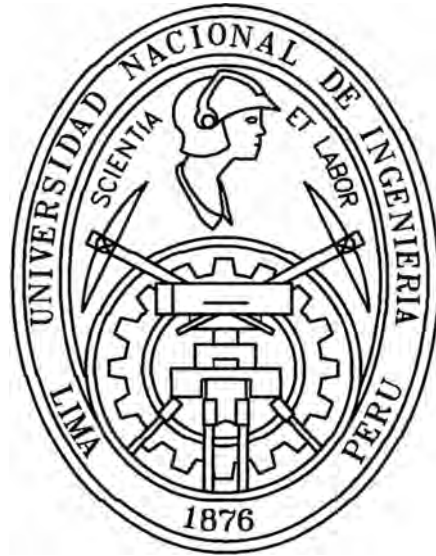


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**Facultad de Ingeniería Civil**



***EVALUACION DE LA RECONSTRUCCION DEL PUENTE  
FRANCO  
ESTUDIOS DE HIDRAULICA FLUVIAL***

**INFORME DE SUFICIENCIA**

Para optar el Título Profesional de:

**INGENIERO CIVIL**

**WILDER EDUARDO DEXTRE LEON**

**Lima- Perú**

**2007**

<b>INDICE</b>	<b>Pag.</b>
<b>INTRODUCCION</b>	
<b>RESUMEN</b>	
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	
<b>LISTA DE CUADROS</b>	
<b>CAPITULO 1: HIDRAULICA FLUVIAL APLICADA PARA EL DISEÑO DE PUENTES</b>	
1.1 DEFINICION	1
1.2 CORRIENTES NATURALES	1
1.2.1 Definición	1
1.2.2 Clasificación Básica de los Ríos	1
1.3 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN RIOS	5
1.3.1 Procesos Erosivos de la Cuenca	6
1.3.2 Propiedades de los Sedimentos que forman el Cause	8
1.3.3 Fases del Transporte de Sólidos	12
1.3.4 Fuerza Tractiva Crítica	17
1.3.5 Velocidad Crítica de Arrastre	17
1.3.6 Caudal Critico de Arrastre	19
1.3.7 Principio del Movimiento	20
1.3.8 Calculo del Gasto Sólido de Fondo	22
1.3.9 Calculo del Gasto Sólido en Suspensión	26
1.3.10 Capacidad de Transporte Total	30
<b>CAPITULO 2: CLASIFICACIÓN MORFOLÓGICA DE LOS RÍOS</b>	<b>32</b>
2.1 Perfil de flujo	33
2.2 Sección transversal	
2.3 Propiedades morfológicas de los ríos	33
2.4 Clasificación de los cauces	37

2.5 Canales semirectos	39
2.6 Canales sinuosos	39
2.7 Canales trenzados	40
2.8 Canales anaramificados	42
2.9 Corrientes de alta montaña (torrentes)	42
2.10 Cauces meándricos	44
2.10.1 Geometría de los meandros	45
2.10.2 Desarrollo y migración de los meandros	47
<b>CAPITULO 3: PROCESOS MORFOLOGICOS ASOCIADOS CON EL DISEÑO DEL PUENTE FRANCO</b>	<b>52</b>
3.1 Migración de Meandros	52
3.2 Agradación y Degradación del lecho	54
3.3 Degradación Local del Lecho	56
3.4 Efecto de Remanso	58
3.5 Técnicas Aplicadas en la Evaluación de Los Procesos Morfológicos	58
<b>CAPITULO 4: PARAMETROS HIDRAULICOS PARA EL DISEÑO DEL PUENTE FRANCO</b>	<b>63</b>
<b>4.1 DETERMINACION DE NIVELES MAXIMOS DE AGUA</b>	<b>63</b>
4.1.1 Calculo de la Curva de Remanso	63
<b>4.2 SECCION ESTABLE O AMPLITUD DEL CAUSE</b>	<b>70</b>
4.2.1 Método de Lacey	70
4.2.2 Método de Altunin	71
<b>4.3 SOCAVACION</b>	<b>72</b>
4.3.1 Socavación General por Contracción de Flujo	72
4.3.2 Socavación Local	78

---

4.3.3 Socavación en Curva	82
4.3.4 Socavación Total	82
4.3.5 Calculo de Socavación en Pilares	83
4.3.6 Calculo de Socavación en Estribos	83
<b>4.4 CALCULO DE LOS PARÁMETROS HIDRÁULICOS PARA EL DISEÑO DEL PUENTE FRANCO</b>	<b>84</b>
4.4.1 Determinación de niveles de agua	84
4.4.2 Cálculo de socavación	88
<b>CAPITULO 5: OBRAS DE PROTECCION DEL PUENTE FRANCO</b>	<b>97</b>
5.1 Control de erosión	97
5.1.1 Sistemas de Protecciones Ribereñas	97
5.1.2 Diseño de Enrocados	101
5.2 Diseño de Medidas de Protección	106
5.2.1 Concepción de las Medidas de Protección	106
5.2.2 Dimensionamiento de Protecciones de Enrocado	106
<b>CONCLUSIONES</b>	<b>109</b>
<b>RECOMENDACIONES</b>	<b>111</b>
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>112</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>113</b>

## INTRODUCCION

El Puente "**Franco**", se ubica en el km 0+246.33 de la Carretera Corrales – Pampas de Hospital y cruza el cauce del río Tumbes en el distrito de Pampas, departamento de Tumbes.

El Proyecto del Puente Franco y Accesos, aprobado por Resolución Directoral N° 280-98-MTC/15.14 de fecha 13 de setiembre de 1 995 y el Proyecto Puente Franco Reestructurado, aprobado por Resolución Directoral N° 001-98-MTC/15.17 de fecha 02 de Enero de 1 998, contemplaba la construcción de un puente de dos tramos de sección compuesta de 40,00 m más un tramo tipo reticulado metálico Wagner Biro de 50,00 m, haciendo una longitud total de 130,00 m.

A inicios del año 1998 los dos tramos de sección mixta se encontraban terminados, faltando sólo la colocación de la carpeta asfáltica; mientras que la estructura reticulada se encontraba lista a recibir el encofrado de la losa cuando se presentó el fenómeno de El Niño (Diciembre 1 997 – Mayo 1 998), causando el colapso del estribo derecho, de la superestructura, de los accesos y de las obras de arte construidas.

Con el propósito de revertir esta situación, como parte del programa de construcción de caminos departamentales, se ha previsto la Reconstrucción del Puente Franco, permitiendo dotar de una vía alterna a la ciudad de Tumbes. Con ello se mejorará el tránsito en este departamento fronterizo y se elimina o atenúa las posibilidades de aislamiento ante eventos extraordinarios como el fenómeno de El Niño.

El Proyecto final contempla la construcción de cuatro nuevos tramos de 40,65 m de luz cada uno entre ejes de Pilares, de sección mixta con vigas de acero de sección tipo I (plate girder) y losa de concreto, que sumados a los dos tramos existentes de longitud 40,30 y 40,80 m hacen una longitud total de 243.375 m de puente entre ejes de estribos.

Como temas de investigación, en el área de Hidráulica, se cuenta con estudios realizados por la compañía RIVERCO S.R.L. proyecto del año 1999, el Estudio

de Obras de Protección de Estructuras Hidráulicas del Puente Franco realizados por el Ing. Roberto Luis Campaña Toro realizado el 2005.

El Puente Franco comunica a las poblaciones ubicadas en la ribera del Río Tumbes, como los distritos de Pampas de Hospital, San Jacinto, Corrales, San Juan de la Virgen y Tumbes de la provincia de Tumbes; impulsa además la integración y las actividades comerciales de la zona. La estructura altera a la morfología fluvial, porque interfiere en las planicies de inundación, produciendo efectos directos sobre las condiciones hidráulicas del río.

La sub estructura de los puentes tales como los pilares y estribos, también producen alteraciones; por lo general reducen el área efectiva del flujo, produciendo incrementos de velocidades que finalmente ocasionan erosión en el cauce y en la zona del cruce. Asimismo, estos estrechamientos del cauce determinan también remansamientos aguas arriba capaces de ocasionar inundaciones. La hidráulica fluvial propone alternativas para el control de la socavación a través de obras de protección.

## RESUMEN

El presente informe describe los estudios de hidráulica Fluvial del puente Franco y Accesos ubicado en el km 0+246.33 de la Carretera Corrales – Pampas de Hospital que cruza el cauce del río Tumbes en el distrito de Pampas, departamento de Tumbes.

El capítulo 1 expone los problemas que presentan las corrientes naturales y nociones transporte de sedimentos.

En el capítulo 2 se muestra la clasificación morfológica de los ríos que es el estudio de la forma y estructura de la geografía física de los ríos.

En el capítulo 3 se da a conocer los procesos morfológicos asociados al diseño de puentes que son básicos para realizar cualquier proyecto de protección.

En el capítulo 4 se calcula y verifica los parámetros hidráulicos para el diseño del Puente Franco como son la sección estable o amplitud del cauce, la socavación en pilares y estribos que son necesarios para proyectar las obras de protección.

Finalmente el capítulo 5 se desarrolla el diseño de las obras de protección.

## LISTA DE FIGURAS

Fig. N° 1.01: Ciclo Hidrológico del Agua	2
Fig. N° 1.02 Ríos sin área de inundación	3
Fig. N° 1.03 Ríos Con área de inundación	3
Fig. N°1.04 Clasificación según el tipo de morfología	4
Fig. N°1.05 Modos de transporte	6
Fig. N°1.06 Deslizamiento de masa	6
Fig. N° 1.07 Gráfico para la obtención del diámetro medio aritmético de la distribución	10
Fig. N° 1.08 Forma de la partícula	11
Fig. N° 1.09 Modos de transporte	14
Fig. N° 1.10 Distribución vertical típica de velocidades, concentración y fuerza cortante	14
Fig. N° 1.11 Formas de lechos en ríos	15
Fig. N° 1.12 Fases del Transporte	16
Fig. N°1.13 Abaco de Shields	21
Fig. N°1.14 Curva de duración de caudales	23
Fig. N°1.15 Curva de Du Boys	23
Fig. N°1.16 Diagrama para la fórmula de Einstein-Brown	25
Fig. N°1.17 Esquema para el cálculo del gasto sólido en suspensión	27
Fig. N°1.18 Factor de Fricción de Einstein	29
Fig. N° 1.19 Función $f\left(\frac{V_*}{w_b}\right)$ de la fórmula de Laursen	31
Fig. N° 2.01 Tipos Principales de Causes	32
Fig. N° 2.02 Perfil Longitudinal del Río	33
Fig. N° 2.03 Posición del thalweg, rápidas y pozos.	35
Fig. N° 2.04 Forma de los Ríos	35
Fig. N° 2.05 Clasificación de las Barras de arena	36



Fig. N° 2.06 Formas típicas de Ríos	38
Fig. N° 2.07 Esquema de formación de trenzado en sitio de Piedemonte	41
Fig. N° 2.08 Formación de caudales trenzados o meándricos de acuerdo a la pendiente y el caudal máximo del Río	44
Fig. N° 2.09 Parámetros geométricos de un meandro	46
Fig. N° 2.10 Esquema de formación de las fosas en las curvas de un río.	48
Fig. N° 2.11 Modos de erosión de meandros	49
Fig. N° 2.12 Migración de meandros	50
Fig. N° 2.13 Etapas de corte de un meandro	51
Fig. N° 3.01 Cause Meandriforme	52
Fig. N° 3.02 Meandros regulares, irregulares, simples y compuestos.	53
Fig. N° 3.03 Estrangulamiento de meandros y formación de lagos	54
Fig. N° 3.04 Erosión en Pilar	56
Fig. N° 3.05 Erosión en Curvas	58
Fig. N° 3.06 Características Hidráulicas del paso de agua bajo un puente	62
Fig. N° 4.01 Perfiles de Flujo Gradualmente Variado en un Canal Prismático largo con un quiebre en la pendiente de fondo	69
Fig. N° 4.02 Gráfico que muestra sección típica del río Tumbes ubicada en el área de estudio.	86
Fig. N° 4.03 Esquema de socavación general	89
Fig. N° 4.04 Factor "a"	89
Fig. N° 5.01 Tipos de Gaviones Comerciales	98
Fig. N° 5.02 Enrocado	100
Fig. N° 5.03 Gráficos de Lewis	104

## LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 1.01 Clasificación de Partículas de Acuerdo a la American Geophysical Union (A.G.U) (Escala de Wentworth)	8
Cuadro N° 1.02.- Velocidades Críticas del Agua Para Materiales No - Cohesivos (M/S)	18
Cuadro N° 1.03.- Velocidad Crítica del Agua Para Materiales Cohesivos M/S	19
Cuadro N° 2.01 Clasificación General de las corrientes de agua (Veri-tech, 1998)	37
Cuadro N° 4.01 Coeficiente $\beta$	74
Cuadro N° 4.02 Coeficiente de Contracción u	74
Cuadro N° 4.03 Valores de x para Suelos Cohesivos y No Cohesivos	75
Cuadro N° 4.04 Factor Multiplicativo	76
Cuadro N° 4.05 : Coeficientes de transporte usados en la ecuación N° 4.28	77
Cuadro N° 4.06 Valores del coeficiente correctivo $P_\alpha$ en función de $\alpha$	79
Cuadro N° 4.07 Valores del coeficiente correctivo $P_q$ en función de $Q_1/Q$	79
Cuadro N° 4.08 Valores del coeficiente correctivo $P_k$ en función de k	79
Cuadro N° 4.09 Angulo de incidencia del dique $\alpha$	80
Cuadro N° 4.10 Tipo de obra	81
Cuadro N° 4.11 Relación $R_c/T$	81
Cuadro N° 4.12 Angulo de incidencia del dique $\alpha$	82
Cuadro N° 4.13. Valores de Manning asignados para el análisis hidráulico	85
Cuadro N° 4.14. Coeficientes de Pérdidas Locales	86
Cuadro N° 4.15. Parámetros Hidráulicos en las Inmediaciones del Puente	87
Cuadro N° 4.16. Cálculo de Erosión Local por Ecuación de Blench	89
Cuadro N° 4.17. Factor mayorante "K" del calado medio	90
Cuadro N° 4.18. Cálculo de Erosión Local por Ecuación de Blench Modificada	91
Cuadro N° 4.19.- Comparación de Socavación General (m)	90

Cuadro N° 4.20 Calculo de Socavación en Pilares por el Método de Laursen Modificado	93
Cuadro N° 4.21.- Socavación en Pilares (m)	93
Cuadro N° 4.22.- Comparación de Socavación Local en Estribos (m)	95
Cuadro N° 4.23.- Socavaciones Totales	95
Cuadro N° 5.01.- Guía para la selección del factor de estabilidad	104
Cuadro N° 5.02.- Diámetros mínimos de las piedras de protección (m)	105

## 1.0 HIDRAULICA FLUVIAL APLICADA PARA EL DISEÑO DEL PUENTES

### 1.1 DEFINICION

La hidráulica fluvial estudia el comportamiento y problemas que se presentan en las corrientes naturales y en los canales artificiales, en lo que se refiere a los caudales y niveles medios y extremos, las velocidades de flujo, las variaciones del fondo por socavación y sedimentación, la capacidad de transporte de sedimentos y los ataques contra las márgenes.

La hidráulica fluvial combina conceptos de Hidrología, Hidráulica General, Geomorfología y Transporte de sedimentos.

Por medio de los estudios de hidráulica fluvial se pueden resolver problemas tales como:

- Condiciones para la ubicación y características de todo tipo de estructura que intervengan en un curso natural o marítimo.
- Determinación de tirantes y velocidades en caudales naturales.
- Determinación de la erosión local y diseño de obras de protección en las proximidades de las estructuras tales como:
  - Pilares y estribos de puentes
  - Aguas abajo de vertederos, rápidos, obras de toma de agua.
  - Alrededor de diques, espigones, enrocados, etc.

### 1.2 CORRIENTES NATURALES

#### 1.2.1 DEFINICION

En el libro a la introducción a la Hidráulica Fluvial de ARF señala que la escorrentía superficial se inicia con la precipitación (Fig. N°1). La precipitación se puede producir en una parte de la cuenca o en toda la cuenca. Pensemos sin embargo, en el caso extremo: que se produzca una lluvia generalizada sobre toda la cuenca. Este evento no traerá un escurrimiento superficial generalizado. Por el contrario, el agua tiende a concentrarse en determinados cursos que se van juntando unos a otros y que constituyen finalmente los ríos.



Fig. N° 1.01: Ciclo Hidrológico del Agua

Se tiene diferentes definiciones de los ríos o corrientes naturales entre las cuales resaltaremos las siguientes:

- Se define como un elemento natural que recoge las aguas de una cuenca y las transporta a lámina libre hasta su desembocadura.
- Según FRIJLINK, el río puede definirse como "sistema de canales naturales (cursos de agua) por medio de las cuales se descarga el agua de la cuenca.
- Un río es un medio con un flujo bifásico de agua y sedimento (proveniente del cauce o de la cuenca).
- Según el Diccionario de la Lengua Española, el río se define como "corriente de agua continua y más o menos caudalosa que va a desembocar en otra, en un lago o en el mar.

### 1.2.2 CLASIFICACION BASICA DE LOS RIOS.

Para la clasificación de los ríos existen diferentes criterios y formas entre las que podemos mencionar:

- **De acuerdo a su sección transversal.** El movimiento lateral de los ríos (desplazamiento de cauce) que se ha efectuado a lo ancho de una planicie aluvial y a lo largo del tiempo, trae como consecuencia la formación de terrazas fluviales o áreas de inundación. Teniendo en cuenta lo anterior una clasificación simple y general sería la siguiente:

### a) Ríos sin área de inundación (confinados)

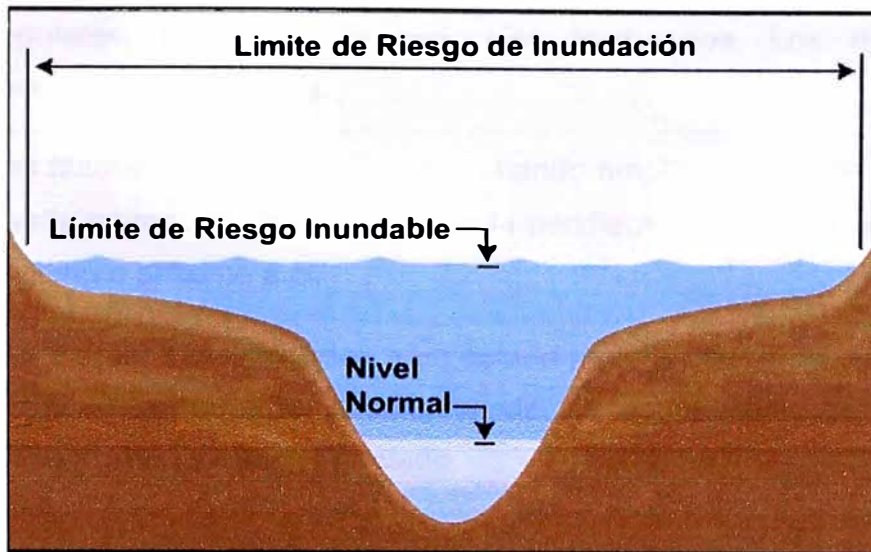


Fig. N° 1.02 Ríos sin área de inundación

### b) Ríos con áreas de inundación

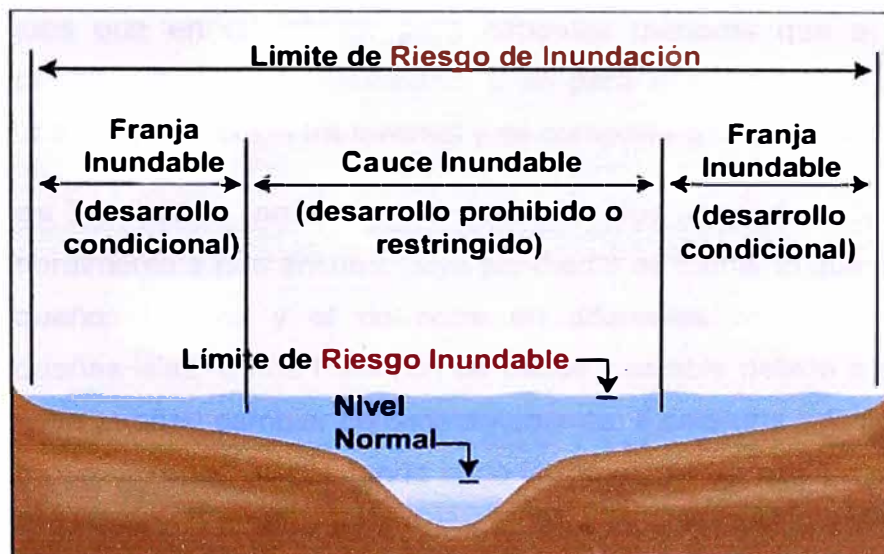
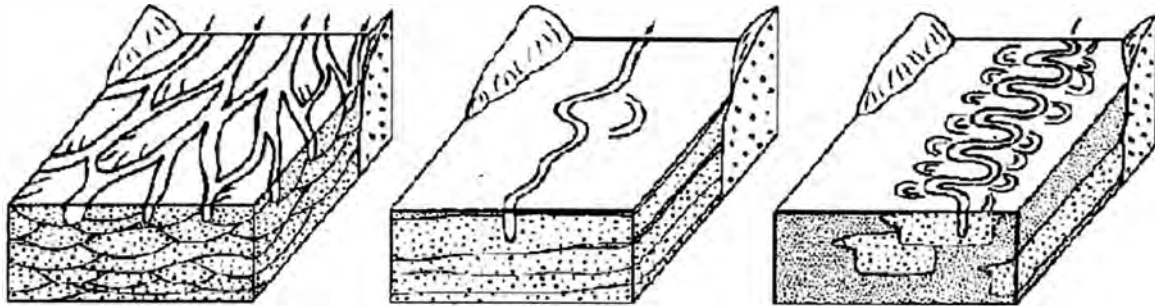


Fig. N° 1.03 Ríos Con área de inundación

- **De acuerdo a su edad:** Esta clasificación es de origen morfológico. Esta clasificación de los ríos no solo expresa la evolución fluvial a lo largo del tiempo sino también los esfuerzos hechos por el hombre para dominar a la Naturaleza, dominar al río y usarlo en su beneficio. Según ello se distinguen tres tipos:

- a) **Ríos Jóvenes:** Corresponde al estado inicial de los ríos. Cuando el agua forma su curso inicial, este tiene su sección en forma de V. Son muy irregulares. Consisten de materiales fracturados. Los ríos jóvenes presentan también variación.
  - b) **Ríos Maduros:** Se denomina así, cuando amplía su sección transversal. El valle es más ancho y disminuye la pendiente. El río está en estado de equilibrio o próximo a él.
  - c) **Ríos Viejos:** Corresponden a un estado más avanzado de desarrollo. La pendiente del río sigue disminuyendo, su ancho aumenta. El río está confinado, encausado controlado.
- **Desde el punto de vista morfológico:** Existen tres grandes grupos de ríos:
    - a) **Ríos Rectos:** En la naturaleza no existen ríos rectos. Lo que sucede es que a veces existe un sistema de encausamiento recto, constituido por diques que en su interior para caudales menores que el de diseño desarrollan su propia sinuosidad, pero para el caudal de diseño, el río ocupa toda la sección transversal y se comporta como si fuera recto.
    - b) **Ríos Trenzados:** También se le denomina ríos trezados. Corresponden generalmente a ríos anchos, cuya pendiente es fuerte, lo que da lugar a pequeños tirantes y el río corre en diferentes brazos alrededor de pequeñas islas. Estos ríos son de curso inestable debido a que en una crecida pueden cambiar considerablemente. Existe una relación empírica que permite diferenciar cuando el río forma curso trezado o curso único meandriforme. La relación  $iQ^{0.44} = 0.0116$ , donde  $i$  es la pendiente y  $Q$  el caudal (m<sup>3</sup>/s), establece una frontera entre ambos tipos de morfología. Si  $iQ^{0.44} > 0.0116$  el río es trezado y en caso contrario meandriforme.
    - c) **Ríos Meándricos:** Están formados por una sucesión de curvas. La característica de estas curvas, que son muy dinámicas, es que no se debe solamente a las propiedades del terreno, sino a la naturaleza del comportamiento fluvial. El cauce es único pero en formas de curvas.
- El carácter trezado y el meándricos pueden verse como dos ingredientes presentes en distintas proporciones en un río real. Es

frecuente que un río sea trezado en su tramo alto y luego pase a ser meándrico aguas abajo donde la pendiente es menor aunque el caudal es mayor. También muchos ríos son trezados y sinuosos a la vez.



a) *Trezado*

b) *recto*

c) *meándricos*

*Fig. N°1.04 Clasificación según el tipo de morfología*

### 1.3 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Unos de las formas como se generan los sedimentos es a través de las lluvias que ejerce una fuerza sobre el suelo capaz de mover a este de su lugar y desplazarlo hacia niveles más bajos a través de las escorrentías superficiales.

Por otro lado, el movimiento del agua que circula por el cauce de una corriente de agua produce el desprendimiento y transporte de los materiales que conforman su perímetro mojado.

El desprendimiento de masas por acción de la gravedad como deslizamientos, desplomes, etc. Aportan gran cantidad de material sólido al cauce fluvial que luego es transportado hasta algún punto o eventualmente se deposita en las áreas de inundación.

La acción de la gravedad hace que la mayor concentración de partículas este en el fondo del cauce. Por este motivo se distingue dos tipos de transporte de sedimentos: uno de suspensión y otro de fondo. Algunas particulares se transportan a saltos. En la figura 5 se observa los tipos de transporte de sedimentos.



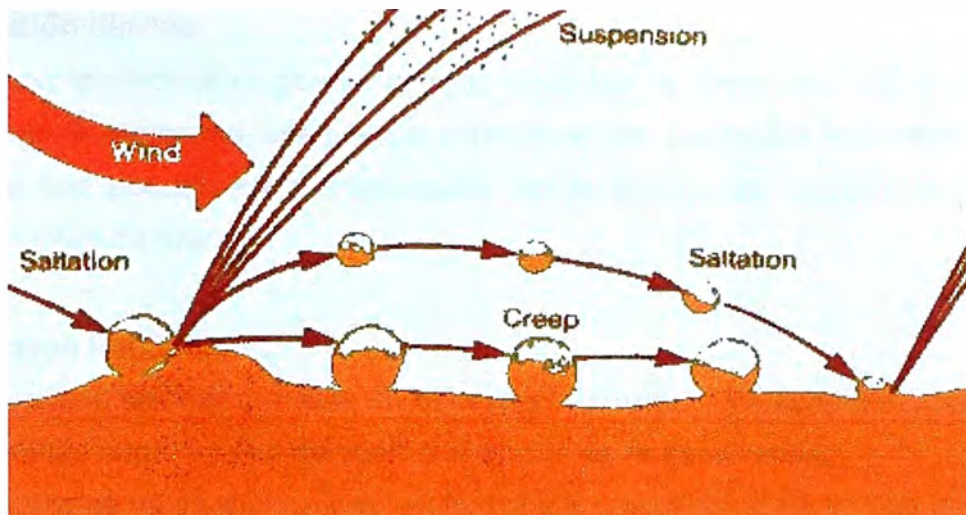


Fig. N°1.05 Modos de transporte

### 1.3.1 PROCESOS EROSIVOS DE LA CUENCA

La cuenca contribuye con sedimentos a la carga total de una corriente natural de dos maneras.

- **Remoción de masas:**

Este fenómeno está asociado con desplazamientos de grandes masas de material sólido que se han concentrado en lugares inestables. La inestabilidad es causada por factores geotécnicos.

En el desprendimiento y transporte de las masas actúan las fuerzas de gravedad y la fuerza del agua.

Cuando el deslizamiento se produce directamente sobre una corriente natural el material se deposita sobre el lecho obstruyendo el paso libre del agua, pero a medida que pasa el tiempo el agua se encarga de transportar el material agua abajo ya sea como carga de fondo y parte en suspensión.

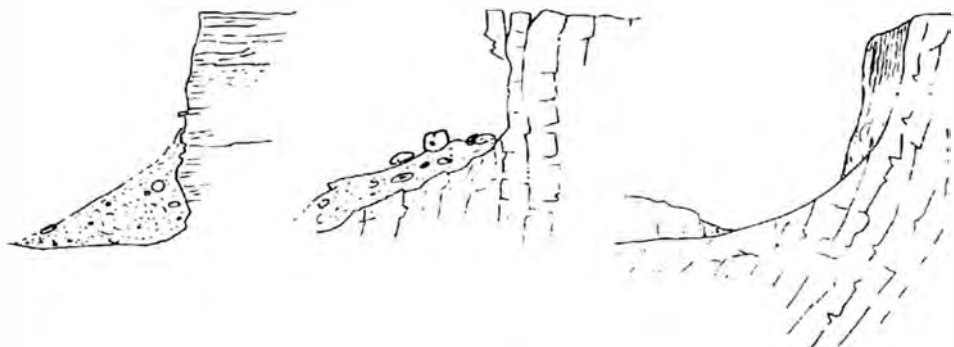


Fig. N°1.06 Deslizamiento de masa

- **Erosión hídrica:**

La erosión hídrica se genera cuando las gotas de lluvia caen sobre el suelo y tienen la suficiente energía para remover las partículas, dejándolas libres para que puedan ser transportados por la escorrentía superficial hacia las corrientes de drenaje.

- **Erosión Laminar:**

La erosión laminar consiste en el desprendimiento y transporte en capas bien definidas superficiales de suelo por acción de la escorrentía.

El suelo se va perdiendo casi en forma imperceptible. Este tipo de erosión es muy común en suelos residuales y en zonas recientemente forestadas.

- **Erosión en Surcos:**

La erosión en surcos ocurre cuando el flujo superficial empieza a encontrarse sobre la superficie del terreno, debido a la irregularidad natural de la superficie del terreno debido a la irregularidad natural de la superficie. Al concentrarse el flujo en pequeñas corrientes sobre una pendiente, se genera una concentración del flujo el cual por fuerza tractiva de la corriente produce canales, formándose pequeños surcos o canales, los cuales inicialmente son prácticamente imperceptibles pero poco a poco se van volviendo más profundos. En estos surcos la energía del agua en movimiento adquiere cada vez, una fuerza mayor capaz de desprender y transportar las partículas de suelo. Inicialmente, los pequeños canales presentan una forma de V la cual puede pasar a forma de U.

La profundidad del canal va aumentando. Estos flujos adquieren velocidades cada vez mayores. La energía de este flujo concentrado empieza desprender partículas de suelo incorporándolas al flujo, convirtiendo estos microflujos concentrados en las rutas preferenciales de los sedimentos.

- **Erosión en cárcavas:**

Al profundizarse y ampliarse los surcos de erosión se convierten en cárcavas, o varios pequeños surcos pueden unirse y crecer para formar una cárcava.

### 1.3.2 PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS QUE FORMAN EL CAUSE

El conocimiento de las propiedades de las partículas que forman parte del material del lecho es fundamental, ya que indican el comportamiento de las partículas en su interacción con el flujo.

- **Peso específico**

La propiedad individual de las partículas de un lecho granular que mas importancia tiene en hidráulica fluvial es el peso. Los causes naturales están formados por partículas de rocas y minerales cuyo peso específico tiene poca variación. El valor medio es  $\gamma_s = 2.65 \text{ t/m}^3$  o bien el peso específico relativo es  $\gamma_s/\gamma = 2.65$ .

- **Tamaño de la partícula**

El tamaño de las partículas que se encuentran en los causes varia desde rocas grandes hasta limos microscópicos.

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

CUADRO N° 1.01 CLASIFICACION DE PARTICULAS DE ACUERDO A LA AMERICAN GEOPHYSICAL UNION (A.G.U) (ESCALA DE WENTWORTH)		
A) CANTOS RODADOS (250 - 4000 mm)	Muy grandes	2000 - 4000 mm
	Grandes	1000 - 2000 mm
	Medianos	500 - 1000 mm
	Pequeños	250 - 500 mm
B) GUIJARROS (64 - 250 mm)	Grandes	250 - 125 mm
	Pequeños	125 - 64 mm
C) GRAVAS (2 - 64 mm)	Muy gruesa	32 - 64 mm
	Gruesa	16 - 32 mm
	Media	8 - 16 mm
	Fina	4 - 8 mm
	Muy fina	2 - 4 mm
D) ARENAS (0.062 - 2mm)	Muy gruesa	1 - 2 mm
	Gruesa	0.5 - 1 mm

	Media	0.25 - 0.5 mm
	Fina	0.125 - 0.25 mm
	Muy fina	0.062 - 0.125 mm
E) LIMOS (4 a 62 $\mu$ ) = (0.004 a 0.062 mm)		
F) ARCILLAS (0.24 a 4 $\mu$ ) = (0.00024 a 0.004 mm)		

Entre las principales formas de determinar el tamaño de una partícula consiste en considerar algunas dimensiones siguientes:

- Diámetro de Cribado.- Es la longitud más grande de la partícula.
- Diámetro de Sedimentación.- Es el diámetro de una esfera.
- Diámetro Nominal.- Es el diámetro de una esfera cuyo volumen es igual al de la partícula.
- Diámetro representativos.- Se usa para definir parámetros estadísticos que ayuden a precisar características de la distribución de la granulometría; así como para indicar el predominio de cierto tamaño de diámetro efectivo que se relaciona con un proceso o fenómeno determinado.

Entre los diámetros característicos de los sedimentos más usados tenemos lo siguientes:

a)  $d_{10}$  y  $d_{60}$

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

Cuando  $C_u < 3$ .....Material uniforme

$C_u=1$ .....Completamente uniforme

$C_u > 3$ .....No uniforme

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

c)  $d_{16}$  y  $d_{84}$  .- En una distribución log-normal, las probabilidades 15.87 y 84.13% se satisfacen para  $Z_n=-1$  y  $Z_n=1$  respectivamente y estos valores de la variable

aleatoria corresponden a los puntos de inflexión de la curva de distribución normal estándar por lo que se ha redondeado a  $d_{16}$  y  $d_{84}$  respectivamente.

d)  $D_m$  .- Diámetro medio geométrico

Se define mediante la siguiente expresión:

$$D_m = \sum \Delta P_i \cdot d_i \dots \dots \dots \text{Ec. N}^\circ 1.01$$

Donde:

$\Delta P_i$  = Valor en porcentaje de cada inventario, en que se divide la curva granulométrica puede ser variable o constante.

$d_i$  = diámetro medio correspondiente a cada intervalo en que se dividió la curva granulométrica.

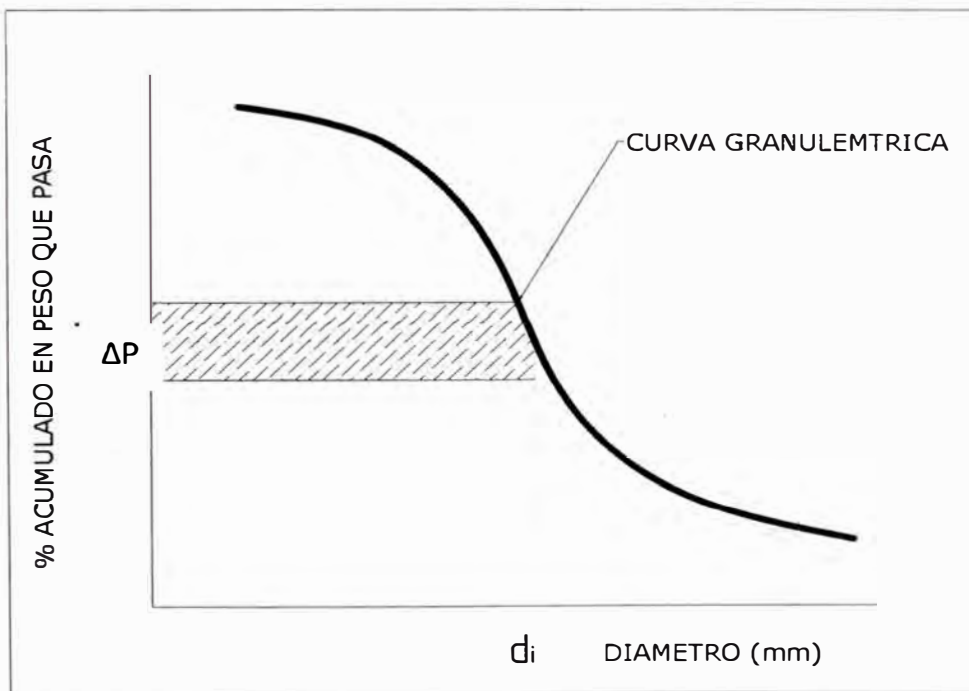


Fig. 1.07 Grafico para la obtención del diámetro medio aritmético de la distribución

• **Forma de partícula.**

La forma se refiere a la geometría de la partícula. Esfericidad se define como la proporción de la superficie de una esfera del mismo volumen que la partícula y la superficie de la partícula. Redondez se define como el cociente entre la media de radio de curvatura de las esquinas y bordes de una partícula a la radio de un

círculo inscrito en la mayor proyección del área de la partícula. Sin embargo, debido a la simplicidad y la eficacia de la correlación con el comportamiento de las partículas en el flujo, el parámetro usado con mayor frecuencia para describir la forma de partículas es el Corey, factor de forma  $S_p$ , (Albertson 1953) se define como:

$$S_p = \frac{l_c}{\sqrt{l_a l_b}} \dots\dots\dots \text{Ec. 1.02}$$

Donde:  $l_c, l_a$  y  $l_b$  son las dimensiones de los tres ejes perpendiculares de una partícula.

$$l_a > l_b > l_c \dots\dots\dots \text{Ec. 1.03}$$

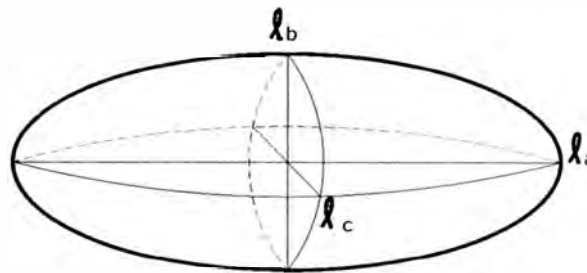


Fig. 1.08 Forma de la partícula

- **Granulometría**

Los lechos de los ríos pueden ser granulares o cohesivos. En el primer caso, el lecho está constituido por partículas sueltas de distintos tamaños. Los ríos aluviales, que discurren sobre materiales transportados por el propio río, tiene por ello lechos granulares. Un río puede tener también un cauce abierto en roca o materiales cohesivos; no por eso su contorno es fijo o inamovible por las modificaciones del cauce serán muy lentas debido a la mayor resistencia a la erosión tras una erosión del fondo, un lecho cohesivo se puede restablecer en su fondo original, pero ya no como cohesivo sino como granular, y en esto se diferencia de los lechos granulares. La hidráulica fluvial relativa a lechos cohesivos está todavía en sus principios.

El análisis de la distribución de tamaños en el lecho, se realiza tamizando una muestra. La representación grafica de estas fracciones en un histograma es una

versión discreta, en clases de tamaños, de una función de densidad de probabilidad de los tamaños. La grafica acumulada donde se representa la fracción (o tanto por ciento) en peso menor que un tamaño determinado, se obtiene sumando los pesos de todas las clases inferiores.

#### - Distribución teórica para representar granulometrías.

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

#### - Distribución Normal

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

$$d_n = d_{50} + ZN\sigma l \dots\dots\dots Ec. 1.04$$

#### • Velocidad de caída

La velocidad de caída de las partículas en aguas quietas es un parámetro importante para analizar procesos de sedimentación y suspensión. La magnitud de la velocidad de caída refleja el balance entre la fuerza hacia abajo, debido al peso sumergido y las fuerzas que se oponen a la caída, debidas a la resistencia viscosa del flujo y las fuerzas de inercia o tracción de la corriente.

Cuando el número de Reynolds es menor a 0.1, para partículas de limo o arcilla, las fuerzas de inercia son despreciables y la resistencia viscosa controla al flujo. Para partículas de más de 2 mm la resistencia más importante es debida a la inercia y la viscosidad es despreciable. Para partículas de arena o grava las velocidades de caída dependen principalmente del diámetro de la partícula.

### 1.3.3 FASES DEL TRANSPORTE SÓLIDO

El transporte de sedimentos se ha subdividido en tres fases según Raudkivi [4], y se puede diferenciar por:

- **Transporte de fondo.**- en esta fase las partículas se encuentran en contacto permanente con el fondo y ruedan o deslizan constituyendo el arrastre o

transporte de fondo y avanzan en forma de dunas, risos y barreras (siempre que la granulometría lo permita). La velocidad de estas partículas es inferior a la de la corriente.

En forma práctica se puede identificar

$$6 > \frac{w}{U_*} > 2 \quad \text{Transporte de fondo}$$

Donde  $w = \text{velocidad de caída}$

$$U_* = \text{velocidad de corte}$$

- **Transporte por Saltación.-** En esta fase las partículas se transportan a saltos como se aprecia en la figura 1.09.

En forma práctica se puede identificar:

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

- **Transporte por Suspensión.-** El materia en suspensión está constituido por partículas más finas y prácticamente se encuentran distribuidos en toda la sección. Teóricamente la concentración es mínima en la superficie y máxima cerca del fondo. La curva de distribución vertical de concentración es logarítmica como se ve en la figura N° 1.10. En la práctica es usual que en los ríos de alta velocidad, la concentración es la misma en toda la sección, siempre que las partículas sean muy pequeñas. La velocidad con la que avanza la partícula solida en suspensión es prácticamente la velocidad del flujo.

En forma práctica se puede identificar:

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

Donde  $w = \text{velocidad de caída}$

$$U_* = \text{velocidad de corte}$$



$$U_* = \sqrt{gys} \dots\dots\dots \text{Ec. 1.05}$$

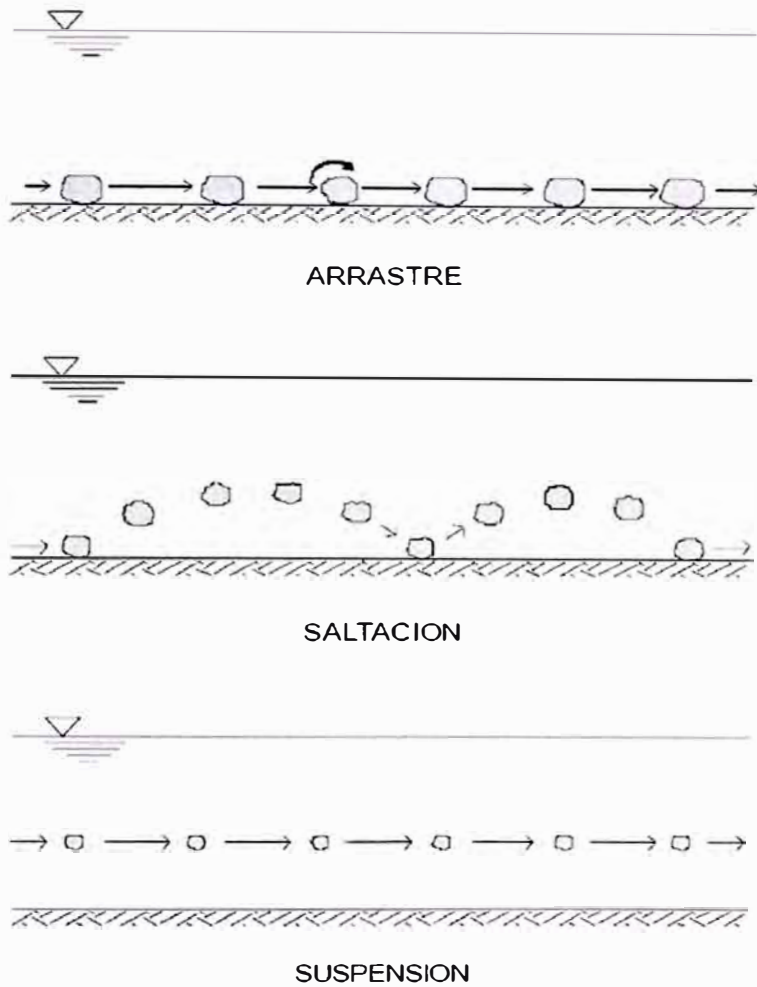


Fig. N° 1.09 Modos de transporte  
 (Introducción a la Hidráulica Fluvial - Arturo Rocha Felices)

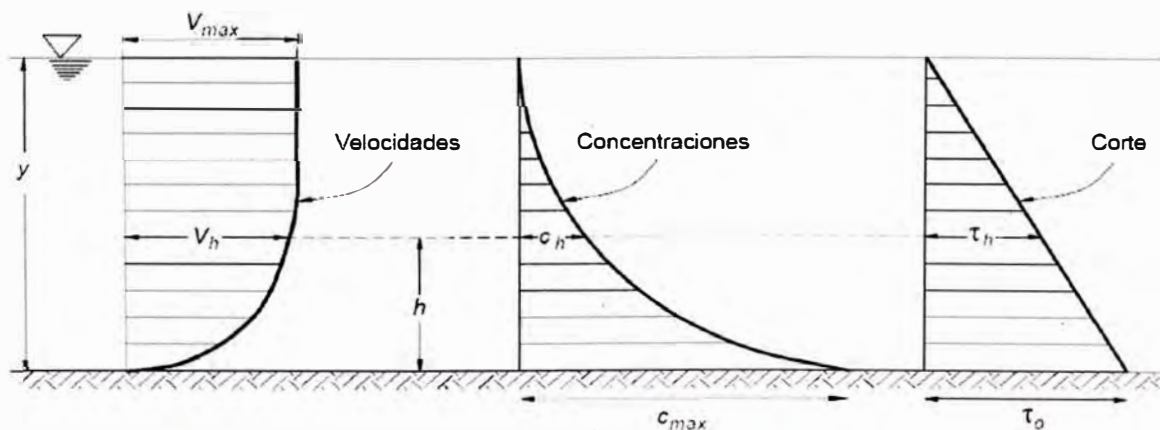


Fig. N° 1.10 Distribución vertical típica de velocidades, concentración y fuerza cortante  
 (Introducción a la Hidráulica Fluvial - Arturo Rocha Felices)

En un flujo gradualmente creciente las fases de transporte de sedimentos transcurren haciendo variar el fondo en varias etapas producto del aumento de la velocidad en el flujo, siendo los estados los siguientes:

- 1) Fondo Plano.- Etapa inicial con pequeñas velocidades. Existen movimiento aislado e intermitentes de las partículas gruesas mientras que las pequeñas entran eventualmente en suspensión.
- 2) Rizos.- Se presentan ondulaciones en el fondo. Su presencia aumenta el coeficiente de rugosidad.
- 3) Dunas.- Su forma característica se puede apreciar en la figura N° 1.11. En este estado hay aumento de la resistencia.
- 4) Antidunas.- Presenta una forma inversa a las dunas, debido a que hay deposición en la pendiente de aguas arriba y erosión en las aguas abajo.

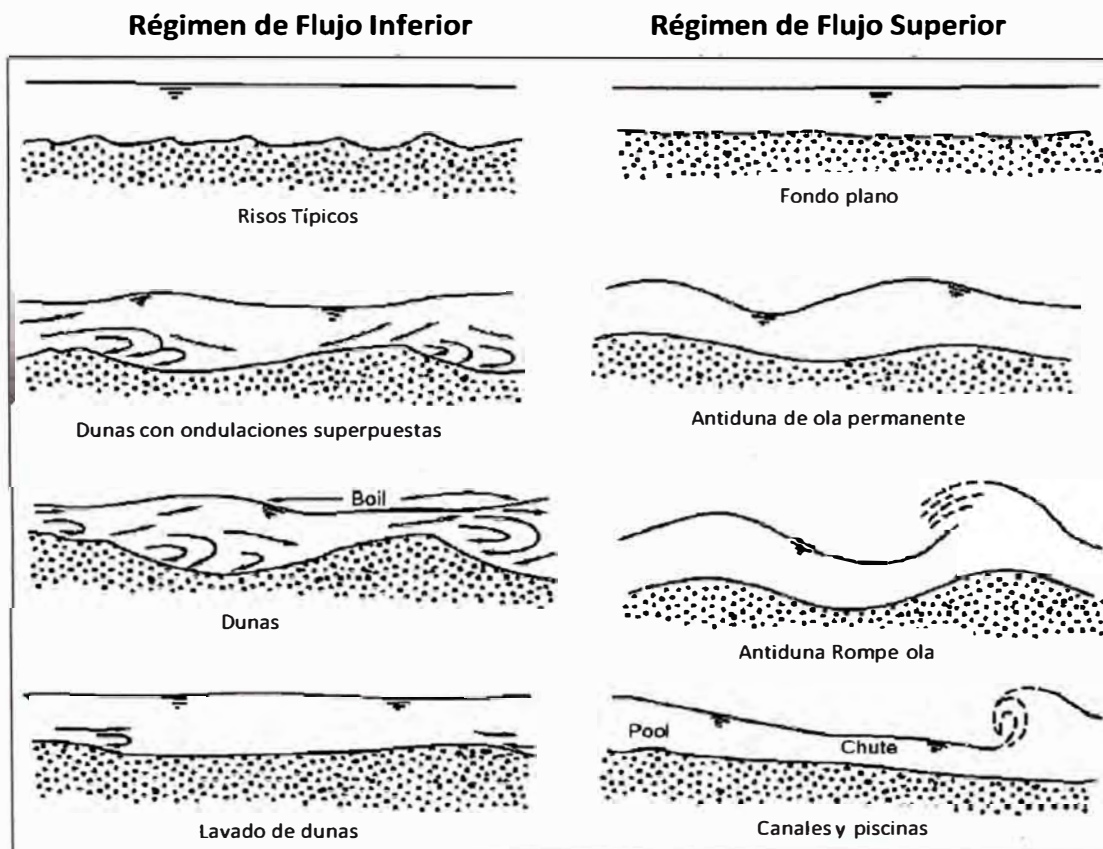


Fig.N° 1.11 Formas de lechos en ríos  
(Hydraulic Design Series Number 6 Federal Highway Administration)

Las fases mencionadas se pueden describir por parámetros adimensionales establecidos por Liu, Albertson y Richardson y otros.

- $\frac{U_*}{w}$  Número de movilidad; representa la relación entre la velocidad del corte y la velocidad de caída de las partículas en agua tranquila.
- $\frac{U_* \cdot d}{\nu}$  Índice de inestabilidad; representa la relación entre la velocidad de corte el diámetro de la partícula y la viscosidad cinemática del agua. Se puede observar que corresponde a un número de Reynolds.
- $\frac{d}{\delta}$  Representa la relación entre el diámetro de las partículas y el espesor de la sub-capa laminar.

Con la Figura N° 1.12 se determina las fases de transporte.

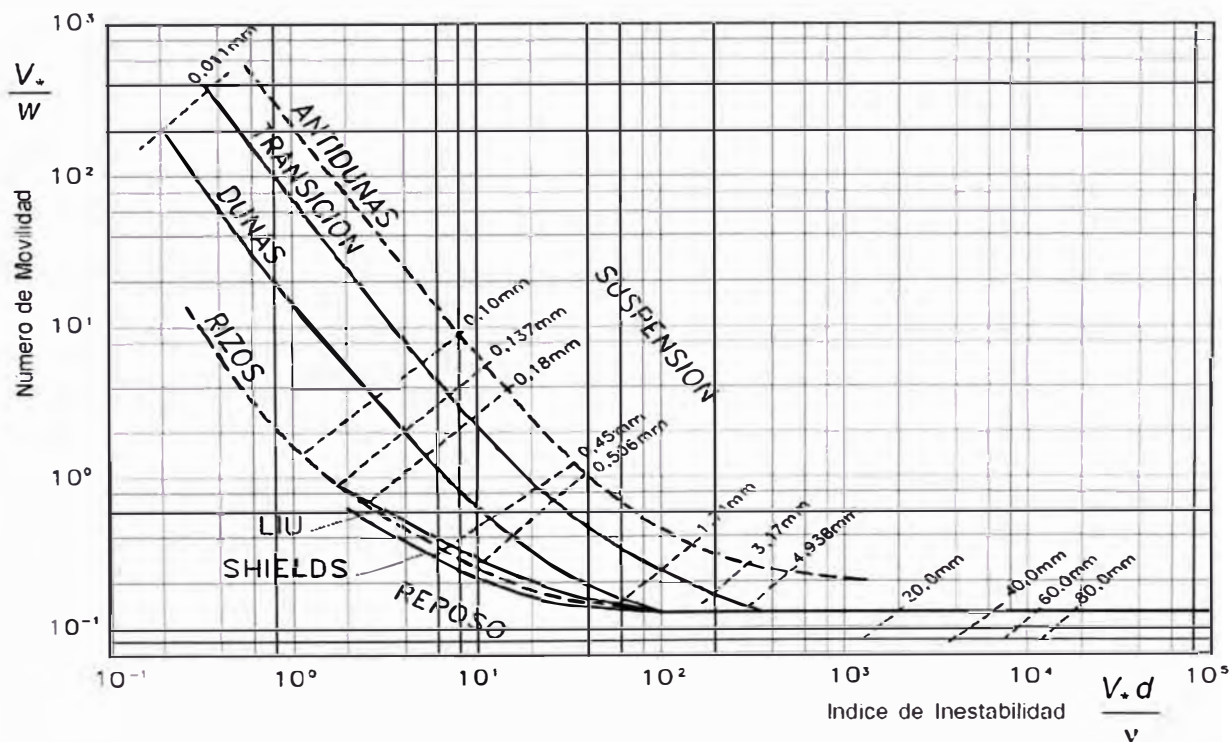


Fig. 1.12 Fases del Transporte  
 (Introducción a la Hidráulica Fluvial - Arturo Rocha Felices)

### 1.3.4 FUERZA TRACTIVA CRÍTICA

La fuerza que ejerce la corriente sobre el fondo por unidad de área se denomina fuerza tractiva  $\tau_o$ . El movimiento de las partículas constituyentes del lecho empieza cuando la fuerza tractiva es mayor que la fuerza tractiva crítica  $(\tau_o)_c$ . Se denomina fuerza tractiva crítica a la fuerza mínima necesaria para poner en movimiento a las partículas del lecho. Para que haya movimiento en el fondo se requiere que:

$$\tau_o > (\tau_o)_c \dots\dots\dots \text{Ec. 1.06}$$

Para un cauce recto y ancho, la fuerza tractiva ejercida por el agua puede terminarse por medio de la formula general.

$$\tau_o = \rho v^2 = \rho g \cdot y \cdot i \dots\dots\dots \text{Ec. 1.07}$$

$\tau_o$  = Fuerza tractiva.

$\rho$  = Densidad del agua.

$v$  = Velocidad de la corriente en la superficie del cauce.

$y$  = Altura del flujo.

$i$  = Pendiente promedio.

$g$  = Aceleración de la gravedad.

Para un canal muy ancho la fuerza tractiva puede calcularse por medio de la siguiente expresión:

$$\tau_o = \rho \cdot R_h \cdot i \dots\dots\dots \text{Ec. 1.08}$$

$R_h$  = Radio hidráulico

### 1.3.5 VELOCIDAD CRÍTICA DE ARRASTRE

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

En general se ha demostrado que la velocidad crítica de arrastre es mayor para el inicio del movimiento que para la detención de las partículas. Según el cuadro N° 1.02 y 1.03 se tienen velocidades críticas para suelos cohesivos y no cohesivos respectivamente.

<b>CUADRO 1.02 .- VELOCIDADES CRITICAS DEL AGUA PARA MATERIALES NO - COHESIVOS (m/s)</b>							
<b>MATERIAL</b>	<b>DIAMETRO MEDIO DE LAS PARTICULAS (mm)</b>	<b>TIRANTE MEDIO DE LA CORRIENTE (m)</b>					
		0.4	1	2	3	5	más de 10
Polvo y limo	0.005 - 0.05	0.15 - 0.20	0.20 - 0.30	0.25 - 0.40	0.30 - 0.45	0.40 - 0.55	0.45 - 0.65
Arena fina	0.05 - 0.25	0.20 - 0.35	0.30 - 0.45	0.40 - 0.55	0.45 - 0.60	0.55 - 0.70	0.65 - 0.80
Arena media	0.25 - 1.0	0.35 - 0.50	0.45 - 0.60	0.55 - 0.70	0.60 - 0.75	0.70 - 0.85	0.80 - 0.95
Arena gruesa	1.0 - 2.5	0.50 - 0.65	0.60 - 0.75	0.70 - 0.80	0.75 - 0.90	0.85 - 1.00	0.95 - 1.20
Gravilla fina	2.5 - 5.0	0.65 - 0.80	0.75 - 0.85	0.80 - 1.00	0.90 - 1.10	1.00 - 1.20	1.20 - 1.50
Gravilla media	5.0 - 10	0.80 - 0.90	0.85 - 1.05	1.00 - 1.15	1.10 - 1.30	1.20 - 1.45	1.50 - 1.75
Gravilla gruesa	10 - 15	0.90 - 1.10	1.05 - 1.20	1.15 - 1.35	1.30 - 1.50	1.45 - 1.65	1.75 - 2.00
Grava fina	15 - 25	1.10 - 1.25	1.20 - 1.45	1.35 - 1.65	1.50 - 1.85	1.65 - 2.00	2.00 - 2.30
Grava media	25 - 40	1.25 - 1.50	1.45 - 1.85	1.65 - 2.10	1.85 - 2.30	2.00 - 2.45	2.30 - 2.70
Grava gruesa	40 - 75	1.5 - 2.00	1.85 - 2.40	2.10 - 2.75	2.30 - 3.10	2.45 - 3.30	2.70 - 3.60
Guijarro fino	75 - 100	2.00 - 2.45	2.40 - 2.80	2.75 - 3.20	3.10 - 3.50	3.30 - 3.80	3.60 - 4.20
Guijarro medio	100 - 150	2.45 - 3.00	2.80 - 3.35	3.20 - 3.75	3.50 - 4.10	3.80 - 4.40	4.20 - 4.50
Guijarro grueso	150 - 200	3.00 - 3.50	3.35 - 3.80	3.75 - 4.30	4.10 - 4.65	4.40 - 5.00	4.50 - 5.40
Canto rodado fino	200 - 300	3.50 - 3.85	3.80 - 4.35	4.30 - 4.70	4.65 - 4.90	5.00 - 5.50	5.40 - 5.90
Canto rodado medio	300 - 400		4.35 - 4.75	4.70 - 4.95	4.90 - 5.30	5.50 - 5.60	5.90 - 6.00
Canto rodado grueso	400 - 500			4.95 - 5.35	5.30 - 5.50	5.60 - 6.00	6.00 - 6.20

**CUADRO N° 1.03.- VELOCIDAD CRITICA DEL AGUA PARA MATERIALES COHESIVOS m/s**

Denominación de los suelos	porcentaje del contenido de partículas	Suelos poco compactos peso volumétrico del material seco, 1.20 - 1.66 t/m <sup>3</sup>	Suelos medianamente compactado, peso volumétrico del material seco, 1,20 -1.66 t/m <sup>3</sup>	Suelos compactados peso volumétrico del material seco de 1.66 - 2.04 t/m <sup>2</sup>	Suelos muy compactados el peso volumétrico del material seco de 2.04 - 2.14 t/m <sup>2</sup>								
		Profundidad media de la corriente (m)											
		0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0
Arcillas, tierras fuertemente arcillosas	30 - 50												
	70 - 50	0.35	0.40	0.45	0.35	0.40	0.45	0.70	0.85	0.95	1.40	1.70	1.90
	20 - 30		0.50			0.50			1.10			2.10	
	80 - 70												
Tierras ligeramente arcillosas	10 - 20				0.65	0.80	0.90	0.95	1.20	1.40	1.40	1.70	1.90
	90 - 80					1.0			1.50			2.10	
Suelos aluviales Arcillas margosas					0.60	0.70	0.80	0.80	1.00	1.20	1.10	1.30	1.50
tierras arenosas	5 - 10	según la tabla 1.02 con el tamaño de las fracciones arenosas											
	20 - 40	según la tabla 1.02 con el tamaño de las fracciones arenosas											

### 1.3.6 CAUDAL CRÍTICA DE ARRASTRE

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

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

$$q_o = 0.0592 \frac{d^{5/2}}{S^{3/2}} \dots\dots\dots \text{Ec. 1.09}$$

$$q_o = 0.0592 \left( \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) \frac{d^{5/2}}{S^{3/2}} \dots\dots\dots \text{Ec. 1.10}$$

$$q_o = 0.6 \frac{d^{5/2}}{S^{3/2}} \dots\dots\dots \text{Ec. 1.11}$$

Donde:

$d$  = diámetro de la partícula, en metros

### 1.3.7 PRINCIPIO DEL MOVIMIENTO

El principio de movimiento de las partículas que forman el material de sedimento, la morfología y la hidráulica del flujo.

El inicio del movimiento puede estar relacionado, ya sea con el esfuerzo cortante en las partículas o la velocidad del fluido en las cercanías de las partículas del lecho. Cuando las partículas se encuentran en movimiento inminente, estos valores se llaman esfuerzo cortante crítico o velocidad crítica. El esfuerzo cortante depende de la velocidad: Que es más fácil de determinar en el campo; la precisión depende de cómo se determine el tamaño de las partículas. En el análisis de transporte de sedimentos la mayoría de las ecuaciones usa el esfuerzo cortante crítico.

Para el análisis de estabilidad en el caso de una partícula de sedimento colocada en un fondo plano, liso y sometido a fuerzas provenientes de un flujo paralelo se aplicaron dos puntos de vista:

- a) Iniciación del movimiento por corte.
- b) Iniciación de movimiento por presión

Llegando por estos dos caminos a la siguiente expresión:

$$\frac{\tau_c}{(\rho_c - \rho_w)gd} = f\left(\frac{d}{\delta}\right) = \theta_c \quad \dots\dots\dots \text{Ec. 1.12}$$

Donde:  $\rho_c$  = densidad de solidos

$\rho_w$  = densidad del agua

$\delta$  = espesor de la sub capa laminar

$d$  = diametro de la partícula

$f\left(\frac{d}{\delta}\right)$  es una función que ha sido determina experimentalmente por Shields y se muestra en la figura N° 1.13

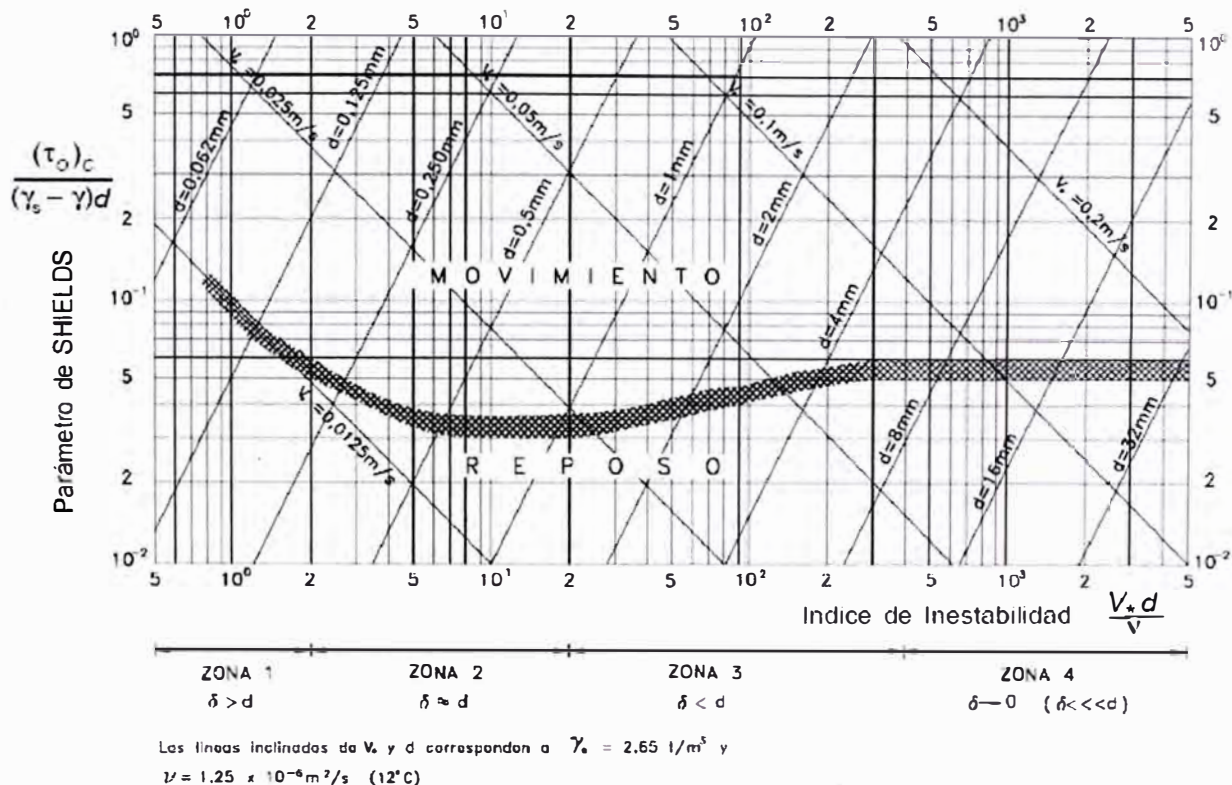


Fig. N°1.13 Abaco de Shields

En el ábaco de Shields se aprecia una curva de inicio de movimiento en sus ejes  $\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w)d}$  y  $Re$ . Por debajo de la curva no hay movimiento. La tensión adimensional debe alcanzar el valor de la abscisa, para empezar el movimiento. Se observa que “d” participa en el denominador de  $\tau$ , entonces la tensión debe de ser mayor cuando mayor sea el diámetro de la partícula. El numero de Reynolds corte refleja como cociente el valor relativo de las fuerzas de inercia y las viscosas en el entorno de un grano, es decir, el grado de turbulencia. A mayor  $Re$  el movimiento es mas turbulento alrededor de la partícula y la curva de Shields tiende a ser horizontal.



### 1.3.8 CALCULO DEL GASTO SÓLIDO DE FONDO

Se puede determinar el gasto solido por dos maneras; medición y cálculo.

Para el cálculo se han desarrollado varias formulas cada una con la interpretación del fenómeno en condiciones idealizadas de laboratorio. Unas tienen base exclusivamente teórica y otras de origen experimental. En general las formulas para el gasto solido de fondo son aplicables a un canal prismático, con movimiento permanente y uniforme, flujo bidimensional y material solido con granulometría bien definida. A continuación se presentan algunas de estas formulas:

- **Formula de Du Boys:** Publicada en 1879 por Du Boys quien partió de la suposición de considerar que el transporte de fondo se producía por medio de capas cuyo espesor era del mismo orden de magnitud que el diámetro de las partículas constituyentes del lecho. Considero también que las distribuciones verticales de velocidades y del corte eran lineales. La ecuación que obtuvo fue:

$$t_f = \chi \tau_o (\tau_o - \tau_c) \dots \dots \dots \text{Ec. 1.13}$$

$t_f$  = transporte de solido por unidad de ancho en kg/s/m

$\chi$  = parámetros de transporte que depende del diámetro de las partículas

$\tau_o$  = fuerza tractiva de la corriente en kg/m<sup>2</sup>

$$\tau_o = \gamma R h S \dots \dots \dots \text{Ec. 1.14}$$

$\tau_c$  = fuerza tractiva critica kg/cm<sup>2</sup>

Los valores de  $\chi$  y de  $\tau_c$  se obtienen por STRAUB, EN 1935, para arena con granulometría uniforme a partir de las mediciones de GILBERT y aparece en la Fig. 1.14:

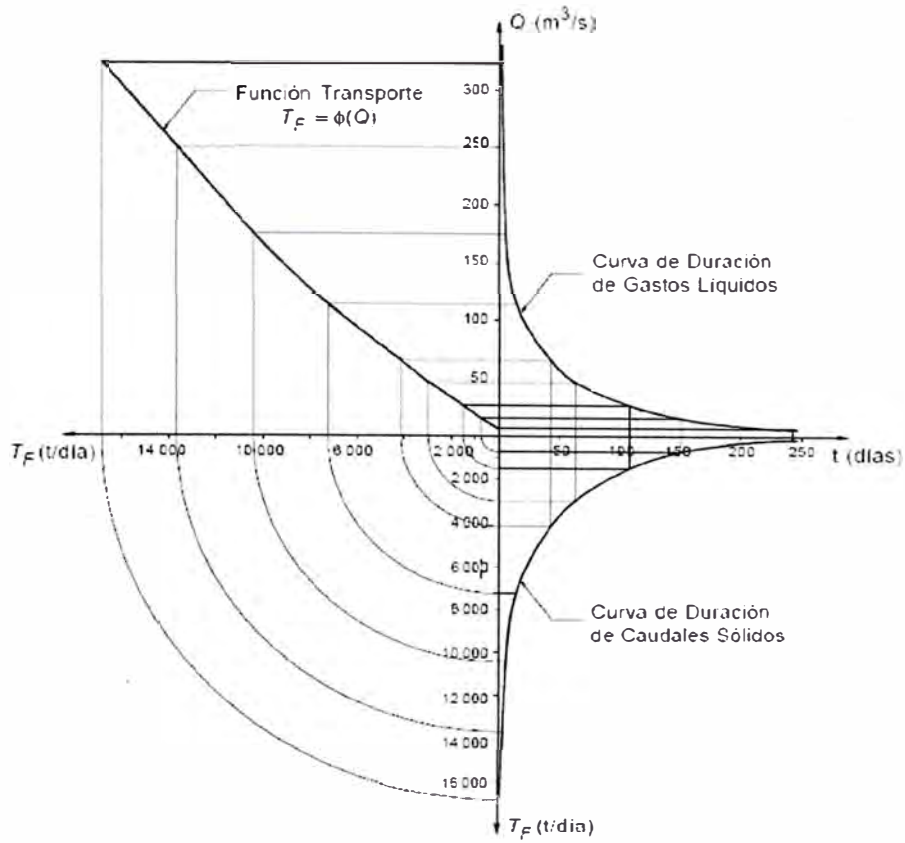


Fig. N°1.14 Curva de duración de caudales

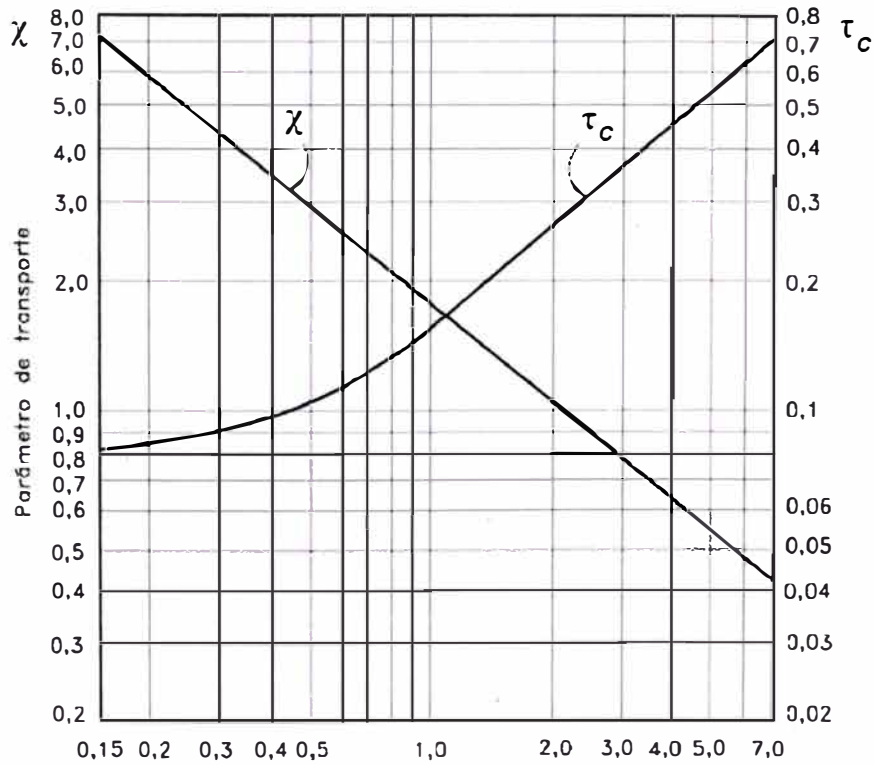


Fig. N°1.15 Curva de Du Boys

- **Formula de Meyer Peter y Mueller:** Meyer – Peter (1883-1969) fue directo del antiguo Laboratorio de Hidráulica del Politécnico de Zurich (VAWE).

Los trabajos de Meyer-Peter se iniciaron en 1932. Intervinieron numerosos investigadores, entre ellos, E. Mueller.

Los resultados parciales fueron publicados sucesivamente, hasta que en 1948 con ocasión del Congreso Mundial de la Asociación Internacional de investigadores Hidráulicas fue dada a conocer la formula en su versión final.

La ecuación que se obtuvo fue:

$$t_F^{2/3} = 250q^{2/3}S - 42.5d \dots \dots \dots \text{Ec. 1.15}$$

En donde:

q: Descarga unitaria de agua, m<sup>3</sup>/s/m

d: Diámetro mediano del sedimento del lecho (m)

t<sub>F</sub>: Carga unitaria de sedimento de fondo, en kilogramos por segundo y por metro de ancho, (kg/s/m).

S: Pendiente de la corriente (m/m)

Esta ecuación se ajusta bien a ríos con sedimento cuyos diámetros medios varíen entre 3.1 y 28.6 mm

- **Formula de Shields:** Shields obtuvo la siguiente ecuación para el cálculo del gasto de solido de fondo:

$$t_F = 10qS \frac{\tau_o - \tau_c}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right)d} \dots \dots \dots \text{Ec. 1.16}$$

En donde:

γ<sub>s</sub>: peso específico de los granos de sedimento (kg/m<sup>3</sup>)

γ: peso específico del agua (kg/m<sup>3</sup>)

τ<sub>c</sub>: esfuerzo cortante critico para el tamaño mediano de sedimento d (kg/m<sup>2</sup>)

(Ver Fig. 1.13)

t<sub>F</sub>: carga unitaria de sedimento de fondo, en kilogramos por segundo y por metro de ancho (kg/s/m)

q: descarga unitaria del agua, (m<sup>3</sup>/s/m)

τ<sub>o</sub>: esfuerzo al corte (kg/m<sup>2</sup>)

S: pendiente de la corriente (m/m)

- **Formula de Einstein – Brown (1950):** Einstein utiliza la función  $\Phi$  intensidad de transporte y la función  $\psi$  Intesidad de Movimiento:

$$\Phi = \left(\frac{1}{\Psi}\right) \dots \dots \dots \text{Ec. 1.17}$$

En donde:

$f\left(\frac{1}{\Psi}\right)$ : esta dada en la Fig.

$$\Phi = \frac{t_F}{\gamma_s F \sqrt{g \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) d^3}} \dots \dots \dots \text{Ec. 1.16}$$

$$\frac{1}{\Psi} = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma) d} = \tau_* \dots \dots \dots \text{Ec. 1.17}$$

$$F = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{gd^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right)}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{gd^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right)}} \dots \dots \text{Ec. 1.18}$$

$$\Phi = 40 \left(\frac{1}{\Psi}\right)^3 \text{ para } \left(\frac{1}{\Psi}\right) > 0.09$$

En donde:

$\nu$ : viscosidad cinemática del agua en  $m^2/s$

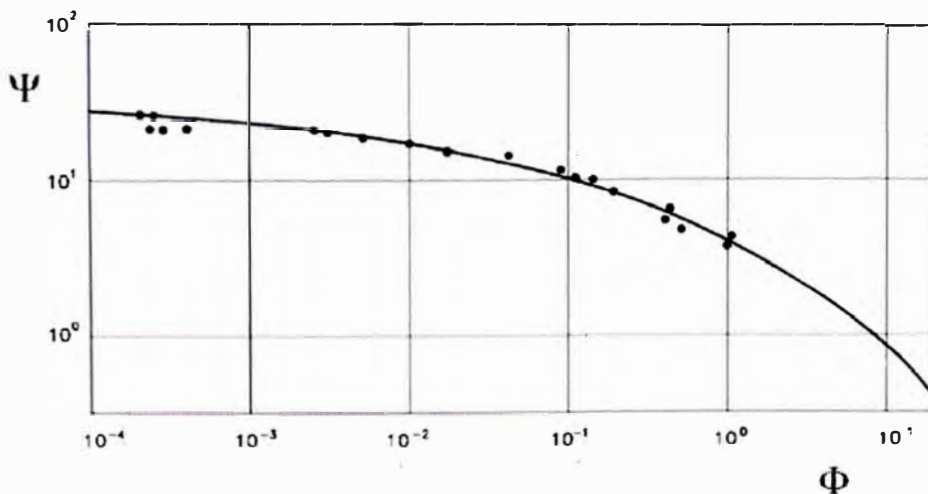


Fig. N°1.16 Diagrama para la formula de Einstein-Brown

### 1.3.9 CALCULO DEL GASTO SÓLIDO EN SUSPENSIÓN

En este tipo de transporte de sedimentos se produce cuando los sólidos se mantienen con velocidades aproximadamente iguales al flujo. La suspensión está constituido por partículas finas que se distribuyen en toda la sección y dan el color al agua. Cuando se dan las condiciones adecuadas es decir cuando la velocidad de corte es mayor que la velocidad de caída de la partícula están entran en suspensión.

Varias formulas han sido propuestas para la concentración de sedimentos en suspensión:

- **Formula de Rouse.-**

$$\frac{C_h}{C_a} = e^{\left[-\frac{W}{\varepsilon_s}(h-a)\right]} \quad \text{Ec. 1.19}$$

Donde:

$C_h$ : concentración a una altura "h" sobre el fondo del rio, en  $\text{g/cm}^3$

$C_a$ : concentración a una altura "a" sobre el fondo del rio, en  $\text{g/cm}^3$

W: velocidad de sedimentación de la partícula.

$\varepsilon_s$ : coeficiente de difusión, obtenido en laboratorio por medio de la experimentación propuesta por Ruse y Hurst.

- **Ecuación de Kalinske**

$$\frac{C_h}{C_a} = \left[ \frac{y-h}{h} \frac{a}{y-a} \right]^z \quad \text{Ec. 1.20}$$

$$z = \frac{W}{\beta K V_*} \quad \text{Ec. 1.21}$$

$$\beta = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_m} \quad \text{Ec. 1.22}$$

$$V_* = \sqrt{gdS} \quad \text{Ec. 1.23}$$

En donde C,  $C_a$ ,  $\varepsilon_s$  y W tienen los mismos significados de la expresión de Rouse, y d es la profundidad del canal (considerado un canal muy ancho).

Además,

$\epsilon_m$ : coeficiente de transferencia de impulso

$g$  : aceleración de la gravedad, m/s<sup>2</sup>

$S$  : pendiente del canal (si se considera movimiento uniforme) o la pendiente de la línea de energía (caso general)

$K$  : constante de Von Karman (igual a 0.4 para agua sin sedimento) se puede determinar por el perfil de velocidades, en general  $K < 0.4$  para aguas con sedimento.

El perfil de velocidades  $V=V(h)$  rugosos en un canal rectangular muy ancho puede ser dado por la expresión debida a Von Karman.

$$V_h = \frac{v_*}{K} \ln \left( \frac{h}{y} \right) \quad \text{Ec. 1.24}$$

Para el cálculo del gasto sólido en suspensión este criterio considera un canal con movimiento permanente y uniforme en el que el flujo sea bidimensional como el mostrado en la figura N° 1.16. En una porción elemental de canal de ancho unitario y altura  $dh$ , el gasto sólido en suspensión específico puede ser expresado así:

$$dt_s = c_h V_h dh \quad \text{Ec. 1.25}$$

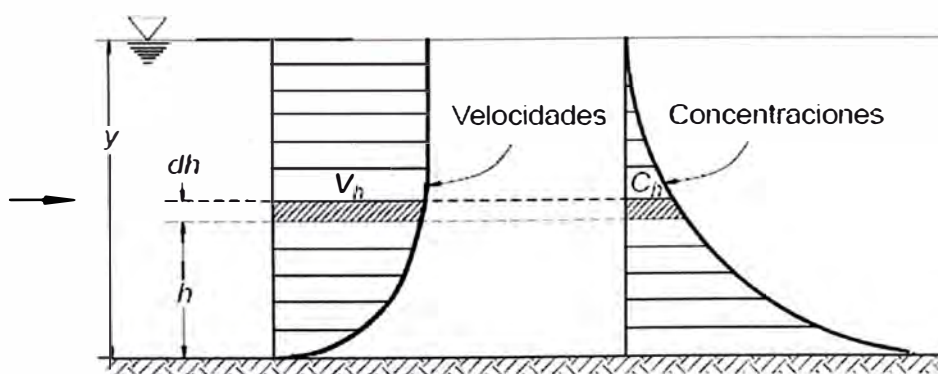


Fig. N°1.17 Esquema para el cálculo del gasto sólido en suspensión

Como se aprecia  $h$  es la distancia variable, a partir del fondo, a la que corresponden la concentración y velocidad señaladas con subíndice  $h$ . Integrando la expresión anterior obtenemos la expresión correspondiente al gasto sólido en suspensión específico:

$$t_s = \int_{\text{fondo } (h=a)}^{\text{superficie } (h=y)} C_h V_h dh \quad \text{Ec. 1.25}$$

Reemplazando las ecuaciones correspondientes a la distribución vertical de concentraciones y de velocidades, se obtiene:

$$t_s = 2.5 C_a V_* \int_a^y \left( \frac{y-h}{y-a} \right)^z \ln \frac{30h}{\kappa} dh \quad \text{Ec. 1.26}$$

- **Formula de Einstein.**

Einstein supone que la velocidad instantánea para cualquier partícula suspendida es la del fluido alrededor de ella más su velocidad de caída, sumándolas vectorialmente y teniendo en cuenta que la concentración del sedimento varía respecto a la altura e integrando se obtiene:

$$\frac{C_y}{C_a} = \left( \frac{h-y}{y} \cdot \frac{a}{h-a} \right)^z \quad \text{Ec. 1.27}$$

$C_y$  = concentración de una partícula de cierto diámetro, con velocidad de caída " $w$ " a una distancia " $a$ " del fondo del canal.

$C_a$  = concentración de una partícula de cierto diámetro, con velocidad de caída " $w$ " a una distancia " $a$ " del fondo del canal.

$H$  = altura del agua en el tramo de estudio

$$z = w / (0.4U_*')$$

Además de la distribución de velocidades Para un fondo rugoso y liso se cumple mientras no existan risos ni dunas y esta dado por la relación:

$$U_y = U_x 5.75 \text{Log} \left( 30.2 \frac{y}{\Delta_o} \right) \quad \text{Ec. 1.28}$$

Donde:

$$\Delta_o = k/x$$

$k$  = Rugosidad absoluta representada según Einstein por  $d_{65}$

$x$  = Factor de corrección de la fricción en función de  $k/\delta$ , siendo  $\delta$  el espesor de la sub capa laminar. Se muestra gráficamente en la figura N° 1.17

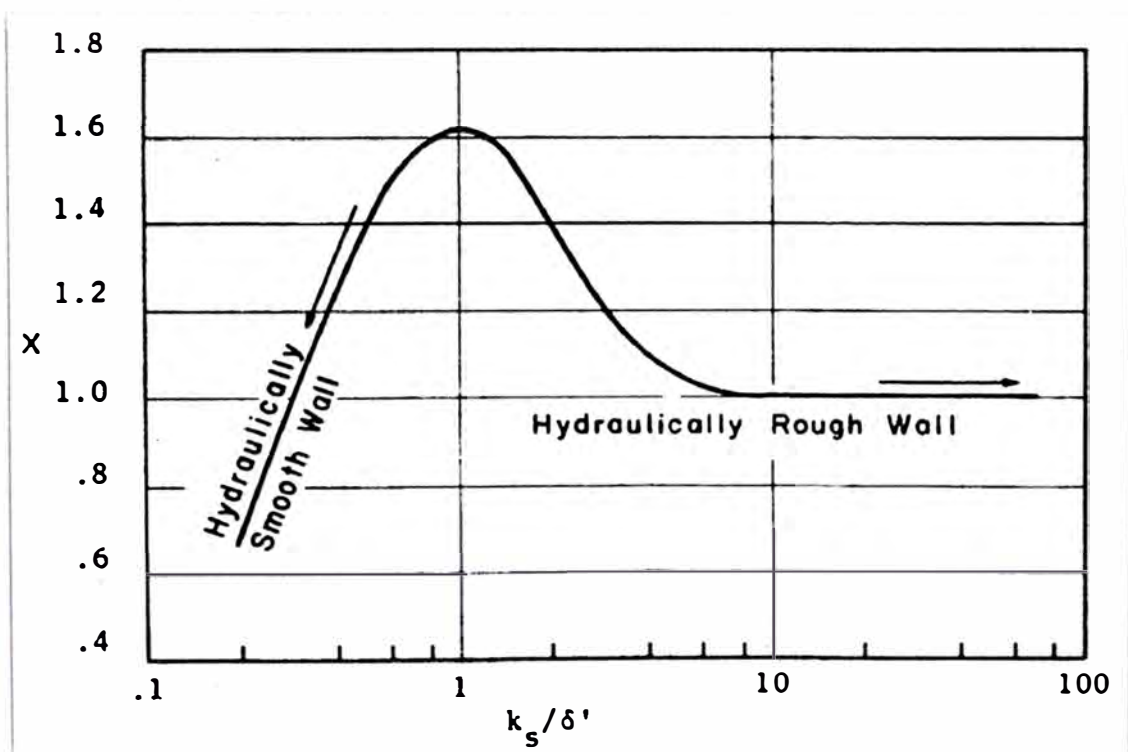


Fig. N°1.18 Factor de Fricción de Einstein

Para determinar el caudal sólido en suspensión ( $Q_s$ ) se necesitan los siguientes datos:

- La altura del agua (tirante)
- La concentración en p.p.m. a una altura determinada ( $C_a$ )



### 1.3.10 CAPACIDAD DE TRANSPORTE TOTAL

#### Formula de Lauren

$$C_m = 0.01\gamma \sum p_i \left(\frac{d_{si}}{d}\right)^{7/6} \left(\frac{\tau_o}{\tau_{ci}}\right) f\left(\frac{V_*}{W_i}\right) \quad \text{Ec. 1.29}$$

$$\tau_o' = \frac{\rho V^2}{58} \left(\frac{d_{50}}{d}\right)^{1/3} \quad \text{Ec. 1.30}$$

$$\tau_{ci} = \tau_c^* (\gamma_s - \gamma) d_i \quad \text{Ec. 1.31}$$

$$q_s = C_m q \quad \text{Ec. 1.32}$$

$$V_* = \sqrt{gdS} \quad \text{Ec. 1.33}$$

$d_{si}$  : diámetro del grano i en m

$d_{50}$  : diámetro medio del grano en m

$W_i$  : velocidad de sedimentación de grano de diámetro  $d_{si}$

$f\left(\frac{V_*}{W_i}\right)$  : función dada por la figura N° 1.18

$\gamma$  : peso unitario del agua  $\text{kg/m}^3$

$p_i$  : porcentaje del sedimento de fondo de diámetro  $d_i$

$d$  : tirante del flujo en m

$\tau_o'$  : esfuerzo de corte del lecho, por Laursen, debido a la resistencia del grano  $\text{kg/cm}^2$

$V_*$  : velocidad de esfuerzo de corte total m/s

$V$  : velocidad media de la corriente

$\tau_c^*$  : esfuerzo cortante crítico adimensionales, es definido por Shields

$\rho$  : densidad del agua  $\text{kg/m}^3$

$\gamma_s$  : peso unitario del sedimento  $\text{kg/m}^3$

$C_m$  : concentración media de sedimento  $\text{kg/m}^3$

$q$  : descarga unitaria  $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$

$q_s$  : descarga unitaria de sedimentos  $\text{kg}/\text{s}/\text{m}$

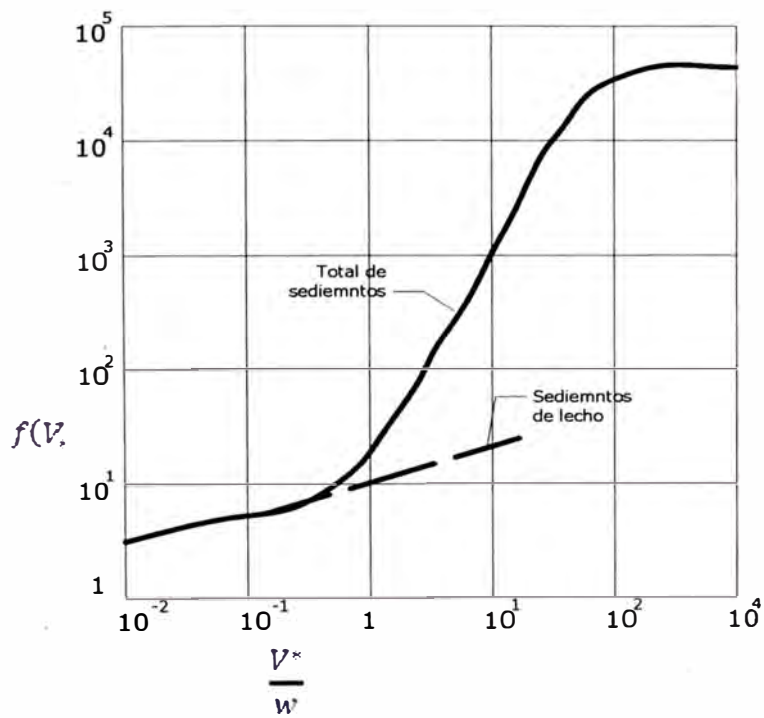


Fig. N° 1.19 Función  $f\left(\frac{V^*}{w}\right)$  de la fórmula de Laursen

## 2.0 CLASIFICACIÓN MORFOLÓGICA DE LOS RÍOS

La morfología fluvial es el estudio científico de la forma y estructura de la geografía física de los ríos.

La morfología de los ríos es un resultado de la erosión, transporte y sedimentación de partículas de suelo de una cuenca y los valles que transita. La forma de los canales depende de las características hidrológicas y geológicas de la cuenca y de las propiedades del material que forma el sedimento.

Existen tres formas fundamentales de un cauce como se aprecia en la Fig. N° 2.01, las cuales provienen de un equilibrio instantáneo entre las fuerzas que producen la erosión y las fuerzas resistentes.

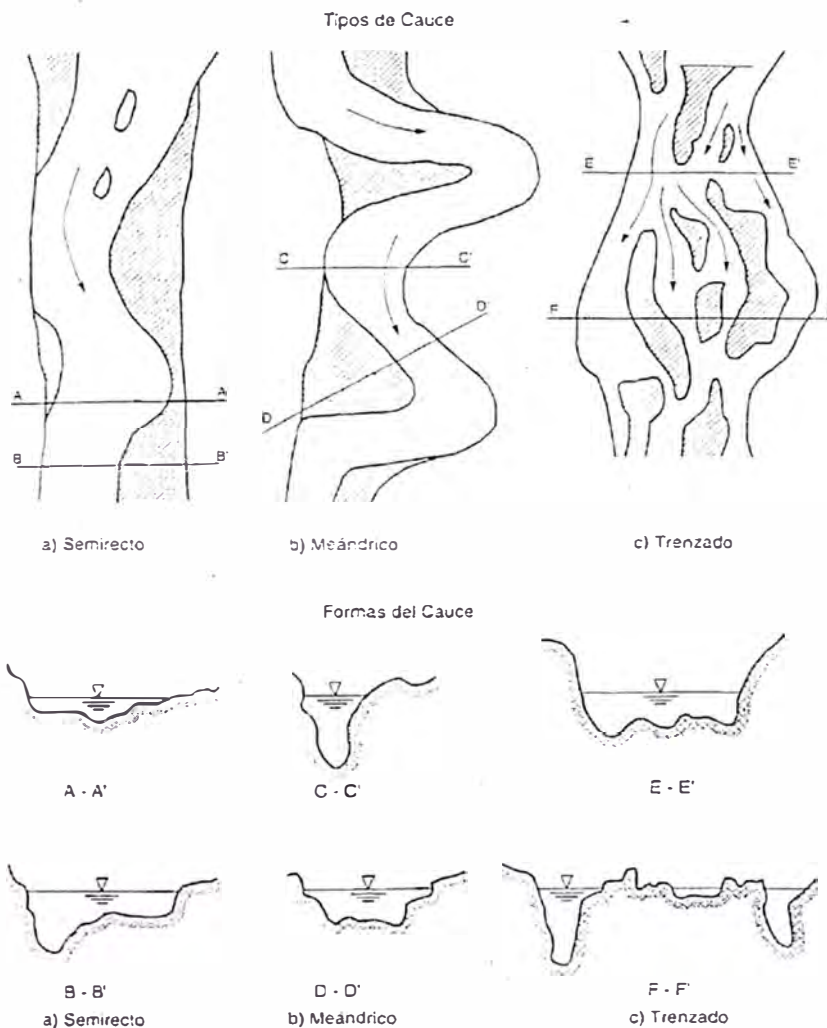


Fig. N° 2.01 Tipos Principales de Causas

## 2.1 PERFIL DE FLUJO

En el perfil de flujo se aprecia como el río a lo largo de su recorrido pierde cota. Generalmente la cota es alta en su nacimiento y va disminuyendo río a bajo (Fig. 2.02). Al cambiar la pendiente de un río equivale a un cambio en los procesos de erosión y sedimentación.

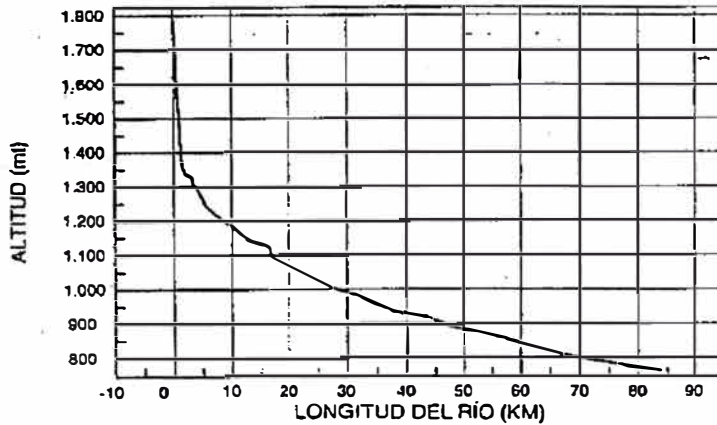


Fig. N° 2.02 Perfil Longitudinal del Río

El perfil longitudinal de un río puede ser expresado por la siguiente ecuación:

$$S_x = S_0 e^{-ax} \quad \text{Ec. 2.01}$$

Donde  $S_x$  es la pendiente en la abscisa  $x$ , aguas abajo de la sección de referencia.

A medida que la pendiente cambia aguas abajo en tamaño de las partículas de sedimento va disminuyendo, debido a que la velocidad y capacidad de arrastre de la corriente van disminuyendo.

Los cambios bruscos de pendiente pueden deberse a varios factores:

- **Cambios geológicos.**- Cuando el río pasa de un tipo de roca a otra, o atraviesa fallas geológicas.
- **Confluencia de ríos.**- Los caudales cambian bruscamente y también la mezcla de sedimentos.

- **Erosión o sedimento por efecto de la intervención del cauce.-** Explotación de materiales, puentes, represas, modificación del alineamiento del cauce, canalización, etc.

## 2.2 SECCIÓN TRANSVERSAL

La forma de la sección depende de la geología, de la geometría en planta, del tipo de río y de las características de los sedimentos. La sección en una curva es más profunda en el lado exterior del río con un talud casi vertical y es poco profundo en el lado interior de la curva. En sectores rectos la sección tiende a ser más trapezoidal.

La forma de la sección transversal puede describirse con los valores del ancho, área de la sección y máxima profundidad. Sin embargo es importante conocer los parámetros siguientes:

- Área (A)
- Ancho (w)
- Relación ancho – profundidad (w/d)
- Profundidad promedio (d)
- Radio hidráulico (R) (área/perímetro mojado)
- Capacidad del canal ( $AR^{2/3}$ )

## 2.3 PROPIEDADES MORFOLOGICAS DE LOS RIOS

Los ríos se pueden clasificar como semi rectos, trenzados o meándricos. Adicionalmente los cauces se clasifican como de lecho simple o múltiple y de acuerdo al material del fondo del cauce, rocoso o aluvial; cohesivo o granular; homogéneo o heterogéneo.

- **Thalweg.-** El thalweg es la línea central de la corriente en la cual el cauce es más profundo y el flujo posee mayor velocidad. El thalweg generalmente tiene una tendencia a divagar de un lado a otro del cauce y trata de tomar la línea exterior del cauce en las curvas. Ver Figura 2.03

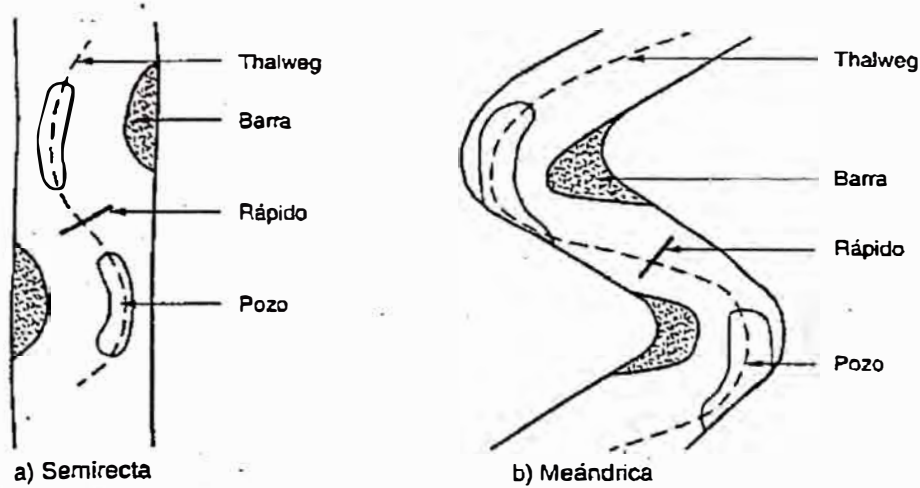


Fig. N° 2.03 Posición del thalweg, rápidas y pozos.

- **Sinuosidad.**- La es la relación entre la longitud total del thalweg en el tramo y la línea recta. Un cauce será considerado semirrecto cuando la sinuosidad es menor a 1.1 y se considerara meándrico cuando es mayor de 1.5. Cuando la sinuosidad se encuentre entre 1.1 y 1.5 se dice que el río es sinuoso como se observa en la Fig. 2.04.

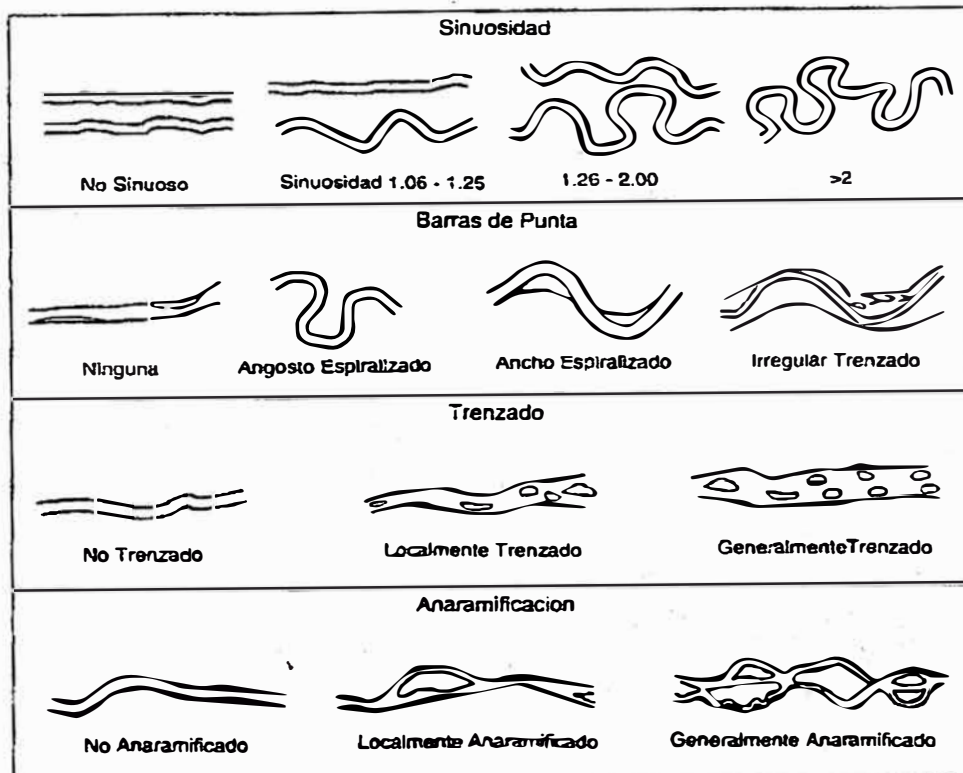


Fig. N° 2.04 Forma de los Rios

- **Barras.-** Son depósitos de sedimento junto a la orilla o dentro del cauce del río. El ancho de la barra aumenta a medida que aumenta la erosión en la orilla opuesta, tratando de formar una curva, La cual al aumentar de tamaño puede convertirse en un meandro.

Se puede definir varios tipos de barras como se aprecia en la figura 2.05

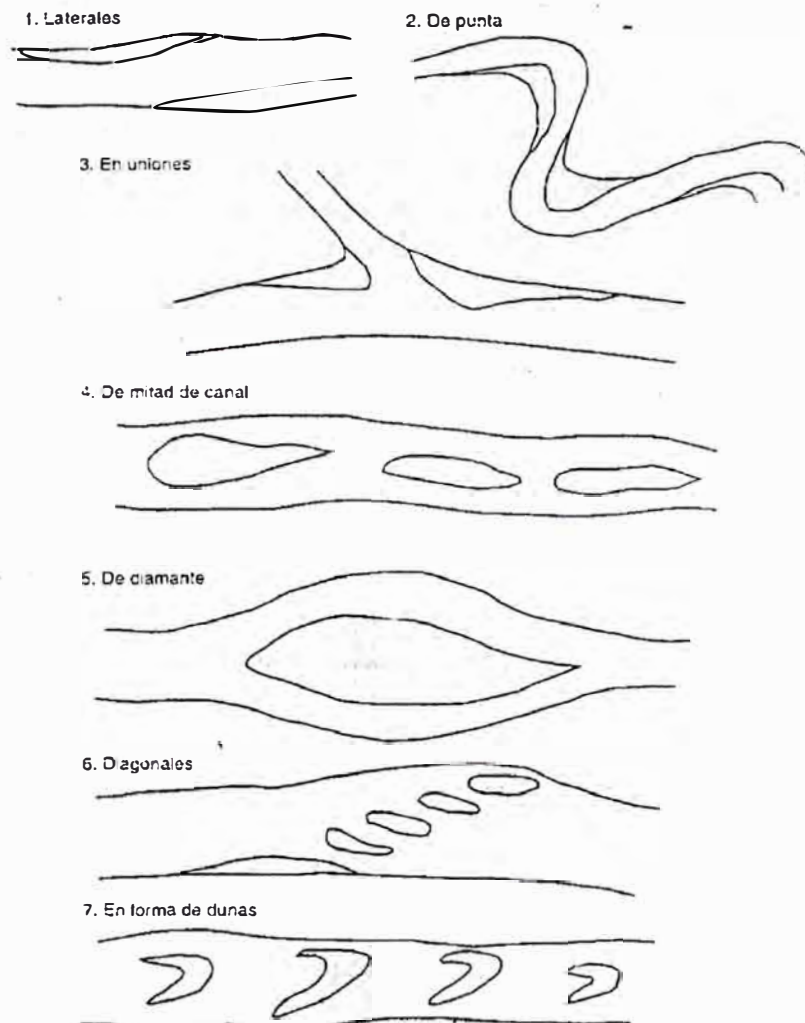


Fig. N° 2.05 Clasificación de las Barras de arena

- Barras laterales.-** En cauces sinuosos o semirectos se forman barras junto a la orilla, estas pueden moverse a lo largo del cauce y migrar.
- Barras de punto.-** Estas se forman en la parte interna de las curvas bien desarrolladas. Generalmente aumentan de tamaño a medida que la curva se hace más fuerte.

- c) **Barras en las uniones de corrientes** .- Cuando un tributario se une a un río de menor tamaño se forma barras tanto aguas abajo como aguas arriba de la unión.
- d) **Barras de mitad de cauce.**- Se forman en cauces relativamente anchos y pueden permanecer en su sitio por muchos años, convirtiéndose en islas.
- e) **Barras en forma de diamante.**- Son barras de gran tamaño que generan una anamorfosis del cauce.
- f) **Barras diagonales.**- Se localizan en forma diagonalmente debido a la presencia de una corriente diagonal en el cauce. Este tipo de barra ocurre generalmente en cauce de fondo de grava.
- g) **Barras en forma de olas.**- Tienen el perfil de una duna y tratan de ser alargadas en dirección transversal del canal.

## 2.4 CLASIFICACION DE LOS CAUCES

Se ha desarrollado diversos sistemas de clasificación de los ríos. En la Tabla 2.01 se presenta la clasificación general de los ríos.

Cuadro N° 2.01 Clasificación General de las corrientes de agua (Veri-tech, 1998)

PROPIEDADES	CLASIFICACION	CARACTERISTICAS
Libertad para moverse	Aluvial	Cambio de tamaño y forma de acuerdo al caudal y a los sedimentos
	No aluvial	Fondo en roca. No puede moverse
Continuidad del flujo en el tiempo	Permanente	Flujo permanente todo el tiempo
	Intermitente	En temporadas secas el flujo desaparece
	Efímero	Solo tiene flujo en el momento de las lluvias
Relación entre erosión y sedimentación	En degradación	El cauce se está profundizando por erosión
	En agradación	El cauce se está levantando por sedimentación
Forma del cauce	Semirrecto	Sinuosidad menor a 1.1
	Sinuoso	Sinuosidad de 1.1 a 1.5
	Trenzado	Se forman trenzas e islas de depósito dentro del cauce
	Anamorfosado	Se forman varios canales independientes
	Torrente	Ríos de alta montaña
	Delta	Se forman canales dentro de los depósitos en la desembocadura
	Meándrico	La sinuosidad es mayor de 1.5



La clasificación general universal de forma del cauce se muestra en la figura 2.06

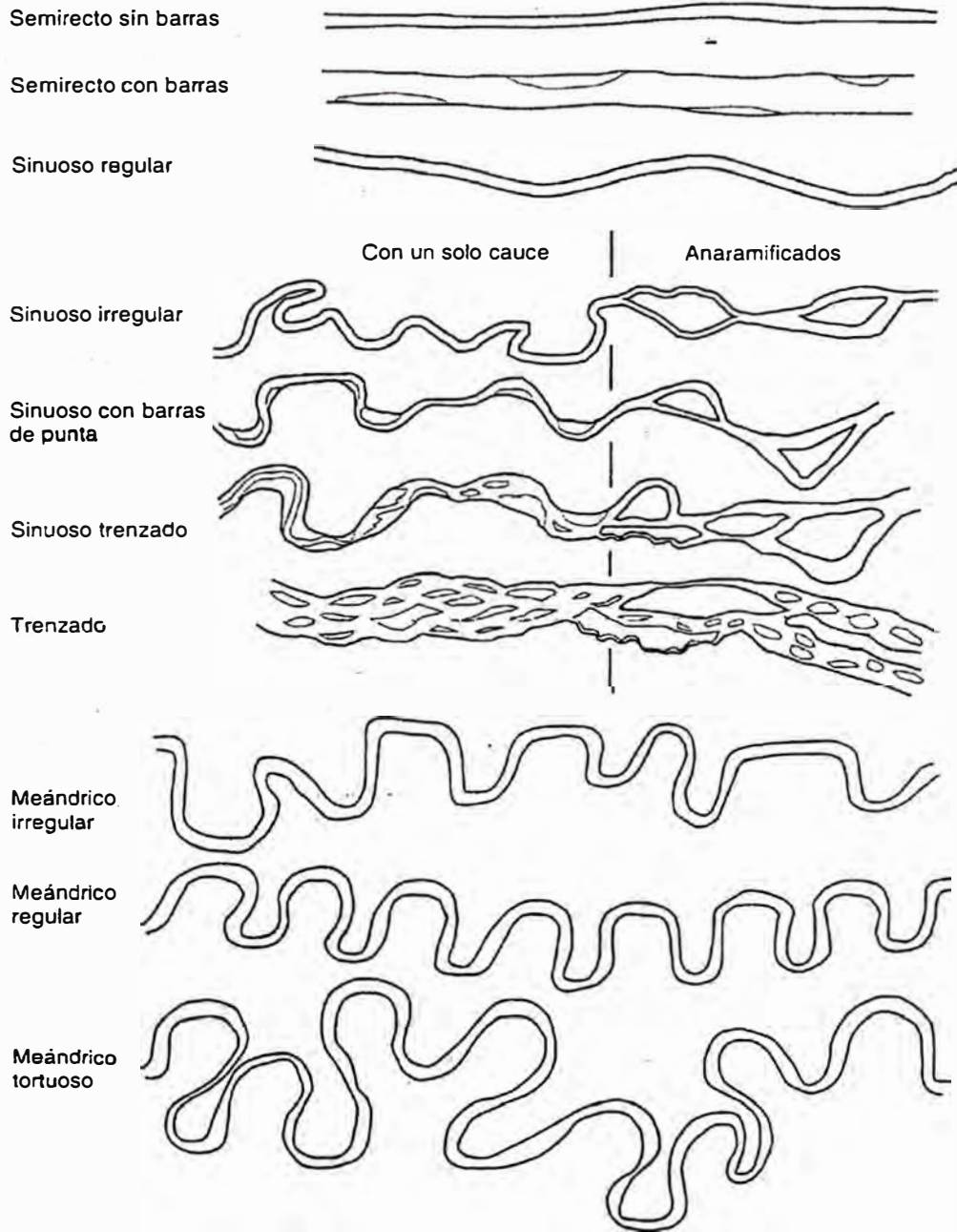


Fig. N° 2.06 Formas típicas de Ríos

## 2.5 CANALES SEMIRECTOS

Los cauces completamente rectos son raros en la naturaleza. Un cauce semirecto presenta movimientos laterales por acreción. El fondo es sinuoso con unos sectores de depresiones y otros rápidos con cambios relativamente bruscos de pendiente. En los cauces semirectos existe una tendencia a la profundización del cauce. La geología y la topografía obligan a mantener un cauce relativamente recto con algunas curvas, producto muchas veces por la topografía que por efectos hidráulicos.

## 2.6 CANALES SINUOSOS

Los ríos sinuosos se pueden clasificar en tres categorías principales:

- a) **Ríos Sinuosos en forma de canal.**- Estos ríos tienden a ser estrechos y con tirantes importantes. Su sinuosidad es alta y la erosión lateral es baja. Generalmente estos ríos son controlados por afloramientos resistentes a la erosión y no poseen valles de divagación.
- b) **Ríos sinuosos con barras paralelas.**- El ancho de la barra aumenta con el aumento de la erosión en la orilla opuesta y tienen salientes prominentes que son visibles en caudales normales. Las barras son generalmente espirales, aunque la prominencia de estas espirales varía mucho de un río a otro. Comúnmente en los ríos sinuosos con barras laterales, la resistencia a la erosión de la orilla es menor que en los ríos sinuosos en forma de canal. El material de sedimentos en estos ríos es comúnmente siendo más irregulares al aumentar la proporción de grava, especialmente en los ríos pequeños. Al disminuir la resistencia a la erosión de la orilla o al aumentar la carga de sedimentos el río se convierte a sinuoso trenzado.
- c) **Ríos sinuosos trenzados.**- El aumento de la erosión lateral con exceso de sedimentación genera fenómenos de trenzado o formación de islas en el río sinuoso. En estos ríos permanecen las barras laterales, pero al mismo tiempo se forman depósitos dentro del cauce. A medida que aumenta la cantidad de carga de sedimentos el río se hace cada vez menos sinuoso y más trenzado, desapareciendo las barras laterales en las orillas.

## 2.7 CANALES TRENZADOS

Un cauce trenzado consiste en una serie de canales múltiples interconectados. El trenzado se forma por la sedimentación de una gran cantidad de carga que la corriente no es capaz de transportar. Esa porción de la carga que excede la capacidad de transporte del río se deposita en el canal, aumentándose por lo tanto la pendiente hacia aguas abajo. El incremento de velocidad permite el desarrollo de canales múltiples, cuando el agua trata de abrirse paso por las barras de sedimentos. Esto a su vez hace que el río se amplíe lateralmente, generando erosión.

Para que se genere un cauce trenzado se requiere una gran carga sólida, caudal alto, una pendiente importante, y una orilla general erosionable y semi plana.

Los sectores trezados de un río generalmente poseen una pendiente, caudal y carga sólida superior a los tramos meándricos. El río trata de ampliarse por la sedimentación de la carga sólida y se forma un cauce ancho y relativamente poco profundo. Así mismo, el caudal considerable trata de abrirse paso por entre los materiales sedimentados. Los materiales se sedimentan en barras o puntas formándose varios cauces o brazos con islas intermedias, algunas veces con el tiempo estas islas pueden formar vegetación.

Al producirse una avenida el río inunda las islas, produciendo amplitud de los canales y la formación de nuevos. Las islas grandes avanzan río abajo por erosión, aguas arriba y sedimentación en su punto inferior. Los detalles del trenzado cambian permanentemente pero se mantiene el esquema general de las trenzas (rango de anchos, longitudes y curvatura).

Las corrientes trezadas representan un problema grave para el cruce de carreteras, líneas eléctricas, ductos, etc., debido a la inestabilidad natural de todo el cauce, con cambios rápidos de alineamiento, ampliaciones y profundizaciones del flujo, degradación y agradación en grandes cantidades. Se deben evitar los cruces de puentes o la construcción de estructuras junto al cauce o en las barras de un cauce trenzado (AASHTO, 1999).

Se deben diferenciar dos tipos de trenzado así:

Trenzado local: 5 al 35% de su longitud es trezada.

Trenzado general: Más de 35% de su longitud es trezada.

a) **Canales trezados con thalweg meándrico.**- En este tipo de río aparece una serie de islas, pero dentro del sistema hay un cauce principal con un thalweg profundo, el cual divaga de lado a lado del cauce, formando un sistema pseudomeándrico dentro del sistema de trezas. La erosión en la orilla se concentra en los puntos en los cuales el thalweg principal se acerca a la orilla del cauce. A su vez el thalweg se va moviendo generalmente hacia aguas abajo, en forma similar a la divagación de un meandro.

Los meandros tratan de moverse modificando el sistema de trezas. Estos cambios son afectados por los cambios en los volúmenes de sedimentos.

b) **Ríos de Piedemonte.**- Cuando un río viene por un cauce encañonado de forma semirrecta, sinuosa o ligeramente trezada y entra a una zona sin limitaciones laterales con una pendiente lateral suave, como ocurre en el Piedemonte de las cadenas montañosas; el río trata de ampliarse, su velocidad disminuye y la carga sólida tiende a sedimentarse. Aguas abajo de la garganta sobre la zona de menor pendiente se forma un cauce trezado (Figura 2.07). Los sitios de Piedemonte son extraordinariamente inestables por la gran capacidad de sedimentación debida al cambio brusco de morfología.

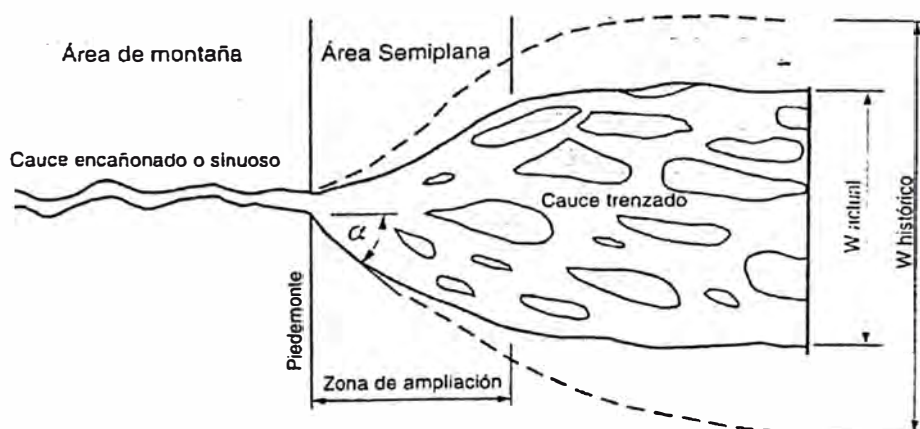


Fig. N° 2.07 Esquema de formación de trezado en sitio de Piedemonte

## 2.8 CANALES ANARAMIFICADOS

En un cauce anaramificado o anastomosado se forman varios cauces principales dentro del cauce principal. La anaramificación se puede tomar como una variación del trenzado donde se forman varios cauces prácticamente independientes.

El cauce anaramificado se diferencia del trenzado porque el flujo está dividido por islas relativamente grandes y algunas veces por barras que son largas con relación al ancho del cauce. Cada canal es distinto y algo permanente con sus riberas independientes; en cambio en los cauces trenzados, las trenzas se mueven y las riberas son los bordes del cauce ancho.

## 2.9 CORRIENTES DE ALTA MONTAÑA (TORRENTES)

En las zonas montañosas de los ambientes tropicales las quebradas o corrientes de agua poseen cauces de muy alta pendiente, alta rugosidad del fondo y gran capacidad de transporte de sedimentos.

Los materiales del fondo son generalmente partículas gruesas, grandes bloques o cantos de roca, gravas y arenas. Los caudales de estos torrentes son generalmente muy variables, con un caudal mínimo muy pequeño o inexistente, pero con avenidas ocasionales de caudal muy alto y tiempo de duración relativamente corto. En el momento de las grandes avenidas desarrollan grandes velocidades y turbulencia de fondo con capacidad para transportar materiales de gran diámetro. Los cauces en forma de V, comúnmente están en proceso de profundización permanente.

Los cauces de alta montaña presentan entre otros los siguientes elementos que dificultan el análisis:

El flujo en canales demasiado rugosos no incluye efectos de viscosidad por lo tanto el número de Reynolds no es aplicable.

Las rugosidades de estos cauces son muy superiores a las máximas analizadas con los criterios de la hidráulica tradicional.

Los bordes de los canales son difíciles de definir ya que ellos incluyen una gran cantidad de caídas y curvas que impiden que pueda considerarse flujo uniforme sobre una cierta longitud.

La pendiente del fondo es difícil de definir, debido a que aparecen elementos

de gran escala que forma protuberancias hacia adentro del flujo.

En épocas secas los caudales son extremadamente pequeños pero presentan en temporadas lluviosas grandes caudales repentinos con gran poder de transporte y destrucción. Más que erosión estos ríos producen denudación total de las orillas, en el momento de las grandes avenidas; por esta razón es muy difícil diseñar obras estables para la protección de las riberas, aún las estructuras sólidas y bien cimentadas presentan dificultades para resistir la acción destructora del agua.

La casi totalidad de las investigaciones hidráulicas realizadas por investigadores en todo el mundo corresponde a corrientes de agua con pendientes inferiores al 0.2%, y sin obstrucciones naturales importantes dentro del cauce. La solución de Manning no tiene en cuenta grandes pendientes ni grandes obstrucciones; Sin embargo, en los procesos de erosión en el cauce de un río en zonas de alta montaña como es el caso de los Andes, las pendientes Son altas y ocurre turbulencia por obstrucciones, flujo espumoso, irregularidades, material suspendido, pérdida de energía y retardo de flujo así como altura del tirante de agua variable erráticamente.

Para tener en cuenta las mayores pendientes y con base al estudio estadístico de setenta y cinco sitios en áreas de montaña, Jarrett desarrolló una versión modificada de la ecuación de Manning:

$$Q = 3.81 A R^{0.83} S^{0.12} \quad (\text{Jarret} - 1984) \quad \text{Ec. 2.02}$$

$$n = 0.39 S^{0.38} R^{0.16} \quad \text{Ec. 2.03}$$

Aún así, estas fórmulas aunque se ha encontrado representan una solución más real que la original de Manning, no existe actualmente verificación para pendientes superiores al 4%.

**a) Abanicos aluviales.-** Al disminuir bruscamente la pendiente en una corriente de montaña, se produce una depositación acelerada de sedimentos formándose un cono o abanico de material depositado. En los abanicos los cauces tienden a ser trenzados o a formar cauces semiparalelos similares a los de los deltas.

Los abanicos aluviales se forman en las bocas de los cañones, cuando hay un cambio repentino de una pendiente fuerte a una pendiente menor. El material se reparte formando un abanico con una gran cantidad de canales temporales múltiples y nunca se conoce cual canal va a utilizar el flujo, cuando ocurra una avenida. En estos casos el cruce de estructuras lineales debe hacerse en el ápice del abanico, evitando los canales múltiples.

## 2.10 CAUCES MEÁNDRICOS

Los cauces meándricos se forman en tramos de pendiente suave, con carga principal de sedimentos finos, donde existe un equilibrio entre la erosión y la capacidad de transporte. La formación del cauce meándrico depende principalmente de los valores del caudal la pendiente y la disponibilidad de sedimentos (Figura 2.08). El fenómeno de meandros es una divagación en curvas repetidas de dirección contraria dentro de un ancho general o área de divagación. Ocurre un flujo curvilíneo helicoidal con áreas de erosión y depositación. Existen ciertas relaciones fundamentales entre el ancho del cauce, la longitud del meandro y el radio de curvatura.

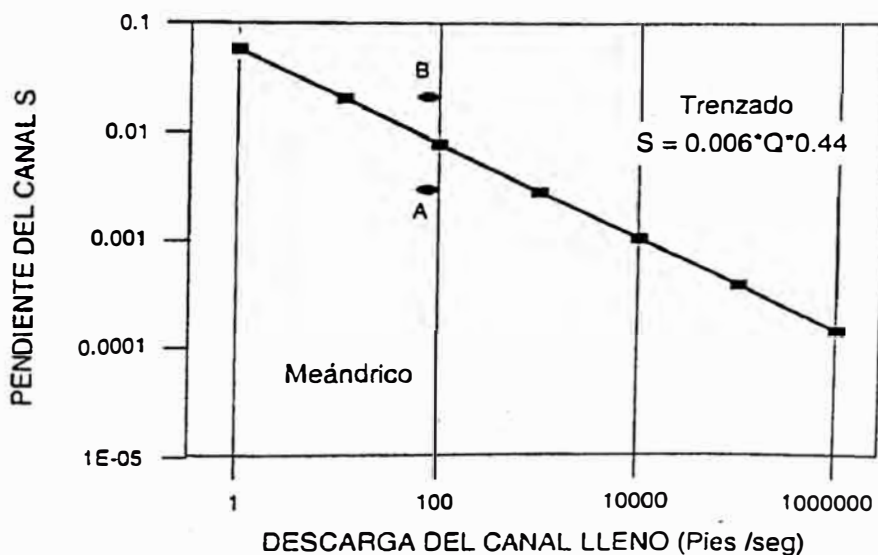


Figura N° 2.08 Formación de caudales trezados o meándricos de acuerdo a la pendiente y el caudal máximo del Río

Los cauces meándricos pueden ser de varias clases así:

### **a. Regulares**

Se repite el patrón de meandro en forma homogénea. El ángulo entre el canal y el eje del valle es de menos de 90 grados.

### **b. Irregulares**

No se presenta repetición del patrón de meandro y los diversos meandros son irregulares.

### **c. Tortuosos**

Se repite aproximadamente un patrón de meandro con ángulos de más de 90 grados entre el eje del canal y la tendencia del valle. Este sistema es tal vez el más común en los ríos tropicales.

Se presentan dos direcciones fundamentales del movimiento, una hacia afuera de la curva y otro del meandro, en la dirección general del río. La erosión es comúnmente máxima en la salida de la parte curva del meandro y el movimiento es mayor en la dirección general de la corriente. Dentro de éste proceso se puede producir la estrangulación o abandono de un meandro cuando los tramos semi-rectos se unen o la corriente corta a través de la separación entre las curvas. Después de una estrangulación se produce un fenómeno rápido de erosión hasta que el proceso alcanza nuevamente su equilibrio dinámico. Se presenta en ocasiones el riesgo de "avulsión" cuando la corriente toma un cauce nuevo, abandonando un sector largo del cauce.

## **2.10.1 GEOMETRIA DE LOS MEANDROS**

Existen varios parámetros geométricos para describir los canales de meandros regulares y entre ellos se incluyen los siguientes (Hey, 1983) (Figura 2.09):



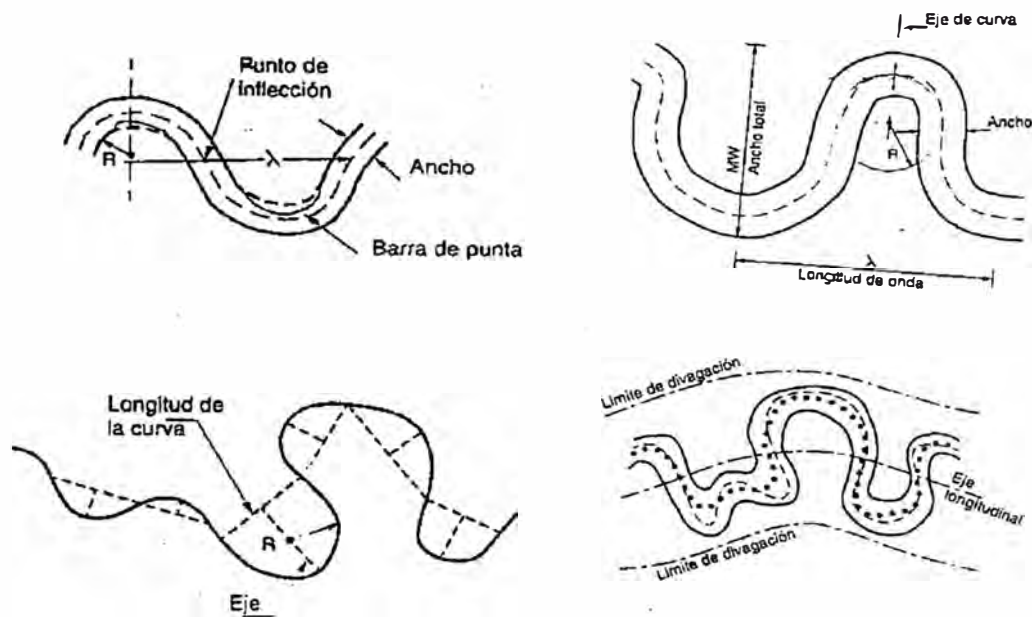


Figura N° 2.09 Parámetros geométricos de un meandro

- Longitud de onda ( $\lambda$ ). Longitud repetida del patrón del meandro a lo largo de la línea central del valle o eje de los meandros.
- Amplitud (A). Ancho de la cadena del meandro medida perpendicularmente al eje.
- Radio de curvatura (R). El radio de un círculo que define la curvatura de una curva individual medida entre dos puntos de inflexión.
- Ángulo del arco ( $q$ ). El ángulo barrido por el radio de curvatura entre dos puntos de inflexión adyacentes.
- Longitud del meandro (L). La distancia del arco barrido por el radio de curvatura entre dos puntos de inflexión.
- Sinuosidad (P). Relación entre la longitud total a lo largo del thalweg y la distancia en línea recta.
- Ancho del canal (B). Ancho medido en el punto de inflexión.
- Azimut o rumbo. Dirección de una onda completa sinusoidal.
- Espectro del meandro. Este mide la importancia relativa de las diferentes longitudes de onda, a lo largo de un tramo de río y puede utilizarse para identificar la longitud de onda dominante.

Se han obtenido diferentes relaciones entre las propiedades del meandro, las cuales se cumplen en la mayoría de las situaciones para meandros regulares

donde no existen controles geológicos. Estas relaciones simplificadas son las siguientes (Leopold y Wolman, 1960, Leopold, Wolman y Miller, 1964, Breusers y Raudkivi, 1991):

$$L \sim 11 W$$

$$A \sim 3W$$

$$L \sim 4.7 R$$

$$R \sim 2.4W$$

$$MW \sim 4.8 Q$$

$$L = 54 Q \text{ máximo (L en mts., Q en m}^3\text{/seg)}$$

La hidráulica en los meandros guarda relación con el flujo en curvas de tuberías, donde se ha demostrado que cuando existe una relación radio de curvatura / ancho de aproximadamente 2.0 ocurre una resistencia mínima, debido a la curvatura (Bagnold-1960). De igual forma en los meandros existe una tendencia a mantener un equilibrio cuando esta relación alcanza un valor de aproximadamente 4.6. Cuando se alcanza esta relación el desarrollo lateral del meandro se mantiene en un mínimo, aunque continua la migración del meandro hacia aguas abajo (Phelps, 1983).

Se ha demostrado que la rata de erosión máxima lateral en la curva de un meandro ocurre cuando la relación entre el radio de curvatura R y el ancho del canal W está entre 2 y 4. Para valores de menos de 2 la rata de erosión disminuye fuertemente, debido a la pérdida de energía en la curva. En estos casos la rata de migración lateral se reduce significativamente y puede ocurrir un corte del meandro.

Si se analiza el patrón general de forma de los meandros en una longitud representativa del río, se puede inferir la estabilidad de la corriente. Por ejemplo, un canal meándrico totalmente errático con depósitos de barras de arena, con ancho irregular tiende a ser un río muy inestable y por el contrario aquellos ríos con el canal de igual ancho y que tienen muy pocas o ninguna barra de arena, son los más estables (Lagasse y otros, 1999).

### 2.10.2 DESARROLLO Y MIGRACIÓN DE LOS MEANDROS

El desarrollo de meandros puede explicarse como inestabilidad dinámica. En los

ríos se conoce dos tipos de inestabilidad que pueden conducir a la formación de meandros:

- Inestabilidad por barras alternadas
- Inestabilidad por sinuosidad del canal.

La inestabilidad del fondo puede causar la formación de barras alternadas y estas barras al crecer forzan el flujo a la formación de meandros; igual situación ocurre cuando viene un canal aluvial sinuoso con riberas erosionables.

La sinuosidad genera una inestabilidad lateral y la formación de fosas en el extradós de las curvas (Figura 2.10)

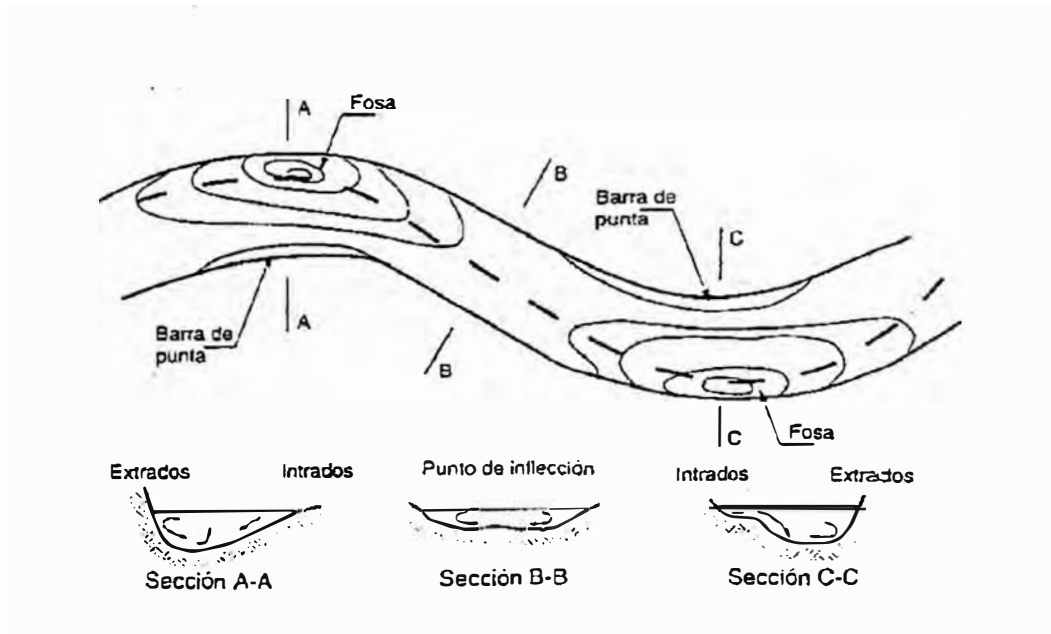


Figura N° 2.10 Esquema de formación de las fosas en las curvas de un río.

La concentración de flujo contra la orilla opuesta a cada o en el extradós de la sinuosidad induce erosión lateral, la cual conduce a meanderización. La longitud de onda de los meandros está relacionada con las barras o sinuosidades.

La línea meándrica es de naturaleza estocástica y los patrones de los meandros pueden variar rápidamente en la dirección aguas abajo o puede variar completamente con la entrada de una corriente tributaria.

Cuando existen estructuras de cruce en ríos meándricos, necesariamente se van a afectar. Por esta razón es importante analizar el movimiento de los meandros hacia el futuro para diseñar el cruce de acuerdo a esta migración.

El movimiento de un meandro incluye varios procesos así (Figura 2.11):

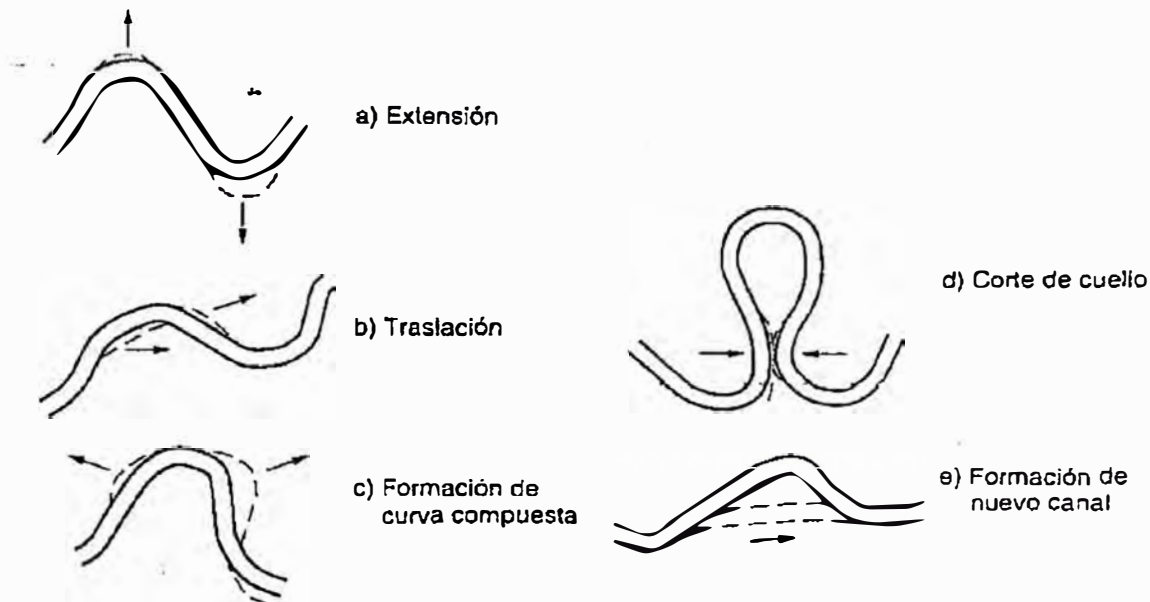


Fig. N° 2.11 Modos de erosión de meandros

### a. Extensión del meandro

La velocidad mayor en el extrados de la curva facilita la erosión en la zona de mayor curvatura, generándose un movimiento lateral del meandro.

### b. Traslación

El direccionamiento de la corriente en dirección de la pendiente hacia aguas abajo, ayuda a la concentración de velocidades cerca de la orilla después del punto de mayor curvatura, generándose erosión localizada junto a la orilla, la cual equivale a un movimiento general del meandro en la dirección principal de la corriente (Figura 2.12).

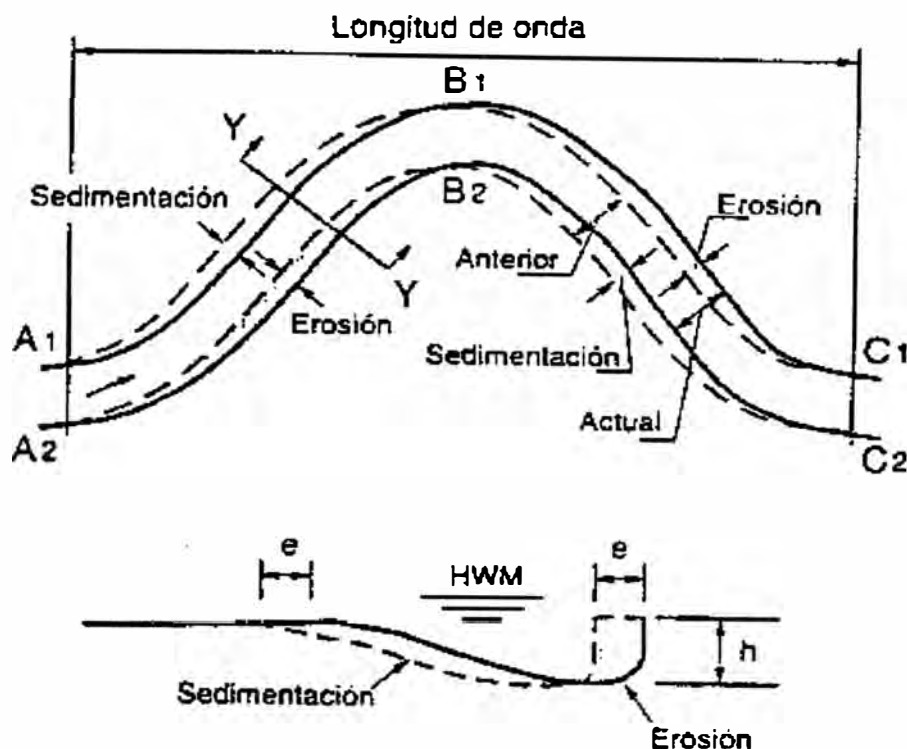


Fig. N° 2.12 Migración de meandros

### c. Conversión a curva compuesta

Cuando el meandro se alarga por encima de las longitudes típicas y se forman nuevos remansos y salientes a lo largo de la curva se puede iniciar un proceso de formación de dos curvas diferentes que puede terminar en la formación de dos meandros reemplazando al meandro existente.

### d. Corte del cuello del meandro

El cuello del meandro puede hacerse muy angosto hasta el punto de que produzca erosión en el generándose flujo a través de este y dejando abandonado el meandro original. El corte del cuello se inicia por flujo de agua a través de la zona del cuello. Durante esta etapa se forman barras de arena en los diversos labios del meandro, restringiendo el paso de agua por el meandro antiguo. Eventualmente a medida que avanza el proceso estas barras emergen a superficie y el cuello ya se encuentra totalmente cortado (Gagliano y Howard,

1983) (Figura 3.23).

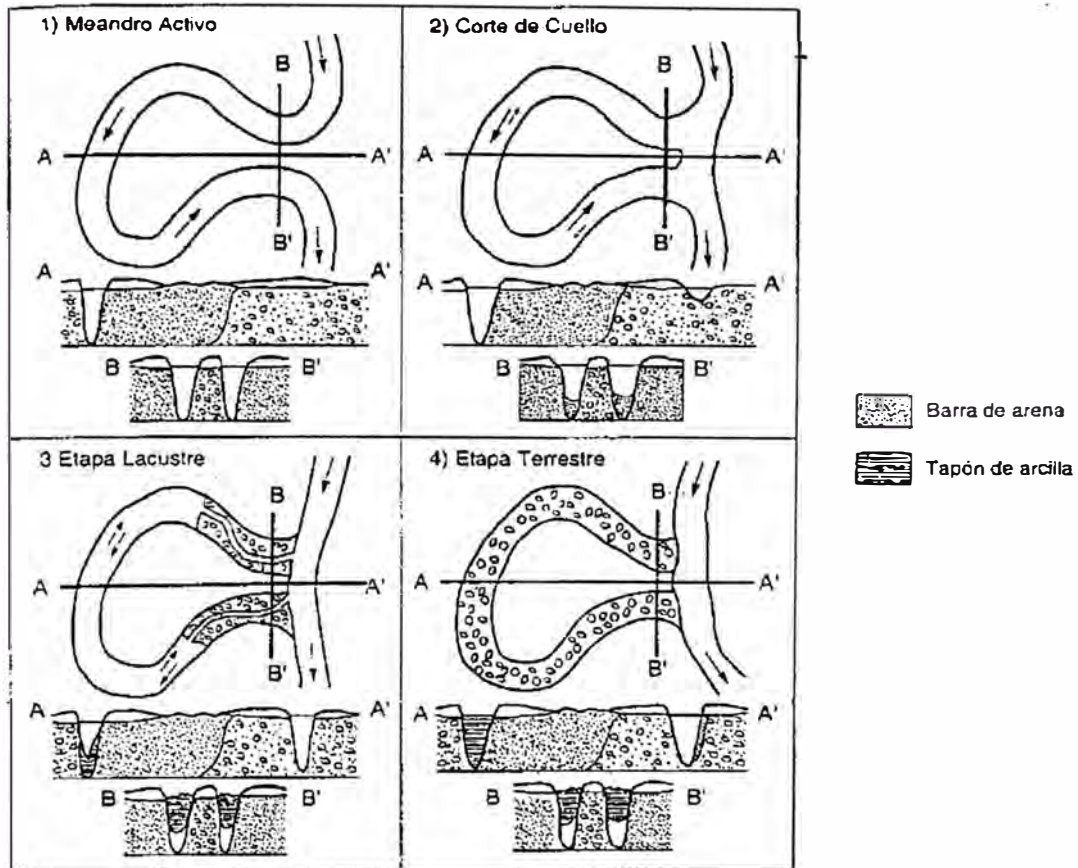


Fig. N° 2.13 Etapas de corte de un meandro

### e. Formación de un nuevo canal

A medida que la posibilidad de anamificación aumenta se puede producir cortes de canales, bien sea abandonado el meandro o formándose dos canales independientes.

### 3.0 PROCESOS MORFOLÓGICOS ASOCIADOS AL DISEÑO DEL PUENTE FRANCO

#### 3.1 MIGRACIÓN DE MEANDROS:

El cauce es único pero forma curvas. En los meandros las ondulación en planta son acompañada de una asimetría en las secciones transversales, ya que el calado es mayor junto a la orilla cóncava o exterior y menor junto a la orilla convexa o interior. En la orilla interior se depositan materiales que emergen en forma de playas llamadas barras alternadas. Los meandros son una morfología dinámica en el sentido de que presentan una evolución. Aunque la evolución es compleja podría decirse que es la combinación de dos movimientos: una progresión o desplazamiento en dirección aguas abajo y una profundización a costa de las orillas, en dirección perpendicular a la anterior.

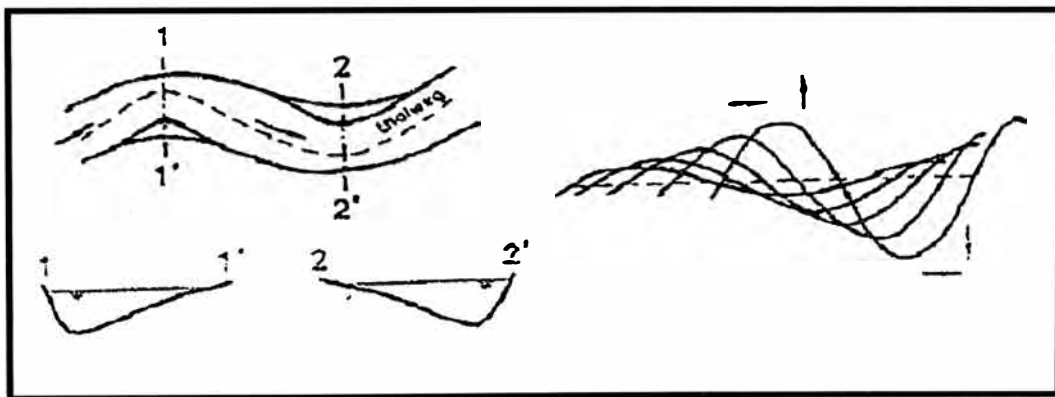


Fig. N° 3.01 Cauce Meandriforme: (Planta y secciones)

El ritmo de la evolución de los meandros depende de la resistencia de las orillas a la erosión. En el caso de ríos que discurren por llanos aluviales poco resistentes, donde no existe restricción a la "libertad" de esta evolución, los meandros se mueven grandes distancias. Los meandros pueden ser regulares o bien irregulares, debidos especialmente a la heterogeneidad en la resistencia a las orillas. También pueden ser simples si sólo presentan una frecuencia o longitud de onda dominante, o bien compuestos, con más de una frecuencia dominante. El punto final de la evolución "libre" de un meandro es su estrangulamiento, es decir el encuentro en el "cuello" para formar un atajo y el abandono de los lóbulos que quedan como lagos.

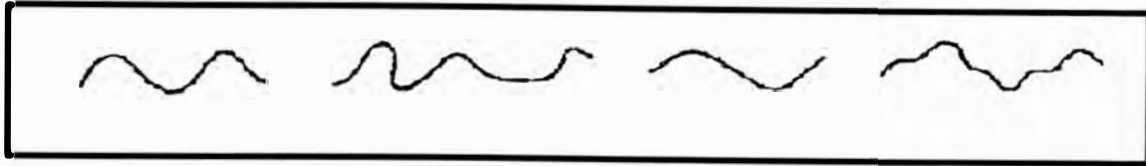


Fig. N° 3.02. Meandros regulares, irregulares, simples y compuestos.

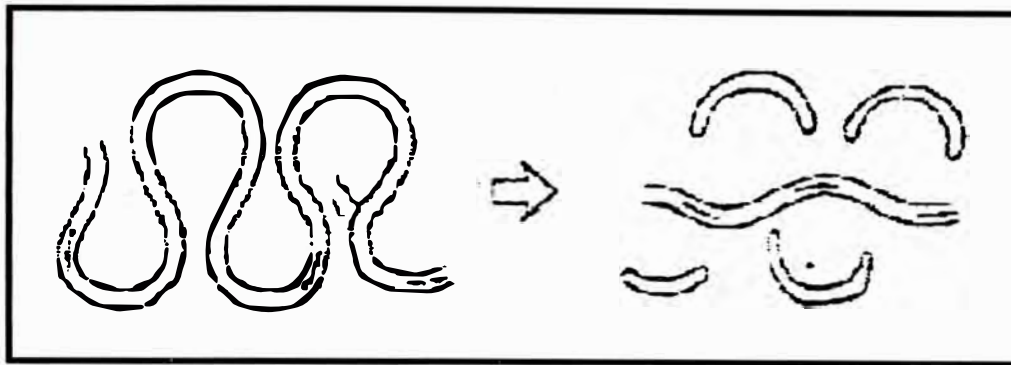


Fig. N° 3.03. Estrangulamiento de meandros y formación de lagos

- **Cauce trenzado:** Los cauces ramificados se caracterizan por formar cauces secundarios en el interior del cauce principal. Presentan ancho grande comparado con el tirante y orillas inestables y poco claras.

Estos cursos presentan pendientes fuertes, gran transporte sólido y lechos de naturaleza gruesa.

En la mecánica de su evolución, se debe tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- a. En los ríos ramificados el transporte sólido real excede en valor a la capacidad de transporte del río. Esto origina una deposición de los sedimentos en forma de barras e islotes y obliga al curso principal a dividirse formando cauces secundarios.
- b. La presencia de barras e islotes, originados por la sobre - deposición de sedimentos, genera flujos en dirección de las orillas que las van erosionando paulatinamente, por dicho motivo los cauces ramificados tienden a hacerse más anchos.



- c. La configuración en planta de un río ramificado cambia con el nivel del agua y con el tiempo.

Los ríos de la sierra y los torrentes ubicados a lo largo de la costa peruana presentan estas características.

- **Avulsiones:** Son fenómenos que consisten en el abandono súbito del curso principal por otro aleatorio.

Se debe tener en cuenta la mecánica de su evolución:

- a. Se origina con la sedimentación de un tramo del río, esto produce una elevación de los niveles del lecho forzando al río a adoptar un curso diferente pero más cómodo.
- b. Las avulsiones se producen por lo general durante una creciente o mediante un proceso de erosión de riberas, el río crea una brecha en sus bancos naturales y fluye a través de su nuevo curso. El río puede adoptar un curso antiguo o uno completamente nuevo.

Los daños ocasionados por las avulsiones suelen ser cuantiosos puesto que ocurren de manera súbita.

## 3.2 AGRADACIÓN Y DEGRADACIÓN DEL LECHO

### 3.2.1 Procesos de largo plazo:

- **Degradación:** Es un proceso de remoción de partículas constituyentes del lecho, sin embargo su diferencia con la erosión es que se manifiesta a lo largo de un tramo de longitud considerable y se manifiesta en un lapso de tiempo prolongado.

El mecanismo de degradación del lecho se da por el desbalance entre la capacidad de transporte sólido y el transporte sólido real de las secciones del río. Cuando la capacidad de transporte excede en valor al transporte sólido en la sección se produce la degradación del lecho hasta que un nuevo equilibrio se establece.

Los desbalances entre la capacidad de transporte y el transporte sólido real de las secciones del río pueden ser por: reducción significativa de la descarga del río por construcción de una estructura de derivación, reducción del transporte sólido del río por la construcción de una presa o reducción del ancho del río en un tramo significativamente largo, puesto que las velocidades se incrementan aumentando también la capacidad de transporte.

- **Agradación:** Es un proceso de deposición de partículas sobre un lecho fluvial, su diferencia con la sedimentación es que se manifiesta a lo largo de un tramo considerable de un río y se manifiesta en un lapso de tiempo prolongado.

El mecanismo de agradación se da por el desbalance entre la capacidad de transporte sólido y el transporte sólido real de las secciones del río. Cuando la capacidad de transporte es menor al transporte sólido real en la sección se produce la agradación del lecho.

### 3.2.2 Procesos de corto plazo:

- **Procesos generalizados a lo ancho del cauce:**
  - **Erosión General:** Es el descenso del fondo de un río producido por una creciente o avenida. Se debe al aumento de la capacidad de arrastre del material sólido de la corriente originado por su mayor velocidad.
  - **Deposición General:** La deposición general se produce cuando el flujo pierde capacidad de transporte del material sólido. Se produce al final de la creciente, y compensa muchas veces el proceso de erosión general, dando la apariencia de que el fondo no hubiera cambiado durante las avenidas.

La deposición general ocasiona la elevación de las planicies aluviales durante los períodos de avenida.

### 3.3 DEGRADACIÓN LOCAL DEL LECHO

- **Procesos locales:**

- **Erosión local del lecho:** Los procesos de erosión local, se originan en movimientos vorticosos que ocurren al pie de obstáculos puntuales al flujo en un curso fluvial. Se circunscribe a un lugar determinado, y a veces también está limitada a una cierta duración. (Rocha, 1999).

Ejemplos típicos de erosión local son los que ocurren con frecuencia en las cimentaciones de los puentes, específicamente en pilares y estribos. Estos componentes inducen características particulares de flujo que pueden conducir a erosión local del lecho.

Un pilar genera una condición de flujo muy característica en su vecindad. Aguas abajo del pilar se presentan vórtices de eje vertical vistos usualmente como remolinos mientras que aguas arriba de la pila, en la base y a los alrededores se presentan vórtices de eje horizontal. Por las características de las líneas de corriente, los vórtices de eje horizontal son los responsables de la mayor parte de la socavación producida.

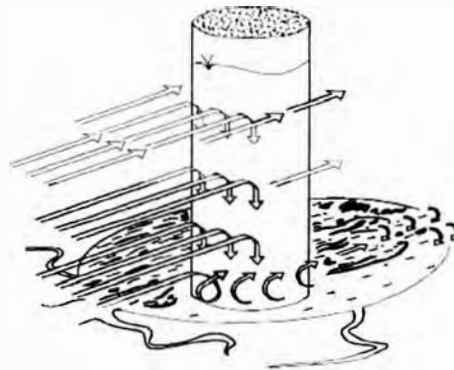


Fig. N° 3.04. Erosión en Pilar

La geometría de una pila influencia significativamente la profundidad de socavación puesto que esta refleja la intensidad de los vórtices de eje horizontal en la base de la pila. La figura muestra una representación gráfico del proceso.

Los estribos de un puente generan también características típicas de flujo, y Hoffmans y Verheij (1997) las describen de la siguiente manera:

“El flujo alrededor e estribos es caracterizado por la presencia de una aceleración que va desde aguas arriba del estribo hacia la sección más contraída del río ubicada justo aguas debajo de la punta del estribo luego se produce una desaceleración del flujo. Aguas abajo del estribo, el flujo principal es separado de un remolino muy grande por medio de una vía de vórtices. Dependiendo de la geometría, la vía de vórtices forma la separación 0Lentre el flujo principal y uno o más remolinos. Luego de cierta distancia el flujo uniforme es alcanzado otra vez”. La figura muestra una representación gráfica del proceso.

- **Sedimentación local:** Los procesos de sedimentación local ocurren en condiciones locales de baja velocidad. Este proceso se evidencia particularmente en sectores donde el flujo está remansado. El remanso, originado por el levantamiento del nivel de agua en un punto determinado, es acompañado por una disminución de las velocidades del flujo que inducen la sedimentación de las fracciones mas gruesas del material sólido transportado, conduciendo así al proceso de sedimentación.

La constricción del ancho del río, usualmente considerada en el diseño del puente, genera en muchos casos que el nivel de agua se eleve aguas arriba la constricción, esto origina a menudo procesos de sedimentación local, la construcción de presas y barrajes determinan también condiciones propicias para la ocurrencia de sedimentación aguas arriba.

- **Erosión en curvas:** Debido al flujo helicoidal; las velocidades en las curvas son significativamente mayores que las velocidades en las curvas. Así, mientras que en la curva exterior se espera erosión (zona “pool”), en la curva interior se espera sedimentación (zona “point bar”).

Como consecuencia de este proceso la sección de curva de un río presente sección transversal típica como se muestra en la figura 4.06

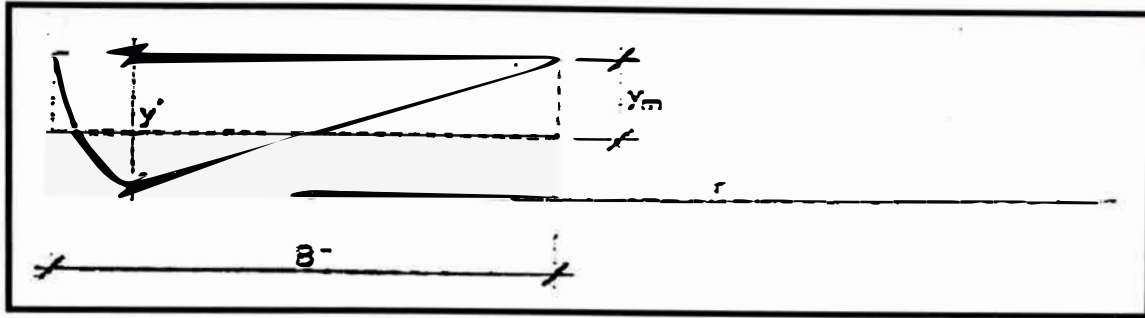


Fig. N° 3.05. Erosión en Curvas

### 3.4 EFECTO DE REMANSO

Los efectos de remanso pueden ser también una consecuencia de la ubicación del puente, como el caso de un puente ubicado en un tributario cerca de la confluencia con un río principal. Los súbitos cambios de elevaciones crean efectos de remanso que pueden conducir a la agradación del lecho en la zona de influencia del puente.

### 3.5 TÉCNICAS APLICADAS EN LA EVALUACIÓN DE LOS PROCESOS MORFOLÓGICOS

Las técnicas comúnmente empleadas para evaluar el desarrollo de los procesos morfológicos en los ríos y cuantificar su efecto en las cimentaciones de los entes son aún relaciones empíricas. Estas relaciones son el resultado de ensayos de laboratorio en modelos reducidos y su calibración en casos reales.

Esto evidencia que aún falta un claro entendimiento de estos procesos.

#### 3.5.1 EVALUACIÓN DE MIGRACIÓN DE MEANDROS:

Es posible evaluar la migración de meandros tomando como base la comparación de fotografías aéreas. De esta manera, los desplazamientos de curvas son evaluados en dos o más épocas, y las tasas de erosión para tramos particulares puede ser estimadas.

Se han desarrollado también métodos para estimar tasa de erosión tomando en cuenta las características geométricas de las curvas; Hickin y Nanson (1984), desarrollaron un método para estimar las tasas de erosión anual en función del cociente entre el radio de curvatura de la curva (R) y el ancho del río (W), Klaassen y Mansselink (1992) encontraron relaciones similares para el río Brahmaputra en Bangladesh.

También existe algunos modelos matemáticos desarrollados para evaluar la deformación y migración de curvas, que por lo general son el resultado del ensamble de modelos matemáticos de deformación de la sección transversal en curvas con modelos de migración se tiene así el modelo MIANDRAS (1990) desarrollado por Delft Hydraulics.

Los procesos erosivos en curvas han sido también analizados independientemente del sistema meándrico, Jansen 1979) muestra la siguiente expresión para evaluar la variación transversal del lecho, válida para condiciones axisimétricas.

$$\frac{1}{4} - \frac{1}{h_o} = \left( \frac{1}{R} - \frac{1}{R_o} \right) \frac{15 \cdot R_o \cdot i}{\Delta \cdot D}$$

Donde:

- R: radio de la curva
- h: profundidad de agua para un determinado R
- i: perfil longitudinal del río
- $\Delta$ : índice de densidad
- D: diámetro de la partícula

Para valores iniciales de  $h_o$  y  $R_o$ , las profundidades a lo largo de la curva pueden ser calculadas. La aplicación de la fórmula debe ser calibrada con resultados de campo.

### **3.5.2 AGRADACIÓN Y/O DEGRADACIÓN GENERAL DEL LECHO:**

Para evaluar los cambios producidos en el largo plazo se cuenta con relaciones empíricas, provenientes del análisis estadístico de los factores involucrados en el proceso (Lane (1957). Leopold (1960), etc.). Se asume así que para condiciones de equilibrio existen determinadas relaciones entre las variables que permanecen constantes.

Para evaluar los cambios en el corto y mediano plazo se cuenta ya en la actualidad con modelos matemáticos uni y bidimensionales capaces de representar los cambios en el lecho con suficiente precisión (HEC-9(1976), Sobek (1992), Odirmo (1990), etc.).

Estos modelos utilizan en su formulación, conceptos de continuidad y energía los cuales son acoplados con las ecuaciones de continuidad de transporte de sedimentos y de capacidad de transporte de sedimentos.

Existen asimismo procedimientos que estiman la erosión general del lecho para un gasto de diseño o de interés singular, al cual se le atribuye una cierta recurrencia o período de retorno, estos métodos, de naturaleza intuitiva, se basan en la consideración de una velocidad erosiva capaz de degradar el fondo (Método de Lebediev).

### **3.5.3 AGRADACIÓN Y/O DEGRADACIÓN LOCAL DEL LECHO:**

Debido a la complejidad de las características del flujo alrededor de pilas y estribos, no es posible aún desarrollar soluciones analíticas para el problema erosivo alrededor de esas estructuras.

Existen sin embargo muchas fórmulas empíricas desarrolladas a partir de ensayos de laboratorio que han sido comúnmente empleadas para el diseño de cimentaciones de pilares y estribos (Liu (1961), Laursen & Toch (1956), Breusers (1977), etc.).

La mayoría de las expresiones empíricas desarrolladas para el cálculo de la profundidad de socavación en pilas y estribos toman en cuenta: la geometría del pilar o estribo, la profundidad de flujo y velocidades aguas arriba y/o aguas abajo del pilar y la granulometría del material del lecho.

La evaluación de los efectos de remanso creados por el estrechamiento del ancho del río puede ser llevada a cabo con la ayuda de modelos, uni, bi o tridimensionales dependiendo de la situación específica de aplicación.

### **3.5.4 EFECTOS DE LA CONSTRUCCIÓN DEL ANCHO DEL RÍO Y/O OBSTRUCCIONES LOCALES:**

La contracción de las líneas de corriente en el estrechamiento ocupa menos longitud (del orden de  $L$ , longitud del terraplén) que la expansión de las líneas en el ensanchamiento (del orden de  $4L$ ), ver figura 3.06.

Entre esos extremos se puede hablar de un fenómeno local, donde por cierto sección más contraída corresponde a la lámina más deprimida. El efecto global es un efecto de sobre elevación del nivel antes del puente  $\Delta H$  (llamada también remanso producido por el puente) con respecto al nivel aguas abajo, que afecta a una cierta longitud aguas arriba, y que equivale a la pérdida de local de la sucesión de estrechamiento y ensanchamiento. El caudal de agua pasa por igual bajo el puente, pero con un nivel mayor aguas arriba, y en segundo lugar con una velocidad media mayor a través del vano.

Además del efecto de sobre elevación, el aumento de velocidad (o reducción de anchura) produce una erosión, del lecho en el área del puente (lo que modifica la superficie libre).

Estos dos efectos, sobre elevación y erosión, son los inconvenientes de restar anchura al vano respecto a la ocupada por la avenida proyecto.

Existe otro efecto, generalmente menos importante, que es la posible sedimentación del material sólido aguas arriba del puente, debido a la reducción en la velocidad del agua por la sobre elevación.



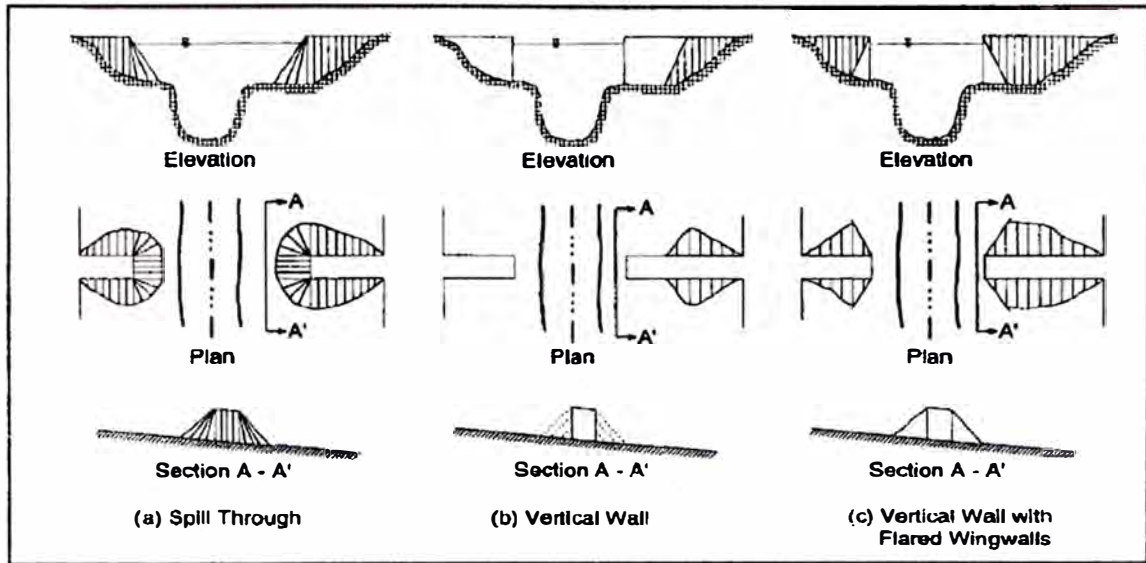


Fig. N° 3.06 Características Hidráulicas del paso de agua bajo un puente

## 4.0 PARÁMETROS HIDRÁULICOS PARA DISEÑO DEL PUENTE FRANCO

### 4.1 PERFILES DE FLUJO

Una curva de remanso es el perfil que adopta el agua en un canal. Para calcular el nivel de la superficie del agua en el tramo de un curso es necesario conocer una condición de borde.

Si el flujo es subcrítico, se debe conocer la condición de borde aguas abajo para los niveles en cada sección. Si el flujo es supercrítico se debe conocer la de borde aguas arriba.

La condición de borde puede ser el nivel de agua sobre un aliviadero, una caída (en la cual se forma un tirante crítico), un cambio brusco de pendiente subcrítica a pendiente supercrítica (en el caso inverso se forma un salto hidráulico).

#### 4.1.1 PREMISAS PARA EL CÁLCULO DE PERFILES DE FLUJO

(a) La pendiente en la línea de energía en una sección  $S_f$ , puede calcularse como si fuera fluido uniforme (usando la ecuación de Manning).

$$S_f = \frac{n^2 u^2}{R^3} \quad \text{Ec. 4.01}$$

- (b) La pendiente del canal es muy baja.
- (c) El agua no contiene cantidades significativas de aire (aireación).
- (d) La distribución de las velocidades en un tramo es fija, es decir el coeficiente de corrección de energía es constante.
- (e) El coeficiente de resistencia  $n$ , es independiente del flujo y constante en el tramo en estudio.

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f}{1 - F_r^2} \quad \text{Ec. 4.02}$$

### ➤ Método del Paso Directo

La energía total en una sección de un canal está dada por:

$$H = z + y + \alpha \frac{u^2}{2g} \quad \text{Ec. 4.03}$$

La energía está dada por:

$$E_s = y + \alpha \frac{u^2}{2g} \quad \text{Ec. 4.04}$$

Reemplazando, se obtiene:

$$H = z + E_s \quad \text{Ec. 4.05}$$

Derivando la expresión anterior:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{dE_s}{dx} \quad \text{Ec. 4.06}$$

$$\text{Recordando: } dH/dx = -S_f \quad \text{Ec. 4.07}$$

De la ecuación de Manning  $Q = \frac{AR^{2/3}S_f^{1/2}}{n}$ , en unidades S.I.

$$\text{Despejando } S_f, \text{ se obtiene: } S_f = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}} = \frac{u^2 n^2}{R^3}$$

Reemplazando en la ecuación anterior, se llega a la siguiente expresión:

$$\frac{dE_s}{dx} = S_0 - \frac{u^2 n^2}{R^{4/3}} \quad \text{Ec. 4.08}$$

En forma de elementos finitos (discretizada), La expresión anterior equivale a:

$$\frac{\Delta \left( y + \frac{u^2}{2g} \right)}{\Delta x} = S_0 - \frac{u^2 n^2}{R^{4/3}} \quad \text{Ec. 4.09}$$

Luego, despejando  $\Delta x$ , se obtiene:

$$\Delta X = \frac{\Delta \left( y + \frac{u^2}{2g} \right)}{S_o - \left( \frac{u^2 n^2}{R^{4/3}} \right)_m} \quad \text{Ec. 4.10}$$

El subíndice "m" indica que se toma un valor medio de la pendiente de la línea de energía en el intervalo considerado.

Recordando:

$$E_s = y + \alpha \frac{U^2}{2g}, u = \frac{Q}{A} \quad \text{Ec. 4.11}$$

$$E_s = y + \alpha \frac{Q^2}{2gA^2} \quad \text{Ec. 4.12}$$

Derivando la expresión anterior:

$$\frac{dE_s}{dy} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{gA^2} \frac{dA}{dy}, \frac{dA}{dy} = T \quad \text{Ec. 4.13}$$

En función del Número de Froude:

$$\frac{dE_s}{dy} = 1 - F_r^2 \quad \text{Ec. 4.14}$$

En forma discretizada, la expresión anterior se puede escribir de la forma siguiente:

$$\Delta E_s = \Delta y (1 - F_r^2) \quad \text{Ec. 4.15}$$

Reemplazando  $\Delta E_s$ , en la ecuación discretizada anteriormente, tenemos:

$$\Delta x = \frac{\Delta y(1 - F_r^2)m}{S_o - \frac{u^2 \pi^2}{4 R^3}} \quad \text{Ec. 4.16}$$

➤ **Método del Paso Estándar Consideraciones:**

- a) En una sección debe existir un tirante conocido:
  - Si el flujo es sub-crítico; se debe conocer la sección AGUAS ABAJO.
  - Si el flujo es supercrítico; se debe conocer la sección AGUAS ARRIBA.
- b) Se considera que el flujo es gradualmente variado y permanente
- c) En un tramo no existe variación de caudal. Si existe variación de caudal, debe incluirse aguas arriba en cada tramo.
- d) La pendiente del canal es pequeña (menor a 10 grados)

Procedimiento del cálculo:

- a) En la sección conocida se calcula el Área (A), Perímetro (P), Radio Hidráulico ( $R = A/P$ ), Velocidad ( $V = Q/A$ ).
- b) La cota de la línea de energía será:  $H = Z + Y + V^2 / (2g)$
- c) Se calcula la pendiente de la línea de energía:

$$S_f = V^2 n^2 / (R^{4/3})$$

Cálculo del nivel de la Sección 2:

- a) En la sección 2, se calcula el nivel de fondo del canal. Si la pendiente es constante:  $Z_2 = Z_1 + S_o \Delta X_{1-2}$
- b) Se asume un tirante  $Y_2$
- c) Con el tirante  $Y_2$ , se calcula el área  $A_2$ , el perímetro  $P_2$ , el radio  $R_2$  velocidad  $V_2 = Q / A_2$ .
- d) Se calcula  $H_1(2) = Z_2 + Y_2 + v_2 (29)$

Cálculo del nivel en la Sección 2:

- Calcular la pendiente de la línea de energía en el punto 2:  $Sf_2 = (v^2 n^2) R^{4/3}$
- Calcular la media de la  $Sf_1$  y  $Sf_2$ :  $Sf_{1-2} = (Sf_1 + Sf_2)/2$   
 $H(2) = H1(1) + Sf_{1-2} \Delta X + h_e$
- Se compara  $H1(2)$  con  $H(2)$  de 2. Deben ser iguales. Si no lo son, se aplica una corrección al tirante.

Calculo del nivel en la Sección 2:

- Corrección,  $\Delta Y_2 : \Delta Y_2 = (H_1 - H) / (1 - Fr_2^2 + 3Sf_2 \Delta X / (2R_2))$
- Nuevo  $Y_2 : Y_2 \text{ (nuevo)} = Y_2 - \Delta Y_2$
- Se continua en la sección 2 hasta que  $H1$  y  $H$  convergen con una tolerancia adecuada.
- Una vez que el nivel es hallado se toma esta sección como la conocida y se pasa a la tercera sección.

#### • Clasificación de los Perfiles de Flujo

La ecuación general de flujo gradualmente variado nos da la posibilidad de que el valor sea positivo o negativo, en el primer caso la profundidad aumenta y en el segundo caso disminuye en la dirección aguas abajo.

Se pueden distinguir tres casos:

- Primer caso:  $So > 0$ , es el caso más frecuente..
- Segundo caso:  $So < 0$ , el fondo se encuentra en contra pendiente.
- Tercer caso:  $So = 0$

En el primer caso se puede distinguir las siguientes posibilidades:

- $y > y_n > y_c$  flujo subcrítico, tipo de curva M1
- $y_n > y > y_c$  flujo subcrítico, tipo de curva M2
- $y_n > y_c > y$  flujo subcrítico, tipo de curva M3
- $y > y_c > y_n$  flujo subcrítico, tipo de curva S1
- $y_c > y > y_n$  flujo supercrítico, tipo de curva S2

- f)  $y_c > y_n > y$  flujo supercrítico, tipo de curva S3
- g)  $y > y_n$ ;  $y_n = y_c$  Flujo supercrítico, tipo de curva C1
- h)  $y_c > y$ ;  $y_n = y_c$  Flujo supercrítico, tipo de curva C1

Para el segundo caso  $S_o < 0$ , la ecuación general no proporciona información, ya que  $y_n$  no tiene significado físico (en un canal en contra pendiente no hay canal posible). Sin embargo es posible determinar la forma del nivel superficial.

- a)  $y > y_c$ ; tipo de curva A2
- b)  $y_c > y$ ; tipo de curva A3

En el tercer caso  $S_o = 0$ , se repite las condiciones del segundo caso.

- a)  $y > y_c$ ; tipo de curva H2
- b)  $y_c > y$ ; tipo de curva H3

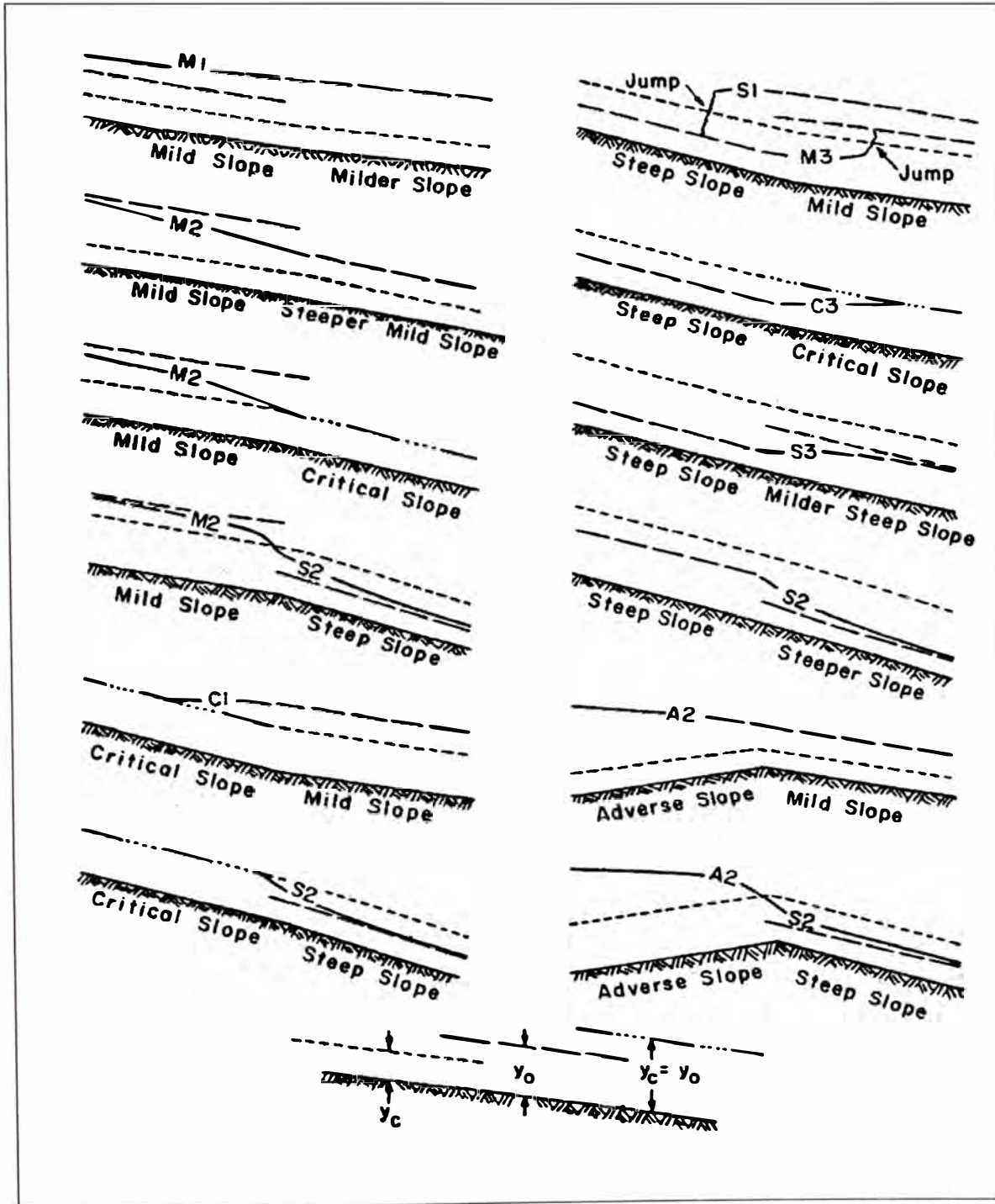


Fig. N° 4.01 Perfiles de Flujo Gradualmente Variado en un Canal Prismático largo con un quiebre en la pendiente de fondo



## 4.2 SECCIÓN ESTABLE O AMPLITUD DE CAUCE

Las condiciones de equilibrio de un río se consideran cuando no se tiene ninguna modificación de las condiciones de flujo, es decir no se producen modificaciones de su ancho, pendiente, transporte de sedimentos, socavación. La aplicación de la teoría del régimen es útil aplicarla a cauces y encauzamientos de dos maneras:

- Como orientación sobre las dimensiones y características que debería tener un encauzamiento (ancho, calado, pendiente) para hacerla estable, pues la noción de régimen es la de un equilibrio dinámico del cauce.
- Como estimación de las tendencias de inestabilidad de un encauzamiento existente comparando sus dimensiones con las de las fórmulas del régimen. Así, si el tirante  $y$ , la anchura  $B$  o la pendiente  $i$  obtenidas con fórmulas de régimen son mayores que las proyectadas, la teoría del régimen nos señala que la tendencia del cauce será a la erosión de márgenes ( $B$ ), a la erosión de fondo ( $y$ ) o al basculamiento del fondo ( $i$ ), respectivamente. Inversamente, si son menores, la tendencia será a las correspondientes modalidades de sedimentación. La tendencia debe entenderse como una propensión a medio plazo.

Numerosos investigadores con base en sus trabajos de campo, obtuvieron ecuaciones, entre las cuales podemos destacar:

### 4.2.1 MÉTODO DE LACEY

En 1929 Gerald Lacey dio a conocer sus ecuaciones para el dimensionamiento de canales con fondo de arena de hasta 0.4 mm, a partir de datos provenientes de la India, Pakistán y Egipto. Sus ecuaciones obtenidas empíricamente, señalan lo siguiente:

$$B = 4.832 Q^{1/2} \quad \text{Ec. 4.17}$$

$$y_m = 0.128 \frac{Q^{1/3}}{D_m^{1/6}} \quad \text{Ec. 4.18}$$

$$i = 0.204 \frac{D_m^{5/6}}{Q^{1/6}} \quad \text{Ec. 4.19}$$

donde:

B: ancho en m

$Y_m$ : tirante medio en m

$D_m$ : diámetro medio en m

Q: caudal dominante en  $m^3/s$

#### 4.2.2 MÉTODO DE ALTUNIN

La teoría del régimen de Altunin (1962) basada en datos y observaciones en la ex Unión Soviética, cuyo interés es ser aplicable a ríos de gravas y material aún más grueso.

Ofrecemos las siguientes expresiones:

$$y_m = \frac{B^\alpha}{K} \quad \text{Ec 4.20}$$

$$B = K(Q^{1/2} / S^{1/5}) \quad \text{Ec. 4.21}$$

$$\alpha = \left( \frac{\tau_c}{\tau} \right)^{0.1} \quad \text{Ec. 4.22}$$

## 4.3 SOCAVACIÓN

La socavación se da por el rompimiento del equilibrio de la corriente de un río, incrementándose la fuerza de arrastre de la corriente, el aumento del caudal en el río incrementa la pendiente hidráulica, es más durante el periodo de recesión los sólidos transportados se depositan.

Muchos factores intervienen en la degradación de un cauce, socavación cuando se limita a una sección específica. El hombre es el factor más importante de los factores.

Si no se conocen los procesos a los que está sujeto un río, degradación, agradación, las modificaciones que se ocasionan como consecuencia de la ejecución de obras dentro del cauce, pueden dar lugar a cambios significativos y muchas veces a la falla de las obras.

En el caso de Puentes, la situación que se presenta es un estrechamiento debido al hecho de querer invertir lo menos posible, restricciones de presupuesto reales y no se contemplan los aspectos hidráulicos derivados.

Un estrechamiento del cauce origina :

- Una disminución de la sección transversal
- Como consecuencia un aumento de la velocidad en la sección intervenida.
- La fuerza de arrastre se incrementa poniendo en movimiento las partículas de los sólidos que conforman el cauce.

Es necesario conocer la socavación potencial que puede presentarse en la sección de construcción de un puente, para definir el nivel de cimentación. Se observa que la mayoría de puentes en el Perú han fallado por no evaluar apropiadamente este factor.

### 4.3.1 SOCAVACIÓN GENERAL POR CONTRACCIÓN DE FLUJO

Es la que ocurre en todo el cauce del río cuando ocurre una avenida, se origina por la fuerza de arrastre de la corriente. La socavación o degradación del

cauce se detiene cuando las condiciones de equilibrio se alcanza, debido al aumento de la sección transversal y por consecuencia la disminución de la velocidad y por lo tanto la fuerza de arrastre.

### ➤ MÉTODO DE LISCHTVAN LEBEDIEV

Sirve para la determinación de la erosión general. Este método se basa en encontrar el equilibrio entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media del flujo que se requiere para erosionar un material de diámetro y densidad conocido. Se puede emplear en casos en que el material del subsuelo es homogéneo o heterogéneo, incluso cuando se forman estratos.

En este procedimiento se necesitan los siguientes datos:

1. Caudal de diseño (Q)
2. Tirante de agua en el río para la sección transversal en estudio ( $y_0$ )
3. Ancho afectivo de la sección ( $B_e$ )
4. Un coeficiente que tome en cuenta efectos de contracción producido por los estribos y/o pilas ( $\mu$ )
5. Tirante medio de la sección (D), se le obtiene dividiendo el área hidráulico entre el ancho efectivo, en (m)
6. Además se debe calcular previamente un coeficiente ( $\alpha$ )
7. Diámetro del material ( $d_m$ )

$$\alpha = \left( \frac{Q}{D^{5/3} B_e \mu} \right) \quad \text{Ec. 4.23}$$

Para proceder a los cálculos de la socavación general se deberán utilizar las siguientes formulas, donde la profundidad esta medida desde la superficie del agua.

Para suelos no cohesivos:

$$Y_g = \left( \frac{\alpha \cdot y_o^{5/3}}{0.68 d_m^{0.28} \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \text{Ec. 4.24}$$

Para suelos cohesivos

$$Y_g = \left( \frac{\alpha \cdot y_o^{5/3}}{0.60 d_m^{1.18} \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \text{Ec. 4.25}$$

Cuadro N° 4.01

Periodo de Retorno (Años)	Coefficiente $\beta$
1	0.77
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05
1000	1.07

Cuadro N° 4.02 Coeficiente de Contracción  $u$

Coeficiente de Contracción $u$													
Velocidad Media en la Sección (m/s)	Longitud Libre entre Estribos y/o Pilas, en metros (claro)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.93	0.93	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Cuadro N°4.03 Valores de  $x$  para Suelos Cohesivos y No Cohesivos

Valores de $x$ para Suelos Cohesivos y No Cohesivos							
$\gamma$ (Kg/m <sup>3</sup> )	$x$	$\gamma$ (Kg/m <sup>3</sup> )	$x$	dm (mm)	$x$	dm (mm)	$x$
0.80	0.52	1.20	0.39	0.05	0.43	40.00	0.30
0.93	0.51	1.24	0.38	0.15	0.42	60.00	0.29
0.86	0.50	1.28	0.37	0.50	0.41	90.00	0.28
0.88	0.49	1.34	0.36	1.00	0.40	140.00	0.27
0.90	0.48	1.40	0.35	1.50	0.39	190.00	0.26
0.93	0.47	1.46	0.34	2.50	0.38	250.00	0.25
0.96	0.46	1.52	0.33	4.00	0.37	310.00	0.24
0.98	0.45	1.58	0.32	6.00	0.36	370.00	0.23
1.00	0.44	1.64	0.31	8.00	0.35	450.00	0.22
1.04	0.43	1.71	0.30	10.00	0.34	570.00	0.21
1.08	0.42	1.80	0.29	15.00	0.33	750.00	0.20
1.12	0.41	1.89	0.28	20.00	0.32	1000.00	0.19
1.16	0.40	2.00	0.27	25.00	0.31		

➤ **Método de Fassaday – Charlton, basado en los trabajos de Blench, Lacey y Kellerhalls**

En este método la profundidad después de producirse la socavación de fondo esta dado por :

En cauces arenosos

$$y = 0.38q^{0.67} d_{50}^{-0.17} \quad \text{Ec. 4.26}$$

Donde :

q = caudal por unidad de ancho m<sup>3</sup>/s

Los valores obtenidos evalúan la el tirante medio después de la socavación.  
Para obtener las profundidades máximas deben factorizarse según :

$$y_g = Fy \quad \text{Ec. 4.27}$$

Donde :

*Cuadro N° 4.04 Factor Multiplicativo*

<b>Ubicación</b>	<b>Factor Multiplicativo (F)</b>
Tramo recto	1.25
Curva moderada	1.50
Curva cerrada	1.75
Curva abrupta en ángulo recto	2.00

El valor de la socavación general será igual ( $y_g - y_0$ )

➤ **Método de Laursen (Hec – Ras)**

La socavación por contracción se puede calcular utilizando la ecuación propuesta por Laureen en 1960 y que se presenta a continuación :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \left( \frac{Q_t}{Q_c} \right)^{6/7} \left( \frac{W_1}{W_2} \right)^A \left( \frac{n_2}{n_1} \right)^B \quad \text{Ec. 4.28}$$

La socavación se halla mediante la siguiente ecuación:

$$y_s = y_2 - y_1 \quad \text{Ec. 4.29}$$

Donde :

- $Y_1$  = tirante medio en el canal principal
- $Y_2$  = Tirante medio en la sección de contracción
- $W_1$  = Ancho del canal principal
- $W_2$  = Ancho de la sección contraída
- $Q_t$  = Flujo en la sección contracción
- $Q_c$  = Flujo en el canal principal
- $n_2$  = Coeficiente de Manning para la sección contraída
- $n_1$  = Coeficiente de Manning para el Canal principal

A y B son los coeficientes de transporte que se obtienen de la siguiente tabla :

Cuadro N° 4.05 : Coeficientes de transporte usados en la ecuación N° 4.28

$V^*c/w$	e	A	B	Transporte de Sedimento
<0.5	0.25	0.59	0.066	Mayormente carga de contacto
1.00	1.00	0.64	0.21	Algún material en suspensión
>2.00	2.25	0.69	0.37	Mayormente transporte en suspensión



- $V^*c = (gy_1S_1)$  , Velocidad de corte
- $W$  = Velocidad de caída del  $d_{50}$  del material del lecho
- $g$  = Aceleración de la gravedad
- $S_1$  = Pendiente, línea de energía del canal principal
- $A = 6(2 + e) / (7(3 + e))$
- $B = 6e / (7(3+e))$
- $e$  = Factor de transporte

Para aplicar la ecuación anterior se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- a) El cociente ( $n_1 / n_2$ ) puede ser significativo si existen dunas en el canal principal y lecho "lavado" (plano) o antiduna en la sección de contracción.
- b) El ancho promedio de la sección  $W_2$  se toma normalmente como el ancho superficial al que se les substraen los pilares.
- c) Las ecuaciones de Laursen para una gran contracción sobre estimarán la socavación en el puente si el mismo está localizado en el extremo ubicado aguas arriba de la contracción o si la contracción es el resultado de la presencia de pilares y estribos. Esta es la mejor ecuación disponible hasta el momento.

#### 4.3.2. SOCAVACIÓN LOCAL

Es la producción por obstáculos que se introducen en la corriente (estribos, pilares). La velocidad total aumenta y se crean remolinos. Para efectos de diseño se calcula por separado la socavación general y local. Luego se suman los dos efectos.

##### ➤ MÉTODO DE ARTAMONOV

El método de Artamonov está dado por la siguiente expresión.

Ecuación N° 4.19

$$S_T = P_\alpha P_q P_K d_o \quad \text{Ec. 4.29}$$

$S_T$  = Profundidad máxima en la socavación medida desde la superficie libre del agua .

$P_\alpha$  = Coeficiente dependiente del ángulo que forma el eje del espigón con la corriente.

Cuadro N° 4.06 Valores del coeficiente correctivo  $P_\alpha$  en función de  $\alpha$

<b>Valores del coeficiente correctivo <math>P_\alpha</math> en función de <math>\alpha</math></b>					
$\alpha$	30°	60°	90°	120°	150°
$P_\alpha$	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

$P_q$  = Coeficiente que depende de la relación  $Q_1/Q$ , donde  $Q_1$  es el caudal que teóricamente podría pasar por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera y  $Q$  gasto total que escurre por el río.

Cuadro N° 4.07 Valores del coeficiente correctivo  $P_q$  en función de  $Q_1/Q$

<b>Valores del coeficiente correctivo <math>P_q</math> en función de <math>Q_1/Q</math></b>								
$Q_1/Q$	0.10	0.20	0.3	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

$P_k$  = Coeficiente que toma en cuenta la influencia del talud que tienen los lados del estribo o espigón  $k$ .

Cuadro N° 4.08 Valores del coeficiente correctivo  $P_k$  en función de  $k$

<b>Valores del coeficiente correctivo <math>P_k</math> en función de <math>k</math></b>						
Talud $k$	0.	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
$P_k$	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

$d_o$  = Tirante inicial aguas arriba del estribo en una zona donde no hay socavación.

## ➤ MÉTODO DE BRENSER-RAUDKIVI

Consiste en evaluar la socavación frente a espigones o estribos según :

Ecuación N° 3.20

$$y_s + y_o = Kq_1^{2/3}$$

Donde :  $q_1 = q^* d_o / y_o$

K es un factor de valor  $2.0 \pm 15\%$  modificado por los siguientes factores :

Cuadro N° 4.09 Angulo de incidencia del dique  $\alpha$

Angulo de incidencia del dique $\alpha$						
$\alpha$	30°	45°	60°	90°	120°	150°
$K_1$	0.80	0.90	0.95	1.00	1.05	1.10

Forma del dique	$K_2$
Vertical	1.00
Pared vertical delgada	1.00
Pared con talud de 45°	0.85

$$\frac{Y_s}{Y_1} = 0.78 K_1 K_2 \left( \frac{a}{y_1} \right)^{0.63} Fr^{1.16} \left( \frac{Y_1}{D_{50}} \right)^{0.43} G^{-1.87} + 1.0 \quad \text{Ec. N° 4.30 (Lecho Fijo)}$$

$$\frac{Y_s}{Y_1} = 2.27 K_1 K_2 \left( \frac{a}{Y_1} \right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1.0 \quad \text{Ec. N° 4.31 (Lecho Móvil)}$$

- $K_1$  = Coeficiente de forma del estribo
- $K_2$  = Coeficiente para el ángulo que hace el terraplén con el flujo
- $a'$  = Longitud del estribo proyectado en dirección normal al flujo
- $Fr$  = Número de Fraude aguas arriba del estribo
- $G$  = Desviación estándar geométrica del material del lecho.
- $Y_1$  = Tirante en el estribo
- $Y_s$  = Profundidad

Cuando  $a/y_1 < 25$  entonces  $\frac{Y_s}{Y_1} = 4 \left( \frac{K_1}{0.55} \right) K_2 Fr^{0.33} \quad \text{Ec. N° 4.32}$

- $Y_1$  = Tirante
- $Y_s$  = Socavación en el estribo

➤ **MÉTODO DE FASSADAY-CHENLTON, BASADOS EN LOS TRABAJOS DE BLENCH, LANCEY Y KELLEHALLS**

La socavación local en estribos y obras de encauce se determinan según este método aplicando factores multiplicadores al tirante medio que produce la socavación general. Estos factores son:

Cuadro N° 4.10 Tipo de obra

Tipo de obra	$K_3$
Extremo de dique guía y espigones	2.0 a 2.75
Flujo incidiendo en ángulo recto con el dique	2.25
Flujo paralelo al dique	1.5 a 2.0

➤ **MÉTODO DE FROELICH (HEC – RAS)**

El método de Froelich considera que pueden haber dos tipos de ecuaciones para el cálculo de la socavación en estribos de puentes para tomar en cuenta el movimiento del lecho. Si el esfuerzo cortante medio en el cauce es mayor que el esfuerzo necesario para producir movimiento incipiente del lecho, entonces se considera que las partículas se encuentran en movimiento. A esta condición se le denomina lecho móvil. Por el contrario si los esfuerzos actuantes son menores que los necesarios para incidir en el movimiento en las partículas del lecho, se considera que el lecho es fijo, excepto por el movimiento de las partículas alrededor de los estribos y pilares. Las ecuaciones mencionadas y las variables necesarias para el cálculo de socavación se presenta a continuación:

Cuadro N° 4.11 Relación  $Rc/T$

$Rc/T$	$\infty$	6	5	4	3	2
$\epsilon$	1.27	1.48	1.84	2.20	2.57	3.00

**4.3.3. SOCAVACIÓN EN CURVAS**

Cuando el río en un tramo curvo, además de los esfuerzos longitudinales se crean esfuerzos radiales los que originan socavaciones en la parte exterior de la curva. La profundidad máxima medida desde el nivel de agua ( $y_{max}$ ), que puede llegar a presentarse, es según Altunin :

$$Y_{\max} = \varepsilon \cdot y_0$$

Ec. N° 4.33

Donde :

$\varepsilon$  = Coeficiente que depende de la relación  $R_c / T$  (Ver Tabla)

$R_c$  = Radio de la curva (m)

$T$  = Ancho superficial de la curva (m)

Cuadro N° 4.12 Angulo de incidencia del dique  $\alpha$

Posición del dique	$K_3$
Tramo recto	1.00
Lado cóncavo de una curva	1.10
Lado convexo de una curva	0.80
Tramo aguas debajo de un curva, lado cóncavo	
Curva cerrada	1.40
Curva moderada	1.10

#### 4.3.4. SOCAVACIÓN TOTAL

La socavación total es la combinación de cambios de elevación en el fondo a largo plazo, socavación por contracción y socavación en cada estribo.

La profundidad de socavación total ( $y_T$ ) se calcula sumando la socavación general ( $y_g$ ) más la socavación local en los estribos  $y_s$ .

$$Y_T = Y_g + Y_s$$

Ec. 4.34

#### 4.3.5 SOCAVACIÓN LOCAL EN PILARES

La socavación local en los pilares es la máxima erosión localizada que se manifestará debido a la presencia de los pilares. Es el resultado de un proceso vorticoso provocado por la obstrucción del flujo.

El cálculo ha sido realizado empleando el método de Laursen modificado que toma en cuenta las características geométricas del pilar y el tirante del flujo en las inmediaciones.

#### ➤ Método de Laursen modificado

La máxima profundidad de erosión, medida desde el fondo general del cauce en el tramo, viene definida por la fórmula:

$$e = 1.5 b \cdot y^{2/3} \text{ y }^{1/3} \quad \text{Ec. 4.35}$$

Donde:

y = Calado,

b\* = Anchura proyectada

De acuerdo a los cálculos las socavaciones locales en los pilares no superarán los 5 m.

#### 4.3.6 SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS

La socavación local en los estribos es la máxima erosión localizada que se manifestará debido a la presencia del estribo. Es el resultado de un proceso vorticoso provocado por la obstrucción del flujo.

Se ha calculado su valor mediante los métodos de Blench y Laursen Modificado.

##### ➤ Método de Blench

El método de Blench toma en cuenta el caudal de diseño y la granulometría del material de fondo.

$$d = 0.7 (Q/f)^{1/3} \quad \text{Ec. 4.36}$$

d : profundidad de socavación (m)

Q : descarga total (m<sup>3</sup>/s)

f : factor del sedimento

$$f = 1.76 \sqrt{D_{50}}$$

D<sub>50</sub> : Diámetro medio de partículas del lecho (mm).

##### ➤ Método de Laursen Modificado

El método de Laursen Modificado toma en cuenta las características hidráulicas de la corriente en las inmediaciones del estribo.

$$\frac{e}{y} = 1.1 \left[ \frac{Q_o}{q_c y} \right]^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ec. 4.37}$$

Donde:

$Q_o$  = caudal interceptado por el estribo

$q_c$  = Caudal unitario en la franja del cauce menor próxima al estribo

$y$  = Calado medio en la franja antes mencionada.

## 4.4 CALCULO DE LOS PARÁMETROS HIDRÁULICOS PARA EL DISEÑO DEL PUENTE FRANCO

### 4.4.1 DETERMINACION DE NIVELES DE AGUA

#### ➤ MODELO MATEMATICO

El modelo matemático utilizado corresponde a un flujo unidimensional, no uniforme, permanente y de lecho fijo. El modelo se basa en la aplicación de la Ecuación de la Energía:

$$Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} = Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + E$$

Donde:

$Z_n + P_n$  ; - nivel del pelo de agua en los extremos del tramo.  
(metros)

$V_n$ ; (metros) - velocidad media en la sección mojada en los extremos del tramo.

$\alpha_{1,} \alpha_{2,}$  - coeficiente de la no-uniformidad de distribución de las velocidades en la sección mojada.

$g = 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$  - aceleración por gravedad

$E$ ; (metros) - total de pérdidas de energía en el tramo del curso de agua considerado en el cálculo, de una longitud  $L$ .

### ➤ COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

Los coeficientes de Manning han sido adoptados sobre la base de publicaciones técnicas. Además fueron evaluados teniendo en cuenta la vegetación de las márgenes, el área de inundación y las características granulométricas del terreno en el cauce principal del río.

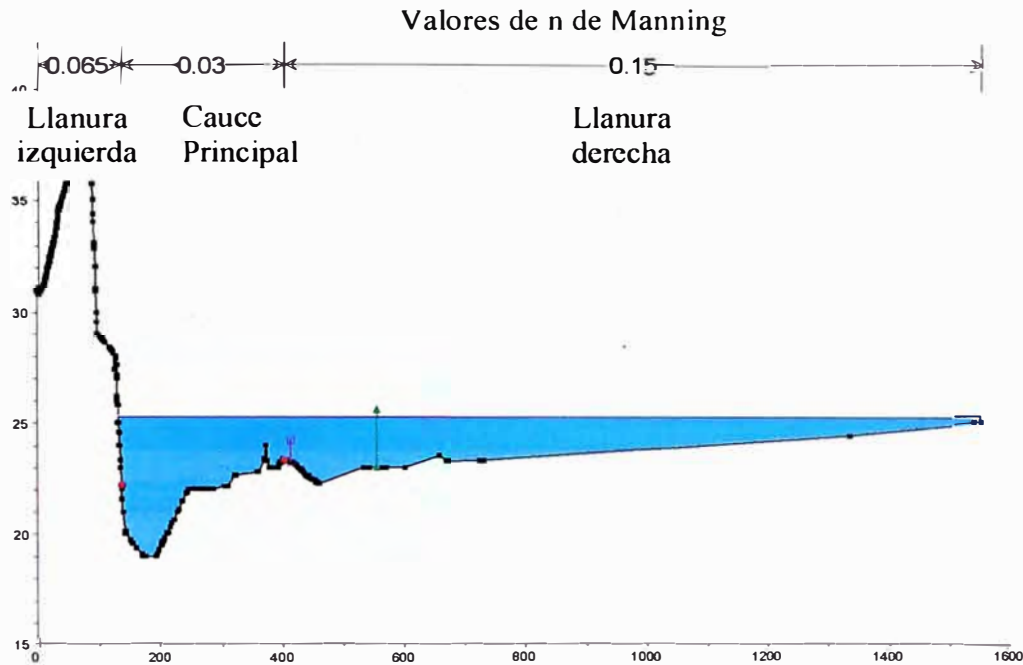
En el cuadro 4.13 se indican los valores adoptados para el cauce principal y las llanuras de inundación:

Tabla 4.13.- Valores de Manning asignados para el análisis hidráulico

Rugosidad según Manning (n)		
Llanura de inundación sin cultivos	Cauce principal	Llanura de inundación con cultivos
0.065	0.03	0.12



Fig 4.02.- Gráfico que muestra sección típica del río Tumbes ubicada en el área de estudio.



### ➤ PERDIDAS LOCALES

Para el cálculo de pérdidas locales, que aparecen como pérdidas de contracción y expansión de la sección mojada debido a la variabilidad de las características geométricas, se ha adoptado los valores del cuadro 4.14:

Cuadro 4.14.- Coeficientes de Pérdidas Locales

	Contracción	Expansión
Secciones comunes	0.1	0.3
Secciones con puente	0.3	0.5

### ➤ CONDICIONES DE BORDE

La longitud del curso modelado es de aproximadamente 3 kilómetros: 1 Km aguas arriba y 2 km, distribuidos de la siguiente forma: 1 Km. aguas arriba y 2 Km. aguas abajo.

Considerando que el régimen de flujo en el tramo en estudio es subcrítico se tomo como condición de borde para el cálculo el tirante normal aguas abajo, definida para la ecuación de energía en la cual equilibra la ecuación de acuerdo a la pendiente normal del río, que es igual a 0.0013.

### ➤ SOFTWARE EMPLEADO

Para la aplicación del modelo matemático se ha empleado el Sistema de Análisis de Ríos del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos HEC – RAS versión 3.1.3.

### ➤ RESULTADOS

En el cuadro 4.15 se muestra un resumen de los parámetros hidráulicos en las inmediaciones del puente.

*Cuadro N° 4.15.- Parámetros Hidráulicos en las Inmediaciones del Puente*

SECCION	NIVELES DE AGUA (m)	TIRANTE (m)	VELOCIDAD DEL CANAL (m/s)
1	26.36	7.38	3.41
2	25.82	6.82	4.27
Puente (aguas arriba)	24.85	5.85	5.75
Puente (aguas abajo)	24.72	5.75	5.83
3	25.14	6.19	4.94
4	25.36	6.34	4.03

Se aprecia que los niveles de agua sufren una depresión en la sección del puente y una sobre-elevación aguas arriba del puente, este comportamiento es normal ya que el agua debe ganar energía potencial a fin de que pueda atravesar por la sección contraída. De la misma manera las velocidades se hacen máximas en la sección contraída.

## ➤ CONCLUSIONES

- Los niveles de agua estimados para la avenida de diseño no tocarán la parte inferior del tablero del puente (26.6 m) motivo por el cual no será necesario analizar el escenario estructural con fuerza de arrastre en el tablero.
- Se aprecia que aguas arriba del puente los niveles de agua se sobre-elevan. Los cálculos muestran que de ocurrir esta eventualidad el agua sobrepasará el terraplén derecho que tiene una cota mínima de (25.6 m) y eventualmente creará una brecha en el mismo.

### 4.4.2 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN

Se ha realizado estimaciones de la socavación que ocurrirá en las cimentaciones del puente a fin de diseñar la protección de las mismas. Los cálculos han considerado la estimación de las socavaciones generales y las socavaciones locales que ocurrirán al paso de la crecida de diseño.

#### ➤ SOCAVACIÓN GENERAL

La socavación general de diseño es la máxima erosión temporal que ocurrirá en el lecho ante el paso de las crecidas de 100 años de período de retorno.

A continuación se expone su cálculo mediante la aplicación de los métodos de Blench, Blench Modificado y del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. Ambos métodos, basados en la teoría del régimen, determinan los valores de la profundidad de socavación en función de la descarga de diseño y la granulometría del material de fondo.

- **Método de Blench:**

$$d = 0.476 \left( \frac{Q}{F} \right)^{1/3}$$

d : profundidad de socavación (m)

Q : descarga total (m<sup>3</sup>/s)

f : factor del sedimento

$$f = 1.76 \sqrt{D_{50}}$$

$D_{50}$  : Diámetro medio de partículas del lecho (mm).

Cuadro N° 4.16. Cálculo de Erosión Local por Ecuación de Blench

	$D_{50}$ (m)	Caudal( $m^3/s$ )	f	D(m)
<b>Margen Derecha</b>	25.4	4393	8.87	3.77
<b>Margen Izquierda</b>	76.2	4393	15.36	3.14

• **Ecuación de Blench Modificada**

$$y_r = \alpha \left[ \frac{q}{\sqrt{g}} \right]^{\frac{2}{3}} = \alpha y_c$$

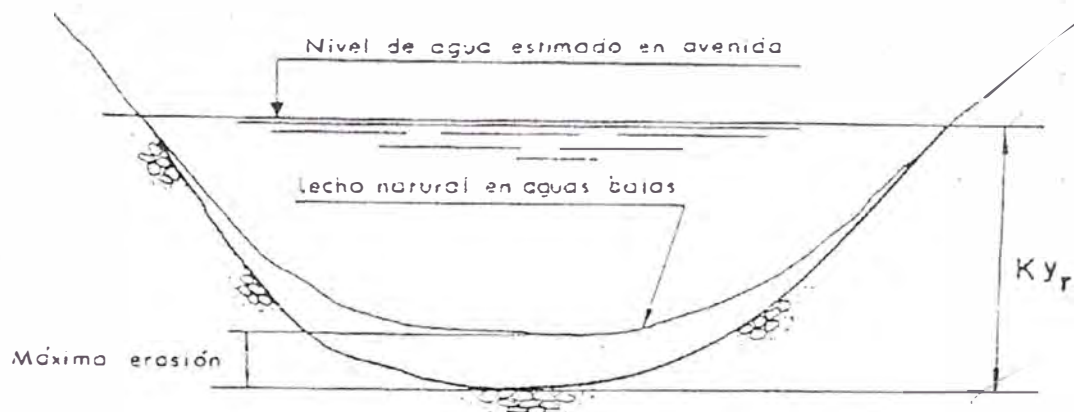


Fig. N° 4.03 Esquema de socavación general

siendo:

$Y_r$  = calado del régimen

$q$  = Caudal por unidad de anchura

$g$  = aceleración de la gravedad

$a$  = factor adimensional en función del material del lecho, que se puede obtener del gráfico 4.9

$Y_c$  = calado crítico

En este método se admite que durante la avenida de cálculo se alcanza un calado  $Y_r$  dado por las fórmulas llamadas de régimen. Es necesario estimar la cota de agua durante la avenida y, restándole el calado antes mencionado, obtener la cota del río, cuya posición del resto del cauce detectado en aguas bajas define la erosión previsible.

El calado  $Y_r$  definido por la fórmulas es el medio de la sección y, para obtener el máximo punto más desfavorable, se multiplica por un factor mayorante "K" dada en la Tabla siguiente:

Cuadro N° 4.17. Factor mayorante "K" del calado medio

Tramo recto del cauce	1.25
Codo moderado	1.50
Codo acusado	1.75
Codo Abrupto	2.00

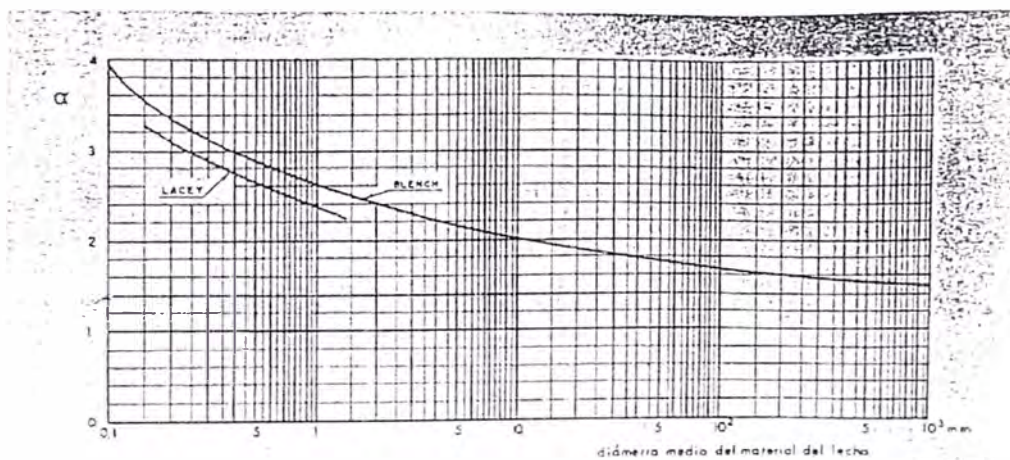


Fig. N° 4.04 Factor "a"

Cuadro N° 4.18. Cálculo de Erosión Local por Ecuación de Blench Modificada

	a	q (m <sup>2</sup> /s)	q / (g) <sup>1/2</sup>	Yc = (q / (g) <sup>1/2</sup> ) <sup>2/3</sup>	a * Yc	K	Yr	Ym	e (m)
<b>Margen Derecha</b>	1.8	18.308	5.846	3.245	5.842	1.25	7.302	3.24	<b>4.11</b>
<b>Margen Izquierda</b>	1.7	18.308	5.846	3.245	5.517	1.25	6.896	3.24	<b>3.66</b>

• Ecuación Departamento de Transportes de los Estados Unidos

$$ds = 1.74 D_{50}^{-0.11} \quad \text{para } D_{50} > 0.0015 \text{ m}$$

donde:

ds = Profundidad de Socavación

D<sub>50</sub> = Diámetro medio del material del lecho del cauce (m)

La granulometría de fondo ha sido asumida en función de la información estratigráfica presentada en el expediente para la Rehabilitación del Puente Franco presentado por RIVERCO S.R.L. De acuerdo a dicha información, si bien la granulometría superficial corresponde a arenas limosas, esta clasificación es solo adecuada para describir los primeros 1.5 m de material del lecho, debajo de dicho estrato se encuentran estratos de gravas arenosas y boloneras y gravas hasta aproximadamente los 8 metros de profundidad debajo del nivel superficial del lecho. Por dicho motivo los cálculos de socavación han sido realizados asumiendo diámetros característicos de 1" a 3" para el material del lecho.

En el cuadro 4.19 muestra los resultados de los cálculos efectuados.

Cuadro N° 4.19.- Comparación de Socavación General (m)

Método	D <sub>50</sub> = 25.4 mm	D <sub>50</sub> = 76.2 mm
Blench	3.80	3.16
Blench Modificado	4.15	3.71
HEC 11	2.65	2.35

Se aprecia que las socavaciones generales no superarán los 4.15 metros de profundidad.

### ► SOCAVACIÓN LOCAL EN PILARES

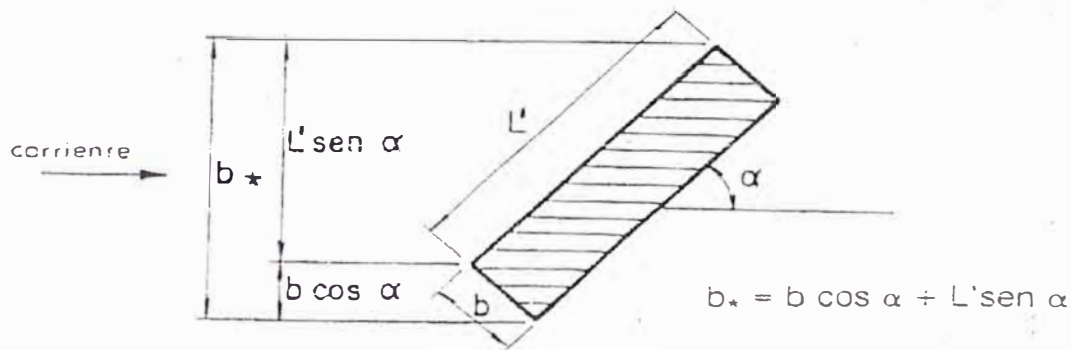
La socavación local en los pilares es la máxima erosión localizada que se manifestará debido a la presencia de los pilares.

El cálculo ha sido realizado empleando el método de Laursen modificado que toma en cuenta las características geométricas del pilar y el tirante del flujo en las inmediaciones.

- **Método de Laursen modificado**

La máxima profundidad de erosión, medida desde el fondo general del cauce en el tramo, viene definida por la fórmula:

$$e = 1.5 b \cdot^{2/3} y^{1/3}$$



ANCHURA PROYECTADA DE LA PILA

**Donde:**

**y = Calado,**

**b\* = Anchura proyectada**

*Cuadro N° 4.20 Calculo de Socavación en Pilares por el Método de Laursen Modificado*

Pilar	D (m)	L (m)	b (m)	< (grados)	< (radianes)	b* (m)	b* <sup>2/3</sup>	y (m)	y <sup>1/3</sup>	e (m)
1	1.6			14	0.244	1.6	1.368	6.78	1.893	<b>3.89</b>
2		2.1	1.1	14	0.244	1.575	1.354	5.08	1.719	<b>3.51</b>
3		6	1.3	14	0.244	2.713	1.945	3.76	1.555	<b>4.54</b>
4		6	1.3	14	0.244	2.713	1.945	3.65	1.540	<b>4.49</b>
5		6	1.3	14	0.244	2.713	1.945	3.11	1.460	<b>4.26</b>

La aplicación del método de Laursen modificado proporciona los resultados de la cuadro N° 4.21

*Cuadro N° 4.21.- Socavación en Pilares (m)*

Estructura	Socavación (m)
Pilar 1	3.9
Pilar 2	3.5
Pilar 3	4.6
Pilar 4	4.5
Pilar 5	4.3

De acuerdo a los cálculos las socavaciones locales en los pilares no superarán los 5 m.



## ➤ SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS

La socavación local en los estribos es la máxima erosión localizada que se manifestará debido a la presencia del estribo. Es el resultado de un proceso vorticoso provocado por la obstrucción del flujo.

Se ha calculado su valor mediante los métodos de Blench y Laursen Modificado.

- **Método de Blench**

El método de Blench toma en cuenta el caudal de diseño y la granulometría del material de fondo.

$$d = 0.7 (Q/f)^{1/3}$$

d : profundidad de socavación (m)

Q : descarga total (m<sup>3</sup>/s)

f : factor del sedimento

$$f = 1.76 \sqrt{D_{50}}$$

D<sub>50</sub> : Diámetro medio de partículas del lecho (mm).

- **Método de Laursen Modificado**

El método de Laursen Modificado toma en cuenta las características hidráulicas de la corriente en las inmediaciones del estribo.

$$\frac{e}{y} = 1.1 \left[ \frac{Q_o}{q_c y} \right]^2$$

Donde:

Q<sub>o</sub> = caudal interceptado por el estribo

q<sub>c</sub> = Caudal unitario en la franja del cauce menor próxima al estribo

y = Calado medio en la franja antes mencionada

Los resultados de la aplicación de los métodos de Blench y Laursen Modificado se muestran en el cuadro N° 4.22

Cuadro N° 4.22.- Comparación de Socavación Local en Estribos (m)

Método	Socavación (m)
Blench (D50 =76.2 mm)	4.68
Laursen Modificado	5.29

Se aprecia que los resultados son del mismo orden de magnitud. Se ha asumido una socavación local del orden de 5 metros.

#### ➤ SOCACACIÓN TOTAL

La socavación total potencial que se produciría en las cimentaciones resultaría de la adición de las socavaciones general y local en cada uno de los elementos. En el cuadro N° 4.23 se muestra los resultados.

Cuadro N° 4.23.- Socavaciones Totales

ELEMENTO	SOCACACION GENERAL (m)	SOCACACION LOCAL (m)	SOCACACION TOTAL (m)
Estribo Derecho	4.15	5.0	9.15
Pilares 1 y 2	4.15	4.0	8.15
Pilar 3, 4 y 5	3.7	4.6	8.3

Se aprecian que las socavaciones del estribo derecho y los pilares 1 y 2 superarán las profundidades de cimentación actuales.

#### ➤ CONCLUSIONES

- Dado que las socavaciones totales en la zona del estribo derecho y los pilares 1 y 2 superan la profundidad de las cimentaciones

actuales, por tal motivo en el proyecto final se han protegido con enrocado.

- Los pilares 3, 4 y 5 deberán ser proyectados a profundidades mayores de 8.3 m, y si no fuera así se protegerán con enrocado, lo cual se ha realizado en el proyecto final.

## 5.0 OBRAS DE PROTECCION DEL PUENTE FRANCO

### 5.1 Control de Erosión

Para poder resolver un problema de erosión involucra la elección de la correcta ubicación de la estructura hidráulica y las dimensiones de las aberturas entre pilas, en el caso de que el puente las tuviera.

La profundidad de erosión puede ser calculada usando todos los métodos disponibles aceptados y el valor medio puede ser usado en el diseño. Va a depender de la aplicabilidad del método empleado.

El flujo a través de cauces naturales aún no está descrito en términos de modelos analíticos, ha recibido relativamente poca atención.

La principal conclusión es que en las curvas es que incrementa radicalmente el coeficiente de transporte.

La protección de las estructuras de cruces se describe a continuación:

Tipos de Estructuras a ser protegidas:

- Pilares de puentes.
- Estribos de puentes
- Accesos y/o diques
- Diques guía
- Espigones.

#### 5.1.1 SISTEMAS DE PROTECCIONES RIBEREÑAS

##### ➤ Protección con Gaviones

Gavión, cesta de alambre galvanizado, recubierto con PVC o con aleación Zinc – Aluminio para mayor protección y relleno de canto rodado o piedra de cantera.

Se usa para encauzamiento de ríos, protección y defensa de márgenes, construcción de diques de regularización, de puentes y pasarelas provisionales, muros de contención en carreteras, caminos forestales, líneas férreas y obras que precisen contener tierras.

- **Características de las Obras**

No necesitan cimentación se adaptan al terreno, de fácil diseño, no necesitan mano de obra especializada, son flexibles, permeables, durables, son de rápido montaje y ecológicos por que logran una integración medioambiental con el entorno. Logran una vida útil de más de 40 años.

- **Características del Gavión**

Flexibilidad, porque está relleno con piedra sin cementante, esto le permite deformarse sin perder eficiencia, y permite desplazar una obra desde su base, ahorrando en excavaciones para cimentación. Permeabilidad, los intersticios del relleno permiten disipar la energía del agua y evitar la supresión hidrostática, dando ventajas contra la flotación o desprendimiento de la obra en el cauce. Se debe evitar la pérdida del suelo y posterior hundimiento de la estructura, esto se logra con un filtro granular o geotextil. Continuidad monolítica, los gaviones se amarran entre sí con alambre galvanizado y trabajan como una estructura, logrando resistencia al volteo, deslizamiento y fallas por un esfuerzo mayor al de diseño. Los gaviones comerciales son: tipo saco, tipo colchón: 0.20 a 0.30 m de altura y tupo caja: 0.50 a 1.50 m de altura.

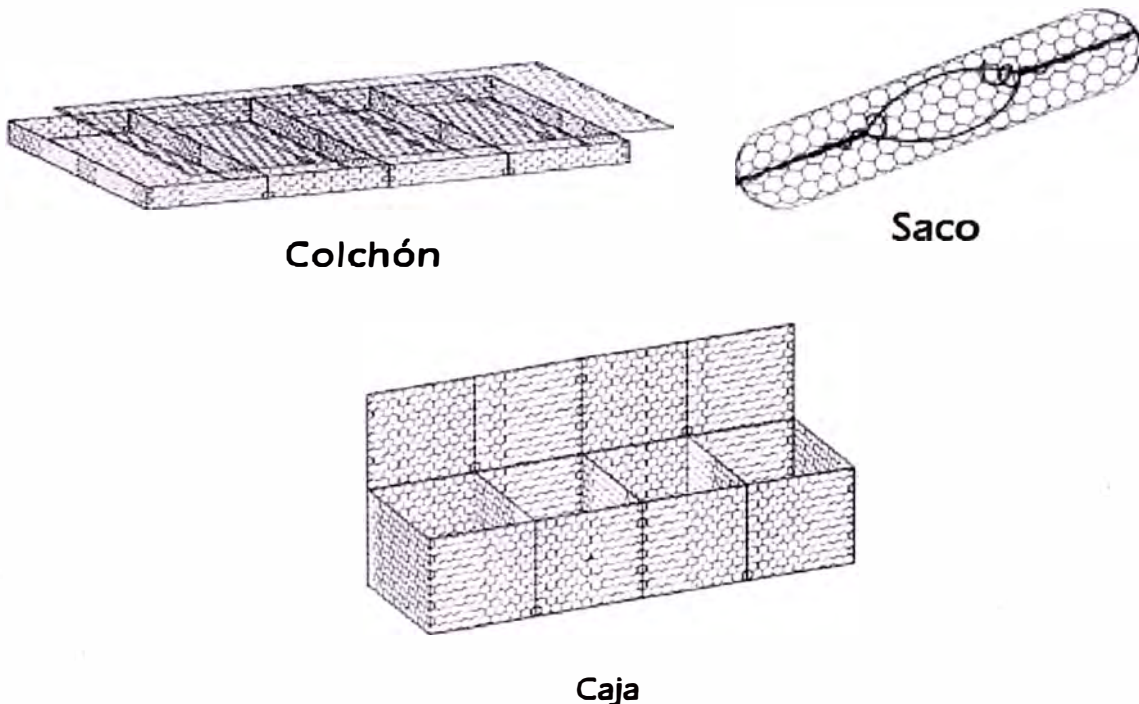


Fig. N° 5.01 : Tipos de Gaviones Comerciales

## ➤ Protección con Diques

Los diques son obras geotécnicas lineales, de material suelto modo de pequeñas presas que defienden un territorio contra la inundación y definen un cauce de avenidas. Emplea material del lugar y realiza básicamente movimiento de tierra, pero ocupa mucho espacio porque se construye con taludes suaves (1:3 – 1:4, V : H) y por tanto la base del dique es muy ancha . Su función es contener agua en movimiento unas horas o días. Es preferible construirlos con material homogéneo.

### ➤ Criterios de diseño:

- Seguridad contra desbordamientos: Dejar una sobre - elevación o borde libre (altura adicional de seguridad). Esta altura debe cubrir los errores en las estimaciones de nivel de agua, asentamiento, agrietamiento por secado, deformaciones por sismo, alteraciones en la corona del dique por el tráfico, influencias erosivas de viento y lluvia, etc.
- Seguridad contra filtración y tubificación: Para diques con alturas entre 3 y 5 m, con suelos de baja o media permeabilidad en la cimentación, suelos finos y arenosos, compactados.
- Seguridad contra erosión de taludes y corona: Las superficies externas deben asegurarse contra la erosión debido a las velocidades máximas del flujo.
- Seguridad por falta de impermeabilidad: Se protege con un recubrimiento de material inerte o de hierbas, pero no de vegetación mayor por el peligro que suponen las raíces.
- Seguridad contra el deslizamiento: Se dan unos factores mínimos para cada tipo de condición:
  - a) FS= 1.30 para el nivel normal de agua en río
  - b) FS= 1.15 para el nivel máximo de agua en río
  - c) FS= 1.15 para el descenso rápidamente del nivel de agua en río
  - d) FS= 1.05 para el sismo y nivel de agua en río

### ➤ Protección con enrocado

El enrocado es el material más usado en la ingeniería fluvial. Su estabilidad se debe al peso de la roca y a su superposición. Con enrocado se construyen estructuras cuyo funcionamiento es por gravedad entre ellos espigones y diques longitudinales. El mayor uso de enrocado es como revestimiento protección o defensas de otra estructura. Una ventaja más es su flexibilidad como conjunto ante los procesos de erosión del cauce.

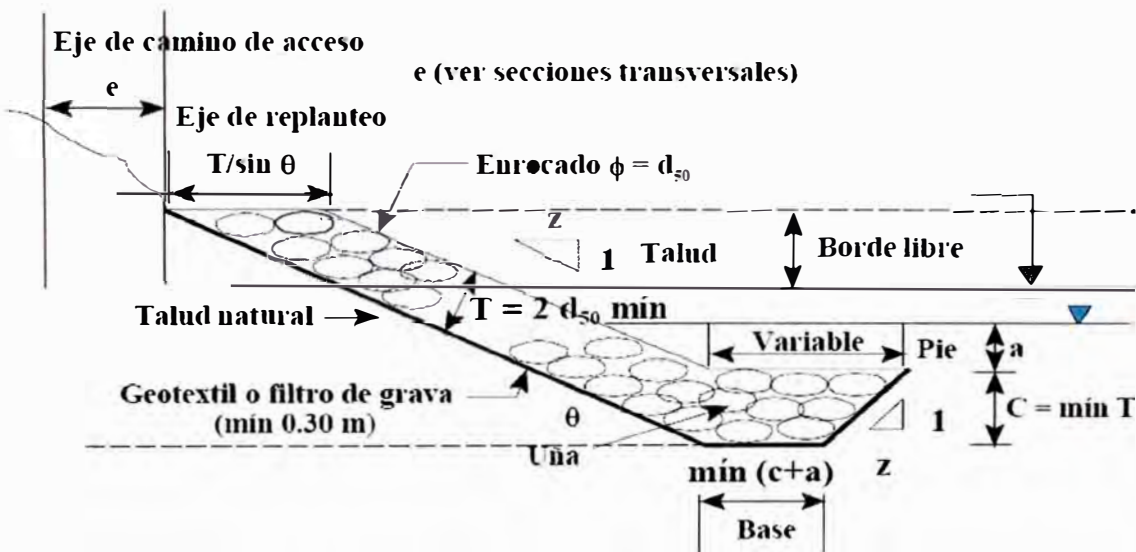


Fig. N° 5.02 : Enrocado

En el diseño de un enrocado, se debe prestar especial atención a la erosión del lecho junto al talud.

La efectividad de esta protección depende del espesor del recubrimiento. Como criterio práctico un enrocado debe estar formado por al menos dos capas de elementos.

Esta protección necesita un filtro para evitar la pérdida de suelo bajo este; esta pérdida ocasiona hundimiento en la protección. Se usan filtros granulares o sintéticos: geotextil o geomantas. El talud natural de una protección con enrocado está entre 1:1 y 1:2 (V:H). Por lo general el factor de seguridad para el diseño de enrocados es igual 1.5.

### ➤ **Protección con Espigones.**

Los espigones pueden ser de enrocado o de gaviones, son usados para la protección de riberas contra la erosión.

La distancia entre espigones es del orden de 3-4 veces su longitud, lo que corresponde a ángulos de dispersión  $\alpha=15^\circ$  aproximadamente.

La desventaja de este sistema de protección es que no puede construirse sobre suelo de poca resistencia debido a que la obra podría resultar seriamente dañada por los desbordes durante la avenida.

### **5.1.2 Diseño de enrocados**

Existe varios métodos para el diseño de enrocado que protege un talud contra la acción erosiva del agua.

#### ➤ **Método de Estabilidad de Momentos (o factor de seguridad)**

Existen ocasiones en las cuales las líneas de corriente no son paralelas al río, como en el flujo debajo de un puente, en el cual ocurre tanto una depresión en el nivel del agua como un acercamiento entre las líneas de corriente. En el caso de los taludes de un estribo hay dos puntos críticos que se toman en cuenta para el diseño del enrocado, pero se escoge el que resurte en el mayor tamaño. Debido a que se desea emplear un proceso constructivo simple, se escoge solo un tipo de enrocado para evitar confusión entre los operarios. El método del factor de seguridad se ha derivado en base a los conceptos de momentos alrededor del punto de apoyo de una roca que se apoya en otra.

En las inmediaciones de un estribo, las líneas de corriente cambian rápidamente y se aplican procedimientos más exactos que el método de velocidades para calcular el tamaño de los elementos protectores. En principio las líneas de corriente no son horizontales. Por el contrario, el ángulo con respecto a la horizontal es mayor que cero y es igual a  $\lambda$ . Las siguientes fórmulas se han aplicado en el cálculo de los elementos de protección.



$$\beta = \tan^{-1} \left\{ \frac{\cos(\lambda)}{\frac{2 \sin \theta}{n_0 \tan \phi} + \sin(\lambda)} \right\} \quad \text{Ec. 5.01}$$

$$\eta = \frac{21\tau}{(\gamma_s - \gamma_w)d_{50}} \quad \text{Ec. 5.02}$$

$$\eta_1 = \eta \left( \frac{1 + \sin(\lambda + \beta)}{2} \right) \quad \text{Ec. 5.03}$$

$$SF_0 = \frac{\cos \theta \tan \phi}{\eta_1 \tan \phi + \sin \theta \cos \beta} \quad \text{Ec. 5.04}$$

- **Diseño de Enrocado para el Talud**

Considerando que la diferencia de los niveles de aguas arriba del puente y aguas abajo del puente es  $\Delta h$ , la aceleración de la gravedad es  $g$  y el coeficiente de velocidad, es  $\alpha$ , la velocidad  $V_d$  al pasar por el estribo es :

$$V_d = \sqrt{\alpha V_1^2 + 2g\Delta h} \quad \text{Ec. 5.05}$$

El cociente de la velocidad de referencia con respecto a  $D_v$ ,  $V_r/V_d$  se estima en base a un gráfico que obtuvo Lewis en 1972. En base a la velocidad de referencia  $V_r$  se determina  $\lambda$ . El ángulo  $\lambda$  se determina en base al cociente de la pérdida de nivel de agua con respecto a la longitud del estribo  $\Delta h/L_a$ .

$$\eta = \frac{0.2V_r^2}{(S_s - 1)gd_{50}} \quad \text{Ec. 5.06}$$

$V_r$  es la velocidad de referencia,  $S_s$  es la gravedad específica de la partícula que asume es igual a 2.65. La aceleración de la gravedad es  $g$  y  $d_{50}$  es el tamaño de la esfera equivalente a la partícula cuyo peso impide la resistencia al movimiento. En las siguientes formulas  $\theta$  es la pendiente del talud y SF es el factor de seguridad. En diseño de enrocados el factor de seguridad es aproximadamente 1.5

- **Diseño de enrocado para el talud**

En el pie de talud, el ángulo  $\lambda$  es aproximadamente igual a cero, debido a que el lecho del río fuerza a las líneas de corriente a discurrir paralelas al mismo. Se logran las siguientes simplificaciones :

$$\beta = \tan^{-1} \left( \frac{\eta \tan \phi}{2 \sin \theta} \right) \quad \text{Ec. 5.07}$$

$$\eta' = \eta \left( \frac{1 + \sin \beta}{2} \right) \quad ; \quad S_m = \frac{\tan \phi}{\tan \theta}$$

$$\eta = \frac{0.3 V_r^2}{(S_s - 1) g d_{50}} \quad \text{Ec. 5.08}$$

$V_r$  es la velocidad al pie del talud,  $V_t$  Esta función de la velocidad media y  $dAh/K$  a, según Lewis (1972).

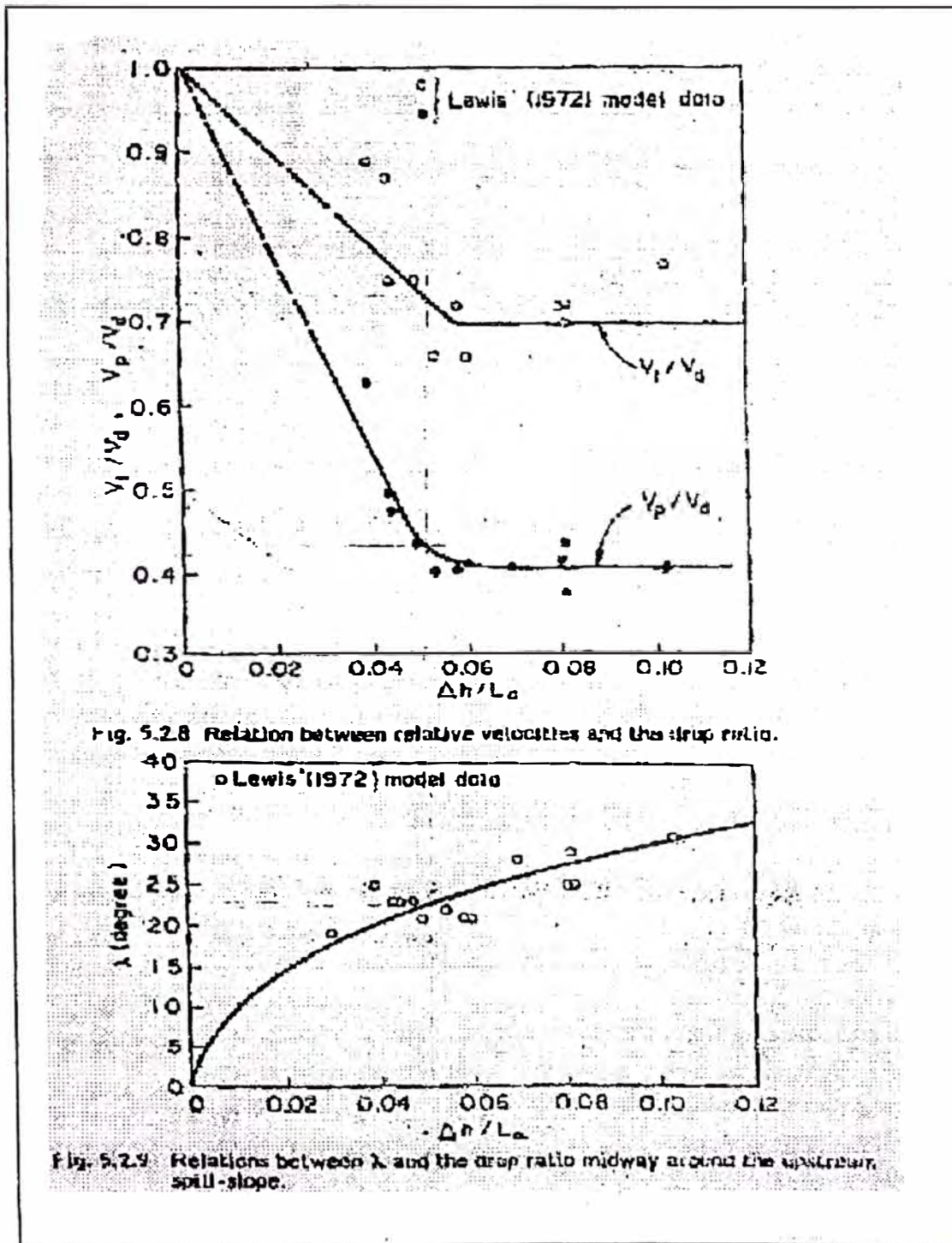


Fig. 5.28 Relation between relative velocities and the drop ratio.

Fig. 5.29 Relations between  $\lambda$  and the drop ratio midway around the upstream spill-slope.

Fig. 5.03 : Gráficos de Lewis

- **Diseño del Filtro**

El filtro es usado tanto para diques como en enrocados, su fin es el de evitar que los materiales finos del cuerpo de protección sean expulsados a través de las aberturas de las rocas grandes, lo que debilitaría la estructura de protección. Cuando el filtro es gravoso se recomienda que cumplan las siguientes condiciones :

Primero se comprueba si se necesita el filtro para proteger la base :

$$\frac{d_{50} (\text{filtro})}{d_{50} (\text{base})} < 40 \quad \text{Ec. 5.09}$$

$$5 < \frac{d_{15} (\text{filtro})}{d_{15} (\text{base})} < 40 \quad \text{Ec. 5.10}$$

$$\frac{d_{15} (\text{filtro})}{d_{85} (\text{base})} < 5 \quad \text{Ec. 5.11}$$

Luego se determinan las dimensiones del filtro con respecto al enrocado:

$$\frac{d_{50} (\text{enrocado})}{d_{50} (\text{filtro})} < 40 \quad \text{Ec. 5.12}$$

$$5 < \frac{d_{15} (\text{enrocado})}{d_{15} (\text{filtro})} < 40 \quad \text{Ec. 5.13}$$

$$\frac{d_{15} (\text{enrocado})}{d_{85} (\text{filtro})} < 5 \quad \text{Ec. 5.14}$$

## 5.2.- DISEÑO DE MEDIDAS DE PROTECCION

El diseño de las medidas de protección del puente toma en cuenta los parámetros hidráulicos calculados en las secciones previas y también la dinámica fluvial del río Tumbes en la sección de estudio.

### 5.2.1.- CONCEPCIÓN DE LAS MEDIDAS DE PROTECCION

Asimismo, de acuerdo a los cálculos realizados en las secciones anteriores se aprecia que las socavaciones totales que ocurrirían para la avenida de diseño podrían poner en peligro el estribo y los pilares existentes.

Por lo expuesto anteriormente se plantea el un esquema de protección que considere:

- Protecciones de enrocados a los pilares existentes a fin de atenuar la socavación local que se produciría durante las máximas crecidas.
- Un dique guía que permita orientar el flujo hacia la abertura principal y que permita defender el terraplén de acceso de eventuales desplazamientos laterales del cauce principal.

### 5.2.2.- DIMENSIONAMIENTO DE PROTECCIONES DE ENROCADO

Se ha realizado dimensionamiento del enrocado de protección de acuerdo a los métodos del Departamento de Transportes de los Estados Unidos.

#### • DIAMETRO MEDIO

##### ➤ Para la Protección del Dique Guía

$$D_{50} = \frac{0.001 \cdot V_a^3}{d_{avg}^{0.5} \cdot K_1^{1.5}}$$

Donde:

$D_{50}$  = Tamaño medio de las partículas del enrocado

$C =$  Factor de corrección

$$C = C_{ag} * C_{sf}$$

Donde:

$$C_{ag} = \frac{2.12}{(S_s - 1)^{1.5}}$$

Donde:  $S_s$  : Peso específico del material del enrocado.

$$C_{sf} = \left( \frac{SF}{1.2} \right)^{1.5}$$

Donde: SF : factor de estabilidad, tomado del cuadro

Cuadro N° 5.01.- Guía para la selección del factor de estabilidad

Condición	Rango del factor de estabilidad
Flujo uniforme, tramos rectos o medianamente curvos	1.0 – 1.2
Flujo gradualmente variado, curvatura moderada	1.3 – 1.6
Flujo rápidamente variado, flujos de alta turbulencia, flujo de turbulencia mixta en estribos de puentes.	1.6 – 2.0

$V_a =$  Velocidad promedio en el canal principal (ft/s (m/s))

$d_{avg} =$  Profundidad de flujo promedio en el canal principal

$K_1 =$  Se describe a continuación

$$K_1 = \left[ 1 - \left( \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \phi} \right) \right]^{0.5}$$

$\theta$  : Ángulo del banco con la horizontal.

$\varphi$  : Ángulo de reposo del material de enrocado.

➤ **Para la Protección de los Pilares**

$$D_{50} = \frac{1}{2} \frac{1.384 V^2}{(s-1)2g}$$

• **TAMAÑOS CARACTERÍSTICOS DEL ENROCADO DE PROTECCION**

De acuerdo a las recomendaciones de Simons y Senturk:

- La relación entre el tamaño máximo de la roca y el  $d_{50}$  debe ser aproximadamente igual a 2, entonces:  $D_{max} = 2 D_{50}$
- La relación entre el  $d_{50}$  y el  $d_{20}$  debe ser aproximadamente 2, entonces:  $D_{20} = D_{50}/2$

• **RESULTADOS OBTENIDOS**

La aplicación de las metodologías arriba descritas conducen a los resultados del cuadro N° 5.02

*Cuadro N° 5.02.- Diámetros mínimos de las piedras de protección (m)*

ELEMENTO	D50	DMAX	D20	DMIN
<b>Terraplén del muro guía</b>				
Porción Superior	0.80	1.60	0.40	0.30
Porción Inferior	1.60	3.20	0.80	0.30
<b>Pilares</b>	1.0	2.0	0.50	0.30

Los diámetros son mayores en el cauce principal debido a las mayores exigencias hidráulicas a las que se verá expuesto el material de fondo.

Se verifica que los resultados obtenidos están en el orden de magnitud con los obtenidos por RIVERCO y el Ing. Roberto Campaña.

## CONCLUSIONES

- La avenida de diseño para el periodo de retorno de 100 años asciende a 4393 m<sup>3</sup>/s, tomado del estudio del Ing. Roberto Campaña Toro.

- Durante la ocurrencia de la avenida de diseño se presentarán las siguientes características del flujo:

Tirante máximo bajo el tablero del puente	5.8 m
Velocidad del flujo en el puente.	5.83 m/s
Tirante máximo aguas arriba del puente	6.33 m

- La profundidad de socavación general durante la avenida de diseño estará en el orden de los 4.15 metros.

- Las profundidades de socavación local en los pilares y estribos estarán en el orden de 5 metros.

- Las profundidades de socavación total en pilares y estribos estarán en el orden de los 9 metros.

- Se recomienda que las cimentaciones del puente se profundicen por debajo de la máxima socavación total esperada, en caso de no ser posible se protegerá con un enrocado a nivel de la socavación general.

- Se ha previsto el diseño de un dique guía a fin de orientar el flujo a que atraviese el puente de manera perpendicular a la abertura evitando así una mayor sobre-elevación aguas arriba del puente.

- Los estudios del ingeniero Néstor Romero proporcionan socavaciones menores a los calculados por RIVERCO y el Ing. Roberto Campaña, considerar un caudal diseño menor al actual.

- Los estudios realizados por RIVERCO plantean los pilares a una profundidad de 11.50 mayor a la calculada por el estudio del Ing. Roberto Campaña que es de 9 m debido al diferente caudal de diseño adoptado, tal como se muestra en el cuadro.



ESTUDIO HIDROLOGICO	PERIODO DE REGISTRO	MAXIMA AVENIDA P.R. 100 AÑOS
		RESULTADOS
Ing. Nestor Romero (1995)	1963-1994	3,270.04
Ing. Carlos Morales (1998)	1951-1968	5,281.70
SENAMHI	1966-1998	2,630.38
RIVERCO (2000)	1963-1998	5,300.00
Ing. Roberto Campaña (2005)	1964-1999	4,393.00

## RECOMENDACIONES

- Tener en cuenta la recurrencia de eventos extremos como el Fenómeno El Niño en el dimensionamiento de obras de infraestructura ubicados al norte del país.
- Minimizar las actuaciones en los cursos fluviales
- Evitar estrechamientos excesivos de cauces.
- Proveer formas hidrodinámicas a las estructuras en cauces fluviales.
- Diseñar los trazos de carreteras previendo las futuras evoluciones en planta de los cursos fluviales.
- Las medidas de protección deben sustentarse en un entendimiento adecuado de los mecanismos de desarrollo y causas de los procesos morfológicos.
- Los estudios de vías de transporte deben incluir estudios de impacto ambiental que tomen en cuenta los efectos sobre los ecosistemas fluviales.

## BIBLIOGRAFIA

1. Arcement V G.. Schneider, US. Geological Survey Water Supply Paper 2339-1989 GUIDE FOR SELECTING MANNINGS'S ROUGHNESS COEFFICIENTS FOR NATURAL CHANNELS AND FLOOD PLAINS
2. Campaña Toro R. (2005) ESTUDIO DE OBRAS DE PROTECCIÓN DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DEL PUENTE FRANCO
3. Cerda Canelo, Dino (2004) ESTUDIO HIDROLOGICO Y DE HIDRAULICA FLUVIAL CON FINES DE CIMENTACION DEL PUENTE NIEVA DEPARTAMENTO DE AMAZONAS CARRETERA REPOSO-SARAMERIZA KM 196+752
4. Federal Highway Administration, (2001), HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR NO. 18
5. French Richard H. (1985), Mc Graw Hill Co. OPEN CHANNEL HYDRAULICS
6. RIVERCO S.R.L, (2000) REVISIÓN Y COMPLEMENTACIÓN DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO DEL PUENTE FRANCO
7. Rocha Felices Arturo, 1ra Edición (1998) INTRODUCCIÓN A LA HIDRÁULICA FLUVIAL
8. Romero Ramirez Nestor, (1995) ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE FRANCO
9. Simona Fuat Senturk D. B., Water Resources Publications, 1976, SEDIMENT TRANSPORT TECHNOLOGY
10. Ven Te Chow, David R. Maidment, Larry W. Mays (1994), , McGraw Interamericana HIDROLÓGICA APLICADA
11. Vide Juan P. Martin, Alfaomega Grupo Editor S.A. (2001) INGENIERIA DE RIOS
12. Wallengford-England 1983 Hydraulics Research, HYDRAULICS FACTORS IN BRIDGE DESING.

## **ANEXOS**

**ANEXO A** PRECIPITACIONES ESTACION EL TIGRE

**ANEXO B** DESCARGA MEDIAS MENSUALES

**ANEXO C** DESCARGAS MAXIMAS PARA PERIODO DE RETORNO DE 100  
AÑOS

**ANEXO D** DESCARGAS MÁXIMAS CALCULADAS PARA EL PUENTE  
FRANCO

**ANEXO E** ESTUDIO HIDRAULICO DE RIVERCO

**ANEXO F** PLANOS

## ANEXO A

### PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS 1964 - 1999

#### ESTACIÓN EL TIGRE

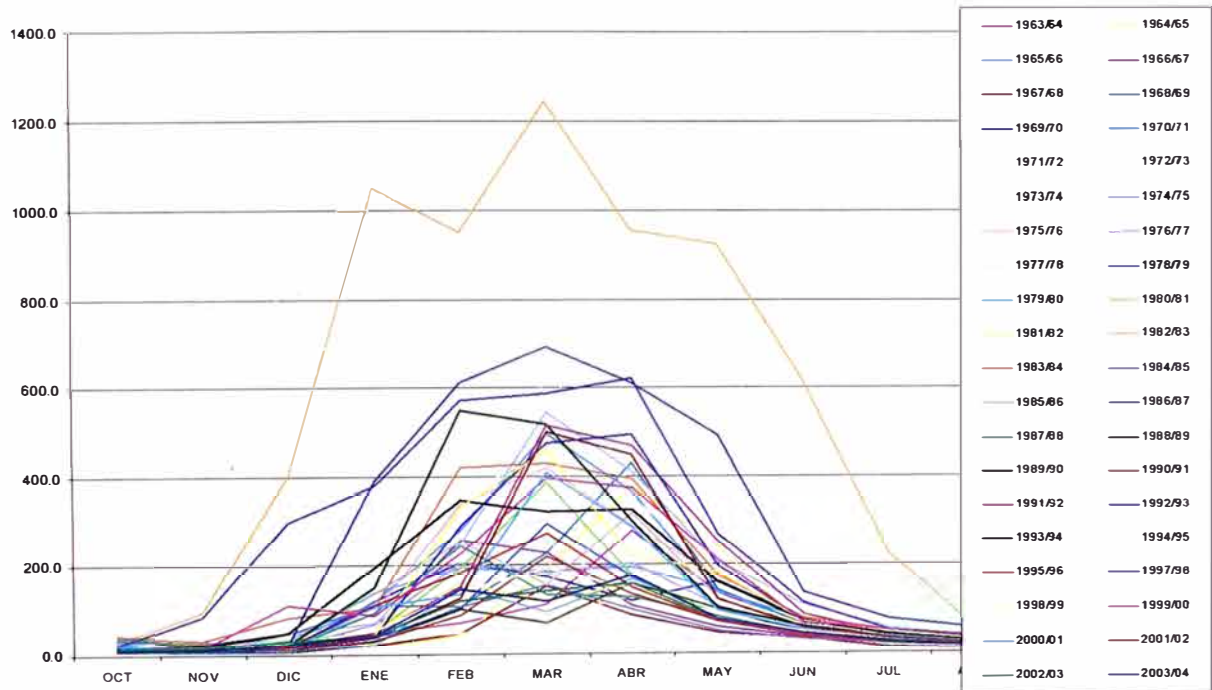
Lat: 03°46'01" Long: 80°27'01" Altitud: 40 m.s.n.m

AÑO	Precipitación Máxima 24 horas
1964	14.5
1965	40.0
1966	20.0
1967	36.2
1968	1.1
1969	47.2
1970	35.0
1971	40.0
1972	41.9
1973	30.6
1974	10.5
1975	30.2
1976	40.7
1980	25.3
1983	40.8
1984	40.1
1985	16.0
1986	37.6
1987	46.8
1988	10.1
1989	39.7
1990	12.5
1991	21.3
1992	48.4
1993	44.8
1994	47.7
1995	44.4
1996	19.2
1998	220.0
1999	111.8

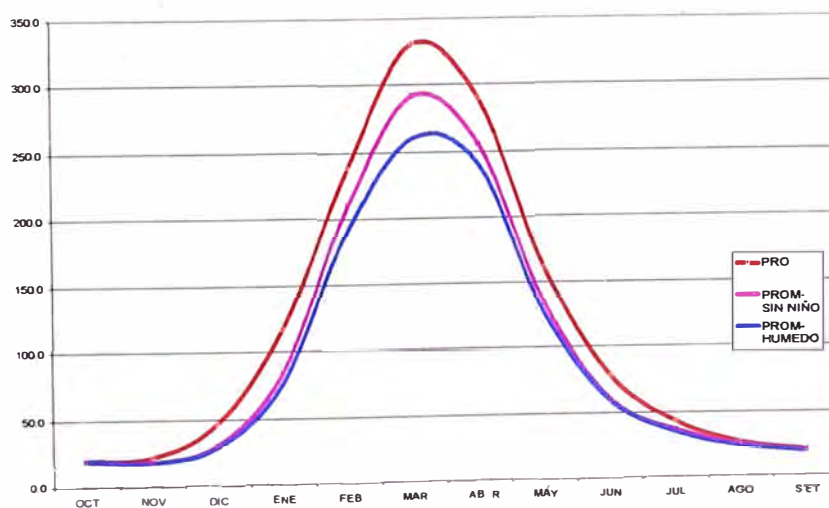
FUENTE: PROYECTO BINACIONAL PUYANGO – TUMBES

**ANEXO B**

**Gráfica B.1.- Descargas Medias Mensuales medidas en la estación El Tigre para el periodo 1963/64 – 2003/04.**



**Gráfica B.2.- Descargas Medias Mensuales promedio para la estación El Tigre**



### ANEXO C

**Tabla C.1.- Descargas Máximas estimadas para la estación El Tigre para el período de Retorno de 100 años con Diferentes Distribuciones Probabilísticas.**

Estación	Periodo de registro	Años de registros	Análisis de Frecuencia			
			Log Normal 2 parámetros	Pearson III	Log Pearson III	Gumbel
El Tigre	1979 - 2004	26	5561	4000	5267	4287
El Tigre sin considerar años Niño	1979 - 2004	24	4725	3384	4520	3737

**Tabla C.2.- Descargas Máximas Totales calculadas para diferentes periodo de retorno en las Quebradas que descargan el río Tumbes en el Tramo Estación El Tigre – Puente Franco.**

Periodo de retorno (Años)	Caudales Máximos (m <sup>3</sup> /s) : Quebradas Intermedias			Descarga Total (m <sup>3</sup> /s)
	Quebrada Higuerrón	Quebrada Angostura	Quebrada Vaquería	
2	2	6	2	10
5	16	65	15	96
10	39	155	36	230
50	166	565	154	885
100	247	872	235	1354
200	367	1272	345	1984

**ANEXO D**

**Tabla D.1.- Descargas Máximas transpuestas para el Puente Franco para la Distribución Gumbel**

<b>TR (años)</b>	<b>El Tigre Qmax (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Puente Franco Qmax (m<sup>3</sup>/s)</b>
5	2126	2179
10	2649	2715
20	3151	3229
50	3800	3894
100	4287	4393
200	4772	4890
500	5412	5546
1000	5895	6041

**Tabla D.2.- Descargas Máximas calculadas para el puente Franco**

<b>Periodo de retorno (años)</b>	<b>El Tigre Qmax (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Quebradas Intermedias Qmax (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Puente Franco Qmax (m<sup>3</sup>/s)</b>
5	2126	96	2222
10	2649	230	2879
50	3800	885	4685
100	4287	1354	5641
200	4772	1984	6756



## **ANEXO E ESTUDIO HIDRAULICO REALIZADO POR RIVERCO**

# REVISION Y COMPLEMENTACION DEL ESTUDIO HIDROLOGICO

## 1. INTRODUCCION

A efectos de cumplir con los Términos de Referencia del presente estudio, en esta oportunidad se ha procedido a revisar y evaluar los estudios anteriores, relacionados con los aspectos de Hidráulico Fluvial del Río Tumbes, para luego recomendar los parámetros de diseño que deberán ser considerados en el nuevo dimensionamiento del Puente Franco.

De esta manera se han ejecutado una serie de evaluaciones técnicas al respecto, que se describen en el presente informe.

## 2. HIDROLOGIA

Los estudios anteriores revisados y relacionados con la determinación de la avenida de diseño, fueron elaborados por el Ing. Néstor Romero Ramírez en Octubre de 1995 y por el Ing. Carlos Morales C. en Agosto de 1998.

Luego de su evaluación, se puede indicar que cada estudio utilizó como información base, datos de estaciones hidrológicas diferentes y periodos de registros también diferentes.

El Ing. Romero utiliza en su estudio información de la estación El Tigre para el periodo 1963 - 1994. Luego aplica la función de distribución tipo Gumbel, obteniendo una máxima avenida de  $3,270.04 \text{ m}^3/\text{seg}$  para un periodo de retorno de 100 años.



Por otro lado, el estudio elaborado por el Ing. Carlos Morales utiliza información de estudios anteriores para el periodo 1951 al 1968, controlados en la estación Puente Tumbes. Luego utilizando, también la función de distribución tipo Gumbel, obtiene una máxima avenida de 5,281.70 m<sup>3</sup>/seg para un periodo de retorno de 100 años.

El Consultor, con el objeto de compatibilizar ambos estudios, solicito al SENAMHI información oficial de Descargas Máximas Media Mensual (Estación Tigre), copia de la cual se adjunta en los Anexos. Esta información se ha extrapolado siguiendo diferentes funciones de distribución, habiéndose establecido a la función Gamma – Dos parámetros como la de mayor ajuste, arrojando un valor muy reducido de solo 2,630 m<sup>3</sup>/seg. para un periodo de retorno de 100 años.

El siguiente Cuadro muestra en resumen las máximas avenidas evaluadas en cada caso.

**Cuadro Resumen**  
**Descargas en m<sup>3</sup>/seg.**

Estudio Hidrológico	Período de Registro	Máxima Avenida	
		Período de Retorno 100 años	
		Resultados Anteriores.	Nueva Evaluación
Ing. Néstor Romero (1995)	1963 – 1994	3,270.04	3,873.92
Ing. Carlos Morales (1998)	1951 -- 1968 (Est. Pte. Tumbes)	5,281.70	5,734.15
SENAMHI	1966 – 1998 (Est. "El Tigre")	-----	2,630.38

El análisis y los resultados de cada una de las nuevas evaluaciones se acompaña en los Anexos del estudio.

Complementariamente, se sabe también que el Proyecto Binacional Puyango – Tumbes, ha estimado una Máxima Avenida de 4,764.30 m<sup>3</sup>/seg. para un periodo de retorno de 100 años en la estación de afloros El Tigre, ubicada aguas arriba del emplazamiento del Puente Franco. Dicha estación, controla una área de cuenca de 4,380 km<sup>2</sup> y presenta un registro histórico de 3,712.50 m<sup>3</sup>/seg.



Si hasta la zona del Puente Franco se estima un área de cuenca mayor a los 5,000 Km<sup>2</sup>, la avenida de diseño proyectada para 100 años de periodo de retorno, deberá ser mayor al registro histórico indicado de 3,712.50 m<sup>3</sup>/seg.

De otro lado, se puede inferir también que el análisis realizado utilizando la información "Oficial" que fuera del SENAMHII completamente sesgado, por lo que dicha evaluación no se puede tomar en cuenta para los efectos del presente estudio.

Si bien es cierto que los resultados del análisis que utiliza la información correspondiente al periodo 1951 - 1968 arroja una avenida de 5,281.70 m<sup>3</sup>/seg. y que, cuando se utiliza como función de distribución de mayor ajuste a la distribución Pearson III se obtiene un valor de 5,734.15 m<sup>3</sup>/seg, para efectos del presente estudio y por todo lo expuesto anteriormente, se recomienda considerar una avenida de diseño de 5,300 m<sup>3</sup>/seg. en la concepción y diseño del Puente Franco.

### 3. HIDRAULICA FLUVIAL

#### 3.1. Determinación de Ancho Estable

Para la determinación de este parámetro se ha aplicado la teoría del régimen estable o de BLENCH según la siguiente relación.

$$B = \left( \frac{F_b Q}{F_s} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

B = Ancho Estable o de Equilibrio (ft)

Q = Avenida de Diseño 186,067 ft<sup>3</sup>/seg.

Fs = Factor de Orilla (Materiales sueltos : 0.1)

Fb = Factor de Fondo (Material grueso : 1.2)



Reemplazando valores :  $B = 1494.25 \text{ ft}$

$$B = 456.40 \text{ m}$$

Aplicando el criterio de FARRADAY

$$B = 14 Q^{0.5} D_{50}^{0.25} F_s^{-0.5}$$

Donde:

$$Q = 5,300 \text{ M}^2/\text{seg.}$$

$$D_{50} = 1.9 \text{ mm.}$$

$$F_s = 0.1$$

$$B = 644.6 \text{ m.}$$

Ambos métodos determinan que para el tramo del río Tumbes en estudio el ancho estable recomendado es de 550 m en promedio.

Este valor involucraría proyectar el nuevo Puente Franco para una luz de 550 m.


Por ser esta una solución antieconómica, se deberá establecer un ancho menor que implique la presencia de socavación en el lecho y erosión en ambas márgenes, los que deberán ser controlados mediante una cimentación adecuada tipo pilotaje para controlar la socavación y protección de la margen derecha mediante la conformación de un dique de enrocado.

Con la finalidad de establecer la nueva luz del puente, se han elaborado dos curvas que relacionan el Ancho de Cauce vs Velocidad y Ancho de Cauce vs Tirante de Agua, cuyos puntos de inflexión, en ambos casos, se produce aproximadamente sobre los 240 m. de ancho de cauce. Ver Láminas N° 01 y 02 de los anexos.

Esto refleja que, tanto la velocidad como los tirantes de agua, se incrementan significativamente para anchos de cauce menores a este valor.



RIVERCO S. R. L.

  
Eduardo Rivera Reyes  
GERENTE GENERAL

En nuestro caso considerando que el estribo de la margen izquierda lo constituye una formación litológica estable y que sobre la margen derecha se instalará una protección de enrocado, se establece que 240 m. es la luz mínima necesaria que deberá ser considerada a fin de evitar erosiones de riesgo en el Puente proyectado.

El tirante necesario para esta nueva sección, calculado mediante la aplicación de la fórmula de Manning es de 5.98 m, que es coincidente con la altura libre que presenta el puente actual.

Los cálculos hidráulicos aparecen en el Cuadro N° 1 de los Anexos.

### 3.2. Socavación General

Para determinar la socavación se ha utilizado el método de Lischivan - Lebediev que es ampliamente utilizado para cauces naturales con arrastre.

Este método se basa en determinar la condición de equilibrio entre la velocidad de la corriente que tiende a erosionar al material y el material que requiere una cierta velocidad para ser erosionado.

$$H_s = \left[ \frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.68 \beta d m^{0.25}} \right]^{1/1.1}$$

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

Donde:

$H_0$  = Profundidad Inicial

$Q_d$  = Caudal de Diseño

$B_e$  = Ancho de Cauce

$\mu$  = Coeficiente Contracción (0.98)



*[Handwritten signature]*

$d_m$  = Diámetro medio de partículas (1.8 mm.)

$$\frac{1}{1+x} = \text{Exponente de Granulometría (0.71)}$$

B = Coeficiente de Frecuencia (0.98)

Reemplazando Valores se obtiene:

$$\alpha = 1.14$$

Luego:

$$H_s = 10.15 \text{ m}$$

Entonces la profundidad de socavación general (SG) será:

$$S.G = H_s - H_m$$

$$S.G = 4.17 \text{ m}$$

### 3.3. Socavación Local

Los pilares de Puentes, como elementos extraños dentro de la corriente producen una socavación debido a la aparición de corrientes secundarias y vórtices complejos al chocar el flujo contra ellos.

Es importante tener en cuenta que esta socavación o erosión local se adiciona a la degradación del lecho general (socavación general). Para obtener la socavación total en su sección de influencia.

Para el caso de lechos arenosos, con flujo sub crítico y pilares de sección circular la profundidad de socavación  $Y_s$  se puede calcular mediante la relación siguiente:

$$\frac{Y_s}{Y} = 2 \left( \frac{D}{Y} \right)^{0.65} Fr^{0.45}$$



Donde:

$D =$  Diámetro del pilar (4.50 m)

$Y =$  Tirante (5.98 m)

$Fr =$  Número de Froude (0.48)

Reemplazando Valores:

$Y_s = 7.24$  m

Según el criterio de SHEN II

$$Y_s = 1.17 V^{0.62} D^{0.62}$$

Donde:

$V =$  Velocidad de Flujo

Entonces:

$Y_s = 10.41$  m

Aplicando la Teoría de LAURSEN se tiene:

$$Y_s = 1.11 Y^{0.5} D^{0.5}$$

Luego:

$Y_s = 5.89$  m

Por otro lado, tratándose de una cimentación compuesta por una zapata de cimentación superior de 4.5 m. de ancho por 2 m. de profundidad, monolíticamente anclada sobre un pilotaje inferior, constituido por tres hileras de pilotes de 0.355 m. de diámetro cada uno, se ha procedido a verificar la socavación local para esta sección inferior aplicando los mismos criterios anteriores, habiéndose obtenido los siguientes resultados:

I.  $Y_s = 2.84$  m.

II.  $Y_s = 3.96$  m.

III.  $Y_s = 2.79$  m.





Por consiguiente, para la sección compuesta, zapata – pilotes se ha establecido como profundidad de socavación local, al promedio de los valores obtenidos para ambas condiciones  $Y_s = 5.52$  m.

Como se sabe:

Socav. Total = S.G. + S.Local

Socav. Total = 9.69 m.

Aplicando un Factor de Seguridad de 1.2, se recomienda que el hincado de los pilotes deberá anclarse a más de 11.50 m de profundidad.

#### 4. OBRAS DE ENCAUZAMIENTO

Con los resultados obtenidos en los acápite anteriores se han llevado a cabo algunas alternativas de muros, deflectores, diques de encauzamiento y otros, con la intención de orientar los flujos en época de avenida hacia los vanos libres del Puente proyectado.

Para tal efecto, se ha estudiado la gran variabilidad del cauce del río Tumbes en la zona de estudio, a través de fotografías aéreas, cartas, mapas y el levantamiento topográfico actual. En la Lámina N° 03 se puede apreciar la gran variabilidad del cauce del río y completamente divagante en el tramo aguas arriba del Puente Franco que en algunos casos llega hasta 800 m, de corrimiento lateral en planta.

Es necesario indicar también que a la fecha en la zona del proyecto se ha conformado un acceso desde la margen derecha del valle que consiste en un terraplén de altura variable (5 m.) compuesto con material de préstamo en el que se incluye algunas alcantarillas y el pontón Franquito.



Como ya se explico anteriormente las características geomorfológicas del Río Tumbes hacen muy difícil su control sobre todo en épocas de avenidas, como por lo que cualquier obra de encauzamiento, diques de protección o deflectores que se proyecten aguas arriba del puente, no garantiza un efectivo encauzamiento hacia el cauce debajo del puente proyectado y además; representaría un elevado costo la ejecución de las obras propuestas en estudios anteriores.

En el presente estudio se propone utilizar el acceso al Puente existente, una vez corregido el trazo para la nueva luz de 240 m. que servirá como dique deflector a todo lo ancho del cauce, para lo cual se le proveerá de un enchape de enrocado tal como aparece en los planos respectivo.

La sección típica deberá alcanzar por lo menos la cota de 25.14 m.s.n.m.

La sección típica de este dique tendría un talud  $z=1.75$  en el parámetro aguas arriba protegido, con roca de diámetro promedio de 1 m. La uña de cimentación o dentellón deberá tener una profundidad de 3.5 m máximo variable a todo lo largo del dique.

El enrocado deberá apoyarse sobre un relleno o filtro de 20 cm. de espesor promedio y éste a su vez, sobre un geotextil de 400 gr/m<sup>2</sup> de peso. Asi mismo, el talud aguas abajo tendrá un talud de  $z=1.75$  y deberá estar protegido por una cobertura vegetal (gramíneas) propias de la zona.

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Luego de la evaluación y compatibilización de los estudios hidrológicos revisados para el presente estudio, se recomienda considerar una avenida de diseño de 5,300 m<sup>3</sup>/seg. Para la concepción y diseño del Puente Franco.



RIVERCO S. R. L.  
Ing. Eduardo Rivera Rojas  
CORRIENTE GENERAL

- El ancho estable para el cauce del río Tumbes se ha estimado en 550 m, aproximadamente, por lo que cualquier estructura que se proyecte para una luz inferior deberá considerar la acción de socavación de fondo y erosión de las márgenes.
- Desde el punto de vista de hidráulica fluvial, el ancho de cauce mínimo necesario que deberá tener el nuevo puente proyectado es de 240 m. De esta manera se evitará que se produzcan contracciones significativas que generen remansos y desbordes en el cauce aguas arriba.
- Por tratarse de un cauce de pendiente suave y conformado por material homogéneo, se ha calculado una profundidad de socavación general de 4.17 m. De igual forma la socavación local que producirán la cimentación a través de zapatas y pilotes es de 5.52 m. Por lo tanto, la socavación total se establece en 9.69 m.
- Si tomamos en cuenta el factor de seguridad establecido para estos casos de F.S. = 1.2, se recomienda que los pilotes deberán llegar a más de 11.50 m. de profundidad.
- Es necesario proteger la margen derecha del cauce y estribo del puente, mediante un enrocado de protección cuyo trazo se integre al terraplén de acceso actualmente existente.
- Se recomienda, que tanto los pilares como las zapatas de cimentación sean de sección circular en ambos extremos. De igual manera es necesario remodelar las secciones de las zapatas existentes, también a sección circular.
- El afianzamiento de las estructuras que se mantienen en pie se propone mediante el control de la socavación en la zona de apoyo de estas estructuras, que a su vez se logra con la construcción de plateas de rip-rap con gaviones.



RIVERCO S.R.L.

Ing. Eduardo Rivera Reyes  
CORRIENTE GENERAL

Para el afianzamiento de las estructuras existentes, se estudió las siguientes alternativas:

**a. 1ra Alternativa : Platea de Rip-Rap con Gaviones.**

**Descripción :** Es una estructura formada por la unión de gaviones de 2.00x6.00x0.30 mt. y rellenos con cantos rodados del mismo lecho del río, esta platea se ubicará en el nivel de socavación general.

**Ventajas :**

- Es Económica, se rellena con material del mismo lecho, además de su rapidez y facilidad en su construcción, reduce el costo de mano de obra.
- Comportamiento estructural, es excelente por su capacidad de absorber grandes deformaciones, se acomoda a la superficie del terreno.
- Resistencia a la intemperie, los gaviones a utilizarse serán triple galvanizado y forrados con PVC  $\phi 3.50$  mm., materiales adecuados para evitar la corrosión debido a que el Rip Rap se encontrará sumergido
- Proceso Constructivo, no requiere abatir totalmente el nivel freático, solamente hasta lograr comodidad en la ejecución.

**Desventajas :** Ninguna.

**b. 2da Alternativa : Platea de Concreto armado.**

**Descripción :** Es una estructura de concreto armado, que debe cubrir la misma área que la platea de Rip Rap, para lograr la protección a la socavación, esta platea se ubicará en el nivel de socavación general.

**Ventajas :** - Tiene buena resistencia a la compresión.

**Desventajas :**

- Es Costoso por la cantidad de concreto, mano de obra y equipos que requiere su construcción.
- Comportamiento estructural, es inadecuado para este tipo de estructuras al admitir deformaciones limitadas antes de su falla.



Handwritten signature and date: 11/03/2014

- Proceso Constructivo, es complicado ante la necesidad de abatir el nivel freático hasta niveles inferiores del fondo para el vaciado del concreto.

c. **3ra Alternativa : Caisones de protección**

Ventajas : - Tiene adecuada resistencia.

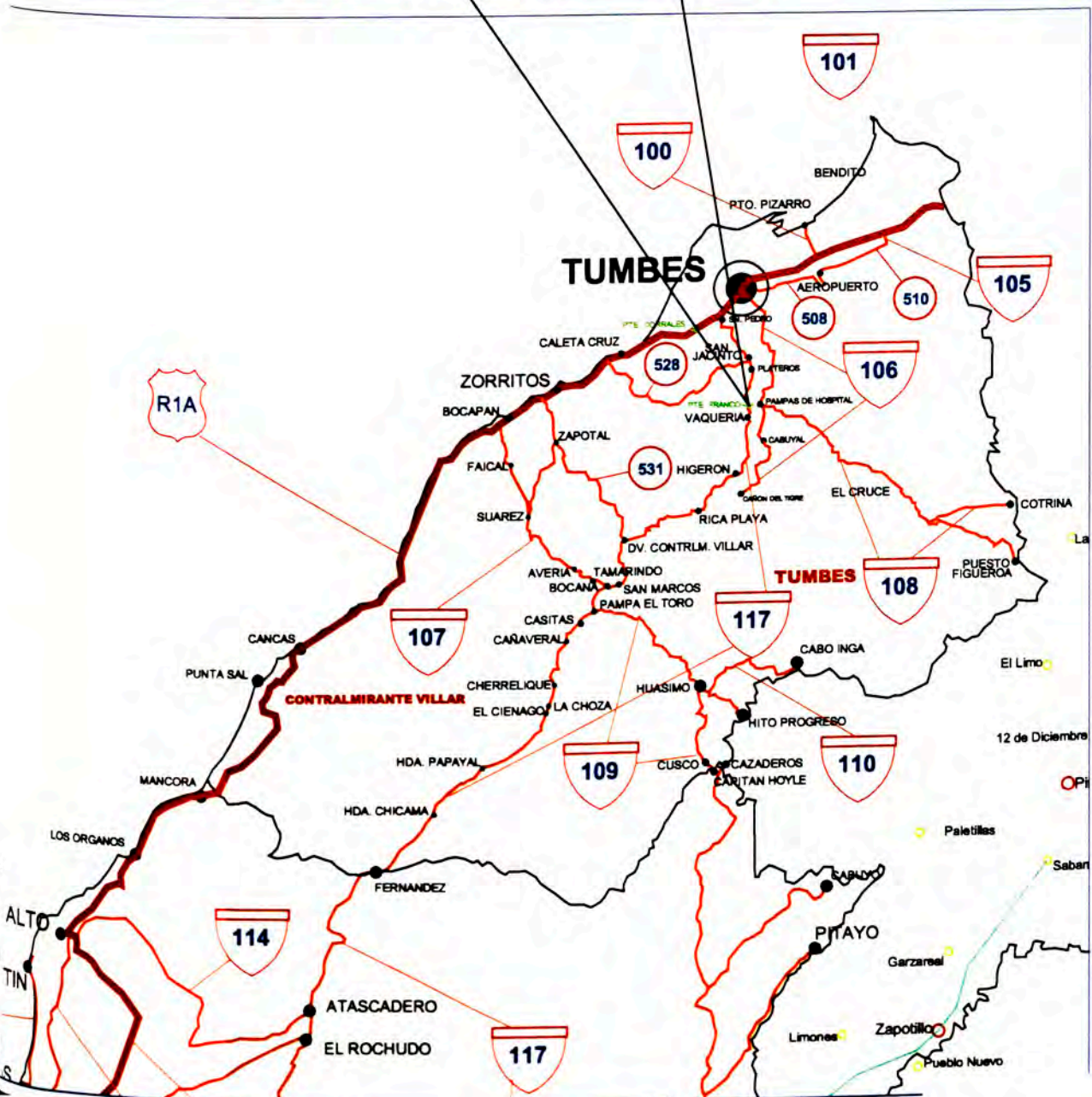
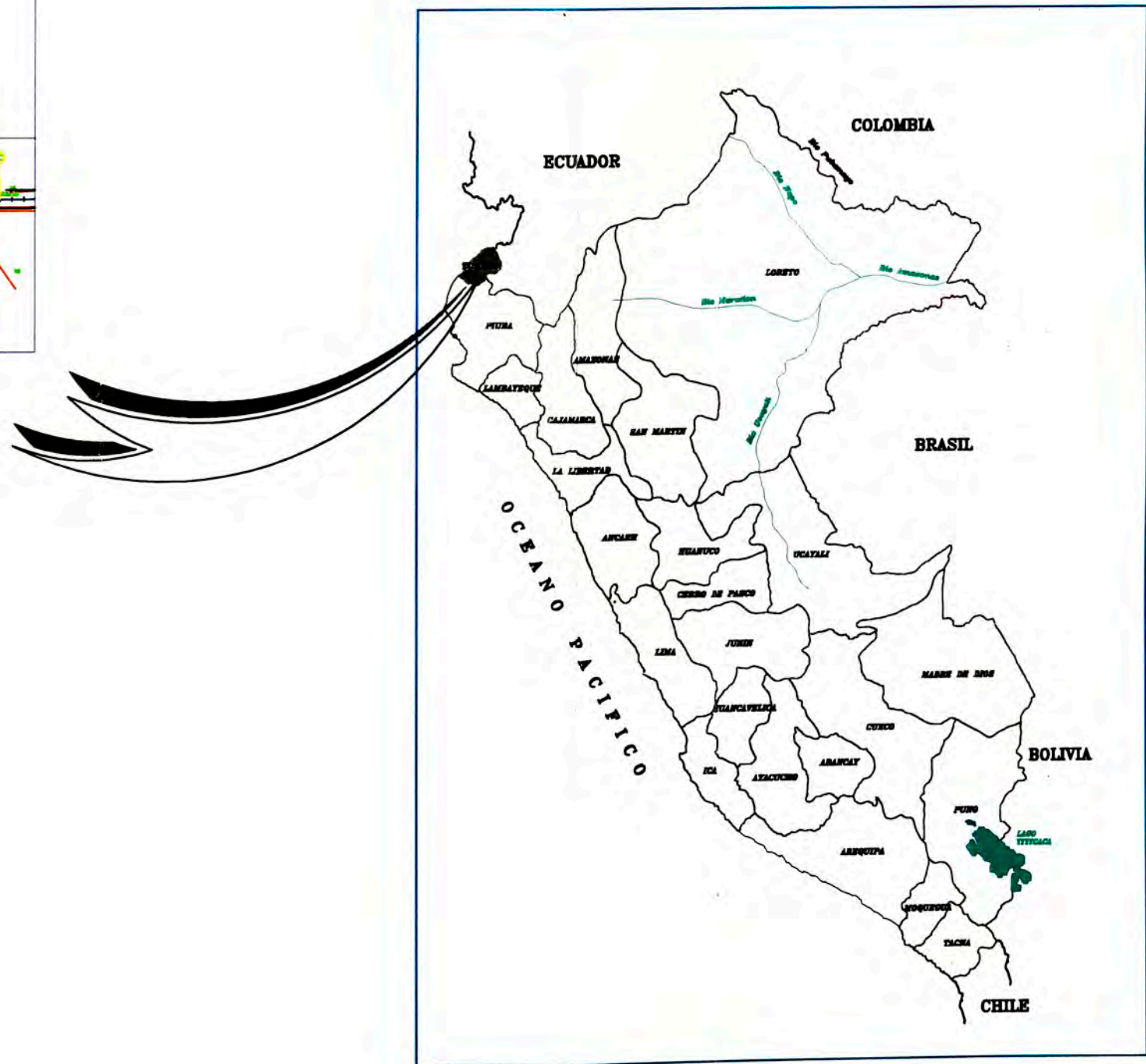
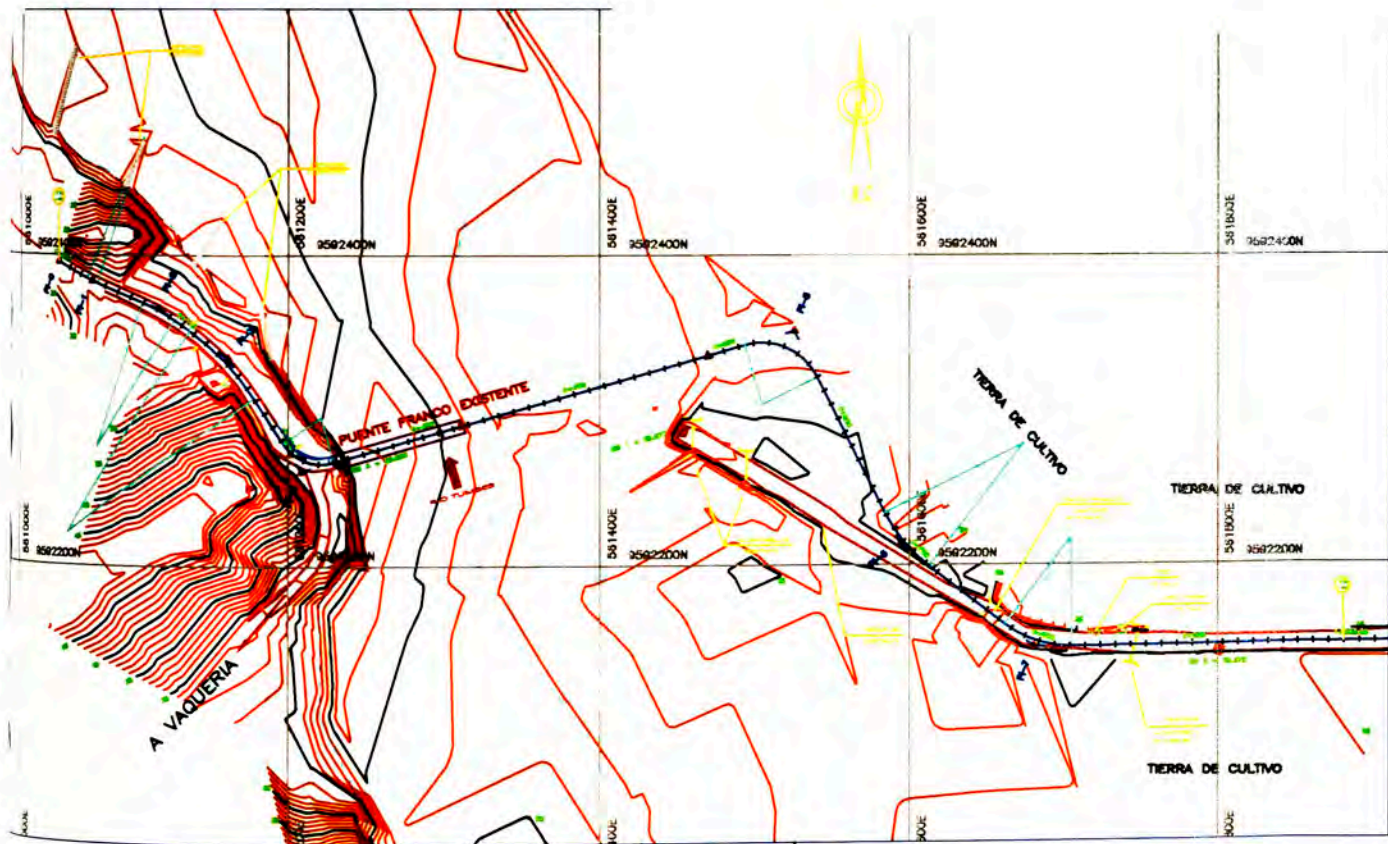
Desventajas : - Es Costoso por la cantidad de concreto, mano de obra y equipos que requiere su construcción.

- Comportamiento estructural para los fines propuestos es adecuado, sin embargo su excavación desestabiliza el suelo de apoyo de los pilotes existentes, en consecuencia se desestima esta alternativa.

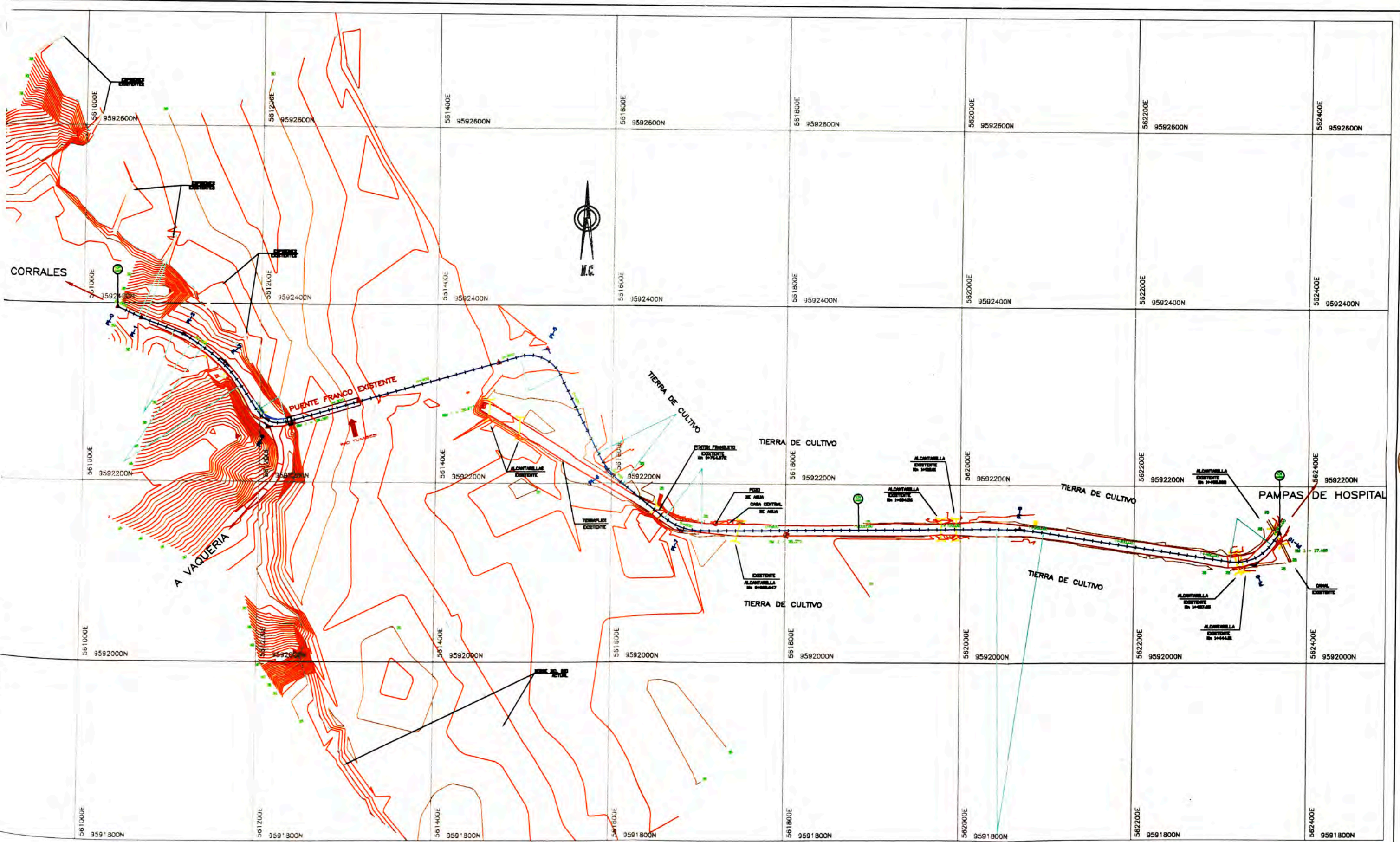
Por lo tanto la alternativa más óptima para afianzar la estabilidad de los pilares existentes es la de Platea de RipRap con gaviones.



## **ANEXO F PLANOS**

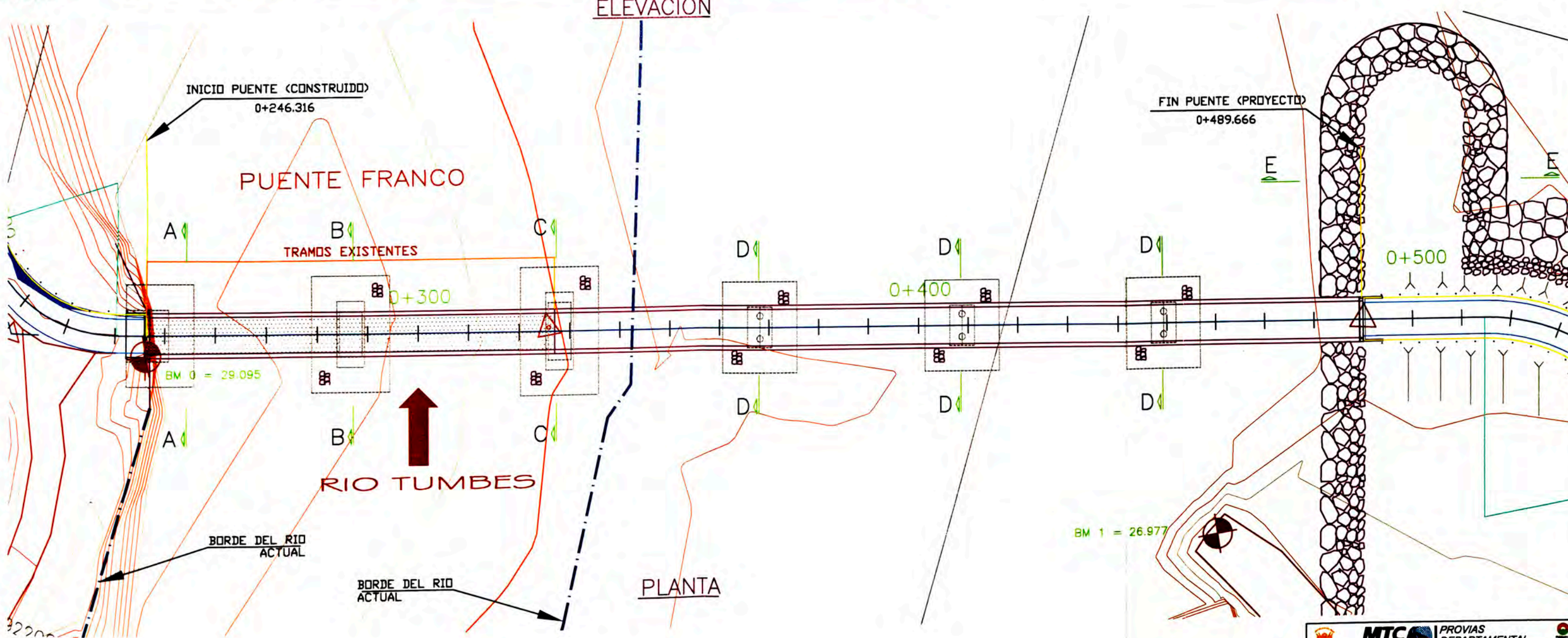
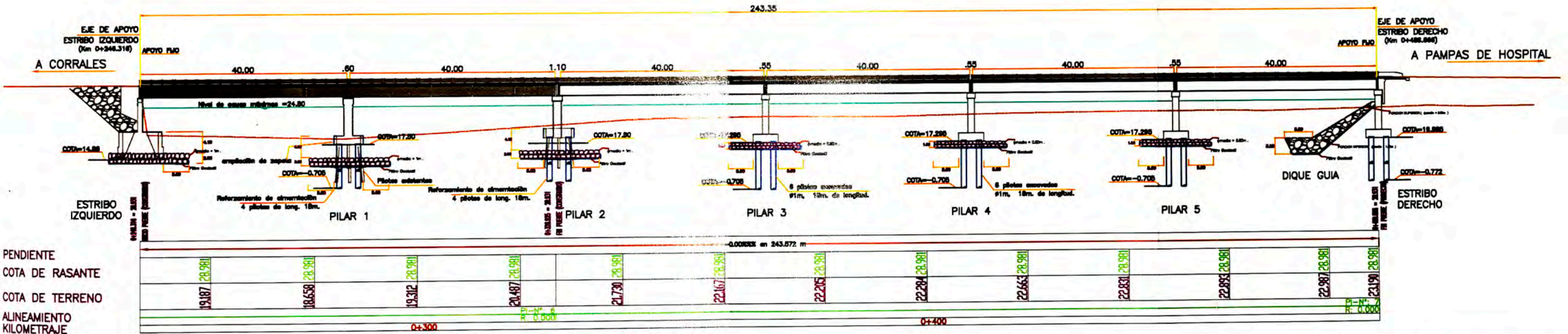


MTC		PROVIAS DEPARTAMENTAL	
GERENCIA DE PROYECTOS - SUB GERENCIA DE ESTUDIOS			
PROYECTO: RECONSTRUCCION DEL PUENTE FRANCO Y ACCESOS			
TRAMO: KM 0+100.00 AL KM 1+500.00			
<b>UBICACION GEOGRAFICA</b>			
DEPARTAMENTO	PROYECTO	INGENIERO	PROYECTADO POR
TUMBES	Ing° E. Rivera R.	Ing° Nelly Vargas Paez	Ing° Luis M. Hernández L.
PROVINCIA	INGENIERO	FECHA	ESCALA
TUMBES	Ing° José Yacobi M.	Marzo 2005	SN ESCALA
DISTRICTO	DISEÑADOR	PROYECTADO POR	PLANO
PAMPAS DE HOBITAL	Miguel Palomino C.	Carlos Urzúa N.	N°= 01-21



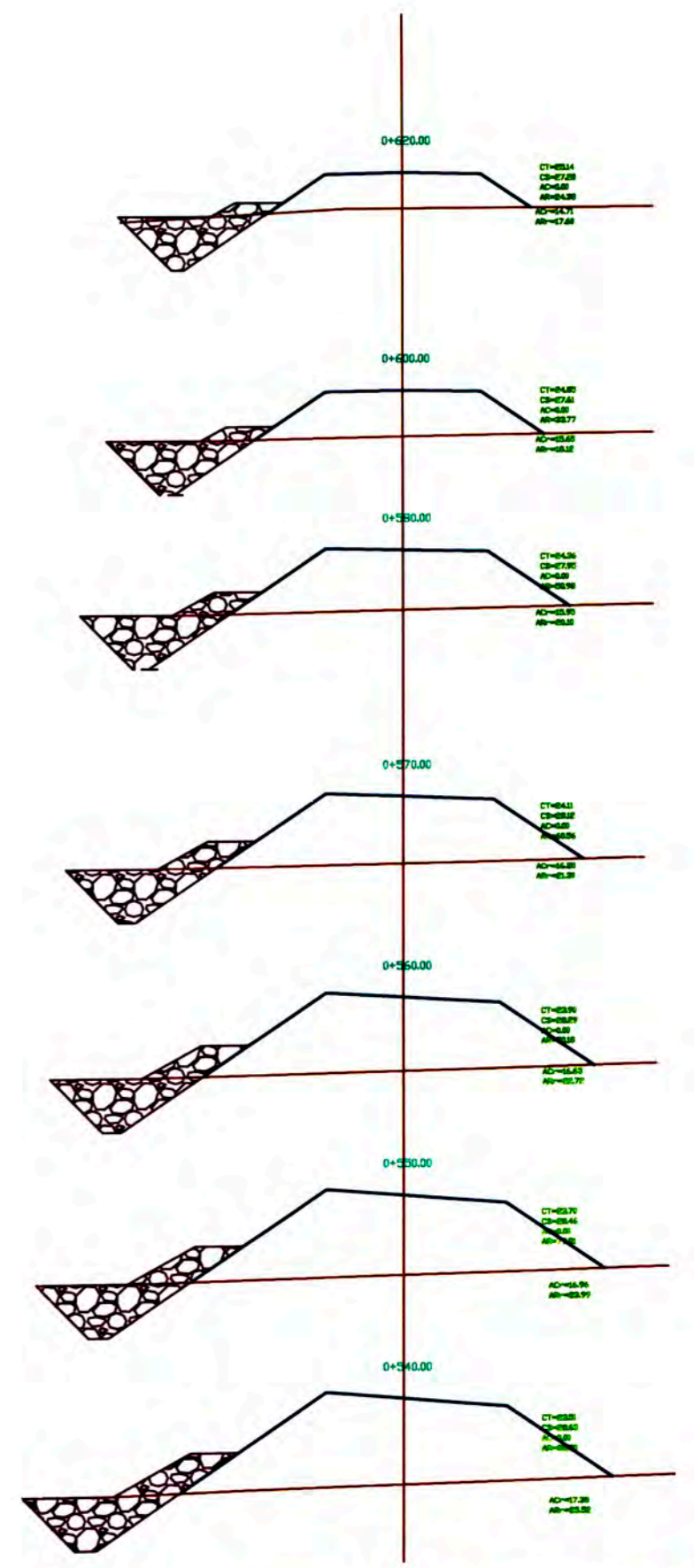
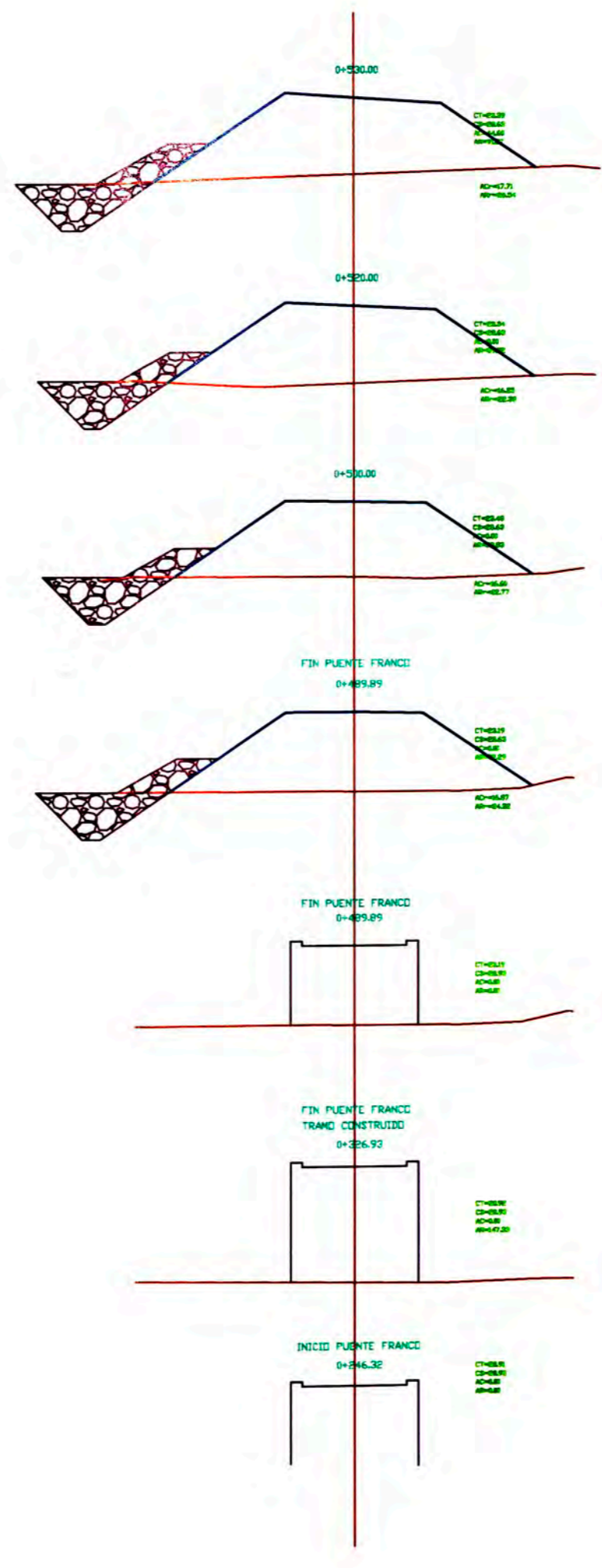
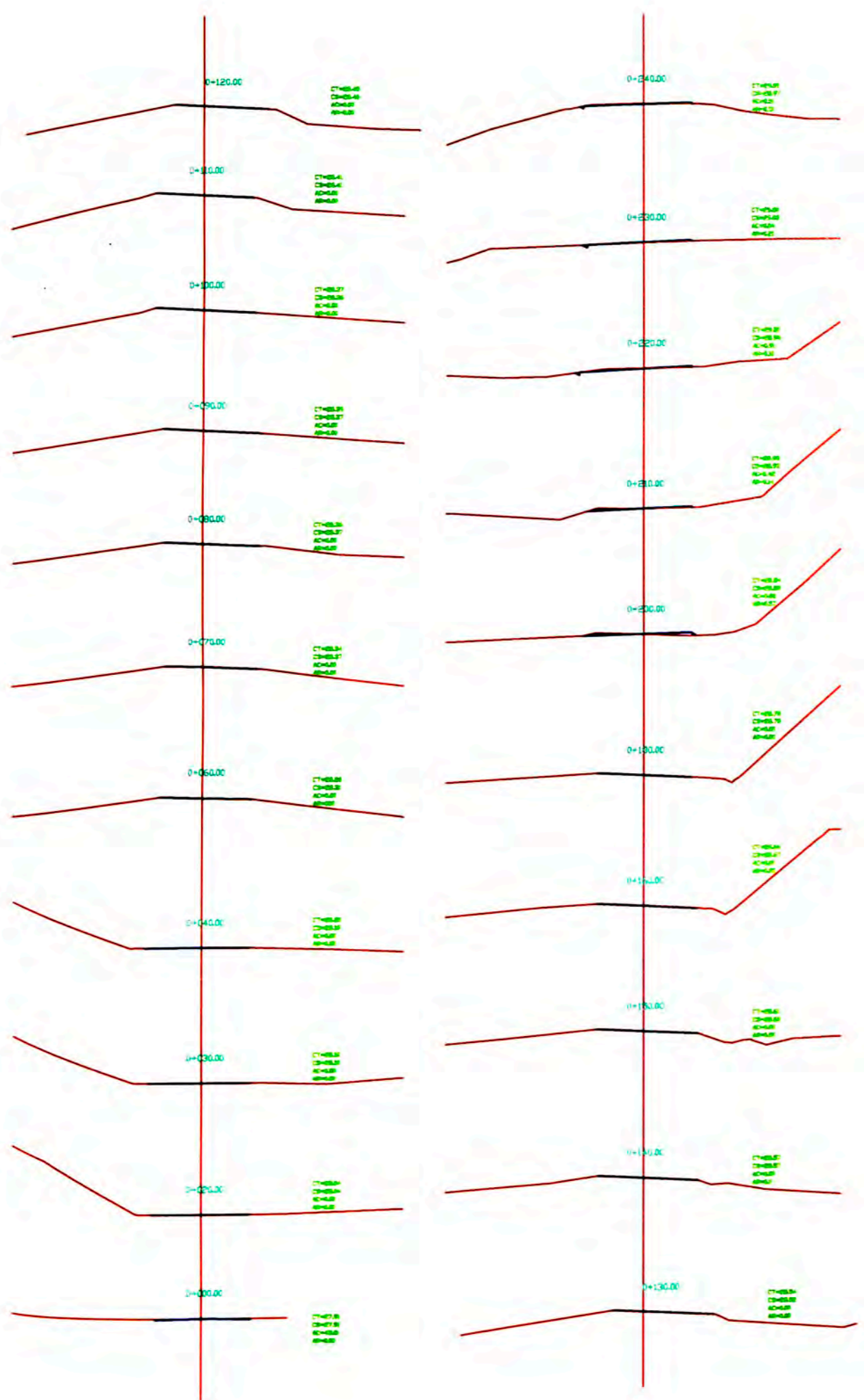
		<b>PROVIAS DEPARTAMENTAL</b>	
GERENCIA DE PROYECTOS - SUB GERENCIA DE ESTUDIOS			
PROYECTO : RECONSTRUCCION DEL PUENTE FRANCO Y ACCESOS			
TRAMO : KM 0+100.00 AL KM 1+500.00			
<b>TOPOGRAFIA</b>		ESCALA : 1/200	N° : 02-21
TITULO :	INGENIERO :	INGENIERO :	INGENIERO :
PROYECTO DE HOSPITAL	Miguel Palomino G.	Carlos Urzúa	1/200





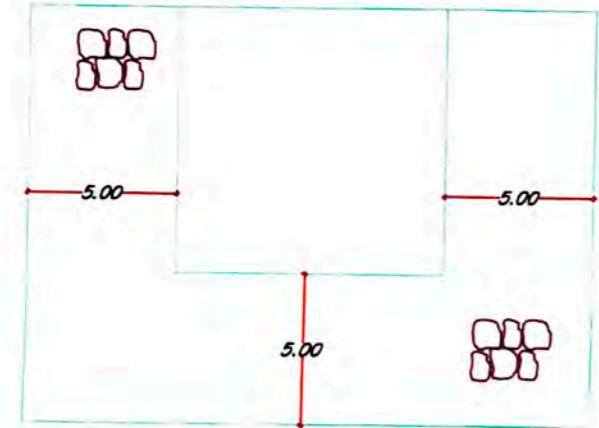
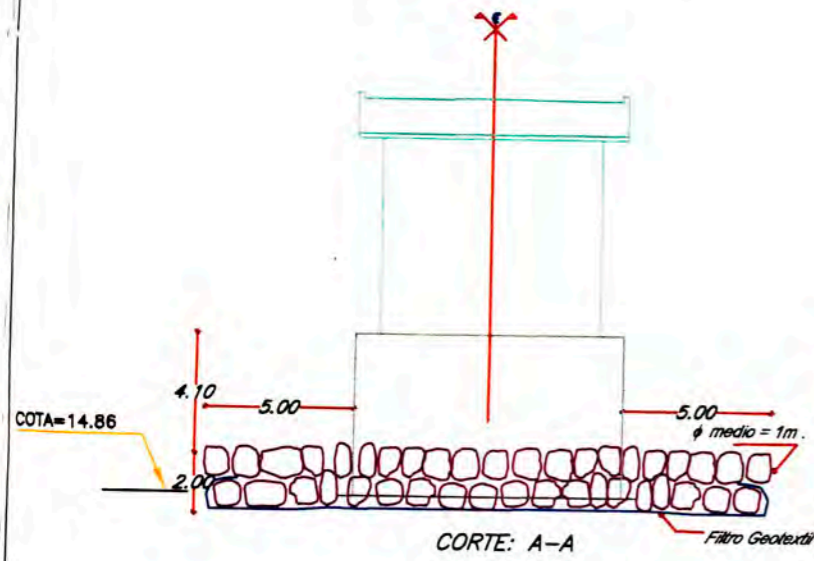
NOTA:  
VER CORTES EN EL PLANO 10-21.

<b>MTC</b> <small>MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES</small>		<b>PROVIAS</b> <small>DEPARTAMENTAL</small>	
PROYECTO : RECONSTRUCCION DEL PUENTE FRANCO Y ACCESOS			
TRAMO : KM 0+100.00 AL KM 1+500.00			
VISTA GENERAL			
Escala	1:500	Fecha	04-21
Autores	Ing. E. Rivera B., Ing. Rudy Vargas Paredes, Ing. Luis S. Hernández L.	Revisor	Ing. Juan Yonidis B.
Proyecto	Mano 2020	1/2020	
Proyecto de Ingeniería	Alfonso Palomares G., Carlos Rodríguez B.		

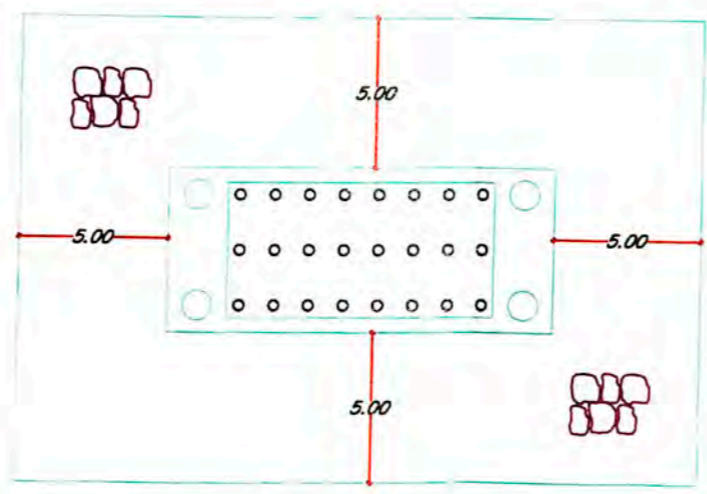
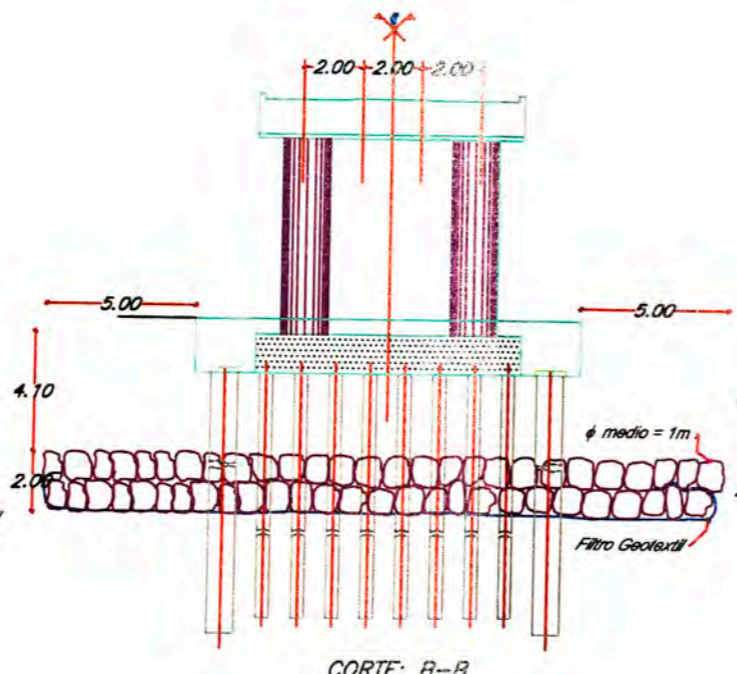


<b>MTCA</b>		<b>PROVIAS DEPARTAMENTAL</b>	
GERENCIA DE PROYECTOS – SUB GERENCIA DE ESTUDIOS			
PROYECTO : RECONSTRUCCION DEL PUENTE FRANCO Y ACCESOS			
TRAMO : KM 0+000.00 AL KM 0+620.00			
SECCIONES TRANSVERSALES			
ESTADO:	Ing' E. Rivas B.	Ing' Rudy Vargas Pizarro	Ing' Luis B. Hernández L.
FECHA:	Ing' José Yañez B.	Marzo 2008	1/200
PROYECTO DE INGENIERIA:	Miguel Palomares C.	Carlos Urzúa B.	Nº 07-21

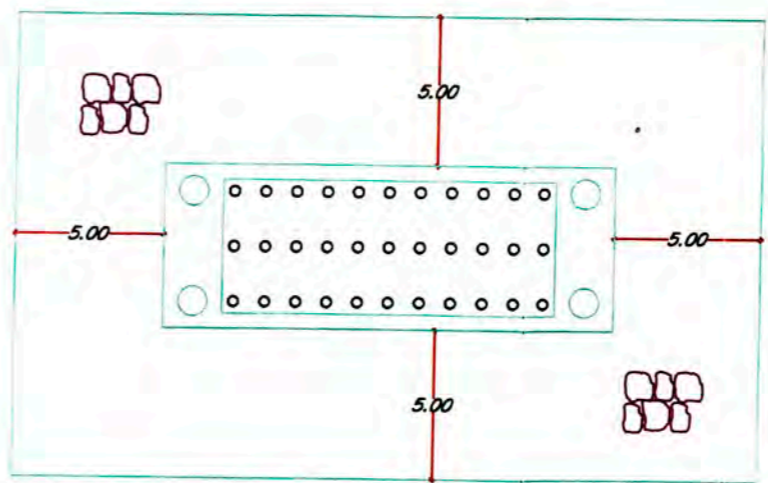
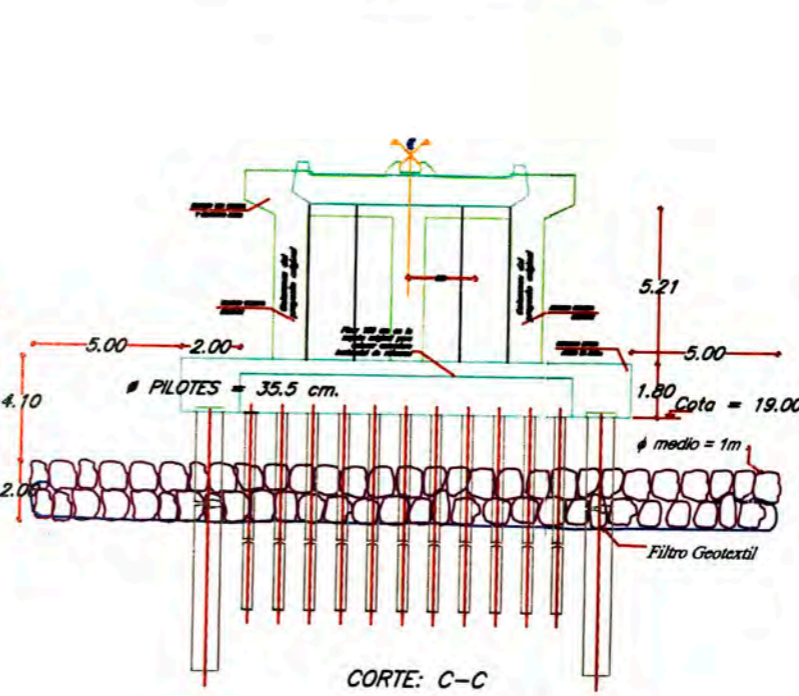
**ESTRIBO IZQUIERDO**



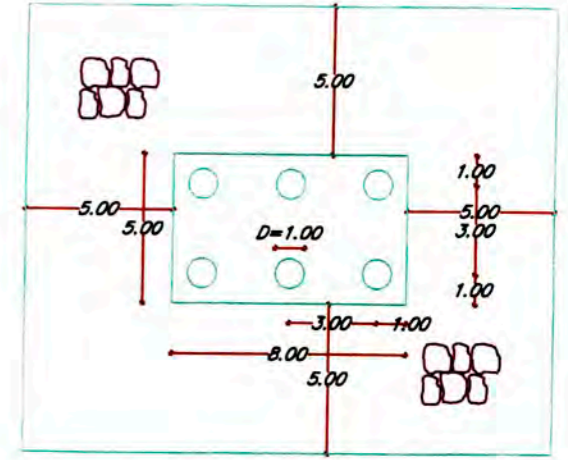
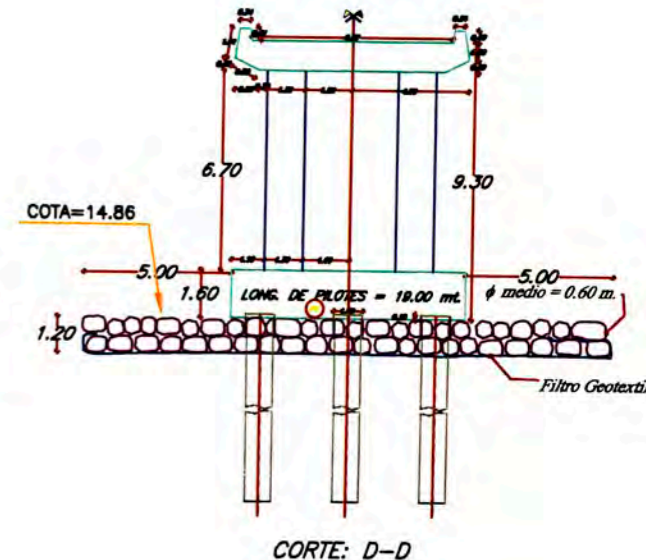
**PILAR EXISTENTE N° 01**



**PILAR EXISTENTE N° 02**

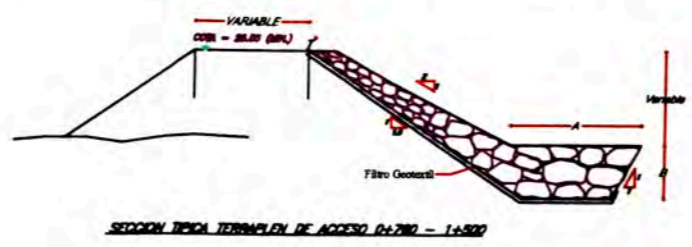


**PILARES NUEVOS 03, 04 Y 05**



**CUADRO DE PROGRESIVAS - MURO GUÍA**

Progresiva Terraplen	D50	Z	A	B
Muro guía aguas abajo	0.8m PORCIÓN SUPERIOR 1.6m	2.00	5.60m	3.20m
Puente - Prog. 0 + 760	0.8m PORCIÓN SUPERIOR 1.6m	2.00	5.60m	3.20m
0 + 760 - 1 + 500	0.5m	1.75	4.00m	2.00m



**MTC** PROVIAS DEPARTAMENTAL  
 GERENCIA DE PROYECTOS - SUB GERENCIA DE ESTUDIOS  
 PROYECTO: RECONSTRUCCION DEL PUENTE FRANCO Y ACCESOS  
 TRAMO: KM 0+000.00 AL KM 0+620.00  
 DETALLES DE ENBOCADO DE PROTECCION EN PLANES, ESTRIBOS Y TERRAPLEN

PROYECTO	Inf. E. Rivera R.	Inf. Rudy Vargas Pizarro	Inf. Luis H. Hernandez
TRAMO	Inf. Ego Alberto Gonzalez	Inf. Ego	Inf. Ego
PROYECTO DE OBRAS	Inf. Ego	Inf. Ego	Inf. Ego

1/100 N° 10-21