



UNIVERSIDAD  
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL  
PIRHUA

# SOCAVACIÓN PRODUCIDA POR EL RÍO HUALLAGA AL PUENTE COLPA ALTA EN LA PROVINCIA DE HUÁNUCO, UTILIZANDO LOS MÉTODOS DE ARTAMANOV, STRAUB Y MAZA, EN EL HEC-RAS

Elbio Felipe-Matías

Lima, octubre del 2016

FACULTAD DE INGENIERÍA

Máster en Ingeniería Civil con Mención en Ingeniería Vial

Felipe, E. (2016). *Socavación producida por el río Huallaga al puente Colpa Alta en la provincia de Huánuco, utilizando los Métodos de Artamanov, Straub y Maza, en el HEC-RAS* (Tesis de Máster en Ingeniería Civil con Mención en Ingeniería Vial). Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Lima, Perú.



Esta obra está bajo una [licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

[Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura](#)

**UNIVERSIDAD DE PIURA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA MÁSTER EN INGENIERÍA CIVIL

CON MENCIÓN EN VIAL



**“Socavación producida por el río Huallaga al puente Colpa Alta en la provincia de Huánuco, utilizando los Métodos de Artamanov, Straub y Maza, en el HEC-RAS”**

**Tesis para optar el grado de master de Ingeniería civil, con mención en Vial**

**Ing. Elbio Fernando Felipe Matías**

**Asesor: Dr. Jorge Reyes Salazar**

**Piura, octubre 2016**



**A mi familia, en especial a mi madre por ser el pilar de todos mis logros.**



## **Prólogo**

Esta tesis presenta la aplicación de los Métodos de Artamonov, Straub y Maza como más prácticos y sencillos para calcular la socavación producida por el río Huallaga al puente Colpa Alta en la provincia de Huánuco valiéndose de los parámetros hidráulicos obtenidos en el programa HEC-RAS. El propósito es el de exponer en una forma sencilla, lo aprendido durante la etapa en que se desarrolló la maestría en Ingeniería Vial, con la aplicación de las normas fundamentales que rigen el cálculo hidráulico.

Con el presente trabajo de investigación se quiere presentar una guía para el cálculo de socavación de puentes mediante la aplicación de los Métodos de Artamonov, Straub y Maza.

Se recomienda que los estudiantes y profesionales de Ingeniería Civil que utilicen esta tesis, la complementen con observaciones directas hechas en la construcción de puentes.



## **Resumen**

La socavación es un fenómeno que es causado principalmente por los procesos fluviales entre los cuales se encuentra 2 causas: causas naturales y causas antrópicas.

En el cauce del río se produce el fenómeno de la degradación, que es la pérdida de material en una zona del río es decir el proceso que se presenta si el nivel del lecho del río se eleva.

Los diferentes tipos de socavación que se presentan en el lecho del río son: normal o general, transversal, por estrechamiento de cauce, por erosión local por la presencia de pilas y estribos.

Para el análisis de la socavación general en el cauce se empleó el Método de Artamonov, para el análisis de la socavación transversal utilizamos el Método de Straub,

para el análisis de la socavación local o en estribos se uso el método de Maza.

Para la presente tesis tomamos parámetros hidráulicos que el HEC –RAS nos proporciona, con el objetivo de aplicar los tres métodos propuestos (Artamonov, Straub y Masa) y determinar de manera práctica los diferentes tipos de socavación que se presentan en la zona de estudio.

El diseño de las obras de control debe hacerse luego de que se conozcan los resultados de estudios hidráulicos y geomorfológicos.



## Índice de contenidos

	<b>Págs.</b>
<b>Capítulo 1</b>	
<b>Planteamiento del problema</b>	17
1.1 Antecedentes para la definición del problema	17
1.1.1 Antecedentes en el mundo	17
1.1.2 Antecedentes en el Perú	21
1.2 Definición del problema	23
1.2.1 Problema principal	23
1.3 Objetivo de la investigación	23
1.3.1 Objetivo general	23
1.4 Justificación e importancia del problema	23
1.4.1 Justificación	23
1.4.2 Importancia	24
1.5 Limitaciones de la investigación	24
<b>Capítulo 2</b>	
<b>Fundamento teórico</b>	25
2.1 Transporte de sedimentos	25
2.1.1 Transporte de sedimentos por escorrentía superficial	25
2.1.2 Transporte de sedimentos en cauces naturales	26
2.3 Definición, clasificación y tipos de río	27
2.3.1 Clasificación según morfología	27
2.3.1.1 Rectilíneo	27
2.3.1.2 Anastomosado (trenzado)	27
2.3.1.3 Meándrico	27
2.3.2 Tipos de río	28
2.3.2.1 Perennes	28
2.3.2.2 Estacionales	28
2.3.2.3 Transitorios	28
2.3.2.4 Alóctonos	28
2.3.3 Etapas de un río	28
2.3.3.1 Torrencial	28
2.3.3.2 Moderada	30
2.3.3.3 Terminal	30
2.4 Grados de libertad de ríos	31
2.4.1 Grados de libertad	31
2.4.1.1 Flujo con un grado de libertad	31
2.4.1.2 Flujo con dos grados de libertad	32
2.4.1.3 Flujo con tres grados de libertad	32
2.4.1.4 Flujo con cuatro grados de libertad	33

	<b>Págs.</b>
2.5 Ríos en equilibrio	33
2.6 Caudal dominante o formativo	34
2.7 Fallas en puentes	35
2.8 Avenida de diseño	35
2.9 Alineación del puente respecto de la corriente	35
2. 10 Interacción de variables	36
2.11 Características morfológicas de los cauces	37
2.12 Clasificación de ríos y cauces	37
2.12.1 Cauces del lecho rocoso	37
2.12.2 Cauces aluviales	38
2.13 Patrones de cauces	39
2.13.1 Cauces rectos	40
2.13.2 Cauces trenzados	41
2.13.3 Cauces meándricos	43
2.14 Morfología de los ríos de vertiente	48
2.15 Morfología de los ríos aluviales	53
2.13.1 Piedemonte	53
2.15.2 Llanura de inundación	55
2.16 Transporte de material en cauces aluviales	60
2.13.1 Suspensión	60
2.13.2 Saltación	60
2.16.3 Tracción o arrastre	60
<b>Capítulo 3</b>	
<b>Cálculo de socavación en puentes</b>	63
3.1 Cálculo de la socavación en puentes	63
3.2 Tipos de socavación y métodos en estudio	64
3.2.1 Socavación general	65
3.2.2 Socavación en estribos	66
3.2.3 Socavación transversal	68
3.2.4 Socavación en pilas	69
3.3 Descripción del puente Colpa Alta: zona de estudio	74
3.3.1 Especificaciones técnicas del puente Colpa Alta	74
3.3.1.1 Construcción del puente de sección compuesta L=37.60 m	74
3.3.1.2 Construcción de puente tipo viga losa L=22.15m	74
3.3.1.3 Construcción de rampa de acceso - margen derecha	75
3.3.1.4 Construcción de accesos y obras adicionales	75
3.3.2 Vías de acceso	75
3.3.3 Ubicación del puente Colpa Alta	76
3.3.4 Ubicación política	76
3.3.5 Ubicación geográfica	76
3.3.6 Ubicación hidrográfica	77
3.3.7 Límites	77
3.3.8 Descripción general del río Huallaga	77
3.3.9 Características hidráulicas del río Huallaga	77
<b>Capítulo 4</b>	
<b>Marco metodológico</b>	79
4.1 Nivel y tipo de investigación	79
4.1.1 Nivel de investigación	79

	<b>Págs.</b>
4.1.2 Tipo de investigación	79
4.2 Diseño de la investigación	79
4.3 Población y muestra	79
4.3.1 Población	79
4.3.2 Muestra	80
4.4 Técnicas que se utilizó en la investigación	80
4.4.1 Información indirecta	80
4.4.2 Información directa	80
4.4.3 Instrumentos	80
4.4.3.1 La observación directa:	80
4.4.3.2 La investigación documental	80
<b>Capítulo 5</b>	
<b>Modelamiento hidráulico:</b>	
<b>Análisis e interpretación de resultados adquiridos</b>	81
5.1 Recolección de datos para el estudio de suelos y topografía (Secciones de río y granulometría)	81
5.1.1 Procedimiento para la recolección de datos	82
5.2 Modelamiento hidráulico	86
5.2.1 Objetivo	86
5.2.2. Procedimiento para el modelamiento hidráulico del puente Colpa Alta	86
5.2.2.1 Modelamiento hidráulico del HEC-RAS	86
5.2.2.2 Resultado de las secciones transversales	88
5.2.2.3 Resultados del modelamiento hidráulico	89
5.2.2.4 Resultados del modelamiento hidráulico del puente Colpa Alta aplicando los métodos propuestos: Artamanov, Straub y Maza	89
5.2.2.4.1 Por el Método de Artamanov	89
5.2.2.4.2 Por el Método de Straub	92
5.2.2.4.3 Por el Método de Maza	94



## Índice de tablas y figuras

	<b>Págs.</b>
<b>Tablas</b>	
Tabla 1.1 Causas principales de colapso de puentes en Colombia	17
Tabla 2.1 Formas de transporte y origen del material	26
Tabla 2.2 Clasificación de cauces aluviales de SCHUMM	46
Tabla 3.1 Factor de corrección $K_1$ por la forma de la nariz de la pila	71
Tabla 3.2 Factor de corrección $K_2$ ángulo de ataque de la corriente	71
Tabla 3.3 Factor de corrección $K_3$ por condiciones del lecho	72
Tabla 3.4 BMS	76
<b>Figuras</b>	
Fig. 1.1 Colapso del puente sobre Schoharie Creek	18
Fig. 1.2 Colapso del puente Hintze Ribeiro	19
Fig. 1.3 Colapso Puente Loncomilla	20
Fig. 1.4 Colapso del puente sobre Broadmeadow	20
Fig. 1.5 Puentes destruidos en fenómeno “El Niño”	21
Fig. 1.6 Caída del Puente Reque	22
Fig. 1.7 Vista aérea caída del puente Reque	22
Fig. 2.1 Etapas de un río	31
Fig. 2.2 Flujo con un grado de libertad	32
Fig. 2.3 Flujo con dos grados de libertad	32
Fig. 2.4 Flujo con cuatro grados de libertad	33
Fig. 2.5 Ríos en equilibrio	34
Fig. 2.6 Relación entre la precipitación y los fenómenos de remoción en masa	36
Fig. 2.7 Cauce de lecho rocoso	38
Fig. 2.8 Cauces aluviales	38
Fig. 2.9 Patrones de cauces: Configuraciones típicas	40
Fig. 2.10 Cauces rectos	41
Fig. 2.11 Cauces rectos	41
Fig. 2.12 Vista general de un cauce trenzado	42
Fig. 2.13 Vista general de un cauce trenzado	43
Fig. 2.14 Cauce meándrico	43
Fig. 2.15 Geometría de un canal meandriforme	44
Fig. 2.16 Cauce meándrico característico	45
Fig. 2.17 Morfología y clasificación de cauces aluviales con relación a la Carga	47

	<b>Págs.</b>
Fig. 2.18 Dinámica fluvial – morfología – pendiente – sinuosidad	48
Fig. 2.19 Clasificación de los procesos de remoción en masa en los ríos de vertiente	49
Fig. 2.20 Deslizamiento por basculamiento en un material con cierta Plasticidad	51
Fig. 2.21 ejemplos de deslizamientos de traslación	52
Fig. 2.22 ejemplos de deslizamiento rotacional	52
Fig. 2.23 Variaciones morfológicas típicas de laderas asociadas con la pendiente: Cordillera central Colombiana (A. Flores, 1985)	53
Fig. 2.24 Piedemonte	54
Fig. 2.25 Río Sinú, Colombia: proceso de avulsión en el sector Garzones (Cerete, Córdoba)	56
Fig. 2.26 Crecimiento deltaico del Sinú Colombia (1938-1979)	58
Fig. 2.27 Morfología de cauces aluviales según Brice: sinuosidad, trenzamiento y brazos	59
Fig. 2.28 Llanura de inundación	60
Fig. 3.1 Socavación general	66
Fig. 3.2 Método de Artamanov: interceptación de flujo por los estribos dentro del canal	67
Fig. 3.3 Valores de los coeficientes $P_\alpha$ , $P_q$ , $P_R$	68
Fig. 3.4 Socavación en estribos	68
Fig. 3.5 Erosión localizada en pila de puentes	70
Fig. 3.6 Vista panorámica del puente Colpa Alta – Huánuco	75
Fig. 3.7 Cuadro de ubicación- la distancia a la ciudad de Lima es de 415 Km	76

## **Introducción**

A través de los tiempos se ha podido comprobar que la presencia de los puentes es importante ya que cumplen diversas funciones como unir tramos separados por ríos, así como vincular caminos separados por terrenos profundos; en carreteras principales y secundarias, y en la ciudad. Por las funciones mencionadas, la construcción de los puentes debe ser realizada de manera funcional y segura para facilitar el tránsito, tanto de vehículos como de peatones, quienes realizan diferentes labores a diario y hacen uso de estos.

Entre los elementos que se deben tener en cuenta al momento de analizar y diseñar puentes, está la peligrosidad y la vulnerabilidad sísmica, las cargas que soportan estas estructuras como: cargas vivas, accidentales, de impacto, etc. dado que el mal diseño de estas cargas, podría producir daños en el concreto y el acero. El tipo de cimentaciones también es importante ya que este conforma la raíz del puente pues sostiene en el suelo toda la estructura, y un mal diseño podría ocasionar daños importantes como la socavación.

La socavación es el resultado de la acción erosiva del flujo de agua que arranca y acarrea material de lecho y de las bancas de un cauce, convirtiéndose en una de las causas más comunes de falla en puentes.

En el presente trabajo de investigación se recogió información de los antecedentes en el mundo y en el Perú acerca de los estudios realizados sobre socavación de puentes, en los cuales podemos encontrar el estado de socavación en el que se encontraban los mismos antes de colapsar.

Para llevar a cabo la presente investigación acerca de la Ingeniería de puentes y sobre todo respecto al tema específico “socavación de puentes”, se procede a analizar bibliografías y estudios realizados sobre los lugares donde ocurrieron los diferentes colapsos de puentes debido a la socavación. Todo ello sirve para describir porqué los métodos de Artamonov, Straub y Maza serán más prácticos para calcular la socavación, valiéndose de los parámetros hidráulicos obtenidos en el programa HEC-RAS, producidos para el río Huallaga al Puente Colpa Alta en la Provincia de Huánuco.



## Capítulo 1 Planteamiento del problema

### 1.1 Antecedentes para la definición del problema

#### 1.1.1 Antecedentes en el mundo

Los puentes constituyen una infraestructura de conectividad estratégica, cuya intervención se debe programar para dar respuesta a las nuevas exigencias de crecimiento y desarrollo del País, incremento de cargas, tránsito seguro de vehículos y peatones (sobre todo en zonas aledañas a las urbes o centros poblados), distancias adecuadas de visibilidad en los accesos y la estructura, entre otros.

De acuerdo a la *Federal Highway Administration*<sup>1</sup> y a numerosos estudios de socavación realizados en los últimos decenios, la socavación en los estribos y pilares de los puentes ha sido, históricamente, la causa más importante de falla en estas estructuras.

En el estudio de Edgar E. Muñoz Díaz (1993)<sup>2</sup>, se manifiesta que de los 63 puentes estudiados, el 24% (periodo de 1986-2000) fallaron por la socavación de la cimentación de sus estribos y/o pilas, lo cual sucede sobre todo en puentes construidos hace más de 20 años donde el criterio fundamental de diseño de la cimentación obedecía más a la capacidad portante y no a los fenómenos de socavación probables.

**Tabla 1.1. Causas principales de colapso de puentes en Colombia**

CAUSA PRINCIPAL	NÚMERO DE Puentes	%
Deficiencia estructural y de diseño	6	10%
Socavación	15	24%
Sobrecarga e impacto	3	5%
Atentados terroristas	20	32%
Avalancha, creciente, etc.	15	24%
Falta de mantenimiento	1	2%
Deficiencias en la construcción interventoria	3	5%
<b>Total</b>	<b>63</b>	<b>100%</b>

Fuente: Edgar E. Muñoz Díaz (1993), *Causas del colapso de algunos puentes en Colombia*.

Según algunos estudios estadísticos a nivel mundial, la principal causa de fallos en los puentes corresponde a problemas asociados con la interacción entre estructura e

<sup>1</sup><http://www.ingenieriarecursoshidricos.com/hidraacuteulica-de-puentes/socavacin-en-puentes>

<sup>2</sup>Edgar E. Muñoz Díaz (1993), “*Causas del colapso de algunos puentes en Colombia*”, Publicación Semanal de la Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Javeriana, V.6, fase 1, p. 33 – 47

hidráulica, es decir, patologías asociadas a esta acción como socavación en pilas y estribos.

Existen variadas estadísticas en todo el mundo que confirman estas aseveraciones, y en Colombia un estudio llevado a cabo por Muñoz, E. (2004)<sup>3</sup>, plantea que el 70% de los colapsos de puentes tienen causa en la acción hidráulica, donde la socavación alcanza un 35%.

En el trabajo de Alisson Seaurz (2006)<sup>4</sup>, esto se ve apoyado pues “En una estadística de 1976 sobre las causas de fallo o rotura de 143 puentes en todo el mundo, donde resultó 1 fallo debido a corrosión, 4 a la fatiga, 4 al viento, 5 a un diseño inadecuado, 11 a los terremotos, 12 a un procedimiento inadecuado de construcción, 14 fallos fueron por sobrecarga e impacto de embarcaciones, 22 por materiales o ejecución defectuosos y finalmente 70 fallos fueron causados por las avenidas (de los cuales 66 fueron debido a la socavación, un 46 % del total)”.

Con la caída de un puente, más importante que el factor económico es el daño humano. Por esta razón se presentan a continuación algunos ejemplos a nivel mundial de colapsos de puentes producto del fallo de la subestructura, ya sea por acción climática o humana, con la estadística de daños humanos y estructurales.

- **Puente Jorge Gaitán Durán, Colombia**

Puente de varias luces con sistema de vigas de hormigón pretensado y losa de hormigón reforzada, ubicado sobre el río Pamplonita en Cúcuta. Colapsó en noviembre de 1996 por la socavación de su pila n°2. La solución fue la eliminación de la pila y la construcción de un puente de acero que cubre los dos vanos.

- **Puente sobre Schoharie Creek, Estados Unidos**

Corresponde a un puente de enrejado de 155 metros de largo total, ubicado en Nueva York. Abierto al tránsito en octubre de 1955 y cerrado en abril de 1987.



**Fig. 1.1 Colapso del puente sobre Schoharie Creek**

Fuente: [www.bb.ustc.edu.cn](http://www.bb.ustc.edu.cn)

<sup>3</sup> MUÑOZ, E. (2004), “Socavación de puentes”, *Revista Infraestructura vial*, Colombia.

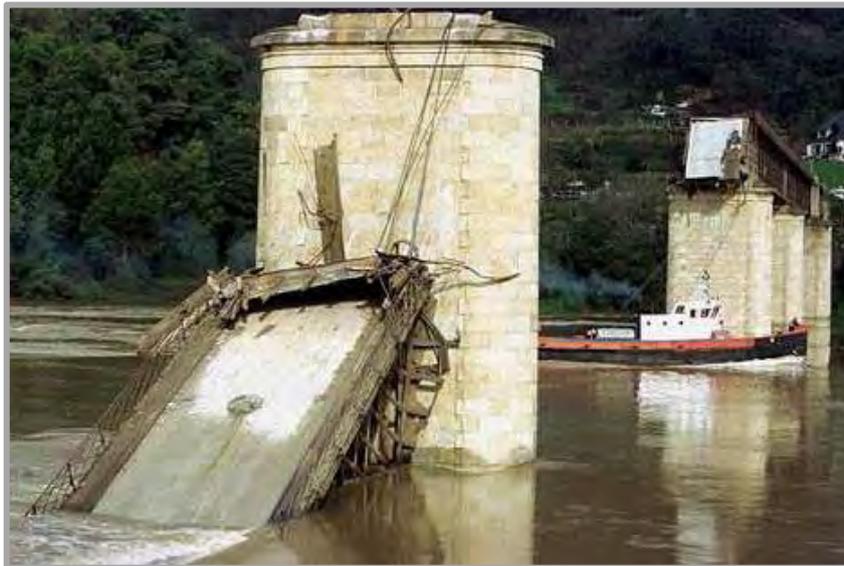
<sup>4</sup> SEURZ, A. (2006) “Dimensionamiento hidráulico optimizado de puentes con terraplenes”, Piura, Perú, Tesis de Maestría Universidad de Piura.

Se concluyó que el puente colapsó producto de la gran socavación bajo la pila n°3. La fundación de la pila estaba apoyada sobre suelo erosionable, consistente en capas de grava, limo y arena. Esto permitió que las altas velocidades del flujo penetraran en los estratos del suelo. La zona izquierda alrededor de la pila no fue relleno de escollera, en su lugar se colocó relleno de suelo erosionable y sobre ella escollera. Por esta razón, las causas que determinaron el fallo fueron principalmente la inadecuada escollera de protección, con falta de inspección y mantenimiento.

Las investigaciones demostraron que el proceso de socavación en las pilas comenzó poco después que el puente fuese construido. En el momento del colapso la parte baja de la pila n°3 cayó en un agujero de aproximadamente 3 metros de profundidad. Los investigadores estiman que aproximadamente de 7.5 a 9 metros de pilas fueron socavados.

- **Desastre del Hintze Ribeiro, Portugal**

En marzo del 2001 el puente Hintze Ribeiro de acero y hormigón sobre el río Douro, colapsó totalmente en entre los ríos, Castelo de Paiva, Portugal, matando a 70 personas, incluidas las de un autobús y tres automóviles que estaban tratando de llegar al otro lado del río. La caída se debió a dos décadas de extracciones ilegales de arena que comprometieron la estabilidad del puente y sus pilas, esto a pesar de los avisos y advertencia de buzos y técnicos.



**Fig. 1.2 Colapso del puente Hintze Ribeiro**

Ref. lumq.com

- **Puente Loncomilla, Chile**

Puente carretero de hormigón, ubicado en las cercanías de San Javier, sobre el río Maule. Sufrió un colapso parcial durante un periodo de reparación en noviembre del 2004, por una mala cimentación de las pilas (no en roca, sino en suelo fluvial). En este accidente 8 personas resultaron heridas.



**Fig. 1.3 Colapso Puente Loncomilla**  
Ref. [www.lanacion.cl](http://www.lanacion.cl)

- **Viaducto sobre el estuario Broadmeadow, Irlanda**

Puente de ferrocarril colapsado parcialmente el año 2009 al caer 20 metros de sección del viaducto. Afortunadamente no se reportaron heridos ni víctimas fatales.

Se sospecha que la causa del colapso se debió a una socavación y erosión del fondo marino, debido a que en inspecciones posteriores no se encontraron fallos estructurales.



**Fig. 1.4 Colapso del puente sobre Broadmeadow**

- **Viaducto Lee Roy Selmon, Estados Unidos**

Puente carretero ubicado en Tampa Bay, Florida, colapsado parcialmente durante la fase de construcción el año 2004 sin heridos ni muertos. Las causas se debieron al desarrollo de un agujero bajo la pila de concreto, produciendo la caída de 4,5 metros del puente y la calzada elevada que se estaba construyendo. La parte superior también cayó causando el colapso de la estructura.

- **Puente Cícero, Italia**

Puente carretero ubicado entre Messina y Palermo, sobre el río Mazarra, colapsado parcialmente el año 1993 provocando la muerte de 4 personas y 1 herido. La causa del colapso fue la destrucción de 3 pilas por inundaciones.

### 1.1.2 Antecedentes en el Perú

Según el informe realizado por el Colegio de Ingenieros del Perú sobre el Fenómeno “El niño” 97-98, la mayoría de los puentes colapsaron por problemas de socavación del lecho del río, lo que ha ocasionado que las fundaciones se inclinen o colapsen totalmente, este tipo de errores es ocasionado por falta de estudios de Hidráulica y por presiones de hacer obras de bajo costo.

Como consecuencia de las intensas lluvias ocurridas durante El Fenómeno “El Niño” de 1998 en el Perú, en sólo los primeros 3 meses de ese año 68 puentes fueron destruidos, 13 de los cuales no tenían más de 14 años de antigüedad, y ocho de ellos fueron construidos en los últimos cinco años previos a “El Niño”<sup>5</sup> (ver fig. 1.6). Los mayores daños se produjeron en la costa norte del país, en los departamentos de Lambayeque, Piura y Tumbes. Tan sólo en la ciudad de Piura, dos de los cuatro puentes existentes colapsaron; el puente Bolognesi sucumbió en las aguas del río Piura (murieron 3 personas, y desaparecieron 10), demostrando la vulnerabilidad hidráulica de nuestros puentes que simplemente no están diseñados para soportar este tipo de caudales producidos por las lluvias ya sea porque no son suficiente o adecuadamente largos, o porque sus estribos y pilares no son bastante profundos y el nivel del tablero no es suficientemente alto.



**Fig. 1.5 Puentes destruidos en fenómeno “El Niño”**

Fuente: “Peor que una Guerra”, (Caretas 1998)

La falla de estos puentes se produce por erosión hidráulica, en la mayoría de casos porque la longitud del puente es demasiado corta. En la costa los ríos tienen cauces relativamente planos y amplios, el puente no cubre el ancho total del río sino sólo una parte del cauce principal y el resto es cubierto mediante la construcción de terraplenes. Este estrechamiento del cauce genera dos efectos negativos: aumenta los niveles de agua e incrementa la profundidad de erosión.

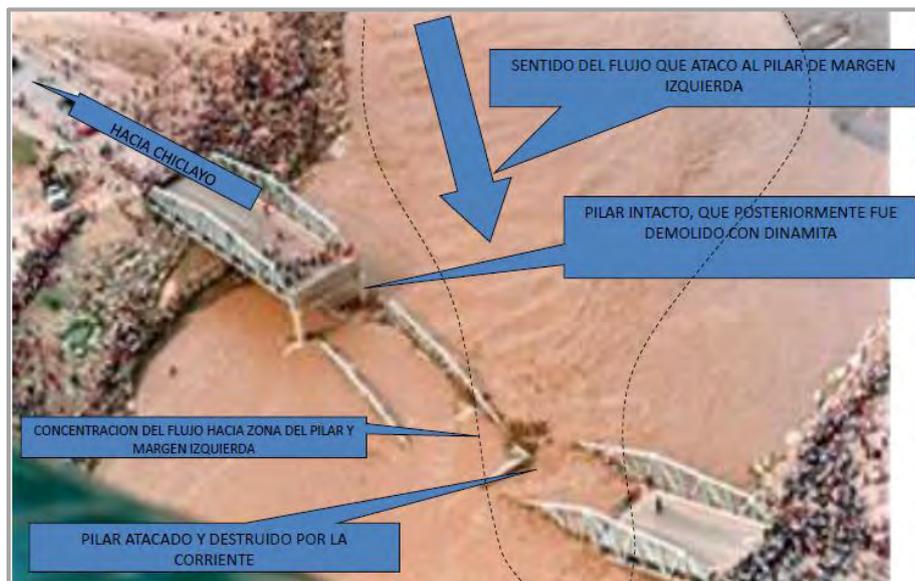
<sup>5</sup> HELBERG, Kristin (1998) “Del puente de la tragedia”, *Revista Caretas* N°1508, Lima - Perú

El 1<sup>o</sup>. de marzo de 1998 en Chiclayo, el puente Reque colapsó a las 10:00 am, el pilar se paralizó con un caudal de 300 m<sup>3</sup>/s, valor menor que aquel registrado el 14 de marzo el cual fue de 1996 m<sup>3</sup>/s.



**Fig. 1.6 Caída del puente Reque**

Fuente: Dr. Ing. Jorge D. Reyes Salazar – Universidad de Piura



**Fig. 1.7 Vista aérea caída del puente Reque**

Fuente: Dr. Ing. Jorge D. Reyes Salazar – Univ. De Piura

Hasta el año 2012, el Perú cuenta con aproximadamente dos mil doscientas veintisiete estructuras de puentes en las carreteras de la red vial nacional (23 072 km )<sup>6</sup>

<sup>6</sup> PROVIAS NACIONAL – MTC, “Programa 2012-2020 – programa puentes”.

## **1.2 Definición del problema**

El problema del ingeniero es determinar la tendencia del cauce durante la vida útil de la estructura. Si las acciones son antiguas y el proceso está en curso, pueden existir signos acerca de los cambios y también hay algunos datos históricos que dan información importante sobre la magnitud y ritmo de la socavación los cuales pueden ser más valiosos que cualquier otra clase de estimación basada en información y métodos inciertos. Los cambios a largo plazo se deben a modificaciones en la corriente o en la cuenca de drenaje, por lo que el ingeniero debe evaluarlos y tratar de predecir su influencia sobre la estabilidad del cauce en el sitio del puente basándose en información existente en entidades relacionadas (información de los habitantes, reportes de puentes en la vecindad, secciones transversales en la zona, secciones de calibración para mediciones hidrológicas).

Realizar predicciones de los cambios del lecho a largo plazo implica el uso de modelos físicos y herramientas computacionales como el HEC-RAS, paquete de análisis hidráulico capaz de realizar cálculos de los flujos de la superficie del agua, cálculos de flujos uniformes y variados, transporte de sedimentos, etc.

### **1.2.1 Problema principal**

¿En qué medida los Métodos de Artamonov, Straub y Maza serán más prácticos para calcular socavación, valiéndose de los parámetros hidráulicos obtenidos en el programa HEC-RAS, producido por el río Huallaga al puente Colpa Alta en la provincia de Huánuco en el año 2015?

## **1.3 Objetivo de la investigación**

### **1.3.1 Objetivo general**

Conocer los resultados obtenidos en los cálculos de socavación transversal, general y de estribos del río Huallaga en el puente Colpa Alta en la provincia Huánuco en el año 2015; aplicando los Métodos de Artamonov, Straub y Maza utilizando los parámetros hidráulicos del programa HEC-RAS.

## **1.4 Justificación e importancia del problema**

### **1.4.1 Justificación**

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo principal proponer la aplicación de los Métodos de Artamonov, Straub y Maza, para conocer socavación transversal, general y en estribos del puente Colpa Alta, utilizando un caudal de diseño para un periodo de retorno determinado modelado con el HEC-RAS 4.1.0 para obtener los parámetros hidráulicos.

Metodológicamente hablando, la aplicación de los Métodos de Artamonov, Straub y Maza en el programa HEC-RAS 4.1.0 permitirá que el cálculo de la socavación en puentes se realice de una manera más sencilla y práctica, para que los ingenieros puedan aplicarlo en futuros proyectos; lejos de las engorrosas fórmulas y aplicaciones que muchos libros y manuales expresan.

### **1.4.2 Importancia**

El presente trabajo es importante porque con la aplicación de los Métodos de Artamonov, Straub y Maza valiéndonos de los parámetros hidráulicos de HEC-RAS 4.1.0, hará más simplificado y práctico el cálculo de los ingenieros, ya que se tiene la enorme tarea de asegurar la estabilidad de los puentes que interactúan con ríos.

### **1.5 Limitaciones de la investigación**

Para modelar el río con el HEC-RAS, es necesario conocer la granulometría con el objetivo de determinar el diámetro medio ( $D_m$ ) de partícula y las secciones transversales de río en el tramo de estudio (aguas arriba y aguas abajo) y realizar un adecuado estudio hidrológico, con el fin de determinar adecuados caudales de diseño.

## **Capítulo 2**

### **Fundamento teórico**

#### **2.1 Transporte de sedimentos**

En el transporte de sedimentos de una cuenca hidrográfica es necesario establecer el origen del material que se transporta y la forma o modo de transporte.

El origen del material corresponde al lugar de donde se toma para el transporte cuando se presenta una lluvia y se inicia la escorrentía superficial. Un cauce natural transportará material del lecho mismo y material que proviene de la cuenca. El que viene del lecho puede ser fino o grueso, mientras que el de la cuenca es muy fino. El origen de un material se puede identificar por el tamaño de las partículas; es decir que si el diámetro de las partículas transportadas es inferior de 0.0625 mm se dice que provienen de la cuenca, en caso contrario, su origen será del lecho.

El movimiento de los sedimentos se puede dar mediante dos mecanismos diferentes, uno es escorrentía superficial sobre la cuenca de drenaje y el otro es el trabajo del agua en los cauces. Los estudios sobre transporte de sedimentos se hacen con diferentes propósitos, entre ellos:

- Calibración de coeficientes de rugosidad con datos de aforos y levantamientos topográficos.
- Evaluación de capacidad de transporte líquido y sólido de los cauces, detallando características de los sedimentos.
- Calibración de modelos de transporte para definir zonas de agradación, degradación o equilibrio.
- Descripción de la dinámica fluvial de los cauces, caracterización de material de arrastre y suspensión, perfiles de flujo para diferentes caudales, capacidad de transporte líquido y sólido.

##### **2.1.1 Transporte de sedimentos por escorrentía superficial**

La mayor parte del agua de las crecientes que llevan las corrientes se origina como escurrimiento y proviene de las laderas vecinas. El agua que se mueve sobre sus superficies produce erosión de los materiales de las pendientes laterales del río y dan origen a parte del material que es transportado en el cauce. Los escurrimientos o escorrentías superficiales que fluyen como una lámina de agua o en canales someros, muy juntos entre sí, llamados arroyuelos o cárcavas, son algunas veces suficientemente poderosos para vencer la resistencia del suelo a

la erosión y transportar una gran cantidad de material pendiente abajo hacia los cauces de los ríos. El agua lodosa que escurre de un campo arado o de una pendiente recién nivelada durante una lluvia abundante es un ejemplo familiar de la fuerza erosiva de la escorrentía.

Aunque la importancia de la erosión de las laderas a causa del agua que escurre en la superficie pasa con frecuencia inadvertida, desempeña un papel importante en el proceso general de erosión.

### 2.1.2 Transporte de sedimentos en cauces naturales

El área total que es cubierta por los cauces de las corrientes es sólo una proporción muy pequeña de la superficie total del terreno drenado por tales corrientes (puede ser  $< 1\%$ ), sin embargo, los mecanismos de transporte de sedimentos en el cauce son los más destacados.

El agua que fluye a lo largo de los cauces de los ríos realiza varios trabajos: erosiona el cauce del río, profundizándolo y/o ampliándolo; transporta sedimentos, y deposita sedimentos. Dicha erosión, a su vez, depende de la cantidad de agua, de la forma y tipo de cauce y del gradiente de la corriente. Una corriente gasta su energía de varias maneras: la mayor parte se consume en la fricción del agua sobre el cauce y entre partículas del fluido. La energía de la corriente que queda para la erosión y transporte de material es relativamente escasa. La acumulación de sedimentos tiene lugar cuando disminuye la energía y la corriente no puede mover por más tiempo el material que ha estado trasladando.

El material que una corriente levanta directamente de su propio cauce (o que es aportado por la escorrentía de las laderas, por sus tributarios o por los movimientos en masa) se mueve corriente abajo hacia su meta final: el océano.

Tres clases de materiales se distinguen en un cauce natural considerando únicamente la resistencia que ofrecen a ser transportados por una corriente: materiales no cohesivos o granulares, materiales cohesivos y rocas.

El material granular está formado por partículas sueltas. La fuerza que un líquido debe hacer para mover las partículas está en función del peso de cada partícula y del coeficiente de fricción interna. El material cohesivo está formado por partículas muy pequeñas que ofrecen resistencia al flujo de agua. Se necesitan velocidades de corriente más altas para erosionar partículas más pequeñas del tamaño de arcilla y limo, ya que la fuerza de cohesión que impide el transporte de las partículas por una corriente es considerablemente mayor que el peso de la partícula, pero una vez que esta fuerza es vencida, la partícula se puede comportar como si fuera granular y es transportada fácilmente en suspensión debido a su peso y tamaño reducidos. El material rocoso usualmente no es movido o trasladado por una corriente de agua durante el tiempo de vida de una estructura. El material rocoso puede comportarse como granular si está fracturado y la energía del flujo es muy alta.

**Tabla 2.1 Formas de transporte y origen del material**

Origen de la partícula	Modo de transporte
El propio cauce	Transporte de fondo
	Transporte de suspensión
La cuenca	Transporte de suspensión

Fuente: Rodríguez Díaz, *Hidráulica Fluvial*

## **2.3 Definición, clasificación y tipos de río**

Un río es una corriente natural de agua que fluye con continuidad. Posee un caudal determinado, rara vez es constante a lo largo del año, y desemboca en el mar, en un lago o en otro río, en cuyo caso se denomina afluente. La parte final de un río es su desembocadura. Algunas veces terminan en zonas desérticas donde sus aguas se pierden por infiltración y evaporación.

### **2.3.1 Clasificación según morfología**

Según la geometría en planta que adopta la corriente, se pueden clasificar los ríos en tres tipos básicos: rectilíneo, meándrico, y anastomosado (*braided* en inglés). Los parámetros utilizados para esta clasificación son la sinuosidad (sinuosidad de un río) y multiplicidad. Esta última depende del número de barras que divide la corriente en varios brazos.

#### **2.3.1.1 Rectilíneo**

Estas corrientes se caracterizan por una sinuosidad baja (menor a 1,5) y multiplicidad 1, es decir, un único canal. Son muy inestables, tendiendo a evolucionar a otros tipos de río. Tienen caudal de alta energía y gran capacidad erosiva.

#### **2.3.1.2 Anastomosado (trenzado)**

El río Waimakariri en la isla del sur de Nueva Zelanda es un buen ejemplo de río anastomosado. Estas corrientes presentan canales múltiples y tienen gran capacidad de transporte y sedimentación. Poseen menor energía que las corrientes rectilíneas por lo que, al encontrarse con obstáculos, tienden a modificar su trayectoria adecuándose al relieve y a los sedimentos en el fondo del cauce. Es así como la deposición en el fondo de sedimentos de granulometría heterogénea durante la época de aguas bajas vienen a ser, la principal responsable de la división del cauce en estos canales anastomosados, es decir, que están divididos dentro del propio cauce. A medida que se van estabilizando las islas de sedimentos, puede llegar a desarrollarse en ellas una vegetación pionera primera y más estable después, aprovechando la dotación de agua que proporciona el propio río.

#### **2.3.1.3 Meándrico**

Este tipo de río tiene sinuosidad alta (mayor a 1,5) y canal único. Su característica principal es la unidad geométrica llamada meandro, que es una curva completa sobre el canal, compuesto por dos arcos sucesivos. En contraste con los dos tipos anteriores, las corrientes fluviales meandriformes combinan un carácter erosivo (generalmente, en la parte cóncava de la curva o meandro) y sedimentario (en la orilla convexa). Estas diferencias se deben, como es obvio, a la distinta velocidad de las aguas en las dos orillas.

## 2.3.2 Tipos de río

### 2.3.2.1 Perennes

Estos ríos están formados por cursos de agua localizados en regiones de lluvias abundantes con escasas fluctuaciones a lo largo del año. Sin embargo, incluso en las áreas donde llueve muy poco pueden existir ríos con caudal permanente si existe una alimentación freática suficiente (es decir, de aguas subterráneas). La mayoría de los ríos pueden experimentar cambios estacionales y diarios en su caudal, debido a las fluctuaciones de las características de la cobertura vegetal, de las precipitaciones y de otras variaciones del tiempo atmosférico como la nubosidad, insolación, evaporación o más bien, evapotranspiración, etc.

### 2.3.2.2 Estacionales

Estos ríos y ramblas son de zonas con clima tipo mediterráneo, en donde hay estaciones muy diferenciadas, con inviernos húmedos y veranos secos o viceversa. Suelen darse más en zonas de montaña que en las zonas de llanura.

### 2.3.2.3 Transitorios

Son los ríos de zonas con clima desértico o seco, de caudal esporádico, en los cuales se puede estar sin precipitaciones durante años. Esto es debido a la poca frecuencia de las tormentas en zonas de clima de desierto. Pero cuando existen descargas de tormenta, que muchas veces son torrenciales, los ríos surgen rápidamente y a gran velocidad. Reciben el nombre de *wadis o uadis*, a los cauces casi siempre secos de las zonas desérticas, que pueden llegar a tener crecidas violentas y muy breves.

### 2.3.2.4 Alóctonos

Son ríos, generalmente de zonas áridas, cuyas aguas proceden de otras regiones más lluviosas. El Nilo en Egipto siempre se ha tomado como ejemplo de este tipo de ríos. También el Okavango, otro río africano que termina en un amplio delta interior en una cuenca endorreica de clima relativamente seco. Asimismo, muchos otros ríos en todas partes del mundo.

## 2.3.3 Etapas de un río

Al considerar un cauce natural como un sistema: desde su inicio hasta su desembocadura en otro principal o en el mar, se pueden distinguir tres etapas básicas de acuerdo con el estado de desarrollo en el ciclo de erosión: torrencial, moderada y terminal.

### 2.3.3.1 Torrencial

Esta etapa se presenta en regiones montañosas, donde empieza el crecimiento del cauce del río al unirse varios tributarios. En esta etapa las corrientes de agua son agentes de erosión debido a

las altas pendientes del terreno por el que discurren; asimismo el valle por el cual fluyen es bastante estrecho. Cuando un cauce natural profundiza o socava en suelos y rocas blandas, lo hace en forma de V, o en forma de U alargada y angosta en rocas duras, dependiendo desde luego, de la estratificación. La característica principal en esta etapa, tanto de corriente principal como de sus afluentes, hacia la cabecera, son las cascadas y las rápidas.

En esta etapa, con relación a la hidráulica del flujo y la dinámica del cauce se presentan condiciones de régimen torrencial o supercrítico (número de *Froude*  $> 1$ ), caracterizado por tener una cuenca reducida, valles estrechos, perfil longitudinal irregular y pronunciado, caudales pequeños a moderados en estiaje y, por último, la ocurrencia de picos de crecientes considerables en el periodo lluvioso.

En las zonas montañosas cada corriente posee una cuenca de drenaje o cuenca receptora que por lo general tiene forma de embudo, con laderas de alta pendiente que ocasionan la concentración rápida de las aguas en un punto central donde comienza la garganta. Es la región más alta del cauce, de la cual proviene un alto porcentaje del material que se transporta en el lecho mediante acarreo. En esta cuenca receptora pequeñas quebradas se van uniendo a otras mayores que confluyen en la corriente principal. Al final de la cuenca receptora se localiza la garganta, canal por el cual corren hacia la parte inferior de la montaña (el piedemonte) las aguas captadas en toda la cuenca montañosa; en la mayoría de los casos se presentan orillas abruptas e inestables. Es aquí donde se manifiesta con toda su intensidad el carácter torrencial, debido a la pendiente longitudinal fuerte e irregular que, a su vez, origina altas velocidades durante las crecientes. Es natural que en este tramo del cauce se encuentren materiales de todos los tamaños, unos que proceden de la cuenca receptora y quedan depositados durante el descenso de las avenidas u otros que son producto de deslizamientos en las laderas de las márgenes o de desprendimientos de las partes altas debidos a fenómenos de meteorización. Con frecuencia se observa el efecto de socavación o pérdida de soporte en la pata de depósitos de tipo coluvial que ocupan valles inclinados, casi siempre recostados sobre la componente débil de una formación de rocas sedimentarias.

En la zona de montaña, con ríos y quebradas que van excavando incisiones cada vez más profundas, sucede con alguna frecuencia el efecto de avalancha, que consiste en una sucesión de eventos donde primero tiene lugar el sobre empinamiento de la ladera, que deja los materiales de meteorización que la conforman en un estado precario de estabilidad. Cuando ocurren fuertes lluvias se presenta la falla del talud y la masa desplazada taponea temporalmente el cauce.

Este dique temporal crea un embalse y su nivel crece hasta desbordarlo, logra romperlo y se genera una onda que arrastra una masa de lodo, roca y vegetación que desciende impetuosa, con alto poder destructivo. El volumen inicial desplazado aumentará como resultado de la incorporación de materiales sueltos que se encuentran presentes en la zona por donde se mueve dicha masa.

El régimen hidráulico de esta zona se define por la pendiente del cauce. En la zona de torrente (pendiente superior al 6%), correspondiente a la parte más alta de la cuenca, donde se tiene la más alta capacidad de transporte y erosión. Ante la ocurrencia de eventos extraordinarios generalmente se presentan condiciones catastróficas tanto para la vegetación como para las obras de infraestructura, aunque que el terreno no tenga características geotécnicas adecuadas. En los ríos torrenciales (pendientes entre 1.5% y 6%) las crecientes extraordinarias son muy peligrosas debido a la gran energía disponible para la erosión y transporte de material de diámetro grande (mayor de 1 o 2m).

Finalmente, al llegar a una zona de topografía suave, la masa transportada se depositará con violencia, esparciéndose en forma de abanico.

Las crecientes en la zona montañosa se desarrollan en tres fases. En la fase I, al comienzo de la creciente en la parte ascendente del hidrograma, se desarrolla un proceso de socavación y profundización del lecho por aguas poco turbias, antes que la erosión alimente de muchos sedimentos a la red hidrográfica; en la fase II, se presenta la etapa de deposición y relleno aluvial cuando las aguas han alcanzado su nivel más alto o empiezan a bajar, y en forma paralela la carga sólida llega a sus cantidades máximas; en la fase III, al final de la creciente, las aguas relativamente limpias erosionan o arrastran de modo parcial materiales sedimentados con anterioridad; como secuelas se pueden presentar ondas de avenida secundarias que originan a veces terracillas.

### **2.3.3.2 Moderada**

Esta etapa se caracteriza principalmente por la formación de inundación y presencia de depósitos laterales de acreción (crecimiento por yuxtaposición) o barras. La cuenca y el valle, con pendientes relativamente bajas, son amplios y extensos, por lo que se puede hablar de un verdadero régimen fluvial. Asimismo el nivel del agua en el cauce es alto, incluso en los periodos de estiaje y las crecientes de importancia ocurren cuando hay lluvias prolongadas, debido a que el tiempo de concentración de la cuenca es alto, los aguaceros locales y aislados (en el tiempo) no alcanzan a producir crecidas de consideración.

La escorrentía, al dejar la montaña y entrar a la parte plana (planicie aluvial), corre por un lecho de deyección formado por sedimentos llevados hasta esa zona por las crecientes. En esta zona de la cuenca, siempre que haya un cambio brusco de pendiente fuerte a pendiente suave, y en consecuencia, una reducción en la fuerza de arrastre, se desarrollará un cono o abanico a medida que se va depositando el material.

El cono de deyección, abanico aluvial o simplemente cono, es una forma de modelo fluvial cuya característica en planta es una silueta cónica o en abanico y una suave pendiente (entre 1 y 10 grados). Es un depósito aluvial formado al final de un valle torrencial, en la denominada zona piedemonte, donde se realiza el empalme entre una zona de alta pendiente y una zona de pendiente suave.

Hacia abajo del cono de deyección la energía disponible por la corriente, que en general es de un canal, se disipa en sentido vertical y horizontal debido a los procesos de erosión y transporte de material, y a la ampliación del cauce. El río puede formar curvas o meandros, así como adquirir otras configuraciones.

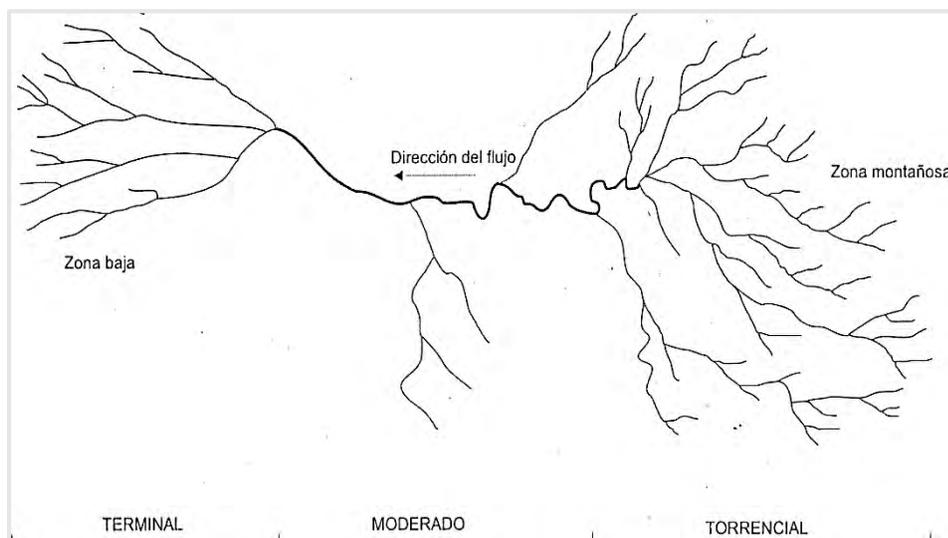
Los tramos de río con pendiente longitudinal media (entre 0.2 y 1.5%) tienen velocidades elevadas para las crecientes extraordinarias, que pueden ocasionar daños materiales y pérdidas humanas.

Los tramos de río que tienen pendientes bajas (entre 0 y 0.2%) se caracterizan por las bajas y moderadas velocidades, y poca turbulencia. En el desborde generan inundaciones que dependen de la extensión del valle.

### **2.3.3.3 Terminal**

Esta etapa se presenta en zonas costeras o donde la corriente va a entregar su caudal a otra corriente mayor; de esta manera se forman las planicies de inundación y los deltas, que se forman debido al no disponer de suficiente energía para el transporte de agua y sedimentos por un solo canal. El río adquiere entonces un carácter distributivo, se divide y subdivide en cauces menores, al contrario de lo que ocurre en la etapa juvenil, en la cual el carácter es contributivo.

Cuando el río desemboca en el mar y no existe una zona adecuada para la disposición de los sedimentos, el carácter distributivo se acentúa, el río aumenta su longitud y, por ende, se aleja la línea litoral.



**Figura 2.1 Etapas de un río**

Fuente: Rodríguez D., H.A, *Hidráulica fluvial: fundamentos y aplicaciones*, p.21.

## 2.4 Grados de libertad de ríos

### 2.4.1 Grados de libertad

Los ríos aluviales tienen un lecho constituido por materiales no cohesivos que pueden ser transportados por la corriente cuando se presentan determinados caudales. Como consecuencia de diversos factores y circunstancias, inherentes a su naturaleza, los ríos aluviales tienen una tendencia natural al cambio y a la inestabilidad, la que a menudo se ve agravada por diversos factores.

Un río que recorre sobre un material aluvial tiende a modificar su tirante, su ancho, su pendiente y desarrolla meandros.

#### 2.4.1.1 Flujo con un grado de libertad

Corresponde a un río de fondo y paredes rígidas, con contornos invariables. Con el cambio de caudal solo tiene la posibilidad de subir o bajar el tirante. La ecuación que se usa es la del flujo uniforme de *Manning*, *Darcy* o *Checy*.



**Fig. 2.2 Flujo con un grado de libertad**

#### **2.4.1.2 Flujo con dos grados de libertad**

Corresponde a un río con fondo móvil y están limitados en sus desplazamientos laterales por la presencia de condiciones naturales, cerros, o condiciones impuestas, encauzamientos. Ante un cambio de caudal estos tipos de ríos adquieren su propio tirante y pendiente de manera que se requieren dos ecuaciones para obtener pendiente y profundidad de la lámina de agua, una de resistencia y otra de transporte de sedimentos.



**Fig. 2.3 Flujo con dos grados de libertad**

#### **2.4.1.3 Flujo con tres grados de libertad.**

Es cuando se puede ajustar el ancho, la pendiente y la profundidad de la lámina de agua. Esto corresponde a un tramo recto de un cauce natural cuya sección es erosionable en fondo y en sus paredes. En este caso, para el caudal líquido y sólido dado que se obtendrá una combinación fija de profundidad, el ancho y su pendiente, como se pueden ajustar tres variables, se tendrán tres incógnitas y se necesitarán tres ecuaciones para su solución.

#### 2.4.1.4 Flujo con cuatro grados de libertad

Es cuando el río puede modificar su ancho, su tirante, su pendiente y su planta del cauce, como ocurre en los ríos meandros.



**Fig. 2.4 Flujo con cuatro grados de libertad**

#### 2.5 Ríos en equilibrio

Los ríos en equilibrio se producen mediante la regulación de los procesos morfológicos y dinámicos cuando las variables independientes, como el caudal y los sedimentos se modifican. Por ejemplo, cuando se habla de un cauce estable o en equilibrio las formas en planta y en perfil se mantienen o se modifican lentamente en el tiempo, a pesar que localmente existía proceso de erosión o socavación.

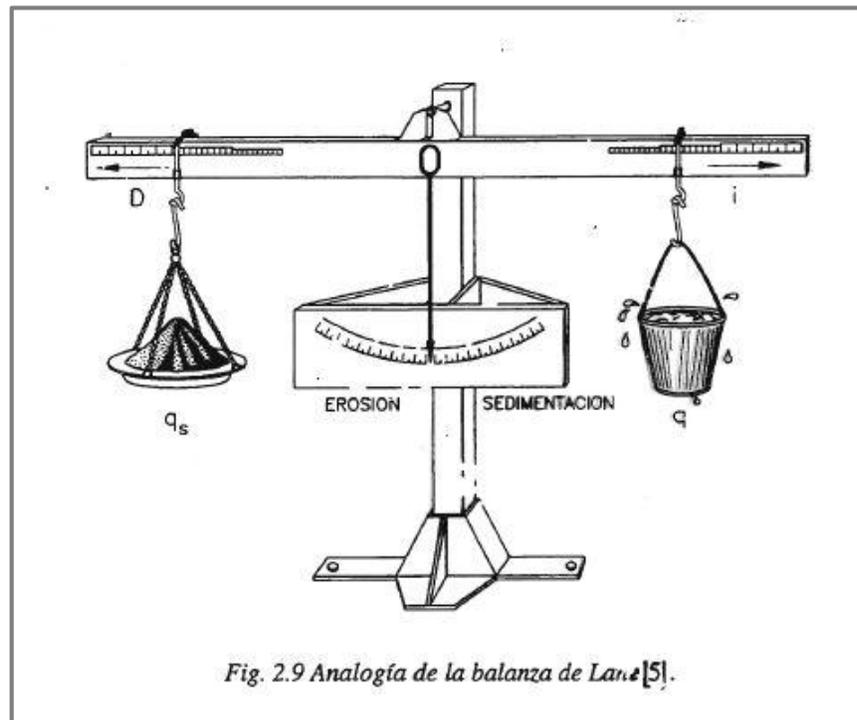
La dinámica de un río, en condición de flujo uniforme y permanente, depende principalmente del caudal del líquido, del material transportado y de la pendiente del lecho. En general, si estas variables se mantienen constantes se podría pensar que en un tramo el río mantiene su condición. Se dice que un río está en equilibrio cuando la pendiente longitudinal que ha adquirido y en consecuencia su potencial energético, es exacto para transportar el material que se le suministra a través del sistema pluvial.

Cualquier cambio sobre el sistema pluvial, sobre todo en lo referente al caudal, altera la estabilidad y conduce a que el sistema comience acciones tendientes a restablecerlo, ajustando a su pendiente, características y dimensiones mediante erosión y deposición. Cuando la erosión avanza puede socavar obras importantes, como las cimentaciones de los puentes, los puntos de descarga de los colectores y las obras de captación. Por su parte, la deposición, depositación o sedimentación puede enterrar descargas de colectores, puentes y bocatomas de agua, al igual que colmatar obras de almacenamiento de agua.

Cualquier alteración causada a un río, que lo obligue a cambiar el estado de equilibrio, puede tener consecuencias muchos mayores e influir en sitios alejados del área donde sucedió el cambio.

En general, en un río sus diferentes tramos alcanzan una cierta condición de equilibrio, es decir si artificialmente no se modificaron una o varias variables que hayan alterado su estabilidad, tanto el transporte de agua como el sedimento se ejecutarán más o menos de la misma forma. El equilibrio entre el caudal del líquido, el transporte del sedimento en el tramo, las características del material, la geometría de la sección transversal y la pendiente longitudinal del tramo es importante de tal manera que; si una de estas se modifican cambiarían las otras y se alcanzaría un nuevo equilibrio.

Cualquier obra construida en el cauce de un río, en su llanura de inundación o en su cuenca afecta el equilibrio.



**Fig. 2.5 Ríos en equilibrio**

Fuente: Rodríguez Díaz, H.A, *Hidráulica fluvial: fundamentos y aplicaciones*

## 2.6 Caudal dominante o formativo

Caudal dominante, caudal o gasto formativo, se define como aquel que establece ciertos parámetros geométricos de cauce, tales como sección transversal o longitudinal de onda de sinuosidad. También se denomina como caudal que realiza mayor trabajo en el transporte del sedimento a aquel que llena la sección hasta la parte superior en el que el nivel del agua alcance la cota del desborde. Este caudal se presenta en promedio dos veces al año o tiene un periodo de retorno de 1.5 de una serie de caudales máximos anuales.

## 2.7 Fallas en puentes

Las causas de las fallas que se generen en los puentes, varían mucho según el tipo de puente y de río, y pueden ocurrir aislada o simultáneamente. Diversos estudios señalan de un modo general que entre estas causas las más son principalmente las siguientes:

- Choque de cuerpos extraños; palizadas, embarcaciones, bloque de hielo y otros
- Comportamiento pluvial; socavación, diversas manifestaciones de la dinámica pluvial
- Acciones de viento y sismos

## 2.8 Avenida de diseño

Una avenida, crecida o creciente es por lo general producto de una combinación de determinadas condiciones hidrometeorológicas y no podemos hacer nada para evitarla.

Las avenidas son expresiones de carácter aleatorio de la descarga de los ríos y se deben casi siempre a la precipitación que ocurre sobre la cuenca. Por lo tanto, una avenida extraordinaria se origina por lo general en una precipitación torrencial.

Excepcionalmente puede presentarse una avenida por falla de una presa. Estos casos han ocurrido en algunas partes del mundo.

Los registros y estudios de las máximas avenidas anuales permiten determinar, la probabilidad de ocurrencia de las avenidas iguales o mayores a una cierta magnitud. Estos son estudios típicamente hidrológicos, basados en mediciones de campo que deberían ser confiables y en aceptación en determinadas leyes probabilísticas. Los estudios de las avenidas que puedan ocurrir en un río son independientes del proyecto de que se trate y son descriptivos del comportamiento de la cuenca y el río formando parte de los estudios básicos

La avenida de diseño para un puente está asociada al comportamiento del tramo pluvial comprometido, a la sección en la que está el puente, a las socavaciones previstas, y ciertamente, a la importancia y costo de la obra.

## 2.9 Alineación del puente respecto de la corriente

La corriente pluvial tiene por lo general una dirección predominante, los pilares deben estar alineados en esa dirección de modo que el ángulo de ataque sea cero. Sin embargo, ocurre eventualmente que la dirección de la corriente cambia. Esta posibilidad debe ser tomada en cuenta en el diseño. La influencia del ángulo de ataque sobre la erosión local en el pilar es muy grande y ha sido estudiado experimentalmente, su fuerte influencia es una de las razones para preferir los pilares circulares cuya socavación es independiente al ángulo de ataque.

El sistema de drenaje, es decir, el sistema fluvial de una cuenca hidrográfica responde en forma dinámica a un conjunto de factores ambientales que determinan su régimen fluvial, los cuales corresponden a variables independientes y dependientes respecto al río.

Entro los procesos dinámicos se consideran como variables independientes la geología, el clima, el relieve, el tiempo, el uso del suelo la permeabilidad y la cobertura vegetal, que interactúan de modo integral para controlar las variables dependientes, tales como el caudal líquido ( $Q_w$ ), la carga de sedimentos ( $Q_s$ ), y la pendiente ( $S$ ) del cauce. Las variables dependientes determinan a

su vez las características morfológicas de los cauces, sean trezados, meándricos o rectos (Schumm, 1977).

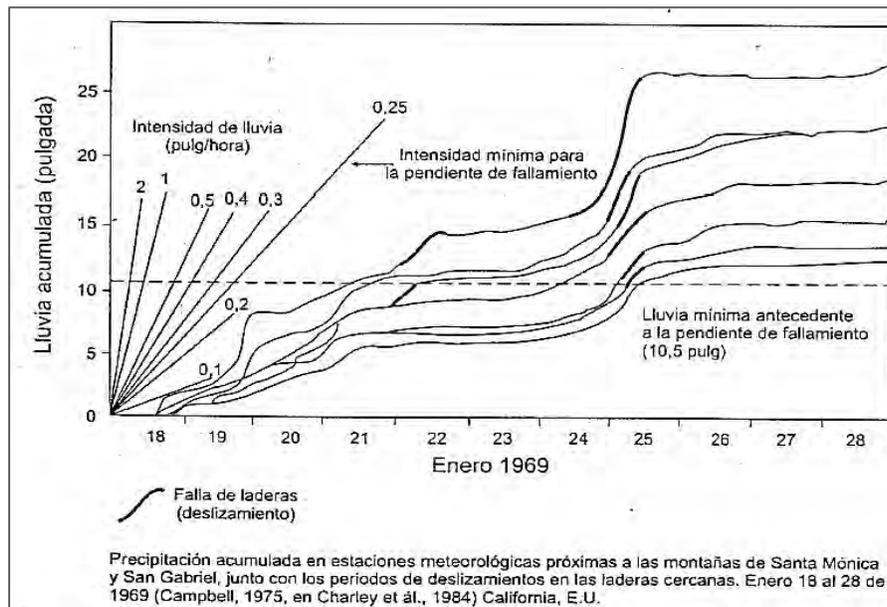
## 2. 10 Interacción de variables

La correlación de las variables independientes es compleja e interdependiente en muchos casos. Así por ejemplo, mientras la geología condiciona de cierta manera los minerales disponibles para la formación de suelos, el clima incide sobre los materiales a través de la meteorización y el condicionamiento del crecimiento de las plantas, las que a su vez; con sus raíces, inciden parcialmente en la permeabilidad y estabilidad del suelo y producen, junto con el relieve y las lluvias, la escorrentía y el aporte de sedimentos.

En esta interacción de variables se pueden demostrar en la práctica la importancia que tienen las lluvias máximas, caracterizadas por medio de sus intensidades, como variables para desencadenar fenómenos de remoción en masa.

En un evento ocurrido de lluvias prolongadas (Fig. 2.6), los deslizamientos se presentaron en aquellos periodos en que se registraron las máximas intensidades, una vez alcanzado un valor mínimo de lluvia acumulada.

Igualmente, al evaluar la estabilidad del terreno, la mayoría de los autores asignan una gran importancia a las pendientes fuertes, pero en la práctica se ha visto mayor estabilidad en las pendientes moderadas asociadas a litologías blandas, esto es, limos y arcillas y depósitos coluviales. La modificación de la cobertura vegetal por la actividad humana puede desestabilizar también el equilibrio de las laderas.



**Fig. 2.6 Relación entre la precipitación y los fenómenos de remoción en masa**

*Fuente: Rodríguez Díaz, H.A, Hidráulica fluvial: fundamentos y aplicaciones*

En la actualidad, el hombre se ha convertido en el agente geomorfológico más dinámico y clave. Sus actividades socioculturales, reflejadas a través del manejo de cultivos, tala de bosques, desarrollo urbano, etc., han modificado en forma definitiva los procesos dinámicos dentro de la

cuenca, tales como la erosión, la escorrentía y, consecuentemente, el régimen fluvial (Coorkamp y Poorkamp, 1990)

Todas estas variables independientes y semindependientes interactúan para determinar el comportamiento de variables dependientes, como el caudal ( $Q_w$ ), la carga de sedimentos ( $Q_s$ ) y la pendiente ( $S$ ), las cuales definen la morfología de los cauces.

### **2.11 Características morfológicas de los cauces**

La morfología de los cauces, tal como ya se mencionó, está determinada en forma directa por los procesos dinámicos asociados a las variables dependientes, esto es, el caudal líquido ( $Q_w$ ), la carga o transporte de sedimentos ( $W_s$ ) y la pendiente longitudinal del cauce ( $S$ ). Mediante trabajos de campo y ensayos de laboratorio, se han confirmado y precisado algunas observaciones empíricas sobre la morfo dinámica de los cauces.

Los primeros estudios detallados sobre el papel del caudal líquido en la morfología de los cauces los realizaron L. Leopoldo y sus colaboradores en los años cincuenta (Leopoldo et al., 1964). Ellos demostraron que no solo los ríos aumentan el tamaño de su sección transversal y disminuyen su pendiente en forma progresiva aguas abajo, sino que la velocidad media se incrementa también hacia aguas abajo; algo inesperado. Esto último es el resultado de la reducción de la fricción y de la turbulencia en los cauces mayores. Asimismo, Dary (1964) complementó estas observaciones al demostrar que, a medida se incrementa el caudal, los meandros aumentan su longitud de onda. **De esta manera, el caudal determina la magnitud de la morfología de los cauces, más no el régimen fluvial o el tipo de morfología del cauce.**

### **2.12 Clasificación de ríos y cauces**

Tomando como referencia los criterios de Schumm (1977), todos los ríos se pueden clasificar en dos grandes grupos, dependiendo de la libertad para ajustar su forma y su pendiente motriz:

#### **2.12.1 Cauces del lecho rocoso**

Confinados entre afloramientos rocosos, de tal modo que el material que compone el fondo y las márgenes determina la morfología del cauce.

El lecho rocoso revela las huellas de la erosión que producen los acarrees del río en forma de profundos surcos, cuyas paredes laterales son verticales.



**Fig. 2.7 Cauce de lecho rocoso**

*Fuente: Internet*

### **2.12.2 Cauces aluviales**

El río fluye en un canal cuyo fondo y márgenes están constituidos por material transportado en las condiciones actuales de flujo. En este caso hay libertad para ajustar dimensiones forma, patrón y pendiente del cauce, en respuesta a los cambios que se produzcan.



**Fig. 2.8 Cauces aluviales**

*Fuente: Internet*

Las márgenes y el fondo del cauce están conformados por material transportado por el río. Esta clasificación tiene la deficiencia de no considerar las dos variables dependientes: caudal líquido y carga de sedimentos, que tienen gran influencia sobre la morfología de los cauces aluviales.

El caudal líquido influye en alto grado en el tamaño del cauce, y en la amplitud y longitud de onda de los meandros, pero por sí solo no ofrece bases para clasificación de cauces a menos que el tamaño sea lo más importante en un determinado caso, permitiendo una distinción cualitativa según las características de la descarga, ya sea en cauces perennes o en cauces efímeros o temporales.

**Teniendo en cuenta la carga y el transporte de sedimentos, es posible hacer una clasificación de los cauces aluviales como canales con carga de fondo, canales con carga en suspensión y canales con carga mixta.**

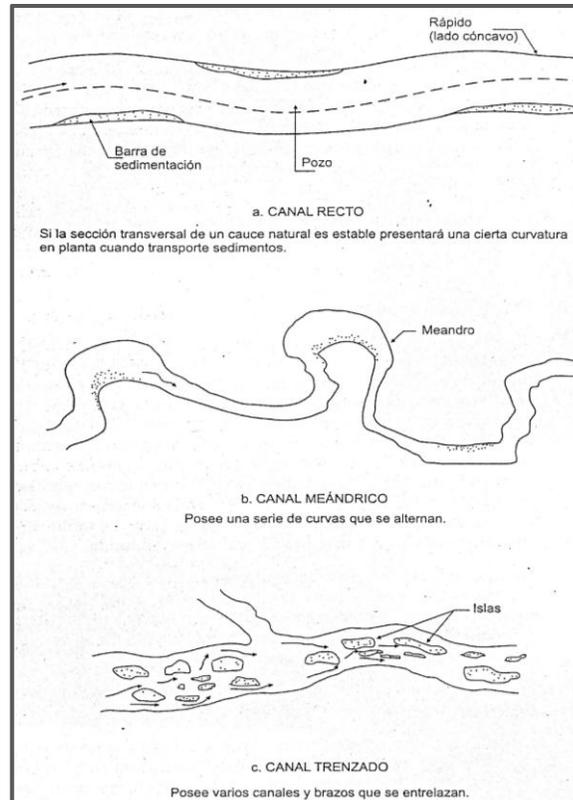
### 2.13 Patrones de cauces

El conocimiento de las formas que adquieren los ríos, las razones por las cuales adoptan cada forma en particular, esto es, el estudio de su dinámica, permiten anticipar los cambios morfológicos generados como resultado de desarrollos urbanos, estudiar la morfología fluvial que los afecta, así como tomar medidas de control de inundaciones para áreas urbanas, o ubicar eficazmente las descargas de los colectores de drenaje en los cursos de agua. En tal sentido, los ríos, variando forma durante su curso, desarrollan patrones que son el reflejo de los ajustes en los gradientes del canal y en la sección transversal, y parecen estar fuertemente controlados por la carga de sedimentos, sus características, la magnitud y la naturaleza del caudal.

La mayoría de los investigadores reconocen tres clases de cauces: rectos, trenzados y meándricos. Los cauces rectos, al ser rígidos en su definición, no se consiguen en condiciones naturales, ya que al transportar sedimentos, tenderán a ser trenzados o meándricos aun considerándose un cauce estable (figura 2.9).

Schumm prefiere definir dos tipos mayores de sistemas fluviales: los de lecho simple y los de lecho múltiple.

Esta última designación se refiere a ríos que fluyen como un sistema distributivo, tal como en una planicie de inundación en las regiones de delta, o en los abanicos aluviales; puede decirse que un río de lecho múltiple está compuesto de varios de lechos simples, y en cada una de estos puede presentarse la condición de cauce recto trenzado o meándricos. Asimismo establece que, por lo general, dentro de los lechos simples, los cauces rectos son de carga de fondo y los meándricos son de carga en suspensión o mixta; los trenzados son de carga de fondo, que en aguas abajo forman islas de sedimentos, algunas de los cuales pueden adquirir cierta permanencia que permite el desarrollo de la vegetación incluso los asentamientos humanos.

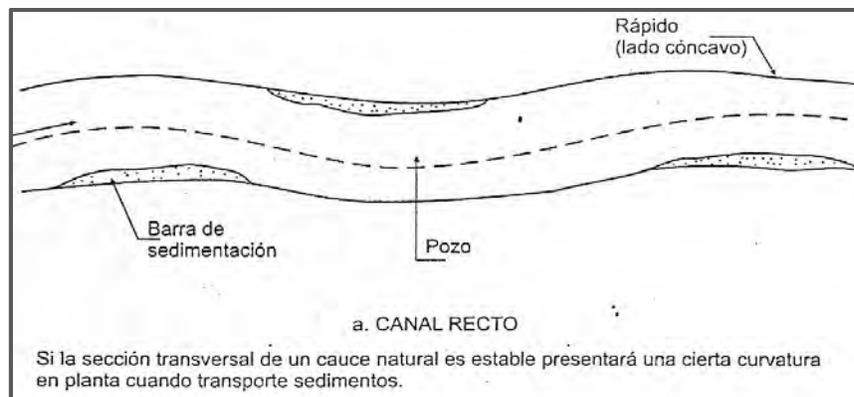


**Fig. 2.9 Patrones de cauces: Configuraciones típicas**  
 Fuente: Rodríguez Díaz, H.A, *Hidráulica fluvial: fundamentos y aplicaciones*

### 2.13.1 Cauces rectos

El cauce recto produce una sinuosidad muy baja en una distancia de varias veces el ancho de la sección transversal del mismo. El fondo del cauce es de todas maneras sinuoso y muestra partes más profundas (pozos), alterando con partes menos profundas donde el flujo tiene mayor velocidad (rápidos). El flujo y los modelos o patrones de posicionales son similares a los de los canales meándricos. Los canales rectos pueden cambiar su posición a causa de acrecimiento o erosión lateral. La erosión se localiza a lo largo de los pozos y la sedimentación ocurre en playones y barras.

Los cauces rectos son poco comunes y existen solo en distancias cortas, por lo general inferiores a diez veces el ancho medio del canal. Cuando un río sigue la traza de una falla muy definida, en terreno montañoso, es probable encontrar tramos rectos de longitud notable.



**Fig. 2.10 Cauces rectos**

Fuente: Hidráulica fluvial, fundamentos y aplicaciones: socavación



**Fig. 2.11 Cauces rectos**

### 2.13.2 Cauces trenzados

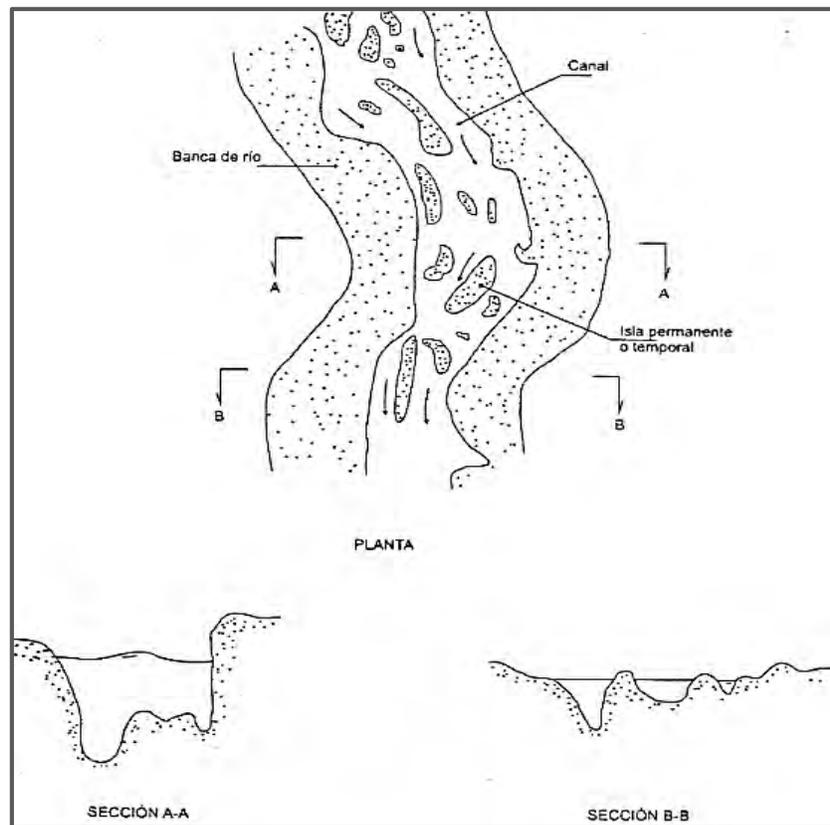
El río con cauce trenzado posee varios canales y brazos que se entrelazan y separan dentro del cauce principal debido a cambios de pendiente longitudinal y transversal, a incrementos bruscos de la carga aluvial durante las avenidas y a la pérdida de la capacidad de transporte de material al disminuir la pendiente o el caudal (Fig. 2.12). Los materiales gruesos se acumulan en barras o puntas que actúan como obstáculos naturales, desviando la corriente hacia uno o ambos lados o taponando brazos. Esto tiene lugar en las crecientes, produciendo inundaciones y el súbito abandono de un canal para ocupar otro. Al bajar el caudal, quedan islas de sedimentos que, con el tiempo pueden convertirse también en islas con vegetación permanente, relativamente hablando.

El trenzado se desarrolla de preferencia en los tramos alto-medio de los ríos y en las corrientes donde se presentan los abanicos aluviales.

Las barras de lecho de los cauces trenzados están conformadas por material arenoso y grava gruesa, y tienden a crecer por adición de sedimentos en el extremo de aguas abajo y en los lados; el extremo de aguas arriba es erosionado en parte. Los materiales que forman las barras son depósitos residuales, es decir, acumulaciones de los tamaños mayores dado que los más finos son llevados por la corriente. Una vez que se forma la isla o barra de lecho puede estabilizarse gracias a la sedimentación de material fino en la superficie durante crecientes y puede cubrirse con vegetación.

Los ríos trezados se caracterizan por tener lechos amplios, rápidos y continuos cambios en la sedimentación y en la posición de los brazos. Su vista en planta puede ser muy diferente en un periodo de tiempo muy corto si los procesos de erosión y sedimentación son muy dinámicos. Un cauce trezado puede recibir la denominación de anastomosado cuando mantiene la condición trezada con varios canales secundarios bien definidos, sinuosos o rectos, principalmente en aquellas zonas casi horizontales que son frecuentes en áreas pantanosas o en la parte emergida de los deltas. En las áreas pantanosas son canales relativamente estables debido a la vegetación y a la presencia de albardones.

En la Fig. 2.12 se puede observar la sedimentación en el cauce que da origen a varios depósitos y canales dentro de su cauce principal. Cauce con un tramo recto, fijado con protecciones marginales.



**Fig. 2.12 Vista general de un cauce trezado**

Fuente: Rodríguez Díaz, H.A, *Hidráulica fluvial: fundamentos y aplicaciones*

A continuación, en la Fig.2.13, se puede observar la sedimentación en el cauce que da origen a varios depósitos y canales dentro de su cauce principal



**Fig. 2.13 Vista general de un cauce trenzado**

### 2.13.3 Cauces meándricos

Un río meándrico es aquel que posee una serie de curvas, meandros o cinturones alternados que le dan al cauce, visto en planta, forma de “S”. El término meándrico tiene origen en el río Buyuk Menderes (que significa “Gran Meandro”), el cual es un río del sur este de Turquía que se une a otro similar más pequeño y que algunos consideran el verdadero meandro. Se conoció en la antigüedad, con su nombre griego, el meandro, e impresionó por la forma zigzagueante de su lecho con amplias curvas, las cuales tomaron este nombre.

En general se puede establecer, como punto de referencia, que un río se considera meándrico o dendriforme cuando tiene su sinuosidad (S) mayor de 1,5, definiendo la sinuosidad como la relación existente entre la longitud del cauce principal (Lt) y la longitud del valle (Lv) por el cual discurre dicho cauce ( $S=Lt/Lv > 1,5$ ). Parece existir cierta relación fundamental entre el ancho de un cauce y el radio de curvatura. Los lechos meándricos poseen depresiones o pozos bien definidos que se conocen como barras de punta y que constituyen la principal característica de la sedimentación fluvial (figura 2.14).

Cauce meándrico con procesos dinámicos intensos. Se observan, producto de esta intensidad, cauces abandonados o madre viejas.



**Fig. 2.14 Cauce meándrico**

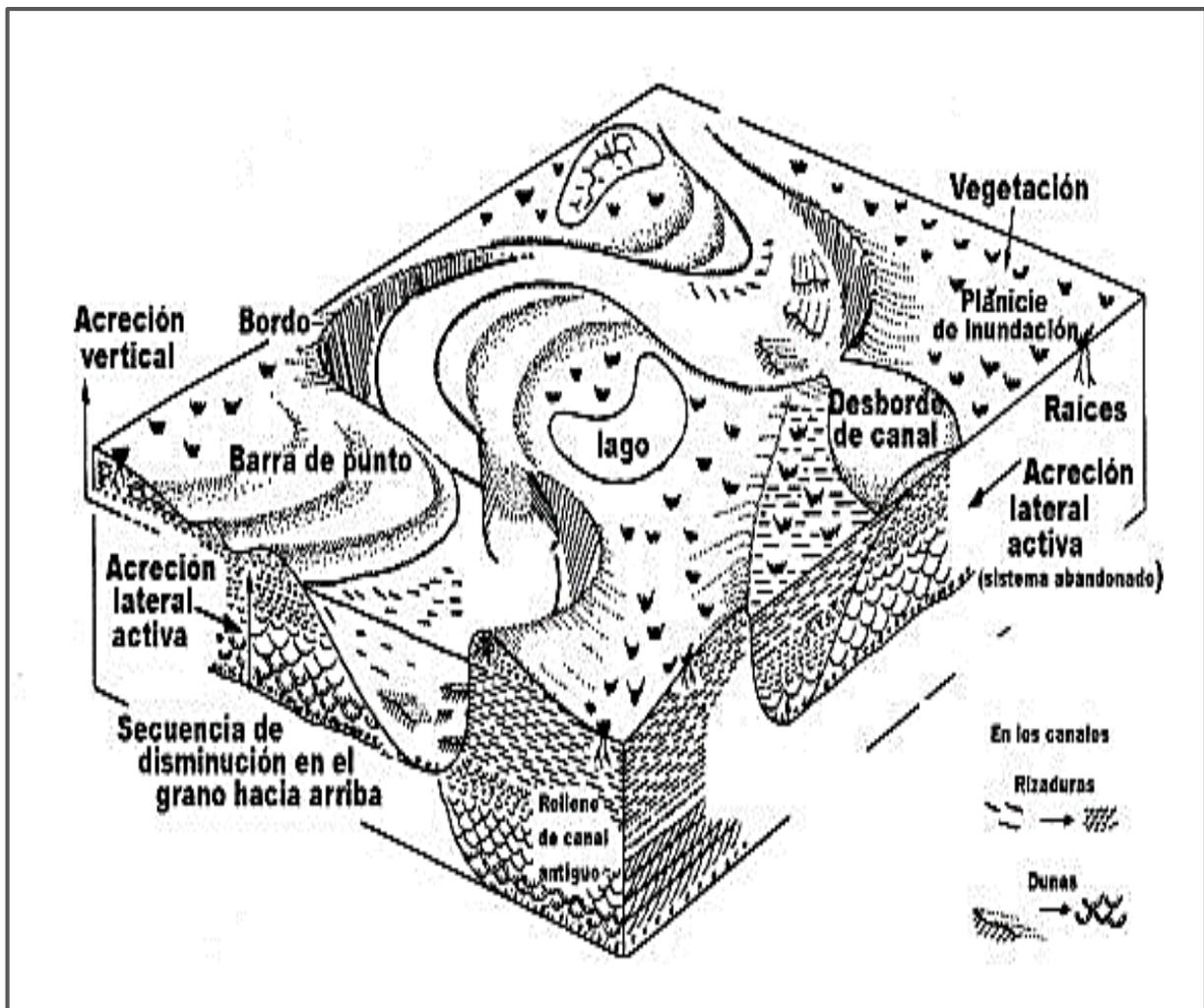
*Fuente: internet*

Aunque los mecanismos de control de los meandros no son muy conocidos, la mayoría de los investigadores consideran la circulación helicoidal como el factor más importante en el proceso de sedimentación en los meandros.

Los ríos en sus tramos inferiores son meándricos por lo general, pero si están fuertemente cargados con sedimentos y tienen altos caudales que presentan trezamiento, aun cuando el material del lecho sea fino.

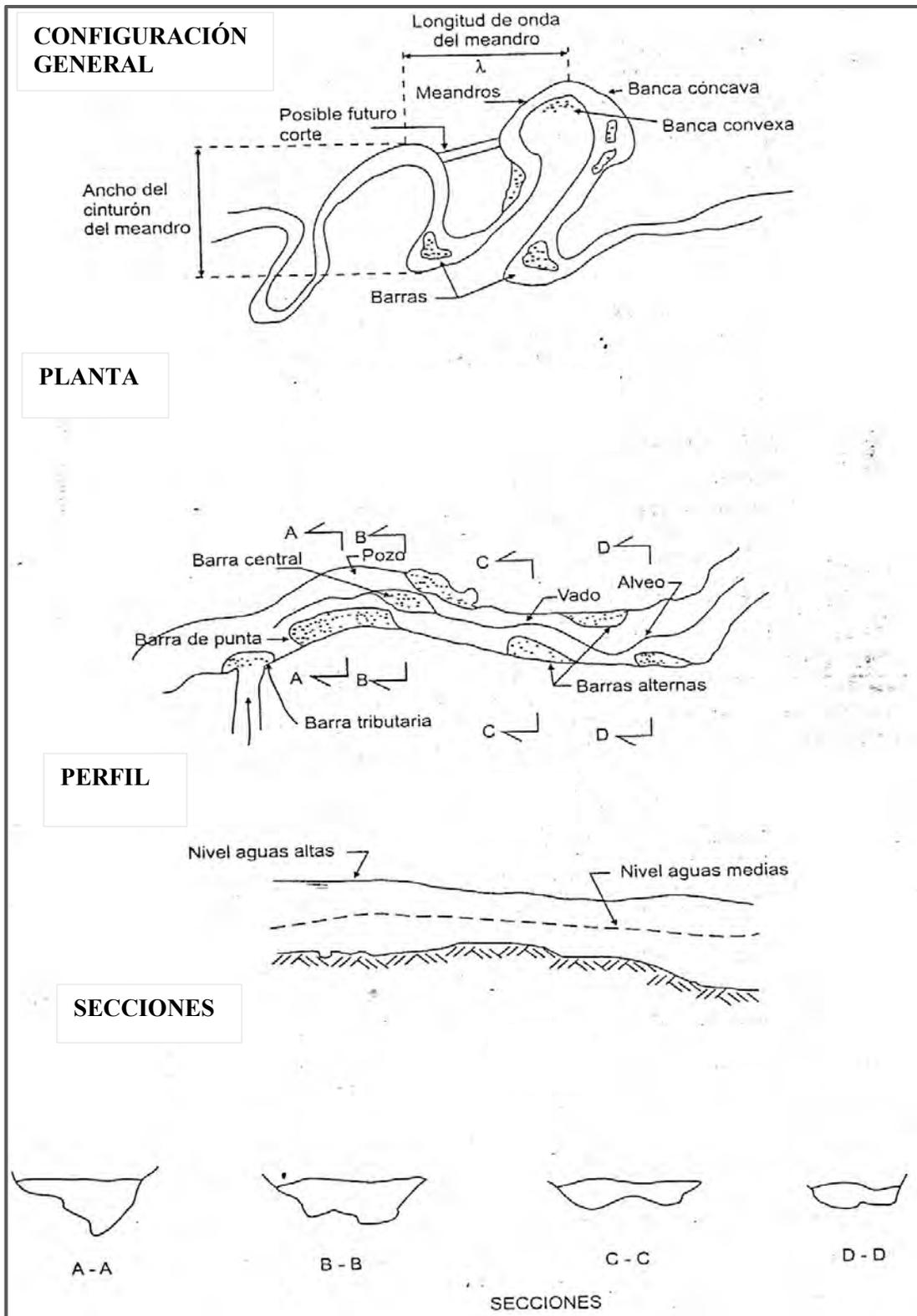
Los meandros pueden migrar hacia aguas abajo o aumentar el tamaño de cada curvatura hasta producir su corte. Estos tipos de cambios en el patrón de los meandros pueden ocurrir simultáneamente en el mismo sitio específico.

En su evolución, el meandro incrementa la longitud de la corriente y consecuentemente reduce la pendiente longitudinal, pero en ese proceso de cambio ajustará la pendiente media del tramo a la pendiente del valle por el cual discurre. La configuración y geometría de un canal meandriforme se obtiene a través de los procesos de erosión y sedimentación.



**Fig. 2.15 Geometría de un canal meandriforme**

*Fuente: Internet*



**Fig. 2.16 Cauce meándrico característico**

Fuente: Rodríguez Díaz, H.A., *Hidráulica fluvial fundamentos y aplicaciones socavación*

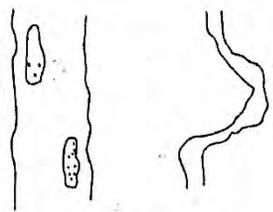
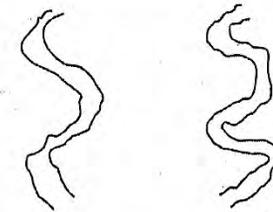
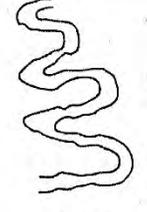
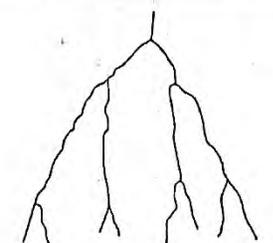
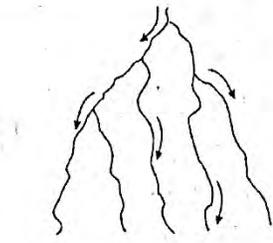
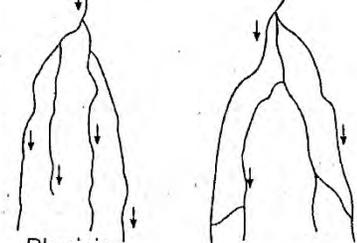
Cuando se presentan meandros en corrientes que discurren sobre material aluvial sin controles geológicos se puede observar que cuando se presentan flujos altos se erosiona la banca cóncava (exterior de la curva) y el lecho se profundiza. Al mismo tiempo, el material erosionado se deposita aguas abajo, formando una barra de punta en el siguiente cinturón en la zona de la orilla convexa.

En la fig. 2.17 se muestran las clasificaciones y características de los cauces que se han presentado, así como algunos de los criterios geométricos empleados para ayudar en su definición. Igualmente, en el cuadro 2.2 se presenta la clasificación de cauces aluviales de Schumm. Esta clasificación se basa en gran medida en la carga de sedimentos porque, a partir de esta, se determina la estabilidad del cauce, el perfil y la sinuosidad. Se definen tres clases de canales: estables, erosionados y sedimentables, estableciéndose tres subclases con base en el modo predominante del transporte de sedimentos, carga de fondo, carga mixta y carga en suspensión.

**Tabla 2.2 Clasificación de cauces aluviales de SCHUMM**

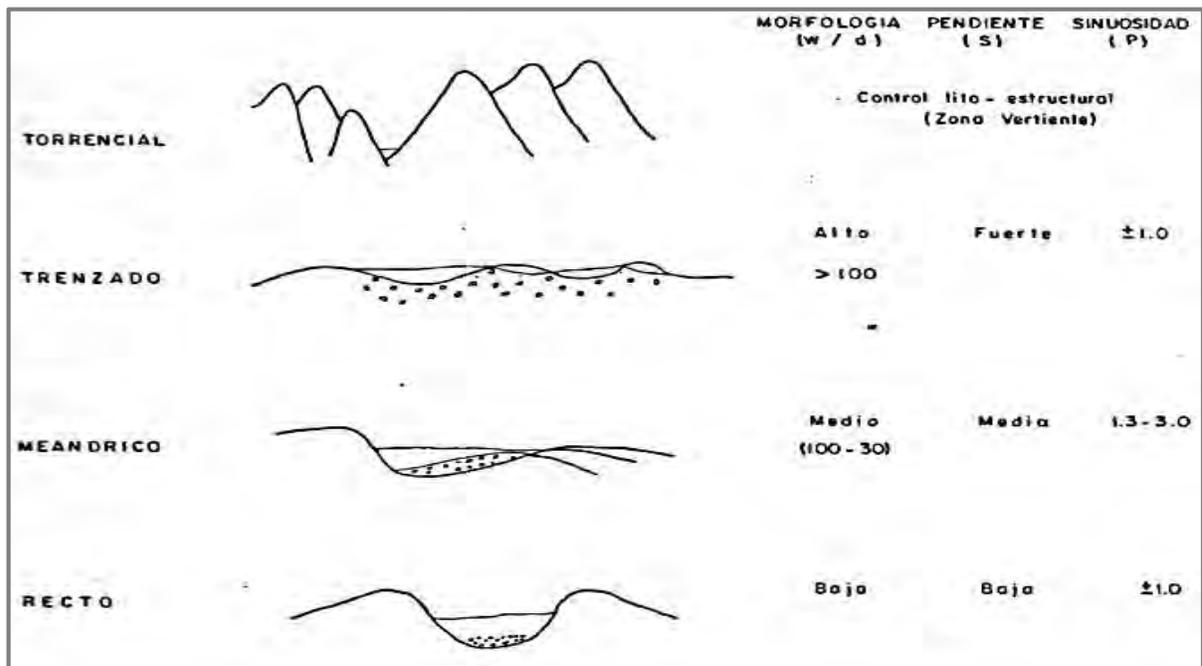
CLASIFICACION DE CAUCES ALUVIALES DE SCHUMM					
Modo de transporte de sedimentos	M%	C%	Estabilidad del Cauce		
			Estable	En sedimentación (Exceso de carga)	En erosión (Deficiencia de carga)
Suspendida, carga del 85% al 100%	100	<3	Relación ancho/profundidad < 7	La mayor sedimentación en las márgenes causan estrechamiento del cauce; la sedimentación en el fondo es menor al comienzo del proceso	Predomina la erosión en el fondo del lecho; el ensanche del cauce es menor al comienzo del proceso.
			Sinuosidad > 2.1		
			Pendiente del canal: moderada		
Carga Mixta; carga suspendida del 65% al 85%; carga	30	3 - 11	Relación ancho/profundidad > 7	Al comienzo mayor sedimentación en las márgenes y avanzado el	Comienza por erosión del fondo, seguida por una ampliación de
			Sinuosidad < 2.1, >1.5		
			Pendiente del canal: moderada		
Carga de fondo; el 35% al 70%	0	>11	Relación ancho/profundidad > 2	Sedimentación en el lecho y formación de islas.	Poca erosión del fondo predominante
			Sinuosidad < 1.5, >1.0		
M = Porcentaje de Limo - Arcilla en el perímetro del cauce (%)					
C = Relación entre la carga de fondo y la carga total (%)					

Fuente: [http://transportesedimentos.tripod.com/esp/pagina\\_nueva\\_16.htm](http://transportesedimentos.tripod.com/esp/pagina_nueva_16.htm)

MORFOLOGÍA		TIPO DE CAUCE	CARGA DE FONDO	CARGA MIXTA	CARGA EN SUSPENSIÓN
		CANAL SIMPLE	Forma del cauce	Trenzado	Meándrico
Relación ancho/profundidad	60		25	8	
CANAL MÚLTIPLE	PATRÓN DEL CANAL				
	Sinuosidad	1,0      1,1	1,4      1,7	2,5	
CANAL MÚLTIPLE	PATRONES				
	Asociaciones	Abanico aluvial	Llanura de inundación	Planicie aluvial      Delta	

**Fig. 2.17 Morfología y clasificación de cauces aluviales con relación a la carga de sedimentos**

Durante los años sesenta y setenta, Schumm y sus colaboradores evaluaron el papel de la carga de sedimentos y la pendiente en la morfología de los cauces. Comprobaron con ensayos de laboratorio que un incremento en la carga de sedimentos conduce a una metamorfosis de los cauces, de rectos a meándricos” y si se incrementa aún más la carga de sedimentos, se llega finalmente a los cauces trenzados. A lo largo de esta transformación, la relación de anchura-profundidad ( $w/d$ ) se incrementa progresivamente hasta alcanzar coeficientes mayores de 100. Sus ensayos de laboratorio demostraron también que existe una relación directa entre pendiente y sinuosidad. Vale la pena señalar que las relaciones entre pendiente, sinuosidad y  $w/d$  (ancho medio/profundidad) sólo se definen para los ríos aluviales, pues los ríos torrenciales están bajo un control lito estructural, a medida que se reduce la pendiente ( $S_q$ ) aumenta la sinuosidad ( $S$ ), hasta alcanzar un umbral máximo donde la sinuosidad ( $S$ ) vuelve abruptamente a la unidad. Este cambio ocurre en la transición morfodinámica entre ríos meándricos y trenzados



**Fig. 2.18 Dinámica fluvial – morfología – pendiente – sinuosidad**

Fuente: Rodríguez Díaz, H.A, *Hidráulica fluvial: fundamentos y aplicaciones*

## 2.14 Morfología de los ríos de vertiente

Sobre las vertientes o cabeceras de las cuencas, se desarrollan tres procesos fundamentales:

- La profundización de los cauces
- Los movimientos en masa sobre las laderas
- La erosión hídrica superficial

Los ríos de vertiente se han clasificado por lo regular como ríos de alta velocidades o torrenciales, dominados por los controles geológicos, y en los que los caudales líquidos y los sedimentos transportados se generan en la parte alta de la cuenca.

Como tales los ríos torrenciales presentan cauces generalmente bien definidos, entallados y profundizados (con capacidad para trasportar todo el aporte de sus cuencas) y sus cauces están limitados por la roca subyacente, por lo que sus orillas son poco variables. En estas condiciones los procesos de las laderas son fundamentales para la dinámica fluvial, ya que determinan el aporte de sedimentos y la escorrentía de la vertiente.

Aunque los procesos están asociados, los movimientos en masa y la erosión superficial son los que aportan mayor carga de sedimentos a los cauces y afectan la hidráulica de los ríos de aguas abajo. La gama de los tipos de remoción en masa es amplia y va desde flujos con material hasta los sedimentos y desprendimientos con medio o bajo contenido de agua, respectivamente (Carson Y Kirby, 1972). A continuación se aprecia que a medida que aumenta el contenido de agua, más fluidos son los movimientos en masa, tales como flujos y solifluxión (figura 2.19).

La complejidad de los procesos dinámicos se destaca en las zonas de las vertientes, donde los deslizamientos pueden desencadenar represamientos de los cauces y aludes torrenciales que afectan las zonas bajas.

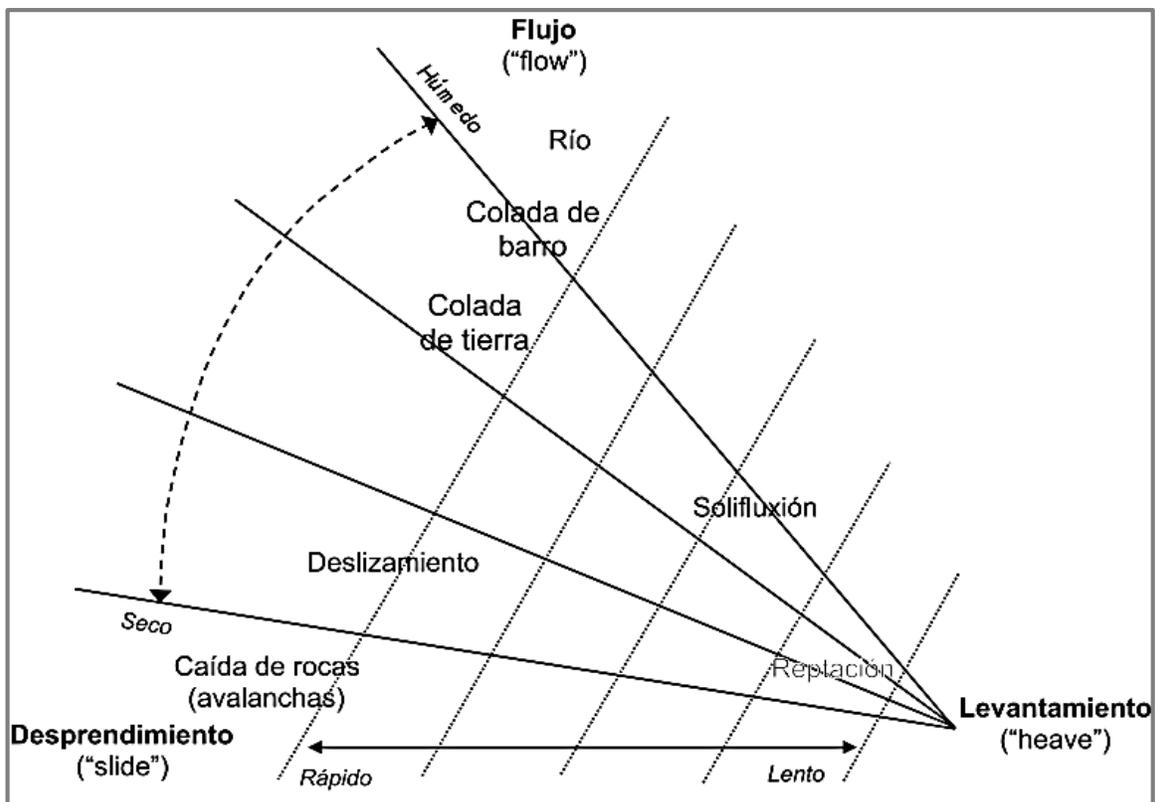


Fig. 2.19 Clasificación de los procesos de remoción en masa en los ríos de vertiente (Carson y Kirby, 1972)

Tal como se aprecia en la figura 2.19, en el caso de los deslizamientos se presenta el desplazamiento sobre una pendiente, que en general es alta en la zona vertiente, de una masa de tierra o roca. En la zona vertiente cumplen un papel trascendental las altas pendientes de la zona, pero variables como la clase de suelo o roca, el grado y orientación de fracturas, las características de la precipitación, la actividad humana y la erosión son esenciales en el desarrollo de estos fenómenos.

Un evento de gran magnitud y de baja frecuencia, como un sismo o una precipitación de altísima intensidad, puede disparar los movimientos en masa sobre un porcentaje alto de las laderas.

El análisis integral de la geomorfología de las vertientes puede dar bases sobre la historia evolutiva de la cuenca y los procesos dinámicos asociados. En la figura 2.23 se aprecian variaciones morfológicas en la ladera típica de la Cordillera Central Colombiana que reflejan cambios en los procesos erosivos, donde la soliflucción predomina en las pendientes moderadas y los deslizamientos están presentes en sectores con una pendiente más fuerte.

Los deslizamientos se clasifican de acuerdo con el tipo de movimientos de la masa en basculamiento, caídas o desprendimientos, deslizamientos propiamente dichos que pueden ser rotacionales o trasnacionales, separaciones laterales, flujos y movimientos complejos. Asimismo, el fenómeno se presentará sobre roca o sobre suelo.

Los deslizamientos por basculamiento se presentan cuando existe rotación alrededor de un punto o eje de una masa de suelo o de roca. Esta masa se desplaza hacia adelante (hacia fuera del talud) y el punto de rotación está por debajo del centro de gravedad de la masa desplazada. Es posible que estos movimientos por basculamiento sean consecuencia de agua acumulada en grietas de la roca o del empuje del material ubicado arriba del sitio de la falla. En tal clase de movimiento, el material comprometido cae libremente o puede deslizarse; dependiendo de su geometría o de la configuración general de la superficie de falla.

Las caídas corresponden a un desprendimiento de roca o de suelo en una ladera cuyo talud es muy empinado y en el que no existe contacto con el terreno no alterado. Los bloques desprendidos tienen una caída libre inicial y luego saltan y ruedan. El movimiento ocurre muy rápido o extremadamente rápido.

En aquellos casos en los que se registra socavación en la pata de un talud o un escarpe y se presentan caídas de material previamente, se producen básculamiento que separa el material que caerá del material no perturbado.

Un deslizamiento como tal se presenta cuando sobre el talud de una ladera hay un movimiento de una masa de suelo o roca. Su movimiento ocurre a lo largo de la superficie de falla del talud y tiene poco espesor. Antes del deslizamiento se puede presentar grietas en la superficie de talud sobre el que se desarrolla el movimiento. El material desplazado se depositará más abajo del punto final de la falla y formará un ángulo menor que el ángulo de la superficie fallada.

En los deslizamientos trasnacionales el movimiento se realiza sobre una superficie de falla plana o ligeramente ondulada, y la masa se superpone a la superficie original del terreno. La superficie de falla es coincidente en las discontinuidades del material, tales como contactos de roca y material residual, fallas o planas de estratificación.

Cuando el material tiene alto contenido de humedad, en el deslizamiento de traslación, la masa puede llegar a fluir.

Los deslizamientos rotacionales se desarrollan sobre superficies cóncavas; el material desplazado tiene pocas deformaciones. Las superficies de falla en parte la superior es prácticamente vertical, razón por la cual existe la posibilidad de movimientos posteriores que

ocasionan la retrogresión del movimiento a la altura de la corona. En este tipo de deslizamientos el agua cumple un papel fundamental, ya que el material saturado facilita el movimiento sobre la superficie de falla y lo hace permanente hasta que se consiga una pendiente suficientemente baja.

Los deslizamientos sobre suelos cohesivos pueden ocurrir a partir de la separación de una franja longitudinal de material más blando, producto de la licuefacción de este material; y se conocen tan bien como separaciones laterales. Tales deslizamientos son comunes en los terraplenes de las vías y se manifiestan inicialmente con una línea longitudinal sobre el pavimento.

Dentro de la clasificación de los deslizamientos, los flujos de material corresponden a movimiento de material con un elevado contenido de humedad que se desplaza como un fluido altamente viscoso, se conoce como soliflucción si el material es arcilloso o flujo de detritos si existe alto contenido de material granular medio o grande.

Estos movimientos pueden alcanzar velocidades muy altas por el aumento de la humedad y la pendiente del terreno sobre la cual se desarrolla, por lo que toman el nombre de avalanchas. Los estudios sobre deslizamientos y áreas vulnerables a movimientos en masa se realizan sobre la base de un análisis espacial que tiene un soporte cartográfico, de tal manera que toda la información disponible y la elaboración de mapas y modelos puedan conformar un sistema de información geográfica a partir del cual es posible hacer el control, la evolución y la gestión. En el desarrollo de este sistema es necesario evaluar los factores condicionantes de la inestabilidad, tales como el clima, las características de las precipitaciones, el tipo de material, la pendiente del terreno, el uso del suelo y la vegetación, para poder establecer el grado de correlación con los diferentes movimientos del terreno en la superficie estudiada y de esta manera, realizar una descripción de acuerdo con su tipología, materiales, actividad y fase de desarrollo.



**Fig. 2.20 Deslizamiento por basculamiento en un material con cierta plasticidad**

*Fuente: Internet*

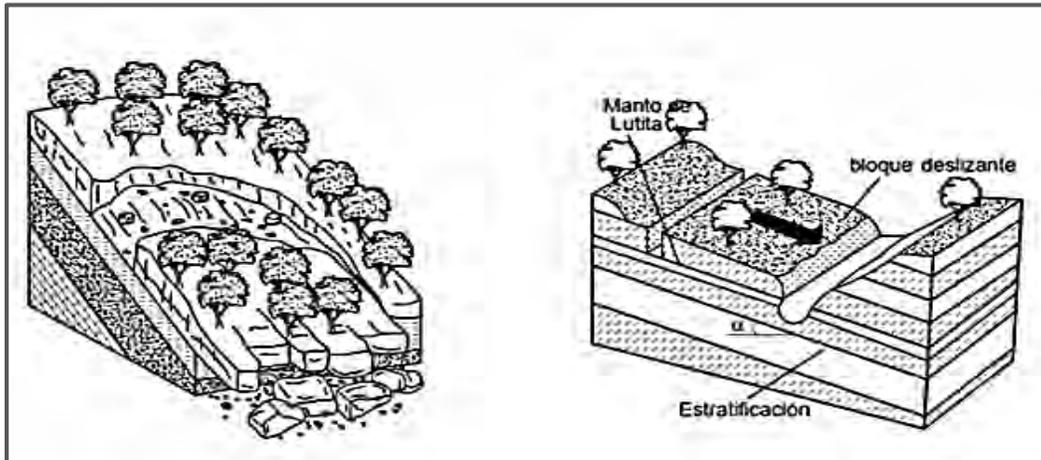


Fig. 2.21 ejemplos de deslizamientos de traslación

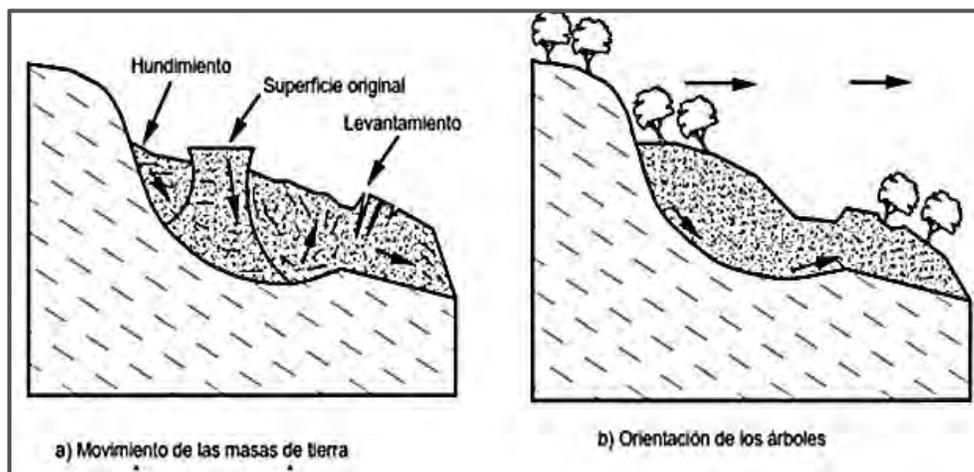
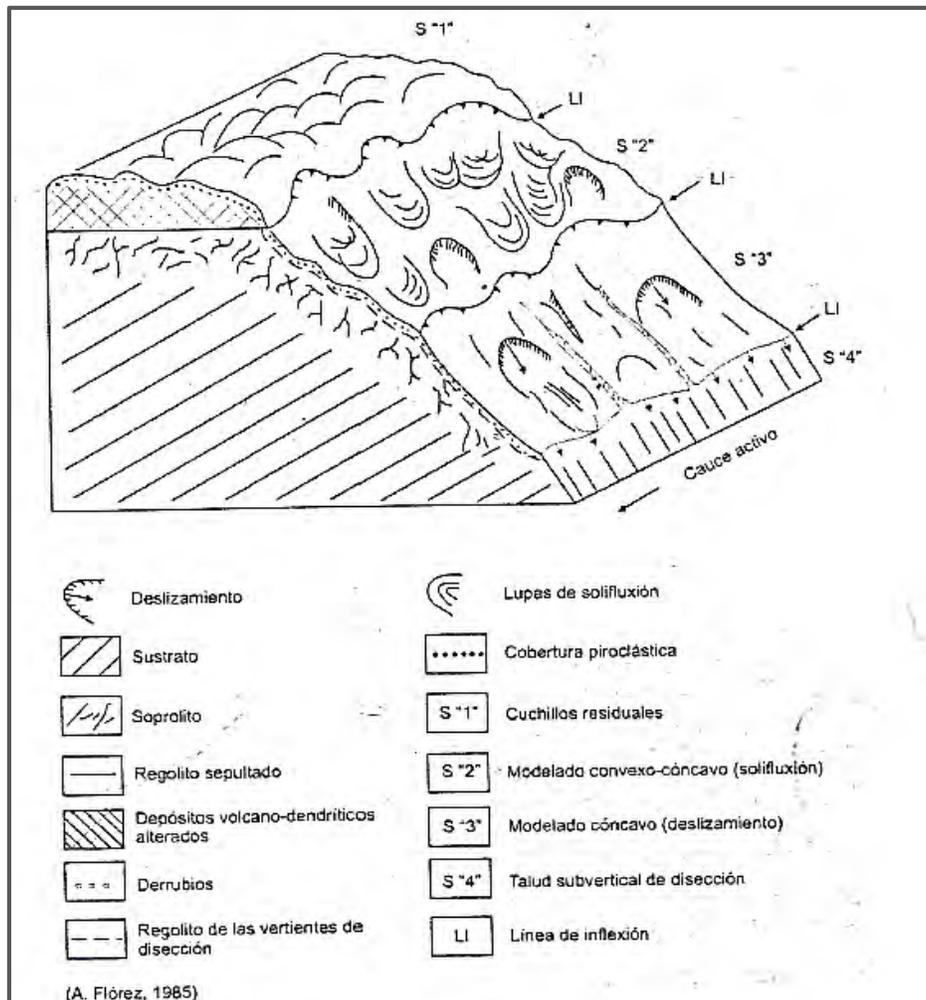


Fig. 2.22 ejemplos de deslizamiento rotacional



**Fig. 2.23 Variaciones morfológicas típicas de laderas asociadas con la pendiente: Cordillera central Colombiana (A. Flores, 1985)**

## 2.15 Morfología de los ríos aluviales

### 2.15.1 Piedemonte

Sobre el piedemonte se destaca la presencia de abanicos y terrazas aluviales, depósitos temporales de los sedimentos fluviales (Leece, 1990; Bull, 1977).

Los abanicos en ríos divagantes presentan sistemas fluviales con agradación activa, debido a que el aporte de sedimentos es mayor que la capacidad que tiene el río para trasportarlos. Este proceso se puede observar en el piedemonte llanero colombiano en el abanico del río Ariai (figura 2.24) o también se puede observar en el piedemonte Himalaya de la India, en el abanico del río Kosi, gracias a los decimonoveno levantamientos efectuados durante la colonia inglesa y los levantamientos realizados últimamente, que registran la divagación del río durante dos siglos y la sedimentación de la llanura en épocas recientes.

Los abanicos y terrazas disectadas corresponden a antiguos periodos de acumulación, actualmente inactivos. Estos cambios en el comportamiento fluvial a través del tiempo se han atribuido, según varios especialistas, a factores climáticos y tectónicos. El análisis de estas

geomorfias permite reconstruir la dinámica de la superficie de la tierra y predecir los procesos activos en el futuro inmediato.

Los procesos de sedimentación en los abanicos aluviales se inician cuando el río pierde parte de su competencia para transportar el material de su cauce al salir de la parte de la cuenca en los valles confinados. Se genera entonces un flujo de corrientes que produce depósitos de sedimentos en múltiples cauces, dando origen a depósitos laterales continuos de gravas, arenas y limos. Si durante el movimiento de material no existe aporte de finos, se conforman depósitos lobulares de grava gruesa.

Dependiendo de la hidrología de la zona y debido a las características topográficas de la zona próxima al abanico aluvial, se pueden presentar flujo de detritos, flujo de lodo y deslizamientos.

Asimismo, tal zona está afectada a menudo por movimientos sísmicos y actividad tectónica. Dicha actividad tiene el doble efecto de provocar deslizamientos de las montañas cercanas, con el consecuente represamiento de ríos, como también la modificación del perfil hidráulico de los ríos (Schumm, 1986). Este último efecto de modificación del perfil hidráulico puede inducir la colmatación de cauces en el bloque hundido, o en el proceso inverso de entalle o incisión sobre el bloque levantado dentro del marco tectónico de deformación (Duchi, 1985). En planta, los abanicos aluviales tienen una forma cónica, con un sistema de drenaje sinuoso bien desarrollado. Su perfil longitudinal desde la cabecera del abanico, hasta el final es cóncavo hacia arriba. Trasversalmente, el perfil es convexo. Al realizar una zonificación del abanico se puede distinguir una zona alta, denominada “abanico próxima”, donde se presentan las pendientes más altas y, por consiguiente, los sedimentos depositados son los más gruesos. Hacia la parte media, “abanico medio”, disminuye fuertemente la pendiente, los canales en profundidad son más pequeños y, por tanto, el sedimento depositado corresponde a material de tamaño intermedio. Hacia la parte final del abanico, en la base, la pendiente longitudinal es la más baja, los sedimentos depositados muy finos y los canales bastante pequeños y poco desarrollados.



**Fig.2.24 Piedemonte**

*Fuente: Internet*

### 2.15.2 Llanura de inundación

La llanura de inundación corresponde a las regiones planas y amplias sujetas a la dinámica de los ríos y las inundaciones periódicas. Su morfología compleja resulta de la migración lateral de los ríos principales y los procesos de desborde, que aportan agua y sedimentos a la llanura. Estos dos procesos donantes generan un paisaje compuesto por cinturones meándricos, diques aluviales y cubetas de inundación o bacines. Las lagunas y ciénagas se encuentran comúnmente asociadas a este ambiente, como mecanismo natural de amortiguación de los caudales máximos. Los caños conectores entre el sistema fluvial principal y las ciénagas presentan frecuentemente un flujo y un reflujo, hacia las ciénagas en caudales picos y hacia los ríos durante caudales mínimos

Las llanuras de inundación no son sistemas estáticos ni estables. Poseen una cantidad importante de sedimentos no consolidados que tienen la posibilidad de moverse fácilmente, sobre todo durante los periodos de crecida o aguas altas hacia otros sitios para conformar nuevos depósitos. En estos movimientos el río puede cambiar su curso e ir de un lado a otro dentro de la llanura de inundación, con lo cual las formas de la superficie son cambiantes.

Igualmente, se presentan cauces abandonados o paleo cauces sobre la llanura, resultado de cambios bruscos (es decir, la relocalización del cauce sin cambios transicionales) de cauce, proceso que se conoce también como avulsión (Schumm, 1977), es decir la traslación de un cauce a otro sector sin una migración lateral, como ocurre en los ríos meándricos. El proceso de avulsión se genera básicamente por la búsqueda de un camino más corto y de mayor pendiente.

Esta dinámica produce una morfología de cubetas de inundación y diques aluviales de cauces activos y paleo cauces, fenómeno que se registra, por ejemplo, en la zona de Cerete, valle del Sinú, Córdoba, sitio en el cual el curso del río cambió bruscamente.

El ancho de una llanura de inundación está en función del caudal del río, pendiente longitudinal del valle y del cauce, de las características geológicas y de la tasa de erosión. Las llanuras de inundación son propias de la pared media y final de la cuenca y no de su parte alta, puesto que en esta zona los caudales son relativamente pequeños, las pendientes del terreno y las tapas de profundización del cauce son bastante altas y el terreno está conformado en general por material rocoso.

En general estas llanuras de inundaciones resultan de la interacción de tres factores:

- Desborde de los ríos
- Encharcamiento por lluvias locales.
- Escorrentía lateral proveniente de las laderas cercanas.

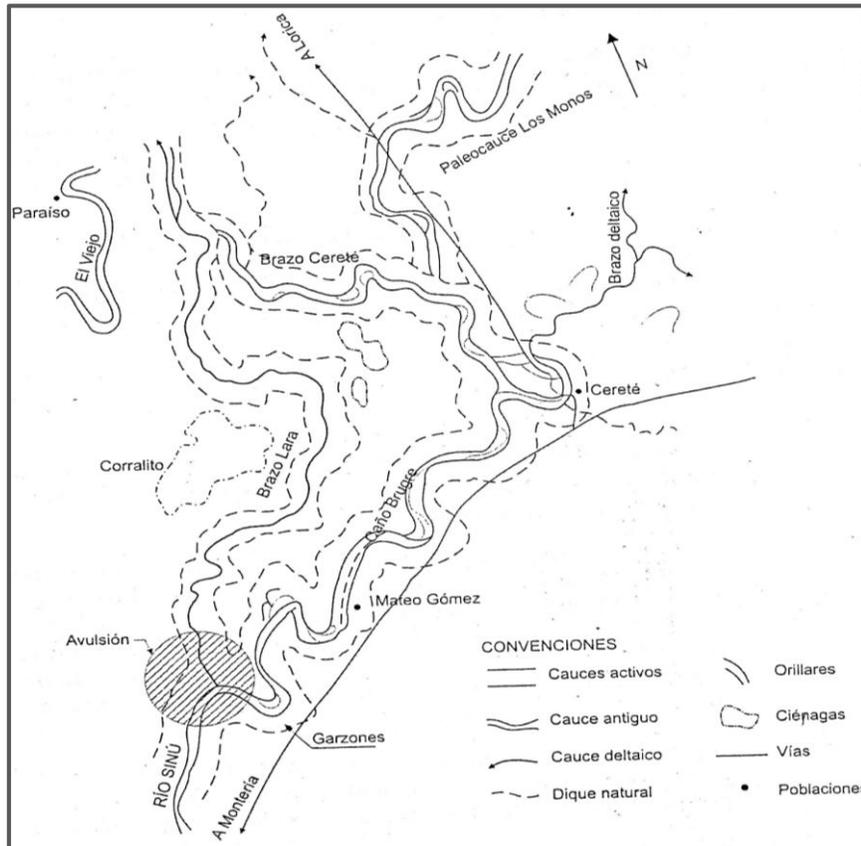
En los procesos dinámicos de las llanuras de inundación hay que tener en cuenta también los procesos dinámicos desarrollados en las zonas bajas de los ríos asociados a los deltas. Los cambios bruscos de cauce, o avulsión, son comunes en estos ambientes litorales o deltaicos. El caso del cambio del delta del río Sinú (Colombia) es un buen ejemplo en el que la erosión costera y la evolución del cauce, a consecuencia de mayor energía para el transporte de agua y sedimentos, provocaron el abandono del antiguo delta de Cispata y su avulsión hacia el delta de Tinajones en el año 1938. En muchos casos presenta una interacción compleja, como puede ser el caso de la erosión litoral.

Dada la complejidad de este fenómeno, se requiere una comprensión detallada con base en la reconstrucción geomorfológica. Pueden estar presentes los siguientes elementos morfo dinámicos:

- Cauces activos
- Diques aluviales o albornoces
- Cubeta de inundación
- Cauces abandonados o paleo cauces
- Terrazas aluviales
- Laderas laterales del valle
- Afluentes secundarios

Tal como se ha presentado anteriormente, la mayoría de los autores distinguen tres tipos básicos de ríos aluviales: trenzados, meándricos y rectos (Schumm, 1977). En realidad, estos tienen un sinnúmero de formas transicionales en función de su sinuosidad, presencia de islas y bifurcación de sus brazos (Brice, 1975). Adicionalmente, algunos autores agregan ríos anastomosados, cuando se requiere referir a aquellos que registran permanentes variaciones dentro del cauce, que tal vez sean trenzados.

En la figura 2.25 podemos ver que el río en la zona achurada cambio bruscamente su curso hacia la izquierda. Pasó de desembocar en el mar Caribe en la ciénaga de Cispata al nuevo delta de Tinajones ubicado al occidente de la desembocadura original.



**Fig. 2.25 Río Sinú, Colombia:  
proceso de avulsión en el sector Garzones (Cerete, Córdoba)**

En el caso particular de los diseños de obras longitudinales, como las obras viales, por ejemplo, se analizan las características de sinuosidad, islas y la relación ancho/profundidad (w/d) como parámetros básicos de la morfología de los ríos aluviales ya que pueden determinar el ancho de la franja que puede resultar comprometida por la dinámica del cauce. La sinuosidad(S) se definió como la relación entre la longitud del cauce principal (Lr) y la longitud del valle (Lv) en el mismo tramo. Este parámetro también puede definirse como a la relación entre la pendiente del valle (Sr) y la pendiente del cauce así:

$$S = \frac{Lr}{Lv} = \frac{Sr}{Sv}$$

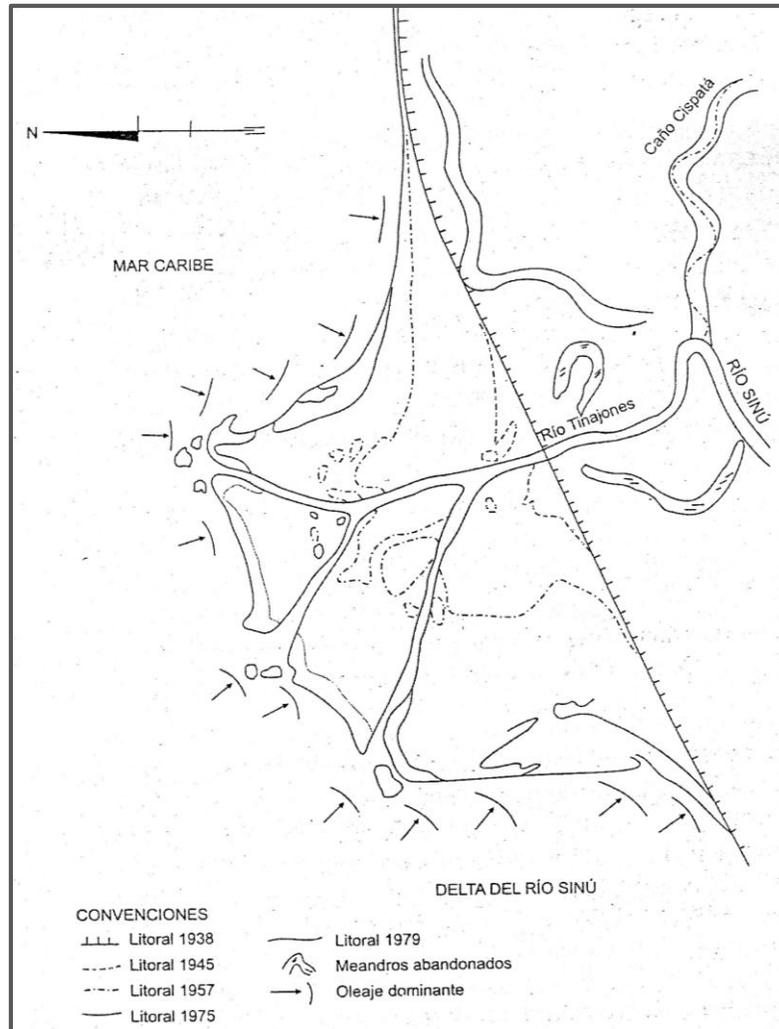
Cuanto más sinuoso o meándrico sea el río, más alto será este coeficiente. En cambio, un río muy recto tendrá una sinuosidad aproximadamente igual a 1.

La presencia de islas en un río es otro parámetro importante en la morfología de su cauce, relacionada por lo general con la carga de fondo. La presencia frecuente de islas y barras de sedimento suelto se relaciona comúnmente con ríos trenzados e índice en la estabilidad del cauce. Este último aspecto puede analizarse mediante la utilización de fotografías aéreas de épocas diferentes y observaciones de campo.

Algunos autores han cuantificado estas variables por medio de la definición del grado de trenza miento o porcentaje del tramo ocupado por islas con respecto a la longitud considerada del río (Brice, 1975).

Igualmente, se han definido el grado de multibrazos como la relación entre la longitud de islas grandes y estables con brazos independientes y la longitud del río. Valores típicos de estos parámetros se presentan más adelante (Fig. 2.27).

La morfología de la sección transversal del cauce (F) contribuye también a dar información básica sobre la dinámica del sistema fluvial en función del ancho (W)



**Fig. 2.26 Crecimiento deltaico del Sinú Colombia (1938-1979):**  
**Véase crecimiento del delta en la nueva desembocadura del río a partir de 1938**

Y la profundidad promedio ( $d$ ), así

$$F = \frac{w}{d}$$

Los ríos trezados presentan coeficientes altos, generalmente por encima de 100; los ríos rectos tienen coeficientes menores de 30 los ríos meándricos muestran una situación intermedia.

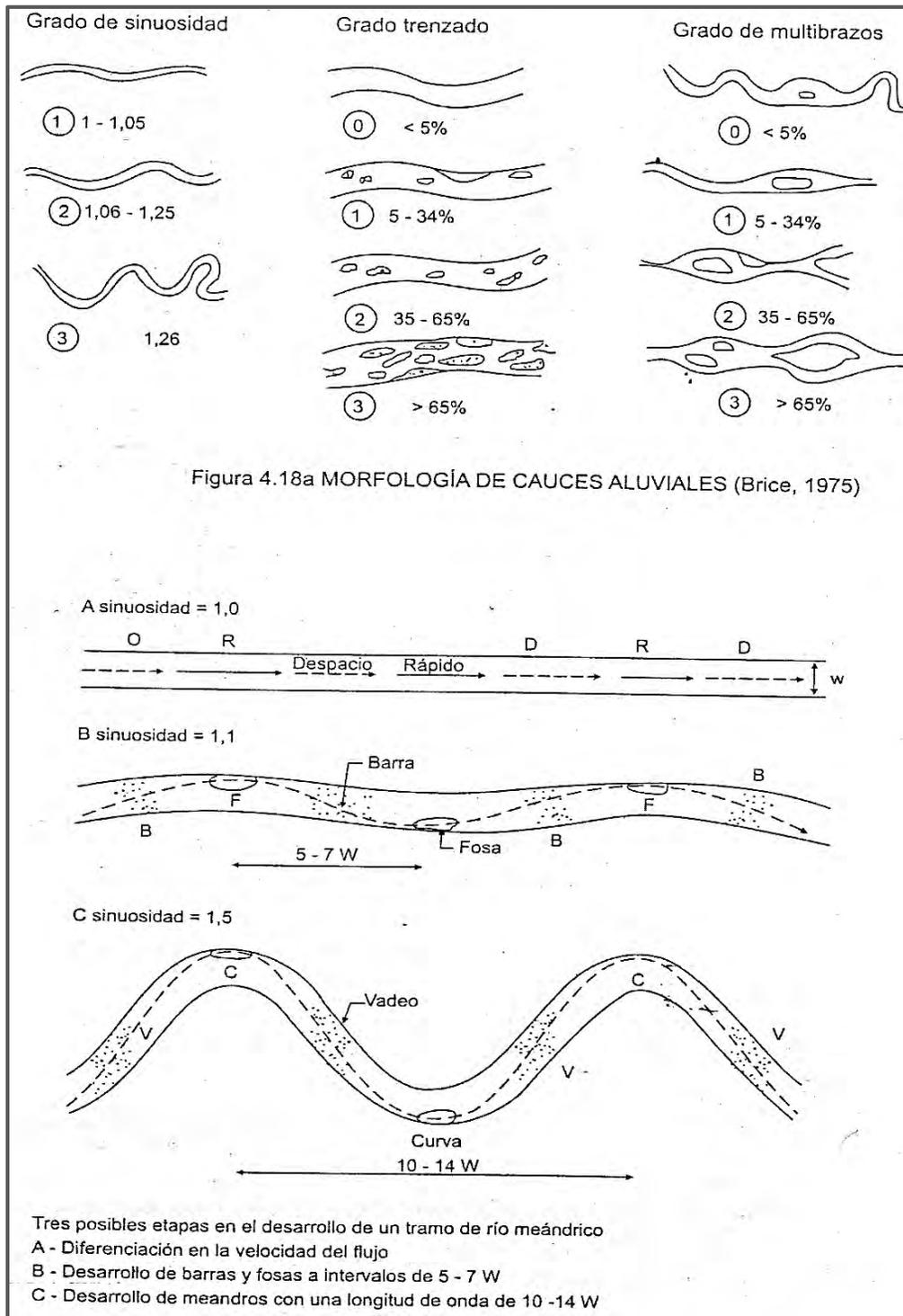


Fig. 2.27 Morfología de cauces aluviales según Brice: sinuosidad, trenzamiento y brazos



**Fig. 2.28 Llanura de inundación**

## **2.16 Transporte de material en cauces aluviales**

El transporte de materiales sólidos por una corriente se produce principalmente de tres formas:

### **2.16.1 Suspensión**

Los materiales siguen los mismos movimientos del agua y se desplazan a igual velocidad. Por lo general, se trata de partículas finas, tales como limos y arcillas, que se depositarán por gravedad solo cuando el agua tiene un flujo muy lento o se estanca. Vale la pena mencionar el transporte en disolución, aunque su volumen puede ser muy pequeño.

### **2.16.2 Saltación**

Las partículas se desplazan por saltos sucesivos discontinuos. Este tipo de transporte concierne a las arenas en régimen fluvial y a las gravas y cantos en régimen torrencial. Al contrario de la forma anterior de transporte, este es individual y no en masa.

### **2.16.3 Tracción o arrastre**

Transporte en masa para cualquier tamaño de materiales. Ocurre para material de tamaño grande únicamente en crecidas fuertes, donde todos los materiales se han transportado juntos, mezclándose los tamaños; esto sucede específicamente en las fuentes superficiales de régimen torrencial. El transporte por arrastre se realiza por acción del esfuerzo cortante generado por la corriente sobre las partículas de sedimento.

A partir de la medida de los transporte de los sedimentos en los cauces, es posible calcular la pérdida de suelo en una cuenca; sin embargo, se presentan varias dificultades. En primer lugar, la realización de las mediciones lleva tiempo, resulta cara y su precisión puede ser baja incluso si se dispone de información sobre el movimiento, pues no se sabe de dónde procede el suelo y cuándo se inició el movimiento.

Los estimativos pueden dar buenos resultados cuando se definen periodos largos de tiempo (años) y no se esperan cambios importantes en la cobertura vegetal. En cualquier caso, resulta útil hacer comparaciones del movimiento de material en los cauces naturales, o en diversos periodos del año, o de cuencas hidrográficas en las que se presentan diferentes usos de la tierra y modificaciones en esto, teniendo en cuenta que es necesario contrastar la información para hacer confiables los datos obtenidos.

Cuando se intenta establecer una relación entre la cantidad del sedimento transportado que se mide en las corrientes y la magnitud de la erosión, dentro de la cuenca hidrográfica se puede tener varias causas de las posibles diferencias entre un valor y otro.

En primer lugar, la diferencia se puede deber a que pueden existir cantidades importantes del material erosionado que no llegan al cauce por el que se efectúa el transporte debido a que se deposita antes de que llegue a él. Se acostumbra definir, entonces, la relación de distribución que establece la proporción de sedimento que llegue a la corriente en comparación con el movimiento bruto de los sedimentos dentro de la cuenca. Esta relación puede ser muy pequeña, en algunos casos; solo del 1%, si existe depresiones o zonas con una espesa vegetación en las que se retiene la mayor parte del suelo muy alta con valores del 35%, o un poco más, cuando el terreno tiene pendientes altas y uniformes y el suelo se encuentra desprotegido.

Otra razón de la diferencia se debe a que los sedimentos transportados por la corriente están conformados por materiales que proceden de diversas fuentes, con relaciones de distribución muy distintas. El sedimento procedente del derrumbe de las orillas de los pequeños cauces, de primer o segundo orden, o de las ribera de los ríos o cauces mayores pasa inmediatamente al caudal de la corriente, mientras que la pérdida de suelo de una pequeña superficie cultivada y dentro de una cuenca en la que predominan los bosques podrá tener tasa de erosión local elevada, pero contribuir poco a la carga total de sedimentos.

Otras posibles causas de error son el tiempo y las características de las lluvias o de los fenómenos que generan el desprendimiento del material. En una cuenca hidrográfica con superficie importante, el material puede erosionarse, depositarse y sucesivamente volverse a erosionar y depositar un cierto número de veces antes de que el sedimento llegue al cauce que lo va a transportar. Una muestra del sedimento transportado por la corriente seguramente incluye material erosionado en su origen varios años antes.

Tal como se ha mencionado, el movimiento de los sedimentos en las corrientes y ríos se presenta principalmente de tres formas. Para el caso de los sedimentos en suspensión, son los constituidos por las partículas más finas mantenidas en suspensión por las turbulencias de la corriente y solo se depositan cuando la velocidad de la corriente disminuye, cuando el lecho se hace más liso o el cauce cambia considerablemente su sección y forma un pozo o un lago. Cuando las partículas sólidas son de mayor tamaño y su peso no es contrarrestado por las fuerzas ascensionales de la corriente, entonces son arrastradas sobre el lecho de la corriente y este tipo de transporte se denomina arrastre de fondo.

Existe un tipo intermedio de movimiento en el que las partículas se mueven dando rebotes o saltos, a veces tocando el fondo y en ocasiones avanzadas en suspensión hasta que vuelven a caer al fondo y en ocasiones avanzadas en suspensión hasta que vuelven a caer al fondo. A

este movimiento se le denomina saltación; la altura de los saltos es tan reducida que no se distinguen realmente del arrastre de fondo, sobre todo cuando los cauces no son muy profundos.

Las cantidades relativas de sedimentos que por un cauce se transportan en suspensión y mediante el arrastre varían considerablemente. En el caso del material que proviene de la cuenca y llega al cauce, si el sedimento procede de un suelo de grano muy fino, tal como el último depositado por el viento, o una arcilla aluvial, entonces el sedimento se transporta totalmente en suspensión. En el otro extremo, una corriente de montaña puede tener cantidades insignificantes de material en suspensión y casi la totalidad del movimiento del material grueso, la grava, los guijarros y las piedras se producen en el lecho de la corriente y provienen del cauce mismo. Las altas concentraciones de sedimentos, como las que se presentan en algunos ríos como el Amarillo o el Misisipi, pueden causar cambios significativos en las características de la resistencia del agua. En estos casos la viscosidad será mayor y la velocidad de asentamiento de las partículas inferior, por lo que el límite entre el sedimento transportado en suspensión y el transportado por arrastre puede ser confuso.

La evaluación del transporte en suspensión mediante el muestreo puede resultar, aunque laborioso, relativamente sencillo principalmente en ríos pequeños en los que es posible realizar el aforo mediante vadeo. No se puede decir lo mismo en el caso del muestreo para el transporte de fondo, en la que las condiciones del lecho y de la corriente pueden dificultar de modo ostensible la medida.

De lo anterior se deduce que únicamente las partículas en suspensión pueden recorrer distancias grandes y que el transporte aluvial es en esencia discontinuo a partir de cierto diámetro de partículas.

Asimismo, hay que distinguir dos aspectos complementarios sobre la capacidad de transporte de un río:

- **Carga**

Capacidad de transportar un volumen determinado de materiales, sin distinción de su tamaño.

- **Competencia**

Capacidad de transportar materiales de un tamaño dado.

De esta manera, al aumentar la carga de materiales finos, por ejemplo, el escurrimiento se vuelve más viscoso y trae como consecuencia un aumento de la densidad de flujo, que puede influir en la competencia para transportar partículas de mayor tamaño.

Con base en la naturaleza de los sedimentos y la forma predominante de su transporte, se puede clasificar la carga de sedimentos como:

- **Carga de suspensión**

Conformada por lo general por sedimentos del tamaño de limos y arcillas. Como su nombre lo indica, los sedimentos viajan suspendidos y

- **Carga de fondo**

El material transportado es arena y material más grueso, que por regular se transporta en cercanías o en el fondo del lecho, ya que por su peso se mueven mediante el arrastre del material.

## Capítulo 3

### Cálculo de socavación en puentes

#### 3.1 Cálculo de la socavación en puentes

El cálculo de la profundidad de socavación en un puente ha inquietado a los diseñadores por mucho tiempo y ha atraído considerablemente el interés por la investigación en este campo. El enfoque dado al cálculo de las máximas profundidades de socavación en la actualidad, parte de suponer que ésta depende de variables que caracterizan al flujo, al material del lecho en el cauce y a la geometría del puente para terminar con una ecuación empírica de tipo determinístico.

La determinación de la socavación a largo plazo y por migración lateral de la corriente, se basa más en análisis cualitativo y en la aplicación de conceptos de mecánica de ríos que en el uso de fórmulas empíricas. Por otro lado, existen muchas ecuaciones para calcular la profundidad de socavación en pilas, pero, solo hay algunas aplicables para el caso de estribos y la socavación general por contracción u otras causas. Sin embargo, no existe una obvia similitud entre las ecuaciones, ni en su apariencia ni en sus resultados, y además, se tiene poca verificación de su aplicabilidad con información de campo.

Hay mucha incertidumbre sobre el uso de las ecuaciones y sobre cuál representa mejor las condiciones reales del río y del puente. Esto hace difícil establecer una sola ecuación que sea lo suficientemente precisa y segura para estimar las profundidades de socavación debido al alto grado de incertidumbre existente y a las muchas variables involucradas en el problema como son: flujo no permanente, caudal de diseño, geometría de las estructuras, turbulencia, tamaño y distribución del sedimento, características hidráulicas durante crecientes, ángulo de ataque del flujo, presencia de basuras y tiempo de duración de la creciente.

Es así como debido a la complejidad de todas las variables involucradas en la socavación no existe todavía una solución teórica válida, por lo que toca recurrir a los resultados de investigaciones experimentales de laboratorio basadas en análisis dimensional, que como se ha anotado, arrojan resultados muy dispares y en algunos casos contradictorios. Las ecuaciones disponibles hasta la fecha son envolventes a resultados obtenidos de modelos físicos de laboratorio y muchas veces las profundidades de socavación son exageradas especialmente para el caso de estribos.

El problema de determinar la socavación local en una pila está más o menos resuelto, pero, todavía no existe una solución confiable y concisa para el caso de los estribos. Los métodos para evaluarla, superponen los efectos de la socavación por contracción y la socavación local lo cual es otro factor que lleva a sobre-estimar las profundidades de socavación puesto que en la realidad, son acciones simultáneas. Las ecuaciones

disponibles hasta la fecha para calcular socavaciones en las diferentes estructuras de un puente, tanto construido como por construir, dan solo un orden de magnitud para saber alrededor de qué valor va a estar la profundidad máxima de socavación real.

Para el presente trabajo, se seleccionó uno de los modelos unidimensionales más comerciales en el medio. A continuación, se presenta una descripción de sus principales características, capacidades y limitaciones.

### 3.2 Tipos de socavación y métodos en estudio

A continuación se lista los métodos de estudio para la socavación general, socavación local y la socavación en estribos contempladas en el *Reglamento Nacional de Gestión de Infraestructura Vial*, aprobado mediante Decreto Supremo N°034-2008-MTC:

#### 1. Socavación general

- 1.1 Método de velocidad crítica y agua clara
- 1.2 Método de Lischtvan – Levediev
  - 1.2.1 Para suelos granulares
  - 1.2.2 Para suelos cohesivos
- 1.3 **Método de Straub**
- 1.4 Método de Laursen

#### 2. Socavación local

- 2.1 Estimación de la socavación local en pilares
  - 2.1.1 Método de Laursen y Toch (1953, 1956)
  - 2.1.2 Método de Neill (1964)
  - 2.1.3 Método de Larras (1963)
  - 2.1.4 Método de Arunachalam (1965, 1967)
  - 2.1.5 Método de Carsten (1966)
  - 2.1.6 **Método de Maza – Sánchez (1968)**
  - 2.1.7 Método de Breusers, Nicollet y Shen (1977)
  - 2.1.8 Método de Melville y Sutherland (1988)
  - 2.1.9 Método de Froehlich (1991)
  - 2.1.10 Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)
- 2.2 **Estimación de la socavación local en estribos**
  - 2.2.1 Método de Liu, Chang y Skinner
  - 2.2.2 **Método de Artamonov**
  - 2.2.3 Método de Laursen
  - 2.2.4 Método de Froehlich
  - 2.2.5 Método de Melville
  - 2.2.6 Método HIRE

De todos los métodos de estudios mencionados se va a utilizar en la presente tesis los Método de Straub (socavación general), el Método de Maza – Sánchez (socavación local), y el Método de Artamonov (socavación local en estribos).

### 3.2.1 Socavación general

La socavación general se define como el descenso del fondo de un río cuando se presenta una corriente debido al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido de la corriente, a consecuencia del aumento de la velocidad.

La erosión del fondo de un cause definido, por el cual discurre una corriente, es una cuestión de equilibrio entre el aporte sólido que pueda traer el agua a una cierta sección. Durante la creciente se incrementa la velocidad del agua y la capacidad de arrastre.

La relación que existe entre la velocidad media del agua ( $v_r$ ) y la velocidad media requerida para arrastrar partículas de fondo ( $V_e$ ) define la capacidad de arrastre de los materiales en esta zona. La velocidad media de la corriente depende de las características hidráulicas del río (pendiente, rugosidad y profundidad de la lámina de agua), en tanto que la velocidad requerida para el arrastre depende de las características del agua.

En el caso de suelos granulares, acerca de la velocidad de arrastre no es la velocidad con la que se inicia el movimiento de las partículas si no la que mantiene un movimiento generalizado de estas. Igualmente, la caracterización del material se hace usando el diámetro medio de las partículas.

En suelos cohesivos, la velocidad de arrastre será aquella capaz de poner las partículas en suspensión; estos suelos se caracterizan por su peso específico seco de los sólidos de la muestra y el volumen original de la masa de suelo.

Hay que tener en cuenta que la socavación general, disminuye para una misma velocidad media de la corriente cuando el agua transporta en suspensión gran cantidad de partículas finas, debido en particular, a que tanto el aumento de peso específico como la viscosidad de la mezcla (agua – sedimento) reducen el grado de turbulencia; por consiguiente, si para una profundidad de la lámina de agua dada, se desea tener una condición que provoque la misma erosión que en el caso de aguas limpias; se necesita que la velocidad media aumente.

Entre la literatura disponible, el tratamiento más completo para el cálculo de la socavación es el de **L.A. Maza**, quien adopta el criterio de Lischtván – Lebediev. Dicho criterio supone que el caudal y el ancho de la sección son permanentes durante todo el proceso erosivo y requiere para su aplicación datos fácilmente obtenibles, tales como:

- Caudal máximo y profundidad de la corriente correspondiente a la creciente de diseño. El caudal máximo se puede obtener a partir del ajuste estadístico de registros extremos existentes.
- Perfil topográfico: las secciones características del cauce, en la zona de interés, tomado en periodo de aguas medias o bajas.
- Características del material de fondo (peso específico seco o características granulométricas).

A continuación se presenta la fórmula planteada por este método, considerando en la presente tesis el suelo no cohesivo homogéneo:

$$H_{S_i} = \left[ \frac{\alpha(H_{0_i})^{\frac{5}{3}}}{0.68\psi\beta(D_m)^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+Z}}$$

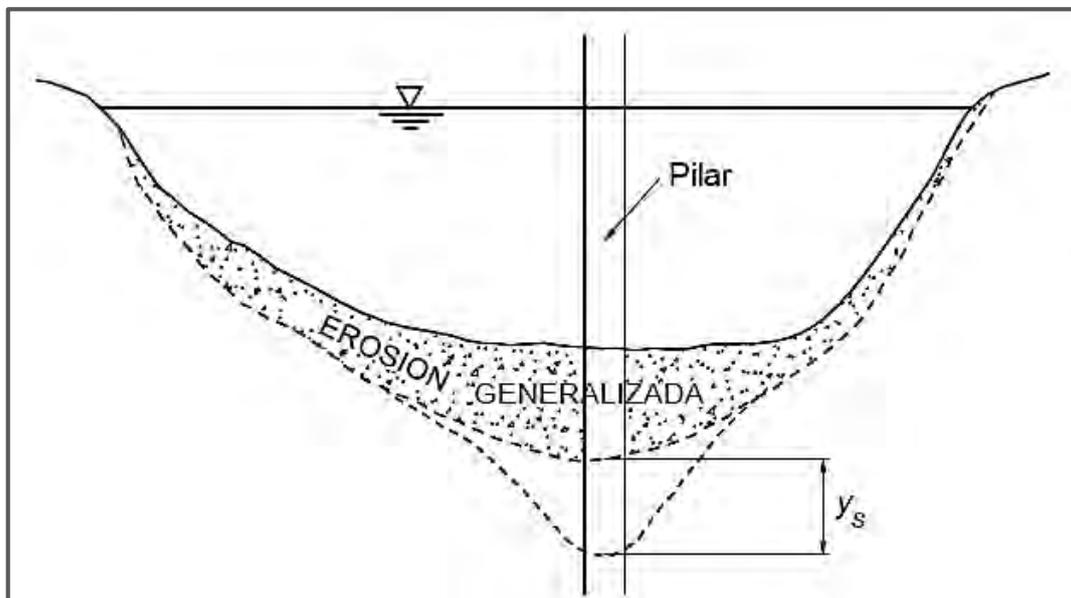
$\alpha$ : Factor que energía que depende de la pendiente y el coeficiente de rugosidad

$H_0$ : Profundidad inicial de flujo

$\beta = 0.0973 \log(T_r) + 0.79$ : constante que depende del tiempo de retorno del caudal de diseño

$\psi = 1.5(\gamma_m) - 0.54$ : constante que depende del peso específico de la mezcla, agua-materiales en suspensión (ton/m<sup>3</sup>)

$Z = 0.394 - 0.041 \log(D_m) - 0.0089(\log(D_m))^2$ : factor que depende del diámetro medio de la partícula obtenido de la curva granulométrica de la zona de estudio



**Fig. 3.1 Socavación general**

Fuente: Rocha Felices, A. (1998), "Introducción a la Hidráulica Fluvial".

### 3.2.2 Socavación en estribos

Según el Método de Artamanov que permite calcular no solo la profundidad de socavación al pie del estribo sino además al pie de espigones. En este caso el tipo de socavación depende de varios factores, destacando los siguientes:

- Relación entre el caudal que teóricamente es interceptado por el estribo o por el espigón y el caudal total que transporta el cauce.
- El talud que tiene los lados del estribo (R1).
- El ángulo formado por la dirección de la corriente y el eje longitudinal de la obra.

La profundidad de la lámina de agua, incluyendo la profundidad de socavación al pie de un estribo es:

$$D_s = P \alpha P_q P_r H_o$$

**Donde:**

$D_s$  = Socavación total al pie del estribo o espigón, medida desde la superficie libre del agua (m)

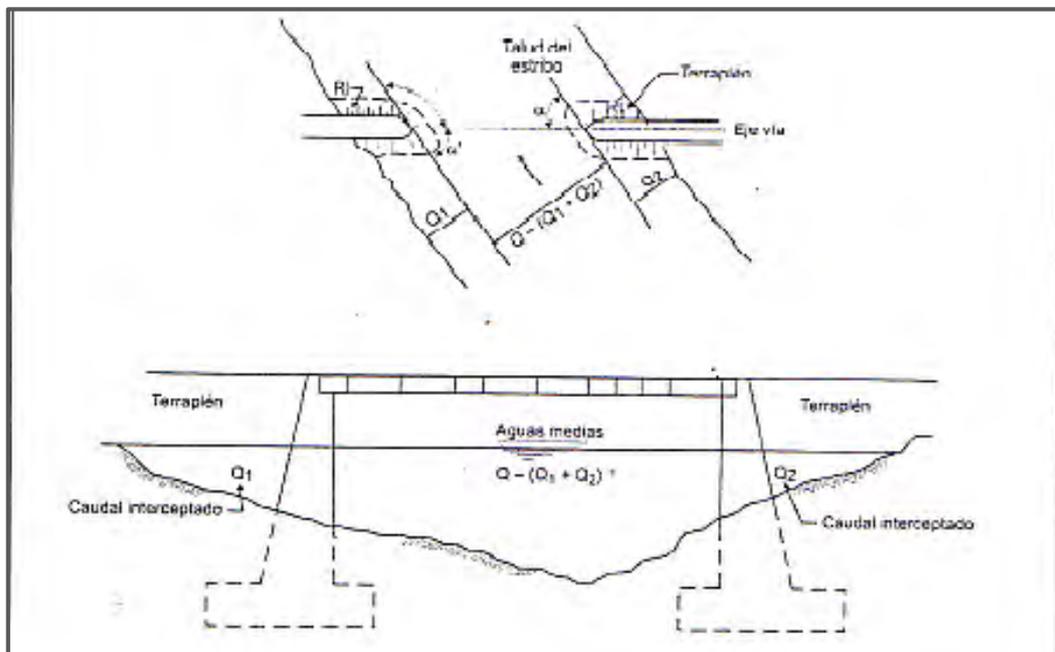
$P_q$  = Coeficiente que depende de la relación  $Q_1/Q_2$ , con  $Q_1$ , el caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera, y  $Q_D$  el caudal total que escurre por el río

$$P_q = 1.4675 + 6.55238 \left[ \frac{Q_1}{Q_D} \right] - 4.0238 \left[ \frac{Q_1}{Q_D} \right]^2$$

$P_\alpha$  = Coeficiente que depende del ángulo que forma el eje de la obra con la dirección de la corriente

$P_r$  = Coeficiente que depende del talud que tiene los lados de la obra

$H_o$  = Profundidad de lámina de agua en el sitio junto al estribo o al espigón antes de la erosión



**Fig. 3.2 Método de Artamanov: interceptación de flujo por los estribos dentro del canal**

**Cuadro 2.16**  
Método de Artamanov. Valores de los coeficientes  $P_\alpha$ ,  $P_q$  y  $P_R$

Coefficiente  $P_\alpha$ , en función del ángulo  $\alpha$  que forma el eje de la obra con la dirección de la corriente

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

Coefficiente  $P_q$ , en función de la relación de caudales  $Q_1/Q_2$  o  $Q_2/Q_1$

$Q_1/Q_2$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80
$P_q$	2,00	2,65	3,22	3,45	3,67	3,87	4,06	4,20

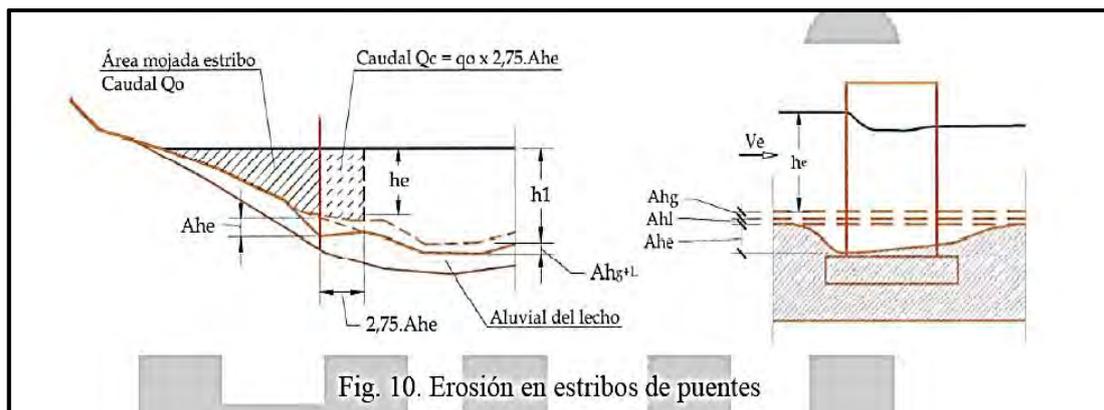
Coefficiente  $P_R$ , en función del talud  $R$  de los lados de la obra

Talud $R$	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
$P_R$	1,0	0,91	0,85	0,83	0,81	0,50

Criterios utilizados por el Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos. HEC-RAS

**Fig. 3.3** Valores de los coeficientes  $P_\alpha$ ,  $P_q$ ,  $P_R$

Fuente: Rocha Felices, A. (1998), "Introducción a la Hidráulica Fluvial".



**Fig. 3.4** Socavación en estribos

### 3.2.3 Socavación transversal

La socavación, erosión transversal, o erosión en un estrechamiento, es el descenso del fondo del cauce de un río en aquellas secciones donde se reduce el ancho, debido a la mayor velocidad de la corriente en esa zona, cuando se construyen obras dentro del cauce de un río; como por ejemplo: accesos a puentes, un número excesivo de pilas o debido a un afloramiento rocoso.

El aumento de la velocidad permite más capacidad de transporte, lo que origina un mayor arrastre del material de fondo en la sección del cruce. Si es posible, se ensanchará el cauce hasta establecer la condición de equilibrio de la corriente.

Los criterios expuestos en el análisis de la socavación general pueden aplicarse para determinar la magnitud de la erosión transversal.

El Método de **Straub** se puede emplear para calcular, de una manera práctica, cuánto descende el fondo de un cauce cuando por la construcción de una obra se ha disminuido su sección hidráulica (erosión transversal).

En este método, se supone que para la sección de estudio (sección reducida) y una sección de aguas arriba (inalterada) se cumple el principio de la conservación de la masa.

Igualmente, se supone que la rugosidad a lo largo del tramo es la misma y que el arrastre de fondo es igual cuando la sección reducida se estabiliza.

La expresión resultante es:

$$H_t = H_0 \left( \frac{B_0}{B_t} \right)^{0,642}$$

**Donde:**

$H_t$  = Profundidad de la lámina de agua en la sección reducida [m]

$H_0$  = Profundidad de la lámina de agua en la sección aguas arriba inalterada [m]

$B_t$  y  $B_0$  = Ancho de la superficie libre en las mismas secciones [m]

Para el cálculo de la socavación general en el presente trabajo de investigación se utilizará el Método de Straub.

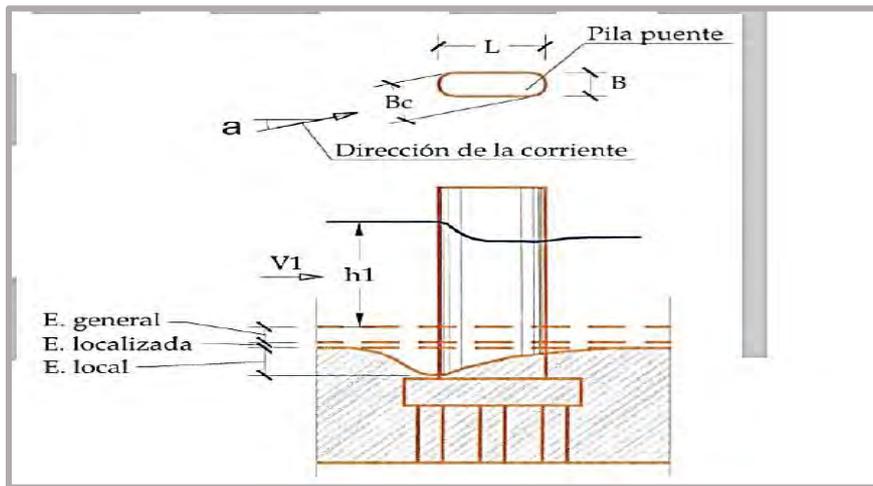
### 3.2.4 Socavación en pilas

La socavación al pie de pilas de puentes es uno de los problemas más frecuentes, tanto en el diseño como en el mantenimiento, que consiste en evaluar con precisión la socavación local que se registra en el fondo del cauce por la presencia de las pilas y estribos de un puente cuando no se logra el apoyo en un estrato rocoso, o en un material capaz de soportar los esfuerzos cortantes generados por la corriente.

Precisamente debido a la frecuencia con que los ingenieros deben enfrentarse al problema de la socavación local, numerosos investigadores han trabajado en el desarrollo de metodologías que permitan determinar con alguna confiabilidad los parámetros para el diseño de las estructuras afectadas por corrientes de agua. Dichas metodologías abarcan, desde correlaciones realizadas con mediciones directas en estructuras o modelos, hasta teorías bastante elaboradas que involucran aspectos tales como la profundidad de la lámina de agua, la geometría de las pilas o estribos, la dirección de la corriente y las características del flujo y el material del lecho. Sin embargo, en la actualidad no es posible decir que exista una metodología con la que se pueda resolver rigurosamente el problema de la socavación local

El cálculo de la socavación local al pie de pilas o estribos, como parte del análisis de estabilidad de las estructuras, exige conocer las características del cauce y del flujo una vez que se hayan presentado y evaluado los otros tipos de socavación. En otras palabras, la profundidad de socavación local estimada representa el descenso del lecho adyacente a la estructura, medido desde el fondo del cauce luego de producirse los demás tipos de

socavación posibles, excepto cuando la teoría de socavación local defina expresamente los parámetros de cálculo.



**Fig. 3.5 Erosión localizada en pila de puentes**

- **Método de *Colorado State University* (CSU) para cálculo de la socavación local**

En este método de la Universidad de Colorado, la socavación local en pilas de puentes está en función de las propiedades del fluido, del tamaño, las características del flujo, del material del lecho y de la geometría de la pila. Esta ecuación, recomendada por el reporte HEC N<sup>ro.</sup> 18 y utilizada en el HEC RAS, se utiliza para un lecho activo en corrientes de lechos arenosos no cohesivos.

La ecuación del CSU predice la profundidad de socavación en pilas y se utiliza tanto para socavación por agua clara como para socavación con transporte continuo de sedimentos. La expresión es la siguiente:

$$y_s = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 b^{0.65} y_1^{0.35} Fr_1^{0.43}$$

**Donde:**

$y_s$  = profundidad de socavación, medida desde el lecho, m

$y_1$  = profundidad de flujo directamente aguas arriba de la pila, m

Se toma como la profundidad de la lámina de agua justo aguas arriba de la sección del puente

$K_1$  = factor de corrección por la forma de la nariz de la pila (Tabla 3.1)

$K_2$  = factor de corrección por ángulo de ataque de la corriente (Tabla 3.2).

$K_3$  = factor de corrección por las condiciones del lecho (Tabla 3.3).

$K_4$  = Factor de corrección por acorazamiento del lecho

$b$  = Ancho de la pila. En caso de un una pila conformada por un grupo de pilotes y si no existe la posibilidad de obstrucción por escombros arrastrados por la corriente, el ancho se considera igual al área proyectada de los pilotes ignorando el espacio entre ellos (m).

$L$  = Longitud de la pila, (m).

$Fr_1$  = Número de *Froude* justo aguas arriba de la pila. Se toma de las condiciones de flujo de la sección aguas arriba del puente.  $Fr_1 = V_1 / (gy_1)^{1/2}$  y  $V_1$  es la velocidad media de flujo en la sección aguas arriba de la pila.

Cabe anotar que para pilas con nariz redondeada y alineadas con la corriente, la máxima profundidad de socavación se limita así:

- $Y_s \leq 2,4$  veces el ancho ( $b$ ) de la pila, si  $Fr_1 < 0,8$ .
- $Y_s \leq 3,0$  veces el ancho ( $b$ ) de la pila, si  $Fr_1 > 0,8$ .

De acuerdo con el reporte HEC No. 18, a la ecuación de la Universidad de Colorado se le puede aplicar un factor de corrección opcional,  $K_w$ , para pilas anchas en aguas poco profundas.

**Tabla 3.1 Factor de corrección  $K_1$  por la forma de la nariz de la pila**

FORMA DE LA NARIZ DE LA PILA	$K_1$
a) Nariz cuadrada	1,1
b) Nariz redondeada	1,0
c) Cilindro circular	1,0
d) Nariz triangular	0,9
e) Grupo de cilindros	1,0

**Tabla 3.2 Factor de corrección  $K_2$  ángulo de ataque de la corriente**

$\Phi$	$L/b = 4$	$L/b = 8$	$L/b = 12$
$0^\circ$	1,0	1,0	1,0
$15^\circ$	1,5	2,0	2,5
$30^\circ$	2,0	2,75	3,5
$45^\circ$	2,3	3,3	4,3
$90^\circ$	2,5	3,9	5,0

$\phi$  = Angulo ataque de la corriente en grados  
 $L/b$  = Elongación de la pila

Respecto al factor de corrección  $K_j$  por la forma de la nariz de la pila se determina con la Tabla 3,3 para ángulos de ataque menores de  $5^\circ$ . Para ángulos mayores,  $K_j$  domina y  $K_j$  se debe hacer igual a 1,0. Si  $L/b > 12$ , se puede utilizar  $L/b = 12$ .  $K_2$ , se puede calcular de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$K_2 = \left( \cos\theta + \frac{L}{b} \operatorname{sen}\theta \right)^{0.65}$$

**Tabla 3.3 Factor de corrección K3 por condiciones del lecho**

CONDICIONES DEL LECHO (CONFIGURACIÓN)	ALTURA DE DUNA H EN METROS	K3
Socavación por agua clara	N/A	1,1
Lecho plano y flujo	N/A	1,1
Antiduna	0,6 < H < 3,0	1,1
Pequeñas dunas	3.0 < H < 9,0	1,1 - 1,2
Dunas medias	H > 9,0	1,3
Dunas grandes		

Acorazamiento del hueco de socavación cuando el material del lecho tiene un  $D_{50} > 0,002$  m y un  $D_{95} > 0,020$  m.

La expresión para obtener el factor K4 es la siguiente:

$$K_1 = 0.4(V_R)^{0.15}$$

**Expresión en la que:**

$$V_R = \left[ \frac{V_1 - V_{i50}}{V_{c50} - V_{i95}} \right]$$

$$V_{i50} = 0,645 \left[ \frac{D_{50}}{b} \right]^{0.053} V_{c50}$$

$$V_{i95} = 0,645 \left[ \frac{D_{95}}{b} \right]^{0.053} V_{c95}$$

**Donde:**

$V_R$  = Relación de velocidades

$V_1$  = Velocidad promedio en el canal principal o en la zona de inundación para la sección transversal justo aguas arriba del puente, m/s

$V_{i50}$  = Velocidad requerida para iniciar la socavación en la pila para un tamaño del grano  $D_{50}$ , m/s

$V_{i95}$  = Velocidad requerida para iniciar la socavación en la pila para un tamaño del grano  $D_{95}$ , m/s

$V_{c50}$  = Velocidad crítica o de movimiento incipiente para un tamaño de material del lecho  $D_{50}$ , m/s

$V_{c50}$  = Velocidad crítica o de movimiento incipiente para un tamaño de material del lecho  $D^{\wedge}$ , m/s

b = ancho de la pila

$$V_{50} = K_u y^{\frac{1}{b}} D_{50}^{\frac{1}{3}}$$

$$V_{50} = K_u y^{\frac{1}{b}} D_{50}^{\frac{1}{3}}$$

**Donde:**

Y = Profundidad de la lámina de agua justo aguas arriba de la pila, m

$K_0 = 6,19$ , en unidades del “U” (Sistema Internacional)

El factor  $K_4$  toma un valor mínimo de 0,4 para los tamaños de material establecido ( $\Delta_{50} \geq 0,002$  m y  $\Delta_{95} \geq 0,02$  m)

En la ecuación CSU, cuando están expuestas las zapatas o el cabezal de la fundación de las pila a causa de una degradación a largo plazo o por socavación por contracción, se recomienda que se tome el ancho de la pila como valor de b si es que la parte superior de la base de la pila o cabezal de pilotes está a nivel o debajo del lecho (después de considerar la degradación a largo plazo y la socavación por contracción).

Si la zapata de la pila se extiende por encima del lecho, es necesario realizar un segundo cálculo utilizando el ancho de la zapata cabezal como valor de b y la profundidad y velocidad promedio en la zona de flujo obstruido por la zapata para los valores de y V en la ecuación de socavación. Se adopta el mayor valor de estos dos cálculos. Para determinar la velocidad promedio del flujo en la fundación expuesta ( $V_f$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$\frac{V_f}{V_i} = \frac{\ln\left(10,93 \frac{y_f}{k_f} + 1\right)}{\ln\left(10,93 \frac{y_s}{k_s} + 1\right)}$$

**Donde:**

$V_f$  = Velocidad promedio en la zona de flujo debajo de la parte superior de la fundación, m/s

$y_f$  = Distancia del lecho a la parte superior de la fundación, m

$k_s$  = Rugosidad del grano en el lecho. Normalmente se toma como el  $D_{84}$  del material del lecho, m

$y_l$  = Profundidad del flujo aguas arriba de la pila, m.

### 3.3 Descripción del puente Colpa Alta: zona de estudio

La “construcción del puente carrozable de Colpa Alta, distrito de Amarilis, provincia de Huánuco”, consta de tres tipos de estructuras, el primero de ellos e ingresando por la vía regional *es del tipo sección compuesta de 37.60 m de longitud* apoyado en dos estribos de concreto armado.

El siguiente tipo es un puente tipo viga losa y que continúa al primero con una longitud de 22.15 m, mientras que el tramo restante es una rampa con muros de concreto armado a ambos lados y en una longitud de 90.00 m y relleno con material seleccionado y terminando en un pavimento rígido- El porqué de esta combinación es para poder salvar el desnivel entre la vía regional y la zona de Colpa Alta que se encuentra aproximadamente a 7.00 m de diferencia por debajo de esta.

Según el *Manual de Puentes del Perú Camión AASHTO*, se utilizó concreto de resistencia a compresión  $f_c=210\text{kg/cm}^2$  a  $280\text{ kg/cm}^2$ , acero estructural A36, acero de refuerzo A615, sobrecarga, camión

El puente Colpa Alta tiene 149 m de longitud de doble vía, y une a los distritos de Pillco Marca y Amarilis desde la carretera central.

#### 3.3.1 Especificaciones técnicas del puente Colpa Alta

##### 3.3.1.1 Construcción del puente de sección compuesta L=37.60 m

3.3.1.1.1 Construcción de 37.60 ml de puente tipo sección compuesta de doble vía con cuatro vigas metálicas

3.3.1.1.2 Construcción de un estribo tipo contrafuerte de 16.95 m de altura

3.3.1.1.3 Ocho apoyos de neopreno, 4 unidades en cada apoyo fijo y móvil  
Construcción de 130.00 ml de vereda de concreto

##### 3.3.1.2 Construcción de puente tipo viga losa L=22.15m

3.3.1.2.1 Construcción de 22.15 ml de puente tipo viga losa de doble vía con cuatro vigas de concreto armado

3.3.1.2.2 Construcción de un estribo tipo pilar de 13.00m de altura

3.3.1.2.3 Ocho apoyos de neopreno, 04 unidades en cada apoyo fijo y móvil.

3.3.1.2.4 Construcción de 86.00ml de vereda de concreto

### 3.3.1.3 Construcción de rampa de acceso - margen derecha

3.3.1.3.1 Construcción de un estribo de 11.00 m de altura y que forma parte de la rampa de acceso

3.3.1.3.2 Construcción de 90.00ml de rampa de acceso con estribos de concreto armado y de concreto ciclópeo a los costados, hasta lograr el nivel de la margen derecha

### 3.3.1.4 Construcción de accesos y obras adicionales

3.3.1.4.1 Construcción de 40.00 m de muro armado, para encauzamiento del río Huallaga.

3.3.1.4.2 Construcción de 60.00 m. de muro enrocado.

3.3.1.4.3 Construcción de veredas con una longitud de 238.88 m.

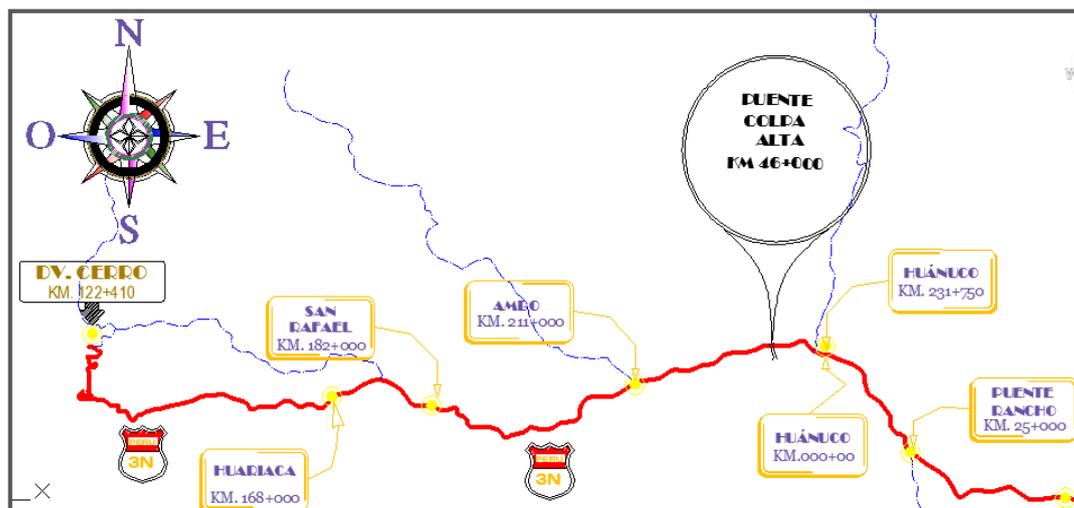
3.3.1.4.4. Ensanchamiento de la vía regional, pavimentación de la zona de ingreso y diseño



**Fig. 3.6 Vista panorámica del puente Colpa Alta - Huánuco**

### 3.3.2 Vías de acceso

La ciudad de Huánuco por ser la capital de la región Huánuco cuenta con vías de acceso hacia todo el interior de la región, contando además con una vía nacional que es la Carretera Central que intercomunica con las regiones del centro, oriente y la capital del País. El puente Colpa Alta tiene un acceso por la vía nacional (Carretera Central tramo Ambo – Huánuco) Según el siguiente croquis ilustrativo de la figura 3.7.



**Fig. 3.7 Cuadro de ubicación-** la distancia a la ciudad de Lima es de 415 Km  
 Fuente: PROVIAS NACIONAL, Información de la conservación vial de la Carretera Central.

### 3.3.3. Ubicación del puente Colpa Alta

La zona de acceso es por la Carretera Central asfaltada Lima – Huánuco, tal como se puede apreciar en el cuadro de ubicación.

### 3.3.4 Ubicación política

Región	: Huánuco
Departamento	: Huánuco
Provincia	: Huánuco
Distrito	: Amarilis
Localidad	: Colpa alta

### 3.3.5 Ubicación geográfica

Sistema de coordenadas UTM, Geoide WGS 84, zona 18S

- Norte: 8896400.5730 - m
- Este : 363528.0290 - m
- Cota : 1951.5373 - m.s.n.m

**Tabla 3.4 BMS**

PUNTOS DE CONTROL	COORDENADA UTM		
	ESTE	NORTE	COTA
BM-01	363528.0290	8896400.5730	1951.5373
BM-02	363520.4950	8896390.5640	1951.7373
BM-03	363525.2380	8896391.4300	1947.6133
BM-04	363571.8920	8896366.7730	1944.7023

Fuente: Expediente técnico “Construcción del Puente Carrozable de Colpa Alta, distrito de amarilis, provincia de Huánuco”.

### 3.3.6 Ubicación hidrográfica

El distrito de Pillcomarca, se encuentran en la margen izquierda del río Huallaga ubicados al sur del centro de la ciudad de Huánuco y al oeste del distrito de Huarica (está a una distancia de 10 Km. Del distrito de Huarica) .

- Cuenca hidrográfica : Amazónica
- Valle : Huánuco
- Río : Huallaga

### 3.3.7 Limites

- Norte : Distrito Pillco marca
- Sur : Distrito de amarilis
- Este : Río Huallaga
- Oeste : Río Huallaga

### 3.3.8 Descripción general del río Huallaga

El río Huallaga nace en las alturas de la región Cerro de Pasco, por la confluencia de tres ríos Tielayán, Pariamarca y Pucurhuay e inicia su recorrido con dirección predominante hacia el norte, ocupando las regiones de Huánuco, San Martín y Loreto. En su trayecto, a lo largo de los valles se ubican las poblaciones más importantes de la región, como Ambo, Huánuco, Tingo María y Aucayacu.

Por su ubicación hidrográfica, la cuenca del río Huallaga se encuentra dividida en dos partes: El Alto Huallaga y Bajo Huallaga, cuyo espacio hidrográfico para el tramo en evaluación en el ámbito de la administración local de agua, Tingo María, corresponde a las aguas tributarias de las subcuencas de los ríos: Huertas; San Rafael, Higuera-Cayrán-Yarumayo, Chinchao-Mallgo-Tingo-Garbanzo, Cayumba-Jarahuasi, Monzón, Tulumayo Pendencia Pucate – Aucayacu, Aspuzana y Santa Martha.

El río Huallaga aguas arriba de su confluencia con el río Monzón y tanto, aguas abajo después de converger, como principal tributario en el tramo; recorre sus aguas por la margen derecha donde se encuentran los asentamientos humanos de Las Orquídeas, Afilador, Portales de la Bella y Brisas del Huallaga, el centro poblado de Afilador; Las lotizaciones de Villa Potokar, Villa Piña y Santa Fidelity, y la Asociación de Vivienda Costa Verde.

### 3.3.9 Características hidráulicas del río Huallaga

- Tipos de ríos (perenne, efímero, torrencial, aluvial)
- Configuraciones del lecho del suelo en cauces aluviales
- Tendencia a la sedimentación o erosión del lecho a lo largo del tiempo
- Cauce suficiente para el paso de crecientes o si se desborda durante avenidas
- Alineamiento del río o con tendencia a divagar
- Dirección de la corriente con relación al puente en épocas de flujos altos y bajos, lo que permite junto con el estudio morfológico del río analizar las variaciones del cauce y de la forma (como flujo atacar a la estructura respecto a su ubicación)

- Materiales de arrastre teniendo en cuenta su clasificación y sus dimensiones
- Tendencia a degradación o agradación del cauce
- Descripción de la estructura u obras de control próximas al sitio del puente
- Puentes (tipo, antigüedad, elevación de la rasante del puente, orientación del puente, orientación de las pilas, dirección de la corriente en épocas de avenidas, sección transversal del cruce, comportamiento del puente ante crecientes)
- Obras de encauzamiento y protección contra la erosión
- Obras de encauzamiento y protección contra inundaciones
- Obras de control de torrentes

## **Capítulo 4**

### **Marco metodológico**

#### **4.1 Nivel y tipo de investigación**

##### **4.1.1 Nivel de investigación**

La investigación descriptiva se efectúa cuando se desea describir una realidad en todos sus componentes principales.

Investigación explicativa es aquella que tiene relación causal; no sólo persigue describir o acercarse a un problema, sino que intenta encontrar las causas del mismo.

De acuerdo a la naturaleza del estudio de la investigación, reúne por su nivel las características de un estudio descriptivo, explicativo.

##### **4.1.2 Tipo de investigación**

Por el tipo de la investigación, el presente estudio reúne las condiciones metodológicas de una investigación aplicada (cuyo objetivo es ampliar y profundizar cada vez nuestro saber de la realidad) en razón que se utilizaron conocimientos de Hidráulica y el programa *HEC-RAS*, a fin de aplicarlas en el cálculo de socavación de estribos de puentes.

#### **4.2 Diseño de la investigación**

En el presente trabajo el diseño de investigación viene a ser de tipo investigación de campo porque consiste en la recolección de datos directamente de la realidad donde ocurren los hechos.

#### **4.3 Población y muestra**

##### **4.3.1 Población**

Dado que el presente trabajo de investigación se trata del cálculo de socavación de estribos del río Huallaga en el puente Colpa Alta mediante la aplicación de los Métodos de Artamonov Straub y Maza en el programa *HEC-RAS*, no se ha trabajado con población sino nuevamente con la estructura.

### **4.3.2 Muestra**

Al igual que la población para la recolección de la muestra únicamente se ha requerido tres calicatas para su respectivo estudio de suelos.

## **4.4 Técnicas que se utilizó en la investigación**

### **4.4.1 Información indirecta**

Recopilación de la información existente en fuentes bibliográficas (para analizar temas generales sobre la investigación a realizar) recurriendo a las fuentes originales en lo posible, las cuales fueron libros, revistas especializadas y páginas web de internet.

### **4.4.2 Información directa**

Este tipo de información se obtuvo mediante la realización de la calicata para el estudio de suelos con el objeto de recolectar los datos y la observación directa.

### **4.4.3 Instrumentos**

#### **4.4.3.1 La observación directa**

La observación directa es una técnica de recogida de información en la que el observador se pone en contacto directo y personalmente con el fenómeno a observar. De esta forma se obtiene información de primera mano.

Esta técnica nos permitió identificar y describir el tipo de suelo y su estratificación antes y después del estudio de suelos.

#### **4.4.3.2 La investigación documental**

La investigación documental como parte esencial de un proceso de investigación científica, puede definirse como una estrategia en la que se observa y reflexiona sistemáticamente sobre realidades teóricas y empíricas usando para ello diferentes tipos de documentos donde se indaga, interpreta, presenta datos e información acerca de un tema determinado de cualquier ciencia, utilizando para ello, métodos e instrumentos que tiene como finalidad obtener resultados que pueden ser base para el desarrollo de la creación científica.

Esta fase está referida principalmente al conocimiento que se obtuvo de referencias bibliográficas.

## **Capítulo 5**

### **Modelamiento hidráulico: Análisis e interpretación de resultados adquiridos**

#### **5.1 Recolección de datos para el estudio de suelos y topografía (secciones de río y granulometría)**

La recolección de datos se realizó en las inmediaciones del puente Colpa Alta, para lo cual se necesitó lo siguiente:

##### **Materiales y herramientas**

- Libreta de campo
- Bolígrafo
- Muestras de suelo
- Pico, pala y costales (para la extracción de las muestras)
- Wincha de fibra de lona (50m)
- Cámara fotográfica
- EPP(equipo de protección personal)

##### **Personal**

- 02 personas que operen el pico (excavación a tajo abierto)
- 01 persona que opere la pala (extracción de las muestras)
- 02 persona a cargo de realizar las medidas y apuntes necesarios
- 01 personas a cargo de las evidencias fotográficas

### 5.1.1 Procedimiento para la recolección de datos

5.1.1.1 Se ubicó un punto específico para realizar las 3 calicatas (aproximadamente a 20 m del puente Colpa Alta), como se puede observar en la fig. 5.1



**Fig. 5.1** Alrededores del puente Colpa Alta

5.1.1.2 Se realizó la calicata o pozo de exploración a cielo abierto designándola como C-1, C-2, C-3 con profundidad suficiente de acuerdo a lo requerido. Este sistema de exploración nos permite evaluar directamente las diferentes características del subsuelo en su estado natural.



**Fig. 5.2** Pozo de exploración a cielo abierto

**5.1.1.3** Una vez ya realizada la calicata nos dispusimos a describir los estratos encontrados. La excavación alcanzó las siguientes medidas:

**Tabla 5.1 Resultados de la excavación a cielo abierto**

Proyecto	Exploración a cielo abierto				
Ubicación	Puente Colpa Alta		Grupo	CICIVA	
Calicata	C1	# Muestra	3	Profundidad (m)	1.5
Pozo	Profundidad a cielo abierto		Largo (m)	Ancho (m)	
<b>C-1</b>	1.5		1	1	

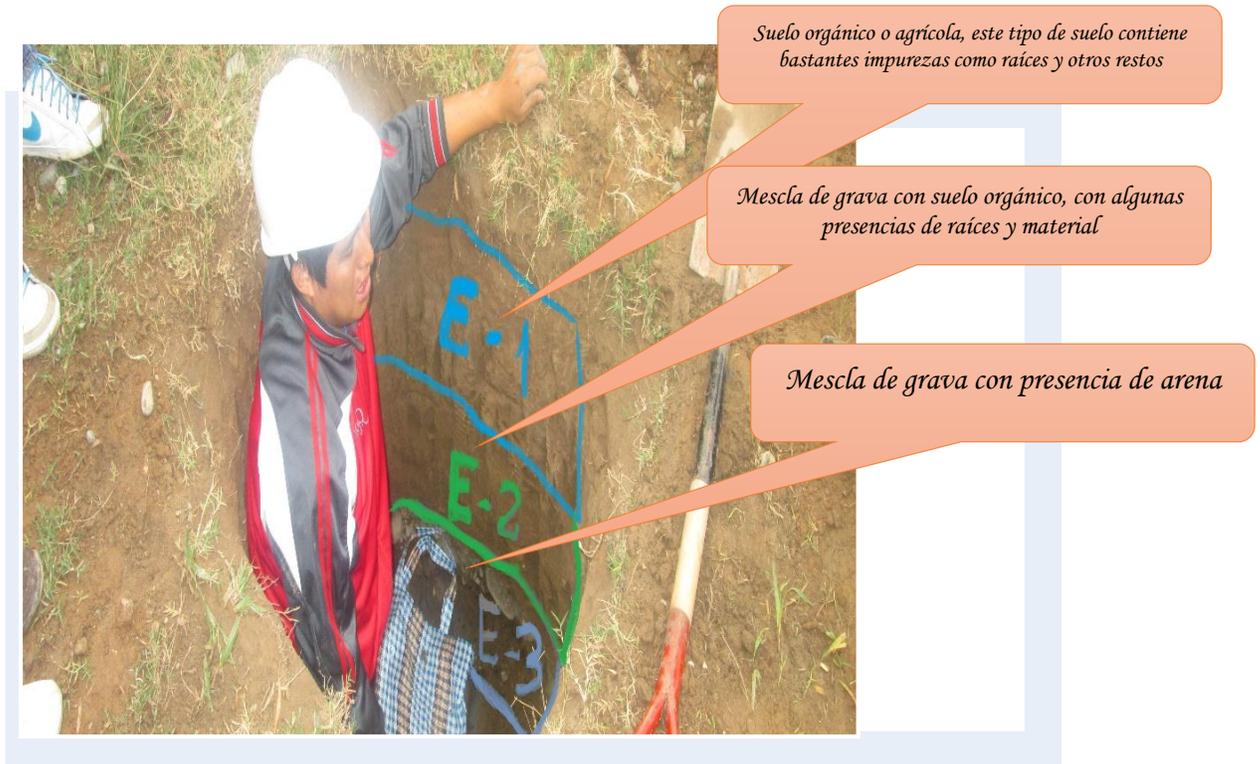
**Elaboración: propia**

**A.** Cuando se empezó a cavar se encontró como capa superficial suelo orgánico o suelo agrícola con un espesor de estrato de 0.30 m aun 21.429 % del total de la profundidad.

**B.** El segundo estrato encontrado fue suelo orgánico con grava un tanto de 0.40 m en un 48.571% del todo.

**C.** La siguiente estrato viene con presencia de alta concentración de grava que equivale a 0.40 m de espesor a un 28.571 % del total de la calicata.

**D.** Por último se encuentra un gran capa de conglomerado con arena gruesa con bastante presencia de *block* y rocas sedimentarias con espesor de 0.30 m lo cual solo llegamos a este nivel con un 21.429 % de la calicata.



**Fig. 5.3 Tipo de suelo y estratificación alrededores del puente Colpa Alta**

En general acerca de las tres calicatas se podría decir que:

- Nos dan a conocer el tipo de suelo y su estratificación
- Se conoce si es necesario el mejoramiento de suelo o no, pues gracias a la calicata se obtiene un resultado gracias al cual se puede hallar la resistencia del suelo (cuanta carga puede soportar). Esto se da previo análisis de suelo en laboratorio.
- El manejo de las muestras tiene que ser muy cuidadoso.
- Se tienen que hacer mínimo 3 ensayos por muestra.
- Es muy importante contar con los instrumentos necesarios.

**5.1.1.4** Luego de obtener lo necesario en las calicatas, se realiza el análisis granulométrico para obtener el D50.

**PROYECTO** : ESTUDIO DE SOCAVACIÓN EN EL PUENTE COLPA

**UBICACIÓN** : PUENTE COLPA-HUANUCO- HUÁNUCO- HUANUCO

**SOLICITA** : CIRCULO CIENTIFICO VALDIZANO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL - CICIVA

**CALICATA-ESTRATO** : CALICATA Nro. 01

**FECHA** : nov-14

**TOTAL MUESTRA SECA** = 4.23 KG

TAMIZ N°	DIÁMETRO (mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	TAMAÑO MÁXIMO 3"
3"	76.200	-	0.00	0.00	100.00	<b>DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA</b> Grava mal graduada - grava arcillosa, con material granular equivalente a: <b>99.86%</b> De excelente a bueno como subrasante <b>LIMITES DE CONSISTENCIA</b> Límite Líquido = 29.00 Límite Plástico = 17.00 Índice Plástico = 12.00 Coeficiente de Curvatura = NP Coeficiente de Uniformidad = NP <b>CLASIFICACION</b> SUCS : GP <b>OBSERVACIONES</b> % de grava = 80.18% % de arena = 19.68% % de limo y arcilla = 0.14% % de humedad = 0.74%
2 1/2"	63.500	0.476	11.26	11.26	88.74	
2"	50.800	1.001	23.68	34.93	65.07	
1 1/2"	38.100	0.289	6.84	41.77	58.23	
1"	25.400	0.607	14.36	56.13	43.87	
3/4"	19.050	0.278	6.58	62.70	37.30	
1/2"	12.700	0.309	7.31	70.01	29.99	
3/8"	9.525	0.154	3.64	73.65	26.35	
1/4"	6.350	0.183	4.33	77.98	22.02	
No 4	4.760	0.093	2.20	80.18	19.82	
No 8	2.380	0.219	5.18	85.36	14.64	
No 10	2.000	0.057	1.35	86.71	13.29	
No 16	1.190	0.144	3.41	90.11	9.89	
No 20	0.840	0.068	1.61	91.72	8.28	
No 30	0.590	0.060	1.42	93.14	6.86	
No 40	0.426	0.078	1.84	94.99	5.01	
No 50	0.297	0.076	1.80	96.78	3.22	
No 60	0.250	0.035	0.83	97.61	2.39	
No 80	0.177	0.036	0.85	98.46	1.54	
No 100	0.149	0.020	0.47	98.94	1.06	
No 200	0.074	0.039	0.92	99.86	0.14	
CAZOLETA	0.000	0.006	0.14	100.00	0.00	
<b>TOTAL</b>		<b>4.2</b>	<b>100.00</b>			

29.C  
17.C  
12.C  
0.C  
0.C

Pmh+f  
516

100.0

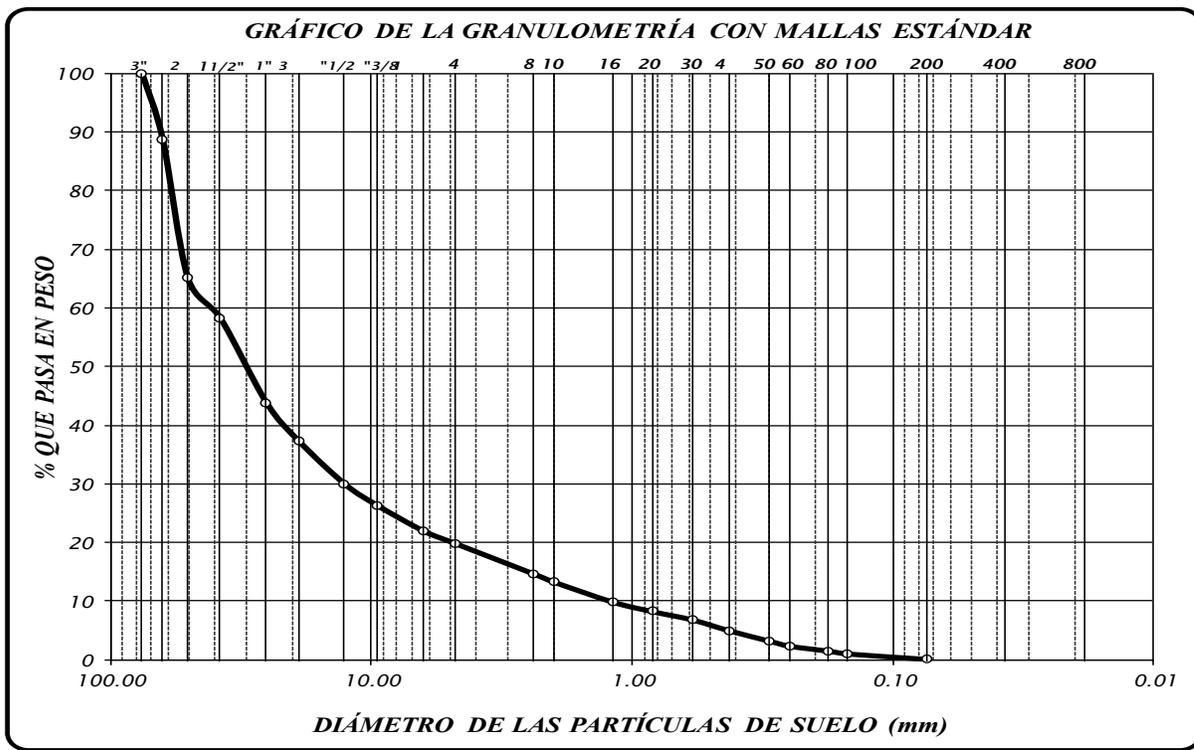


Fig. 5.4 Análisis granulométrico

El estudio de suelo y las secciones transversales del río se realizaron con la colaboración del laboratorio y equipo topográfico de la facultad de Ingeniería Civil en la Universidad Nacional Hermilio Valdizán.

## 5.2 Modelamiento hidráulico

### 5.2.1 Objetivo

El objetivo es dar a conocer el procedimiento para realizar cálculos hidráulicos unidimensionales para un sistema natural (ríos) o para canales construidos, mediante la utilización del programa HEC-RAS 4.1.0, con el fin de plantear una alternativa de solución a problemas reales, basada en la simulación realizada.

### 5.2.2. Procedimiento para el modelamiento hidráulico del puente Colpa Alta

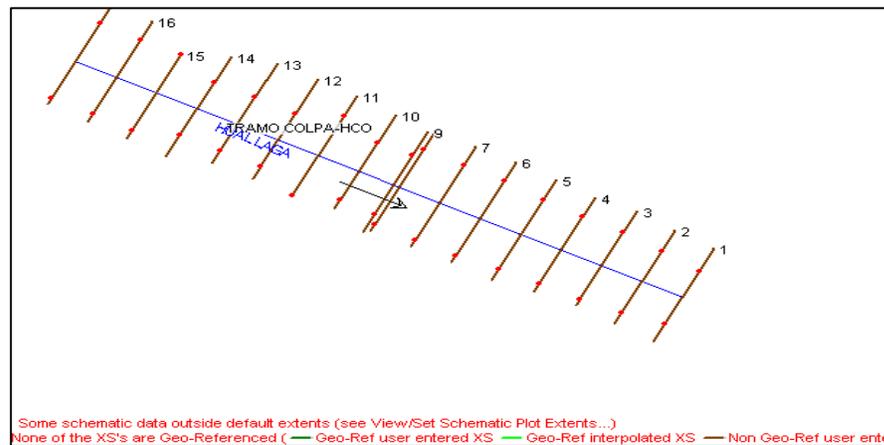
Las simulaciones hidráulicas presentan una manera de análisis de la interrelación entre la topografía del cauce de un río, los volúmenes de agua y sedimentos transportados, así como la manera que influyen en el nivel de agua y las obstrucciones u obras hidráulicas que se presenten en su cauce.

La utilización del *software* HEC-RAS 4.1.0 ha sido una herramienta muy útil, tanto para entender estos temas como para dar soluciones a problemas planteados en el manejo de cauces naturales.

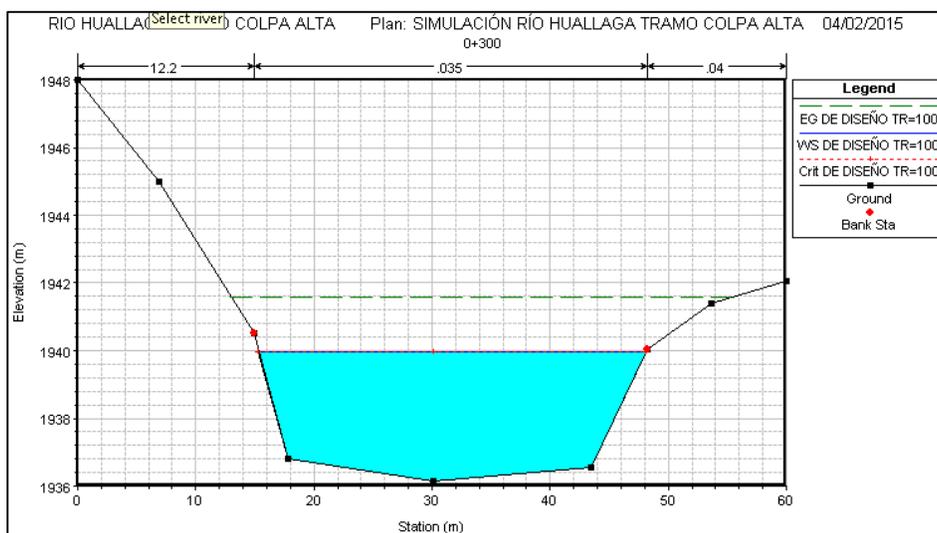
#### 5.2.2.1 Modelamiento hidráulico del HEC-RAS

Luego de la recolección de datos descrito líneas arriba se procede al modelamiento hidráulico en el programa HEC-RAS, para el Método de Artamonov, Método de Straub y el Método de Maza

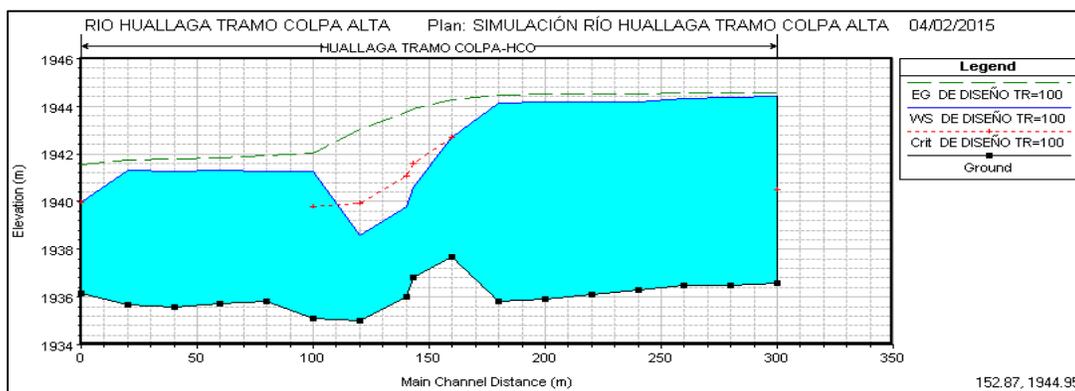
Luego del ingreso de datos geométricos y secciones transversales al programa HEC-RAS como se puede observar detalladamente en el Anexo A, se obtiene la siguiente vista que se aprecia en la Fig. 5.5



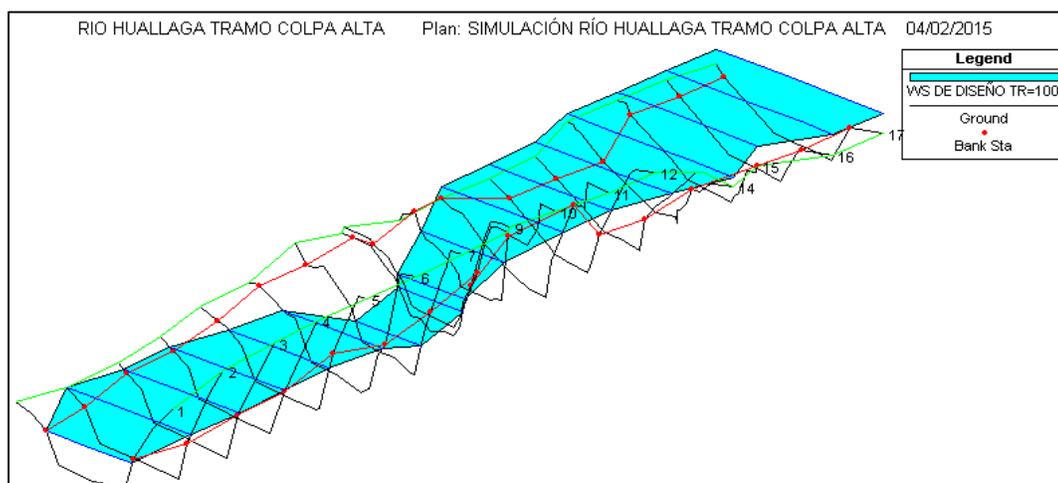
**Fig. 5.5 Datos geométricos río Huallaga tramo Colpa Alta**  
 Elaboración: Propia en el programa *HEC-RAS 4.1.0*



**Fig. 5.6 Sección transversal río Huallaga: tramo Colpa Alta**  
Elaboración: Propia en el programa HEC-RAS 4.1.0



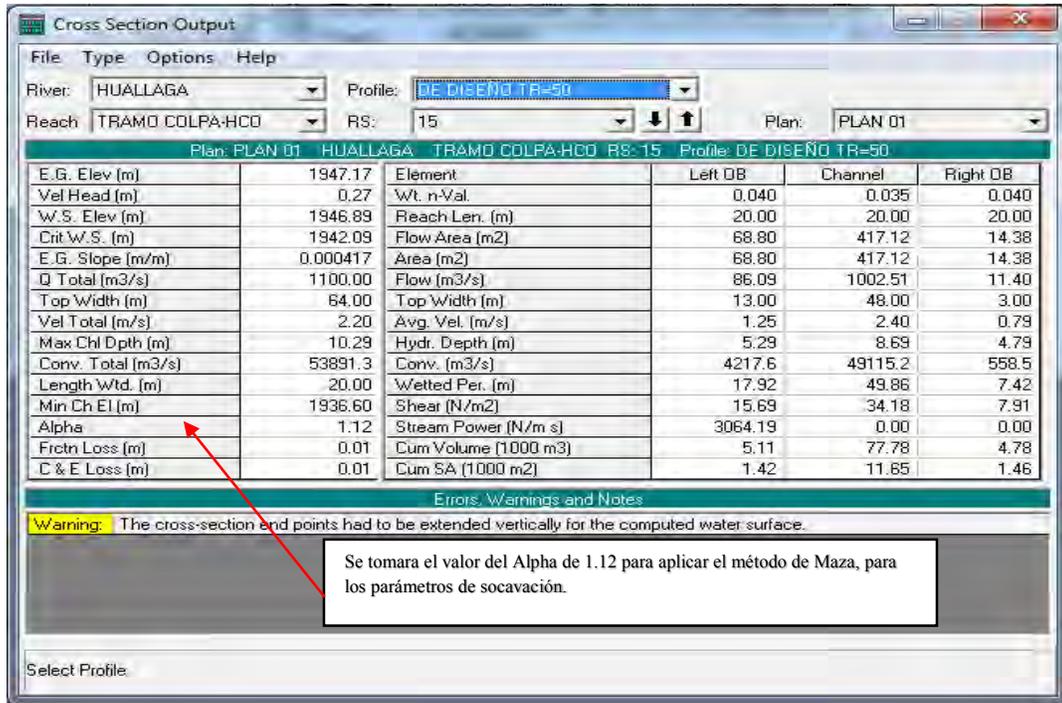
**Fig. 5.7 Láminas de agua río Huallaga: tramo Colpa Alta**  
Elaboración: Propia en el programa HEC-RAS 4.1.0



**Fig. 5.8 Dibujos en perspectiva río Huallaga: tramo Colpa Alta**  
Elaboración: Propia en el programa HEC-RAS 4.1.0

### 5.2.2.2 Resultado de las secciones transversales

En las siguientes imágenes se muestran los resultados de las secciones transversales obtenidas del modelamiento.



**Fig. 5.9 Resultado de las secciones transversales río Huallaga: tramo Colpa Alta**  
 Elaboración: Propia en el programa HEC-RAS 4.1.0

**Tabla 5.2 Resumen**

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
TRAMO COLPA-HCO	15	DE DISEÑO TR=50	1100.00	1936.60	1946.89	1942.09	1947.17	0.000417	2.40	500.30	64.00	0.26
TRAMO COLPA-HCO	14	DE DISEÑO TR=50	1100.00	1936.50	1946.77		1947.15	0.000573	2.74	476.50	64.00	0.30
TRAMO COLPA-HCO	13	DE DISEÑO TR=50	1100.00	1936.50	1946.75		1947.13	0.000706	2.76	408.92	54.00	0.31
TRAMO COLPA-HCO	12	DE DISEÑO TR=50	1100.00	1936.30	1946.53		1947.10	0.000976	3.47	418.14	64.00	0.38
TRAMO COLPA-HCO	11	DE DISEÑO TR=50	1100.00	1936.10	1946.46		1947.08	0.000978	3.55	378.83	58.09	0.39
TRAMO COLPA-HCO	10	DE DISEÑO TR=50	1100.00	1926.50	1946.51		1947.03	0.001225	3.27	374.68	49.81	0.34
TRAMO COLPA-HCO	9	DE DISEÑO TR=50	1100.00	1935.80	1946.48		1947.00	0.001197	3.20	343.56	49.32	0.39
TRAMO COLPA-HCO	8	DE DISEÑO TR=50	1100.00	1937.70	1944.53	1944.53	1946.78	0.008756	6.66	167.49	40.10	0.98
TRAMO COLPA-HCO	7	DE DISEÑO TR=50	1100.00	1936.80	1942.37	1943.59	1946.39	0.019042	8.88	123.88	33.14	1.47
TRAMO COLPA-HCO	6	DE DISEÑO TR=50	1100.00	1936.00	1941.60	1943.10	1946.26	0.022864	9.57	114.99	31.17	1.59
TRAMO COLPA-HCO	5	DE DISEÑO TR=50	1100.00	1935.00	1940.25	1942.02	1945.69	0.027172	10.33	106.46	28.54	1.71
TRAMO COLPA-HCO	4	DE DISEÑO TR=50	1100.00	1935.09	1940.32	1941.90	1944.96	0.022203	9.55	115.23	30.73	1.57
TRAMO COLPA-HCO	3	DE DISEÑO TR=50	1100.00	1935.80	1943.47	1941.63	1944.41	0.002558	4.31	261.18	51.49	0.58
TRAMO COLPA-HCO	2	DE DISEÑO TR=50	1100.00	1935.70	1943.52		1944.32	0.001844	3.99	285.51	50.73	0.51
TRAMO COLPA-HCO	1	DE DISEÑO TR=50	1100.00	1935.60	1943.50		1944.28	0.001771	3.94	288.22	49.51	0.49
TRAMO COLPA-HCO	0	DE DISEÑO TR=50	1100.00	1935.65	1943.51		1944.23	0.001456	3.82	307.63	50.65	0.46
TRAMO COLPA-HCO	-1	DE DISEÑO TR=50	1100.00	1936.13	1941.76	1941.76	1944.02	0.007392	6.69	170.57	44.52	0.97

Elaboración: propia en el programa HEC-RAS 4.1.0

### 5.2.2.3 Resultados del modelamiento hidráulico

En el cuadro N° 01 se muestran los resultados del modelamiento hidráulico por estaciones.

**Tabla 5.3 Resultado del modelamiento hidráulico al puente Colpa Alta**

Secciones	Progresivas	Tirante Normal	Tirante Critico	Caudal de Diseño	Cota Mínima de la Secc.	Cota de la Superficie de Agua	Nivel Critico	Nivel de Línea de Energía	Pendiente de la Línea de Energía	Velocidad de la Sección	Area Hidraulica	Epejo de Agua	N° de Froude
15	0+000	10.29	5.49	1100	1936.6	1946.89	1942.09	1947.17	0.000417	2.4	500.3	64	0.26
14	0+020	10.27		1100	1936.5	1946.77		1947.15	0.000573	2.74	476.5	64	0.3
13	0+040	10.25		1100	1936.5	1946.75		1947.13	0.000706	2.76	408.92	54	0.31
12	0+060	10.23		1100	1936.3	1946.53		1947.1	0.000976	3.47	418.14	64	0.38
11	0+080	10.36		1100	1936.1	1946.46		1947.08	0.000978	3.55	378.83	58.09	0.39
10	0+100	20.01		1100	1926.5	1946.51		1947.03	0.001225	3.27	374.68	49.81	0.34
9	0+120	10.68		1100	1935.8	1946.48		1947	0.001197	3.2	343.56	49.32	0.39
8	0+140	6.83	6.83	1100	1937.7	1944.53	1944.53	1946.78	0.008756	6.66	167.49	40.1	0.98
7	0+157.04	5.57	6.79	1100	1936.8	1942.37	1943.59	1946.39	0.019042	8.88	123.88	33.14	1.47
6	0+160	5.6	7.1	1100	1936	1941.6	1943.1	1946.26	0.022864	9.57	114.99	31.17	1.59
5	0+180	5.25	7.02	1100	1935	1940.25	1942.02	1945.69	0.027172	10.33	106.46	28.54	1.71
4	0+200	5.23	6.81	1100	1935.09	1940.32	1941.9	1944.96	0.022203	9.55	115.23	30.73	1.57
3	0+220	7.67	5.83	1100	1935.8	1943.47	1941.63	1944.41	0.002558	4.31	261.18	51.49	0.58
2	0+240	7.82		1100	1935.7	1943.52		1944.32	0.001844	3.99	285.51	50.73	0.51
1	0+260	7.9		1100	1935.6	1943.5		1944.28	0.001771	3.94	288.22	49.51	0.49
0	0+280	7.86		1100	1935.65	1943.51		1944.23	0.001456	3.82	307.63	50.65	0.46
-1	0+300	5.63	5.63	1100	1936.13	1941.76	1941.76	1944.02	0.007392	6.69	170.57	44.52	0.97

### 5.2.2.4 Resultados del modelamiento hidráulico del puente Colpa Alta aplicando los métodos propuestos: Artamanov, Straub y Maza

#### 5.2.2.4.1 Por el Método de Artamanov

Con el método propuesto se determinó aproximadamente que el estribo derecho retiene el 10% del caudal total que pasa por la sección (caudal de diseño), en consecuencia, se obtiene un  $P_q$  de 2.08 m. De la misma manera se determinó aproximadamente que el estribo izquierdo retiene el 5% del caudal total que pasa por la sección (caudal de diseño), obteniéndose un  $P_q=1.78$ m.  $P_q$  es igual al coeficiente que depende de la relación  $Q_1/Q_2$ , con  $Q_1$ , el caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera, y  $Q_D$  el caudal total que escurre por el río.

$$P_q = 1.4675 + 6.55238 \left[ \frac{Q_1}{Q_D} \right] - 4.0238 \left[ \frac{Q_1}{Q_D} \right]^2$$

La profundidad de la lámina de agua, incluyendo la profundidad de socavación al pie de un estribo es:

$$D_s = P \alpha P_q P_r H_o$$

Donde:

$D_s$  = Socavación total al pie del estribo o espigón, medida desde la superficie libre del agua (m).

$P \alpha$  = Coeficiente que depende del ángulo que forma el eje de la obra con la dirección de la corriente. (Ver Fig. 3.2)

$P_r$  = Coeficiente que depende del talud que tiene los lados de la obra (Ver Fig. 3.3)

$H_o$  = Profundidad de lámina de agua en el sitio junto al estribo o al espigón antes de la erosión

Obteniéndose finalmente para el estribo derecho una socavación de 2.18 m y para el estribo izquierdo una socavación de 1.51 m.

## SOCAVACIÓN DE ESTRIBOS EN PUENTES

### MÉTODO DE BARTAMONGV

#### GEOMETRÍA DEL RÍO

#### FÓRMULA

$P_q$  = Profundidad de socavación (m.)

$Q_1$  = Caudal del retenido ( $m^3/s$ )

$Q_d$  = Caudal de diseño ( $m^3/s$ )

$$P_q = 1.4675 + 6.55238 \left[ \frac{Q_1}{Q_d} \right] - 4.0238 \left[ \frac{Q_1}{Q_d} \right]^2$$

1.- PARA EL ESTRIBO DERECHO:  $Q_1 = 10\%[Q_d]$

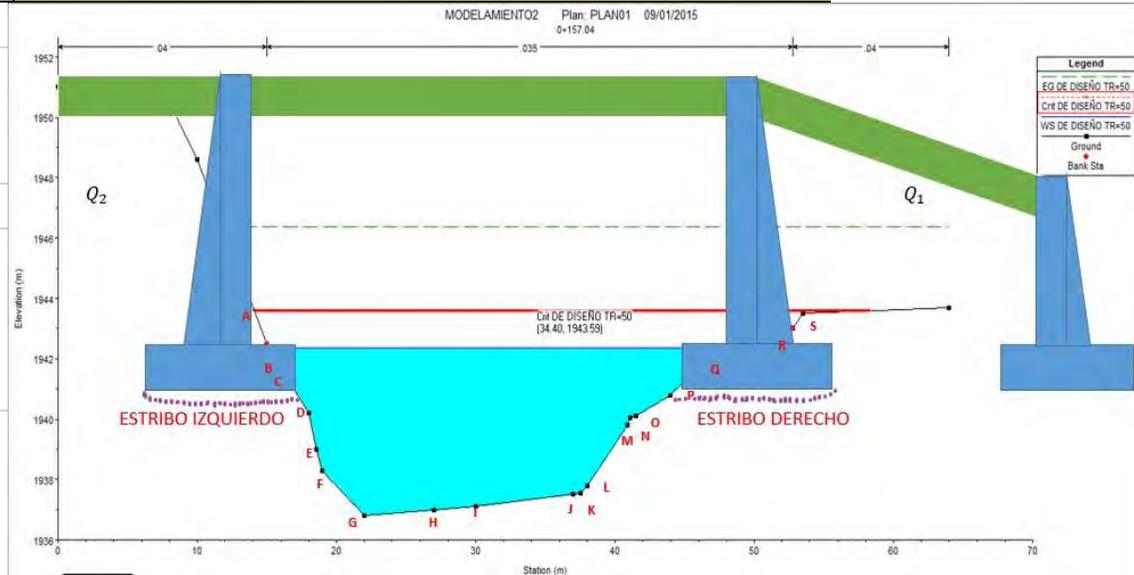
$$P_q = 1.4675 + 6.55238 \left[ \frac{110}{1100} \right] - 4.0238 \left[ \frac{110}{1100} \right]^2$$

$Q_d$	$Q_1$	$P_q$
1100	110	2.0825

2.- PARA EL ESTRIBO IZQUIERDO:  $Q_2 = 5\%[Q_d]$

$$P_q = 1.4675 + 6.55238 \left[ \frac{55}{1100} \right] - 4.0238 \left[ \frac{55}{1100} \right]^2$$

$Q_d$	$Q_2$	$P_q$
1100	55	1.7850595



	$P_\alpha$	$P_q$	$P_r$	$H_o$	$D_s$
<b>E. Derecho</b>	1	2.08	1	1.05	2.18
<b>E. Izquierdo</b>	1	1.78	0.83	1.02	1.51

Fig. 5.10 Socavación de estribos en puentes

#### 5.2.2.4.2 Por el Método de Straub

En primer lugar se determina la sección donde se ubica el puente (ver tabla 5.3), el cual está ubicado en la sección N°7, progresiva 0+157.04, obteniéndose los parámetros hidráulicos siguientes:

- Nivel crítico de superficie de agua cota 1943.59m (nivel de referencia)
- Las cotas de la sección 7 están representadas por letras desde la A hasta la S, las cuales son restadas, cada una de ellas, con el nivel de referencia cota 1943.59 , para obtener (Ho) altura con respecto al nivel de referencia. Asimismo, se tiene que (Bo) longitud mayor del río es de 44.15 m y (Bf) la longitud de la losa del puente es de 37.60m. Utilizando la fórmula propuesta en la sección 3.2.3 **se obtiene la socavación transversal , para la sección, presentándose la mayor socavación G y H con 7.53 m y 7.31 m respectivamente.**

# SOCAVACIÓN TRANSVERSAL EN PUENTES

## MÉTODO DE STRAUB

GEOMETRÍA DEL RÍO	FÓRMULA
$H_0$ = altura con respecto al nivel de referencia (m.)	$H_f = (H_0) \cdot \left[ \frac{B_0}{B_f} \right]^{0.642}$
$B_0$ = longitud mayor del río (m.)	
$B_f$ = longitud del puente en diseño (m.)	

PARÁMETROS DE SOCAVACIÓN	
$B_0$	44.15
$B_f$	37.60
N.R.	1943.59

PUNTO	COTA	$H_0$	$H_f$	$\Delta H$	COTA FINAL
A	1943.59	0.00	0.00	0.00	1943.59
B	1941.80	1.79	1.98	0.19	1941.61
C	1941.65	1.94	2.15	0.21	1941.44
D	1940.20	3.39	3.76	0.37	1939.83
E	1939.00	4.59	5.09	0.50	1938.50
F	1938.30	5.29	5.86	0.57	1937.73
G	1936.80	6.79	7.53	0.74	1936.06
H	1937.00	6.59	7.31	0.72	1936.28
I	1937.10	6.49	7.19	0.70	1936.40
J	1937.50	6.09	6.75	0.66	1936.84
K	1937.55	6.04	6.70	0.66	1936.89
L	1937.80	5.79	6.42	0.63	1937.17
M	1939.80	3.79	4.20	0.41	1939.39
N	1940.05	3.54	3.92	0.38	1939.67
O	1940.10	3.49	3.87	0.38	1939.72
P	1940.80	2.79	3.09	0.30	1940.50
Q	1942.20	1.39	1.54	0.15	1942.05
R	1943.00	0.59	0.65	0.06	1942.94
S	1943.50	0.09	0.10	0.01	1943.49

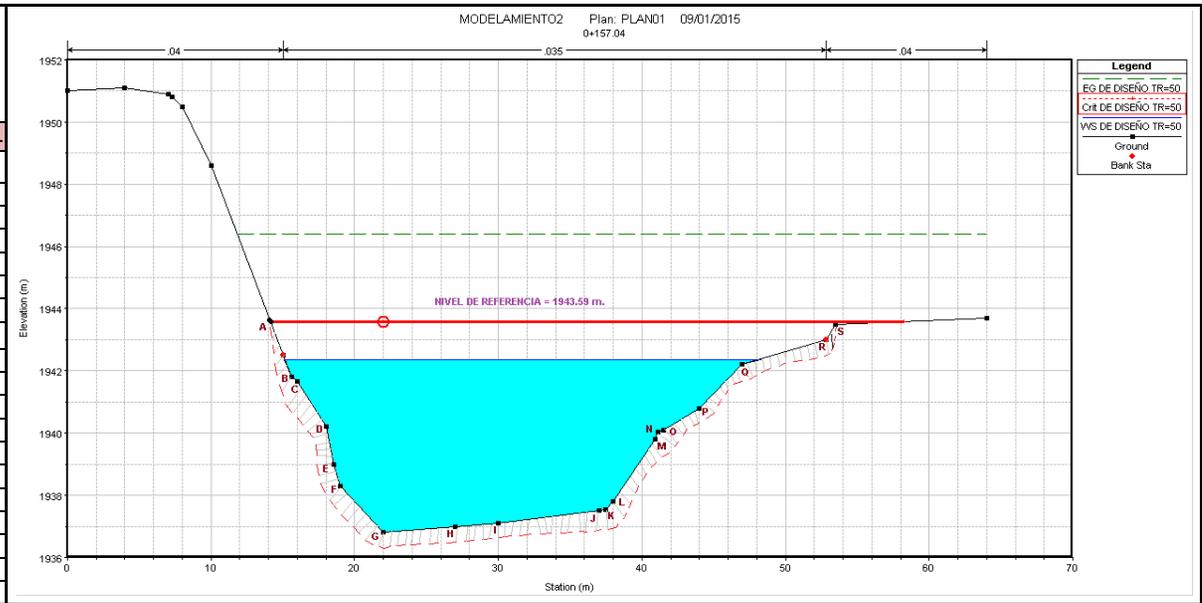


Fig. 5.11 Socavación transversal en puentes

#### 5.2.2.4.3 Por el Método de Maza

En primer lugar se determina la sección donde se ubica el puente, el cual está ubicado en la sección N°7, progresiva 0+157.04, obteniéndose los parámetros hidráulicos siguientes:

- Tirante crítico de 6.79 m, con una cota mínima de **1936.8 m**
- Nivel de referencia cota 1943.59 m, el cual es la suma del tirante crítico y la cota mínima.
- El Dm (diámetro medio de partícula), se obtuvo de la curva granulométrica, de las muestras tomadas en la zona del estudio y procesadas en el laboratorio de la UNHEVAL.
- Es necesario mencionar que cada cota en la sección N°7 está representada por una letra determina desde la A hasta la O, siendo el punto más bajo de la sección el punto F el cual tiene una cota de **1936.8 m**. Utilizando los parámetro de socavación descritas en el punto **3.2.1**, se **obtiene la socavación general en toda la sección siendo los puntos F hasta J, los que mayor socavación presentan que va desde los 5.158 m hasta los 4.214 m.**

## CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL EN Puentes

### MÉTODO DE MAZA

#### FÓRMULAS :

$$\beta = 0.0973 \log(T_r) + 0.79$$

$$\psi = 1.5(\gamma_m) - 0.54$$

$$Z = 0.394 - 0.041 \log(D_m) - 0.0089(\log(D_m))^2$$

$$H_{S_i} = \left[ \frac{\alpha(H_{0_i})^5}{0.68\psi\beta(D_m)^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+Z}}$$

Nivel de Referencia	1943.59
$\gamma_m$	1.70
$D_m$	30.00
$T_r$	50.00

PARÁMETROS DE SOCAVACIÓN	
$\beta$	0.955
$\psi$	2.010
$Z$	0.314
$\alpha$	1.200

PUNTO	COTA	$H_{0_i}$	$H_{S_i}$
A	1941.80	1.79	0.951
B	1941.65	1.94	1.053
C	1940.20	3.39	2.137
D	1939.00	4.59	3.139
E	1938.30	5.29	3.758
F	1936.80	6.79	5.158
G	1937.00	6.59	4.966
H	1937.10	6.49	4.870
I	1937.50	6.09	4.493
J	1937.55	6.04	4.446
K	1937.80	5.79	4.214
L	1939.80	3.79	2.462
M	1940.05	3.54	2.258
N	1940.10	3.49	2.217
Ñ	1940.80	2.79	1.669
O	1942.20	1.39	0.690

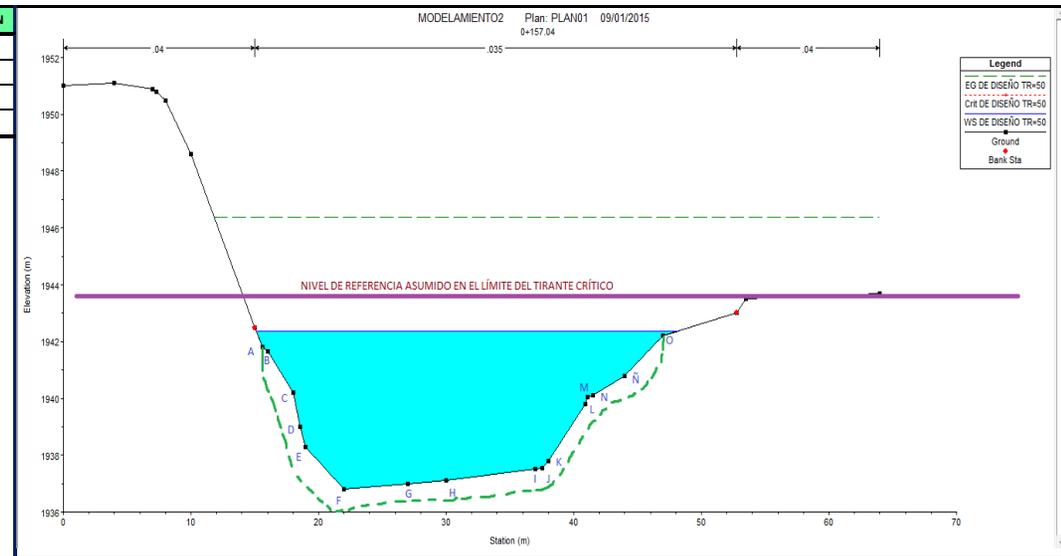


Fig. 5.12 Cálculo de la socavación general en puente

NOTA: Para utilizar las fórmulas, asumimos el peso específico de la muestra de suelo 1.70 gr/cm<sup>3</sup>, con datos estadísticos obtenidos en el laboratorio de suelos.

## Conclusiones

1. Para la presente tesis tomamos parámetros hidráulicos que el HEC –RAS nos proporciona, con el objetivo de aplicar los tres métodos propuestos (Artamanov, Straub y Masa) y determinar de manera práctica los diferentes tipos de socavación que se presentan en la zona de estudio.
2. En la presente tesis el modelamiento hidráulico con el HEC-RAS, se realizó en el flujo no permanente.
3. Los tres métodos propuestos en la presente tesis son considerados en el *Manual de hidrología hidráulica y drenaje del reglamento Vial de gestión de Infraestructura Vial aprobada mediante Decreto Supremo N°034-2008 –MTC*.
4. La metodología desarrollada en esta tesis puede ser usada por los ingenieros proyectistas cuando necesiten conocer la socavación de un puente o defensa ribereña (gaviones, concreto, espigones, etc.).

## **Recomendaciones**

1. Para realizar el modelamiento hidráulico con el HEC-RAS, es muy importante tener un levantamiento topográfico muy preciso que nos permita obtener secciones transversales reales de la zona de estudio, garantizando así un adecuado modelamiento y la obtención de parámetros hidráulicos confiables.
2. Efectuar el estudio hidrológico de la cuenca donde se realizará el proyecto de un puente es importante para conocer el caudal de diseño en un periodo de retorno determinado, con el objetivo de garantizar un modelamiento hidráulico confiable utilizando el HEC.-RAS.
3. Realizar la granulometría del material de la zona para determinar el diámetro medio (D50 es necesario en la hidráulica de puentes.
4. Identificar los grados de libertad del río con el fin de plantear obras de protección y encauzamiento cuando se realice el estudio de un puente.

## Referencias bibliográficas

- Editorial MACRO (2011). *“Manual Hidrología Hidráulica y Drenaje”*. Lima, Perú: Editorial MACRO.
- Helberg K. (1998) *“Del puente a la tragedia”* Revista *Caretas*, N°1509 <http://httpcaretas.pe/1998/1508/puentes/puesntes.htm>, 1998.
- Martínez Marín, E. (2001) *“Hidráulica fluvial”*: Madrid, España, Bellisco Editorial.
- Muñoz E. (2004) *“Socavación de puentes”*. Revista *Infraestructura Vial*.15 Volúmenes, Pag 10-30.
- Muñoz E. (2003) *“Estudio de las causas del colapso de algunos puentes en Colombia”* Ingeniería y Universidad, Publicación Semestral de la Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Javeriana, V.6, fase 1p33 – 47.
- Perú. DS N°034 – 2008 – MTC: 25/10/08. *“Reglamento Nacional de Gestión de Infraestructura”*. Lima Perú, 25 de octubre del 2008 Diario Oficial *El Peruano*
- PROVIAS NACIONAL – MTC, Vargas Avendaño, O. (Perú). *“Programa 2012 – 2020 – Programa puentes”*. Lima, Perú, 2012 40 pp.
- Rocha Felices, A. (1998). *“Introducción a la Hidráulica fluvial”*. Lima Perú: *Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería*.
- Rocha Felices, A. (2010). *“Introducción a la hidráulica de obras viales”* (3°ra edición). Lima, Peru: Fondo editorial del Instituto de la Construcción y Gerencia, capítulo 10 pág. 237 a pág. 264.

Rodriguez Diaz, H.A. (2010). *“Hidraulica Fluvial. Fundamentos y aplicaciones”*. Colombia editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

Searuz. (2006) *“Dimensionamiento hidráulico optimizado de puentes con terraplenes.”* Piura, Perú. Maestría en Ingeniería Civil, Universidad de Piura.

## ANEXO A

### Puente Colpa Alta:

#### Simulación hidráulica aplicada, usando HEC-RAS

##### 1 Objetivos del curso

El objetivo del tema es dar a conocer el procedimiento para realizar cálculos hidráulicos unidimensionales para un sistema natural (ríos) o para canales construidos, mediante la utilización del programa HEC-RAS.

En el cual se podrán distinguir los pasos fundamentales de trabajo como saber ingreso y edición de datos geométricos e hidráulicos, análisis hidráulico, presentación gráfica., tabular, tanto datos de entrada como de salida y reportes varios que nos darán las pautas para plantear una alternativa de solución a problemas reales, basada en la simulación realizada.

##### 2 Introducción

La hidráulica fluvial trata de las intervenciones humanas en los ríos para su adecuación al aprovechamiento de los recursos o a la reducción de los riesgos de daño. Para comprender esta hidráulica se debe tener conocimientos de Hidráulica, Hidrología y de obras hidráulicas, materias que son parte de la currícula del Ingeniero Civil.

Sin embargo, la hidráulica fluvial conlleva al ingeniero a pensar más allá de estos conocimientos, puesto que cuando hablamos del diseño de un canal, los parámetros a manejar, llámese caudal, requerimientos hídricos, trazo del canal, el tipo de revestimiento, como observamos nosotros tenemos la potestad de manejar de uno u otro modo estos datos; para un río por el contrario no hay determinaciones previas, sino que las respuestas son en todo caso materia de estudio de la hidrología, la geomorfología o la hidráulica fluvial.

Las simulaciones hidráulicas nos presentan una manera de análisis de la interrelación entre la topografía del cauce de un río, los volúmenes de agua y sedimentos transportados, así como la manera que influyen en el nivel de agua las obstrucciones u obras hidráulicas que se presenten en su cauce. Siendo una herramienta muy útil para entender estos temas y darle soluciones a problemas planteados en el manejo de cauces naturales, aprendemos a utilizar el software HEC-RAS 4.1.0.

##### 3 Módulo I

###### Simulación hidráulica: índice

- 3.1 Trabajando con HEC-RAS: una apreciación global
- 3.2 Desarrollo de un modelo hidráulico con HEC-RAS
- 3.3 Crear un proyecto nuevo o abrir uno existente
- 3.4 Ingreso de los datos geométricos
- 3.5 Ingreso de los datos hidráulicos: caudal y condiciones de contorno
- 3.6 Crear un plan y ejecutar una simulación
- 3.7 Ver e imprimir los resultados
- 3.8 Opciones avanzadas

## **3.1 Trabajando con HEC-RAS: una apreciación global**

### **3.1.1 La apreciación global**

HEC-RAS es un paquete integrado de análisis hidráulico, donde el usuario actúa recíprocamente con el sistema a través del uso de una Interface Gráfica del Usuario (GUI). El sistema es capaz de realizar cálculos de los flujos de la superficie del agua, cálculos de flujo uniforme, e incluirá flujo variado, transporte del sedimento, etc.

En la terminología de HEC-RAS, un Proyecto es un juego de archivos de datos asociados con un sistema de un río en particular. El modelador puede realizar cualquiera o varios tipos de análisis, incluido en el paquete de HEC-RAS, como parte del proyecto. Los archivos de datos para un proyecto se categorizan como sigue:

- Datos de planta
- Datos geométricos
- Datos de flujo uniforme
- Datos de flujo variado
- Datos de sedimentos
- Datos de diseño hidráulico

Durante el curso de un estudio el proyectista puede desear formular varios planes diferentes.

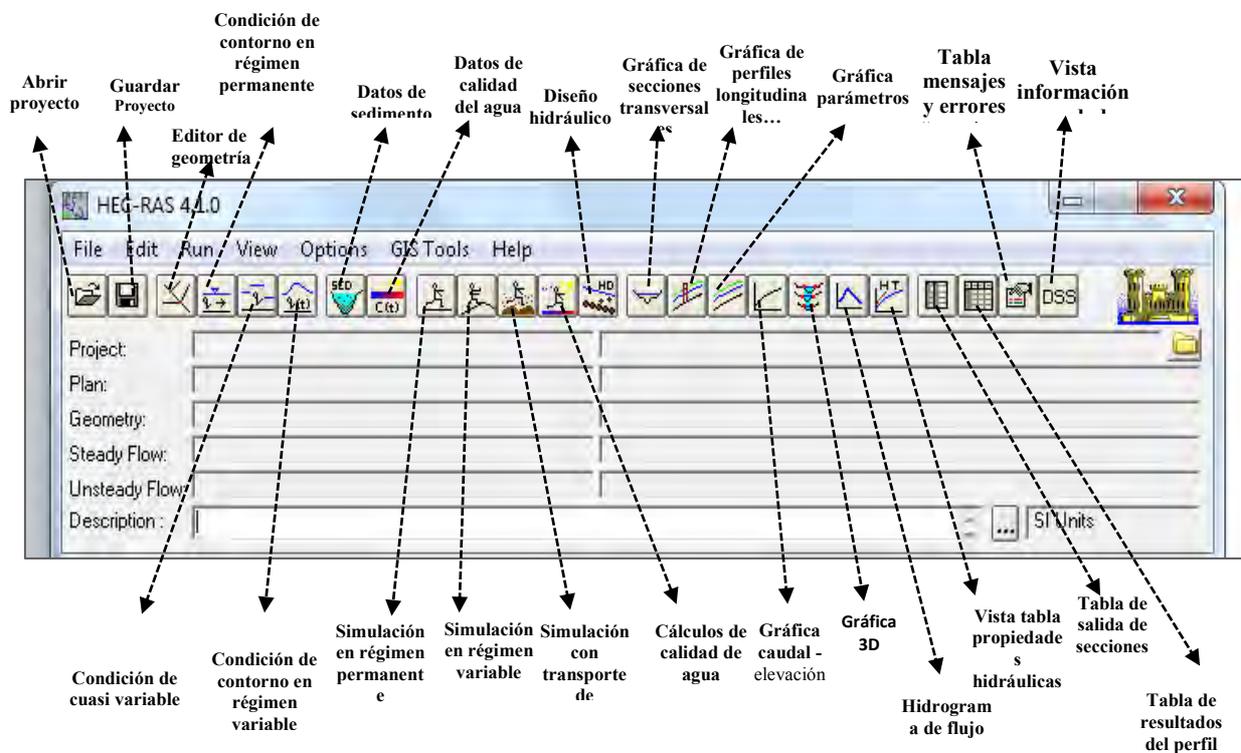
Cada plan representa una simulación específica de datos geométricos y datos de flujo. Una vez introducidos los datos básicos en el HEC-RAS, el proyectista puede formular los nuevos planes fácilmente. Después de que las simulaciones son hechas para varios proyectos, los resultados pueden compararse simultáneamente en la forma tabular y gráfica.

Los siguiente *Ítems* nos proporcionan una apreciación global de cómo un estudio se realiza con el *software* de HEC-RAS.

### **3.1.2 Empezando con HEC-RAS**

Para empezar HEC-RAS de Windows:

- Ingresar al programa de HEC-RAS.
- Veremos la ventana principal del programa que se presenta a continuación en la figura A-1:



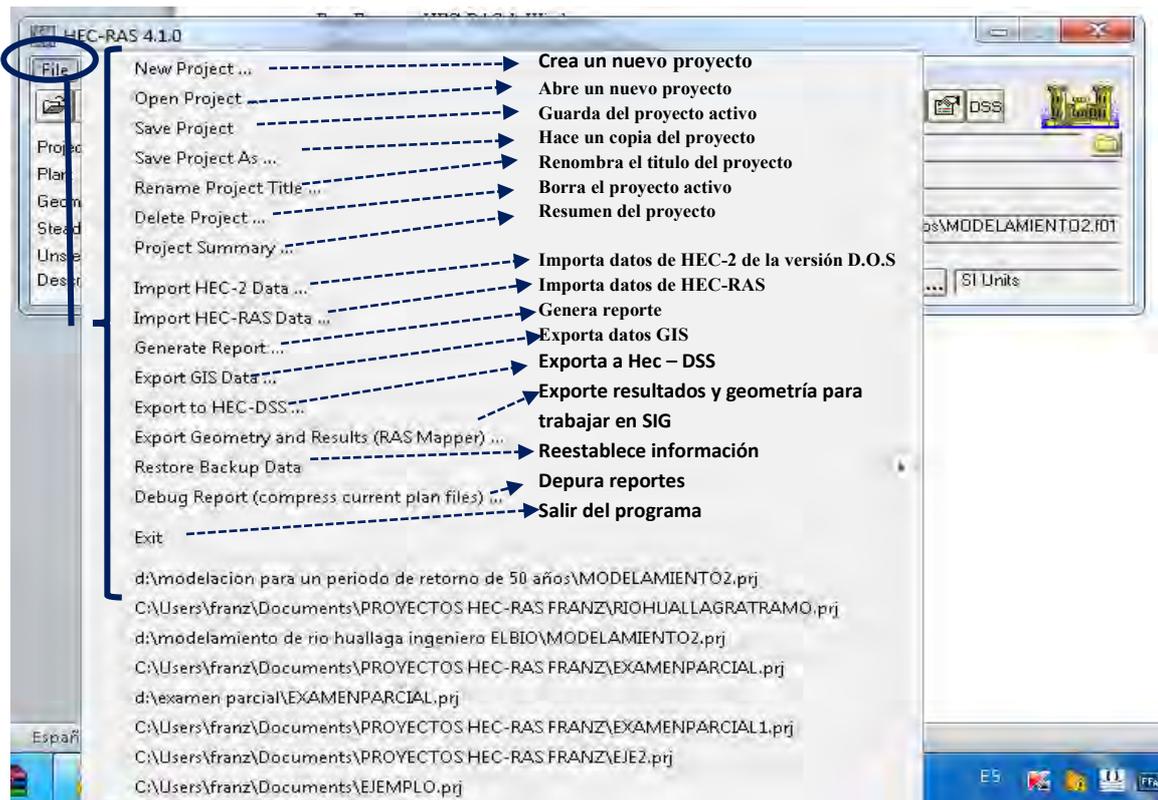
**Fig. A-1 Ventana principal del programa HEC-RAS**

- Esta ventana principal tiene las opciones siguientes en la barra del menú:

### 3.1.3 File (archivo)

Contiene las opciones para crear y manejar los proyectos, además los cuatro proyectos abiertos más recientes, se ubicarán al final del menú *File*, permitiendo al usuario abrir rápidamente un proyecto que fue recientemente ejecutado.

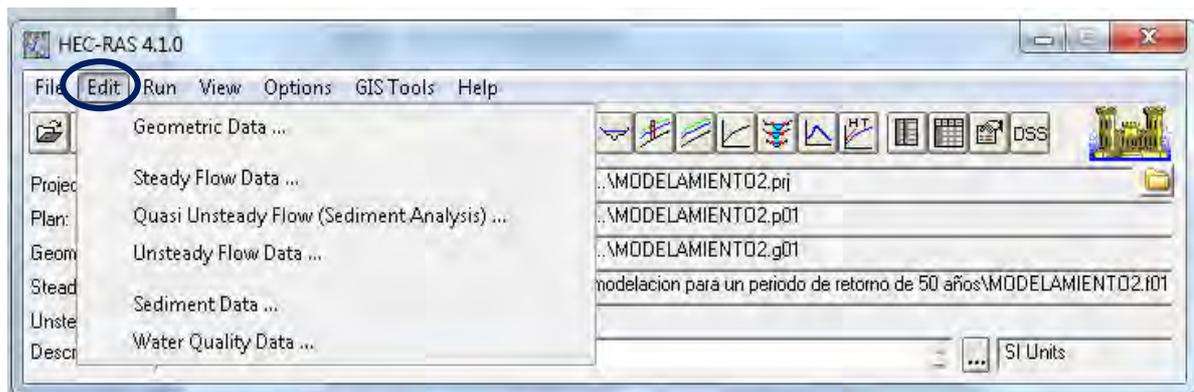
Esta opción se usa para el manejo de archivos. Las opciones disponibles bajo el menú del Archivo incluyen: Nuevo Proyecto, Abrir Proyecto, Guardar el Proyecto, Guardar el Proyecto Como, Renombre el Proyecto, Borre el Proyecto, Resumen del proyecto, Importar los Datos de HEC-2, Importar los datos de HEC-RAS, Genere el Informe, Exportar datos GIS, Exporte a HEC-DSS, Restaurar Datos de *Backup* y Salida.



**Fig. A-2 Ventana del *File* (archivo)**

### 3.1.4 *Edit* (Editar)

El menú *Edit* contiene las opciones para introducir y editar la información entre las cuales tenemos: Datos de Geometría, Dato de Flujo Permanente, Dato de Flujo No Permanente, Datos de Sedimento, Datos de Calidad de Agua.



**Fig. A-3 *Edit* (editar)**

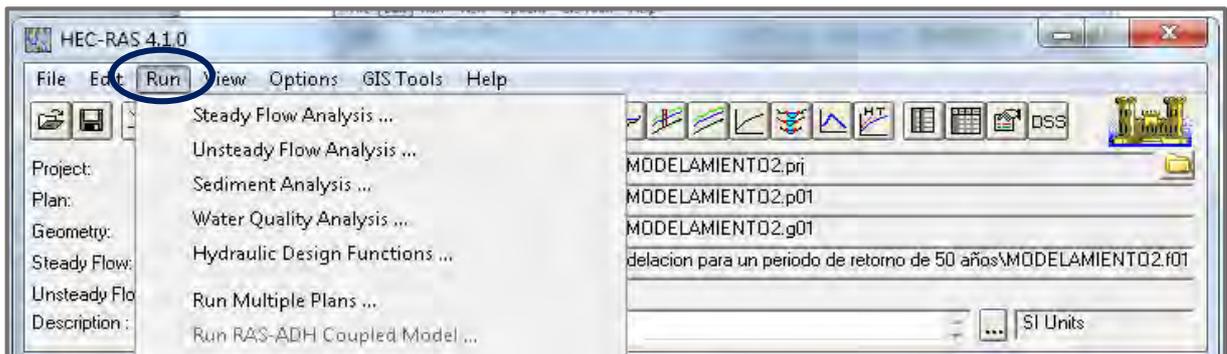
### 3.1.5 *Run* (Correr)

Esta opción se usa para realizar los cálculos hidráulicos. Las opciones bajo este artículo del menú incluyen:

El Análisis de Flujo Uniforme, El Análisis de Flujo Variado, El Análisis del Sedimento, y Las Funciones de diseño Hidráulico.

Correr Múltiples Planes.

En la versión actual el Análisis del Sedimento no están disponibles.

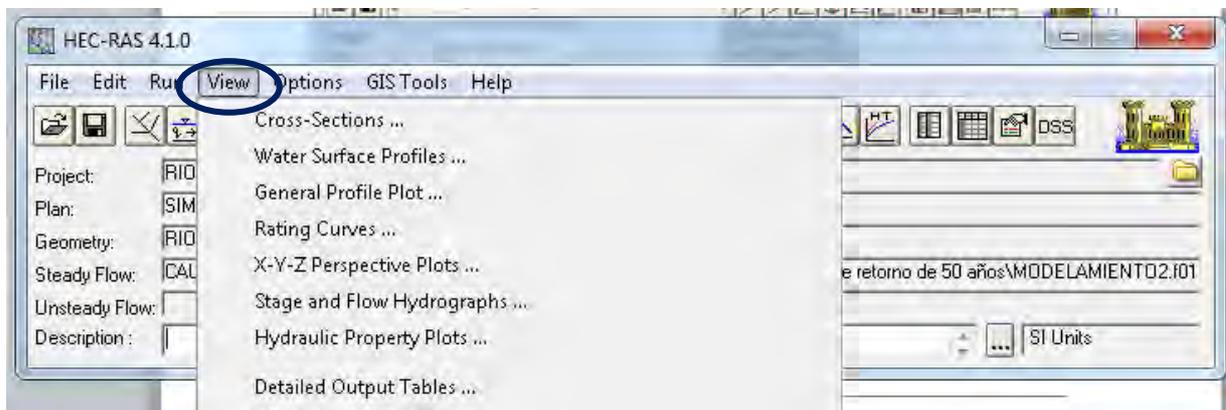


**Fig. A-4 Run (Correr)**

### 3.1.6 View (La vista)

Esta opción contiene un juego de herramientas que proveen ventanas gráficas y tabulares de los resultados del modelamiento. Los *items* del menú de *View* incluyen:

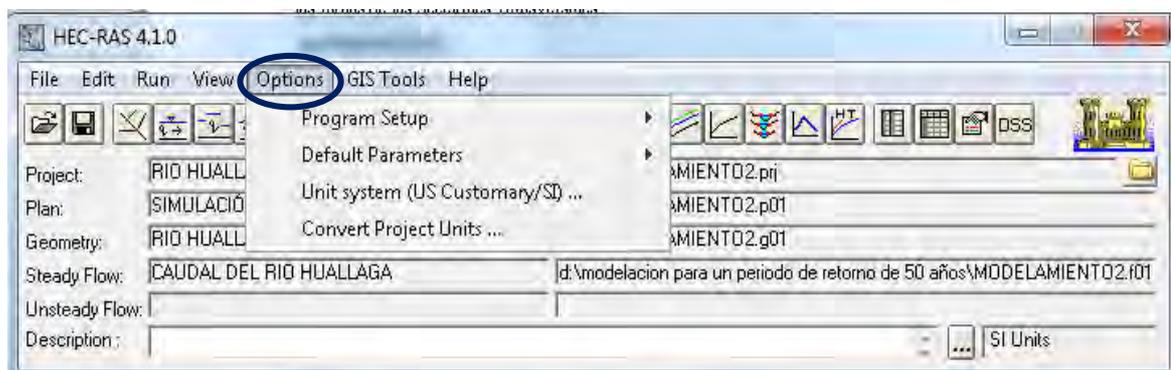
Las Secciones Transversales, Los Perfiles de Superficie de Agua, Ploteo de Perfiles en General, Curvas Típicas; Vista en Perspectiva X-Y-Z, Ver Hidrograma de Caudal y Tirante (solo cuando se ejecutan simulaciones con flujo no permanente), Ploteo de Propiedades Hidráulicas, Tabla Detallada de Resultados, Tablas de las Secciones Transversales, Tablas del Perfil, Resumen de errores, Advertencias & Notas y Datos DSS.



**Fig. A-5 View (Vista)**

### 3.1.8 Options (opciones)

Permite al usuario cambiar las opciones de ajuste del HEC-RAS en el *Program Setup*. Establecer el Sistema de las Unidades Predefinido (inglés o métrico); y Conversión de Unidades del Proyecto (inglés a Métrico, o Métrico a inglés).



**Fig. A-6 Ventana de *Options* (opciones)**

### **3.1.9 Help (ayuda)**

Esta opción le permite al usuario conseguir las ayudas en línea, así como el despliegue de la información de la versión actual sobre HEC-RAS.

## **3.2 Desarrollo de un modelo hidráulico con HEC-RAS**

Hay cinco pasos principales para la creación de un modelo hidráulico con HEC-RAS:

- 3.2.1 Crear un Proyecto Nuevo o Abrir uno existente
- 3.2.2 Introducir los Datos Geométricos
- 3.2.3 Introducir los Datos Hidráulicos: Caudal y Condiciones de contorno
- 3.2.4 Crear un plan y ejecutar la simulación
- 3.2.5 Ver e imprimir los resultados

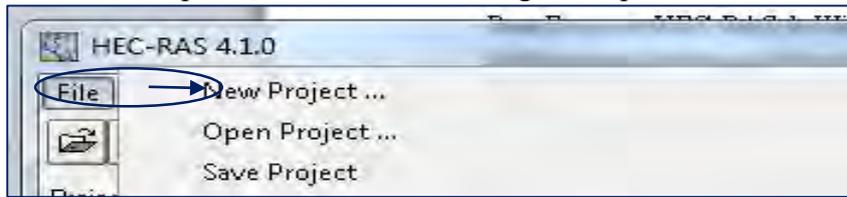
Al culminar estos pasos, con los resultados o datos de salida se podrá conocer por ejemplo, el tirante del agua, la velocidad media del flujo, etc. Estos parámetros se utilizan, en el diseño obras en el cauce principal de canales, drenes, o ríos, tales como alcantarillas, puentes, bocatomas; para el diseño diques, enrocados, para determinar la planicie de inundación y planificar el desarrollo urbano de una ciudad, etc.

## **3.3 Crear un Proyecto Nuevo o Abrir uno Existente**

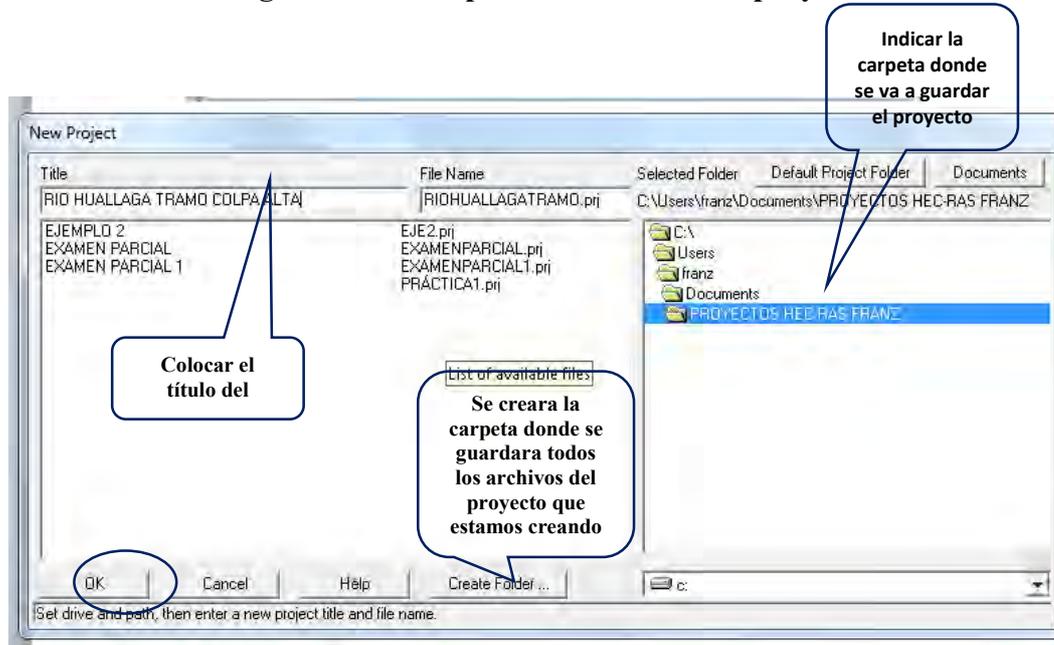
### **3.3.1 Crear un Proyecto Nuevo**

- El primer paso al desarrollar un modelo hidráulico con HEC-RAS es establecer qué directorio usted desea para trabajar e ingresar un título para el nuevo proyecto.
- Para empezar un nuevo proyecto, vaya al menú del Archivo en la ventana principal de HEC-RAS l y seleccione el Nuevo Proyecto.
- El nombre del archivo del proyecto debe tener la extensión .PRJ, al usuario no se le permite cambiar esto.

- Una vez que usted ha entrado en toda la información, presione el botón "OK" para tener la información aceptada, visualizándose la siguiente pantalla

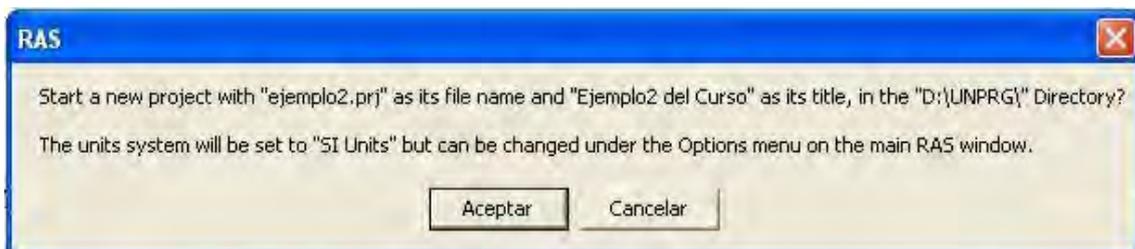


**Fig A-7 Ventana para crear un nuevo proyecto**



**Fig. A-8 Ventana acerca de la información aceptada**

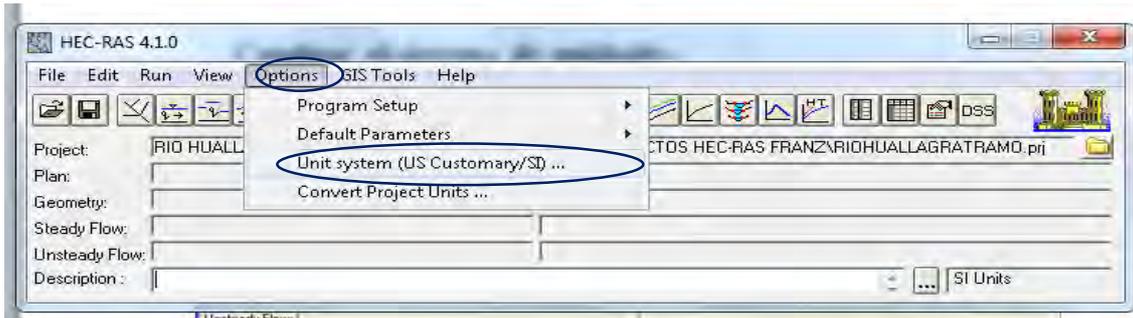
- Luego de colocar el título del proyecto hacemos clic en el botón OK
- Una vez realizado esto, la ventana del mensaje aparecerá con el título del proyecto y el directorio donde se localizara el proyecto.



**Fig. A-9 Ventana del mensaje**

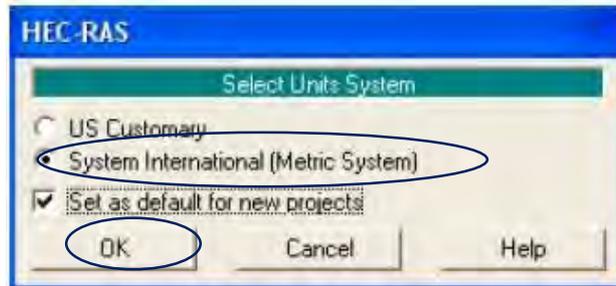
### 3.3.2 Cambiar el Sistema de Unidades

Antes de cualquier ingreso de datos Geométricos y de Flujo, el usuario debe seleccionar el Sistema de las Unidades (inglés o Métrico) en el cual desea trabajar. Esto se hace seleccionando el Sistema de la Unidad del menú de las opciones en la ventana principal de HEC-RAS.



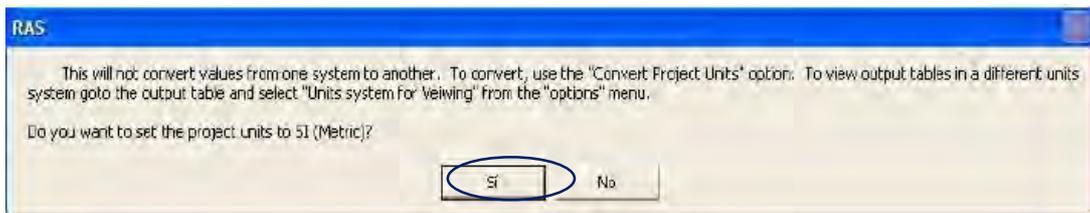
**Fig. A-10 Ventana para cambiar de sistema de unidades**

- Aparecerá la ventana de la Fig. A-11:



**Fig. A-11 Ventana acerca del proceso de selección de sistema**

- Seleccionar la Opción *System Internacional (Metric System)* que es Sistema Internacional (Sistema Métrico)
- Si seleccionamos también “*Set as default for new projects*”, todos los proyectos nuevos que se creen serán con las Unidades del Sistema Internacional
- “Ok” para aceptar

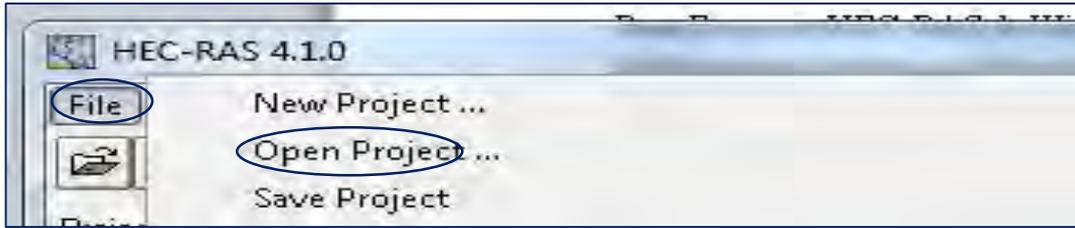


**Fig. A-12 Advertencia**

Nos avisa que esa opción sólo configura el sistema de unidades pero NO CONVIERTE las unidades de un proyecto abierto.

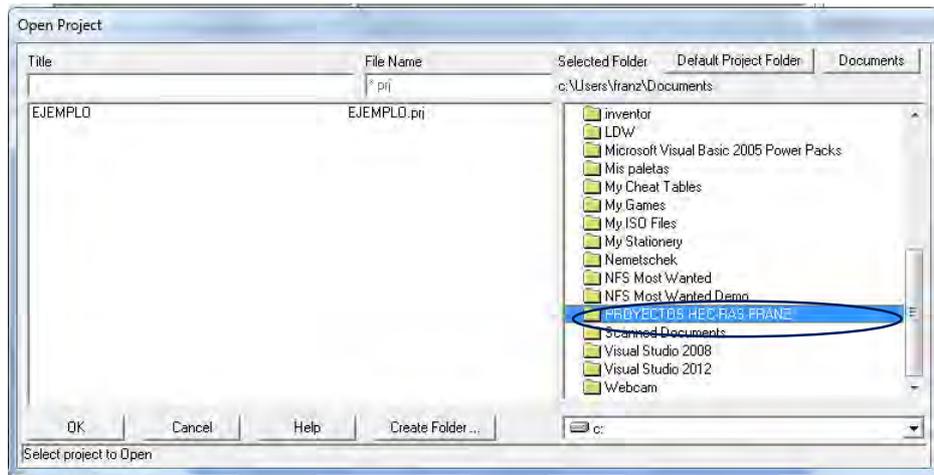
### 3.3.3 Abrir un proyecto existente

- Seleccionar el archivo de abrir el proyecto o el *File/Open Project*



**Fig. A-13** Ventana de archive de abrir el proyecto o *File open Project*

- Luego aparece la siguiente ventana donde podemos navegar por el ordenador hasta encontrar el fichero del proyecto que deseamos abrir.



**Fig. A-14** Ventana con títulos de proyectos

### 3.4 Ingreso de los Datos Geométricos (*Geometric data*)

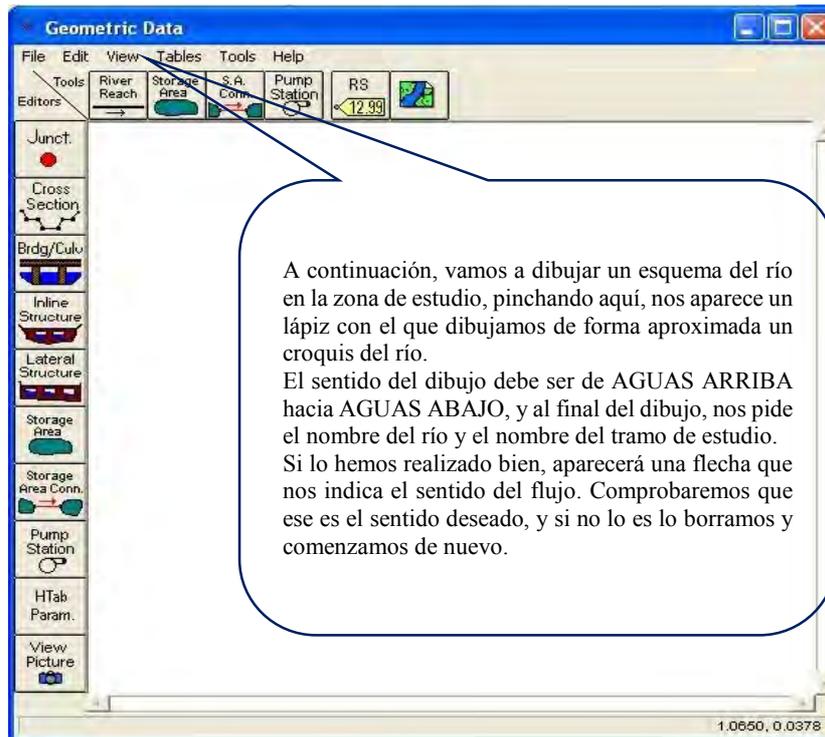
El próximo paso es ingresar los datos geométricos necesarios que consisten en:

- La información para el esquema general del cauce (la red del cauce),
- Datos de la secciones transversales
- Datos de las estructuras hidráulicas (los puentes, alcantarillas, los azudes etc.).

Los datos geométricos se ingresan seleccionando "*Geometric Data*" (datos geométricos) del menú *Edit* (editar) en la ventana principal de HEC-RAS.

#### 3.4.1 Crear el tramo

- El proyectista desarrolla los datos geométricos primero dibujando el esquema general del sistema (*River system schematic*), que son unos trazos que representan el cauce del río o canal a evaluar y trazando los tramos de aguas arriba hacia aguas abajo (en la dirección de flujo positivo).



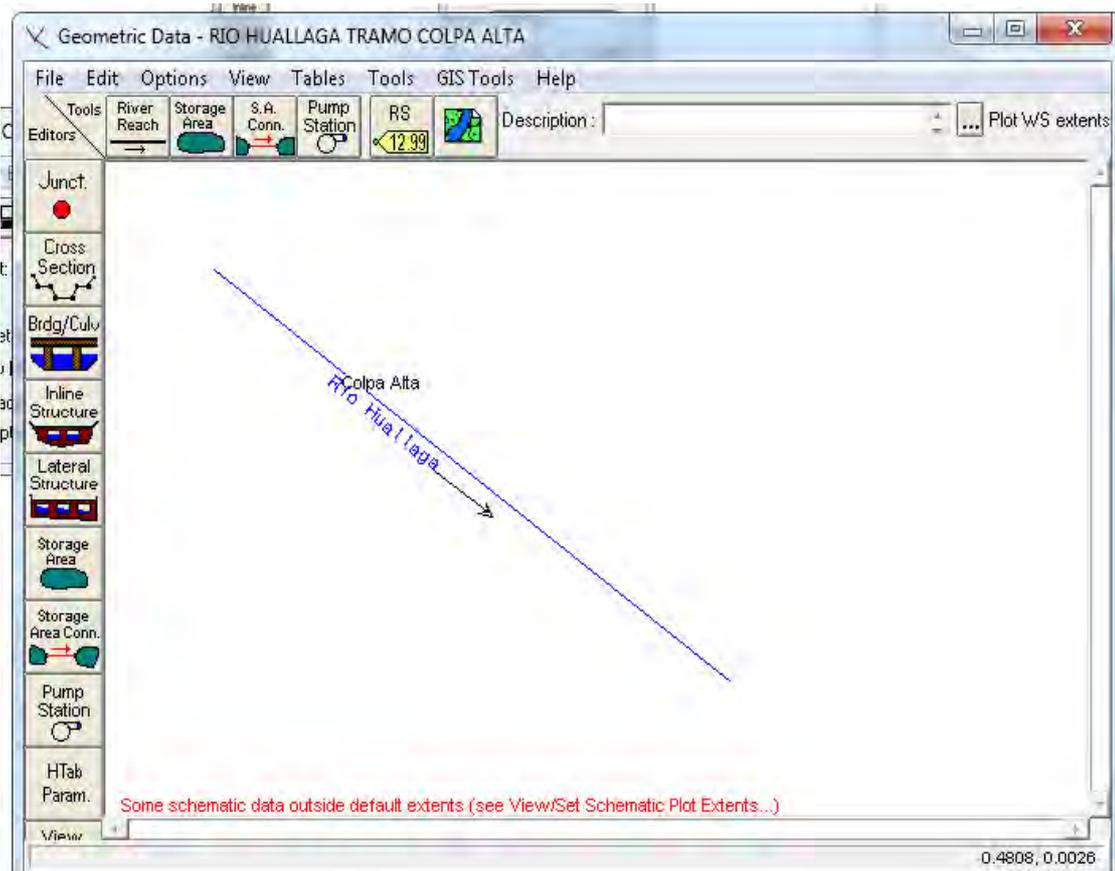
**Fig. A-15** Ventana donde se crean tramos geométricos

- Después de que el tramo es dibujado, se pregunta al usuario para entrar un identificador del río (*river*) con un máximo de 16 caracteres y del tramo (*reach*). Por medio de la siguiente ventana (Fig. A-16).



**Fig. A-16** Ventana donde se coloca el nombre

- Después de esto la ventana *Geometric Data*, se observa como se aprecia en la ventana adjunta (Ver Fig. A-17)

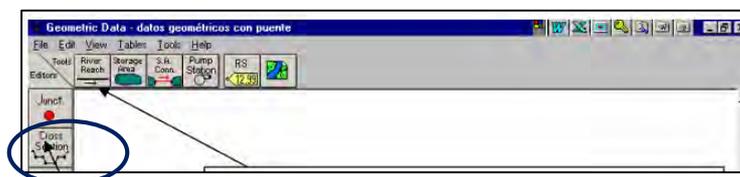


**Fig. A-17 Ventana del dibujo del tramo del canal**

Cuando se conectan los “*Reaches*” o tramos juntos, las uniones son formadas automáticamente por la interface. Al proyectista también se le solicita ingresar un identificador por medio de una ventana para cada unión.

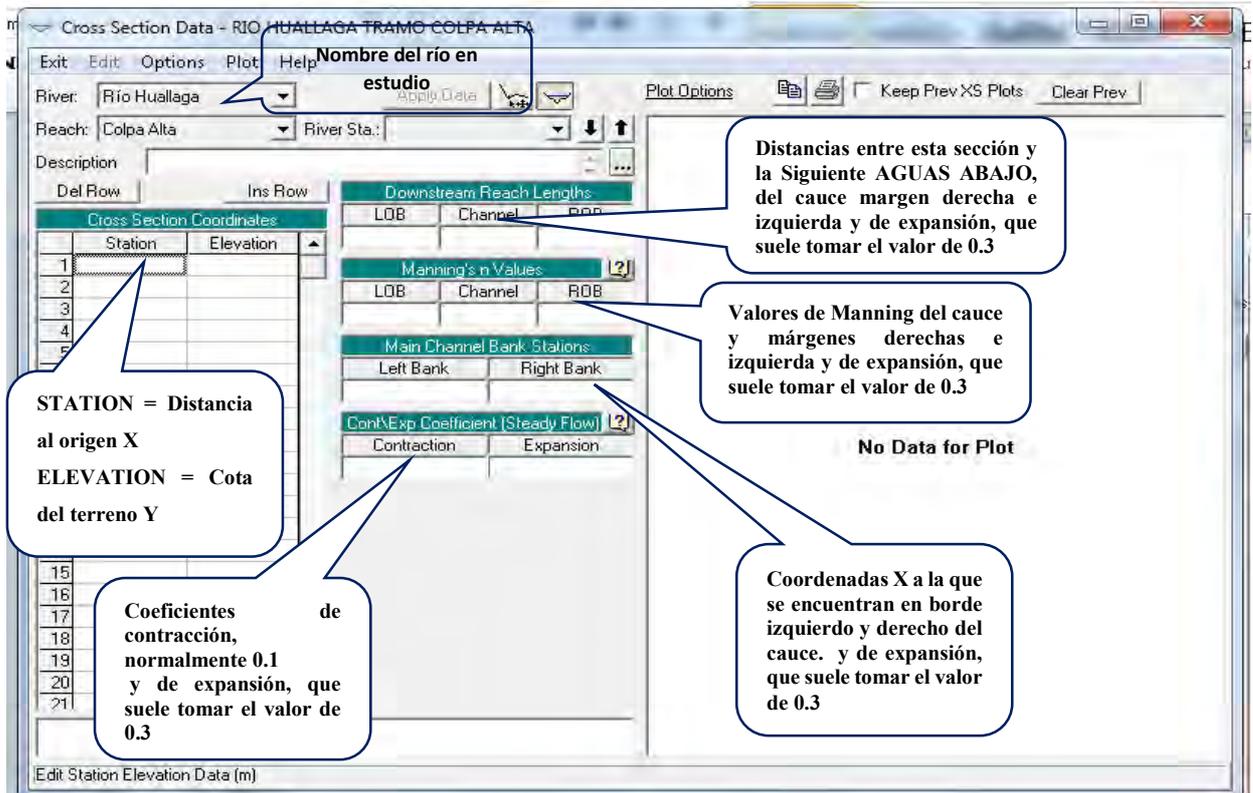
### 3.4.2 Ingreso de secciones transversales

Una vez creado nuestro croquis del tramo de estudio, pasaremos a definirlo geoméricamente mediante las secciones transversales seleccionadas y las distancias entre ellas, para ello, presionamos el botón *Cross Section*



**Fig. A-18 Ingreso de *Cross Section***

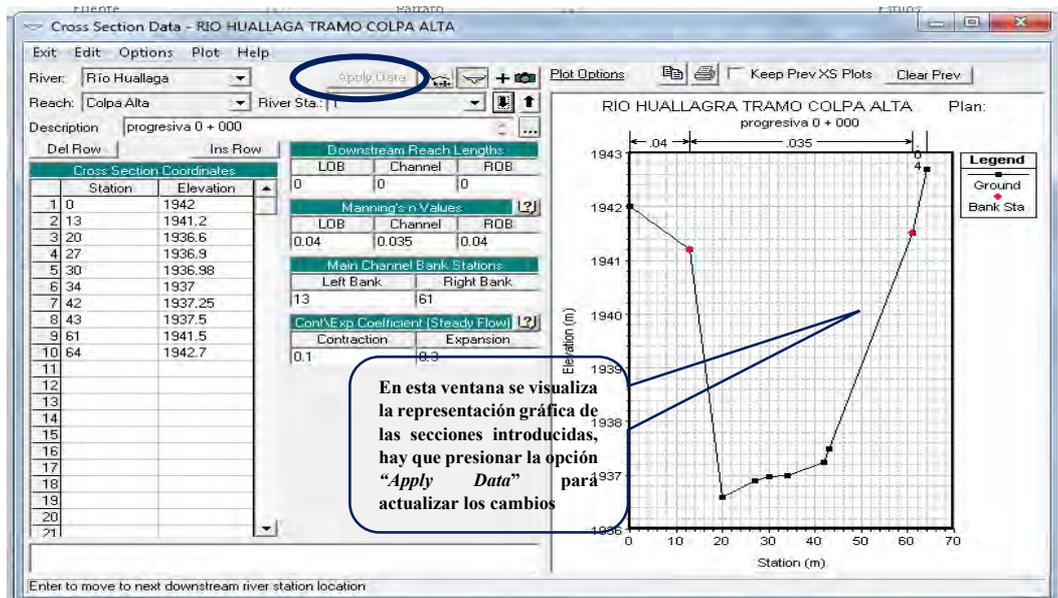
Nos aparecerá el siguiente editor que se ve en la figura A-19



**Fig. A-19 Ventana donde se introducen los datos de la sección transversal**

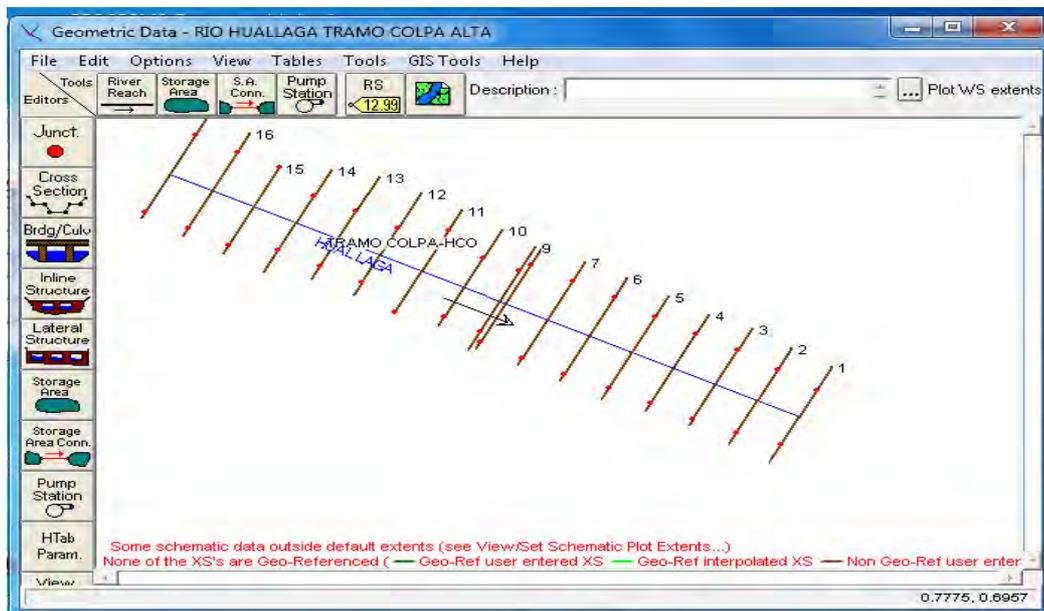
A continuación construimos la sección transversal del puente Colpa Alta:

- Construir la sección transversal introduciendo la abscisa en "Station" y la cota en "Elevation". Si se trata de una sección simétrica, es conveniente considerar el 0 (cero), de las abscisas coincidentes con el eje del canal.
- Cada vez que se hace "clic" sobre el "Apply Data" los datos serán introducidos y representados en el espacio de la derecha.



**Fig. A-20 Ventana de la sección transversal del puente Colpa Alta**

- Cuando ingresemos a partir de la segunda sección transversal, estas aparecerán indicadas en la ventana “*Geometric Data*”.
- Cuando terminemos de ingresar las secciones tendremos la siguiente vista



**Fig. A-21** Ventana *Geometric Data*, donde se representa las secciones transversales del río Huallaga – tramo Colpa Alta

### 3.5 Ingreso de los Datos Hidráulicos: caudal y condiciones de contorno

Una vez ingresados los datos geométricos, el modelador puede ingresar los datos del flujo que se requiere. La forma de entrada para ellos está disponible bajo la opción *Edit* de la barra de menú en la ventana principal del HEC RAS.

Los Datos de Flujo consisten en:

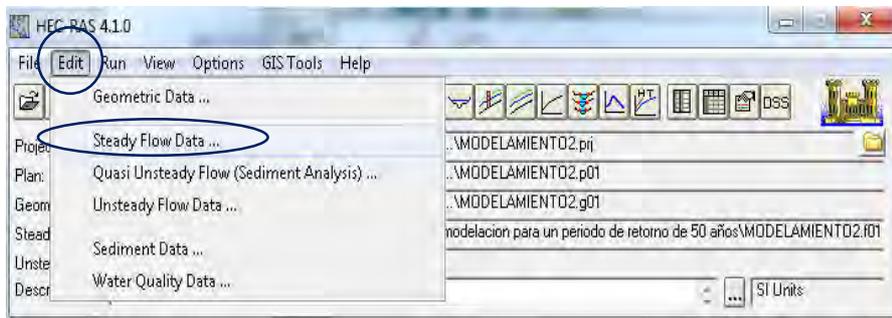
- El número de perfiles a ser computado
- Los datos de flujo (caudales, niveles de agua en sección de control) y
- Las condiciones límite del río.

Por lo menos debe ingresarse un flujo para cada *reach* dentro del sistema. Adicionalmente, puede cambiarse el flujo a cualquier situación dentro del sistema del río. Se requieren las **condiciones del límite** para realizar los cálculos. Si un análisis de flujo de supercrítico va a ser realizado, entonces sólo se necesitan las condiciones de límite de aguas abajo. Si un análisis de flujo de supercrítico va a ser efectuado, entonces sólo requerirá las condiciones de límite de agua. Si el proyectista va a realizar un cálculo de régimen de flujo mixto, entonces serán necesarias ambas condiciones límite tanto aguas arriba como aguas abajo. El límite condiciona la forma de entrada de datos.

#### 3.5.1 Ingreso de caudales

Para ingresar los datos realizaremos los siguientes pasos:

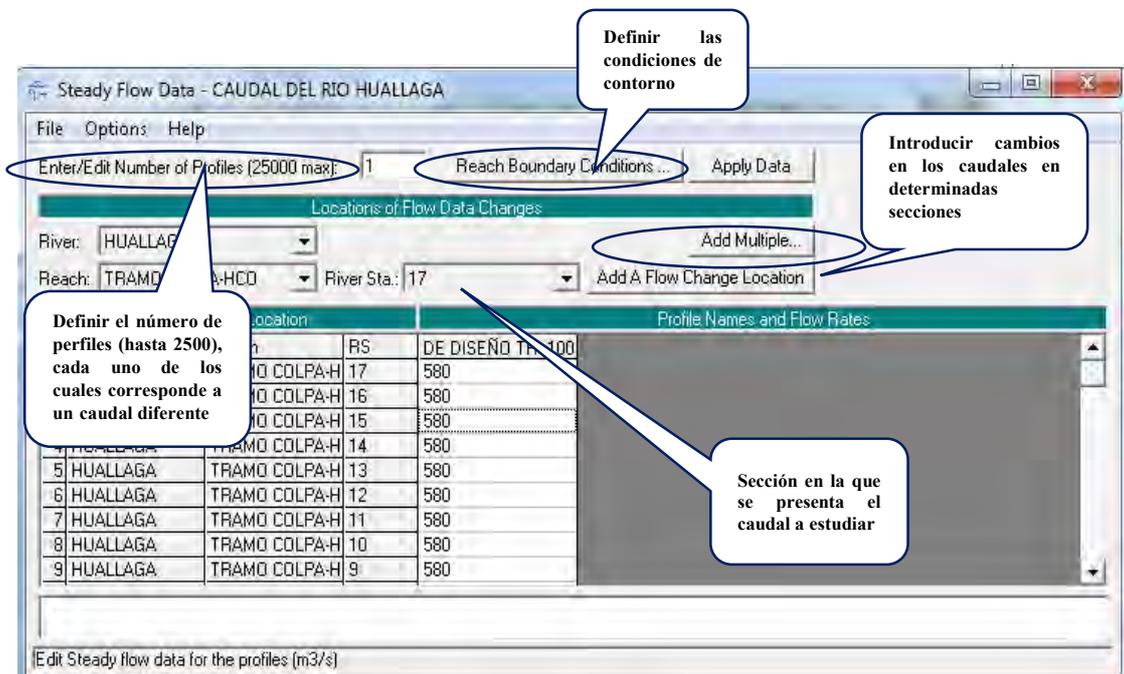
- Seleccionar *Edit/Steady Flow Data*



**Fig. A-22 Ventana para ingreso de canal**

Aparecerá una ventana que nos permite:

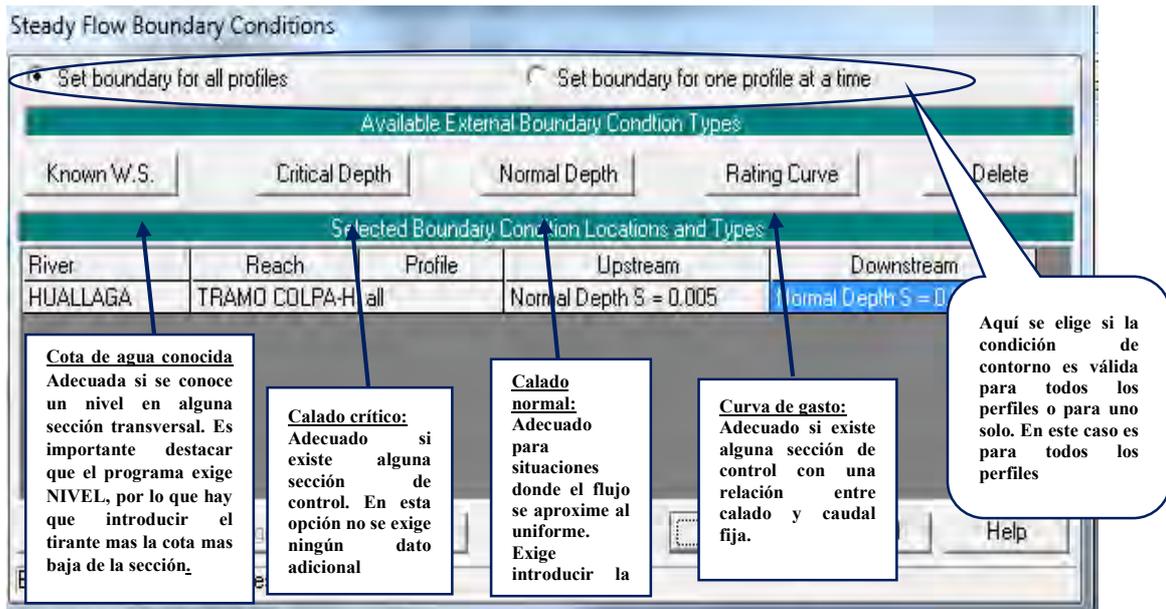
- Definir el número de perfiles (hasta 2000), cada uno de los cuales corresponde a un caudal diferente (*Enter/Edit Number of Profiles*)
- Definir las condiciones de contorno (*Reach Boundary conditions*)
- Introducir cambios en los caudales en determinadas secciones (*Add a Flow Change Location*), ya que considera que el caudal no cambia hacia aguas abajo hasta que se encuentra con otro valor en otra sección.
- Definir los caudales de cada perfil en cada sección donde se produce un cambio de caudal (no permite introducir cambios de caudales en secciones interpoladas).



**Fig. A-23 Ventana de ingreso de caudales del Rio Huallaga**

### 3.5.2 Introducir las condiciones de contorno

Una vez seleccionados los caudales, debemos introducir las condiciones de contorno, pulsando la opción: *Reach Boundary Conditions*. (Véase al inicio de la pestaña de la figura A-24)



**Fig. A-24 Steady Flow Boundary Conditions**

### 3.6 Crear un plan y ejecutar una simulación

#### 3.6.1 Fundamento del proceso computacional

Una vez ingresados todos los datos geométricos y datos de flujo, el proyectista puede empezar a realizar los cálculos hidráulicos de simulación.

##### 3.6.1.1 Perfiles del agua en flujo permanente

Este componente calcula perfiles para flujo gradualmente variado. El sistema puede manejar una red de canales, un sistema dendrítico o un simple tramo del río. Y es capaz de modelar flujos supercríticos, subcríticos y mixtos.

El proceso computacional se basa en:

- La solución unidimensional de la ecuación de energía. En ella las pérdidas de energía son evaluadas por fricción (ecuación de Manning), por contracción y expansión (coeficiente que multiplican a la carga de velocidad).
- La ecuación de *Momentum* es utilizada en situaciones donde el flujo es rápidamente variado. Esto incluye régimen de flujos mixtos: saltos hidráulicos, hidráulica de puentes y confluencia de ríos.
- Los efectos de obstrucciones como: puentes, barrajes, alcantarillas y estructuras en el plano de inundaciones pueden ser considerados en los cálculos.

El sistema de flujo no permanente está diseñado para la aplicación en planos de inundación y estudios de protección contra avenidas. También se puede modelar cambios en los perfiles de agua en canales debido a mejoramientos y diques.

Con los datos de entrada se generan simulaciones de curvas de remanso, que, se desarrollarán bajo las siguientes premisas:

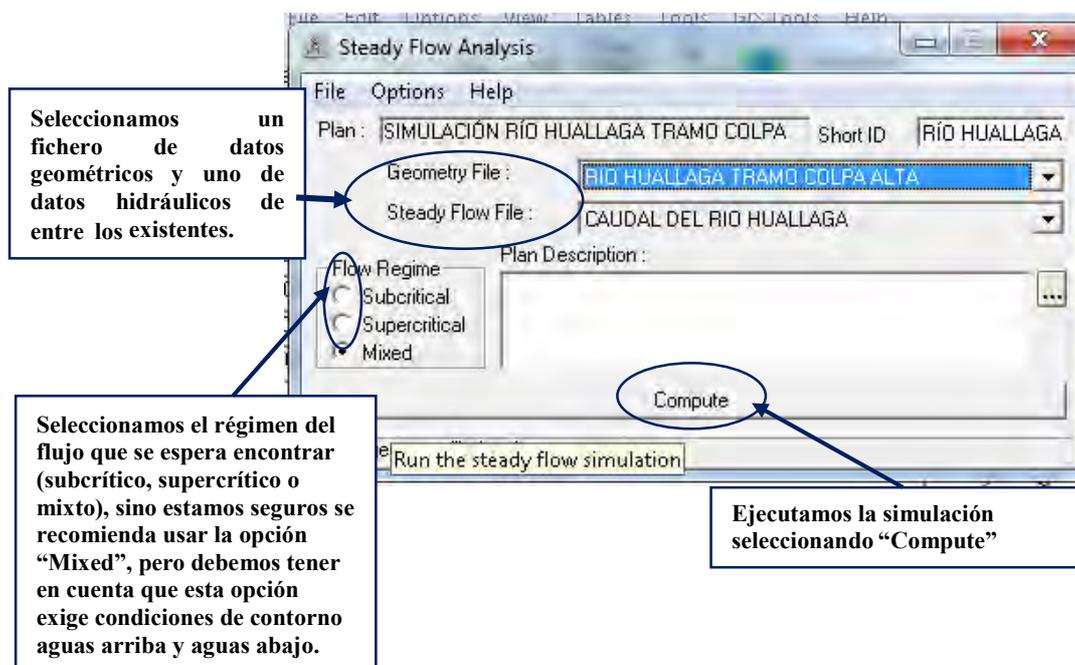
1. Flujo permanente que no cambia con el tiempo

2. Flujo gradualmente variado que cambia en distancias relativamente grandes
3. Flujo unidimensional con correcciones para distribución horizontal de velocidad
4. Pendiente suave
5. La pendiente promedio de la línea de energía es constante entre dos secciones transversales adyacentes
6. Condición de borde (el canal es rígido)

### 3.6.2 Crear un plan y efectuar la simulación

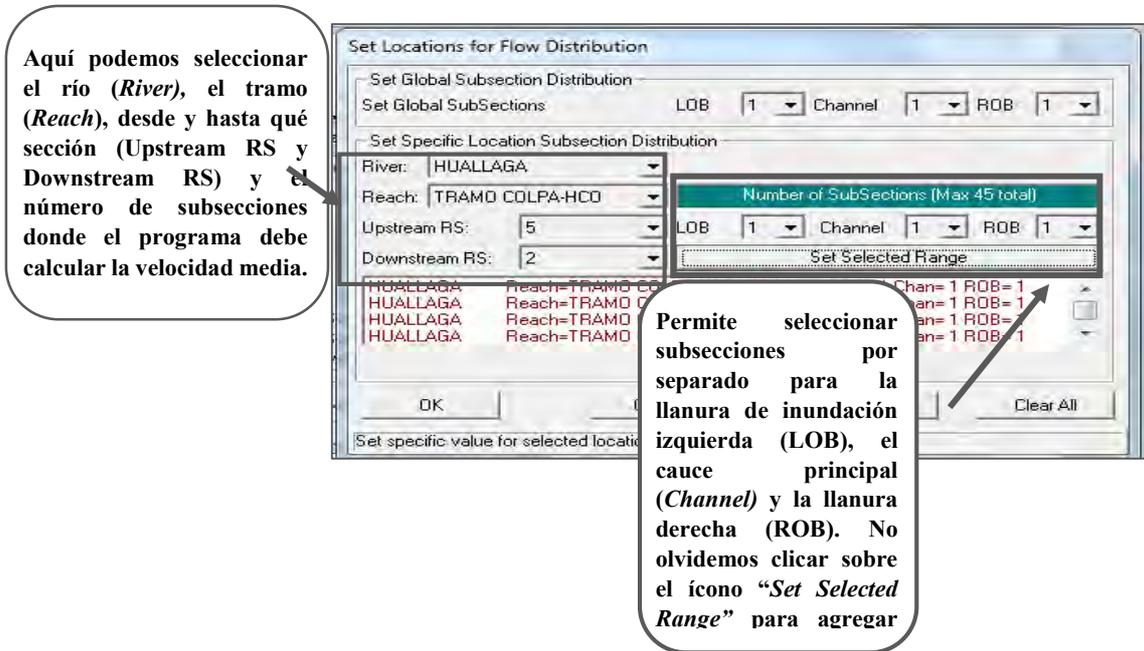
Para crear una simulación hidráulica del cauce es necesario, crear un plan que incorpore un fichero de datos de geometría y otro de datos hidráulicos.

- Para ello seleccionaremos *Run/Steady Flow Analysis*
- Aparecerá una ventana donde podemos introducir un identificador, si no lo hacemos aparecerá uno por defecto.
- Seleccionamos un fichero de datos geométricos y uno de datos hidráulicos de entre los existentes.



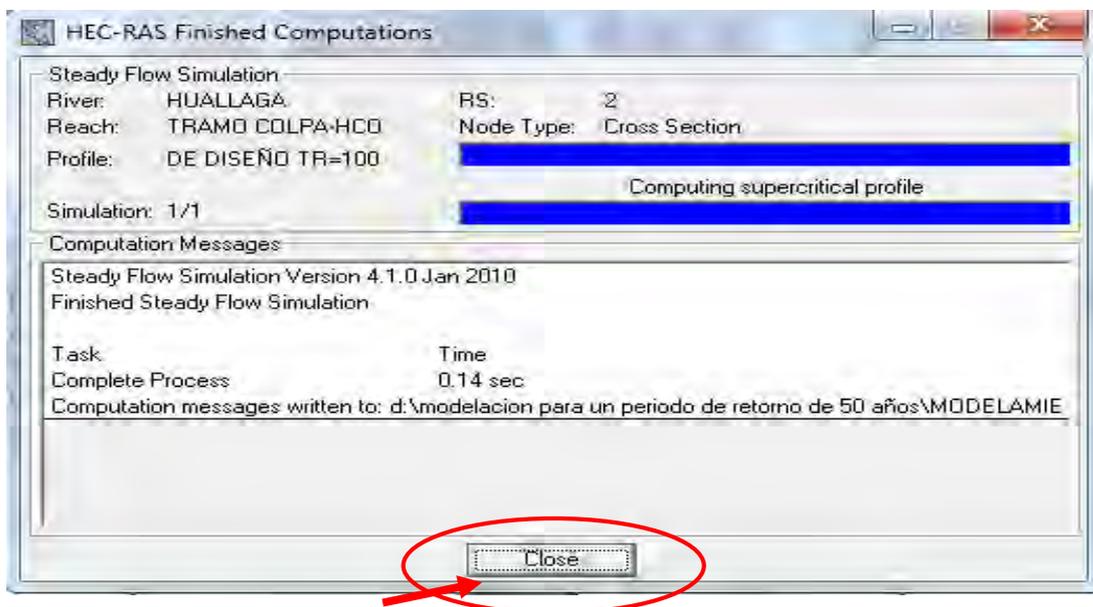
**Fig. A-25** Ventana menú de simulación río Huallaga – tramo Colpa Alta

- Si deseamos que el programa calcule la distribución de velocidades en horizontal, en la ventana "*Steady Flow Analysis*", seleccionamos *Options/Flow Distribution Locations*.



**Fig A-26** Ventana de cálculo de distribución de velocidades río Huallaga: tramo Colpa – Huánuco

Una vez ejecutada la simulación correctamente, se mostrará la siguiente ventana.



Seleccionar "Close" para cerrar la ventana

**Fig. A-27** Ventana de culminación de cálculos del programa

### 3.7. Ver e Imprimir los resultados

Una vez que el modelo ha terminado todos los cálculos, el proyectista puede empezar viendo los resultados.

La salida del programa abarca entre otras, secciones transversales (mostrando la sección del canal y los niveles de agua), perfiles longitudinales, curvas y (tirante) Vs. Q (caudal), perspectivas X-Y-Z (*Pseudo 3D*), tabla de la sección transversal (puntos, velocidad media, número de Froude, etc), tabla del perfil longitudinal, etc...

Los datos de salida permiten conocer, entre otros, el tirante del agua, la velocidad media del flujo, etc. Estos parámetros se utilizan, por ejemplo, en el diseño de puentes (para calcular la socavación producida por el paso del agua en los pilares y estribos), para diseñar la protección de los terraplenes de una carretera, para determinar la planicie de inundación y planificar el desarrollo urbano de una ciudad, etc. Los datos de salida se deben tratar con sumo cuidado por especialistas.

Todos los gráficos y tablas de datos pueden ser vistos en pantalla, enviados a una impresora o al ploter o pasado a través del *Clipboard* de *window* a otro software como procesador de textos o una hoja de cálculos.

Todas las opciones disponibles en la ventana de secciones transversales también están disponibles en la ventana del perfil. Adicionalmente, el usuario puede seleccionar qué tramos específicos para plotear cuando un sistema de río de múltiple está simulándose, una pantalla de X-Y-Z también está disponible. El usuario tiene la opción de definir el arranque y acabar la situación para la magnitud del tramo considerado. El tramo puede girarse ó puede corregirse, y conseguir perspectivas diferentes del tramo del río.

#### 3.7.1 Resultados desde el menú *View*

Ejecutada la simulación correctamente, podemos ver los resultados de diferentes maneras, como por ejemplo al desplegar el submenú del menú *view* podemos observar que tenemos las siguientes opciones de ver los resultados.

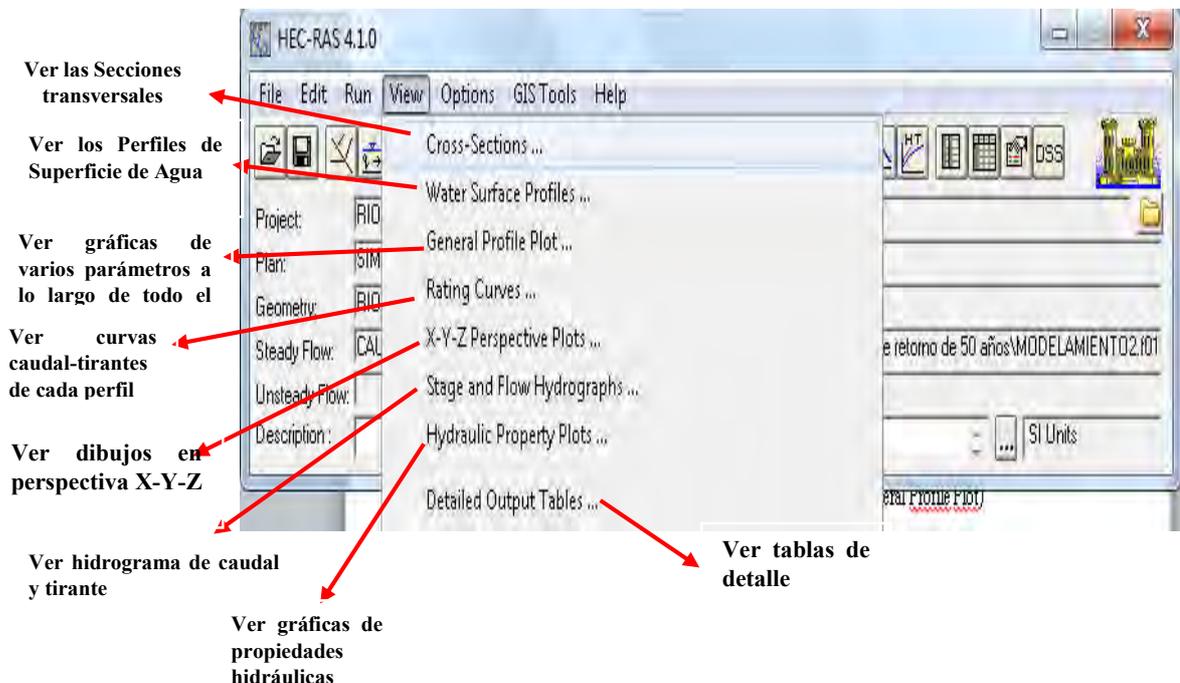


Fig. A-28 Resultados desde el menú *View*

### 7.1.1.- Secciones Transversales

En el menú VIEW o seleccionando el icono correspondiente, como se muestra en la imagen.

Ver las Secciones Transversales

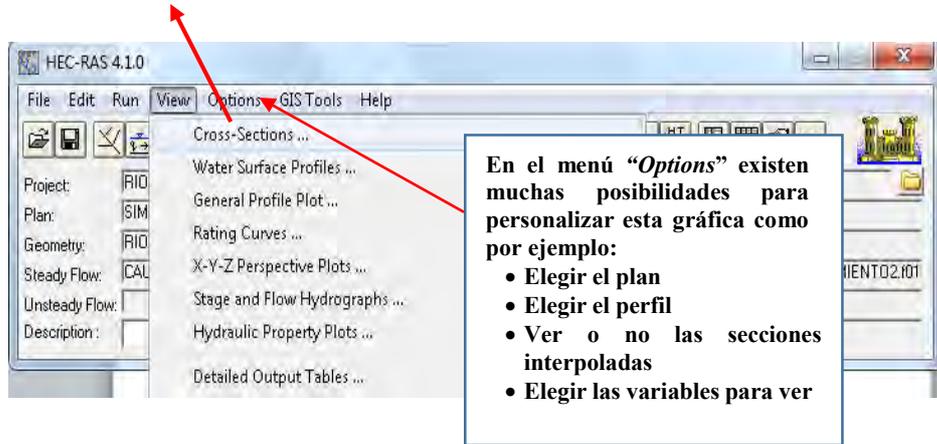


Fig. A-29 Cross Sections

Luego aparece la siguiente ventana

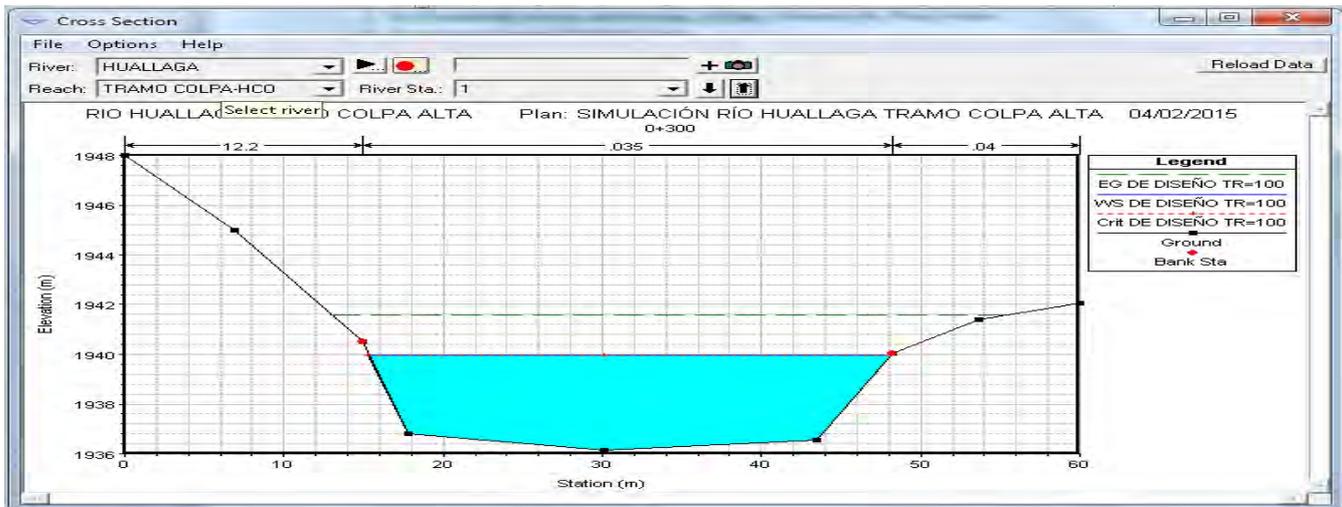


Fig. A-30 Secciones transversales

### 3.7.2 Perfiles de las láminas de agua

En el menú “View” o seleccionando el icono correspondiente como se ve en la Fig. A-31.

Ver los Perfiles de Superficie de Agua

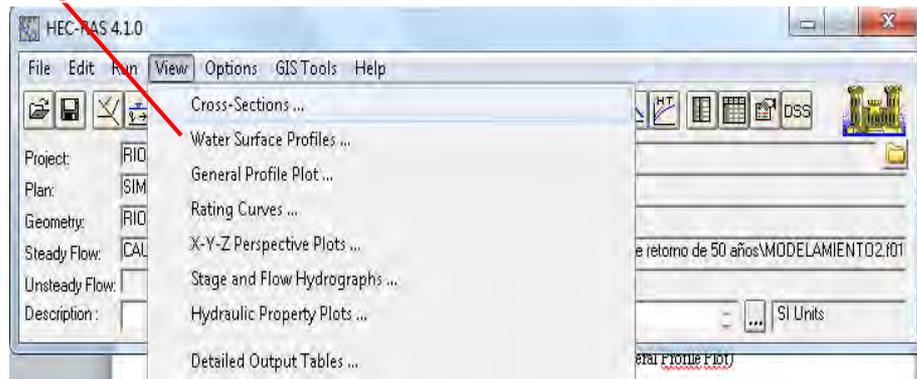


Fig. A-31 View

Luego aparece la siguiente ventana donde podemos apreciar los perfiles de superficie de agua que se aprecia en la Fig. A-32

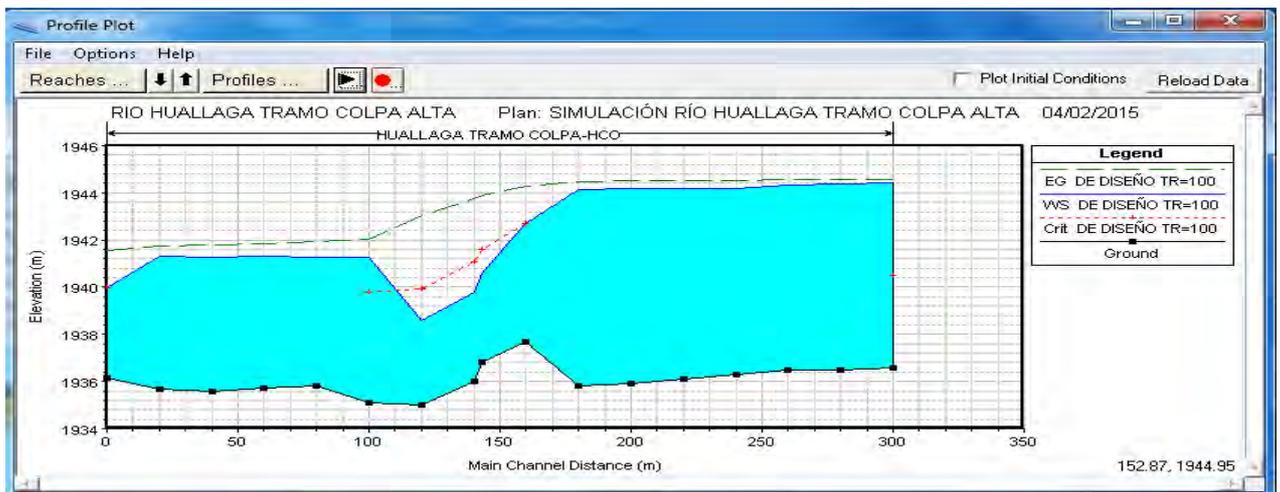


Fig. A- 32 Perfiles de superficie de agua

### 3.7.3 Gráficas de varios parámetros a lo largo de todo el perfil

En el menú “View” o seleccionando el icono correspondiente:

Ver gráficas de varios parámetros a lo largo de todo el perfil

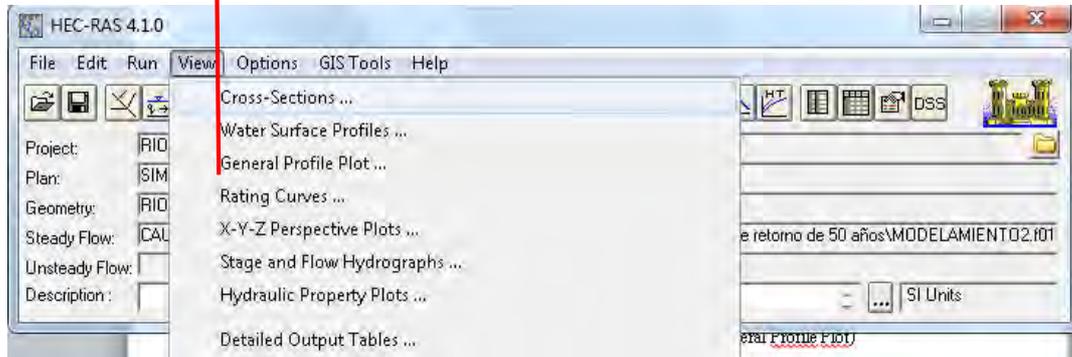


Fig. A-33 Pantalla “View”

Luego se visualizará la pantalla donde se pueden ver las gráficas de varios parámetros a lo largo de todo el perfil de la fig. A-34.

Podemos elegir también la opción de verlo en formato tabla, seleccionando la pestaña “table”

Podemos elegir ver gráficas estándar seleccionando entre las opciones del menú “Estándar Plots”, entre las cuales tenemos:

- Velocidad (*Velocity*)
- Caudal (*Flow*)
- Área de la sección Transversal (*Area*)
- Coeficiente de Manning ponderado (*Weighted n*)
- Número de Froude (*Froude #*)
- Tirante Hidráulico (*Hydraulic Depth*)
- Tensión de Corte (*Shear*)
- Área de la Superficie (*Surface area*)
- Volumen de agua (*Volume*)
- Potencia del flujo (*Stream Power*).

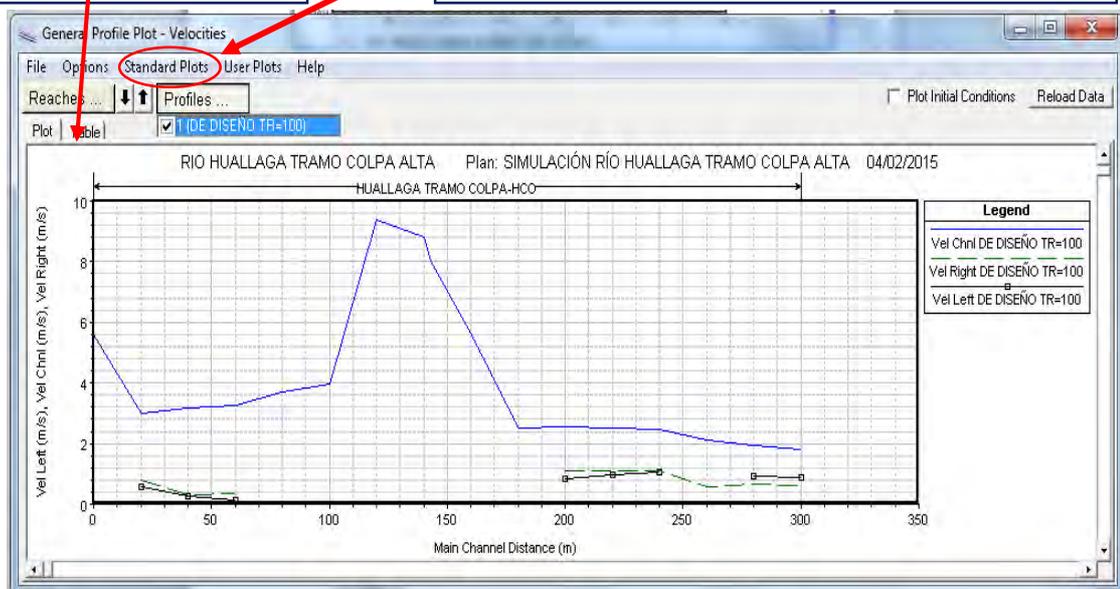
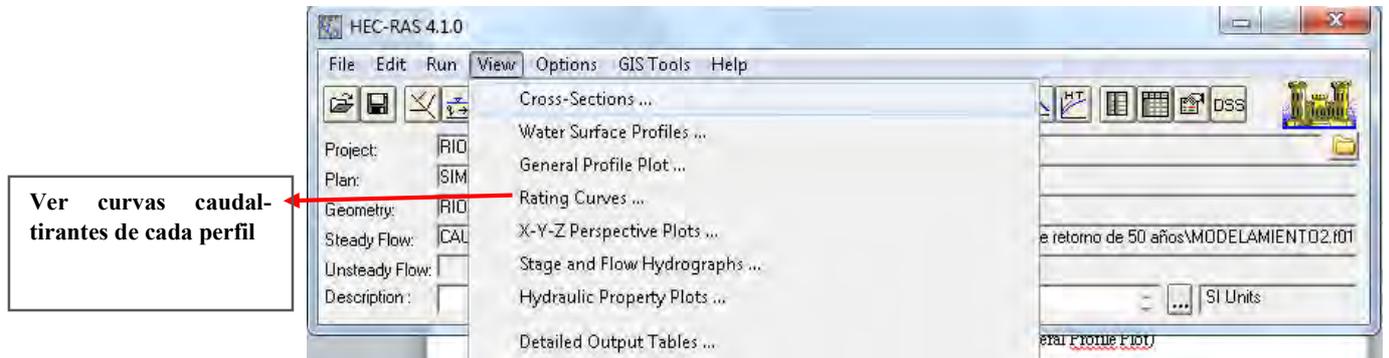


Fig. A-34 Gráficas de varios parámetros a lo largo del perfil del río Huallaga

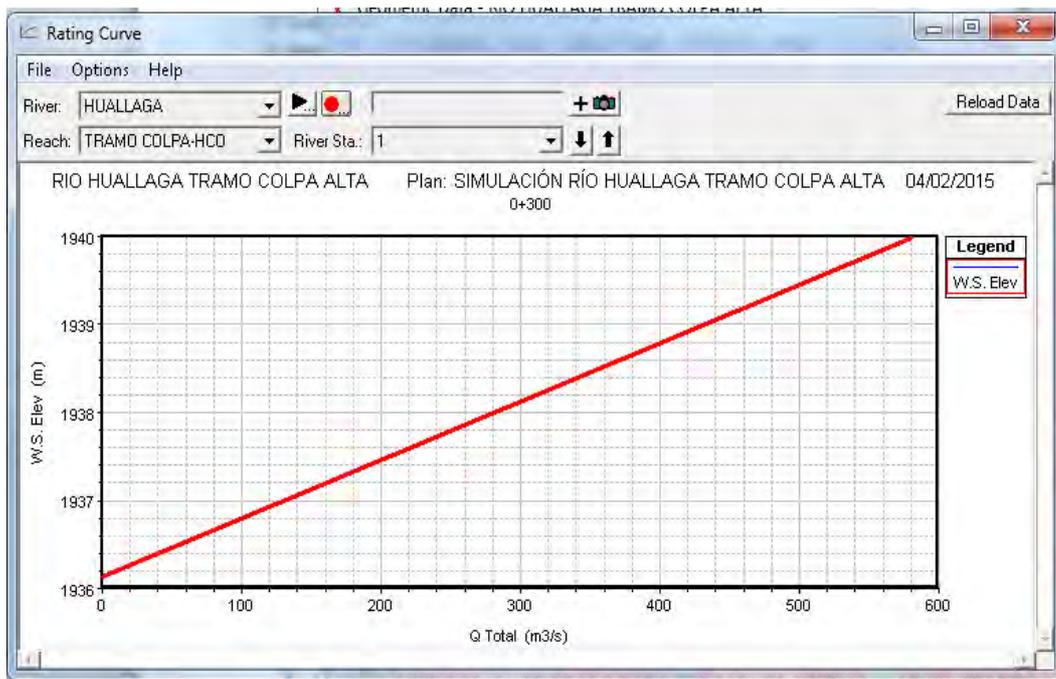
### 3.7.4 Gráficas de curvas caudal-tirantes de cada perfil

En el menú “View” o seleccionando el icono correspondiente:



**Fig. A-34 View: rating curves**

Luego visualizaremos la pantalla de la fig A-35 donde se pueden ver las curvas caudal-tirantes de cada perfil.



**Fig. A-35 Curva caudal - tirante del río Huallaga: tramo puente Colpa Alta**

Aquí se presentan las mismas posibilidades de la ventana “Cross Sections”

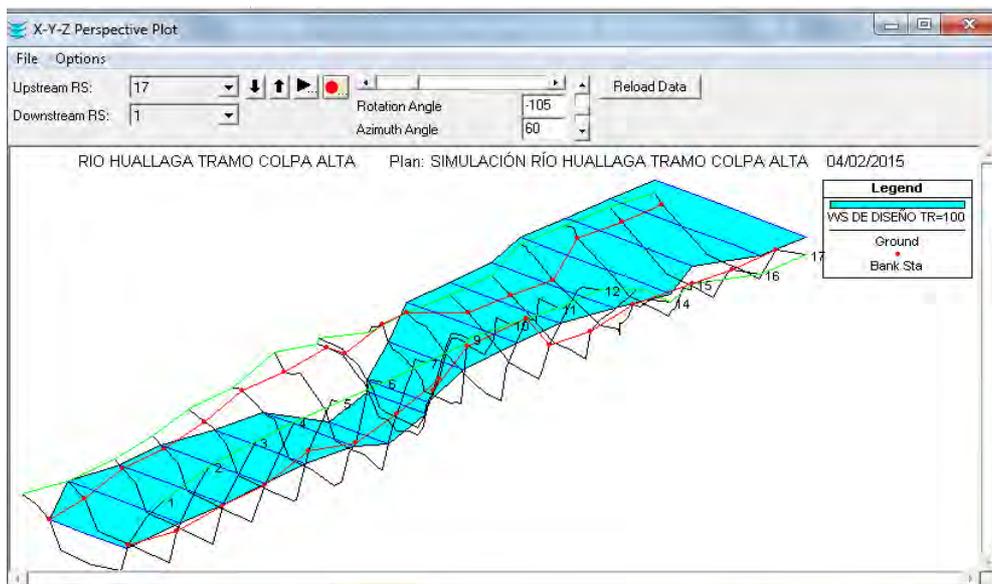
### 3.7.5 Ver dibujos en perspectiva

En el menú “View” o seleccionando el icono correspondiente aparece la ventana de la fig. A-36

**Ver Dibujos en  
Perspectiva X-Y-Z**



**Fig. A-36 Vista**

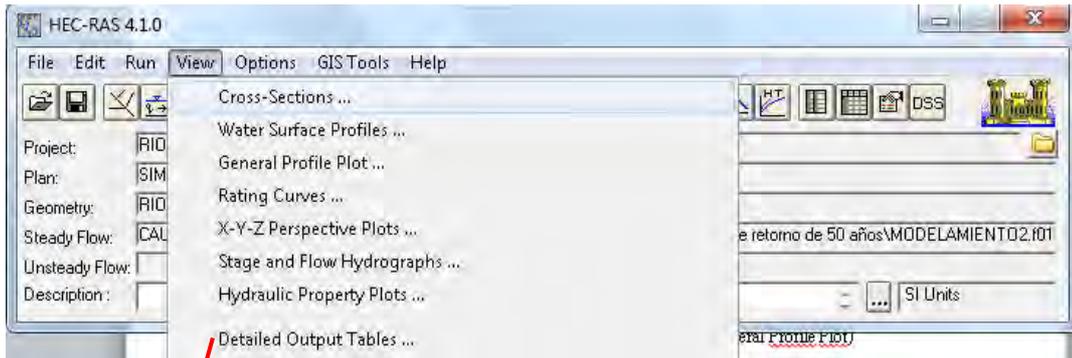


**Fig. A-37 Dibujos en Perspectiva X-Y-Z**

En esta vista en el menú “*Options*”, también podemos seleccionar el plan, el perfil (varios o incluso todos), hacer acercamientos, animaciones, etc. En la ventana podemos configurar la vista cambiando el ángulo horizontal (*Rotation angle*) o el ángulo vertical (*Azimuth Angle*).

### **3.7.6 Ver tablas de detalle (*Detailed Output Table*)**

En el menú “*View*” o seleccionando el icono correspondiente.



Ver Tablas de Detalle

**Fig. A-38 Tabla de Detalle**

Luego de seleccionar la opción “Ver Tablas de Detalle” podemos visualizar las tablas de la sección transversal como se ve en la Fig. A-39.

Plan: RID HUALLAGA - HUALLAGA - TRAMO COLPA-HCO - RS: 1 - Profile: DE DISEÑO TR=100					
E.G. Elev (m)	1941.58	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.60	Wt. n-Val		0.035	
W.S. Elev (m)	1939.98	Reach Len. (m)			
Crit W.S. (m)	1939.98	Flow Area (m2)		103.58	
E.G. Slope (m/m)	0.009199	Area (m2)		103.58	
Q Total (m3/s)	580.00	Flow (m3/s)		580.00	
Top Width (m)	32.78	Top Width (m)		32.78	
Vel Total (m/s)	5.60	Avg. Vel. (m/s)		5.60	
Max Ch Dpth (m)	3.85	Hydr. Depth (m)		3.16	
Conv. Total (m3/s)	6047.1	Conv. (m3/s)		6047.1	
Length Wtd. (m)		Wetted Per. (m)		35.47	
Min Ch El (m)	1936.13	Shear (N/m2)		263.48	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	2872.67	0.00	0.00
Fictn Loss (m)		Cum Volume (1000 m3)			
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m2)			

**Errors, Warnings and Notes**

**Warning:** Slope too steep for slope area to converge during supercritical flow calculations: (normal depth is below critical depth).  
Water surface set to critical depth.

**Fig A-39 Tabla salida de Sección Transversal**

Aquí se ve un resumen de los parámetros hidráulicos de cada una de las secciones, con las opciones incluir los mensajes de error, avisos & notas en la misma ventana y cambiar el sistema de unidades para la visualización.

### 3.7.7 Ver Tabla de Resumen (*Profile Summary Table*)

En el menú “View” o seleccionando el icono correspondiente aparece la ventana de la fig. A-40 con la Tabla estándar río Huallaga – camino puente Colpa Alta.

En esta ventana en principio aparece la tabla estándar, pero pueden elegirse entre 21 de ellas o configurar nuestra propia tabla. También nos permite elegir ver secciones interpoladas o no.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
TRAMO COLPA-HCD	17	DE DISEÑO TR=100	580.00	1936.60	1944.41	1940.50	1944.58	0.000376	1.83	341.64	64.00	0.23
TRAMO COLPA-HCD	16	DE DISEÑO TR=100	580.00	1936.50	1944.38		1944.57	0.000444	1.93	323.83	64.00	0.25
TRAMO COLPA-HCD	15	DE DISEÑO TR=100	580.00	1936.50	1944.32		1944.55	0.000636	2.12	277.75	54.00	0.29
TRAMO COLPA-HCD	14	DE DISEÑO TR=100	580.00	1936.30	1944.25		1944.53	0.000753	2.47	272.09	64.00	0.32
TRAMO COLPA-HCD	13	DE DISEÑO TR=100	580.00	1936.10	1944.21		1944.51	0.000734	2.51	254.51	52.31	0.32
TRAMO COLPA-HCD	12	DE DISEÑO TR=100	580.00	1935.90	1944.17		1944.50	0.000768	2.57	242.28	46.62	0.33
TRAMO COLPA-HCD	11	DE DISEÑO TR=100	580.00	1935.80	1944.16		1944.48	0.001065	2.50	232.28	46.57	0.36
TRAMO COLPA-HCD	10	DE DISEÑO TR=100	580.00	1937.70	1942.68	1942.68	1944.30	0.009886	5.63	103.00	32.01	1.00
TRAMO COLPA-HCD	9	DE DISEÑO TR=100	580.00	1936.80	1940.62	1941.62	1943.89	0.022668	8.01	72.37	25.92	1.53
TRAMO COLPA-HCD	8	DE DISEÑO TR=100	580.00	1936.00	1939.78	1941.06	1943.74	0.028804	8.82	65.77	24.24	1.71
TRAMO COLPA-HCD	7	DE DISEÑO TR=100	580.00	1935.00	1938.57	1939.93	1943.04	0.036977	9.37	61.91	25.04	1.90
TRAMO COLPA-HCD	6	DE DISEÑO TR=100	580.00	1935.09	1941.25	1939.81	1942.05	0.003676	3.96	146.32	38.21	0.65
TRAMO COLPA-HCD	5	DE DISEÑO TR=100	580.00	1935.80	1941.26		1941.95	0.002927	3.69	157.30	38.73	0.58
TRAMO COLPA-HCD	4	DE DISEÑO TR=100	580.00	1935.70	1941.31		1941.85	0.002189	3.27	177.62	44.48	0.51
TRAMO COLPA-HCD	3	DE DISEÑO TR=100	580.00	1935.60	1941.29		1941.80	0.001997	3.17	182.94	44.23	0.49
TRAMO COLPA-HCD	2	DE DISEÑO TR=100	580.00	1935.65	1941.30		1941.75	0.001467	2.99	198.76	47.89	0.43
TRAMO COLPA-HCD	1	DE DISEÑO TR=100	580.00	1936.13	1939.98	1939.98	1941.58	0.009199	5.60	103.58	32.78	1.01

Total flow in cross section:

Fig. A-40 Tabla estándar Río Huallaga: tramo Puente Colpa alta

### 3.7.8 Ver Resumen de Errores, Advertencias y Notas (*Summary Err, Warn, Notes*)

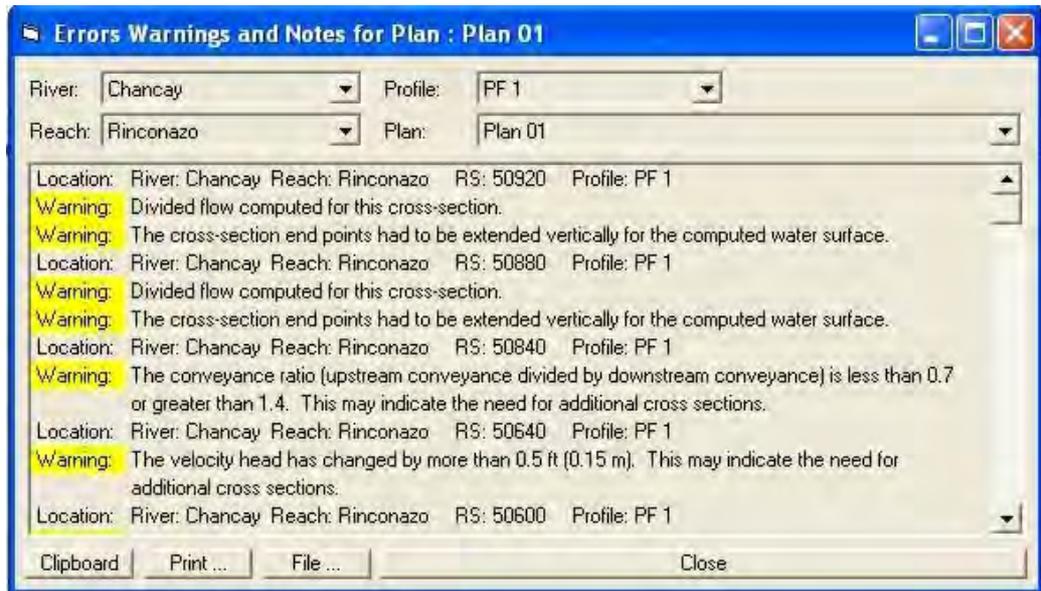
Una vez ejecutada la simulación, el programa genera un registro de incidencias que se clasifican en:

**3.7.8.1 Errores (*Errors*):** los mensajes de error son enviados únicamente cuando han surgido problemas que han impedido que una simulación se complete.

**3.7.8.2 Avisos (*Warnings*):** los avisos dan información al usuario sobre incidencias que pueden exigir o no acciones de corrección. Cuando aparecen estos mensajes, el usuario debe revisar los resultados hidráulicos de la sección afectada para asegurarse de que sean razonables. A veces pueden ir acompañados de alguna sugerencia que puede hacer desaparecer este mensaje en futuras simulaciones. En este sentido los problemas más comunes son:

- Secciones demasiado espaciadas
- Secciones que comienzan o terminan en una cota demasiado baja
- Cota inicial de la lámina de agua incorrecta para el régimen especificado.

**3.7.8.3 Notas (Notes):** dan información al usuario de cómo se están realizando los cálculos.



**Fig. A-41 Resumen de errores, advertencia y notas**

Esta ventana nos presenta una serie de avisos y notas cuyas traducciones se muestran a continuación.

### 3.7.8.3 Traducción de avisos más comunes

- *“Divided flow computed for this section”*: el flujo fue calculado de manera dividida en esta sección. El flujo puede no ser 1-D.
- *“The velocity head has changed by more than 0.5 ft (0.15m). This may indicate the need for additional cross section”*: la altura de velocidad ha cambiado más de 0.15 m, lo que puede indicar la necesidad de secciones transversales adicionales.
- *“The energy loss was greater then 1.0 ft. (0.30m) between the current and previous cross sections. “this may indicate the need for additional cross section”*: la pérdida de carga fue mayor que 0.30 m entre las secciones transversales actual y anterior lo que puede indicar la necesidad de secciones transversales adicionales.
- *“The conveyance ratio (Upstream conveyance divided by downstream conveyance) is less than 0.7 or Greater than 1.4. “This may indicate the need for additional cross section”*: la relación de transporte (transporte aguas arriba dividido entre el transporte aguas abajo), es menor que 0.7 o mayor que 1.4, lo que puede indicar la necesidad de secciones transversales adicionales.
- *“During the Standard step iterations, when the assumed water surface was set equal to critical depth, the calculated water surface came back below critical depth. This indicates that there is not a valid subcritical answer. The program defaulted to critical depth”*: en las iteraciones del método estándar por pasos, cuando la superficie libre fue asumida igual al tirante crítico, la superficie calculada arrojó valores de tirantes menores al tirante crítico. Esto indica que no existe una respuesta subcritica válida. El programa colocó el tirante crítico.

- *“The energy equation could not be balanced within the specified number of iterations. The program selected the water surface that had the least amount of errors between computed and assumed values”*: la ecuación de energía no pudo ser balanceada con el número especificado de interacciones. El programa eligió la superficie libre que tuvo el mínimo error entre los valores calculados y asumidos.

#### **3.7.8.4 Traducción de notas más comunes**

- *“Program found supercritical flow starting at this cross section”*: el programa encontró flujo supercrítico a partir de esta sección transversal.
- *“Multiple critical depths were found at this location. The critical depth with the lowest valid water surface was used”*: en esta sección se encontraron múltiples tirantes críticos. Se eligió el tirante con el menor tirante
- *“Hydraulic jump was occurred between this cross section and the previous upstream section”*: un resalto hidráulico ha ocurrido entre esta sección transversal y la de aguas arriba.

**Anexo B**  
**Tomas fotográficas del puente Colpa Alta y río Huallaga**



**Fig. B-1 Estribo del puente Colpa en el 2009**

Como se puede observar en la fotografía, desde la construcción del puente Colpa (año 2009) no se presenta socavación en el estribo debido a que se presentaron inviernos leves en esta región.



**Fig. B-2 Material rocoso que protege el estribo del puente Colpa Alta**

En esta fotografía se puede apreciar que existe material rocoso que sirve de protección al estribo del puente colpa - Huánuco.



**Fig. B-3 Margen del río Huallaga con gaviones para protección del estribo del puente Colpa**

En la fotografía se puede observar que a la margen del río Huallaga se realizó la construcción de gaviones para protección del estribo del puente Colpa, y también posibles inundaciones que puedan afectar a los terrenos de cultivo de alrededores.



**Fig. B-4 Cauce recto del río Huallaga**

Se observa, las aguas del río Huallaga que pasan por el puente Colpa, tiene un cauce recto