mm) ALT. : 256 msnm. DIST. : TAMBOPATA

AÑO : 1994

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	0.0	0.0	0.0	25.0	0.0	0.0	0.0	--	0.0	7.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	--	0.0	0.0	41.0	0.0
3	0.0	2.0	4.0	0.0	0.0	0.0	1.2	--	5.0	3.3	57.0	0.0
4	19.0	0.0	0.0	7.8	0.0	17.0	0.0	--	0.0	0.0	0.0	0.0
5	18.0	0.0	0.0	35.2	0.0	0.0	0.0	--	0.0	0.0	3.0	0.0
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	--	0.0	0.0	30.0	0.0
7	0.0	0.0	9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	--	0.0	5.0	0.0	0.0
8	0.0	0.0	0.0	4.0	23.2	0.0	0.0	--	0.0	0.0	0.0	0.0
9	0.0	5.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	--	8.0	0.0	8.8	8.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	--	0.0	0.0	0.0	0.0
11	0.0	31.5	0.0	4.0	8.0	0.0	0.0	--	0.0	0.0	0.0	0.0
12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	--	0.0	11.0	0.0	3.0
13	0.0	7.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	--	0.0	0.0	0.0	9.0
14	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	--	0.0	7.0	0.0	27.0
15	0.0	15.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	--	0.0	7.7	4.0	2.2
16	0.0	0.0	10.8	0.0	0.0	0.0	0.0	--	30.0	4.8	6.3	69.0
17	3.2	69.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	--	29.0	0.0	0.0	0.0
18	0.0	12.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	--	0.0	0.0	14.1	11.0
19	0.0	0.0	63.0	0.0	0.0	0.0	0.0	--	0.0	3.0	44.0	3.3
20	0.0	10.0	0.0	32.0	0.0	0.0	0.0	--	0.0	24.0	63.4	1.0
21	6.0	0.0	26.0	3.8	0.0	0.0	0.0	--	34.0	0.0	18.2	3.0
22	0.0	0.0	11.0	0.0	3.0	0.0	0.0	--	12.0	80.1	6.2	0.0
23	28.0	25.0	0.0	2.3	3.0	0.0	65.0	--	0.0	0.0	0.0	12.0
24	0.0	0.0	0.0	23.7	8.2	17.0	2.0	--	0.0	0.0	0.0	82.0
25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	--	0.0	0.0	0.0	0.0
26	0.0	0.0	5.0	0.0	12.0	35.0	0.0	--	10.0	47.0	0.0	0.0
27	10.0	0.0	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	--	0.0	4.3	0.0	38.0
28	14.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	--	3.8	8.0	0.0	24.0
29	0.0		0.0	75.0	37.6	0.0	0.0	--	5.0	101.4	0.0	72.8
30	30.0		0.0	0.0	99.0	0.0	0.0	--	4.0	15.0	15.8	72.8
31	0.0		0.0		0.0		0.0	--		0.0		0.0

T = Trazas.
SUMP-LEY N° 23580

INFORMACION PREPARADA PARA ODEBRECHT PERU INGENIERIA Y CONSTRUCCION S.A.C.
LIMA, 21 DE FEBERO DE 2005

SENAMHI
Oficina General de Estadística e Informática



OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

ESTACION : PUERTO MALDONADO
PARAMETRO : PRECIPITACION TOTAL
DIARIA (mm)

LONG : 69° 12' "W"
LAT. : 12° 35' "S"
ALT. : 200 msnm

DPTO : MADRE DE DIOS
PROV. : TAMBOPATA
DIST. : TAMBOPATA

AÑO : 1998

DIA	OCT	DIC
1	0.0	2.0
2	0.0	16.2
3	0.0	6.8
4	0.0	0.0
5	0.0	0.0
6	6.9	0.0
7	33.0	14.6
8	21.5	15.4
9	0.0	20.5
10	0.0	1.4
11	0.0	0.0
12	0.0	35.2
13	59.0	0.0
14	6.7	0.0
15	0.0	0.0
16	1.5	0.0
17	0.0	0.0
18	0.0	45.2
19	0.0	7.3
20	0.0	0.0
21	0.0	2.5
22	0.0	52.0
23	0.0	0.0
24	18.4	0.0
25	0.0	0.0
26	0.5	0.0
27	8.8	0.0
28	0.0	0.0
29	1.0	14.7
30	76.9	42.5
31	13.4	6.5

INFORMACION PREPARADA PARA EDGAR RODRIGUEZ ZUBIATE

LIMA 20 DE JULIO DE 2009

S/D = Sin Dpto T = Trazas

**PROHIBIDA SU REPRODUCCION
PARCIAL O TOTAL**

SENAMHI
Oficina General de Estadística e Informática

SENAMHI

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

ESTACION : PUERTO MALDONADO
PARAMETRO : PRECIPITACION TOTAL
DIARIA (mm)

LAT. : 12° 35' "S"
LONG. : 69° 12' "W"
ALT. : 256 msnm.

DPTO. : MADRE DE DIOS
PROV. : TAMBOPATA
DIST. : TAMBOPATA

AÑO : 1999

DIA.	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	13.7	5.7	0.0	--	4.5	0.0	5.4	0.0	0.0	4.4	0.0	0.0
2	0.0	2.6	0.0	--	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	0.0	3.0
3	46.2	7.2	8.1	--	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	20.1	41.7
4	9.2	4.6	0.0	--	10.3	0.0	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	0.0	4.3	0.0	--	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6
6	1.6	4.3	30.6	--	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.3
7	0.0	8.7	0.0	--	26.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	34.7	0.8
8	11.0	25.1	17.1	--	0.0	0.0	0.0	0.0	T	0.0	10.0	0.0
9	0.9	10.7	6.5	--	0.0	0.0	0.0	0.0	46.3	0.0	43.0	7.8
10	0.0	6.2	60.5	--	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	0.0	10.0	4.6	--	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.3
12	0.0	0.0	2.7	--	T	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8
13	3.2	11.8	0.0	--	0.0	0.0	0.0	0.0	6.7	0.0	0.0	17.6
14	3.5	10.5	1.0	--	0.0	0.0	0.0	0.0	71.4	0.0	0.0	1.1
15	1.5	7.4	5.5	--	0.0	0.0	1.6	0.0	30.2	0.0	0.0	11.6
16	0.0	0.5	3.0	--	0.0	2.8	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	23.2
17	0.0	0.0	1.1	--	1.2	8.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.7
18	0.0	22.3	1.3	--	T	18.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19	56.9	7.2	59.9	--	0.0	11.0	0.0	0.0	6.5	0.0	4.9	3.5
20	0.0	0.0	0.0	--	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	66.8	24.3
21	0.0	4.0	4.4	--	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22	14.5	75.8	0.0	--	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.4
23	19.7	0.0	0.0	--	0.0	3.7	0.0	0.0	0.0	0.0	5.8	12.0
24	0.0	47.2	0.0	--	7.5	12.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	1.1	12.2	0.0	--	17.5	23.2	0.0	0.0	17.8	0.0	0.0	3.2
26	10.2	T	0.0	--	2.8	0.0	0.0	0.0	2.8	0.0	5.3	9.8
27	0.0	27.0	3.5	--	0.0	0.0	0.0	0.0	14.8	50.0	7.3	2.2
28	0.0	0.0	0.0	--	0.0	2.9	0.0	1.7	0.0	10.6	0.0	0.0
29	16.7		T	--	0.0	0.0	0.0	0.0	8.5	4.4	0.0	0.0
30	0.0		1.0	--	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31	0.5		33.8		0.0		0.0	0.0		0.0		7.8

T = Trazas.
SUMP-LEY N° 23580

INFORMACION PREPARADA PARA ODEBRECHT PERU INGENIERIA Y CONSTRUCCION S.A.C.
LIMA, 21 DE FEBERO DE 2005

SENAMHI
Oficina General de Estadística e Informática

SENAMHI

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

ESTACION : PUERTO MALDONADO LAT. : 12° 35' "S" DPTO. : MADRE DE DIOS
PARAMETRO : PRECIPITACION TOTAL LONG. : 69° 12' "W" PROV. : TAMBOPATA
DIARIA (mm) ALT. : 256 msnm. DIST. : TAMBOPATA

AÑO : 2000

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	15.8	2.2	13.2	0.0	2.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	6.6	0.0	6.5	0.0	0.0	70.5	7.6
3	0.0	0.0	19.7	0.0	37.3	0.0	5.9	0.0	0.0	0.0	29.0	2.5
4	0.0	0.0	27.0	0.0	11.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.5
5	11.8	2.8	0.0	8.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	45.7
6	0.0	0.0	27.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	26.0	0.0
7	0.0	0.0	107.5	0.0	0.0	39.9	0.0	0.0	0.0	0.0	4.5	0.0
8	0.0	3.3	15.0	0.0	0.0	3.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	16.4	12.3	22.0	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	34.6	0.0	57.4	0.0	0.0	0.0	0.0	4.1	16.1	0.0	3.9	56.7
11	44.0	0.0	4.4	2.5	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.9	0.0
12	0.0	8.3	0.0	0.0	0.0	0.0	2.8	0.0	0.0	0.0	0.0	13.5
13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0	0.0	0.0	2.8
14	0.0	17.9	3.3	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	33.5	3.7
15	5.5	63.4	33.0	4.5	0.0	17.2	0.0	0.0	30.1	0.0	12.6	0.0
16	18.8	9.1	0.0	1.9	15.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	17.0
17	0.0	0.0	14.0	3.4	0.0	42.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18	17.2	7.9	0.0	3.7	0.0	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19	9.8	5.5	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20	0.0	25.3	0.0	0.0	0.0	2.4	0.0	0.0	0.0	0.0	6.2	0.0
21	0.0	15.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	18.0	0.0	2.0	0.0
22	17.3	34.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.3
23	4.1	0.0	2.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	25.0	65.4	0.0
24	7.3	20.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	3.3	65.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.5	15.2	69.4	4.2
26	18.0	25.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
27	13.8	11.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	65.6
28	1.0	0.0	48.8	48.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
29	32.5	6.6	2.2	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	53.9	0.0
30	12.0		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.5	0.0
31	0.0		0.0		0.0		0.0	0.0		0.0		5.6

T = Trazas.
SUMP-LEY N° 23560

INFORMACION PREPARADA PARA ODEBRECHT PERU INGENIERIA Y CONSTRUCCION S.A.C.
LIMA, 21 DE FEBERO DE 2005



SENAMHI
Oficina General de Estadística e Informática

SENAMHI

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

ESTACION : PUERTO MALDONADO LAT. : 12° 35' "S" DPTO. : MADRE DE DIOS
PARAMETRO : PRECIPITACION TOTAL LONG. : 69° 12' "W" PROV. : TAMBOPATA
DIARIA (mm) ALT. : 256 msnm. DIST. : TAMBOPATA

AÑO : 2001

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	0.0	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	66.0	0.0
2	0.0	0.5	0.0	18.5	5.8	6.7	0.0	0.0	1.2	0.0	4.6	0.0
3	0.0	1.5	0.0	0.0	10.8	0.0	0.0	0.0	20.0	0.0	4.3	0.0
4	14.0	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	7.8	0.0	0.0	0.0	0.0	11.4
5	2.8	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	18.4	0.0
6	6.3	1.4	24.6	53.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	0.0	2.5	0.0	13.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.9	0.0
8	0.0	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.4	0.0	0.0
9	5.5	2.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	4.0	1.7	0.0	T	0.0	0.0	12.3	0.0	2.7	0.0	0.0	0.0
11	10.3	1.8	0.0	0.0	15.7	0.0	1.8	0.0	0.0	67.4	14.2	0.0
12	0.0	1.3	12.4	0.0	5.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13	7.0	1.2	8.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
14	10.2	0.7	17.8	3.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15	5.4	0.5	23.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	50.0	0.0	0.0
16	2.7	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	34.8	39.4	24.6	0.0
17	15.8	0.9	8.7	0.0	0.0	60.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.9	0.0
18	2.4	0.8	0.0	0.0	0.0	2.3	0.0	54.5	0.0	3.9	0.0	0.0
19	2.3	0.5	5.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.4	0.0	0.0
20	0.0	1.1	28.5	5.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5
21	0.0	0.4	36.0	5.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.7	73.6	127.2
22	0.0	0.6	3.0	6.4	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0	20.5	0.0	158.9
23	14.5	2.0	5.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.5	0.0	0.0	84.2
24	0.0	1.8	113.3	0.0	9.5	0.0	21.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	0.0	0.8	3.4	0.0	0.0	0.0	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
26	158.3	0.3	0.0	0.0	88.4	0.0	0.0	0.0	10.4	0.0	0.0	0.0
27	28.5	0.8	54.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
28	7.5	1.3	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1	55.4	0.0
29	0.0		0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.1	18.6	4.2
30	1.7		0.0	0.0	14.4	0.0	0.0	0.0	0.0	21.5	0.0	3.0
31	0.0		0.0		0.0		0.0	0.0		0.0		10.3

T = Trazas:
SUMP-LEY N° 23560

INFORMACION PREPARADA PARA ODEBRECHT PERU INGENIERIA Y CONSTRUCCION S.A.C.
LIMA, 21 DE FEBRERO DE 2005

SENAMHI
Oficina General de Estadística e Informática

SENAMHI

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

ESTACION : PUERTO MALDONADO LAT. : 12° 35' "S" DPTO. : MADRE DE DIOS
PARAMETRO : PRECIPITACION TOTAL LONG. : 69° 12' "W" PROV. : TAMBOPATA
DIARIA (mm) ALT. : 256 msnm. DIST. : TAMBOPATA

AÑO : 2002

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	32.0	11.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	14.8	0.0	0.0	0.0	0.0
2	4.8	28.8	0.0	0.0	0.0	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.2	8.4
3	0.0	14.6	0.0	0.0	0.0	35.6	0.0	0.0	0.0	0.0	14.3	20.3
4	0.0	18.2	37.3	0.0	0.0	16.8	14.6	0.0	0.0	0.0	45.1	60.7
5	0.0	0.0	10.6	0.0	0.0	0.0	16.4	0.0	0.0	0.0	15.4	20.5
6	8.7	26.9	22.0	0.0	0.0	0.0	66.5	0.0	0.0	0.0	0.0	15.0
7	0.0	18.0	0.0	0.0	0.0	0.0	26.2	0.0	0.0	2.4	0.0	T
8	0.0	0.0	5.2	28.6	0.0	23.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	23.4	37.9	7.7	0.0	0.0	56.4	0.0	0.0	0.0	0.0	36.3	22.1
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.2	0.0	0.0	4.6	0.0	94.7	0.0
11	0.0	8.2	0.0	14.6	0.0	0.0	0.0	0.0	3.6	0.0	22.2	15.2
12	0.0	25.6	13.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.3
13	0.0	36.3	0.0	5.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
14	10.5	0.0	0.0	51.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.3	28.4	0.0
15	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	19.9	0.0	77.2
16	0.0	68.0	7.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.4	0.0	0.0	2.5
17	4.8	0.0	5.6	0.0	34.4	0.0	0.0	15.3	0.0	10.0	0.0	0.0
18	0.0	0.0	12.8	3.9	15.5	14.4	18.9	0.0	0.0	2.5	0.0	4.2
19	0.0	0.0	2.2	0.0	14.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	18.4	0.0
20	1.0	16.8	5.2	6.7	12.5	0.0	0.0	2.4	0.0	0.0	0.0	67.8
21	1.8	8.3	0.0	45.6	0.0	0.0	0.0	3.8	0.0	0.0	3.4	51.8
22	0.0	8.5	7.2	0.0	0.0	0.0	12.2	0.0	0.0	0.0	1.2	0.0
23	0.0	27.9	0.0	5.6	0.0	0.0	0.0	0.0	10.2	0.0	0.0	0.0
24	16.0	3.8	8.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.3	0.0
25	0.6	13.2	17.5	0.0	40.5	0.0	6.5	0.0	0.0	0.0	0.3	65.8
26	2.6	0.0	0.0	0.0	15.2	0.0	0.0	8.6	0.0	0.0	25.7	23.9
27	0.0	36.8	12.5	53.5	12.6	0.0	3.2	0.0	0.0	0.0	9.0	0.0
28	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	21.8	0.0	0.0	5.7	0.0
29	0.0		3.6	0.0	21.2	0.0	0.0	27.0	0.0	2.6	13.2	0.0
30	10.8		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.2	0.0	94.0	0.0	38.5
31	0.0		0.0		0.0		0.0	0.0		20.2		13.5

T = Trzss.
SUMPLEY N° 23580

INFORMACION PREPARADA PARA ODEBRECHT PERU INGENIERIA Y CONSTRUCCION S.A.C.
LIMA, 21 DE FEBRERO DE 2005



"AÑO DE LAS CUMBRES EN EL PERU"



"AÑO DE LAS CUMBRES EN EL PERU"

MINISTERIO DE DEFENSA
SERVICIO NACIONAL DE
METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA
SENAMHI
DIRECCIÓN REGIONAL DE CUSCO

ESTACIÓN PUERTO MALDONADO

LATITUD 12° 35' 22" DPTO MADRE DE DIOS
LONGITUD 69° 12' 18" PROV. TAMBOPATA
ALTITUD 256 m.s.n.m. DIST. TAMBOPATA

PRECIPITACION DIARIA

AÑO 2004

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	0.0	0.0	0.0	2.6	0.0	0.0	1.4	0.0	0.0	0.0	12.6	13.3
2	17.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	3.2	2.5	27.5	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	20.6	15.5	10.1
4	26.5	0.0	0.0	0.0	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	10.2
5	0.0	17.4	0.0	0.0	5.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.8	15.6
6	65.5	4.6	0.0	1.2	0.0	0.0	0.0	43.4	0.0	0.0	10.0	3.4
7	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	0.0	0.0	2.5	2.6	0.0	0.0	9.4	0.0	0.0	0.0	0.0	22.3
9	9.8	0.0	1.8	81.0	0.0	0.0	15.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2
10	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	60.6	0.0	0.0	13.4	0.0	32.5
11	32.8	0.0	0.0	0.0	0.0	12.7	0.0	0.0	0.0	1.2	33.3	0.0
12	0.0	35.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.1	0.0	0.0
13	0.0	0.0	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	0.0	4.9
14	92.0	40.2	12.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.3	27.7	0.0
15	75.6	32.7	0.0	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	6.2	0.0
16	0.0	4.2	0.0	35.3	0.0	0.0	10.5	0.0	0.0	0.0	3.6	6.7
17	0.0	6.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.8	0.0	0.0	0.0	12.3
18	0.0	54.5	24.8	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	18.3	2.8	0.0
19	0.0	2.8	23.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1	0.0	0.0	1.7
20	0.0	0.0	4.0	4.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	17.1
21	2.4	0.0	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	6.5	0.0	0.0	0.0	0.0
22	29.9	0.0	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	2.4	0.0	0.0	0.0	0.0
23	10.0	0.0	1.3	5.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.1	0.0	30.5
24	0.0	0.0	0.0	0.0	7.1	0.0	0.0	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0
25	0.0	0.0	0.0	1.4	0.0	0.0	0.0	1.2	0.0	0.0	0.0	74.8
26	0.0	0.0	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
27	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24.0	1.3	0.0	0.0	12.6	0.0
28	0.0	0.0	33.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	20.3	0.0
29	0.0	0.0	32.8	0.0	0.0	0.0	61.2	0.0	20.8	0.0		113.0
30	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0	13.8	0.0	0.0	0.0		0.0
31	0.0		0.0		0.0		0.0	0.0		0.0		8.0



Zenón Huaman Gutierrez
DIRECTOR REGIONAL

"SENAMHI-CIENCIA Y TECNOLOGIA HIDROMETEOROLOGICA AL SERVICIO DEL PAIS"

Sede Central: Jr. Sanjose N° 85 - Lima 11 Casilla Postal 1308 Telf: (51-1) 472-4180 Fax: 471-7287
Dirección Regional de Cusco - Urbanización Magisterial Segunda Etapa G-4- Cusco-Telefax: 084-235481
WEB : <http://www.senamhi.gob.pe>, E-mail: dr12-cusco@senamhi.gob.pe



"AÑO DE LAS CUMBRES EN EL PERU"

MINISTERIO DE DEFENSA
SERVICIO NACIONAL DE
METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA
SENAMHI
DIRECCIÓN REGIONAL DE CUSCO

ESTACIÓN PUERTO MALDONADO

LATITUD	12° 35' 22"	DPTO	MADRE DE DIOS
LONGITUD	69° 12' 18"	PROV.	TAMBOPATA
ALTITUD	256 m.s.n.m.	DIST.	TAMBOPATA

PRECIPITACION DIARIA

AÑO 2005

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	13.2	24.0	37.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	39.7
2	3.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	10.0	0.0	0.0	53.1	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.3
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.3	0.0	0.0
6	19.3	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.4	0.0	3.4
7	0.0	1.0	0.0	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	4.4	0.0	30.0	12.8
8	0.0	29.6	0.0	26.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	50.1	41.4
9	0.0	72.1	6.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	57.6
10	0.0	3.3	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.6
11	12.6	12.6	27.6	4.4	0.0	10.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	0.0	26.4	0.0	0.0	0.0	17.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.2
13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	35.4	0.0	6.3
14	0.0	36.6	7.6	0.0	0.0	3.5	0.0	0.0	0.0	45.9	0.0	0.0
15	0.0	15.0	0.0	0.0	0.0	11.2	0.0	0.0	0.0	12.6	6.7	5.0
16	78.0	18.0	4.2	0.0	23.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	0.0
17	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	18.3	0.0	0.0	3.8	0.0	0.0
18	0.0	0.0	20.1	0.0	0.0	0.0	7.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19	0.0	2.0	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	45.3	0.0
20	14.1	2.5	0.0	0.0	0.0	8.1	0.0	0.0	0.0	0.0	3.6	40.0
21	0.0	0.0	0.0	12.0	25.2	3.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	34.0
22	0.0	0.0	48.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.1	0.0
23	0.0	35.4	19.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	25.0	3.2	0.0
24	32.3	6.5	0.0	11.4	0.0	0.0	0.0	7.1	0.0	0.0	73.4	36.3
25	0.0	38.0	0.0	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	21.4	0.5	12.3	2.1
26	48.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	18.7
27	0.0	8.0	3.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
28	0.0	12.4	3.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.6
29	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.4	0.0	0.0
30	0.0		1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	7.1	0.0	7.4	0.0	6.3
31	30.5		2.6		0.0		0.0			0.0		0.0



Ing. Zenón Guzmán Gutiérrez

"SENAMHI-CIENCIA Y TECNOLOGIA HIDROMETEOROLOGICA AL SERVICIO DEL PAIS"

Sede Central: Jr. Camilo Almeyda N° 785 - Lima 11 Casilla Postal 1308 Telf: (51-1) 472-4180 Fax: 471-7287
 Dirección Regional de Cusco - Urbanización Magisterial Segunda Etapa G-4- Cusco-Telefax: 084-235481
 WEB : <http://www.senamhi.gob.pe>, E-mail: dr12-cusco@senamhi.gob.pe



"AÑO DE LAS CUMBRES EN EL PERU"

MINISTERIO DE DEFENSA
SERVICIO NACIONAL DE
METEOROLOGÍA Y HIDROLOGÍA
SENAMHI
DIRECCIÓN REGIONAL DE CUSCO

ESTACIÓN PUERTO MALDONADO

LATITUD 12° 35' 22"
LONGITUD 69° 12' 18"
ALTITUD 256 m.s.n.m.

DPTO MADRE DE DIOS
PROV. TAMBOPATA
DIST. TAMBOPATA

PRECIPITACION DIARIA

AÑO 2006

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	7.4	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
2	9.7	4.0	0.0	12.1	0.0	0.0	0.0		34.6	0.0	19.5	0.0
3	0.0	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	26.1	15.0
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.3	0.0		0.0	8.4	10.1	31.9
5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	3.8	9.6	0.0
6	0.0	23.0	0.0	56.0	0.0	3.9	0.0		0.0	8.4	7.3	15.3
7	0.0	7.5	0.0	30.0	0.0	1.2	0.0		0.0	0.0	2.4	0.0
8	0.0	1.3	0.0	69.7	0.0	1.4	0.0		0.0	0.0	0.0	9.7
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	16.7
10	17.0	0.0	0.0	65.4	0.0	48.6	0.0		0.0	0.0	0.0	18.3
11	60.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
12	110.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	7.6	0.0	0.0
13	12.4	15.5	10.8	21.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
14	83.7	10.4	0.0	120.3	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
15	110.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		4.6	27.5	0.0	0.0
16	0.0	2.0	0.0	25.5	0.0	0.0	0.0		0.0	39.4	0.0	0.0
17	8.4	5.3	4.5	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
18	32.0	10.6	70.5	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	11.5	0.0	5.9
19	30.5	18.1	0.0	0.0	1.4	0.0	0.0		0.0	4.3	0.0	9.4
20	21.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	15.2	22.9
21	50.0	0.0	11.5	0.0	15.3	3.6	0.0		0.0	17.2	0.0	33.5
22	16.4	0.0	39.9	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	17.6	0.0
23	25.2	0.0	2.0	0.0	0.0	2.1	0.0		4.0	0.0	0.0	0.0
24	9.2	10.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
25	0.0	6.7	35.9	1.8	0.0	0.0	0.0		0.0	27.9	0.0	36.6
26	0.0	0.0	0.0	3.2	0.0	0.0	6.2		0.0	2.4	0.0	0.0
27	0.0	0.0	6.2	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
28	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		50.0	0.0	6.7	0.0
29	0.0		7.7	0.0	0.0	0.0	1.5		22.4	12.6	15.1	10.4
30	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	20.4
31	0.0		29.3		1.6		0.0			0.0		10.6



Ing. Zenón Huamán Gutiérrez
DIRECTOR REGIONAL

"SENAMHI-CIENCIA Y TECNOLOGÍA HIDROMETEOROLÓGICA AL SERVICIO DEL PAÍS"

Sede Central: Jr. Cañardo N° 785 - Lima 11 Casilla Postal 1308 Telf: (51-1) 472-4180 Fax: 471-7287
Dirección Regional de Cusco - Urbanización Magisterial Segunda Etapa G-4- Cusco-Telefax: 084-235481
WEB : <http://www.senamhi.gob.pe>, E-mail: dr12-cusco@senamhi.gob.pe



"AÑO DE LAS CUMBRES EN EL PERU"

MINISTERIO DE DEFENSA
SERVICIO NACIONAL DE
METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA
SENAMHI
DIRECCIÓN REGIONAL DE CUSCO

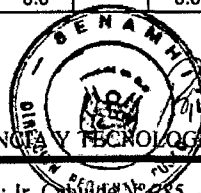
ESTACIÓN PUERTO MALDONADO

LATITUD	12° 35' 22"	DPTO	MADRE DE DIOS
LONGITUD	69° 12' 18"	PROV.	TAMBOPATA
ALTITUD	256 m.s.n.m.	DIST.	TAMBOPATA

PRECIPITACION DIARIA

AÑO 2007

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	0.0	25.2	20.4	7.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.8
2	64.3	0.0	28.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.4	1.8
3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.2	0.0	9.1	0.0
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0	7.9
5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	36.0	15.4
6	0.0	0.0	5.5	34.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.7	0.0	11.5
7	38.7	29.3	0.0	0.0	6.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	0.0
8	0.0	52.6	0.0	22.0	32.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.1
9	0.0	2.6	0.0	0.0	0.0	0.0	6.1	0.0	0.0	0.0	0.0	4.2
10	11.4	24.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.8	0.0
11	4.6	6.9	22.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	25.3	19.0
12	15.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	33.4	0.0	14.2	0.0
13	0.0	0.0	19.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	43.2	0.0	0.0
14	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	33.0	0.0	0.0
15	55.4	21.5	0.0	7.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	32.0
16	8.5	22.1	6.2	17.2	0.0	0.0	13.5	8.7	8.0	0.0	0.0	14.6
17	13.5	27.4	27.2	0.0	78.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.8
18	0.0	70.6	0.0	0.0	1.2	0.0	48.4	0.0	0.0	0.0	34.4	67.3
19	0.0	52.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	43.3	39.9
20	11.0	9.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
21	42.0	10.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22	0.0	8.0	3.2	5.3	7.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	0.0	43.3	6.4	18.5	54.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24	0.0	25.2	0.0	5.5	0.0	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	38.3	0.0
25	6.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	34.1	0.0	0.0	0.0	0.0	19.2
26	0.0	0.0	0.0	65.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	41.1	3.8	0.0
27	0.0	0.0	0.0	53.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.1	0.0
28	0.0	36.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	21.5	7.6	0.0
29	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.4	14.1
30	3.8		3.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31	0.0		0.0		0.0		0.0	0.0		0.0		21.3



Lt. Zenón Huapán Gutierrez
DIRECTOR REGIONAL

"SENAMHI-CIENCIA Y TECNOLOGIA HIDROMETEOROLOGICA AL SERVICIO DEL PAIS"

Sede Central: Jr. Casilla N° 785 - Lima 11 Casilla Postal 1308 Telf: (51-1) 472-4180 Fax: 471-7287
Dirección Regional de Cusco - Urbanización Magisterial Segunda Etapa G-4- Cusco-Telefax: 084-235481
WEB : <http://www.senamhi.gob.pe>, E-mail: dr12-cusco@senamhi.gob.pe



"AÑO DE LAS CUMBRES EN EL PERU"

MINISTERIO DE DEFENSA
SERVICIO NACIONAL DE
METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA
SENAMHI
DIRECCIÓN REGIONAL DE CUSCO

ESTACIÓN PUERTO MALDONADO

LATITUD	12° 35' 22"	DPTO	MADRE DE DIOS
LONGITUD	69° 12' 18"	PROV.	TAMBOPATA
ALTITUD	256 m.s.n.m.	DIST.	TAMBOPATA

PRECIPITACION DIARIA

AÑO 2008

DIA	ENE	FEB	MAR
1	0.0	111.8	0.0
2	14.2	28.3	10.3
3	30.3	0.0	0.0
4	0.0	0.0	16.2
5	19.2	0.0	17.3
6	0.0	0.0	10.5
7	0.0	0.0	30.5
8	0.0	0.0	0.0
9	38.6	0.0	0.0
10	11.1	0.0	0.0
11	0.0	63.9	31.0
12	0.0	0.0	0.0
13	64.8	0.0	2.9
14	8.6	0.0	7.3
15	0.0	0.0	0.0
16	0.0	0.0	0.0
17	59.8	0.0	0.0
18	0.0	37.7	3.2
19	10.1	0.0	0.0
20	0.0	0.0	0.0
21	0.0	8.2	0.0
22	8.1	28.4	7.4
23	31.5	6.2	0.0
24	0.0	0.0	0.0
25	0.0	0.0	0.0
26	0.0	0.0	0.0
27	0.0	12.4	0.0
28	0.0	0.0	5.4
29	5.6	0.0	15.0
30	11.2		0.0
31	145.0		53.3



Ing. Zenón Huamán Gutiérrez
DIRECTOR REGIONAL



"SENAMHI-CIENCIA Y TECNOLOGIA HIDROMETEOROLOGICA AL SERVICIO DEL PAIS"

Sede Central: Jr. Cahuipe N° 785 - Lima 11 Casilla Postal 1308 Telf: (51-1) 472-4180 Fax: 471-7287
Dirección Regional de Cusco - Urbanización Magisterial Segunda Etapa G-4- Cusco-Telcfax: 084-235481
WEB : <http://www.senamhi.gob.pe>, E-mail: dr12-cusco@senamhi.gob.pe

ANEXO A1.2: Prueba de Bondad de Ajuste

FUNCIONES DE PROBABILIDAD ESTUDIADAS

Las funciones de probabilidad estudiadas en la prueba de bondad de ajuste de la información registrada en la estación Puerto Maldonado son: Normal, Log Normal, Pearson III, Gumbel y Gumbel Modificada. En referencia a la función Gumbel y Gumbel Modificada se tiene lo siguiente:

La siguiente ecuación define la función Gumbel

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

Donde:

$$y = y_n + K\sigma_n$$

y_n , σ_n Son la media y desviación estándar, respectivamente, de la variable Gumbel (y), los cuales son función del tamaño 'n' de la muestra.
Cuadro 1

Cuadro N° 1 Media y_n y desviación estándar σ_n de la variable Gumbel (y) versus la longitud del registro (n)

TABLE A-8 MEAN y_n AND STANDARD DEVIATION σ_n OF GUMBEL VARIATE (y) VERSUS RECORD LENGTH (n)

n	\bar{y}_n	σ_n	n	\bar{y}_n	σ_n	n	\bar{y}_n	σ_n
8	0.4843	0.9043	35	0.5403	1.1285	64	0.5533	1.1793
9	0.4902	0.9288	36	0.5410	1.1313	66	0.5538	1.1814
10	0.4952	0.9497	37	0.5418	1.1339	68	0.5543	1.1834
11	0.4996	0.9676	38	0.5424	1.1363	70	0.5548	1.1854
12	0.5035	0.9833	39	0.5430	1.1388	72	0.5552	1.1873
13	0.5070	0.9972	40	0.5436	1.1413	74	0.5557	1.1890
14	0.5100	1.0095	41	0.5442	1.1436	76	0.5561	1.1906
15	0.5128	1.0206	42	0.5448	1.1458	78	0.5565	1.1923
16	0.5157	1.0316	43	0.5453	1.1480	80	0.5569	1.1938
17	0.5181	1.0411	44	0.5458	1.1499	82	0.5572	1.1953
18	0.5202	1.0493	45	0.5463	1.1519	84	0.5576	1.1967
19	0.5220	1.0566	46	0.5468	1.1538	86	0.5580	1.1980
20	0.5236	1.0628	47	0.5473	1.1557	88	0.5583	1.1994
21	0.5252	1.0696	48	0.5477	1.1574	90	0.5586	1.2007
22	0.5268	1.0754	49	0.5481	1.1590	92	0.5589	1.2020
23	0.5283	1.0811	50	0.5485	1.1607	94	0.5592	1.2032
24	0.5296	1.0864	51	0.5489	1.1623	96	0.5595	1.2044
25	0.5309	1.0915	52	0.5493	1.1638	98	0.5598	1.2055
26	0.5320	1.0961	53	0.5497	1.1653	100	0.5600	1.2065
27	0.5332	1.1004	54	0.5501	1.1667	150	0.5646	1.2253
28	0.5343	1.1047	55	0.5504	1.1681	200	0.5672	1.2360
29	0.5353	1.1086	56	0.5508	1.1696	250	0.5688	1.2429
30	0.5362	1.1124	57	0.5511	1.1708	300	0.5699	1.2479
31	0.5371	1.1159	58	0.5515	1.1721	400	0.5714	1.2545
32	0.5380	1.1193	59	0.5518	1.1734	500	0.5724	1.2588
33	0.5388	1.1226	60	0.5521	1.1747	750	0.5738	1.2651
34	0.5396	1.1255	62	0.5527	1.1770	1000	0.5745	1.2685

Source: Gumbel, E. J. (1958). *Statistics of Extremes*. Irvington, New York: Columbia University Press.

Lettenmaier y Burger han sugerido que mejores estimaciones de los flujos de avenida se

obtienen usando los valores límites (muestra infinita $n = \infty$) de $y_n = 0.5772$, $\sigma_n =$

1.2825, que corresponde a la Función Gumbel modificada. (Hydrology, página 225. Victor Miguel Ponce.Edit. Prentice Hall. USA)

Se considera que ambos procedimientos están dentro de los rangos correctos, por lo que se usa la función Gumbel y la función Gumbel Modificada en las pruebas de bondad de ajuste.

A. Precipitaciones Máximas en 24 Horas

A.1 Cálculo Estadístico

N	P	Log P
1	179.6	5.190
2	178.9	5.187
3	173.8	5.158
4	163.9	5.099
5	135.9	4.912
6	135.6	4.910
7	127.7	4.850
8	121.5	4.800
9	114.6	4.741
10	111.9	4.717
11	104.0	4.644
12	86.9	4.465
13	79.8	4.379
$\mu =$	131.84	4.850
$\sigma =$	33.707	0.264
c.a. =	0.133	-0.276
k =	0.022	-0.046
n =	13	

A.2. Precipitaciones Máximas Extremas en 24 hrs

A.2.1. Distribución Normal

T (años)	P	w	z	P (mm)
2	0.5000	1.177	0.000	131.8
5	0.2000	1.794	0.841	160.2
10	0.1000	2.146	1.282	175.0
20	0.0500	2.448	1.645	187.3
25	0.0400	2.537	1.751	190.9
50	0.0200	2.797	2.054	201.1
100	0.0100	3.035	2.327	210.3
200	0.0050	3.255	2.576	218.7
500	0.0020	3.526	2.879	228.9

A.2.2. Distribución Log Normal

T (años)	P	w	z	Log P	P (mm)
2	0.5000	1.177	0.000	4.850	127.8
5	0.2000	1.794	0.841	5.072	159.6
10	0.1000	2.146	1.282	5.189	179.3
20	0.0500	2.448	1.645	5.285	197.3
25	0.0400	2.537	1.751	5.313	202.9
50	0.0200	2.797	2.054	5.393	219.9
100	0.0100	3.035	2.327	5.465	236.3
200	0.0050	3.255	2.576	5.531	252.4
500	0.0020	3.526	2.879	5.611	273.4

A.2.3. Distribución Log Pearson III

T (años)	P	w	z	K _T	Log P	P (mm)
2	0.5000	1.177	0.00	0.046	4.862	129.3
5	0.2000	1.794	0.84	0.852	5.075	160.0
10	0.1000	2.146	1.28	1.248	5.180	177.7
20	0.0500	2.448	1.65	1.563	5.263	193.1
25	0.0400	2.537	1.75	1.653	5.287	197.7
50	0.0200	2.797	2.05	1.904	5.353	211.3
100	0.0100	3.035	2.33	2.123	5.411	223.9
200	0.0050	3.255	2.58	2.319	5.463	235.8
500	0.0020	3.526	2.88	2.549	5.524	250.6

A.2.4. Distribución Extrema Tipo I- Gumbel

T (años)	K _T	P (mm)
2	-0.1404	127.1
5	1.0020	165.6
10	1.7583	191.1
20	2.4838	215.6
25	2.7139	223.3
50	3.4228	247.2
100	4.1265	270.9
200	4.8277	294.6
500	5.7527	325.7

A.2.5. Distribución Extrema Tipo I- Gumbel Modificado

T (años)	K _T	P (mm)
2	-0.1643	126.3
5	0.7195	156.1
10	1.3046	175.8
20	1.8659	194.7
25	2.0439	200.7
50	2.5924	219.2
100	3.1368	237.6
200	3.6792	255.9
500	4.3949	280.0

B. Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov - Smirnov

**B.1 Datos Estadísticos
Normales**

Media Aritmética	=	131.836
Desviación Estándar	=	33.707
Coefficiente de Asimetría	=	0.133
Numero de datos	=	13.000
Variación del Coef. de Asimetría	=	0.462
Desv. Est. Coef. de Asimetría	=	0.679

Logarítmica

Media Aritmética	=	4.850
Desviación Estándar	=	0.264
Varianza	=	0.070
Coefficiente de Asimetría	=	-0.276
Numero de datos	=	13.000
Variación del Coef. de Asimetría	=	0.462
D.S. Coef As	=	0.679
k	=	-0.046

B.2. Prueba Kolmogorov-Smirnov para distribución Normal

m	P(mm)	Probabilidad empírica	z	Probabilidad teórica	Δ
1.0	179.6	0.929	1.416	0.922	0.007
2.0	178.9	0.857	1.396	0.919	0.061
3.0	173.8	0.786	1.245	0.893	0.108
4.0	163.9	0.714	0.950	0.829	0.115
5.0	135.9	0.643	0.122	0.548	0.094
6.0	135.6	0.571	0.112	0.544	0.027
7.0	127.7	0.500	-0.123	0.451	0.049
8.0	121.5	0.429	-0.307	0.379	0.049
9.0	114.6	0.357	-0.512	0.304	0.053
10.0	111.9	0.286	-0.592	0.277	0.009
11.0	104.0	0.214	-0.827	0.204	0.010
12.0	86.9	0.143	-1.333	0.091	0.052
13.0	79.8	0.071	-1.544	0.061	0.010
Max Δ					0.115

B.3 Prueba Kolmogorov-Smirnov para distribución Log Normal

m	Ln P	Probabilidad empírica	z	Probabilidad teórica	Δ
1.0	5.190	0.929	1.288	0.901	0.027
2.0	5.187	0.857	1.274	0.899	0.041
3.0	5.158	0.786	1.165	0.878	0.092
4.0	5.099	0.714	0.942	0.827	0.113
5.0	4.912	0.643	0.235	0.593	0.050
6.0	4.910	0.571	0.225	0.589	0.018
7.0	4.850	0.500	-0.002	0.499	0.001
8.0	4.800	0.429	-0.191	0.424	0.004
9.0	4.741	0.357	-0.412	0.340	0.017
10.0	4.717	0.286	-0.503	0.308	0.022
11.0	4.644	0.214	-0.780	0.218	0.003
12.0	4.465	0.143	-1.459	0.072	0.071
13.0	4.379	0.071	-1.782	0.037	0.034
Max Δ					0.113

B.4. Prueba Kolgomorov-Smirnov para distribución Log Pearson III

Intervalo	Ln P	Probabilidad empírica	Probabilidad teórica	Δ
1.0	5.190	0.929	-	-
2.0	5.187	0.857	-	-
3.0	5.158	0.786	-	-
4.0	5.099	0.714	-	-
5.0	4.912	0.643	-	-
6.0	4.910	0.571	-	-
7.0	4.850	0.500	-	-
8.0	4.800	0.429	-	-
9.0	4.741	0.357	-	-
10.0	4.717	0.286	-	-
11.0	4.644	0.214	-	-
12.0	4.465	0.143	-	-
13.0	4.379	0.071	-	-
			Max Δ	No se ajusta

B.5. Prueba Kolgomorov-Smirnov para distribución Gumbel

Intervalo	P(mm)	Probabilidad empírica	y	Ym	Probabilidad teórica	Δ
1.0	179.6	0.929	1.416	1.9105	0.862	0.066
2.0	178.9	0.857	1.396	1.8905	0.860	0.003
3.0	173.8	0.786	1.245	1.7409	0.839	0.053
4.0	163.9	0.714	0.950	1.4481	0.791	0.076
5.0	135.9	0.643	0.122	0.6266	0.586	0.057
6.0	135.6	0.571	0.112	0.6166	0.583	0.011
7.0	127.7	0.500	-0.123	0.3838	0.506	0.006
8.0	121.5	0.429	-0.307	0.2008	0.441	0.013
9.0	114.6	0.357	-0.512	-0.0021	0.367	0.010
10.0	111.9	0.286	-0.592	-0.0819	0.338	0.052
11.0	104.0	0.214	-0.827	-0.3148	0.254	0.040
12.0	86.9	0.143	-1.333	-0.8170	0.104	0.039
13.0	79.8	0.071	-1.544	-1.0266	0.061	0.010
						0.076

B.6. Prueba Kolgomorov-Smirnov para distribución Gumbel Modificado

Intervalo	P(mm)	Probabilidad empírica	y	Ym	Probabilidad teórica	Δ
1.0	179.6	0.929	1.416	2.3929	0.913	0.016
2.0	178.9	0.857	1.396	2.3671	0.911	0.053
3.0	173.8	0.786	1.245	2.1736	0.892	0.107
4.0	163.9	0.714	0.950	1.7953	0.847	0.133
5.0	135.9	0.643	0.122	0.7333	0.619	0.024
6.0	135.6	0.571	0.112	0.7204	0.615	0.043
7.0	127.7	0.500	-0.123	0.4194	0.518	0.018
8.0	121.5	0.429	-0.307	0.1830	0.435	0.006
9.0	114.6	0.357	-0.512	-0.0793	0.339	0.018
10.0	111.9	0.286	-0.592	-0.1825	0.301	0.015
11.0	104.0	0.214	-0.827	-0.4834	0.198	0.017
12.0	86.9	0.143	-1.333	-1.1327	0.045	0.098
13.0	79.8	0.071	-1.544	-1.4035	0.017	0.054
						0.133

Min Δ = 0.076

CONCLUSION: Todas las distribuciones analizadas se ajustan a los datos.
La que mejor se ajusta es la Gumbel, luego le sigue la Normal

ANEXO A1.3: Estimación de la Intensidad de lluvia y el hietograma IILA

A1.3.1 Estimación de la Intensidad para Tr=100 y 500 años

La intensidad de lluvia de acuerdo a la zonificación del IILA se define de la siguiente manera:

$$i = a.(1 + K'\log(Tr)).t^{n-1}$$

De acuerdo al IILA, la subzona de estudio corresponde al 123₁ (Ver figura A1.3.1), los valores de las variables a, K' y n son:

$$a=32.20$$

$$K'=0.553$$

$$n=0.357$$

Reemplazando:

$$i = 32.20.(1 + 0.553.\log(Tr)).t^{0.357-1}$$

Donde:

t: Duración de la lluvia en horas.

K', a: Parámetros de la subzona pluviométrica 123₁.

n: Coeficiente para la subzona 123₁ es de 0.357.

Tr: Tiempo de retorno en años.

En el cuadro A1.3.1 se muestran los valores de intensidad para las diferentes duraciones de lluvia.

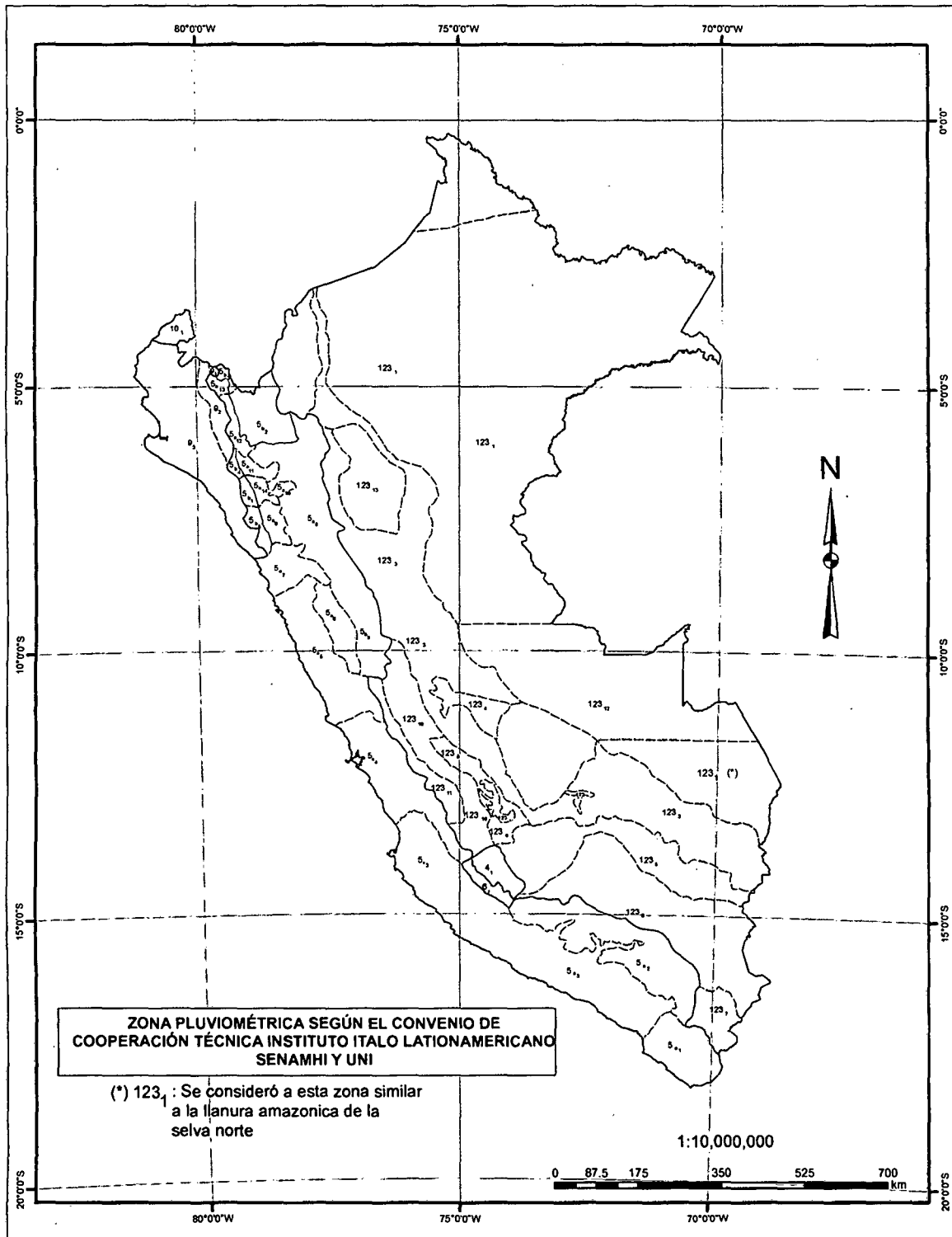


Figura A1.3.1. Zonas Pluviométricas del ILLA.

Cuadro A1.3.1: Intensidades máximas de precipitación (mm/hora) para diferentes periodos de retorno proveniente del IILA (Con datos de estación Puerto Maldonado*)

t (Hr)	Tiempo de Retorno	
	100	500
0.083	335.1	396.7
0.167	214.6	254.0
0.500	105.9	125.3
0.750	81.6	96.6
1	67.8	80.3
2	43.4	51.4
3	33.5	39.6
4	27.8	32.9
5	24.1	28.5
6	21.4	25.4
7	19.4	23.0
8	17.8	21.1
9	16.5	19.5
24	8.8	10.4

A1.3.2 Hietograma de Diseño para un Tr=100 años

HIETOGRAMA DEL IIIA - TR=100 AÑOS - METODO DEL BLOQUE ALTERNO

Para cuencas grandes, el libro de Hidrología de Máximo Villón, recomienda que la duración de lluvia (D) se estime bajo la siguiente relación:

$$D = \sqrt{2 \cdot T_c}$$

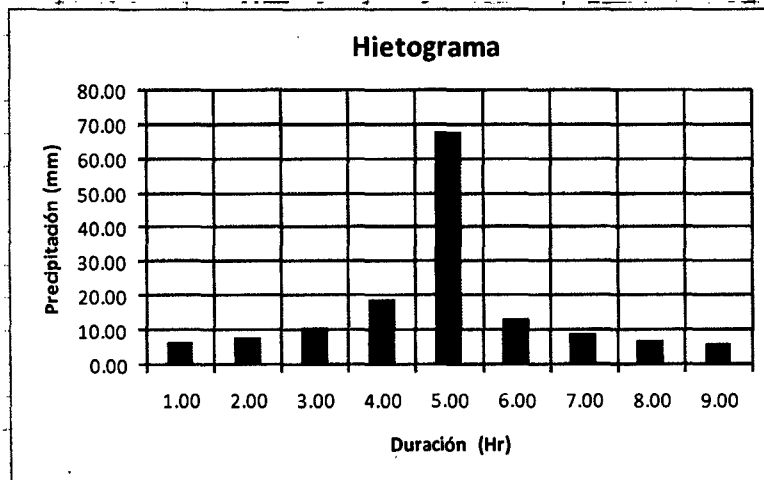
Donde Tc = Tiempo de concentración, en hr.

Tc=18.1 horas

Entonces:

D=9 horas

Duración (hr)	Coefficiente	Intensidad (mm/hr)	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)	Precipitación (mm)
D	a		Pa=D.i	Δ	Orden Alternó
1.00	32.2	67.8	67.81	67.81	6.63
2.00	32.2	43.4	86.85	19.04	8.10
3.00	32.2	33.5	100.38	13.53	10.86
4.00	32.2	27.8	111.24	10.86	19.04
5.00	32.2	24.1	120.46	9.22	67.81
6.00	32.2	21.4	128.56	8.10	13.53
7.00	32.2	19.4	135.84	7.27	9.22
8.00	32.2	17.8	142.47	6.63	7.27
9.00	32.2	16.5	148.59	6.12	6.12
24.00	32.2	8.8	210.89	62.30	



A1.3.3 Hietograma de Diseño para un Tr=500 años

HIETOGRAMA DEL ILLA - TR=500 AÑOS

Para cuencas grandes, el libro de Hidrología de Máximo Villón, recomienda que la duración de lluvia (D) se estime bajo la siguiente relación:

$$D = \sqrt{2.t_c}$$

Donde Tc = Tiempo de concentración, en hr.

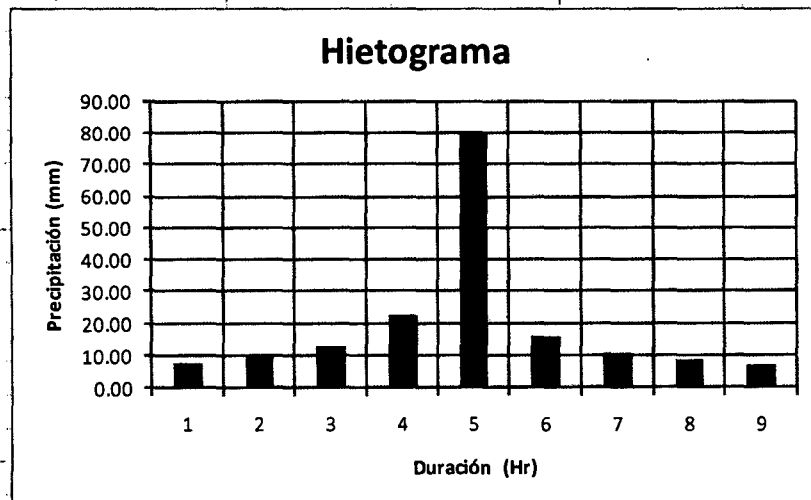
Tc=18.1 horas

Entonces:

D=9 horas

Duración (hr)	Coficiente	Intensidad (mm/hr)	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)	Precipitación (mm)
D	a	i	Pa=D.i	Δ	Orden Alterno
1	32.2	80.3	80.26	80.26	7.85
2	32.2	51.4	102.79	22.53	9.59
3	32.2	39.6	118.80	16.01	12.85
4	32.2	32.9	131.65	12.85	22.53
5	32.2	28.5	142.57	10.92	80.26
6	32.2	25.4	152.16	9.59	16.01
7	32.2	23.0	160.77	8.61	10.92
8	32.2	21.1	168.62	7.85	8.61
9	32.2	19.5	175.86	7.24	7.24
24	32.2	10.4	249.59	73.74	73.74

Duración de lluvia



ANEXO A1.4: Estimación de Caudales para $T_r=100$ Años

A. Hidrograma Unitario SCS y Tormenta de Diseño del IILA

Figura A1.4.1 – Caudal de Diseño del río Planchón $Q = 296.5 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Tr = 100$ años)

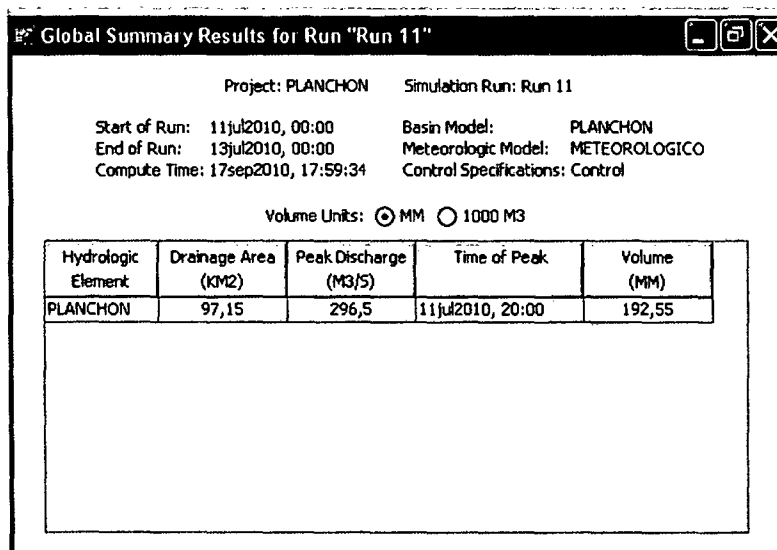
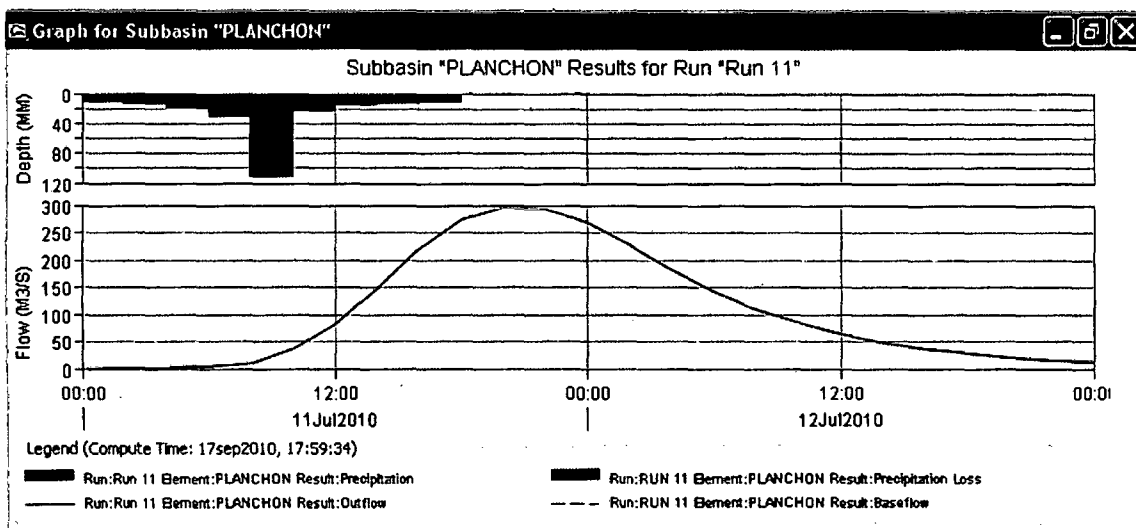


Figura A1.4.2 – Hidrograma del Caudal $Q = 296.5 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Tr = 100$ años)



B. METODO DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR SCS - TR=100 AÑOS

CUENCA	CN (II)	CN (III)	A (km ²)	P (km)	L (Km)	Tc (Hr)	Tr (hr)	P100 (mm)
PLANCHON	70	84.3	97.15	44.23	17.90	18.7	11.2	270.9

Donde:

CN (II): Número de curva con condición de humedad antecedente II.

CN (III): Número de curva con condición de humedad antecedente III.

A: Área de la cuenca, en Km².

P: Perímetro de la cuenca, en Km.

L: Longitud de cauce, en Km.

Tc: Tiempo de concentración, en hr.

Tr: Tiempo de retardo, en hr.

La condición de la cuenca es del tipo CHA (III), saturada por lluvias anteriores.

Por tanto se realizara una equivalencia respecto a la CHA (II),

por esta esta condición es la que tiene valores definidos:

$$CN_{(III)} = \frac{23 \cdot N_{(II)}}{10 + 0.13 N_{(II)}}$$

CN (II) = 70

Entonces CN (III) 84.3

Luego se procedió a calcular el caudal:

$$S_N = 254 \left(\frac{1000}{CN_{(III)}} - 10 \right)$$

S_N = 47.3 mm

$$De = \frac{(P_{100} - 0.2 \cdot S_N)^2}{P_{100} + 0.8 \cdot S_N}$$

De = 221.4 mm

$$tp = tc^{0.5} + 0.6 \cdot tc$$

tp = 15.5 hr

$$Q_{100} = \frac{0.208 \cdot (De \cdot A)}{tp}$$

Q₁₀₀ = 287.8 m³/s

Donde:

SN: Infiltración potencial máxima, en mm.

De: Escorrentía total acumulada, en mm.

tp: Tiempo base, en hr.

tc: Tiempo de concentración, en hr.

Q₁₀₀: Caudal para periodo de retorno de 100 años, m³/s.

**C. CAUDAL PARA TR=100 AÑOS - ANALISIS REGIONAL DE AVENIDAS EN
LOS RIOS DEL PERÚ**

Región	Periodo de Retorno (años)	Área (Km2)	Parámetros Regionales				Caudal de Avenida (m3/s)
Madre de Dios	Tr	A	C1	C2	m	n	$Q = (C_1 + C_2) \cdot \text{Log}(Tr) \cdot A^{(m \cdot A^{-n})}$
7	100	97.15	0.22	0.37	1.24	0.04	133.1

Región	Periodo de Retorno (años)	Área (Km2)	Parámetros Regionales				Caudal de Avenida (m3/s)	
Madre de Dios	Tr	A	C1	C2	m	n	$Q = (C_1 + C_2) \cdot \text{Log}(Tr) \cdot A^{(m \cdot A^{-n})}$	$Q(*) = 1.20 \cdot Q$
6	100	97.15	0.18	0.37	1.24	0.04	124.0	148.9

Los valores de los parámetros regionales fueron obtenidos de la figura A1.4.1.

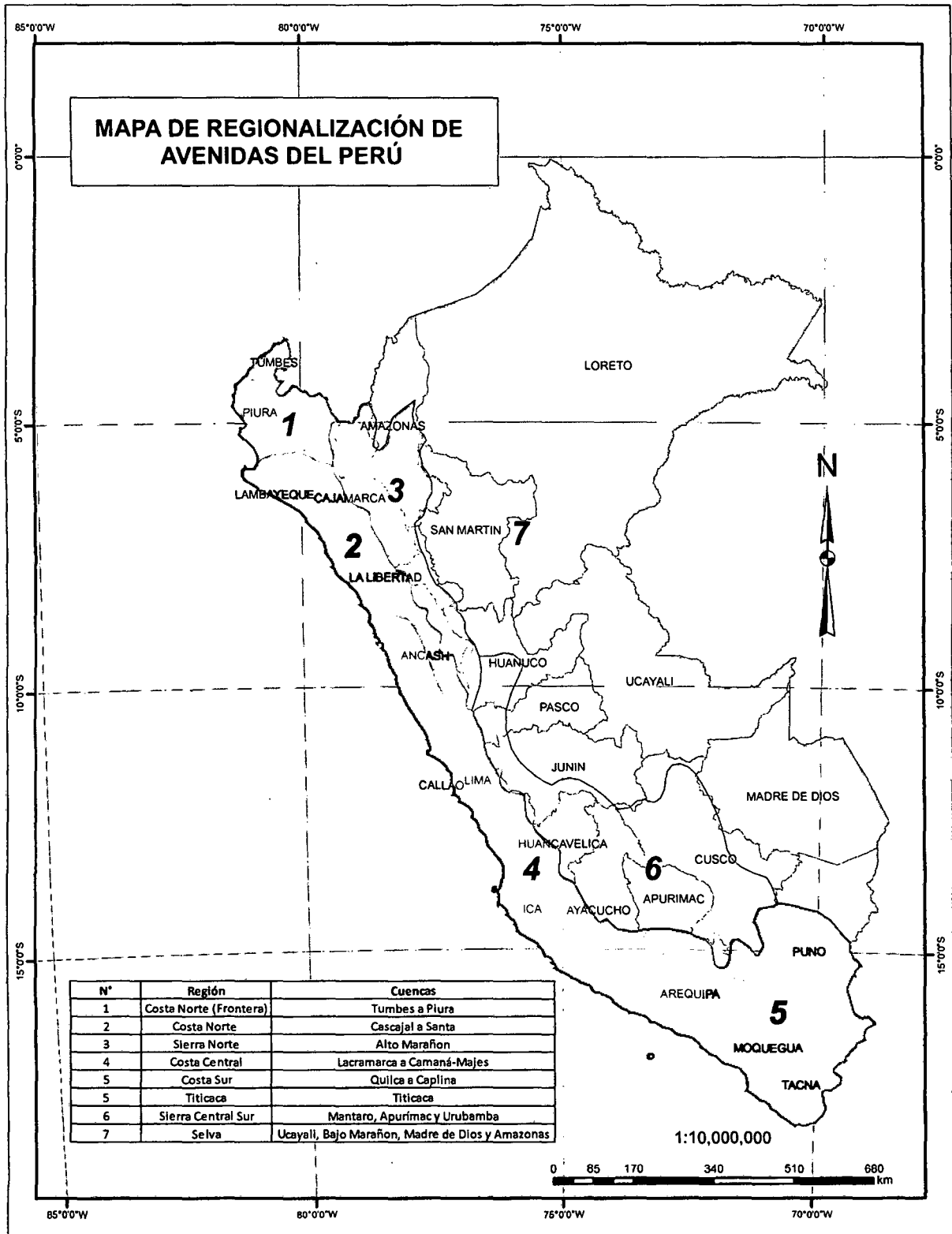


Figura A1.4.1. Mapa de Regionalización de Avenidas del Perú.

D. RESUMEN DE CAUDALES DE DISEÑO PARA TR=100 AÑOS

Tiempo de Retorno (años)	Caudales (m ³ /s)			
	Hidrograma Unitario SCS + Tormenta del ILLA	Hidrograma Triangular SCS	Análisis Regional de Avenidas	Caudal Considerado
100	296.5	287.8	148.9	296.5

ANEXO A1.5: Estimación de Caudales para $T_r=500$ Años

A. Hidrograma Unitario SCS y Tormenta de Diseño del ILLA

Figura A1.5.1 – Caudal de Diseño del río Planchón $Q = 369.4 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Tr = 500$ años)

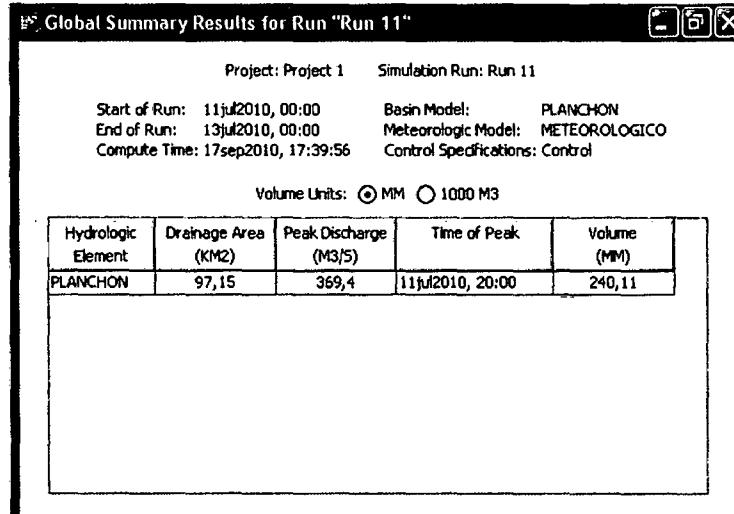
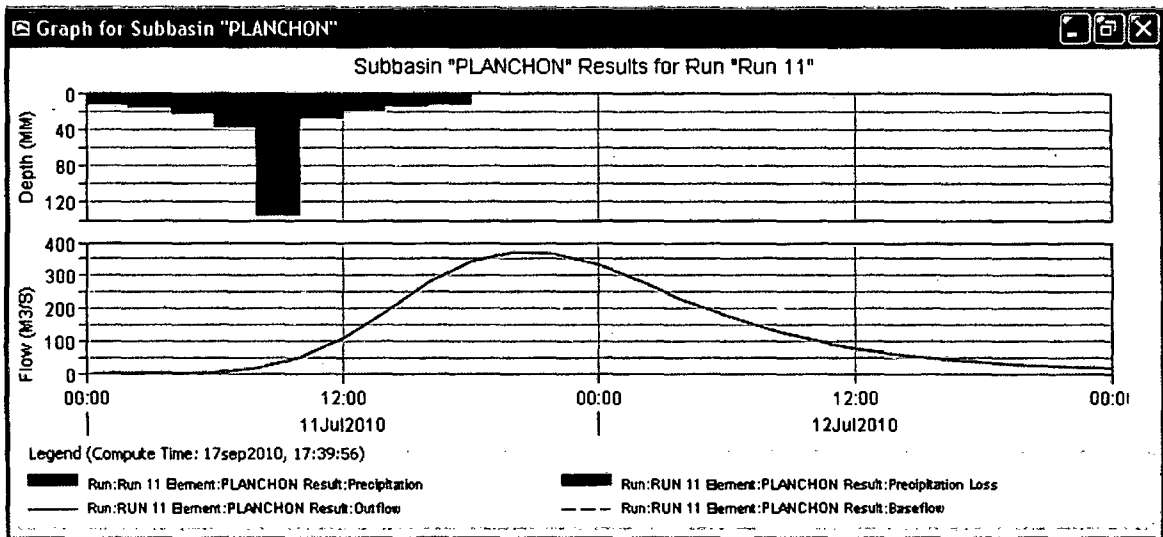


Figura A1.4.2 – Hidrograma del Caudal $Q = 369.4 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Tr = 500$ años)



B. METODO DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR SCS

CUENCA	CN (II)	CN (III)	A (km ²)	Pr (km)	Tc SCS (hr)	Tr (hr)	P ₅₀₀ (mm)
PLANCHON	70	84.3	97.15	44.23	18.7	11.2	325.7
Donde:							
CN (II):	Número de curva con condición de humedad antecedente II.						
CN (III):	Número de curva con condición de humedad antecedente III.						
A:	Area de la cuenca, en Km ² .						
P:	Perímetro de la cuenca, en Km.						
L:	Longitud de cauce, en Km.						
Tc:	Tiempo de concentración, en hr.						
Tr:	Tiempo de retardo, en hr.						
La condición de la cuenca es del tipo CHA (III), saturada por lluvias anteriores.							
Por tanto se realizara una equivalencia respecto a la CHA (II), porque esta condición es la que tiene valores definidos de numero de curva:							
	$CN_{(III)} = \frac{23 \cdot N_{(II)}}{10 + 0.13 N_{(II)}}$						
CN (II) =	70						
Entonces	CN (III) 84.3						
Luego se procedió a calcular el caudal:							
	$S_N = 254 \left(\frac{1000}{CN_{(III)}} - 10 \right)$						
	S _N = 47.3 mm						
	$De = \frac{(P_{500} - 0.2 \cdot S_N)^2}{P_{500} + 0.8 \cdot S_N}$						
	De= 275.1 mm						
	$tp = tc^{0.5} + 0.6 \cdot tc$						
	tp= 15.5 hr						
	$Q_{500} = \frac{0.208 \cdot (De \cdot A)}{tp}$						
	Q ₅₀₀ = 357.6 m ³ /s						
Donde:							
	S _N : Infiltración potencial máxima, en mm.						
	De: Escorrentía total acumulada, en mm.						
	tp: Tiempo base, en hr.						
	tc: Tiempo de concentración, en hr.						
	Q ₅₀₀ : Caudal para periodo de retorno de 500 años, m ³ /s.						

C. CAUDALES -ANÁLISIS REGIONAL DE AVENIDAS EN LOS RÍOS DEL PERÚ

Región	Periodo de Retorno (años)	Área (Km ²)	Parámetros Regionales				Caudal de Avenida (m ³ /s)
Madre de Dios	Tr	A	C1	C2	m	n	$Q = (C_1 + C_2) \cdot \text{Log}(Tr) \cdot A^{(m \cdot A^{-n})}$
7	500	97.15	0.22	0.37	1.24	0.04	179.6

Región	Periodo de Retorno (años)	Área (Km ²)	Parámetros Regionales				Caudal de Avenida (m ³ /s)	
Madre de Dios	Tr	A	C1	C2	m	n	$Q = (C_1 + C_2) \cdot \text{Log}(Tr) \cdot A^{(m \cdot A^{-n})}$	$Q^{(*)} = 1.20 \cdot Q$
6	500	97.15	0.18	0.37	1.24	0.04	167.4	200.9

D. RESUMEN DE CAUDALES DE DISEÑO PARA TR=500 AÑOS

Tiempo de Retorno (años)	Caudales (m ³ /s)			
	Hidrograma Unitario SCS + Tormenta del ILLA	Hidrograma Triangular SCS	Análisis Regional de Avenidas	Caudal Considerado
500	369.4	357.6	200.9	369.4

Los valores de los parámetros regionales fueron obtenidos de la figura A1.4.1.

ANEXO A1.6: Estimación del Tiempo de Retardo

Cuadro A1.6.1 – Estimación del Tiempo de Retardo

CUENCA	CN (II)	CN (III)	P (km)	L (Km)	Cota máx. (m.s.n.m.)	Cota mín. (m.s.n.m.)	S (m/m)	Tc SCS (hr)	Tr (hr)	Tr (min)
PLANCHON	70	84.3	44.23	17400	261	236	0.001	18.1	10.8	650

La condición de la cuenca es del tipo CHA (III), saturada por lluvias anteriores.
Por tanto se realizara una equivalencia respecto a la CHA (II), porque esta condición es la que tiene valores definidos:

$$CN_{(III)} = \frac{23 \cdot N_{(II)}}{10 + 0.13 N_{(II)}}$$

Entonces $CN (II) = 70$
 $CN (III) = 84.3$

El tiempo de concentración (Tc) se define :

$$T_c = \frac{0.02872 * \left(\frac{L}{1000}\right)^{0.80} \left(\frac{1000}{CN_{(III)}} - 9\right)^{1.67}}{S^{0.50}}$$

$$Tr = 0.6 * Tc$$

Donde:

- CHA : Condición de Humedad Antecedente.
- CN (II): Número de curva con condición de humedad antcedente II.
- CN (III): Número de curva con condición de humedad antcedente III.
- P: Perímetro de la cuenca (Km).
- L: Longitud de cauce (m).
- S: Pendiente (m/m).
- C: Coeficiente de Escorrentia.
- Tc: Tiempo de concentración (Hr).
- Tr: Tiempo de retardo (Hr).

Cuadro A1.6.2 – Número de Curva CHA tipo II

Utilización o Cobertura del suelo	Condiciones de Superficie	Pendiente del terreno, en %	Tipo de Suelo			
			A	B	C	D
Suelo sin cultivo	Surcos rectos	-	77	86	91	94
Cultivos en surco	Surcos rectos	>1	72	81	88	91
	Surcos rectos	<1	67	78	85	89
	Contorneo	>1	70	79	84	88
	Contorneo	<1	65	75	82	86
	Terrazas	>1	66	74	80	82
	Terrazas	<1	62	71	78	81
Cereales	Surcos rectos	>1	65	76	84	88
	Surcos rectos	<1	63	75	83	87
	Contorneo	>1	63	74	82	85
	Contorneo	<1	61	73	81	84
	Terrazas	>1	61	72	80	82
	Terrazas	<1	59	70	79	81
Leguminosas o praderas en rotación	Surcos rectos	>1	66	77	85	89
	Surcos rectos	<1	58	72	81	85
	Contorneo	>1	64	75	83	85
	Contorneo	<1	55	69	78	83
	Terrazas	>1	63	73	80	83
	Terrazas	<1	51	67	76	80
Pastizales	Pobre	>1	68	79	86	89
	Óptimas	<1	49	69	79	84
Prado permanente	Normal		30	58	71	78
Llanura Amazónica (Selva)	Abiertas o de baja transpiración		56	75	86	91
	Abiertas o de baja transpiración		46	68	78	84
	Normal		36	60	70	76
	Densas o de alta transpiración		26	52	62	69
	Muy densas o de alta transpiración		15	44	54	61
Superficie impermeable			100	100	100	100

A2 CÁLCULOS HIDRÁULICOS (HEC-RAS)

Tr = 100 AÑOS

Cálculos Correspondientes a las Avenidas para un Periodo de Retorno de Tr=100 Años

**Cuadro A2.1 – Características Hidráulicas del río Planchón
Caudal Q = 296.5 m³/s (Tr = 100 años)**

Profile Output Table - Standard Table 1											
HEC-RAS Plan Plan 01 River RIO Reach PLANCHON Profile: TR=100AÑOS											Reload Data
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m³/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top W Act Chan (m)	Top Width (m)	Froude # Chl	
PLANCHON	760	TR=100AÑOS	296.50	236.26	239.33	0.78	470.80	118.23	178.03	0.14	
PLANCHON	720	TR=100AÑOS	296.50	236.00	239.33	0.71	494.85	124.07	174.25	0.13	
PLANCHON	680	TR=100AÑOS	296.50	236.00	239.32	0.67	508.67	130.33	171.73	0.12	
PLANCHON	640	TR=100AÑOS	296.50	236.00	239.32	0.70	516.00	123.07	190.69	0.12	
PLANCHON	600	TR=100AÑOS	296.50	236.00	239.31	0.72	477.65	120.97	166.59	0.13	
PLANCHON	560	TR=100AÑOS	296.50	236.00	239.28	1.01	374.57	92.75	158.94	0.19	
PLANCHON	520	TR=100AÑOS	296.50	235.92	239.28	0.82	407.35	110.73	151.15	0.15	
PLANCHON	500	TR=100AÑOS	296.50	235.56	239.27	1.05	405.46	40.06	150.75	0.18	
PLANCHON	480	TR=100AÑOS	296.50	236.03	238.82	2.93	101.26	38.00	136.80	0.57	
PLANCHON	470			Bridge							
PLANCHON	440	TR=100AÑOS	296.50	235.50	238.54	2.88	110.92	33.48	130.19	0.53	
PLANCHON	400	TR=100AÑOS	296.50	235.14	238.69	0.98	321.96	106.78	131.40	0.19	
PLANCHON	360	TR=100AÑOS	296.50	236.23	238.59	1.53	204.54	110.74	130.51	0.37	
PLANCHON	320	TR=100AÑOS	296.50	236.50	238.52	1.65	193.62	100.19	121.38	0.40	
PLANCHON	280	TR=100AÑOS	296.50	236.29	238.47	1.55	204.49	98.86	119.74	0.36	
PLANCHON	240	TR=100AÑOS	296.50	236.03	238.44	1.43	222.26	97.10	120.54	0.31	
PLANCHON	200	TR=100AÑOS	296.50	236.00	238.40	1.45	226.08	89.02	119.17	0.31	
PLANCHON	160	TR=100AÑOS	296.50	236.00	238.36	1.50	219.85	85.53	116.11	0.32	
PLANCHON	120	TR=100AÑOS	296.50	236.00	238.33	1.45	226.83	88.56	122.06	0.31	
PLANCHON	80	TR=100AÑOS	296.50	236.00	238.30	1.38	241.27	94.20	132.01	0.29	
PLANCHON	40	TR=100AÑOS	296.50	236.00	238.28	1.32	246.05	101.74	133.62	0.28	
PLANCHON	0	TR=100AÑOS	296.50	236.00	238.22	1.52	228.37	85.93	126.13	0.33	

Minimum channel elevation.

**Cuadro A2.2 – Características Hidráulicas del río Planchón
Caudal Q = 296.5 m³/s (Tr = 100 años)**

Bridge Output				
File Type Options Help				
River:	RIO	Profile:	TR=100AÑOS	
Reach:	PLANCHON	RS:	470	Plan: Plan 01
Plan: Plan 01 RIO PLANCHON RS: 470 Profile: TR=100AÑOS				
E.G. US. (m)	239.26	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	238.82	E.G. Elev (m)	239.14	239.01
Q Total (m3/s)	296.50	W.S. Elev (m)	238.50	238.56
Q Bridge (m3/s)	296.50	Crit W.S. (m)	238.06	237.57
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.47	3.03
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.54	2.84
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	83.65	104.51
Weir Submerg		Froude # Chl	0.72	0.52
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	207.95	245.88
Min El Weir Flow (m)	244.00	Hydr Depth (m)	2.39	2.99
Min El Prs (m)	241.00	W.P. Total (m)	35.14	35.16
Delta EG (m)	0.30	Conv. Total (m3/s)	4261.2	5908.9
Delta WS (m)	0.28	Top Width (m)	35.00	35.00
BR Open Area (m2)	170.99	Frctn Loss (m)	0.04	0.04
BR Open Vel (m/s)	3.54	C & E Loss (m)	0.09	0.02
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	113.03	73.39
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	400.61	208.21

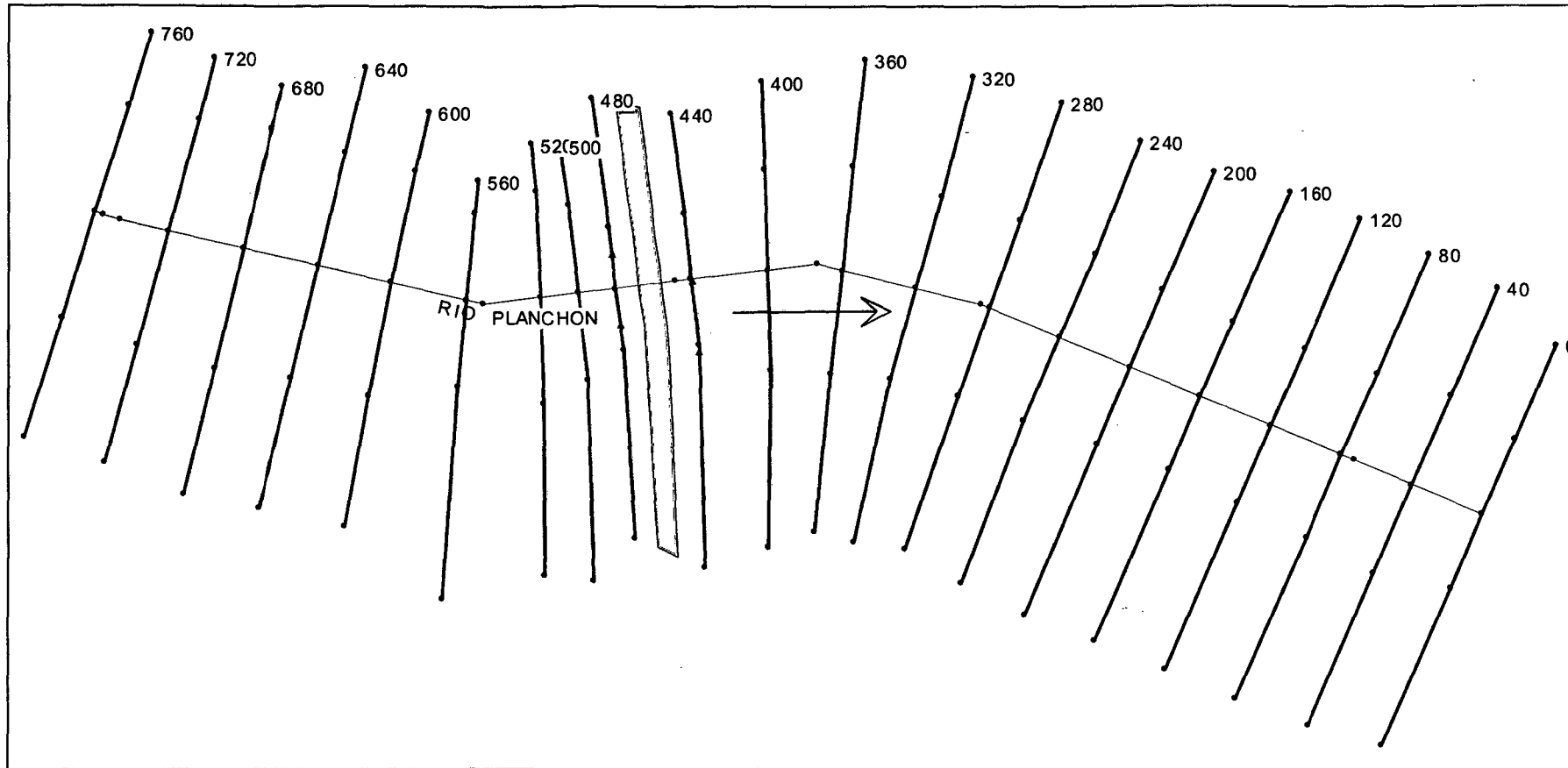


Figura A2.1 Vista en planta del río Planchón en el tramo de estudio en el programa HEC-RAS.

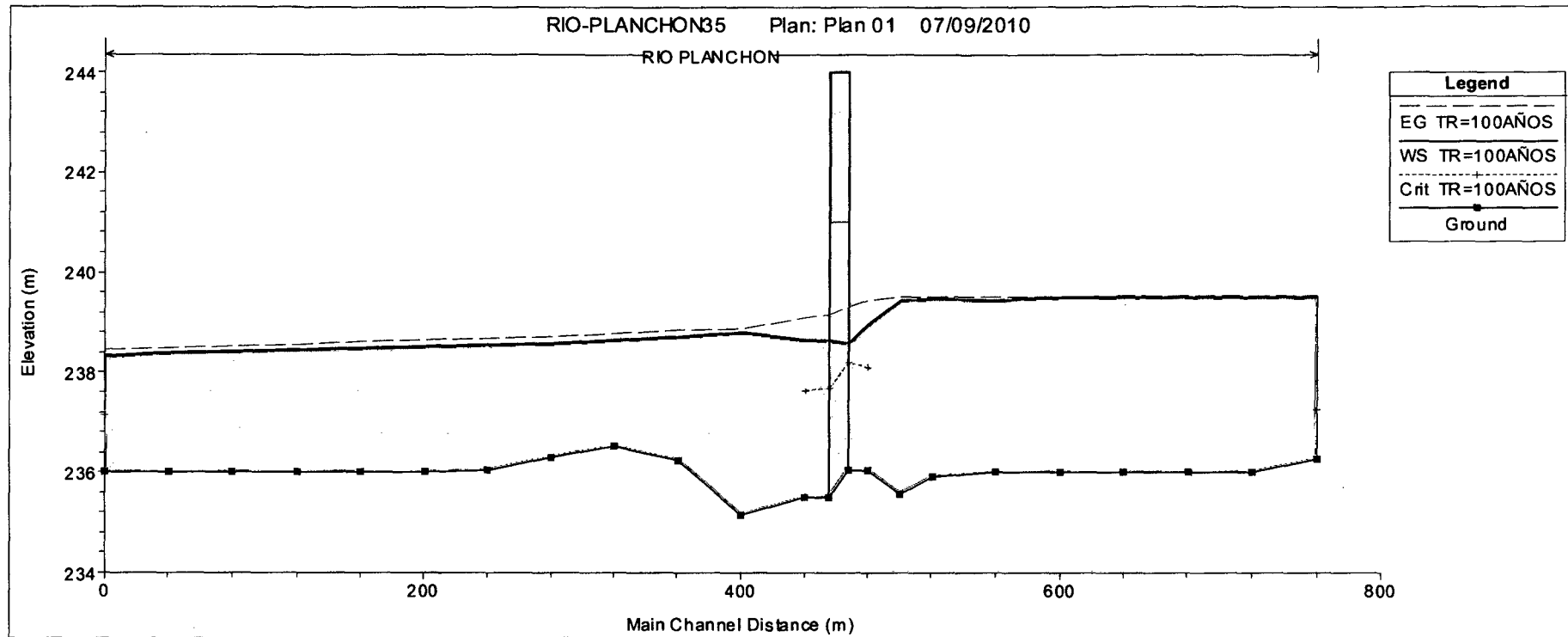


Figura A2.2. Perfil del flujo - río Planchón - Tr=100 años.

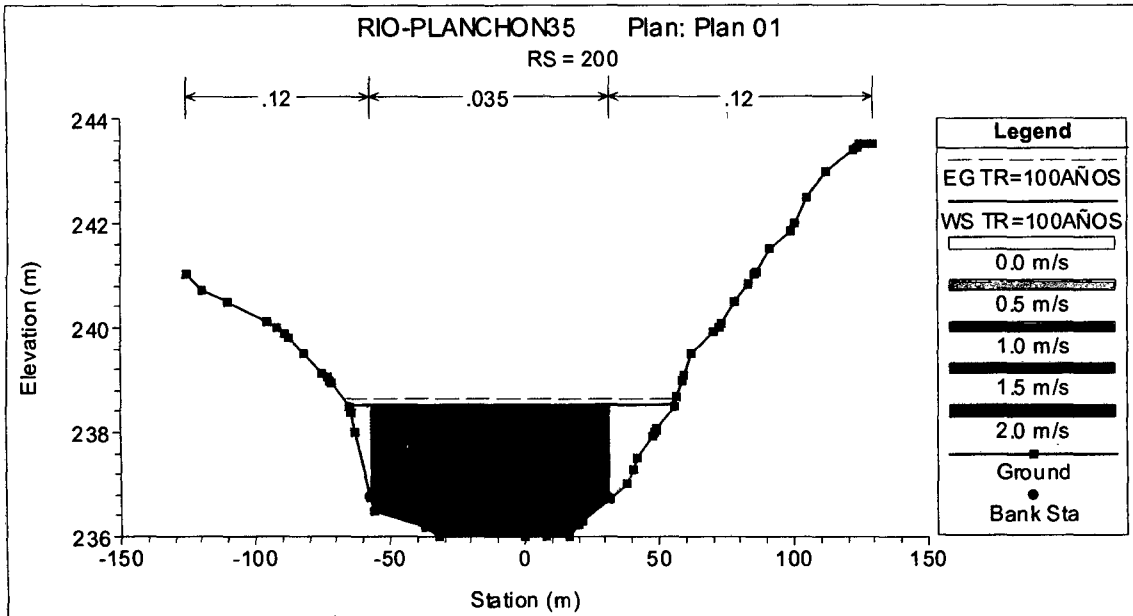


Figura A2.3. Sección transversal 0+200.

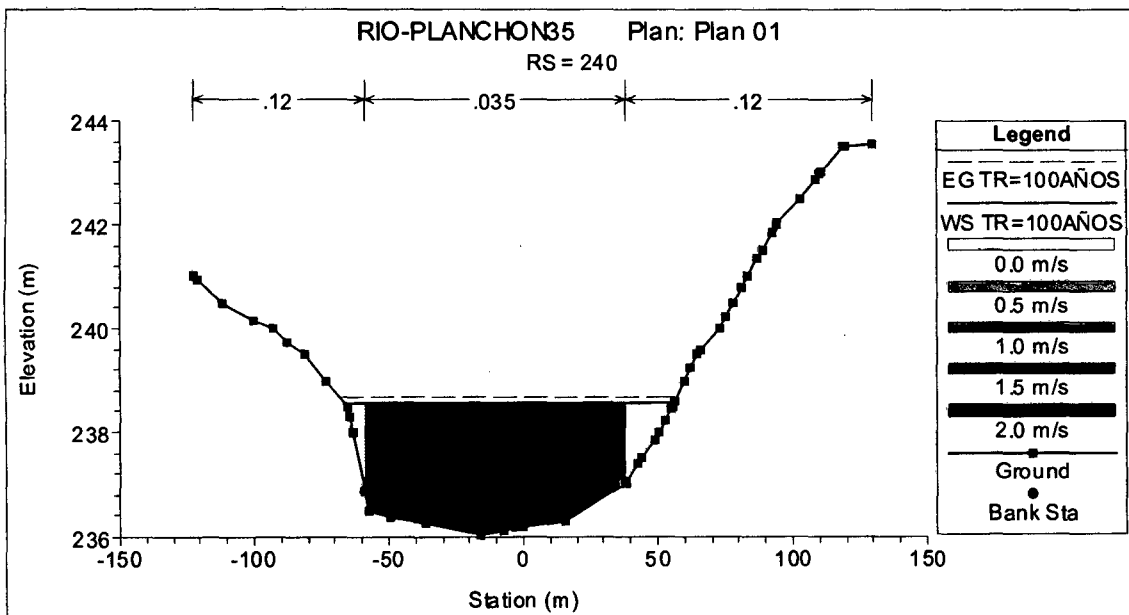


Figura A2.4. Sección transversal 0+240.

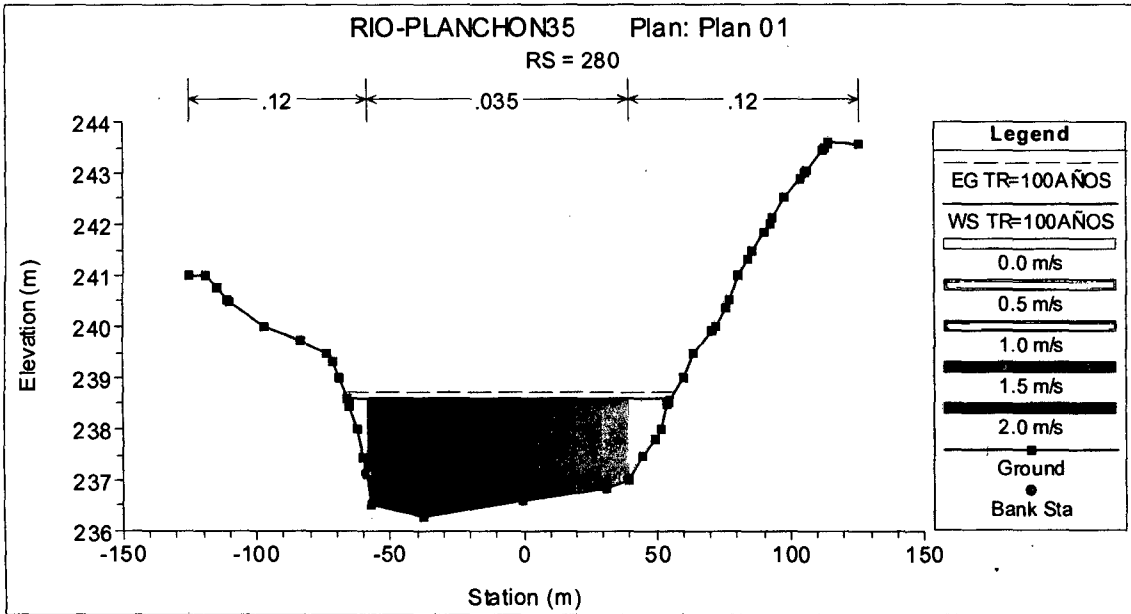


Figura A2.5. Sección transversal 0+280.

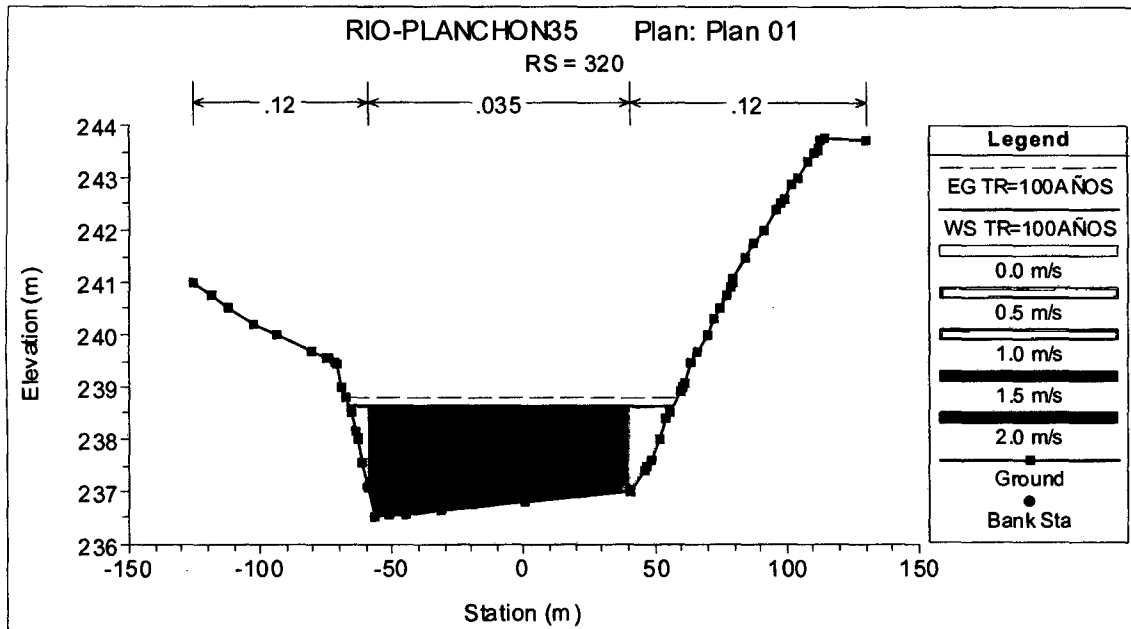


Figura A2.6. Sección transversal 0+320.

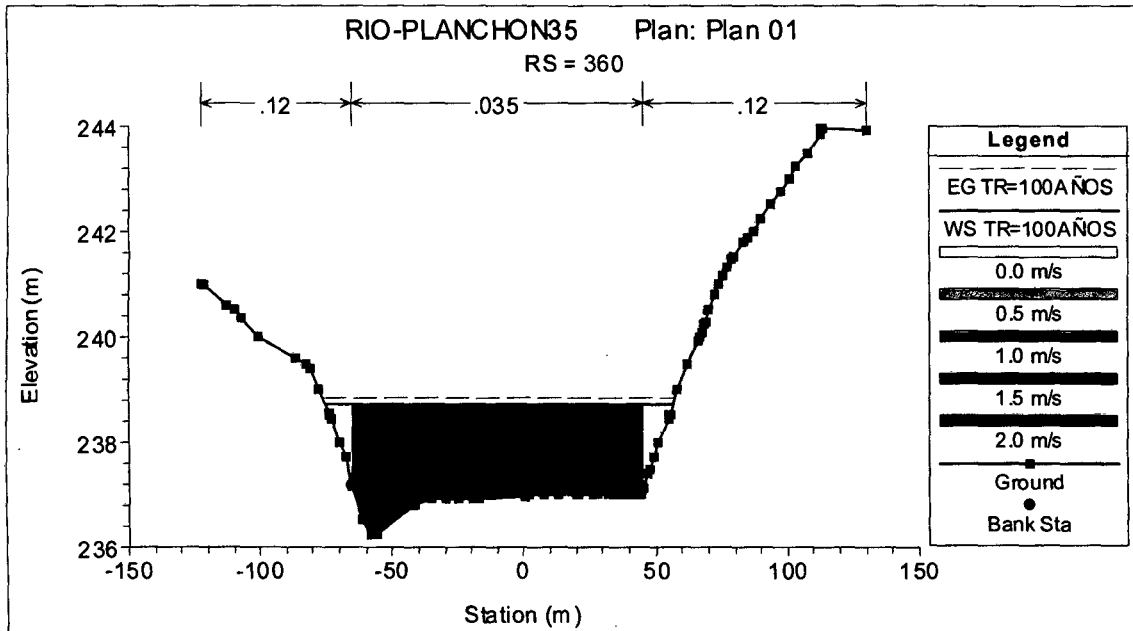


Figura A2.7. Sección transversal 0+360.

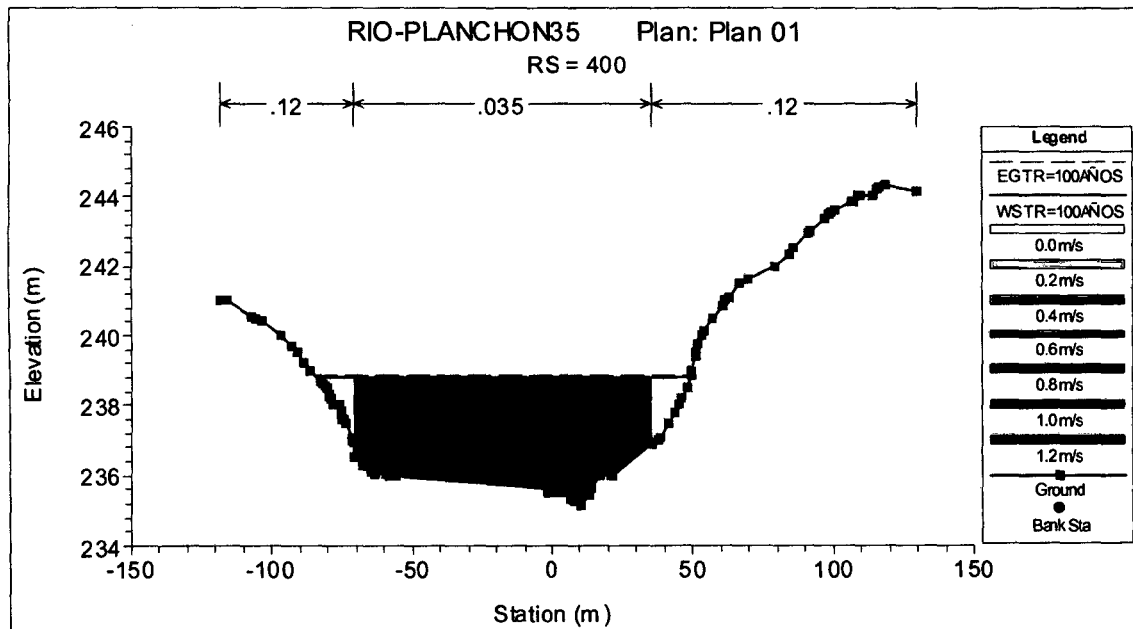


Figura A2.8. Sección transversal 0+400.

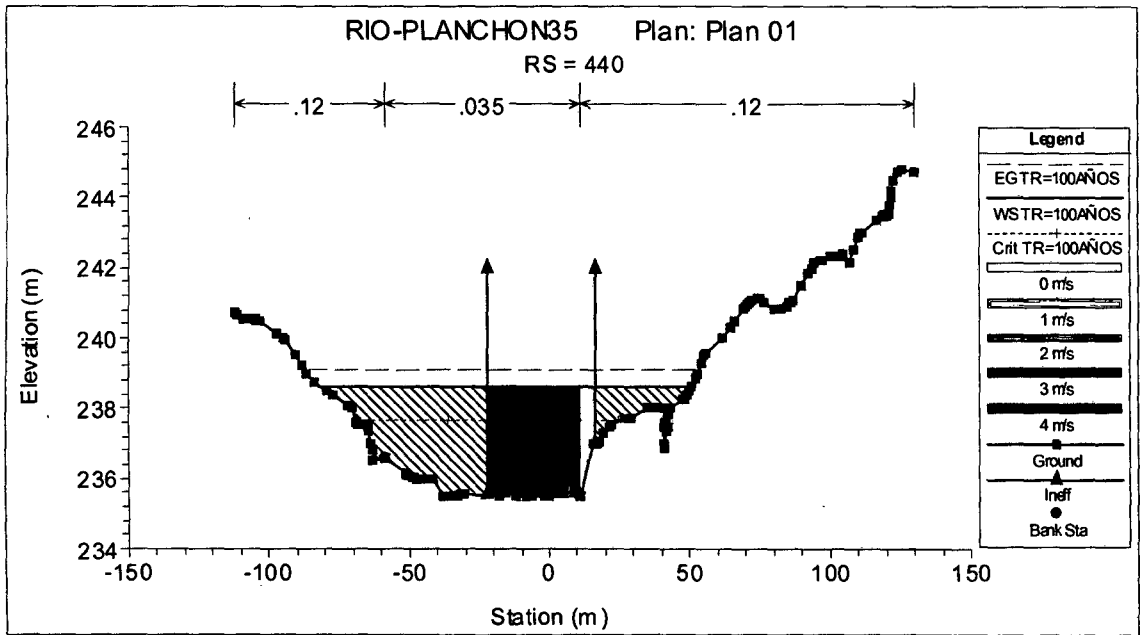


Figura A2.9. Sección transversal 0+440.

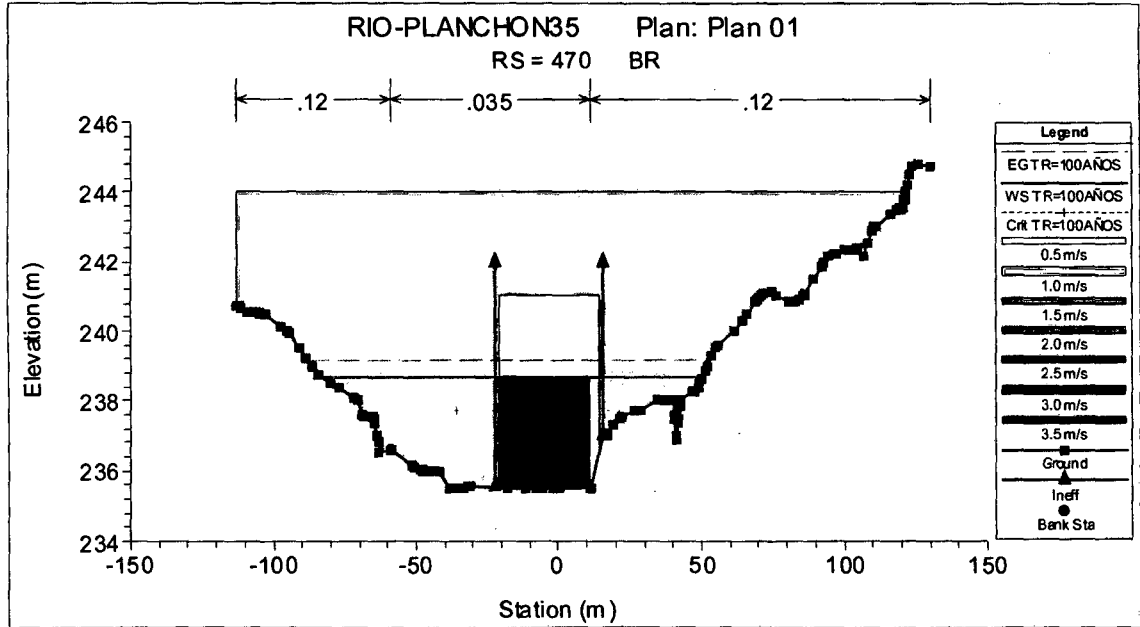


Figura A2.10. Sección transversal 0+470 aguas abajo.

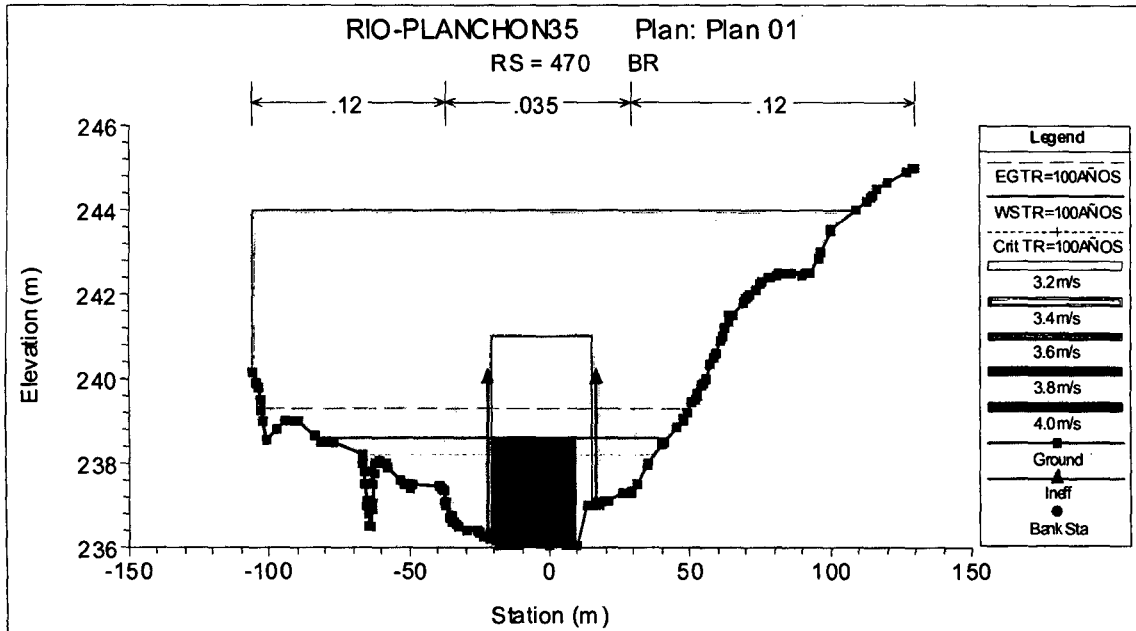


Figura A2.11. Sección transversal 0+470 aguas arriba.

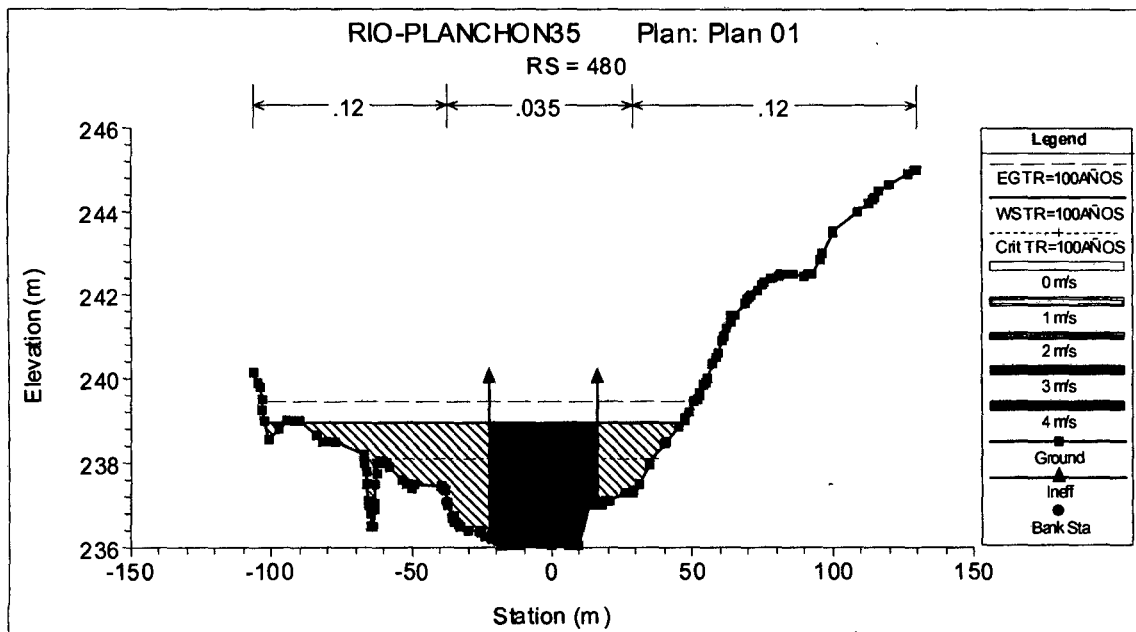


Figura A2.12. Sección transversal 0+480.

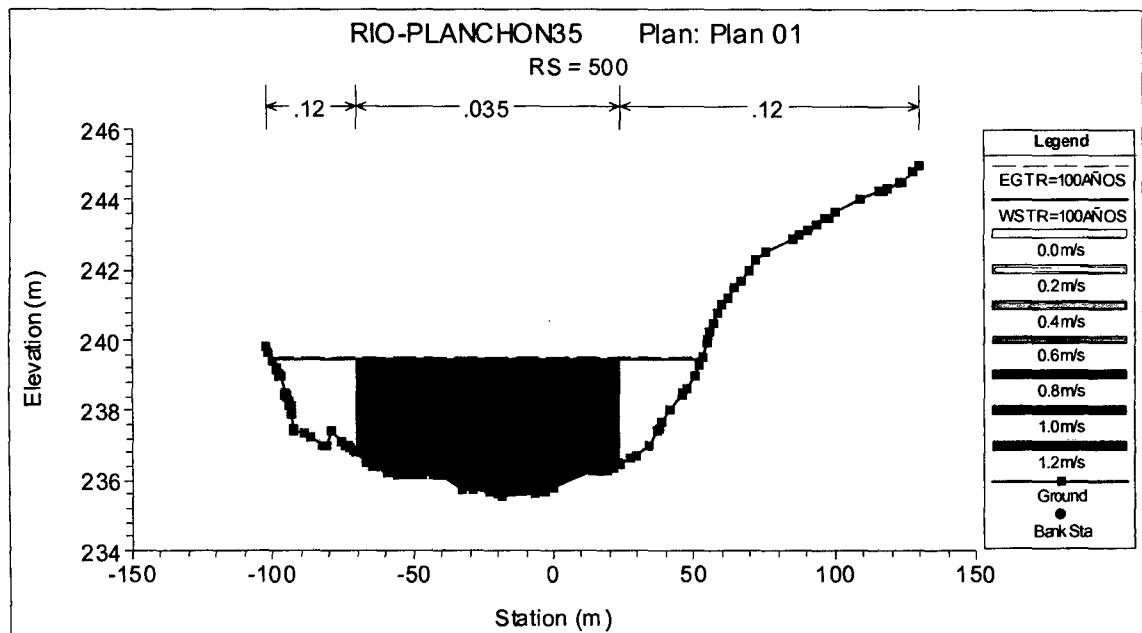


Figura A2.13. Sección transversal 0+500.

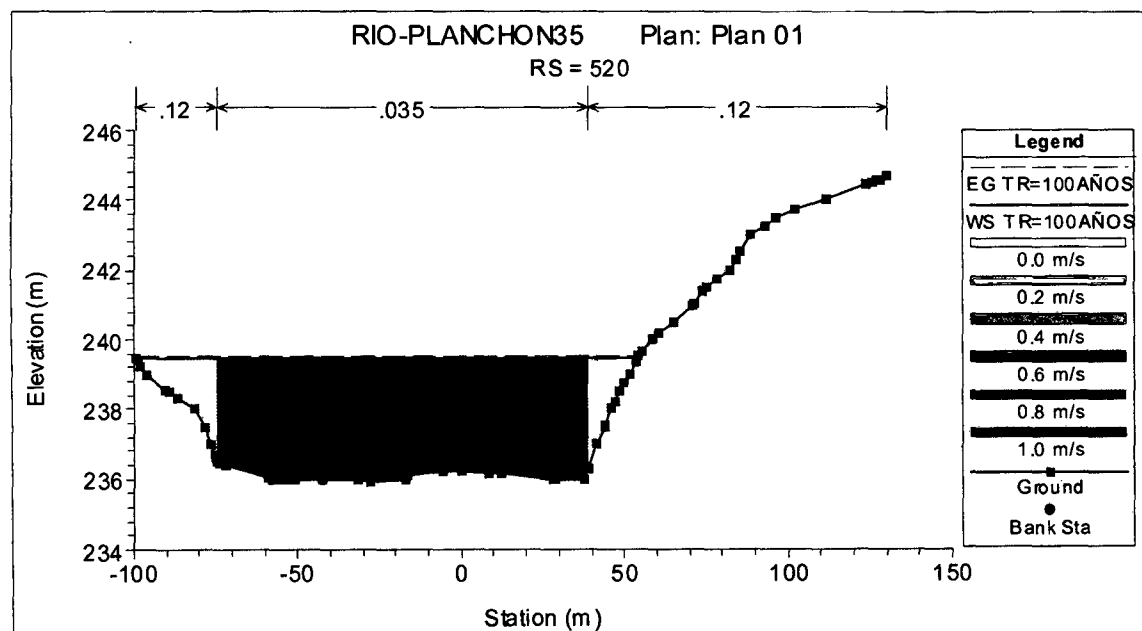


Figura A2.14. Sección transversal 0+520.

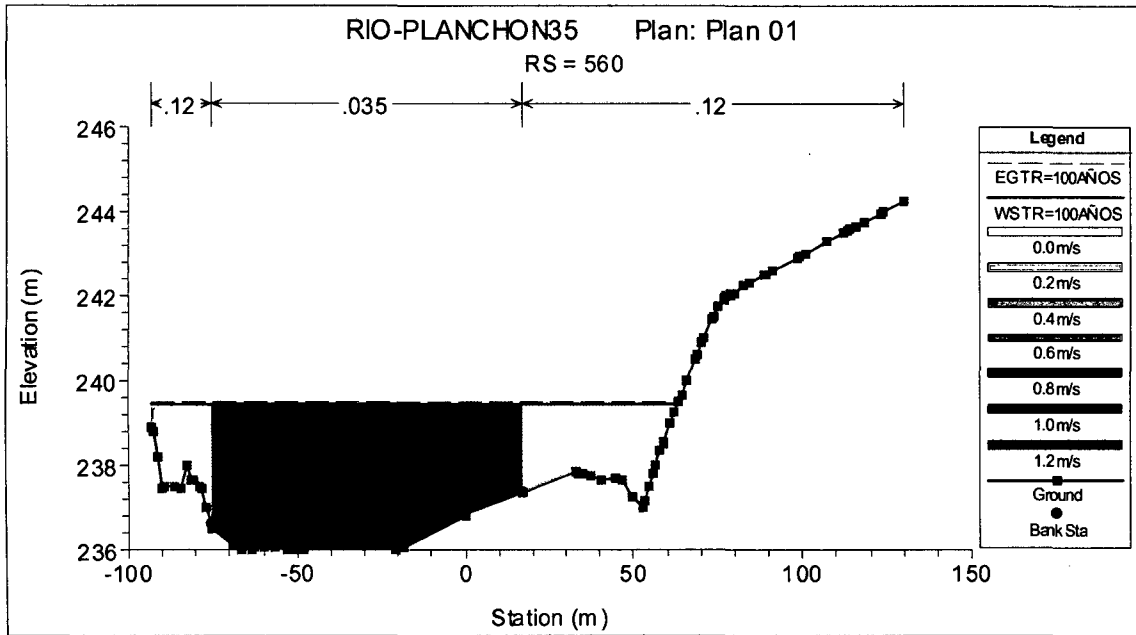


Figura A2.15. Sección transversal 0+560.

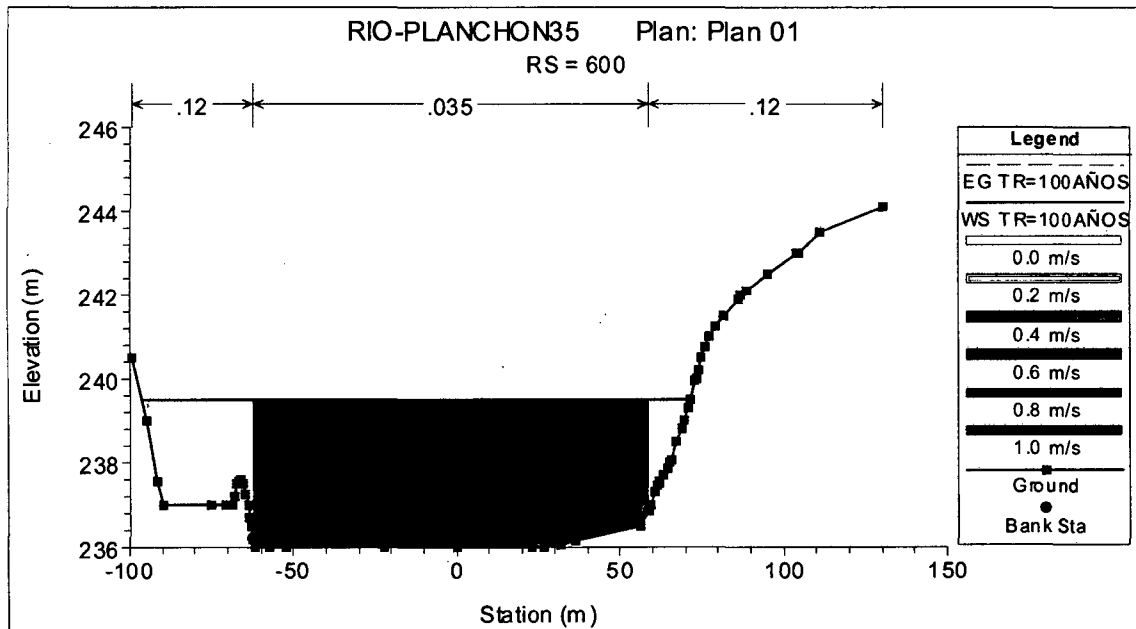


Figura A2.16. Sección transversal 0+600.

Tr = 500 AÑOS

Cálculos Correspondientes a las Avenidas para un Periodo de Retorno de Tr=500 Años

**Cuadro A2.3 - Características Hidráulicas del río Planchón
Caudal Q = 369.4 m³/s (Tr = 500 años)**

Profile Output Table - CUADRO										
HEC-RAS Plan: Plan 01 River: RIO Reach: PLANCHON Profile: TR=500AÑOS										
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m³/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top W Act Chan (m)	Top Width (m)	Froude # Chl
PLANCHON	760	TR=500AÑOS	369.40	236.26	239.77	0.84	550.27	118.23	180.18	0.14
PLANCHON	720	TR=500AÑOS	369.40	236.00	239.77	0.77	572.81	124.07	176.78	0.13
PLANCHON	680	TR=500AÑOS	369.40	236.00	239.77	0.73	585.49	130.33	174.07	0.12
PLANCHON	640	TR=500AÑOS	369.40	236.00	239.76	0.76	602.77	123.07	200.16	0.13
PLANCHON	600	TR=500AÑOS	369.40	236.00	239.75	0.79	552.17	120.97	169.42	0.13
PLANCHON	560	TR=500AÑOS	369.40	236.00	239.72	1.09	446.07	92.75	165.08	0.19
PLANCHON	520	TR=500AÑOS	369.40	235.92	239.72	0.89	475.52	110.73	157.78	0.15
PLANCHON	500	TR=500AÑOS	369.40	235.56	239.71	1.14	473.44	40.06	156.14	0.18
PLANCHON	480	TR=500AÑOS	369.40	236.03	239.16	3.23	114.33	38.00	151.34	0.59
PLANCHON	470	Bridge								
PLANCHON	440	TR=500AÑOS	369.40	235.50	238.78	3.31	120.15	33.48	135.79	0.59
PLANCHON	400	TR=500AÑOS	369.40	235.14	238.99	1.10	362.04	106.78	135.90	0.20
PLANCHON	360	TR=500AÑOS	369.40	236.23	238.89	1.62	243.95	110.74	134.51	0.36
PLANCHON	320	TR=500AÑOS	369.40	236.50	238.82	1.75	230.81	100.19	126.58	0.39
PLANCHON	280	TR=500AÑOS	369.40	236.29	238.78	1.66	241.54	98.86	124.81	0.36
PLANCHON	240	TR=500AÑOS	369.40	236.03	238.75	1.55	259.96	97.10	127.25	0.32
PLANCHON	200	TR=500AÑOS	369.40	236.00	238.71	1.59	263.06	89.02	125.11	0.32
PLANCHON	160	TR=500AÑOS	369.40	236.00	238.66	1.64	255.41	85.53	120.88	0.33
PLANCHON	120	TR=500AÑOS	369.40	236.00	238.63	1.59	264.60	88.56	128.14	0.32
PLANCHON	80	TR=500AÑOS	369.40	236.00	238.61	1.50	282.19	94.20	138.84	0.30
PLANCHON	40	TR=500AÑOS	369.40	236.00	238.58	1.43	287.72	101.74	140.60	0.29
PLANCHON	0	TR=500AÑOS	369.40	236.00	238.52	1.66	266.87	85.93	131.62	0.34

Cuadro A2.4 - Características Hidráulicas del río Planchón
Caudal Q = 369.4 m³/s (Tr = 500 años)

Bridge Output				
File Type Options Help				
River:	RIO	Profile:	TR-500AÑOS	
Reach:	PLANCHON	RS:	470	Plan: Plan 01
Plan: Plan 01 RIO PLANCHON RS: 470 Profile: TR-500AÑOS				
E.G. US. (m)	239.69	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	239.16	E.G. Elev (m)	239.56	239.40
Q Total (m ³ /s)	369.40	W.S. Elev (m)	238.73	238.80
Q Bridge (m ³ /s)	369.40	Crit W.S. (m)	238.36	237.89
Q Weir (m ³ /s)		Max Chl Dpth (m)	2.70	3.27
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	4.03	3.27
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m ²)	91.64	113.04
Weir Submerg		Froude # Chl	0.78	0.58
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m ³)	272.59	311.30
Min El Weir Flow (m)	244.00	Hydr Depth (m)	2.62	3.23
Min El Pts (m)	241.00	W.P. Total (m)	35.14	35.16
Delta EG (m)	0.37	Conv. Total (m ³ /s)	4960.5	6725.4
Delta WS (m)	0.38	Top Width (m)	35.00	35.00
BR Open Area (m ²)	170.99	Frictn Loss (m)	0.05	0.05
BR Open Vel (m/s)	4.03	C & E Loss (m)	0.11	0.03
Coef of Q		Shear Total (N/m ²)	141.82	95.11
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	571.67	310.81

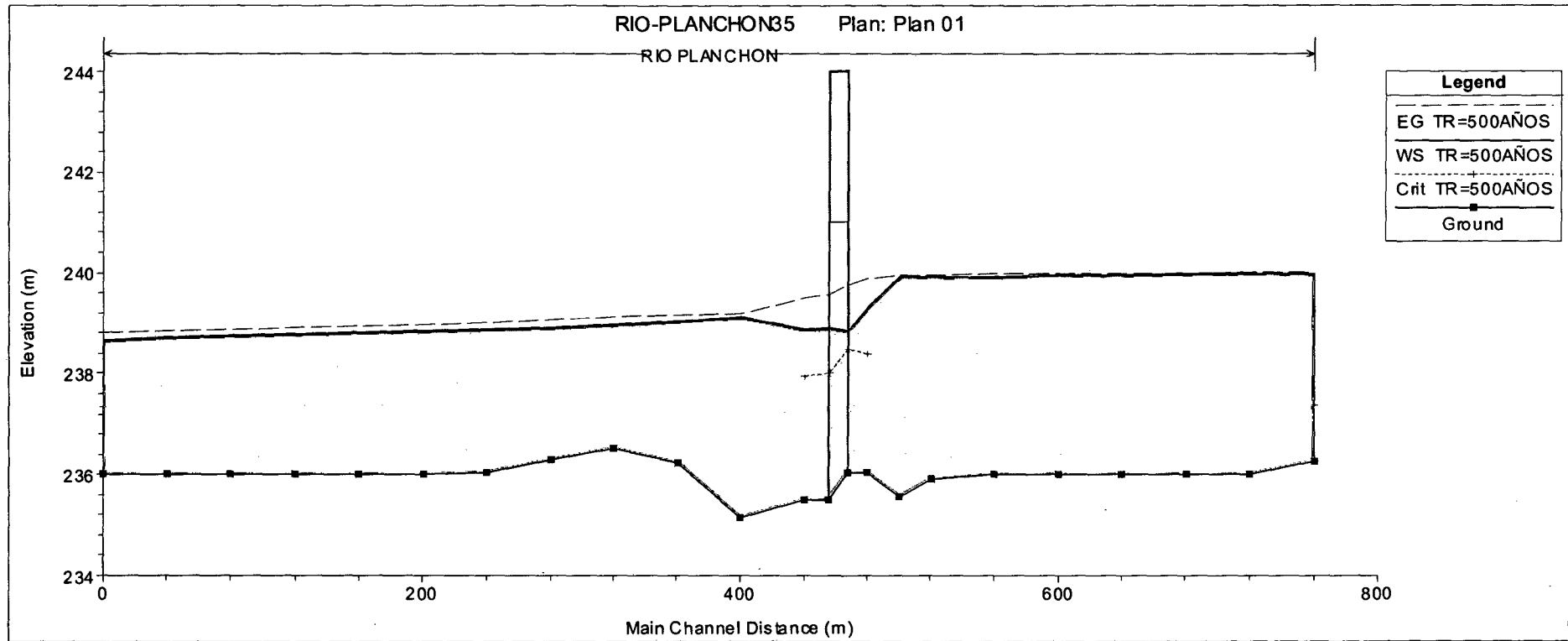


Figura A2.17. Vista del perfil del río Planchón en el tramo de estudio.

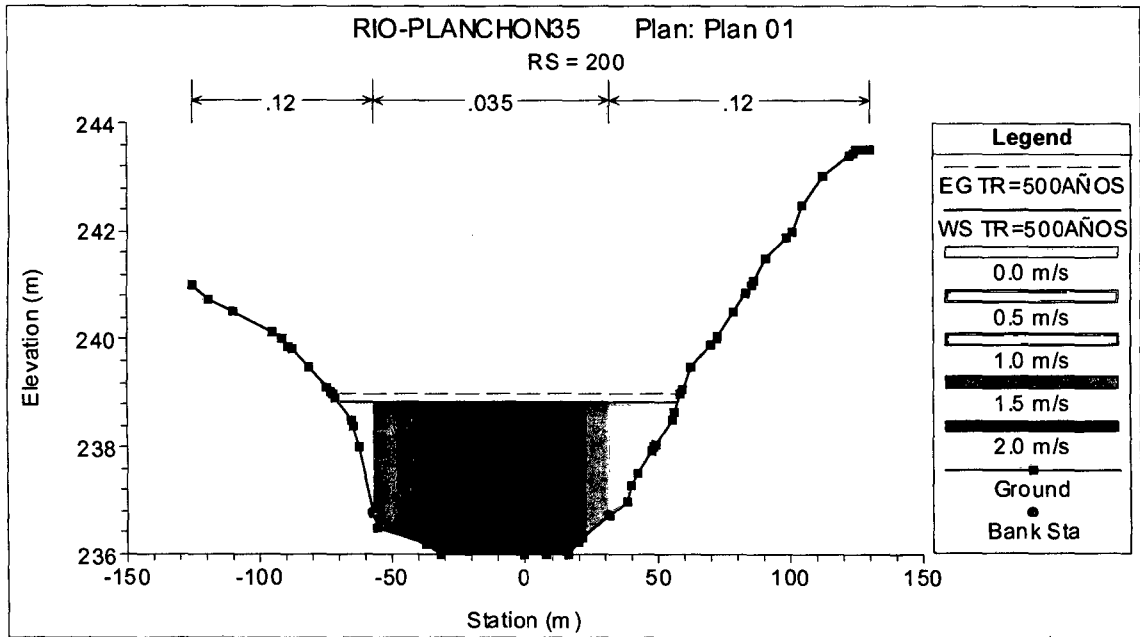


Figura A2.18. Sección transversal 0+200.

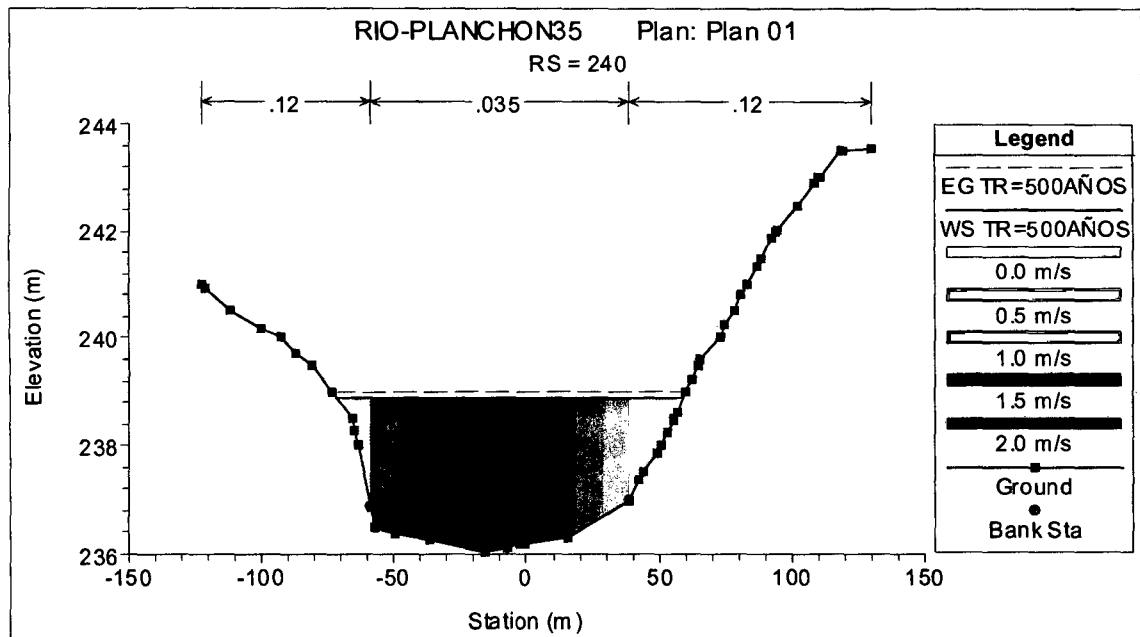


Figura A2.19. Sección transversal 0+240.

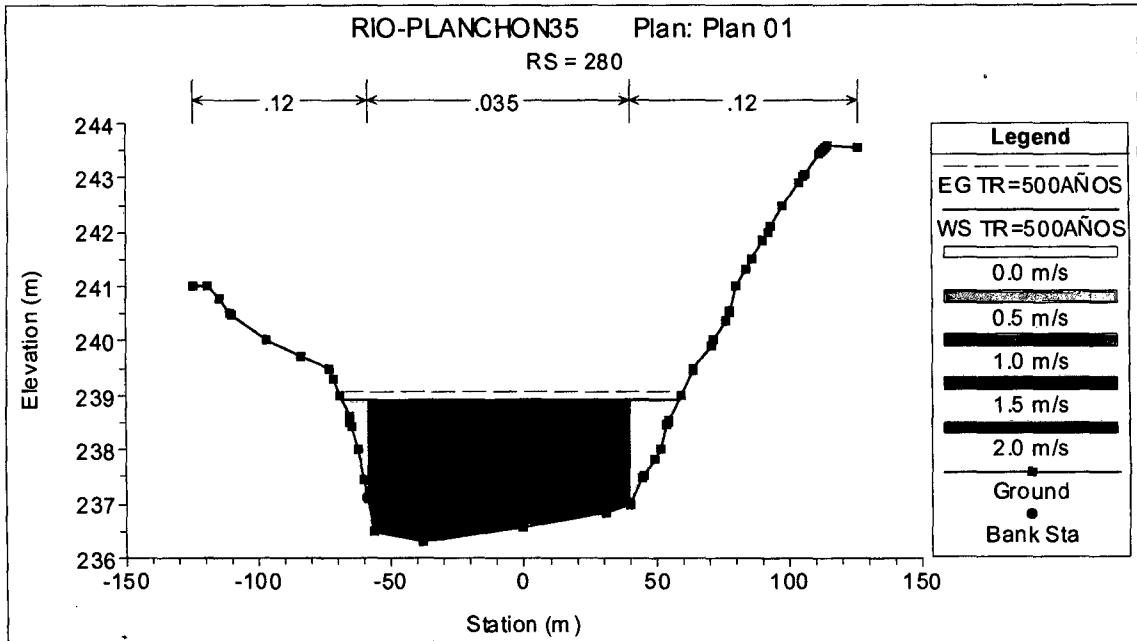


Figura A2.20. Sección transversal 0+280.

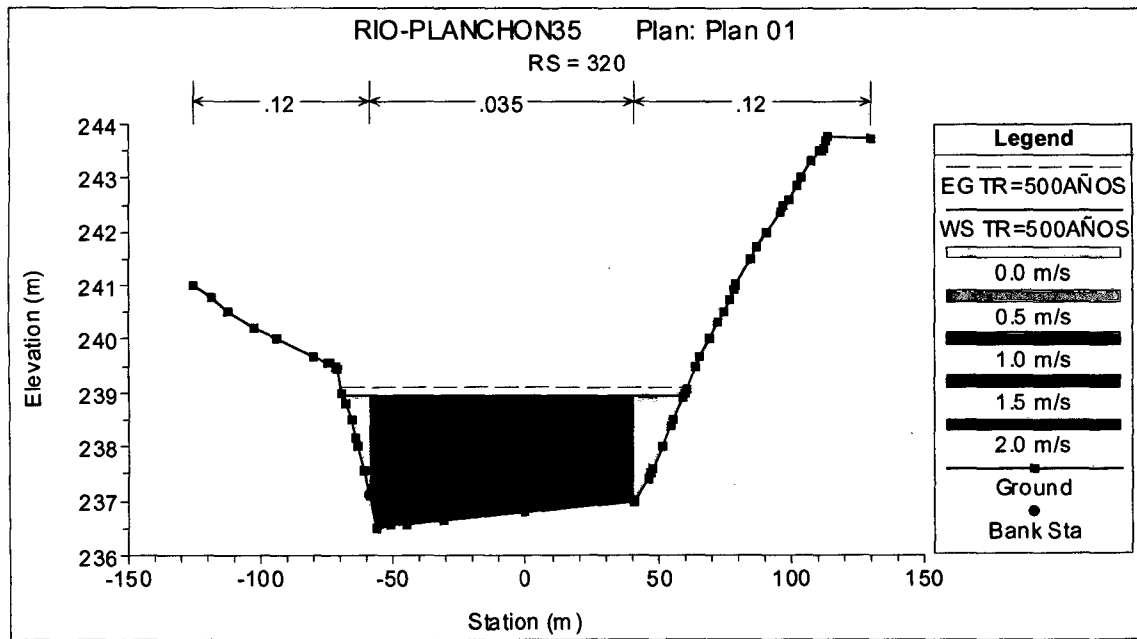


Figura A2.21. Sección transversal 0+320.

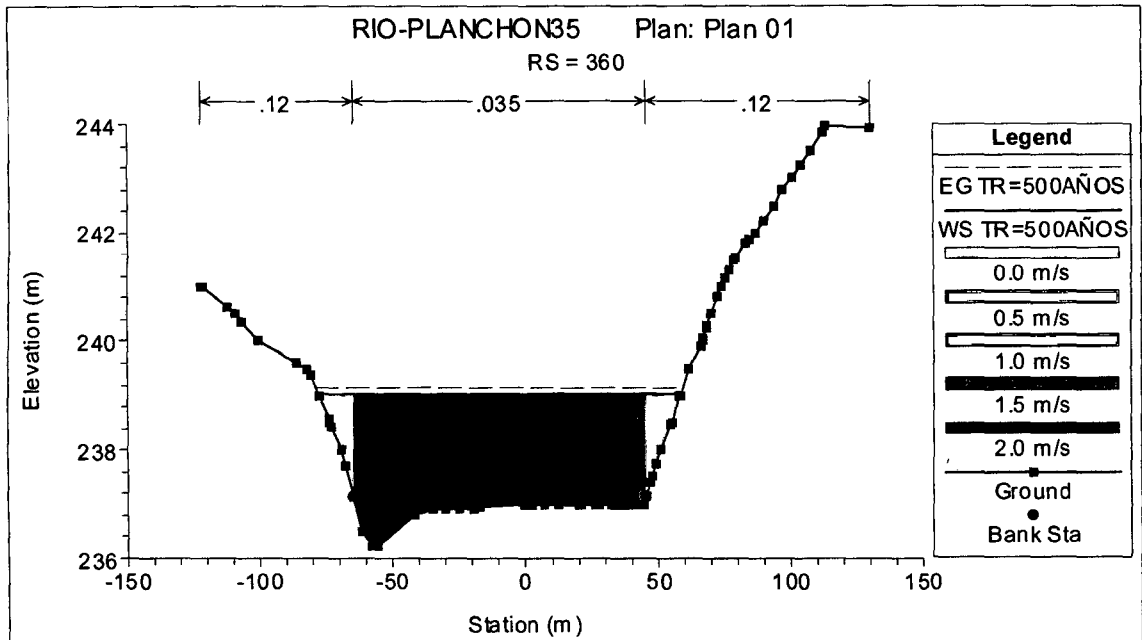


Figura A2.22. Sección transversal 0+360.

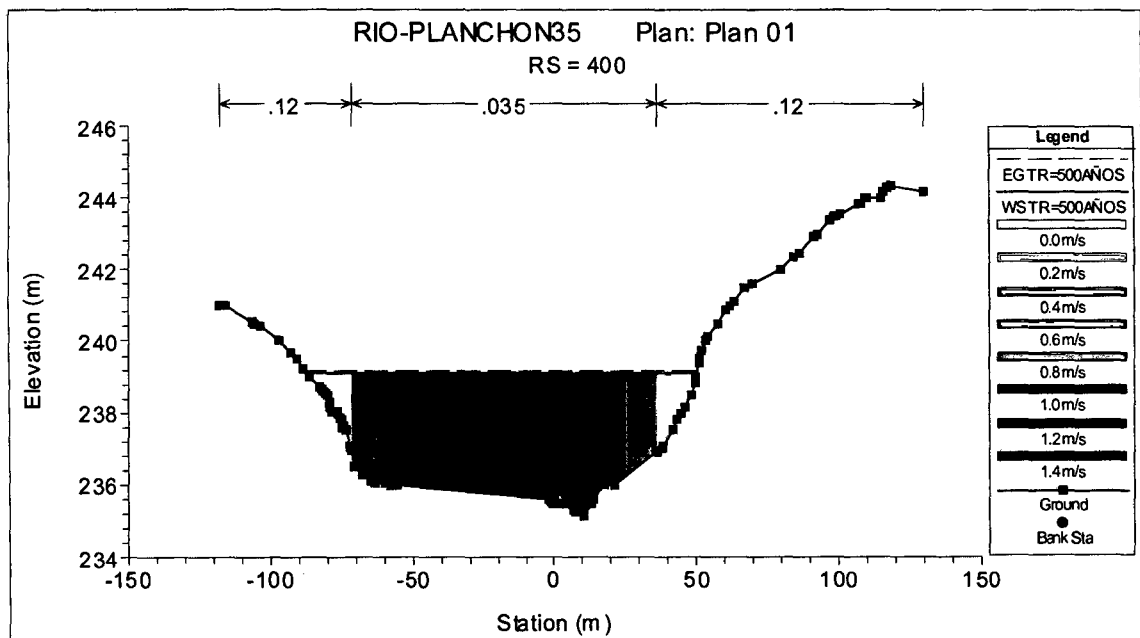


Figura A2.23. Sección transversal 0+400.

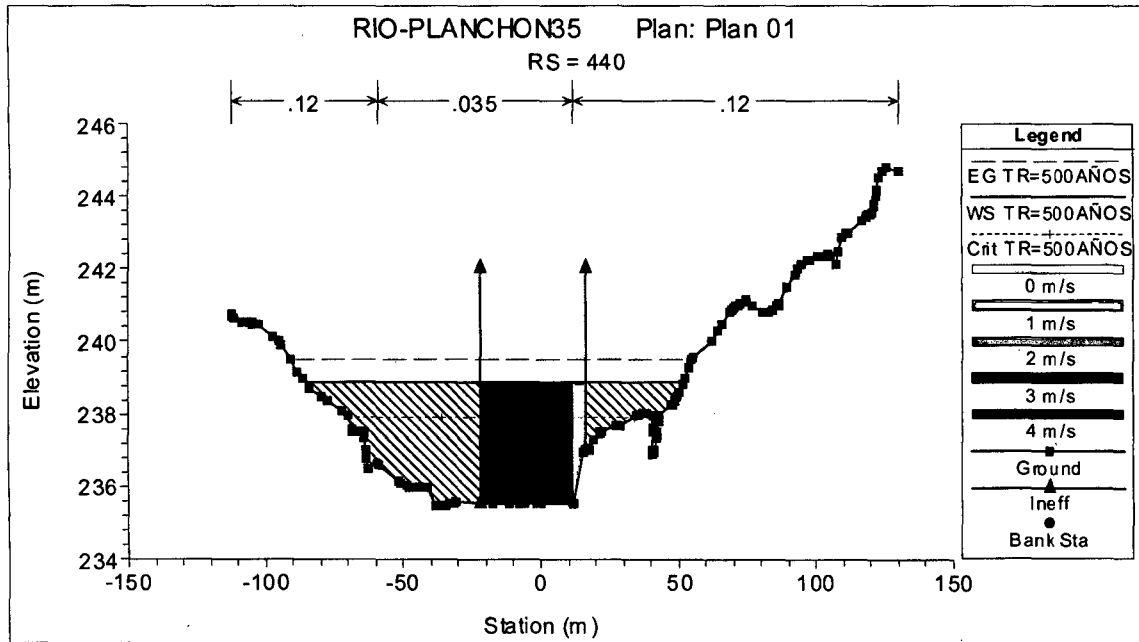


Figura A2.24. Sección transversal 0+440.

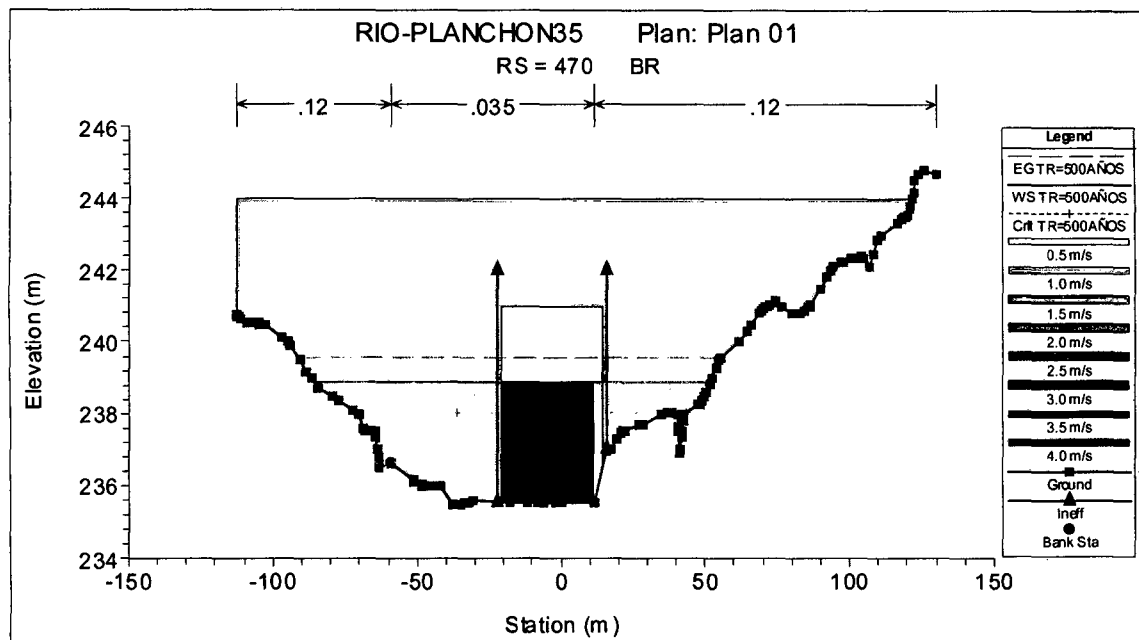


Figura A2.25. Sección transversal 0+470 aguas abajo.

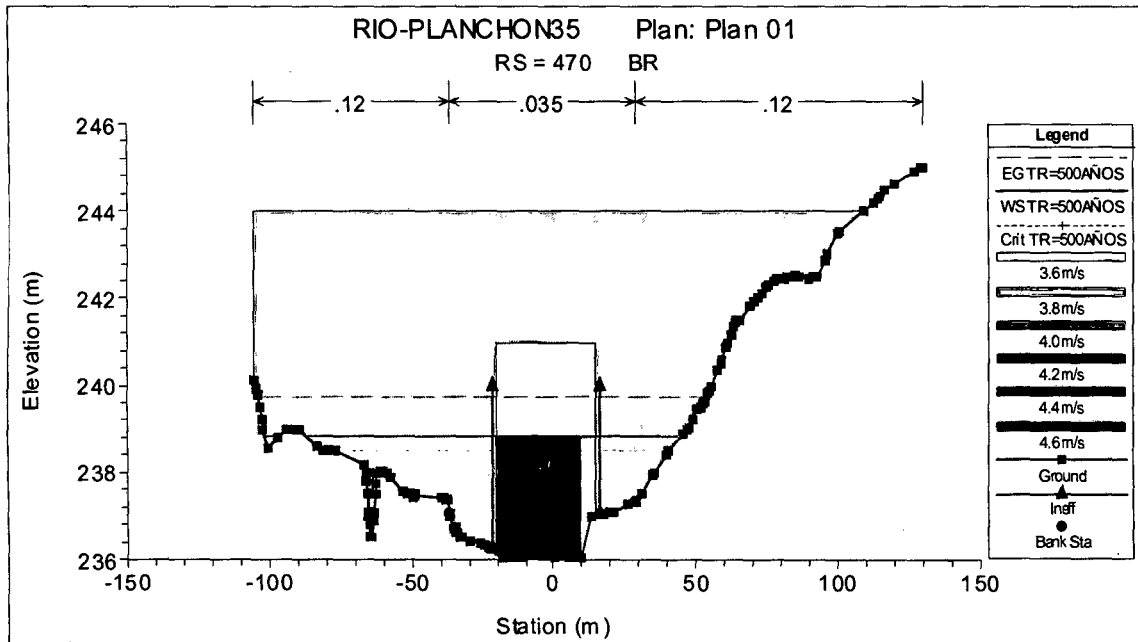


Figura A2.26. Sección transversal 0+470 aguas arriba.

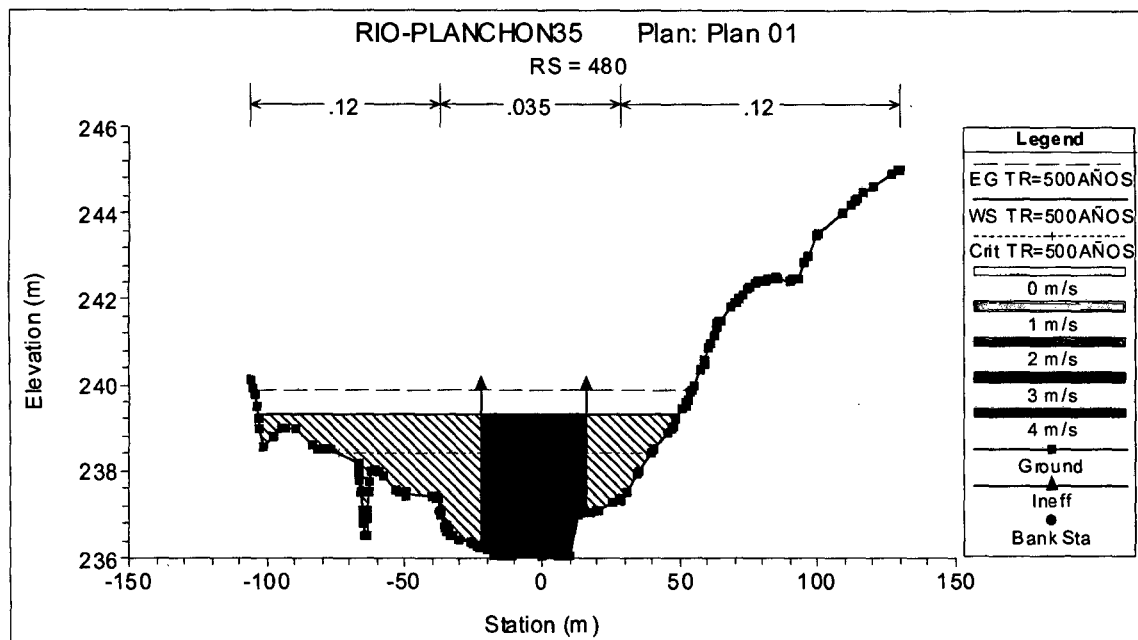


Figura A2.27. Sección transversal 0+480.

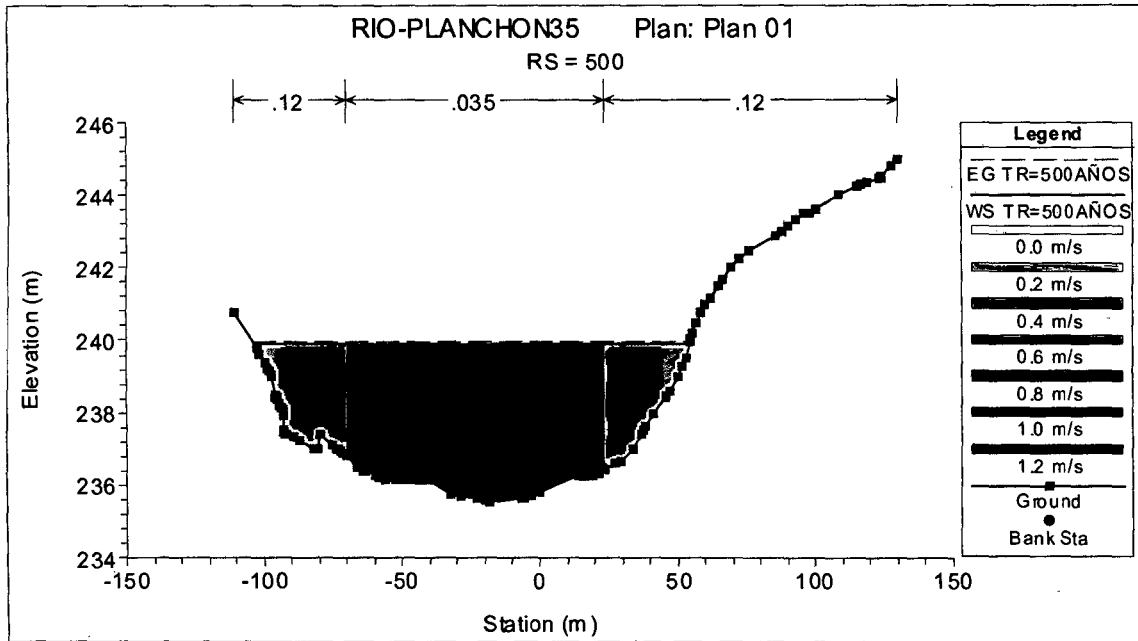


Figura A2.28. Sección transversal 0+500.

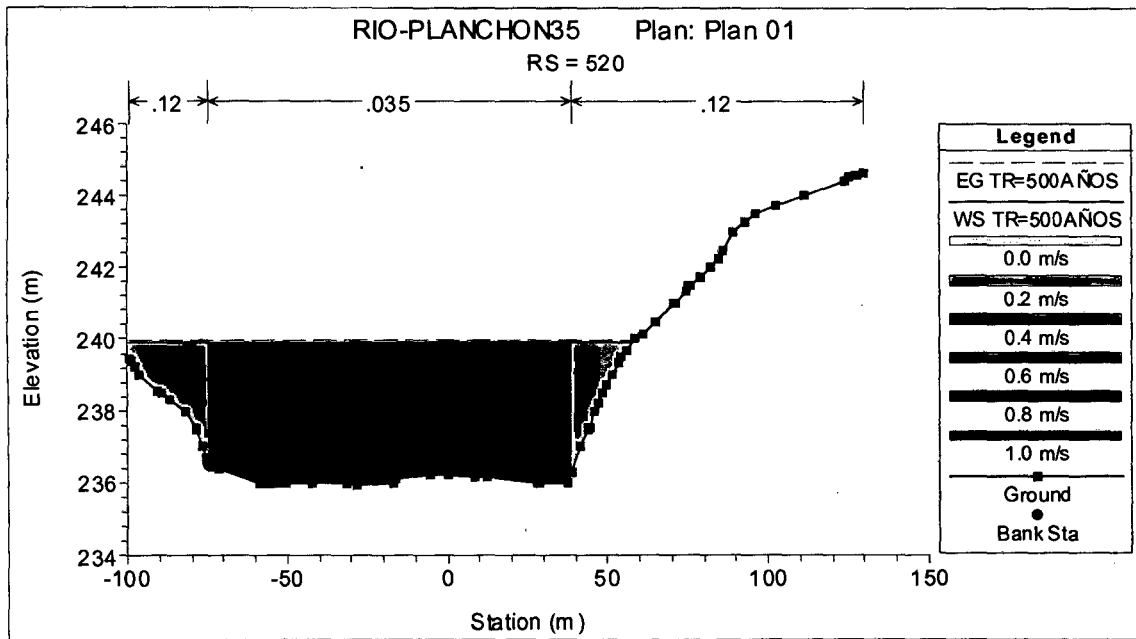


Figura A2.29. Sección transversal 0+520.

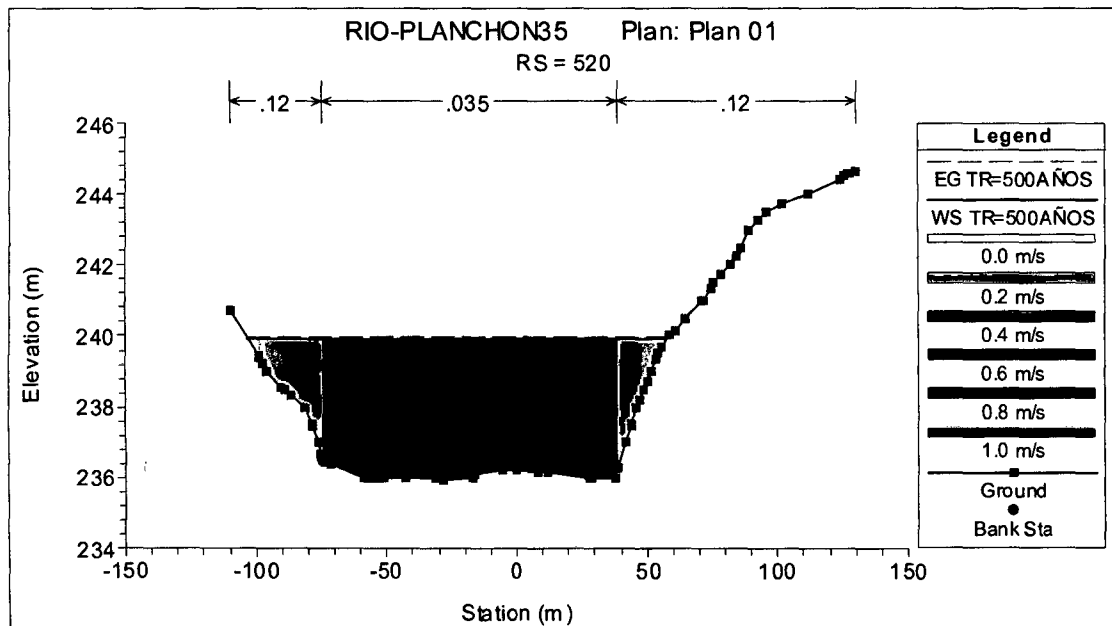


Figura A2.30. Sección transversal 0+560.

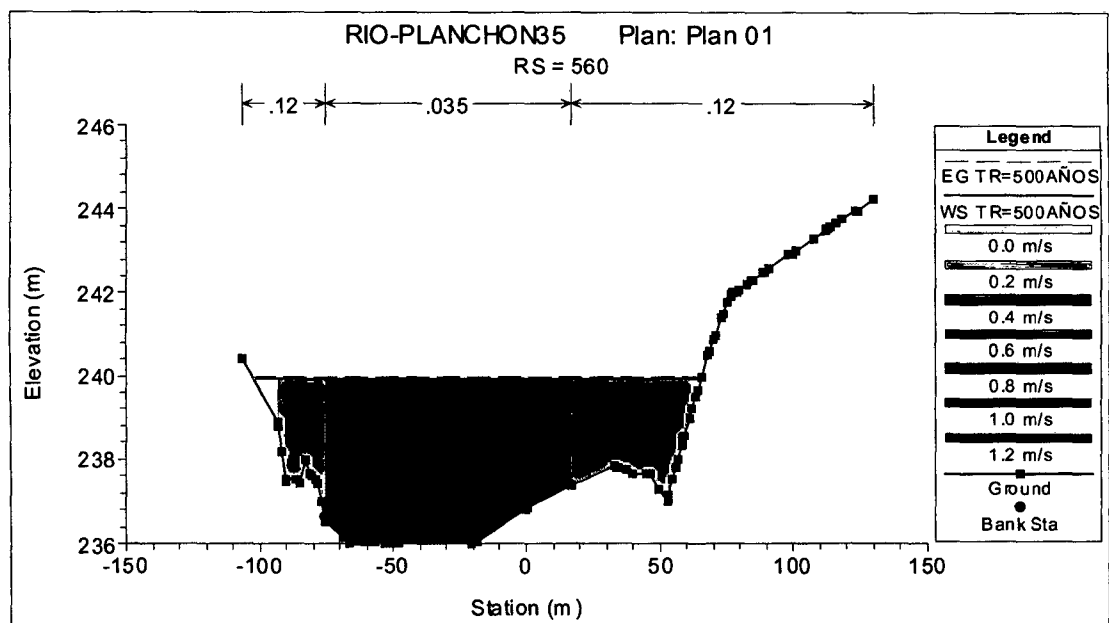


Figura A2.31. Sección transversal 0+600.

A3 ANALISIS GRANULOMETRICO

CONIRSA		ANALISES GRANULOMÉTRICO POR SEDIMENTACIÓN			MTC	
Carretera	Tramo			Sub-Tramo	Nº Registro	
Interoceánico	Puente Inambari- Iñapari			Iberia- Puerto	MS-020	
Pogres.	Muestra	Coodernada	Profundidad	Ubicación	Fecha	
524+845	M-1 / Margen Derecho	0483436	8642746	1.00 mt.	Pte. Planchon	10/06/2006

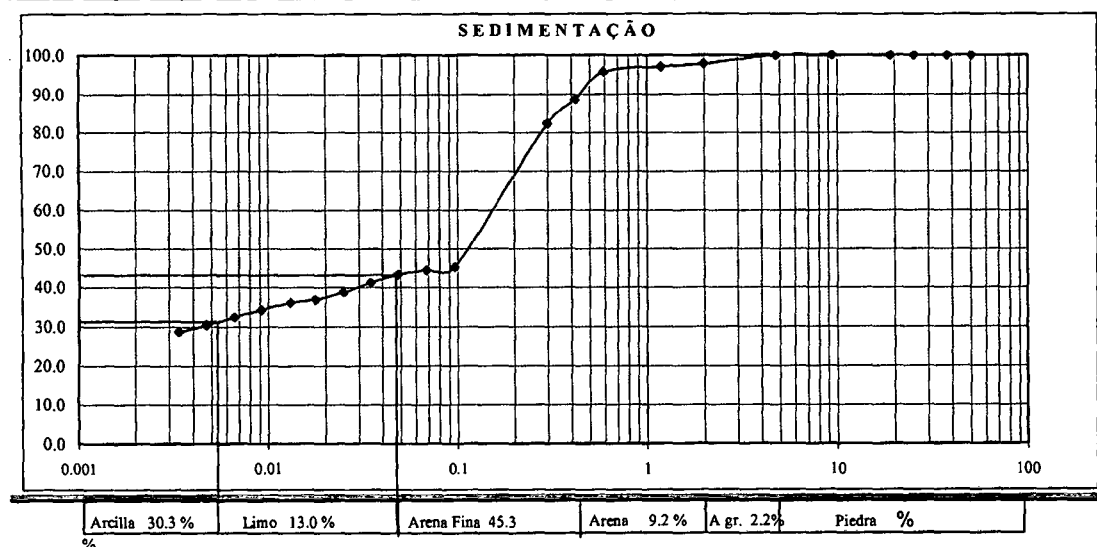
Preparación de Muestra		
Determinación de Humedad		
Cápsula Nº	16	
Peso Bruto Humedo	152.50	165.30
Peso Bruto Seco	136.10	142.00
Peso de Cápsula	36.40	
Peso da Agua	16.4	23.3
Peso de Suelo Seco	99.7	142.00
Hum. Média	16.4	16.4
Muestra Total		
Material Retenido # N°-10- Recipiente		
Material Pasante # N°-10- Recipiente		
Peso Humedo	346.4	
Peso de la Piedra	6.60	
Peso del Suelo Fino Humedo	339.8	
Peso del Suelo Fino Seco	291.85	
Peso de la Muestra Seca	298.45	
Muestra para Sedimentación		
Peso Bruto Humedo		
Peso de la Cápsula		
Peso Humedo	116.4	
Peso de la Muestra Seca - Ps	100.0	
Percentage - Q		
$Q = N_o \cdot \frac{D}{D-1} \cdot \frac{1}{P_s} \cdot L_c$		
Ps = Peso del Material Seco N = % do Material Pass. Pen. 2.0 mm D = Densidad Real Lc = Lectura Corrigida		

Determinación de Peso Especifico del Material		
Picnometro Nº	10	10
Peso del Picnometro (A)	37.080	37.080
Peso del Picnometro + Muestra (B)	87.080	87.080
Peso del Pic. + Muestra + Agua (C)	163.100	163.100
Temperatura ° C	24	24
Peso del Picnometro + Agua (D)	132.890	132.890
DT = (B) - (A)		
(D - A) - (C - B)	2.527	2.527
K 22 = Tabla	0.9973	0.9973
Densidad Real a 22 ° C = D	2.520	2.520
	Média	2.520

Granulometria del Suelo Granular				
Tamiz Nº	(mm)	Peso Retenido	Peso Pasante	% Pasante
				Muestra. Total
2"	50		298.45	100.0
1 1/2 "	38		298.45	100.0
1"	25	0.00	298.45	100.0
3/4"	19	0.00	298.45	100.0
3/8"	9.5	0.00	298.45	100.0
4	4.8	0.00	298.45	100.0
10	2.0	6.60	291.85	97.8

Granulometria del Suelo Fino					
Tamiz Nº	(mm)	Peso Retenido	Peso Pasante	% Pasante	% Pasante
				Muestra. Total	Muestra. Total
16	1.19	0.80	99.2	99.2	97.0
30	0.59	1.34	97.8	97.9	95.7
40	0.42	7.21	90.6	90.6	88.6
50	0.30	6.45	84.2	84.2	82.3
100	0.15	20.70	63.5	63.5	62.1
200	0.075	13.60	49.9	49.9	48.8

Sedimentación	Densímetro Nº- 20333-00
----------------------	-------------------------



Observaciones : _____

CONIRSA		ANALISES GRANULOMÉTRICO POR SEDIMENTACIÓN			MTC <small>Ministerio de Transportes y Comunicaciones</small>	
Carretera	Tramo			Sub-Tramo	Nº Registro	
Interoceanico	Puente Inambari- Iñapari			Iberia- Puerto	MS-020	
Pogres.	Muestra	Coodernada	Profundidad	Ubicación	Fecha	
524+845	M-1 / Margen Izquierdo	0483428	8642767	1.00 mt.	Pte. Planchon	10/06/2006

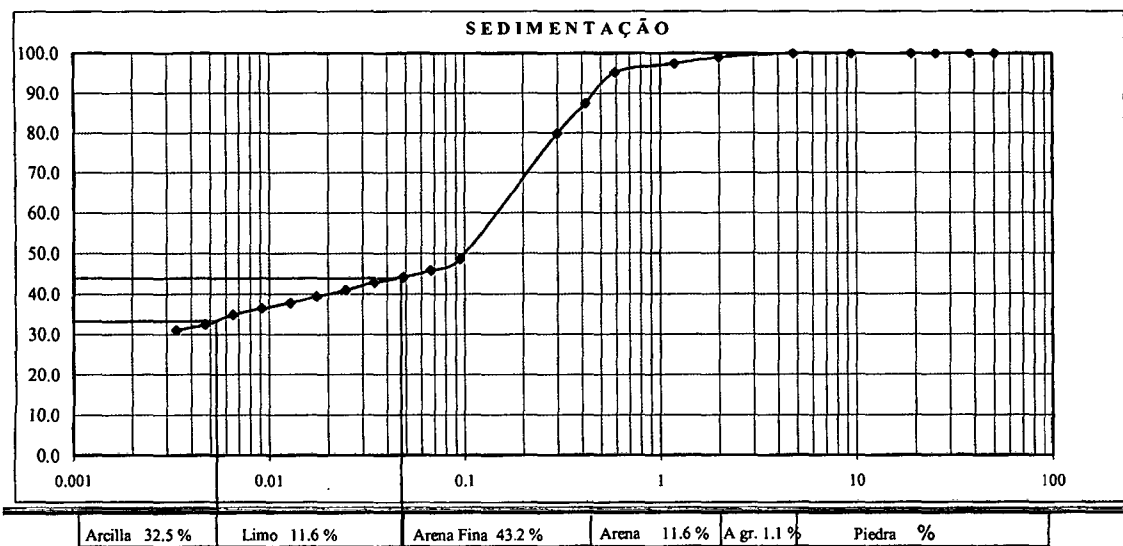
Preparación de Muestra			
Determinación de Humedad			
Cápsula Nº	2		
Peso Bruto Humedo	210.70	199.60	
Peso Bruto Seco	180.50	164.20	
Peso de Cápsula	41.50		
Peso da Agua	30.2	35.4	
Peso de Suelo Seco	139	164.20	
Hum. Média	21.6	21.7	21.6
Muestra Total			
Material Retenido # Nº-10- Recipiente			
Material Pasante # Nº-10- Recipiente			
Peso Humedo	398.4		
Peso de la Piedra	3.60		
Peso del Suelo Fino Humedo	394.8		
Peso del Suelo Fino Seco	324.56		
Peso de la Muestra Seca	328.16		
Muestra para Sedimentación			
Peso Bruto Humedo			
Peso de la Cápsula			
Peso Humedo	121.6		
Peso de la Muestra Seca - Ps	100.0		
Percentage - Q			
$Q = N_o \frac{D}{D-1} \frac{1}{P_s} L_c$			
Ps = Peso del Material Seco			
N = % do Material Pass. Pen. 2.0 mm			
D = Densidad Real			
Lc = Lectura Corrigida			

Determinación de Peso Especifico del Material		
Picnometro Nº	10	10
Peso del Picnometro (A)	37.060	37.060
Peso del Picnometro + Muestra (B)	87.060	87.060
Peso del Pic. + Muestra + Agua (C)	163.100	163.100
Temperatura ° C	24	24
Peso del Picnometro + Agua (D)	132.230	132.230
DT = (B) - (A)		
(D - A) - (C - B)	2.614	2.614
K 22 = Tabla	0.9973	0.9973
Densidad Real a 22 ° C = D	2.607	2.607
	Média	2.607

Granulometria del Suelo Granular				
Nº	Tamiz (mm)	Peso Retenido	Peso Pasante	% Pasante
				Muestra. Total
2"	50		328.16	100.0
1 1/2 "	38		328.16	100.0
1"	25	0.00	328.16	100.0
3/4"	19	0.00	328.16	100.0
3/8"	9.5	0.00	328.16	100.0
4	4.8	0.00	328.16	100.0
10	2.0	3.60	324.56	98.9

Granulometria del Suelo Fino					
Nº	Tamiz (mm)	Peso Retenido	Peso Pasante	% Pasante	% Pasante
				Muestra. Total	Muestra. Total
16	1.19	1.60	98.4	98.4	97.3
30	0.59	2.20	96.2	96.2	95.1
40	0.42	7.90	88.3	88.3	87.3
50	0.30	7.60	80.7	80.7	79.8
100	0.15	19.90	60.8	60.8	60.1
200	0.075	11.50	49.3	49.3	48.7

Sedimentación Densímetro Nº- 20333-00



Observaciones : _____

CONIRSA		ANALISES GRANULOMÉTRICO POR SEDIMENTACIÓN			MTCS Ministerio de Transportes y Comunicaciones	
Carretera	Tramo			Sub-Tramo	Nº Registro	
Interoceanico	Puente Inambari- Iñapari			Iberia- Puerto	MS-020	
Pogres.	Muestra	Coodernada	Profundidad	Ubicación	Fecha	
524+845	M-3 / Margen Izquierdo	0483428 8642767	3.00 mt.	Pte. Planchon	10/06/2006	

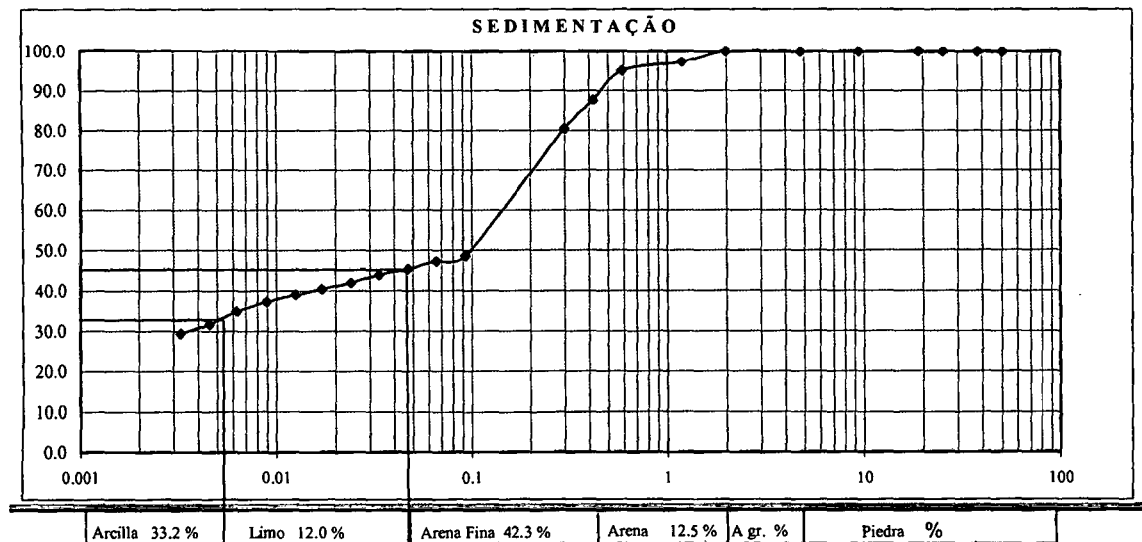
Preparación de Muestra		
Determinación de Humedad		
Cápsula Nº	14	
Peso Bruto Humedo	209.00	188.30
Peso Bruto Seco	176.70	152.90
Peso de Cápsula	37.30	
Peso da Agua	32.3	35.4
Peso de Suelo Seco	139.4	152.90
Hum. Média	23.2	23.2
Muestra Total		
Material Retenido # Nº-10- Recpiente		
Material Pasante # Nº-10- Recpiente		
Peso Humedo		414.3
Peso de la Piedra		0.00
Peso del Suelo Fino Humedo		414.3
Peso del Suelo Fino Seco		336.40
Peso de la Muestra Seca		336.40
Muestra para Sedimentación		
Peso Bruto Humedo		
Peso de la Cápsula		
Peso Humedo		123.2
Peso de la Muestra Seca - Ps		100.0
Porcentage - Q		
$Q = N_o \frac{D}{D - I} \frac{I}{Ps} Lc$		
Ps = Peso del Material Seco N = % do Material Pass. Pen. 2.0 mm D = Densidad Real Lc = Lectura Corrigida		

Determinación de Peso Especifico del Material		
Picnometro Nº	9	9
Peso del Picnometro (A)	37.060	37.060
Peso del Picnometro + Muestra (B)	87.060	87.060
Peso del Pic. + Muestra + Agua (C)	162.283	162.283
Temperatura °C	24	24
Peso del Picnometro + Agua (D)	132.065	132.065
DT = (B) - (A)		
(D - A) - (C - B)	2.528	2.528
K 22 = Tabla	0.9973	0.9973
Densidad Real a 22 °C = D	2.521	2.521
	Média	2.521

Granulometria del Suelo Granular					
Tamiz	Nº	(mm)	Peso Retenido	Peso Pasante	% Pasante Muestra. Total
2"	50			336.40	100.0
1 1/2 "	38			336.40	100.0
1"	25		0.00	336.40	100.0
3/4"	19		0.00	336.40	100.0
3/8"	9.5		0.00	336.40	100.0
4	4.8		0.00	336.40	100.0
10	2.0		0.00	336.40	100.0

Granulometria del Suelo Fino						
Tamiz	Nº	(mm)	Peso Retenido	Peso Pasante	% Pasante Muestra. Total	% Pasante Muestra. Total
16	1.19		2.70	97.3	97.3	97.3
30	0.59		2.30	95.0	95.0	95.0
40	0.42		7.50	87.5	87.5	87.5
50	0.30		7.10	80.4	80.4	80.4
100	0.15		20.60	59.8	59.8	59.8
200	0.075		11.80	48.0	48.0	48.0

Sedimentación Densímetro Nº- 20333-00



Observaciones : _____

ANEXO A4 DIMENSIONAMIENTO DE GEOCELDA

ESPESOR DE LA GEOCELDA RELLENA DE MORTERO

Se calcula el espesor de las geoceldas rellenas con mortero para la protección de los taludes y cauce en la zona del puente, y para la protección de los taludes de la carretera adyacentes al puente, este espesor se calcula en base a las velocidades de flujo que se originan con las avenidas de diseño.

En las investigaciones efectuadas por Pilarczyk (División de Ingeniería Hidráulica del Dutch Public Works Department) se determinó una fórmula que relaciona los diferentes factores que influyen en la estabilidad del revestimiento de protección, dicha formulación se presenta a continuación:

$$\Delta D = 0.035 \frac{\Phi K_T K_h u_{cr}^2}{\Psi K_s 2g}$$

Donde:

- Δ = Densidad relativa.
- D = Espesor característico del revestimiento
- D_n = Diámetro nominal.
- U_{cr} = Velocidad crítica.
- Φ = Parámetro de estabilidad.
- Ψ = Parámetro crítico de Shields.
- K_T = Factor de Turbulencia.
- K_h = Parámetro de profundidad.
- K_s = Parámetro de pendiente.

- **Parámetro de estabilidad (Φ)**

Este parámetro dependerá de su aplicación, referido a que si el revestimiento se encuentra en una sección de conducción, se encuentra en transición, o sin ella.

**CUADRO A4.1
 PARÁMETRO DE ESTABILIDAD**

Tipo de Revestimiento	Superficie continua	Bordes y transiciones
Riprap, bloques	1.0	1.50
Gaviones, geomatrics, geoceldas, geomantas	0.50 a 0.75	0.75 a 1.00

- **Parámetro crítico de Shields (Ψ)**

A continuación se presenta la incidencia del parámetro según el tipo de material de revestimiento:

**CUADRO A4.2
PARÁMETRO CRÍTICO DE SHIELDS**

Tipo de Revestimiento	Parámetro crítico de Shields
Riprap, pequeñas bolsas	0.035
Geobolsas, bloques rellenos, geoceldas	0.05
Gaviones	0.07
Geomantas rellenas	0.07

El valor del parámetro adoptado para el revestimiento con geoceldas rellenas con mortero es de 0.05.

• **Factor de Turbulencia (KT)**

Este factor está relacionado con el comportamiento hidráulico del flujo de agua en el río.

**CUADRO A4.3
FACTOR DE TURBULENCIA**

Tipo de flujo	Parámetro de turbulencia
Turbulencia normal	1.00
Turbulencia creciente	1.50
Alta turbulencia:	
- Salto hidráulico	2.00
- Fuertes turbulencias localizadas	2.00
- Curvas agudas	2.00 (a 2.50)
Carga debido a chorros de agua	3.00 (a 4.0)

Considerando un tipo de flujo de turbulencia creciente, se adoptó el valor de 1.50.

• **Parámetro de profundidad de agua (K_h)**

El parámetro de la profundidad también depende del desarrollo del perfil del flujo y de la rugosidad del revestimiento. Para ríos que presentan el desarrollo del perfil de flujo inalterado se determinará el valor del parámetro mediante la siguiente formulación:

$$K_h = \frac{2}{\left(\log \left(\frac{12h}{k_s} \right) \right)^2}$$

Para los ríos con alta rugosidad se recomienda adoptar el valor de $K_h=1.00$.

• **Parámetro de pendiente (K_s)**

La estabilidad de los elementos del revestimiento también depende del gradiente y el ángulo de fricción interna del revestimiento. Este efecto sobre la estabilidad se toma en cuenta con el parámetro K_s , y se define de la siguiente forma:

$$K_s = \sqrt{1 - \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \theta}\right)^2} = \cos \alpha \sqrt{1 - \left(\frac{\tan \alpha}{\tan \theta}\right)^2}$$

$$K_s = \cos \alpha_b$$

Donde:

α = Pendiente transversal del revestimiento.

θ = Angulo de fricción interna del material del revestimiento.

α_b = Pendiente del fondo de río.

Bajo la segunda formulación se obtuvo un valor de 1.00.

CUADRO A4.4

ESPEORES MÍNIMOS DE LAS GEOCELDAS

PROGRESIVA (Km)	Puente	Luz (m)	Parámetro de Estabilidad	Parámetro de Shields	Factor de Turbulencia	Parámetro de Profundidad	Parámetro de Pendiente	Espesor (m)
524+900	Planchón	35	0.75	0.05	1.50	0.6	1.00	0.06

En conclusión, el espesor mínimo comercial recomendable de la geocelda será de $e = 0.075\text{m}$.

Tipo de geocelda

La geocelda es de polietileno de alta densidad, de superficie texturada y perforada. Es espesor de la pared texturada debe ser del orden de $1.5\text{ mm} \pm 0.2\text{ mm}$. La densidad del material debe ser del orden de 0.93 gr/cm^3 a 0.96 gr/cm^3 .

Dimensiones de los anclajes

La función principal de los anclajes es abrir la manta de geocelda para poder colocar el relleno, que en este caso es mortero. Los anclajes tendrán un diámetro de 12 a 13 mm y una longitud de 0.90 m, y se colocarán cada 04 celdas.

Se recomienda que el material de los anclajes sea un polímero reforzado de fibra de vidrio, con una clavija de retención que se coloca empotrada en la parte superior del anclaje. El anclaje tendrá la función de fijar la geocelda respecto al terreno natural para realizar las labores de vaciado de mortero entre sus celdas.

Peso promedio de un elemento de protección en la zona más crítica según estudios de U.S. Bureau of Reclamation

Este análisis complementa lo resultados obtenido con la fórmula de Pilarczyk. El dimensionamiento de un revestimiento se hace considerando los esfuerzos de corte que genera el flujo.

Teniendo en cuenta que la fuerza de fricción del agua está en función de ρV^2 , el peso de los elementos de protección debe ser mayor a:

$$W > 0.5 \rho_p g \left(\frac{1.4V^2}{\Delta 2g} \right)^3 \quad \Delta = \frac{\rho_p - \rho}{\rho}$$

Donde:

W: Peso mínimo del modulo de geocelda.

ρ_p : Densidad del elemento (2400 Kgm/m³).

ρ : Densidad del agua.

V: Velocidad en la sección del puente (m/s).

La formulación no toma en cuenta la resistencia adicional de los anclajes.

Área mínima de un elemento de geocelda-mortero en las zonas críticas (sección del puente)

Durante el proceso constructivo pueden existir zonas donde no se puede colocar una manta de geocelda de dimensión estándar, sino de una dimensión menor, en este caso se determina una dimensión mínima estable. Si "e" es el espesor de la geocelda, el área mínima A_{min} que debe tener una unidad de manta de geocelda debe ser mayor a:

$$A_{min} > W / (2.4 e)$$

Donde:

e = espesor de la geocelda-mortero (m).

A_{min} : Área mínima del módulo de geocelda (m²).

Se considera que el peso específico del mortero es 2.4 Tn/m³.

Es importante indicar que los anclajes dan un factor de seguridad adicional a la protección.

Tal como se menciona, las defensas propuestas tienen como objetivo proteger al estribo, y al talud de la carretera adyacente al puente, de los fenómenos de socavación general, por contracción y local.

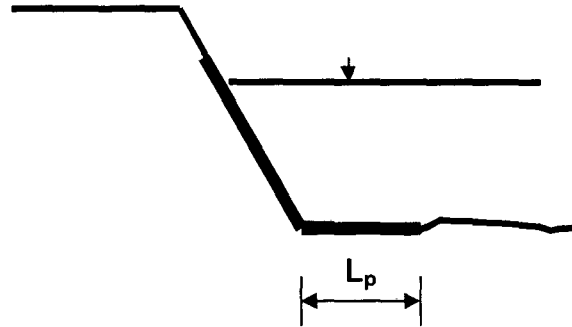
En los tramos de la carretera ubicados en las llanuras inundadas las velocidades del flujo son muy pequeñas debido principalmente a la resistencia que ofrece la vegetación tupida de la selva. Por lo tanto, en general, se debe proteger sólo los taludes de alrededor de los estribos, salvo algunos casos particulares.

En la mayoría de los casos se protegerá una longitud de carretera igual a la longitud de protección al pie del talud, pues esta longitud es determinada sobre la base de las profundidades de socavación general más la socavación por contracción.

Longitud de Protección al Pie de los Taludes

A fin de proteger el talud contra los fenómenos de socavación general y por contracción se debe proteger también el pie del talud en la zona de la abertura del puente, y el pie del talud de la carretera en los tramos protegidos.

Para el cálculo de la longitud de protección se tiene la siguiente fórmula:



Para el cálculo de la longitud de protección se tiene la siguiente fórmula:

$$L_p = \sqrt{3.25.D}$$

Donde:

D es la profundidad de socavación general más la contracción.

(*) Si el valor obtenido de L_{p1} es mayor a la mitad del ancho del cauce del río, indica que el cauce debe ser protegido en su totalidad.

L_{p1} = Longitud de protección en el cauce, en la abertura del puente, y al pie del talud de la carretera. La longitud de protección al pie del talud de la carretera termina si encuentra vegetación tupida con árboles.

L_{p2} , L_{p3} , L_{p4} , L_{p5} = Longitudes de protección a lo largo de los taludes de la carretera, medido a partir de los estribos del puente.

A5

CÁLCULO DE SOCAVACIÓN

SOCAVACIÓN GENERAL EN SUELOS GRANULARES - METODO DE LISCHTVAN LEBEDIEV

$$H_s = \left(\frac{\alpha d_0^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} \beta} \right)^{\frac{1}{(1+x)}} \quad \alpha = \frac{Q}{Hm^{5/3} Be \mu}$$

Socavación General = $H_s - d_0$

- Dm**= Diámetro medio del material del lecho.
- β**= Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia(Ver tabla 1).
- d₀**= Profundidad antes de la erosión.
- Hm**= Tirante medio de la sección, se obtiene de dividir el área hidráulica entre el ancho efectivo.
- Q** = Caudal.
- T_p**= 500 años (periodo de retorno).
- μ**= Coeficiente que toma en cuenta el efecto de contracción producido por las pilas en el caso de existir un puente.

Luz del Punte (m)	Dm (mm)	Qd (m3/s)	Be (m)	Area (m2)	Cota Mín. cauce	Cota de nivel de agua	Hm (m)	d ₀ (m)	α	β	1/(1+x)	Hs	Socavación General (m)
12.5	0.37	369.4	15	96.49	236.03	242.46	6.43	6.43	1.11	1.05	0.76	18.21	11.78
20.0	0.37	369.4	22	99.23	236.03	240.54	4.51	4.51	1.36	1.05	0.76	13.62	9.11
25.0	0.37	369.4	26.5	103.46	236.03	239.93	3.90	3.90	1.44	1.05	0.76	11.81	7.91
30.0	0.37	369.4	32	106.30	236.03	239.39	3.32	3.36	1.56	1.05	0.76	10.39	7.03
35.0	0.37	369.4	40.1	114.33	236.03	239.16	2.85	3.13	1.61	1.05	0.76	9.71	6.58
40.0	0.37	369.4	42	119.02	236.03	239.03	2.83	3.00	1.55	1.05	0.76	8.95	5.95

SOCAVACION GENERAL EN SUELOS COHESIVOS - METODO DE LISCHTVAN LEBEDIEV

$$H_s = \left(\frac{\alpha d_0^{5/3}}{0.60 \gamma_m^{1.18} \beta} \right)^{\frac{1}{(1+x)}} \quad \alpha = \frac{Q}{H_m^{5/3} B_e \mu}$$

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 * \text{Log}(Tr)$$

$$\text{Socavación General} = H_s - d_0$$

γ_m = Peso específico del material del lecho (Tn/m³).

β = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia(Ver tabla 1).

d_0 = Profundidad antes de la erosión (m).

H_m = Tirante medio de la sección, se obtiene de dividir el área hidráulica entre el ancho efectivo (m).

Q = Caudal (m³/s).

T_p = 500 años (periodo de retorno).

μ = (1.00) Coeficiente que toma en cuenta el efecto de contracción producido por las pilas en el caso de existir un puente.

Luz (m)	γ_m (Tn/m ³)	Q (m ³ /s)	Be (m)	Area (m ²)	Cota Mín. cauce (msnm)	Cota de nivel de agua (msnm)	Hm (m)	do (m)	α	β	1/(1+x)	Hs	Socavación General Ys (m)
12.50	1.65	369.4	15.5	96.49	236.03	242.46	6.23	6.43	1.13	1.06	0.76	10.48	4.05
20.00	1.65	369.4	23.0	99.23	236.03	240.54	4.31	4.51	1.40	1.06	0.76	7.88	3.37
25.00	1.65	369.4	28.0	103.46	236.03	239.93	3.70	3.90	1.49	1.06	0.76	6.87	2.97
30.00	1.65	369.4	33.0	106.30	236.03	239.39	3.22	3.36	1.59	1.06	0.76	5.97	2.61
35.00	1.65	369.4	40.1	114.33	236.03	239.16	2.85	3.13	1.61	1.06	0.76	5.49	2.36
40.00	1.65	369.4	43.0	119.02	236.03	239.03	2.77	3.00	1.57	1.06	0.76	5.13	2.13

SOCAVACION POR CONTRACCION EN SUELOS GRANULARES

- = Profundidad media aguas arriba en el canal principal (y_1)
- = Profundidad media en la sección contraída (y_2)
- Y_0 = Tirante hidraulico en la sección contraída (n)
- = Ancho del fondo aguas arriba en el canal principal (m)
- = Ancho del fondo en el canal principal en la sección contraída (m)
- (Los anteriores dos valores no siempre se definen fácilmente, por éso, en algunos casos se acepta utilizar el ancho superior del canal principal)
- = Caudal en el canal aguas arriba transportando sedimentos, sin incluir los flujos de desbordamiento o en la planicie de inundación (m³/s).
- = Caudal en la sección contraída, puede ser el flujo total que pasa por la abertura del puente (m³/s).
- = exponente (Cuadro N° 01).
- A =Área (m²)
- V_c =Velocidad crítica (m/s)
- d_{50} =Diámetro medio del material del lecho en la abertura del puente o en la planicie de inundación (m).
- K_1 =0.69

Luz	V (m/s)	d_{50} (m)	Y_1 (m)	(W2) (m)	A (m ²)	Y_0 (m)	V_c (m/s)	Tipo	Q2 (m ³ /s)	Q1 (m ³ /s)	W1 (m)	W2 (m)	Y2 (m)	Socavación por Contracción (m)
						A/W_2	$V_c = K_1 y_1^{1/6} d_{50}^{1/3}$	$V > V_c$					$y_2 = y_1 \cdot \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1}$	$y_s = y_2 - y_0$
12.5	6.63	1.00E-04	7.58	12.50	55.68	4.45	0.39	lecho activo	369.4	151.42	40.06	12.50	36.36	31.91
20	5.66	1.00E-04	5.61	20.00	65.31	3.27	0.37	lecho activo	369.4	158.03	40.06	20.00	18.76	15.49
25	5.27	1.00E-04	4.93	24.50	70.05	2.86	0.37	lecho activo	369.4	161.39	40.06	24.50	14.07	11.21
30	4.82	1.00E-04	4.35	30.00	76.63	2.55	0.36	lecho activo	369.4	165.28	40.06	30.00	10.58	8.03
35	4.03	1.00E-04	4.02	35.00	91.64	2.62	0.35	lecho activo	369.4	183.02	40.06	35.00	8.06	5.44
40	3.50	1.00E-04	3.85	40.00	105.57	2.64	0.35	lecho activo	369.4	169.57	40.06	40.00	7.51	4.87

SOCAVACION POR CONTRACCION EN SUELOS COHESIVOS

Z_{max} = Máxima socavación por contracción.

V_{HEC} = Velocidad en la sección contraída.

H_m = Tirante en la sección de aproximación.

n = Número de Manning.

B_1 = Ancho no contraído.

B_2 = Ancho contraído.

τ_c = Esfuerzo cortante crítico del suelo, varía en suelos cohesivos de 0.5 a 5 N/m².

K_θ = Factor de corrección por el ángulo de ataque.

K_L = Factor de corrección por la longitud de contracción del puente.

Luz del puente	V1	n	Hm	B1	B2	τ_c	K_θ	K_L	Socavación por contracción en suelos cohesivos (m)
(m)	(m/s)		(m)	(m)	(m)	(N/m ²)			$d_c = 1.90.K_\theta.K_L \left(\frac{1.38.V_1.B_1/B_2}{\sqrt{9.81.H_m}} - \frac{(\tau_c)^{0.5}}{9.81.n.H_m^{1/3}} \right) H_m$
12.5	6.63	0.035	6.43	27.50	12.50	0.50	1.00	1.00	17.43
20	5.66	0.035	4.51	35.00	20.00	0.50	1.00	1.00	6.93
25	5.27	0.035	3.90	40.00	25.00	0.50	1.00	1.00	4.25
30	4.82	0.035	3.36	45.00	30.00	0.50	1.00	1.00	2.32
35	4.03	0.035	3.13	50.00	35.00	0.50	1.00	1.00	0.15
40	3.50	0.035	3.00	55.00	40.00	0.50	1.00	1.00	-

SOCAVACION LOCAL EN SUELOS GRANULARES Y COHESIVOS EN LOS ESTRIBOS

METODO DE FROELICH

- Y_a = Profundidad media en el area de la planicie de inundacion (m)
 D_{sc} = Socavación en suelo cohesivo (m)
 L' = Longitud del estribo proyectado perpendicular (m)
 Q_e = Caudal en la sección contraída, puede ser el flujo total que pasa por la abertura del puente (m³/s).
 A_e = Área en la seccion transversal de aproximacion obstruido por el estribo (m²).
 Fr = Numero de Froude aguas arriba del estribo
 d_{50} = Diámetro representativo que pasa el material del lecho en la abertura del puente o en la planicie de inundación en un 50% (m).
 K_1 = Coeficiente porforma del estribo (1.00)
 K_2 = Coeficiente por angulo del terraplen de acceso al flujo (1.00)
 IWC = Contenido o porcentaje de humedad
 C = Grado de compactación
 D_s = Socavacion en suelo granular (m)

Puente	V (m/s)	K1	K2	Y_a (m)	A_e (m ²)	Fr	Q_e (m ³ /s)	L' (m)	IWC (%)	C (%)	Socavación Local sin cohesión (m)
											$D_s = 2.27 K_1 K_2 \left(\frac{L'}{y_a} \right)^{0.43} Fr^{0.61} y_a + y_a$
524+900 (M. IZQ.)	0.73	0.82	1.00	3.02	250.88	0.13	183.77	82.95	16.60	75.00	9.88
524+900 (M. DER.)	0.77	0.82	1.00	2.89	184.63	0.14	141.79	63.98	16.60	75.00	9.15

Socavación Local con influencia de cohesión (m)
$\frac{D_w}{D_s} = (2.186 - 0.05342 IWC) \cdot (15.407 - 0.522 C + 0.006087 C^2 - 0.0000235 C^3)$
7.47
6.93

A6 PLANOS