

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA PARA EL PUENTE
HUAMANÍ EN EL RÍO ICA**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para Optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

Beltrán Fernando Flores Albino

LIMA – PERU

2005

INDICE

RESUMEN	1
INTRODUCCIÓN	2
CAPITULO I: RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN Y UBICACIÓN DEL PROYECTO	
1.1 INFORMACIÓN EXISTENTE	4
1.1.1 PROYECTO ESPECIAL TAMBO CARACCOCHA	4
1.1.2 INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS NATURALES (INRENA)	
1.1.3 INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL(IGN)	4
1.2 UBICACIÓN DEL PROYECTO	5
CAPITULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO Y/O REVISIÓN DE LITERATURA	
2.1 GEOLOGIA Y GEOTECNIA	6
2.2 TOPOGRAFIA	6
2.3 HIDROLOGIA	7
2.4 HIDRAÚLICA FLUVIAL	17
2.4.1 GRANULOMETRIA	18
2.4.2 UMBRAL O PRINCIPIO DE MOVIMIENTO	19
2.4.3 NOCIONES DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	19
2.4.4 CONCEPTOS SOBRE EROSION	23
2.4.5 LA EROSION LOCAL EN PILARES	27
2.4.6 CALCULO DE LA EROSION LOCAL EN PILARES	30
2.4.7 CALCULO DE LA EROSION LOCAL EN LOS ESTRIBOS	31
2.4.8 CALCULO DE LA EROSION POR CONTRACCIÓN DEL CAUCE	33
2.4.9 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	33
2.4.10 EQUILIBRIO LIMITE Y FACTOR DE SEGURIDAD	34
2.4.11 METODOS DE ANÁLISIS	35
2.4.12 COMPARACIÓN DE LOS DIVERSOS MÉTODOS	38
2.5 IMPACTO AMBIENTAL	39
CAPITULO III: METODOLOGÍA DEL ESTUDIO	
3.1 DEFENSA RIBEREÑA TIPO ENROCADO	41
3.1.1 FACTORES PARA CONSIDERAR	41

3.1.2	DISTRIBUCIÓN DEL TAMAÑO DE LAS ROCAS	42
3.1.3	ESPESOR DEL ENROCADO	43
3.1.4	FILTROS	43
3.2	DEFENSA RIBEREÑA TIPO GAVION	48
3.2.1	VENTAJAS Y DESVENTAJAS	49
3.2.2	DISEÑO DE GAVIONES	51

**CAPITULO IV: DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO E INFORMACIÓN
BÁSICA PARA EL DISEÑO**

4.1	PROBLEMÁTICA	60
4.2	CLIMA	62
4.3	TOPOGRAFIA	62
4.4	GEOLOGÍA Y GEOTECNIA	63
4.4.1	GEOLOGÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO	63
4.4.2	PARAMETROS GEOTÉCNICOS DEL CAUCE DEL RIO ICA	64
4.5	GEOMORFOLOGIA FLUVIAL	65
4.5.1	HIDRAULICA Y TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	65
4.5.1.1	FISIOGRAFIA DEL RIO ICA	65
4.5.2	EL RÉGIMEN HIDRÁULICO, RIESGO DE EROSIÓN Y SEDIMENTACIÓN	65
4.5.3	FORMAS DE TRANSPORTE DE LOS MATERIALES SÓLIDOS A LO LARGO DEL RÍO ICA	66
4.5.4	SATURACIÓN DE LA CORRIENTE CON MATERIALES SÓLIDOS Y COMPORTAMIENTO DEL RIO ICA EN LAS CONDICIONES ACTUALES	69
4.6	ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE CAUDALES	70
4.6.1	CUENCA DEL RIO ICA	70
4.6.2	ANÁLISIS DE DESCARGAS	70
4.6.3	DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD	71
4.7	CALCULO DE LA SOCAVACION	73
4.7.1	CALCULO DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING "n"	73
4.7.2	ANÁLISIS UTILIZANDO EL PROGRAMA HEC – RAS	74
4.7.3	CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL	81
4.7.4	CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL TRANSITORIA	83
4.7.5	CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN EN LOS ELEMENTOS	

	DEL PUENTE	84
4.8	IMPACTO AMBIENTAL	84
	4.8.1 GENERALIDADES	84
	4.8.2 SITUACIÓN AMBIENTAL ACTUAL DEL ÁREA DE ESTUDIO	84
CAPITULO V: ANÁLISIS DEL PROBLEMA Y CÁLCULOS		
5.1	DISEÑO DE LA PROTECCIÓN DEL PUENTE Y LAS RIBERAS CON ENROCADO	87
	5.1.1 DISEÑO DE LA DEFENSA TIPO ENROCADO PARA LAS RIBERAS	87
	5.1.2 DISEÑO DE LA PROTECCIÓN DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE	94
	5.1.3 DISEÑO DE LA PROTECCIÓN DE LOS PILARES DEL PUENTE	96
5.2	DISEÑO DE LA PROTECCIÓN DE LAS RIBERAS CON GAVIONES	97
CAPITULO VI: ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS Y PROPUESTA		
6.1	ALTERNATIVAS DE PROTECCION	105
	6.1.1 ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN PARA LAS RIBERAS	105
	6.1.1.1 DEFENSA RIBEREÑA TIPO ENROCADO	105
	6.1.1.2 DEFENSA RIBEREÑA TIPO GAVIÓN	107
	6.1.2 ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN PARA EL PUENTE	109
	6.1.2.1 PROTECCION PARA LOS PILARES DEL PUENTE	109
	6.1.2.2 PROTECCION PARA LOS ESTRIBOS DEL PUENTE	110
6.2	ANÁLISIS ECONÓMICO DE LAS PROPUESTAS DE PROTECCIÓN	111
	6.2.1 PRESUPUESTO PARA CONSTRUCCIÓN DE DEFENSA RIBEREÑA TIPO ENROCADO	111
	6.2.2 PRESUPUESTO PARA CONSTRUCCIÓN DE DEFENSA RIBEREÑA TIPO GAVION	112
	CONCLUSIONES	113
	RECOMENDACIONES	116
	BIBLIOGRAFÍA	117

ANEXOS

ANEXO A: FOTOGRAFÍAS

ANEXO B: ESTIMACIÓN DE COSTOS

ANEXO C: RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE CAUDALES

ANEXO D: RESULTADOS DEL PROGRAMA HEC-RAS

ANEXO E: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE GAVIONES Y GEOTEXTIL

ANEXO F: INFORMACIÓN EXISTENTE DE LA ZONA DE ESTUDIO

ANEXO G: PLANOS

RESUMEN

El presente informe trata sobre el cálculo de la socavación causada por el río Ica en la estructura del puente Huamani y riberas aledañas, haciendo uso del programa de cómputo Hec – Ras y conceptos teóricos como El Análisis Estadístico de Caudales y el método de Lichvan Levediev para el cálculo de la Socavación General. Para esto se hizo una recopilación de la información existente de la zona de estudio y se elaboró un marco teórico en el que están basados los cálculos efectuados.

Utilizando los resultados obtenidos, se realizó el diseño de la protección de los elementos estructurales del puente como estribos y pilares, además de las riberas del río Ica adyacentes al puente Huamani.

Luego se realiza una breve descripción de las alternativas de protección y su proceso constructivo.

Finalmente se hace un análisis de las alternativas de protección para las riberas del río Ica y se escoge la alternativa mas viable técnica y económicamente; por último se realizan algunas conclusiones y recomendaciones sobre el estudio efectuado.

INTRODUCCIÓN

La cuenca húmeda del río Ica con una extensión de 2,234 km² y limitada por las cotas 2,000 y 580 m.s.n.m., se halla afectada por la concurrencia de tres factores: la corriente peruana de Humboldt, El Anticiclón del Pacífico y la Cordillera de los Andes.

La situación descrita determina que el régimen de descargas del río Ica se caracterice por ser irregular y tormentoso, con un alto grado de concentración del volumen de las descargas durante los tres primeros meses del año. Durante el periodo de avenidas(enero a Marzo), el caudal del río Ica presenta fluctuaciones bruscas, lo cual origina problemas de colmatación y erosión de los taludes de su cauce y de los elementos estructurales de los puentes como estribos y pilares.

El presente informe de suficiencia comprende el estudio de un tramo del río Ica ubicado en el distrito de San José de los Molinos a 18km de Ica y del Puente Huamani, ubicado en dicho tramo.

Los objetivos del informe de suficiencia son:

- Dar a conocer y esquematizar el funcionamiento de programas de cómputo para la obtención de parámetros hidráulicos e hidrológicos.
- Mostrar una metodología y secuencia de cálculo para la protección, de los estribos y pilares del puente Huamani y de los taludes del cauce del río Ica
- Que el presente informe sea empleado como una guía para trabajos similares futuros.

Los alcances del informe son los siguientes:

Capitulo I; se menciona la información existente de la zona de estudio con la que se cuenta y que se empleará en los capítulos siguientes, también se describe la ubicación geográfica del proyecto.

Capitulo II; Comprende el fundamento teórico y revisión de la literatura de los diferentes Estudios básicos a realizarse para el diseño de una defensa ribereña; como geología, Topografía, Hidrología, etc.

Capitulo III; Se detalla la metodología a seguir para el análisis, diseño y consideraciones para la construcción de las defensas ribereñas tipo Enrocado y Gavión.

Capitulo IV; Comprende la descripción de las diferentes características de la zona de estudio, así como también el análisis estadístico de caudales y la aplicación práctica mediante el empleo del programa HEC- RAS.

Capitulo V; Comprende el diseño de los elementos de protección para el puente Huamaní y los taludes del cauce del tramo en estudio.

Capitulo VI; Comprende el análisis de los resultados, las propuestas de protección, y el análisis económico para elegir la propuesta factible técnica y económicamente.

Finalmente figuran las conclusiones y algunas recomendaciones sobre el estudio realizado.

1.- RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN Y UBICACIÓN DEL PROYECTO

1.1.- INFORMACIÓN EXISTENTE

1.1.1.- Proyecto Especial Tambo Caracocha

La consultora ATA – SWECO desarrollo en el año 2000 el Estudio de Factibilidad de Solución de la Problemática de Desbordes e Inundaciones del Río Ica y Quebrada Cansas/Chanchajalla, realizando el modelamiento de la cuenca del río, este estudio de factibilidad cuenta con información del Puente Huamani, el estudio de este puente formara parte del informe de suficiencia. Este Proyecto Especial también cuenta con la documentación técnica del Informe Final del Estudio Definitivo del “Proyecto para el Control de las Inundaciones del Río Ica y Quebrada Cansas/Chanchajalla”.

Los servicios de la consultora ATA – SWECO incluyeron la elaboración de los Estudios Definitivos y el correspondiente Expediente Técnico de Licitación.

El Estudio Definitivo está orientado a detallar los diseños de las obras en base a la obtención de información básica complementaria al Estudio de Factibilidad.

También se cuenta con planos topográficos, secciones transversales y perfil longitudinal de la zona en estudio.

1.1.2.- Instituto Nacional de Recursos Naturales(INRENA)

Está institución cuenta con el estudio: Inventario, Evaluación y Uso Racional de los Recursos Naturales de la Costa, Cuenca del Río Ica. Realizado por La Oficina Nacional de Recursos Naturales(ONERN) en el año 1971.

El estudio cuenta con información sobre la geología, topografía y los recursos hídricos de la cuenca del río Ica.

1.1.3.- Instituto Geográfico Nacional(IGN)

Está institución cuenta con información de la Cartografía de la zona donde se ubica el proyecto (San José de Los Molinos) a escalas 1/100000 (CARTA 28 – I) y 1/25000 (28L – II – SO).

1.2.- UBICACIÓN DEL PROYECTO

La zona de estudio involucra la cuenca del Río Ica, la misma que se ubica en la Provincia de Ica, Departamento de Ica y Provincia de Castrovirreyna en el Departamento de Huancavelica. Geográficamente, sus extremos se encuentran entre los paralelos 13° 28' y 14° 53' de Latitud Sur y los meridianos 74° 58' y 75° 54' de Longitud Oeste de Greenwich. Altitudinalmente se extiende entre el nivel del mar y los 4 503 m s.n.m.

La cuenca del Río Ica tiene como límites al Norte la cuenca del Río Pisco, al Sur el Océano Pacífico, al Noreste la cuenca del Río Pampas (parte de cuyas aguas se aprovechan para riego del valle Ica), al Este la cuenca del Río Grande y al Oeste la cuenca del Río Seco.

La zona de estudio está abarca principalmente el puente Huamani y la bocatoma La Achirana; geográficamente se encuentra en las coordenadas 75°41' de Longitud Oeste y 13°58' de Latitud Sur.

Políticamente, el área pertenece al Distrito de Los Molinos, de la Provincia y Departamento de Ica.

2.- FUNDAMENTO TEÓRICO Y/O REVISIÓN DE LITERATURA

2.1.- GEOLOGIA Y GEOTECNIA

El estudio comprende la evaluación del lugar donde se piensa emplazar las estructuras y la evaluación agua arriba, con el fin de ubicar áreas de inestabilidad o fallas geológicas que pudieran afectar la estructura y con ello su funcionamiento.

Se debe tener una descripción detallada de los siguientes parámetros:

- Fallas
- Estratos
- Resistencia del suelo
- Flujo subterráneo
- Estudio de canteras
- Estudio del tipo de material del cauce del río, etc.

Estos parámetros son fundamentales para tener un mejor panorama de las características de la calidad del suelo, y de esta manera tomar las medidas correctivas adecuadas.

2.2.- TOPOGRAFIA

La realización de los trabajos de campo comprende las actividades de: reconocimiento de toda la zona del proyecto, levantamiento topográfico, nivelación y control planimétrico a detalle del área donde se ubicara la estructura del proyecto.

El objetivo del reconocimiento del área del proyecto es plantear las diferentes alternativas y definir el esquema del proyecto. Una vez planteado el esquema del proyecto se procede a ubicar los diferentes Bench Mark(BM), para proceder luego a la nivelación.

Para la realización de estos trabajos es necesario la utilización de equipos como: nivel, mira topográfica, metro, Estación total con precisión a los 5 segundos para la medición de lados y ángulos de la poligonal. Para un verdadero control topográfico se requiere además de un GPS estacionario para obtener las coordenadas UTM de los puntos de control.

2.3.- HIDROLOGIA

Los estudios hidrológicos son los que analizan las alturas del pelo de agua y del caudal de paso que son elementos básicos para la determinación de las dimensiones y sitio del trazo mas óptimo para diseñar las defensas en áreas de riesgo hídrico.

El estudio hidrológico tiene por objeto obtener el mejor ajuste estadístico, con los datos existentes (Q_{max}), a través de las funciones de distribución mas aceptadas que permitan conocer el margen de error disponible, con el objeto de tener una herramienta para la toma de decisiones.

Para el estudio de las defensas ribereñas se requiere conocer el caudal de diseño, sin embargo en muchos lugares se presenta la dificultad de no contar con un registro e información hidrológica(registro de precipitación y de descarga).

a.- Análisis Probabilístico

Los estudios hidrológicos basan su formulación en muestras y registros para un periodo de tiempo, por otra parte el déficit de información hace necesario recurrir a instrumentos estadísticos.

b.- Estudio de la cuenca

El objetivo de estudiar la cuenca es el de evaluar sus características hidrológicas, climatológicas y fisiográficas.

La ubicación y situación geográfica de la cuenca nos determinará las características generales de las condiciones meteorológicas de la zona y poder saber si se cuenta con estaciones climatológicas, de precipitación y/o caudal.

c.- Caudal de diseño

Para el análisis del caudal de diseño con registro de caudales se tendrá que pensar en estudiar las medidas de distribución probabilística basados en el análisis de frecuencia de que se vuelva a repetir el suceso en un intervalo de tiempo(Periodo de Retorno T_r).

- Para la determinación del período de retomo se utilizará un método empírico.

En el control de agua se debe tomar en cuenta la consideración de riesgo, ya que puede fallar si la magnitud considerada en el diseño es excedido durante su vida útil. Por tanto el período de retomo se puede calcular en función de este riesgo hidrológico natural o inherente de falla y de la vida útil de la estructura. El periodo de retomo se determina considerando principalmente los efectos de la posible destrucción de la estructura durante su vida útil. Si esta destrucción puede causar pérdidas de vidas humanas, el riesgo debería considerarse casi cero de igual manera deberá de tener un valor pequeño para pérdidas económicas cuantiosas.

Para decidir el periodo de retomo(T_r) de la avenida de diseño, primero precisamos la vida útil de la obra(J), luego asumimos un porcentaje adecuado de riesgo de falla(R) y obtenemos T_r de la siguiente ecuación:

$$T_r = \frac{1}{1 - (1 - J)^{1/R}}$$

Donde:

T_r = Periodo de Retomo(años)

J = Vida útil de la estructura(años)

R = Riesgo de falla(%)

- Para la determinación del período de retorno Ven Te Chow (1988) propone lo siguiente, en función a la importancia de cada proyecto y el caudal de avenida que se asigne, así se tiene:

Tabla 2.3: Criterios de diseño Generalizado Para Estructuras de Control de Agua

Tipo de Estructura	Período de Retorno (años)	ELV
Alcantarilla de Carreteras		
Volúmenes de tráfico bajo	5 - 10	-
Volúmenes de tráfico intermedio	10 - 25	-
Volúmenes de tráfico altos	50 - 100	-
Puentes de Carreteras		
Sistema Secundario	100 - 50	-
Sistema Primario	50 - 100	-
Drenaje Agrícola		
Alcantarillas	5 - 50	-
Surcos	5 - 50	-
Drenaje Urbano		
Alcantarillas en ciudades pequeñas	2 - 25	-
Alcantarillas en ciudades grandes	25 - 50	-
Aeropuertos		
Volúmenes bajos	5 - 10	-
Volúmenes intermedios	10 - 25	-
Volúmenes altos	50 - 100	-
Diques		
En Línea	2 - 50	-
Alrededor de ciudades	50 - 200	-
Presas con poca probabilidad de pérdidas de vidas(baja amenaza)		
Presas Pequeñas	50 - 100	-
Presas Intermedias	100+	-
Presas Grandes	-	50 -100%
Presas probabilidad de pérdidas de vidas(amenaza significativa)		
Presas Pequeñas	100+	50%
Presas Intermedias	-	50 - 100%
Presas Grandes	-	100%
Presas con probabilidad de altas pérdidas de vidas(alta amenaza)		
Presas Pequeñas	-	50 - 100%
Presas Intermedias	-	100%
Presas Grandes	-	100%

Fuente: Libro Hidrología Aplicada: Ven Te Chow (1988) Tabla 13.1.1

Para el diseño de defensa ribereña se usará un tiempo de retomo igual a $T_r = 100$ Años.

d.- Distribuciones de Probabilidad

Los modelos probabilísticos dan buenos resultados si se cuenta con un mínimo de 15 años de registro. Las principales distribuciones probabilísticas que se ajustan bien al caudal máximo instantáneo son las siguientes:

- Distribución Normal
- Distribución Log Normal
- Distribución Gumbel
- Distribución Log Pearson III

• DISTRIBUCIÓN NORMAL

La distribución normal es una distribución simétrica en forma de campana, también conocida como campana de Gauss. Aunque muchas veces no se ajusta a los datos hidrológicos tiene una amplia aplicación en los datos que siguen la distribución normal.

Función de densidad:

La función de densidad esta dada por:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \exp \left\{ \frac{-1(x-\mu)^2}{2 \sigma^2} \right\} \quad -\infty < x < \infty$$

Los dos parámetros de la distribución son la media μ y desviación estándar σ para los cuales \bar{x} (media) y \bar{s} (desviación estándar) son derivados de los datos.

Estimación de parámetros:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad s = \left\{ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right\}^{\frac{1}{2}}$$

Factor de frecuencia:

Si se trabaja con los X sin transformar el K se calcula como $K_T = \frac{X_T - \mu}{\sigma}$

Este factor es el mismo de la variable normal estándar $K_T = F^{-1} \left(\frac{1 - \frac{1}{n}}{n} \right)$

Límites de confianza:

$$\bar{X}n \pm t_{(1-\alpha)}Se$$

Donde α es el nivel de probabilidad $t_{(1-\alpha)}$ es el cuantil de la distribución normal estandarizada para una probabilidad acumulada de $1-\alpha$ y Se es el error estándar.

- **DISTRIBUCIÓN LOGNORMAL DE DOS PARÁMETROS**

Si los logaritmos Y de una variable aleatoria X se distribuyen normalmente se dice que X se distribuye normalmente.

Esta distribución es muy usada para el cálculo de los valores extremos por ejemplo Q_{\max} , Q_{\minimo} , P_{\max} , P_{\minimo} . Tiene la ventaja que $X > 0$ y que la transformación Log tiende a reducir la asimetría positiva ya que al sacar los logaritmos se reducen en mayor proporción los datos mayores que los menores.

Limitaciones: tiene solamente dos parámetros, y requiere que los logaritmos de las variables estén centrados en la media.

Función de densidad:

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y-\mu_y}{\sigma_y}\right)^2} \quad x > 0$$

$y = \ln x$ donde:

μ_y : media de los logaritmos de la población (parámetro escalar), estimado \bar{y}

σ_y : Desviación estándar de los logaritmos de la población, estimado s_y

Estimación de parámetros:

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \quad s_y = \left\{ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(x_i) - \bar{y})^2 \right\}^{\frac{1}{2}}$$

Factor de frecuencia:

En el campo transformado se trabaja con la media y la desviación estándar de los logaritmos, así:

$$\ln(X_{Tr}) = x_{Tr} + Ks_y$$

de donde,

$$X_{Tr} = e^{\ln(x_{Tr})}$$

Con K con variable normal estandarizada para el T_r dado, \bar{x}_y media de los logaritmos y S_y es la desviación estándar de los logaritmos.

Límites de confianza:

En el campo transformado

$$\ln(X_{Tr}) \pm t_{(1-\alpha)} S_T \quad S_e = \frac{(\delta S_y)}{\sqrt{n}} \quad \delta = \left(1 + \frac{K_T^2}{2}\right)^{\frac{1}{2}}$$

En donde : n es el número de datos, S_e es el error estándar, K_T es la variable normal estandarizada.

• DISTRIBUCIÓN GUMBEL O EXTREMA TIPO I

Una familia importante de distribuciones usadas en el análisis de frecuencia hidrológico es la distribución general de valores extremos, la cual ha sido ampliamente utilizada para representar el comportamiento de crecientes y sequías(máximos y mínimos).

Función de densidad:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp \left[\frac{-x - \beta}{\alpha} - \exp \left(\frac{-x - \beta}{\alpha} \right) \right]$$

En donde α y β son los parámetros de la distribución.

Estimación de parámetros

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} s \quad \beta = \bar{x} - 0.5772\alpha$$

donde \bar{x} y s son la media y la desviación estándar estimadas con la muestra

Factor de frecuencia:

$$K_T = \frac{-\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right] \right\}$$

Donde T_r es el período de retomo. Para la distribución Gumbel se tiene que el caudal para un período de retomo de 2.33 años es igual a la media de los caudales máximos.

Límites de confianza

$$X \pm t_{(1-\alpha)} S_e \quad S_e = \frac{\delta s}{\sqrt{n}} \quad \delta = [1 + 1.1396 K_T + 1.1 K_T^2]^{\frac{1}{2}}$$

K_T es el factor de frecuencia y $t_{(1-\alpha)}$ es la variable normal estandarizada para una probabilidad de no excedencia de $1-\alpha$.

- **DISTRIBUCIÓN LOG - GAMMA O LOG – PEARSON DE 3 PARÁMETROS**

Si los logaritmos Y de una variable aleatoria X se ajustan a una distribución Pearson tipo III, se dice que la variable aleatoria X se ajusta a una distribución Log Pearson tipo III. Esta distribución está bien difundida para realizar el análisis de frecuencia de caudales máximos. Esta se trabaja igual que para la Pearson tipo III pero con X_y y S_y como la media y desviación estándar de los logaritmos de la variable original X .

Función de densidad:

$$f(x) = \frac{1}{x |\alpha| \Gamma(\beta)} \frac{(\ln(x) - y_0)^{\beta-1}}{\alpha} \exp\left(-\frac{\ln(x) - y_0}{\alpha}\right)$$

Donde:

$$y_0 \leq y < \alpha \quad \text{para} \quad \alpha > 0$$

$$\alpha \leq y \leq y_0 \quad \text{para} \quad \alpha < 0$$

α y β son los parámetros de escala y forma, respectivamente; y_0 es el parámetro de localización.

Estimación de Parámetros:

$$\beta = \left(\frac{2}{C_s}\right)^2 \quad ; \quad \alpha = s_y \frac{C_s}{2} \quad ; \quad x_0 = x_y - \alpha\beta$$

C_s es el coeficiente de asimetría; x_y y s_y son la media y desviación estándar de los logaritmos de la muestra respectivamente.

Factor de frecuencia:

$$\ln(Y_T) = x_y + K_T^* s_y$$

$$K = z + (z^2 - 1) \frac{Cs}{6} + \frac{1}{3}(z^3 - 6z) \frac{(Cs)^2}{6} - (z^2 - 1) \frac{(Cs)^3}{6} + \frac{(Cs)^4}{6} + \frac{1}{3} \frac{(Cs)^5}{6}$$

Donde z es la variable normal estandarizada.

Este valor de K se encuentra tabulado de acuerdo al valor de C_s calculado con la muestra.

Intervalo de confianza:

$$\bar{X} \pm t_{(1-\alpha)} S_e \quad S_e = \frac{\delta s_y}{\sqrt{n}}$$

Donde s_y es la desviación estándar de los logaritmos de la muestra, n es el número de datos y δ se encuentra tabulado en función de C_s y T ,

d.- Ajuste de distribuciones

Para seleccionar la distribución de probabilidades de la serie histórica se deben tener en cuenta algunas consideraciones.

Kite(1988) y Mamdouh(1993) afirman que no existe consistencia sobre cual es la distribución que mejor se ajusta a los caudales máximos y recomiendan seleccionar el mejor ajuste a criterio del modelador con la prueba de ajuste gráfico o el basado en el comportamiento de las pruebas estadísticas de bondad de ajuste (por ejemplo Chi Cuadrado, Smirnov - Kolmogorov, Cramer - Von Mises) en las que se calcula un estimador y se compara con un valor tabulado para determinar si el ajuste es adecuado o no. En la prueba de ajuste gráfica se dibujan los valores registrados en la serie contra la distribución teórica de probabilidades y de manera visual (subjetiva) se determina si el ajuste es adecuado a no.

Cuando la información es adecuada, el análisis de frecuencia es la metodología más recomendable para la evaluación de los eventos extremos ya que la estimación depende solamente de los caudales máximos anuales que han ocurrido en la cuenca y no da cuenta de los procesos de transformación de la precipitación en escorrentía.

Obviamente tiene algunas limitaciones relacionadas con el comportamiento de la serie histórica y con el tamaño y calidad de los datos de la muestra. Cuando se presenten cambios o tendencias en la serie histórica se deben

utilizar técnicas estadísticas que permitan removerlos para poder realizar el análisis de frecuencias (Kite, 1988; Mamdouh, 1993; Ashkar, et. Al. 1994).

El tamaño de la muestra influye directamente en la confiabilidad de los resultados, así a mayor período de retorno del estimativo mayor longitud de registros necesaria para mejor confiabilidad en los resultados.

- **Pruebas de Ajuste**

Para determinar que tan adecuado es el ajuste de los datos a una distribución de probabilidades se han propuesto una serie de pruebas estadísticas que determinan si es adecuado el ajuste. Estos son análisis estadísticos y como tal se deben entender, es decir no se puede ignorar el significado físico de los ajustes.

- *Prueba Smirnov Kolmogorov*

El estadístico Smirnov Kolmogorov considera la desviación de la función de distribución de probabilidades de la muestra $P_{(x)}$ de la función de probabilidades teórica escogida $P_{0(x)}$ tal que $D_v = \max(P_{(x)} - P_{0(x)})$

La prueba requiere que el valor D_v calculado con la expresión anterior sea menor que el valor tabulado D_v para el nivel de probabilidad requerido.

Esta prueba es fácil de realizar y comprende las siguientes etapas:

El estadístico D_n es la máxima diferencia entre la función de distribución acumulada de la muestra y la función de distribución acumulada teórica escogida.

Se fija el nivel de probabilidad α siendo los valores de 0.05 y 0.01 los mas usados. El valor crítico D_α de la prueba debe ser obtenido de tablas en función de α y n .

Si el valor calculado D_n es mayor que el D_α ; la distribución escogida se debe rechazar.

- **Prueba Chi cuadrado**

Una medida de las discrepancias entre las frecuencias observadas(f_o) y las frecuencias calculadas(f_c) por medio de una distribución teórica está dada por el estadístico χ^2

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{f_o - f_c}{f_c}^2 \quad \text{En donde } \sum f_o = \sum f_c$$

Si el estadístico $\chi^2 = 0$ significa que las distribuciones teórica y empírica se ajustan exactamente; mientras que si el estadístico $\chi^2 > 0$, ellas difieren. La distribución del estadístico χ^2 se puede asimilar a una distribución Chi-cuadrado con $(k-n-1)$ grados de libertad, donde k es el número de intervalos y n es el número de los parámetros de la distribución teórica. La función χ^2 se encuentra tabulada.

Supóngase que una hipótesis H_o es aceptar que una distribución empírica se ajusta a una distribución normal. Si el valor calculado de χ^2 por la ecuación anterior es mayor que algún valor crítico de χ^2 , con niveles de significancia α de 0.05 y 0.01 (el nivel de confianza es $1 - \alpha$), se puede decir que las frecuencias observadas difieren significativamente de las frecuencias esperadas (o calculadas) y entonces la hipótesis H_o se rechaza, si ocurre lo contrario entonces se acepta.

Estrictamente, solo se debe aplicar este método para verificar la "normalidad" de una serie de datos.

Con dichos resultados es posible la adopción de la altura de coronamiento de la defensa propuesta, compatible con el período de retorno.

f.- Análisis de Tránsito de avenidas

• **Cálculo del Coeficiente de Rugosidad Manning's "n"**

El coeficiente de rugosidad está relacionado con las fuerzas de resistencia que ofrece el cauce al movimiento del agua, su valor depende de la granulometría del material del cauce y de la configuración del lecho; los niveles de agua en el río y las velocidades del flujo dependen del valor de este coeficiente.

- Cowan Arcement Schneider(1956)

Aunque varios factores afectan la selección de un valor de n para un cauce, los factores mas importantes son el tipo y tamaño de los materiales que componen la cama, bancos y la forma del cauce.

En este procedimiento, el valor de n puede hallarse por la siguiente fórmula:

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

donde:

n_b = Valor básico de n para un flujo de canal recto que corrige el efecto de irregularidades(0.02 a 0.028);

n_1 = Valor que indica la irregularidad y forma del canal(0 a 0.02);

n_2 = Está dado por el grado de variación de forma y tamaño de la sección transversal del canal(0 a 0.015);

n_3 = Es un valor para las obstrucciones(0 a 0.06);

n_4 = Es un valor para la vegetación y condiciones de flujo(0.005 a 0.1);
y

m = Es un valor de la corrección por meandros en el cauce del río.

- Ven Te Chow

Propone en su libro de hidráulica de Canales Abiertos los siguientes parámetros para cauces con fondo de gravas, cantos rodados y algunas rocas.

	Mínimo	Normal	Máximo
"n"	0.03	0.04	0.05

2.4.- HIDRAÚLICA FLUVIAL

La hidráulica fluvial combina conceptos de Hidrología, Hidráulica General, Geomorfología y Transporte de sedimentos. Estudia el comportamiento hidráulico de los ríos en lo que se refiere a los caudales, niveles medios y extremos, las velocidades de flujo, las variaciones de fondo por socavación y sedimentación, la capacidad de transporte de los sedimentos y los ataques contra las márgenes. Los diseños de las obras que se construyen en los ríos

para suministro de agua, vertimiento de excesos, encauzamiento, protección del fondo y márgenes están dentro del campo de la ingeniería de los ríos.

Seguidamente se presentan algunos conceptos y elementos de análisis de la hidráulica fluvial principalmente a la mecánica de transporte de sedimentos. El movimiento del agua, se supone conocido a través de la hidráulica, así como el movimiento uniforme y gradualmente variado en lamina libre, su distribución de tensiones y velocidades, etc.

2.4.1- 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

son aquellos que discurren sobre materiales transportados por el propio río en el pasado geológico y por ello sus lechos suelen ser granulares.

Un río puede tener también un cauce abierto en roca o materiales cohesivos, debido a eso las modificaciones del cauce serán muy lentas debido a su mayor resistencia a la erosión. Tras la erosión del fondo, un lecho cohesivo se puede reestablecer en su fondo original, pero ya no como cohesivo sino como granular, y en esto se diferencia de los lechos granulares.

La propiedad de las partículas del lecho granular que tiene mas importancia en la hidráulica fluvial es el peso. Los cauces naturales están formados por partículas de rocas y minerales cuyo peso específico tiene poca variación, su valor medio es $\gamma_s = 2.65 \text{ T/m}^3$; entonces la propiedad de mas importancia es el tamaño, el cual representa el tamaño de la partícula.

La manera mas común de analizar la granulometría es tamizar una muestra y pesar la fracción que pasa en cada tamiz pero que es retenido en el siguiente.

Las partículas menores de 0.004 mm se llaman arcillas. Entre 0.004 mm y 0.062 mm se llaman limos. Entre 0.062 mm y 2.0 mm se llaman arenas. Entre 2.0 mm y 64 mm se llaman gravas, por último la terminología castellana no parece completamente establecida, pero puede llamarse cantos a los elementos hasta 25.6cm y boloneria de ahí en adelante.

2.4.2- Umbral o Principio de movimiento

Un lecho granular que soporta la circulación de una corriente de agua en algún momento va a sufrir el desplazamiento de una partícula por la fuerza de arrastre del agua. Saber en que condiciones ocurre esto es el problema del umbral, principio o condición crítica del movimiento del fondo, problema que es muy investigado en hidráulica fluvial, de gran implicancia práctica sobre la erosión de un fondo de cauce.

El conocimiento que se tiene es principalmente de ensayos de laboratorio con arenas uniformes. Aunque no hay completo acuerdo, parece haber un consenso en torno a un resultado conocido como el ábaco de Shields (1936).

La acción del agua sobre el fondo puede caracterizarse por una tensión cortante en el fondo τ_0 . La resistencia de la partícula a ser movida puede relacionarse con su peso sumergido, el cual es función de $(\gamma_s - \gamma)$, peso específico sumergido; y del tamaño D que caracteriza el volumen. Con estas tres variables puede formarse el parámetro adimensional $\tau = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)D}$ o tensión cortante adimensional

que compara como cociente la fuerza promotora del movimiento (acción de arrastre proporcional a $\tau_0 \cdot D^2$) con la fuerza estabilizadora (peso proporcional a $(\gamma_s - \gamma)D^3$).

Como primera aproximación, la tensión de fondo vale $\tau_0 = \gamma R_h I$ con R_h radio hidráulico, e I pendiente motriz, expresión que se obtiene haciendo equilibrio entre peso y rozamiento para una rebanada vertical de flujo en lamina libre.

2.4.3- Nociones del transporte de sedimentos

a.- Clasificación del Transporte

El transporte de sedimentos por un río puede clasificarse atendiendo a dos criterios según el modo de transporte y según el origen del material. Según el modo de transporte; el sedimento puede ser transportado en suspensión, sostenido por la turbulencia del flujo o por el fondo rodando, deslizándose o saltando. Una partícula inicialmente en reposo puede ser transportada a saltos por el fondo cuando se supera el umbral del movimiento, pero si el río crece puede ser transportada en suspensión. Cuando mas intensa es la corriente, mayor es el tamaño del material de fondo que es puesto en suspensión.

El otro origen posible del material transportado es la cuenca hidrográfica del río, es decir el origen durante un episodio de lluvias y crecida fluvial.

A largo plazo todo el material del cauce tiene su origen en la cuenca, entonces la corriente transporta este material, que es un material muy fino llamado material de lavado de la cuenca. Este material es transportado siempre en suspensión, por lo tanto el modo de transporte en suspensión suma material de dos orígenes distintos. Un criterio práctico para separar un origen del otro es el tamaño de las partículas $D = 0.0625$ mm. El material inferior a este procede mayoritariamente del lavado de la cuenca mientras que el superior procede del lecho.

Esta clasificación se resume en la *Fig. 2.4.3 a*

El transporte en suspensión puede representar el 90% o mas de todo el transporte sólido de un río y dentro de lo que es el material de lavado puede ser un porcentaje significativo. Este material de lavado está ligado a las características hidrológicas de la cuenca: la litología, el suelo, la pendiente, la vegetación, la precipitación, la escorrentía, etc. La pérdida de suelo de una cuenca podría cuantificarse mediante el material de lavado transportado por el río. El río sirve tan solo de "corredor" de este transporte. El material transportado en suspensión tiene gran repercusión en la salida o desembocadura de un sistema fluvial: en la formación de deltas o la colmatación de los embalses. El transporte de fondo (el 10% restante quizás) tiene sin embargo, la mayor repercusión morfológica sobre el mismo río ya que causa modificaciones en este y por ello es de interés en ingeniería fluvial. El transporte de fondo (mas exactamente el transporte del material del cauce) está ligado a las características hidráulicas del cauce: ancho, pendiente, granulometría, caudal, etc.

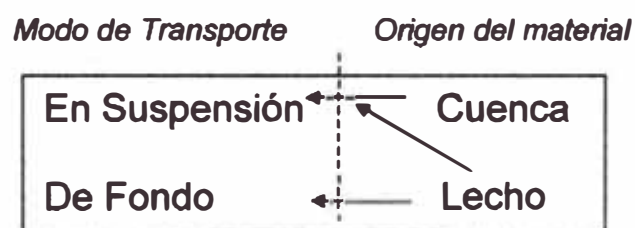


Fig. 2.4.3a: Clasificación de Transporte de Sedimentos

b.- Caudal Sólido

Por analogía con el flujo de agua, el primer paso para el análisis del transporte del sedimento es definir el caudal sólido Q_s , como el volumen por unidad de tiempo que cruza una sección transversal y definir el correspondiente caudal sólido unitario q_s por unidad de anchura. Para el transporte en suspensión es mas sencillo trabajar con el peso del material sólido en lugar del volumen. El peso por unidad de tiempo se llama "caudal en peso". Es preferible el peso porque las medidas practicables en un río son las velocidades del agua y las concentraciones del material sólido en suspensión en mg/l. Ambas variables tienen una distribución en la vertical predecible: la distribución de velocidades es logarítmica como se deduce de la teoría de la capa límite; la de las concentraciones $C_{(y)}$ es en primera aproximación una función exponencial negativa sobre la coordenada y (Fig. 2.4.3.b). el caudal sólido unitario en peso g_s es la integración en la vertical del producto de las variables $g_s = \int C_{(y)} v_{(y)} dy$ y se expresa en g/ms. Por otra parte la predicción del volumen del sedimento al que corresponde cierto peso de material en suspensión no es fácil, pues el peso específico del sedimento varía con el tiempo y depende también de la granulometría.

También el transporte de fondo se expresa frecuentemente en peso además de darse en volumen. En este caso hay hasta cuatro modos de expresarlo:

- 1) En volumen neto, que corresponde exactamente a la definición de caudal sólido.
- 2) En volumen bruto o volumen de un empaquetamiento del material, que incluye los huecos: designando λ al índice de huecos, el cual es función de la granulometría del material, se tiene $\frac{1}{1 - \lambda}$ el volumen bruto es v veces el volumen neto.
- 3) En peso seco, cuya relación con el volumen neto es el peso específico (2650 kg/m³ en materiales naturales).

- 4) En peso sumergido cuya relación con el volumen neto es el peso específico sumergido (1650 kg/m^3).

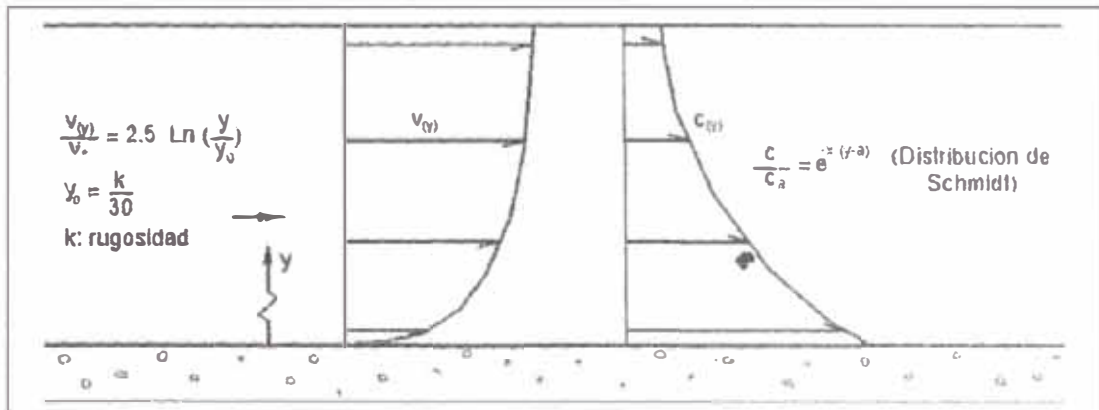


Fig.2.4.3b: Distribución de velocidades(izquierda) y concentración de sedimentos en suspensión(derecha).

El volumen bruto tiene la virtud de ser directamente equiparable con los volúmenes de erosión o sedimentación en el fondo de un río. El volumen neto tiene la virtud de ser homogéneo con el transporte en suspensión y así permitir la comparación o suma de ambos.

c.- Equilibrio de fondo

Decimos que un fondo se encuentra en equilibrio en presencia de transporte de sedimentos(en suspensión y por el fondo) cuando no sufre modificación en su cota.

Este equilibrio definido como un efecto proviene de un equilibrio entre las acciones. Se puede pensar en un conjunto de variables que estarían interviniendo en el equilibrio, conjunto que sería muy numeroso. Con un propósito cuantitativo, Lane (1955) propuso tener en cuenta 4 variables: el caudal líquido(q caudal unitario), el caudal sólido de fondo(q_b caudal sólido unitario), la pendiente(i) y el tamaño del sedimento(D)y las propuso en la analogía de la balanza(Fig. 2.4.3.c). El desplazamiento de la aguja de la balanza por peso en exceso(los caudales) o por un brazo en exceso(la pendiente y el tamaño) da lugar a el proceso de erosión o sedimentación según sea en uno u otro sentido. La analogía de la balanza es una herramienta muy útil para analizar el desequilibrio de un río, en particular por causa de una intervención humana.

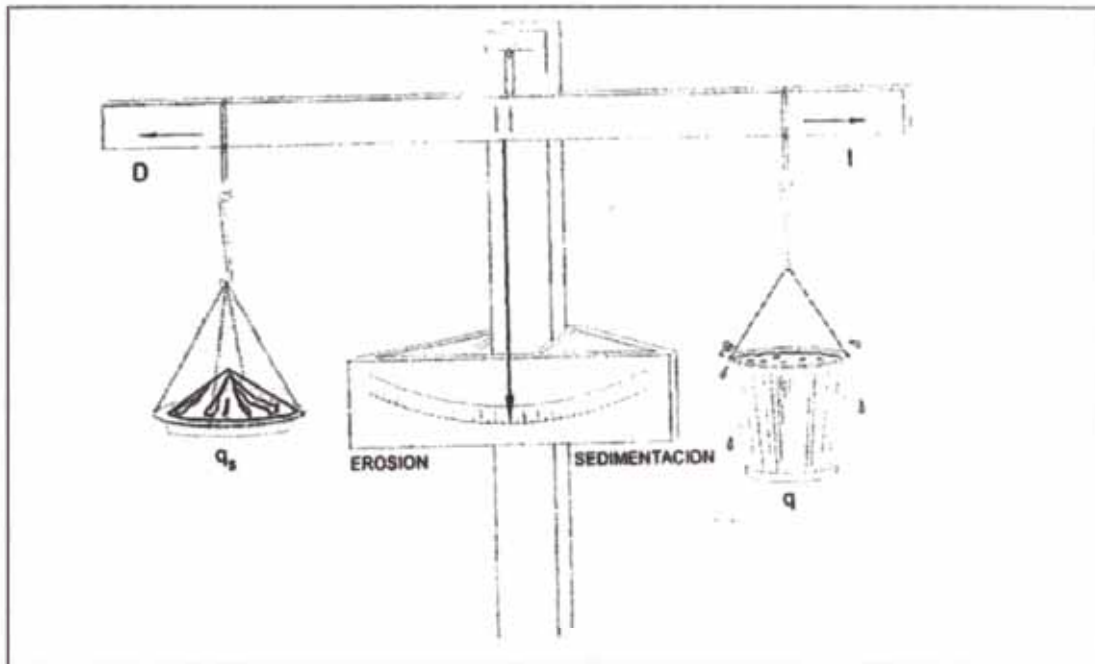


Fig. 2.4.3c: Analogía de la balanza de Lane

2.4.4- Conceptos sobre erosión

La erosión en un cauce es el descenso del fondo (o el retroceso de las orillas) como consecuencia de fenómenos de dinámica fluvial naturales o suscitados por obras del hombre. Como indica la balanza de Lane, la erosión es también una respuesta del cauce a la falta de equilibrio entre las variables principales. Una de estas variables, el caudal sólido es difícil de cuantificar entonces es lógico pensar que la erosión sea difícil de prever.

Es necesario distinguir la erosión general de la erosión local. La erosión general del fondo se puede explicar por la acción de un flujo de agua caracterizado simplemente por una velocidad media, esta clase de erosión afecta a tramos largos del cauce y sería la única o primordial en un cauce recto, prismático y sin ninguna singularidad. La erosión local del fondo se explica por acción de un flujo más complejo, que en una sección de la corriente (vertical u horizontal) requeriría de una descripción bidimensional de las velocidades. Se presenta asociada a singularidades como obstáculos. La erosión local afecta en una pequeña extensión y el flujo local tiene una fuerte turbulencia y desarrolla vórtices. También puede hablarse de erosión general de orillas o márgenes en tramos rectos y de erosión local de orillas en tramos curvos. La erosión de las orillas puede llamarse erosión lateral.

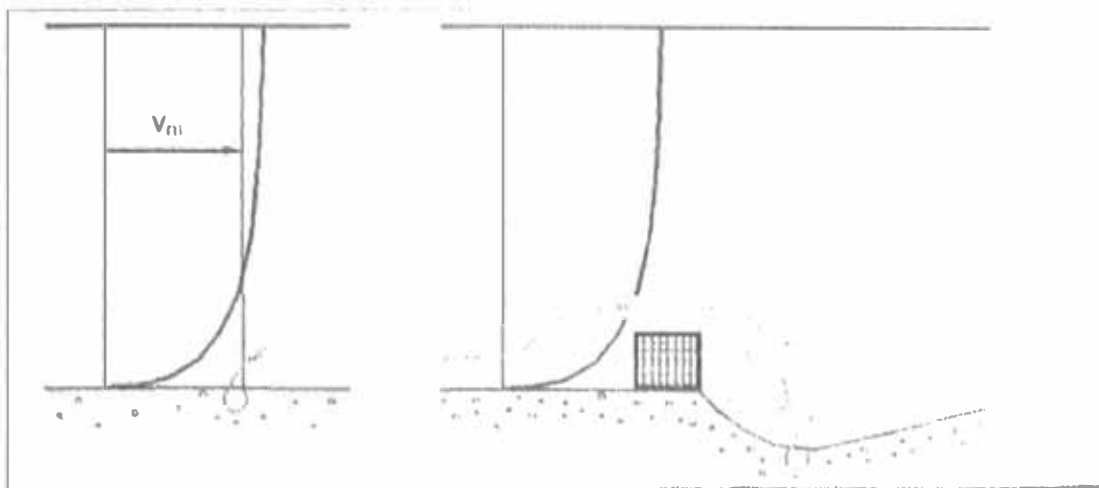


Fig. 2.4.4: Erosión general(izquierda) y erosión local

Además de la distribución espacial se puede hacer una clasificación temporal de la erosión. Existe una erosión transitoria y una erosión permanente.

La erosión transitoria es el descenso del fondo durante la fase ascendente de una avenida. Cuando crece la avenida y baja la superficie libre, asciende el fondo rellenado o el espacio erosionado de forma transitoria. Con una inspección tras la avenida se puede encontrar que el cauce tiene el fondo a la misma cota pero ello no debe engañarnos sobre el estado del fondo durante la avenida. Para describir este fenómeno se dice a veces que el cauce respira.

El área que la erosión transitoria deja libre contribuye al desagüe en forma significativa. La diferencia entre el estado inicial y el final se llama erosión residual. Se conoce el ejemplo del río Tigris en Bagdad, río de llanura y lecho de arena fina ($D = 0.1-0.2 \text{ mm}$) de 250 metros de anchura cuyo fondo descendió transitoriamente 7 metros para volver a su posición inicial tras el paso de una crecida de $2000 \text{ m}^3/\text{s}$.

a.- Cálculo de la Erosión General

Un método para el cálculo de la erosión General es el de Lichtvan-Levediev (Maza, 1967) y las expresiones para evaluar la Erosión General son las siguientes:

$$ds = (\alpha d_0)^{1.67} / 0.68 * D_m^{0.28 * \beta}^{1/(1+x)}$$

Donde:

d_s = Tirante después de producirse la socavación(m)

α = Coeficiente que depende del caudal

d_o = Tirante sin socavación de diseño(m)

D_m = Diámetro medio(mm) de las partículas del lecho

β = Coeficiente que depende del TR(cuadro 2.4.4a)

x = exponente que depende de D_m (suelos granulares; Cuadro 2.4.4b)

$$\alpha = Qd / (d_m^{1.67} * Be * \mu)$$

Donde:

Qd = caudal del río(m³/s)

d_m = Tirante medio = A/Be

Be = Ancho efectivo de la sección sin obstáculos(ancho superficial)

μ = Coeficiente de contracción (Cuadro 2.4.4c)

COEFICIENTE BETA	
TR(años)	Coeficiente 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 2.4.4a: Coeficiente Beta

D_m mm	x	D_m mm	x
0.05	0.43	40.00	0.30
0.15	0.42	60.00	0.29
0.50	0.41	90.00	0.28
1.00	0.40	140.00	0.27
1.50	0.39	190.00	0.26
2.50	0.38	250.00	0.25
4.00	0.37	310.00	0.24
6.00	0.36	370.00	0.23
8.00	0.35	450.00	0.22
10.00	0.34	570.00	0.21
15.00	0.33	750.00	0.20
20.00	0.32	1000.00	0.19
25.00	0.31		

Cuadro 2.4.4b: Factor x para suelos granulares

Vel. Med. (m/s)	LONGITUD LIBRE ENTRE DOS PILAS (CLARO)													
	10 m.	13 m.	16 m.	18 m.	21 m.	23 m.	26 m.	28 m.	32 m.	35 m.	38 m.	40 m.	45 m.	
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	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	1.00
2.00	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00
2.50	0.93	0.96	0.97	0.97	0.97	0.97	0.98	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00
3.00	0.93	0.96	0.97	0.97	0.97	0.97	0.98	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00
3.50	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00	0.87	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99

Cuadro 2.4.4c : Coeficiente de Contracción

b.- Cálculo de la Erosión General Transitoria

El fenómeno de la erosión general durante una avenida es todavía bastante poco conocido. Lo único plenamente seguro son las medidas de campo mediante cadenas u otros métodos. Los métodos de cálculo que se emplean no son mas que una lejana representación de los fenómenos físicos que ocurren en la realidad. La magnitud de la erosión general se calcula por ejemplo a partir de los siguientes criterios:

- Criterio del principio de movimiento de un fondo granular bajo una corriente permanente, tal como el criterio de Shields.
- La hipótesis de aguas claras, o sea que la corriente no soporta sedimentos.

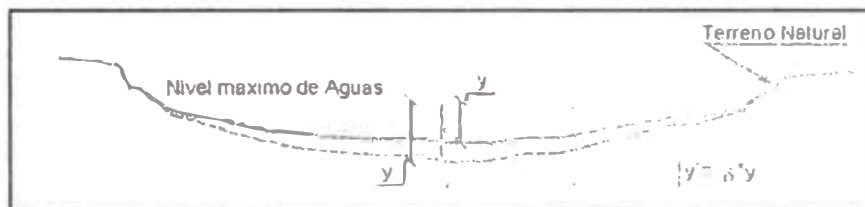
Una vez determinada la posición de la superficie libre(para un cierto caudal), el cálculo se realiza manteniéndola fija mientras se rebaja el fondo aumentando así el área hasta que la corriente cada vez mas lenta sea incapaz de mover el material(según el principio del principio de movimiento). Para tener en cuenta el acorazamiento del lecho puede emplearse por ejemplo el diámetro D_{84} como característico del lecho erosionado. La avenida no es permanente, transporta sedimentos y el cambio de fondo repercute en la superficie. La hipótesis de agua clara considera que conduce a erosiones por exceso(del lado de la seguridad), con el argumento de que no tiene en cuenta la aportación del material sólido en sustitución del erosionado, no obstante en fenómenos de erosión local, las erosiones en agua clara y con transporte de sedimentos son muy semejantes. Empleando el valor de la tensión crítica adimensional 0.056 junto a la expresión de la tensión tangencial $\tau = \gamma R_n I$, la fórmula de Manning para la pendiente motriz

y la fórmula de Strickler para el coeficiente de rugosidad de Manning, este método se resume en la siguiente fórmula:

$$V_{\alpha} = 21 \left(\frac{R_h}{D_{50}} \right)^{1/8} \sqrt{0.056 \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) D}$$

El fondo se rebaja hasta que la velocidad media de la sección es igual a V_{cr} . Las mismas ideas pueden aplicarse de una manera mas detallada cuando se conoce o se estima la distribución de la tensión tangencial y también cuando la sección está compuesta de zonas de distintas características hidráulicas. Se puede notar que el método da en realidad el área erosionada (caudal partido por V_{cr}).

Llamando δ al cociente entre el área erosionada y el área inicial. Por ello es precisamente tener alguna idea de la forma de la sección erosionada para deducir el calado erosionado y' . la idea mas elemental es hacer el calado erosionado proporcional al coeficiente δ y al calado original (ver figura), por otra parte la idea de hacer el calado erosionado proporcional al río no es razonable en curva, ya que la erosión se acentúa en el lado exterior.



Fuente: MARTÍN VIDE, JUAN P.; *Ingeniería fluvial*; Ediciones de la Universidad Politécnica de Cataluña, 1997

2.4.5.- La erosión local en pilares

La erosión causada por el flujo alrededor de obstáculos, como los pilares de un puente, se llama erosión local. Físicamente el fenómeno consiste en que alrededor del pilar se dan velocidades localmente mayores que las medidas de la corriente, acompañadas de un sistema de vórtices frontales, laterales y de estela detrás de la pila. Este sistema de vórtices es el principal responsable de la socavación. Los granos del techo son "aspirados" por los vórtices y el fondo

parece hervir por el movimiento de los granos. El foso que se forma rodea al pilar, con la mayor profundidad y extensión situada en la cara frontal (Fig. 2.4.5.a) Como en otros fenómenos de erosión, hay una dependencia mutua entre el flujo y el foso de socavación, de manera que a largo plazo, si las condiciones hidráulicas son permanentes, se alcanza un equilibrio en la forma y el tamaño de los fosos.

Es sorprendente la magnitud de estos fosos u hoyos, situados precisamente donde más daño pueden hacer al puente. La patología de un fallo por erosión local es que el pilar se hunde o vuelca hacia aguas arriba (Fig. 2.4.5.b)

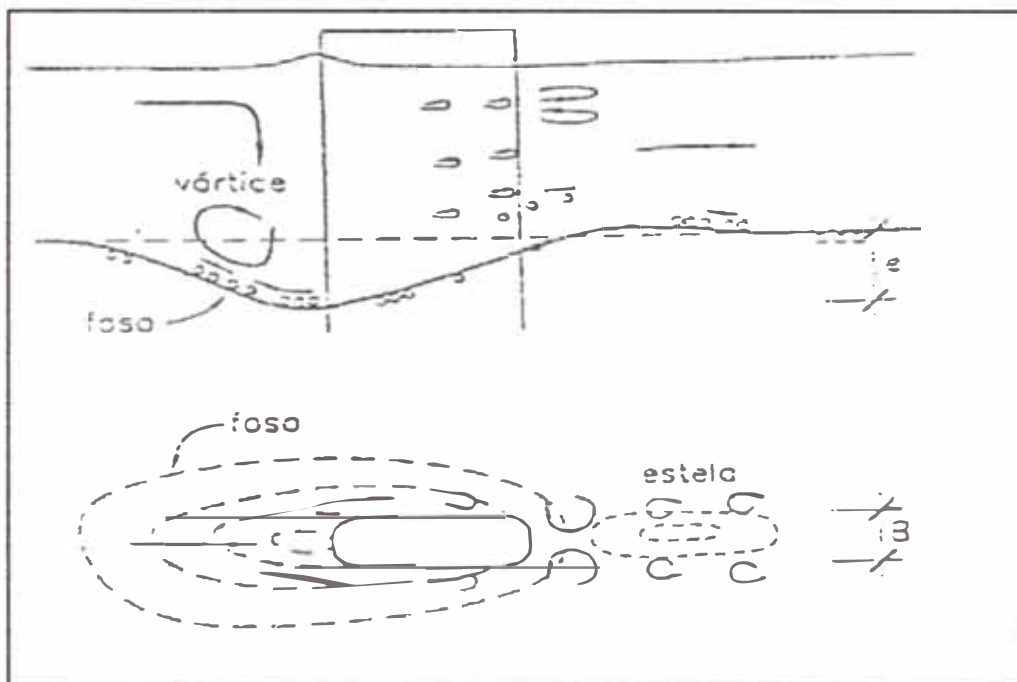


Fig. 2.4.5.a Hidrodinámica y morfología de un flujo de erosión local (elevación y planta)

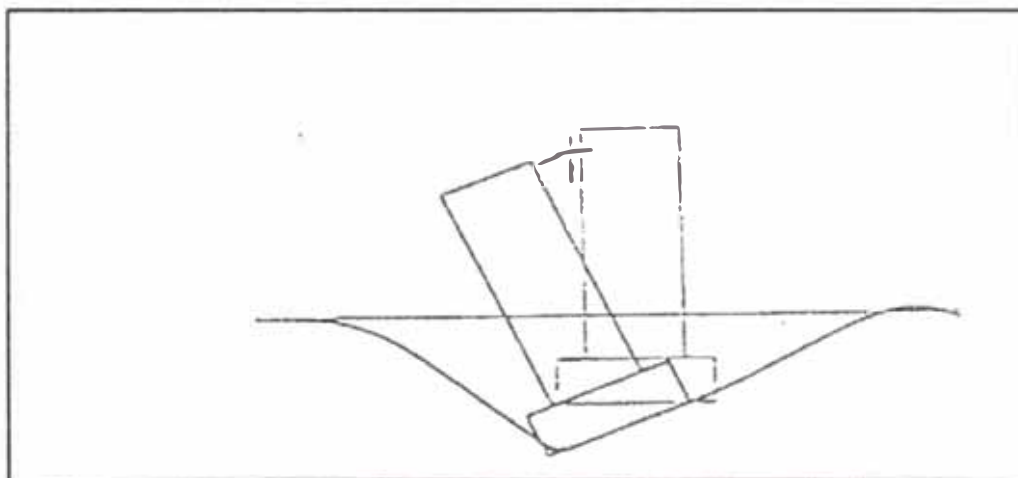


Fig. 2.4.5.b Patología típica de un fallo por erosión local

Hay modalidades distintas de erosión local en pilares: en la primera, la corriente no es capaz de poner en movimiento el material del lecho del río, pero los vórtices sí son capaces de socavar el pilar (se llama erosión de agua clara o aguas claras). La erosión local empieza con una velocidad que es aproximadamente la mitad de la velocidad de umbral para el lecho general (Figura 2.4.5a punto donde $v = 0,5 v_c$) En la segunda modalidad (normalmente presente en avenidas), existe un transporte general de sedimentos en el lecho al mismo tiempo que la erosión local (se llama erosión en el *lecho vivo*). La naturaleza del equilibrio del foso es distinta en uno y otro caso: en el primero, no existe erosión en el foso una vez alcanzado el equilibrio, mientras en el segundo caso la cantidad de material transportado por la corriente que entra en el foso se compensa con la cantidad que sale. La entrada de mesoformas, vinculadas al transporte de fondo, explica la fluctuaciones temporales del equilibrio en el lecho vivo. Curiosamente los fosos de equilibrio en condiciones permanentes son aproximadamente iguales. Por otra parte, el foso máximo parece formarse si la corriente es tal que el fondo está en el límite entre el estado de reposo (aguas claras) y el de movimiento general del lecho (lecho vivo), o sea en condiciones de umbral del movimiento(Fig. 2.4.5b: punto donde $v = v_c$). Esta propiedades son de aplicación posterior a los modelos reducidos.

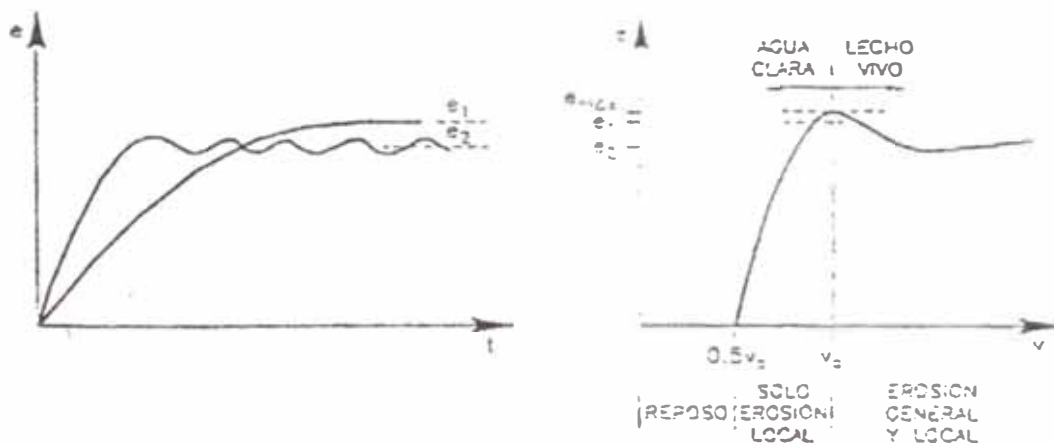


Figura 2.4.5a A la izquierda, evolución temporal de la erosión local en agua clara(e_1) y lecho vivo(e_2). A la derecha con las mismas ordenadas, erosión local en pilares según la velocidad de la corriente.

Todo lo anterior se sabe gracias a la experimentación en laboratorio, donde es posible observar los fenómenos. Las medidas de campo son raras, porque los sucesos de más importancia (avenidas) son esporádicos y por la dificultad de medir o siquiera ver el fondo. El examen de la pila tras la avenida no indica la erosión alcanzada, pues lógicamente el foso se rellena durante la fase de descenso del caudal.

2.4.6.- Calculo de la erosión local en pilares

Existen muchas fórmulas de erosión local en pilares, entre las cuales se pueden dar resultados diferentes hasta en un factor multiplicativo de 8. Las fórmulas se refieren tan sólo a la erosión máxima final o de equilibrio, para régimen hidráulico permanente en el tiempo, de tipo lento (número de Froude < 1, es decir ríos de poca pendiente) y lechos granulares. La razón principal de las discrepancias entre fórmulas es la discusión existente todavía sobre los factores que influyen en la erosión. Las variables que influye, en la erosión. Las variables que influyen, en orden de importancia, parece ser: la dimensión transversal del pilar(su anchura frente a la corriente, teniendo en cuenta por tanto el ángulo con que se incide el agua), la velocidad de la corriente (o bien el número de Froude), la granulometría del material del fondo (no tanto en el tamaño medio del sedimento como su desviación típica), la forma del obstáculo y el calado. Una desviación granulométrica alta, indica la capacidad de acorazamiento del lecho, fenómeno que reduce las profundidades de erosión.

Como fórmula de cálculo seleccionamos la de Richardson, utilizada en EE.UU:

$$e = 2.0 k_1 k_2 B^{0.86} y_1^{0.36} Fr_1^{0.43}$$

donde e: erosión máxima (m); B: ancho del pilar(m); k₁: constante de forma del pilar(1.0 para pilar circular, 1.1 para pilar rectangular); k₂: constante de ángulo de ataque, que puede omitirse si se usa la anchura B' del pilar proyectada perpendicularmente a la corriente(Figura 2.4.6a) en lugar de B, y₁ y Fr₁ calado y número de Froude aguas arriba . Como se ve, la variable de mayor influencia es la anchura del obstáculo. Una regla de recordar para una estimación rápida de la erosión local es e = 2B. Se deduce también que la sección circular es interesante para un pilar de puente porque el ángulo de ataque resulta indiferente, en comparación a una de igual anchura y distinta forma.

Cuando el ancho del pilar es variable con la altura(figura 2.4.6b) la forma “invertida” da lugar a mayor erosión. Por otra parte, los cuerpos flotantes que quedan enredados o detenidos en el pilar agravan la erosión local porque tienen un efecto de aumento del ancho.

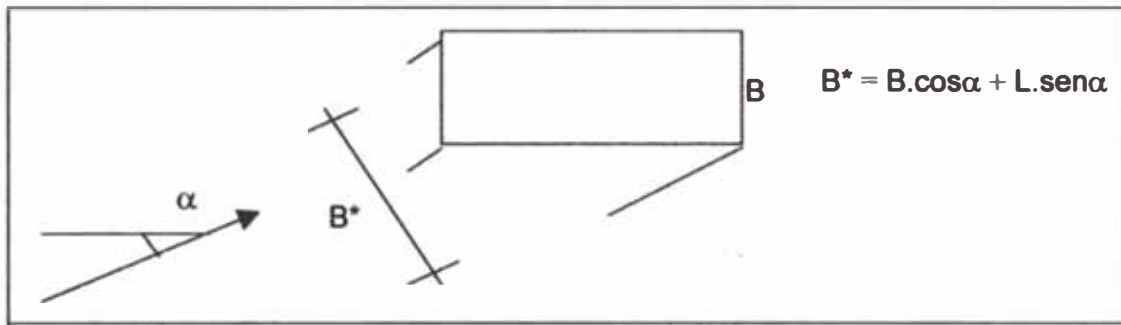


Fig. 2.4.6a ancho proyectado para el cálculo de la erosión local

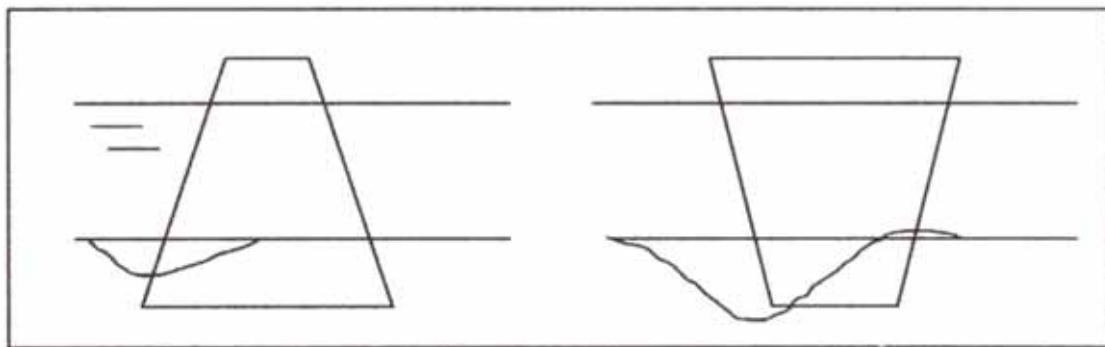


Fig. 2.4.6b ancho variable en pilares

El tamaño del sedimento D parece no influir en la erosión máxima que sea pequeño en comparación al pilar ($B/D_{50} > 25$). En cambio, si la granulometría es extendida ($\sigma > 3$) la erosión si puede reducirse muy substancialmente (por ejemplo a menos de la mitad).

2.4.7.- Calculo de la erosión local en los estribos

Los problemas de erosión en estribos como causa del fallo de puentes son probablemente tan numerosos como los problemas de erosión de pilares. Los dos fenómenos son semejantes, por ejemplo en cuanto al sistema de vórtices y en cuanto a las propiedades del régimen de agua clara y de lecho vivo. La

máxima erosión se produce en la cara de aguas arriba, donde confluye la corriente orientada hacia el vano del puente con la corriente que viene bordeando el terraplén(Fig. 2.4.7a)

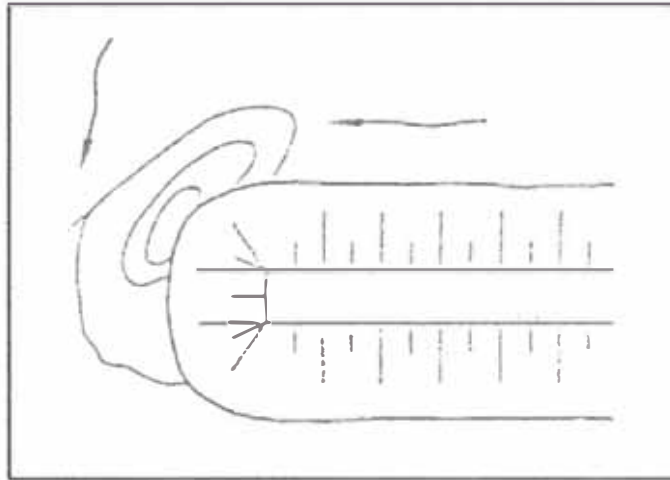


Fig. 2.4.7a Esquema en planta de la erosión local en un estribo

Los estribos con talud o derrame de tierras, como en la figura, dan lugar a erosiones menores que los estribos con muros de contención verticales, por lo que aquellos son siempre preferibles. La longitud de penetración del estribo en el río (llanura y cauce) influye considerablemente en la magnitud de la erosión. Cuanto mayor es el caudal “interceptado” por el estribo, mayor es la corriente que lo bordea y mayor la erosión local. El caudal interceptado no es sólo función de la longitud L , sino de las profundidades relativas de cauce y llanuras y de sus rugosidades relativas, pero en la expresión más utilizada para la erosión final de equilibrio se usa sólo la longitud L (m):

$$e = K L^{0.40} y_1^{0.60} Fr_1^{0.33}$$

En esta fórmula (llamada de Liu) e , y_1 , Fr_1 tienen el mismo significado que en erosión en pilares y k es un coeficiente de forma: vale 1.10 para talud o derrame para contornos verticales. Cuando el estribo es muy largo, concretamente si $L/y_1 > 25$, se considera que la erosión queda limitada por la expresión: $e = 4 y_1 Fr_1^{0.33}$. La erosión en espigones impermeables se puede calcular del mismo modo que en estribos. En ambos casos es un poco cuando el elemento se orienta hacia aguas arriba.

2.4.8.- Calculo de la erosión por contracción del cauce

Consiste en el descenso del fondo del cauce del río en aquellas secciones donde se reduce el ancho debido a la mayor velocidad de la corriente en esta zona, esto ocurre cuando se construyen obras dentro del cauce de un río, como puentes o espigones.

La socavación por contracción se puede calcular utilizando la ecuación propuesta por Laursen en 1960:

$$y_2 y_1 = (Q_1/Q_c)^{0.7} (W_1/W_2)^A (n_2/n_1)^B$$

La socavación es igual a $y_s = y_2 - y_1$; 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 en la sección contraída

Q_1 = Flujo en la sección de 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:

V^*c/w	e	A	B	Transporte de sedimento
<0.5	0.25	0.59	0.066	Mayormente carga de contacto
1	1	0.64	0.21	Algún material en suspensión
>2	2.25	0.69	0.37	Mayormente transporte en suspensión

$V^*c = (g \cdot Y_1 \cdot S_1)^{0.5}$, velocidad de corte

g = Aceleración de la gravedad

S_1 = Pendiente línea de energía de canal principal

w = Velocidad de caída del d_{50} del material del lecho

e = Factor de transporte

2.5.- ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Es común en ingeniería definir la estabilidad de un talud en términos de un factor de seguridad (FS), obteniendo de un análisis matemático de estabilidad. El modelo debe tener en cuenta la mayoría de los factores que afectan la

estabilidad. Estos factores incluyen geometría del talud, parámetros geológicos, presencia de grietas de tensión, cargas dinámicas por acción de sismos, flujo de agua, propiedades de los suelos, Etc. Sin embargo, no todos los factores que afectan la estabilidad de una talud se puede cuantificar para incluirlos en un modelo matemático. Por lo tanto, hay situaciones en las cuales un enfoque matemático no produce resultados satisfactorios.

A pesar de las debilidades de un determinado modelo, determinar el factor de seguridad asumiendo probables de falla, permite al Ingeniero tener una herramienta muy útil para la toma de decisiones. Se puede estudiar superficies planas, circulares, logarítmicas, parabólicas y combinaciones de ellas. La mayoría de los trabajos que aparecen en la literatura sobre el tema asumen que el suelo es un material isotrópico y han desarrollado métodos de análisis de superficies circulares o aproximadamente circulares principalmente. Sin embargo el mecanismo de falla en materiales residuales, donde aparece, la roca meteorizada y la roca sana, así como formaciones aluviales y coluviales Anisotrópicas requieren de nuevos enfoques y del estudio de superficies de falla no simétricas.

2.5.1.- Equilibrio límite y factor de seguridad

El análisis de los movimientos de los taludes o laderas durante muchos años se ha realizado utilizando las técnicas del equilibrio límite supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla equivalentes a un factor de seguridad de 1.0

El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Cada día se han mejorado los sistemas de Dovelas desarrolladas a inicios del siglo XX y existe software muy fácil de utilizar. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de los métodos posee un cierto grado de precisión.

El factor de seguridad es empleado por los Ingenieros para conocer cual es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius (1927) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del

material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla:

$$F.S. = \frac{\text{Resistencia al corte}}{\text{Esfuerzo al cortante}}$$

En superficies circulares donde existen un centro de giro y momentos resistentes y actuantes:

$$F.S. = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento actuante}}$$

Existen, además, otros sistemas de plantear el factor de seguridad, tales como la relación de altura crítica y altura real del talud y método probabilística.

Las mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de “equilibrio límite” donde el criterio de falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie.

Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistente, se compara con la disponible del suelo o roca y se obtiene una indicación del Factor de Seguridad.

Otro criterio es el de dividir la masa a estudiar en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el análisis de cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos.

$$F.S. = \frac{\sum \text{Resistencia al corte}}{\sum \text{Esfuerzos al cortante}}$$

2.5.2.- Métodos de Análisis

A continuación se presentan algunos métodos de análisis universalmente conocidos para el cálculo del Factor de Seguridad.

- **Método Ordinario o de Fellenius**

Conocido también como método Sueco, método de las Dovelas o método U.S.B.R.. Este método asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de estas fuerzas se obtiene el Factor de Seguridad.

Las fuerzas que actúan sobre una dovela son (Fig. 2.5.2.a):

- El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla.
- Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla.
- Las fuerzas de presión de tierras y cortante en las paredes entre dovelas, las cuales no son consideradas por Fellenius, pero sí son tenidas en cuenta en otros métodos de análisis más detallados.

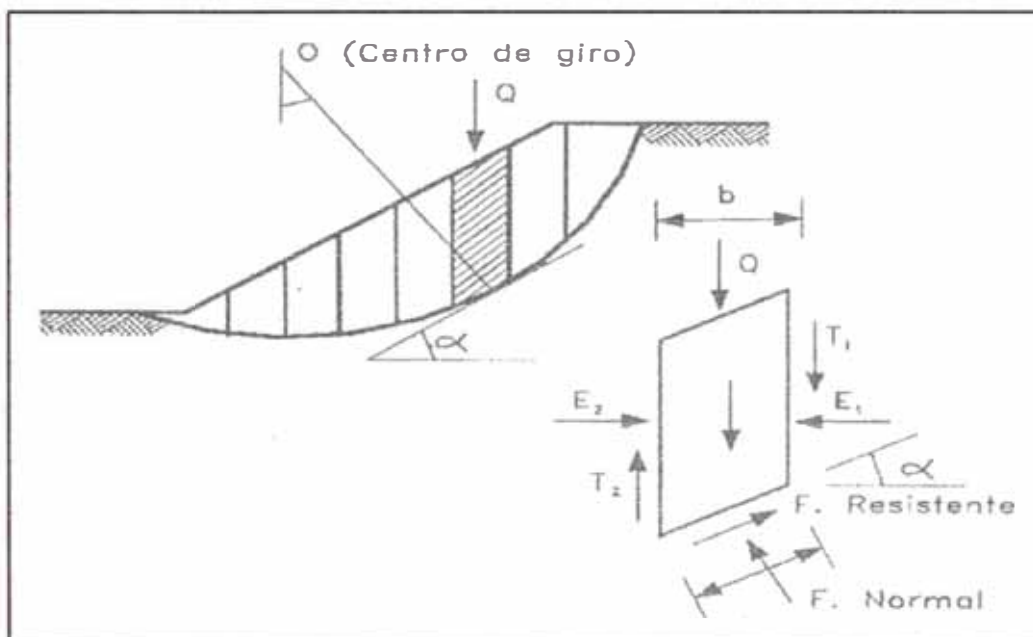


Fig. 2.5.2a: Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas

El método de Fellenius calcula el Factor de seguridad con la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{\sum [C' b \sec \alpha + (W \cos \alpha - u b \sec \alpha) \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha}$$

α = Angulo del radio del circulo de falla con la vertical bajo el centroide en cada tajada.

W = Peso total de cada tajada.

u = Presión de poros = $\gamma_w h_w$

b = Ancho de la Tajada

c ; ϕ = Parámetro de resistencia del suelo.

- **Método de Bishop**

Bishop (1955) se presentó un método utilizando Dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las Dovelas. La solución rigurosa de Bishop es muy compleja y por esta razón se utiliza una versión simplificada de su método, de acuerdo a la expresión.

$$F.S. = \frac{\sum [C' b + (W - ub) \tan \phi' / ma]}{\sum W \sin \alpha}$$

donde:

$$ma = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F.S.} \right)$$

α = ángulo del radio y la vertical en cada dovela

W = Peso de cada dovela

u = Presión de poros = $\gamma_w h_w$

b = Ancho de la Tajada

c; ϕ = Parámetro de resistencia del suelo.

- **Método de Janbú**

Janbú (1973) presenta un método de Dovelas para superficies de falla curvas, no circulares.

De acuerdo con Janbú (ecuación modificada):

$$f_0 = \frac{f_0 \sum \left\{ [c' b + (W - ub) \tan \phi] \frac{1}{\cos \alpha ma} \right\}}{\sum (W \tan \alpha)}$$

Donde f_0 : depende de la curvatura de la superficie de falla (Fig. 2.5.2b)

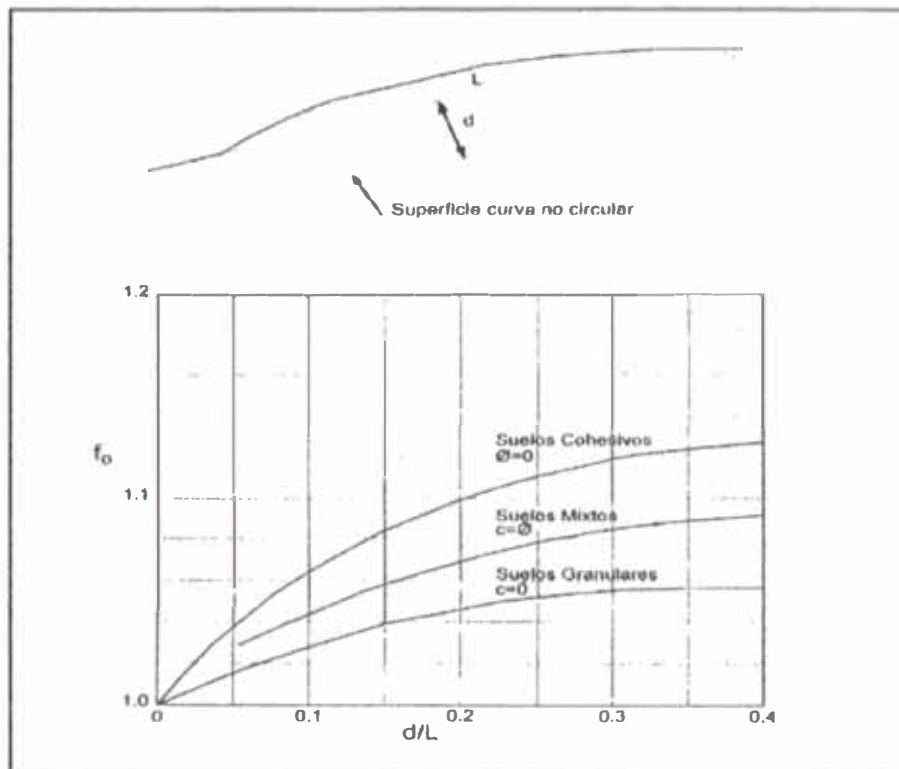


Fig. 2.5.2.c: Diagrama para determinar el factor f_0 para el método de Janbú

2.5.3.- Comparación de los Diversos Métodos

La cantidad de métodos que se utilizan, los cuales dan resultados diferentes y en ocasiones contradictorios son una muestra de la incertidumbre que caracteriza los análisis de estabilidad.

Los métodos más utilizados por los ingenieros geotécnicos en todo el mundo son los simplificados de Bishop y de Janbú, los cuales en su concepción teórica no satisfacen equilibrios de fuerzas o de momentos. Los valores de factores de seguridad que se obtienen por estos dos métodos generalmente, difieren en forma importante de resultados utilizando procedimientos que satisfacen el equilibrio, como son los métodos de Spencer y de Morgenstern – Price.

Aunque una comparación directa entre los diversos métodos no es siempre posible, los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente el 5% con respecto a soluciones más precisas, mientras el método simplificado de Janbú generalmente, subestima el factor de seguridad hasta valores del 30%, aunque en algunos casos los sobrestima hasta valores

del 5%. Esta aseveración fue documentada por Freddlund y Krahn (1977). Los métodos que satisfacen en forma más completa el equilibrio son más complejos y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis. En los métodos más complejos y precisos de FS. Por las razones anteriores se prefieren métodos más sencillos pero más fáciles de manejar como son los métodos simplificados de Bishop o de Janbú.

2.6.- IMPACTO AMBIENTAL

Algunos proyectos de protección de riberas de los ríos se han realizado con otros proyectos con propósitos diferentes pues es difícil aislar el impacto ambiental debido a la protección de las riberas de un río.

El impacto ambiental en este tipo de obras incluye los siguientes aspectos: estético, físico, calidad del agua y biológico.

El impacto estético es el mas común pues la apariencia natural del área del proyecto se modifica debido a la construcción de estructuras o la alineación del cauce.

El impacto físico afecta a la morfología, sedimentación y transporte de la capacidad del río produciéndose cambios localizados como gradación o degradación en el cauce.

Estos efectos físicos tienden a manifestarse como cambios en la diversidad del paisaje y diversidad del hábitat acuática asociada a la calidad; por ejemplo la pérdida de los cauces laterales es decir la sustitución del banco natural por la protección proyectada. Los cambios en el hábitat afectarán la fauna y la vida acuática debido a una reducción o cambio de la estructura del lugar.

El impacto en la calidad del agua, debido a los cambios en la turbiedad del agua genera una alteración en el hábitat, por ejemplo el oscurecimiento de las aguas; los cambios en la temperatura y las actividades de fotosíntesis pueden afectar a las algas o la flora acuática; el oxígeno disuelto y otros parámetros de calidad del agua provocan cambios temporales en la calidad de esta, esto último puede ocurrir en las actividades de construcción.

Los impactos biológicos pueden dividirse en terrestre u acuático.

El impacto terrestre involucra la alteración o eliminación de la vegetación en la zona de emplazamiento del enrocado debido a la construcción de este. La zona de enrocado proporciona un área de vida de una gran variedad de plantas y vida animal.

Los peces también pueden ser afectados debido a los cambios en el hábitat debido a la construcción de la defensa ribereña.

3.- METODOLOGIA DEL ESTUDIO

3.1.- DEFENSA RIBEREÑA TIPO ENROCADO

Para el diseño de la defensa ribereña se va a utilizar la metodología de "estabilidad de momentos".

3.1.1.- Factores Para Considerar

Cuando se cuenta con el volumen de piedra requerida, el enrocado es generalmente el material mas barato para la ladera de protección. El enrocado tiene muchas ventajas sobre otros tipos de protección: es una cobertura flexible y no se daña ni debilita por un movimiento ligero del lecho; pueden presentarse daños locales o pérdida de alguna sección pero esta se repara fácilmente con la colocación de piedra en el área dañada; su construcción no es complicada por lo tanto no se requiere un equipo especial y/o personal calificado en este rubro; el enrocado normalmente es durable, recuperable y puede acumularse para un uso futuro. La Efectividad - Costo del enrocado da una alternativa viable sobre otros tipos de protección de ribera. Aunque el enrocado debe ponerse al nivel apropiado debajo del lecho del cauce, no hay una regla específica. La apariencia del enrocado es natural pero con el paso del tiempo y debido al contacto con el agua empieza a crecer vegetación entre las hendiduras de las piedras.

Los factores mas importantes a ser considerados en el enrocado son los siguientes:

- La durabilidad de la piedra.
- La densidad de la piedra.
- La velocidad (magnitud y dirección) del flujo.
- La pendiente del lecho de río.
- El ángulo de reposo para la piedra.
- La forma y angulosidad de la piedra.
- Que forma y peso de piedras deberán ser que sean estables en la línea de flujo.
- Que espesor de protección se requiere.
- Es un filtro necesario entre el banco y la cobertura para permitir la filtración y prevenir la corrosión del banco a través de la cobertura.

3.1.2.- Distribución del tamaño de las rocas

- *Recomendaciones de Highways in the river Environment (Richardson et al, 1990)*

El enrocado bien graduado desarrolla una armadura. Es decir algunos de los materiales mas finos, incluso los tamaños D_{50} y mas grande, se transporta por las velocidades altas, pero a su vez van dejando una capa de tamaños de piedras grandes que no pueden transportarse bajo las condiciones de flujo dadas. Así, el tamaño representante de la piedra para la estabilidad del enrocado es determinado por los tamaños mas grandes de piedra. El tamaño de grano representativo D_m para el enrocado es mas grande que el tamaño de la piedra del medio D_{50} .

Gradación del Enrocado	
D_0	0.25 D_{50}
D_{10}	0.35 D_{50}
D_{15}	0.43 D_{50}
D_{20}	0.50 D_{50}
D_{30}	0.65 D_{50}
D_{40}	0.80 D_{50}
D_{50}	1.00 D_{50}
D_{60}	1.20 D_{50}
D_{70}	1.60 D_{50}
D_{80}	1.75 D_{50}
D_{90}	1.80 D_{50}
D_{100}	2.00 D_{50}

- *Recomendaciones del U.S. Department of Transportation*

La gradación de las piedras del enrocado afecta la resistencia a la erosión. Los límites de la gradación no deben ser tan estrictos ya que esto repercutirá en los costos de producción. Deberá de graduarse razonablemente cada carga del enrocado desde el tamaño mas pequeño hasta el tamaño mas grande.

En el siguiente cuadro se presenta los limites de gradación:

Rango del Tamaño de roca (pies)	Porcentaje de Gradación Menor que
1.50 D ₅₀ a 1.70 D ₅₀	100
1.20 D ₅₀ a 1.40 D ₅₀	85
1.00 D ₅₀ a 1.15 D ₅₀	50
0.40 D ₅₀ a 0.60 D ₅₀	15

3.1.3.- Espesor del enrocado

Se recomiendan que el espesor del enrocado debe ser lo suficiente para acomodar la roca de mayor tamaño. Se podrá adoptar: $T = 2 D_{50}$

3.1.4.- Filtros

Un filtro es una capa de transición de arena gruesa, piedra pequeña, o tejido puesta entre la tierra subyacente y la estructura. El filtro previene la migración de las partículas de tierra fina a través de la estructura, distribuye el peso de las unidades de la armadura para producir la presión mas uniforme, y alivia los esfuerzo de presiones hidrostáticas dentro de las tierras. Los filtros deben reunir dos requisitos básicos: la estabilidad y la permeabilidad.

Normalmente se usan dos tipos de filtros: granular(la arena gruesa) y filtros de geotextil.

Filtros de material granular

- *Highways in the River Environment*(Richardson etal, 1990)

Una capa de arena gruesa bien graduada deben ponerse encima del terraplén o río antes de la colocación del enrocado. El tamaño de la arena gruesa en la manta del filtro deben ser de 5 mm(3/16 pulg.) y un límite superior que depende de la gradación del enrocado con un tamaño máximo de aproximadamente 76 a 89 mm(3 a 3 1/2 pulg.). El espesor del filtro puede variar, dependiendo del espesor del enrocado pero no debe ser menor de 152 a 228 mm(6 a 9 pulg.). Las características técnicas sugeridas para la gradación son como sigue:

$$\frac{D_{50}(\text{Filtro})}{D_{50}(\text{Base})} < 40 \quad 5 < \frac{D_{15}(\text{Filtro})}{D_{15}(\text{Base})} < 40 \quad \frac{D_{15}(\text{Filtro})}{D_{85}(\text{Base})} < 5$$

Si el material es una tierra cohesiva de grano fino, como grasa o la arcilla delgada, estos requisitos no son aplicables y el criterio de estabilidad es que los D_{15} se clasifican según el tamaño del filtro que no puede exceder 0.4 mm. Si el filtro se diseña para la protección contra el flujo ascendente de agua, el filtro graduado se construye para que cada capa sea más tosca que el de mas abajo.

- *Recomendaciones del U.S. Department of Transportation*

Si una capa de material de filtro no satisface deben usarse los requisitos del filtro para poder colocar una o mas capas adicionales de material del filtro. El requisito del filtro se aplica entre el material de la ladera y el filtro, entre las capas sucesivas de material del material de filtro si mas de uno la capa se usa, y entre la manta del filtro y el enrocado. No mas de 5 por ciento del material del filtro debe pasar la malla N° 200.

$$\frac{D_{15} \text{ (Capa - Gruesa)}}{D_{85} \text{ (Capa - Fina)}} \leq 5 \leq \frac{D_{15} \text{ (Capa - Gruesa)}}{D_{15} \text{ (Capa - Fina)}} \leq 40$$

El espesor de la manta del filtro debe ir de 6 pulg. (15 centímetros) a 15 pulg.(38 centímetros) para una sola capa, o de 4 pulg.(10 centímetros) a 8 pulg.(20 centímetros) para las capas individuales de una manta de capa múltiple.

Filtros de Geotextil

VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Los filtros sintéticos son otra alternativa frente a los filtros granulares.

- *Ventajas*
 - La instalación es generalmente rápida y eficiente.
 - Son consistentes y tienen una calidad de material mas confiable.
 - poseen capacidad de deformación con el enrocado y permanecen continuos.
- *Desventajas*
 - Puede haber dificultad para colocarlos debajo del agua.
 - El desarrollo de bacterias dentro del suelo, o sobre el filtro puede alterar el comportamiento hidráulico definido en las especificaciones de fábrica.

CONSIDERACIONES ESPECIALES PARA DISEÑO DE FILTRO

Los filtros sintéticos son otra alternativa frente a los filtros granulares.

- **La durabilidad**

El término incluye la estabilidad química, biológica, termal, y ultravioleta (UV).

Los ríos y escurrimientos pueden contener materiales que pueden ser dañinos al geotextil, comúnmente los polímeros sintéticos no se deterioran o se pudren en contacto prolongado con la humedad.

- **Fuerza y Resistencia a la Abrasión**

Los requerimientos de las propiedades dependerán de: el tamaño, el peso y la forma de la piedra del enrocado, manejo, técnicas de colocación y la severidad de las condiciones hidráulicas (velocidad de la línea de flujo, altura, cambios rápidos del nivel del agua, etc.). La abrasión puede ser el resultado del movimiento de las rocas del enrocado producto de la acción de las corrientes. Las propiedades de fuerza generalmente consideran primero la importancia del esfuerzo cortante, estabilidad, rasgado, punzonamiento y resistencia a la explosión. La siguiente tabla da los valores de la fuerza mínima recomendada:

Requisitos Mínimos de Fuerza en el Geotextil

Tipo de Fuerza	Prueba	Clase A	Clase B
Fuerza de Tensión	ASTM D 4632	200	90
Alargamiento(%)	ASTM D 4632	15	15
Punzonamiento	ASTM D 4833	80	33
Rasgue	ASTM D 4533	50	30
Abrasión	ASTM D 3884	55	25
Costura	ASTM D 4632	180	80
Al explosión	ASTM D 3786	320	140

Bajos las condiciones mas severas se usa la clase A, como cuando la altura de caída es menos de 3 pies y el peso de la piedra no debe exceder las 250 libras. La clase B deberá ser protegida por un cojín de arena o la altura de caída debe ser cero.

Fuente: Los departamentos del ejército y la fuerza aérea USA TM 5-818-8/AFJMAN 32-1030

- **Material Del Revestimiento**

El material del enrocado, minimiza o disipa las fuerzas hidráulicas, protege el geotextil extendido frente a la exposición de la radiación UV. Quitando el peso al geotextil, abajo al presión de tierra-agua puede separar el geotextil de la tierra. Luego este cuando ya este encogido, la tierra se comenzará a erosionar.

Una consideración importante en el material de protección es guardar un área nula entre las piedras relativamente pequeñas. Si el área nula es excesivamente grande, en el geotextil se formará un globo y en el futuro la ruptura. La solución en este caso es poner una capa graduada de piedras mas pequeñas debajo de las piedras grandes que impedirán mover la tierra.

- **El Anclaje**

Debe ponerse geotextil en la uña y en el espaldar de la defensa a todo lo largo a una elevación bajo el nivel de agua para minimizar la erosión en la uña. La colocación del geotextil en la uña debe de asegurarse introduciendo 90 cm en el interior de la uña, se recomienda poner a lo largo de la cima del espaldar 60 cm introducidas en el terreno natural; el geotextil necesita ser fijado a la cresta y dedo del pie de la ribera del río.

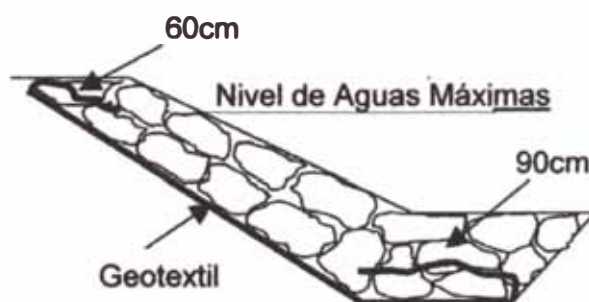


Fig. 3.1.4: Anclaje del geotextil

LAS CONSIDERACIONES DE LA CONSTRUCCIÓN

- **La Preparación del Sitio**

La superficie debe ser perfilado hasta que quede exentos de vegetación, piedras grandes, árboles, raíces y otros materiales; un plano relativamente liso libre de obstrucciones, depresiones y baches suaves de materiales.

- ***La Colocación del Geotextil***

El geotextil es desenrollado directamente en la tierra graduada suavemente sobre la superficie. El geotextil debe ser suavemente puesto, libre de tensión, pliegues y arrugas. Cuando se usa para protección de la ribera del río donde las corrientes actúan paralelo al banco, estas son la principal fuerza de erosión, los geotextiles deben ponerse con la dimensión mas larga en la dirección de flujo de agua. Los geotextiles deben fijarse en los terminales para prevenir el levantamiento o socavación.

- ***Traslape y Costuras***

El geotextil debe tener un traslape mínimo de 60 cm a lo largo de los bordes y al final de los rollos. Para la colocación aguas abajo, el traslape mínimo debe ser 90 cm, ya sea cosiendo, sujetando con grapas o encolando los tableros adyacentes. El primero(coser) ha demostrado ser el método mas fiable para unir los tableros adyacentes. Debe utilizarse polipropileno o hilo de nylon. La fuerza de la costura en el campo no debe ser menor al 90% de la fuerza tensionante requerida del geotextil en cualquier dirección principal.

- ***La Colocación de Material del Espaldar en el Geotextil***

Se debe tener mucho cuidado al colocar el enrocado, pues se puede romper el geotextil. En ningún caso se debe dejar caer la roca a una altura que dañe el geotextil. Si las rocas tienen aristas filudas se debe colocar una subcapa granular entre el enrocado y el geotextil.

3.2.- DEFENSA RIBEREÑA TIPO GAVION

Los gaviones(o cestones) consisten en un recipiente, normalmente un paralelepípedo, de alambre relleno de cantos rodados. En lugares donde no existe roca o es difícil de conseguirla, los gaviones son la mejor manera de aprovechar el material de grava, formando unidades de mayor peso. Con gaviones se construye estructuras capaces de resistir por gravedad, estas estructuras están formadas por hiladas de paralelepípedos apoyadas unas sobre otras, por ejemplo diques longitudinales o espigones. Debido a su colocación ordenada, el contacto entre gaviones se realiza en un plano amplio, además los gaviones están unidos entre si con alambre.

Los gaviones son elementos permeables, para evitar la pérdida del sustrato y el hundimiento del gavión es preciso un filtro. Los gaviones son estructuras moderadamente flexibles que pueden adaptarse a pequeñas erosiones del cauce o asentamientos del sustrato.

La dimensión típica estandarizada del gavión es de 1 m x 1 m en sección transversal y de 1 a 4 metros de longitud, estos se llaman gaviones de cuerpo. Los gaviones de altura 0.50 m se llaman gaviones de base porque se utilizan como cimentación, zócalo o base del conjunto. La tercera modalidad de gaviones, es de solo 0.20 o 0.30 m de altura, llamados también corazas o gaviones de revestimiento, se emplean en alineaciones de recubrimiento o revestimiento sin carácter de estructura de gravedad.

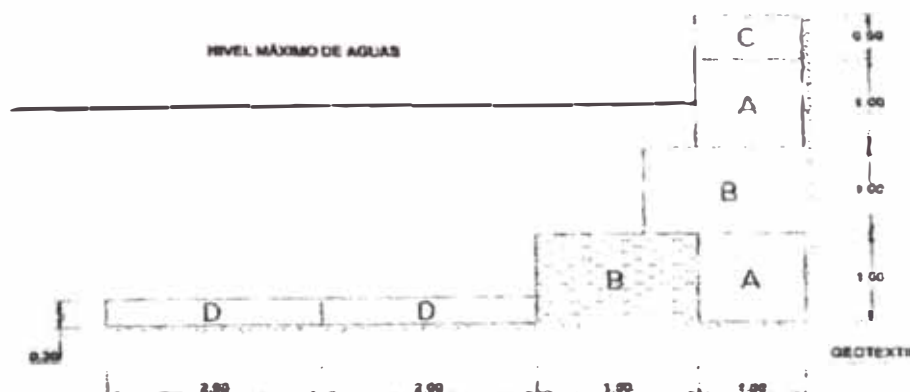


Fig. 3.2a: Características de una protección con gaviones, combinando sus tres modalidades.

El recipiente del gavión es una malla de alambre galvanizado. El alambre puede tener un recubrimiento de PVC para mayor protección. Los agentes destructivos del alambre del gavión son la corrosión en agua agresivas y la abrasión en agua con transporte de arena. En obras de gaviones se habla de una vida útil (por ejemplo de 25 años) que es el tiempo en el que la obra cumple su función de protección.

Para hacer los gaviones el alambre se trenza en mallas hexagonales con triple torsión de 6 a 12 cm de paso de malla, trenzado con la propiedad de no deshilacharse en caso de corte de un alambre. El material de relleno ha de tener un tamaño mayor que el paso de la malla, lo que puede obligar a clasificar el material disponible para poner el mas grueso en el interior.

El llenado del gavión se hace in situ siempre que sea posible. Se encofra o se atirantan las mallas laterales para controlar la deformación, entonces el material puede compactarse, cuando ya está lleno se cose la tapa con alambre. El peso específico de un gavión lleno es de 1.7-1.8 T/m³ dependiendo de la granulometría del relleno.

El gavión se va a deformar en función de los cambios producidos en su fundación pudiendo encorvarse con el apaciguamiento de la superficie del lecho; sin embargo si ocurre el apaciguamiento excesivo, los cestos excederán la fuerza de tensión de las cuerdas del alambre. A consecuencia de esto los cestos fallarán.

Su uso económico se da cuando la única piedra disponible económicamente es demasiado pequeña en comparación a la piedra utilizada en los enrocados.

3.2.1.- VENTAJAS Y DESVENTAJAS

- **Ventajas:**
 - La ventaja de poder ocupar los lugares mas pequeños producto del hundimiento o falla del lecho.
 - Son modulares de 4-5 metros y presentan unidades de 1 m x 1m lo cual hace fácil su medición.

- La ventaja de poder usar la roca mas pequeña, de menor calidad y menos densa en los cestos.
- **Desventajas:**
 - Los gaviones son susceptibles a la corrosión y a la abrasión
 - Los costos de mano de obra son elevados producto de la fabricación y el relleno de los cestos.
 - Son modulares de 4-5 metros y presentan unidades de 1 m x 1m lo cual hace fácil su medición.
 - La reparación es mas difícil y costosa que la de un enrocado.
 - Posee menos flexibilidad que la protección del enrocado.

El mecanismo de fracaso mas común de las defensas de gavión se ha observado por el deterioro total del cesto del gavión. El fracaso es producto de la abrasión y corrosión de las cuerdas del alambre, este problema común se ha encontrado incluso cuando el alambre está cubierto con plástico. La cubierta plástica se desprende del alambre debido a la abrasión de la arena, arena gruesa, guijarros u otros sedimentos naturales que se encuentran en los ríos.

Para evitar el problema de abrasión y corrosión de los cesto de alambre, es recomendable que la defensa del gavión no se use en la parte mas baja del cauce ya que estos están sujetos a la corrosión y abrasión mas significativa. Un mecanismo de fracaso adicional es observado cuando las unidades de cesto de alambre son usados en lugares donde la velocidad del río es alta.

Figura 3.2.b

Ubicación	Efecto
Fuerte Pendiente($s > 0.5\%$)	Alta Abrasión
Pendientes Medias($0.1\% < s < 0.5\%$)	Moderada Abrasión
Bajas Pendientes($s < 0.1\%$)	Pequeña Abrasión

Las protecciones de gaviones son clasificados por su geometría: protección de tipo colchón y protección de tipo bloque.

- El colchón de alambre consiste en cestos de alambre llanos. Las secciones del colchón individual se colocan para estar al lado de la cama del cauce,

preparado para formar un colchón continuo. Las unidades de cesto se atan unos a otro y se anclan al material del cauce.

- El bloque de protección de gavión consiste en cestos de alambre rectangulares que se apilan uno sobre otro. Los cestos de gavión se usan mejor como protección de talud, para taludes de apoyo muy empinados. Los cestos de gavión también pueden apilarse hasta formar bancos casi verticales, siendo útil en zonas donde los bancos no pueden colocarse en la cuesta estable, requiriendo otro tipo de defensa.

3.2.2.- DISEÑO DE GAVIONES

PREDIMENSIONAMIENTO DE MURO

- Se realiza en función de los análisis hidráulicos iniciales.
- La altura del muro de gaviones debe ser mayor que el máximo nivel esperado de avenidas.
- La sección transversal del muro debe ser estable.

CRITERIOS DE CALCULO DE MUROS EN GAVIONES

Para determinar el valor del empuje se utiliza la teoría de Coulumb, para lo cual tendremos:

- La superficie de rotura es plana.
- La fuerza de rozamiento interno se distribuye en forma uniforme a lo largo de la superficie de rotura.
- La cuña de terreno entre la superficie de rotura y el muro se considera indeformable.
- Se desarrolla un esfuerzo de rozamiento entre el muro y el suelo de contacto, lo cual hace que la recta de acción del empuje activo se incline en un ángulo respecto de la normal al paramento interno del muro.
- La rotura se analiza como bidimensional tomando una franja unitaria del muro considerando la estructura como continua e infinita.

Para no sobredimensionar la estructura, dado que el gavión es permeable, se puede omitir el empuje hidrostático. La estructura es armada por la malla que

tiene una gran resistencia a la tracción por lo tanto la estructura mantiene su flexibilidad.

Es conveniente inclinar el muro contra el terreno unos 6° pudiendo alcanzar los 10°, de esta manera disminuye el valor del coeficiente de empuje activo.

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD DE UN MURO DE GAVIONES

Se debe calcular:

- Seguridad al deslizamiento
- Seguridad al vuelco
- Carga sobre el terreno
- Verificación en secciones intermedias
- Seguridad de Rotura global

Cuadro 3.2.2.a Valores básicos de las tensiones admisibles para los terrenos de fundación

Tensiones admisibles básicas para terrenos de fundación	kg/cm²
Roca viva, maciza sin laminaciones, fisuras, gneis, granito, basalto	100
Rocas laminadas, con pequeñas fisuras, estratificadas: esquistos	35
Depósitos compactos y continuos de rocas y piedras de diversos tipos	10
Suelo cementado	8
Grava compacta o mezclas compactas de arena y grava	5
Grava suelta o mezclas de arena y grava. Arena gruesa compacta	3
Arena gruesa suelta. Arena fina compacta	2
Arena fina suelta	1
Arcilla dura	3
Arcilla compacta	2
Arcilla medianamente compacta	1

Fuente: Bibliografía de Macaferri

PROTECCIÓN DE PIE DE TALUD

El muro debe asentarse o contar con un colchón antisocavante que se extienda horizontalmente sobre la orilla en una distancia $x > 1.5$ a $2 \Delta z$

Donde:

Δz : Profundidad esperada de socavación

RECUBRIMIENTOS

El recubrimiento del alambre ya sea con una capa del triple Zn o con la aleación Zn + Al, mejora la resistencia a la corrosión, con respecto a un galvanizado simple.

En condiciones severas de corrosión se debe proteger con PVC.

Cuadro: 3.2.2.b Efectos de corrosión

Ubicación	Efecto
Ambiente Rural	Baja Corrosión
Ambiente Urbano	Moderada Corrosión
Ambiente Marítimo	Alta Corrosión
Ambiente Industrial	Mayor Corrosión

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE GAVIONES

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

a.- ELECCIÓN DEL TIPO DE COLCHON

Se procede a la elección de:

- Diámetro medio de las piedras(d_m)
- Espesor del colchón(t)

Tipo	Tipo	Pedrisco de Relleno		Velocidad Crítica(*) m/s	Velocidad Límite(**) m/s	
		Dimensiones	d_{50}			
		mm				
Colchones Reno	0.15 - 0.17	70 - 100	0.085	3.5	4.2	
		71 - 150	0.100	4.2	4.5	
	0.23 - 0.25	70 - 100	0.085	3.6	5.5	
		70 - 150	0.120	4.5	6.1	
		0.30	70 - 120	0.100	4.2	5.5
			100 - 150	0.125	5.0	6.4
Gaviones	0.50	100 - 200	0.150	5.8	7.6	
		120 - 250	0.190	6.4	8.0	

Cuadro: 3.2.2.c Espesores de los revestimientos en colchones Reno y en gaviones en función de la velocidad de la corriente

- (*) **Velocidad Crítica:** Velocidad máxima que puede soportar el revestimiento sin que se produzcan movimiento de Las piedras en el interior del colchón.
- (**) **Velocidad Límite:** Velocidad que admite pequeñas deformaciones debido al amontonamiento de las piedras en el colchón.

b.- VERIFICACIÓN EN TÉRMINOS DE ARRASTRE

Se realiza esta verificación de los esfuerzos cortantes actuantes que puedan ocasionar el lavado del material del lecho o talud.



3.2.2.d Verificación de Arrastre de Material de Colchones por Esfuerzos Cortantes

- **Determinación de esfuerzos cortantes actuantes**
Resulta de los cálculos hidráulicos
- **Determinación de Esfuerzos Cortantes Críticos**

$$\tau_c = C^*(\gamma_s - \gamma_w)*d_m* \sqrt{\frac{1 - \sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}}$$

Donde:

τ_c : Esfuerzo Cortante Crítico en la orilla (kg/m^2)

C^* : Coeficiente de Shields

γ_s : Peso específico de la piedra del colchón

γ_w : Peso específico del agua

d_m : Diámetro medio de la piedra del colchón(m)

θ : Ángulo que forma el talud con la horizontal

φ : Ángulo de reposo de la piedra del colchón

- **Verificación**

Si: $\tau_a > \tau_c$ las piedras del revestimiento se moverán.

Verificar:

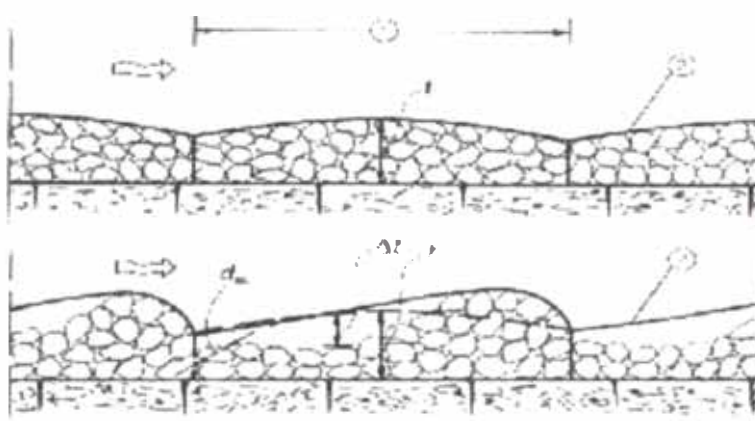
Si: $1.2\tau_c > \tau_a > \tau_c$ entonces efectuar control de deformaciones

Si: $\tau_a > 1.2\tau_c$

- Se aumenta el diámetro de la piedra.
- Se aumenta el espesor del colchón.

c.- CONTROL DE DEFORMACIONES EN EL COLCHON

Se recomienda que el espesor mínimo sea mayor que el diámetro medio de las piedras del colchón.



1.-Bolsa del Colchón Reno

2.-Tapa del Colchón Reno

Figura 3.2.2.e

Determinación de deformación máxima producida

$$C^* = \frac{\tau_a - \tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_m}$$

donde:

τ_c = Esfuerzo Cortante Crítico en la orilla (kg/m^2)

τ_a = Esfuerzo Cortante actuante máximo (kg/m^2)

d_m = Diámetro medio de las piedras de relleno

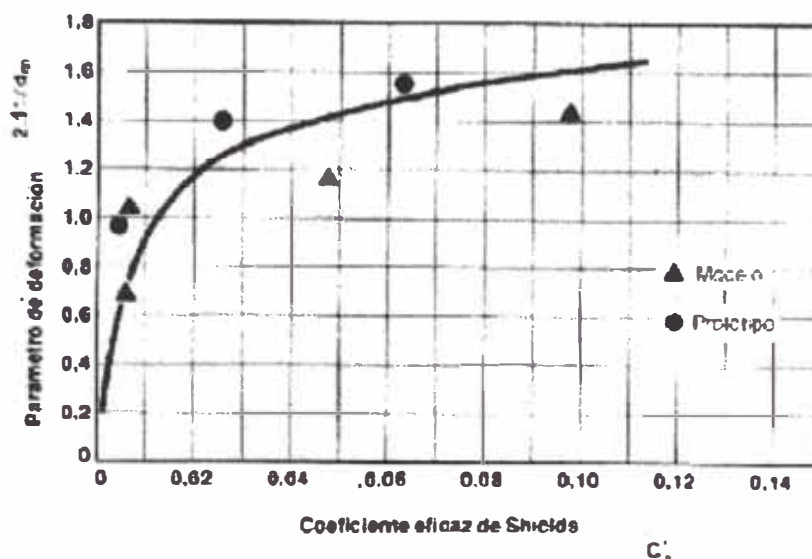


Fig.3.2.2d: Relación entre el parámetro de deformación y el Coeficiente Eficaz de Shields
Fuente: MACAFERRI

Verificación:

$$\frac{\Delta z}{d_m} \leq 2^* \left(\frac{t}{d_m} - 1 \right)$$

Si no cumple tendremos problemas con el material de fundación

- Se deberá incrementar espesor de colchón (t)
- Incrementar diámetro (d_m) de las piedras.

d.- DETERMINACIÓN DE ARRASTRE DE COLCHONES POR VELOCIDADES

Se debe evita que los colchones sean arrastrados por la corriente

Se debe verificar que las velocidades actuantes (V_a) no superen a las velocidades de iniciación de movimiento de las piedras contenidas en el colchón (V_c).

Determinación de la velocidad crítica (V_c)

Con el diámetro medio del material de relleno de los gaviones (d_m), el espesor del colchón y el número de Froude (Fr) se obtiene el valor de la velocidad crítica de las figuras a y b.

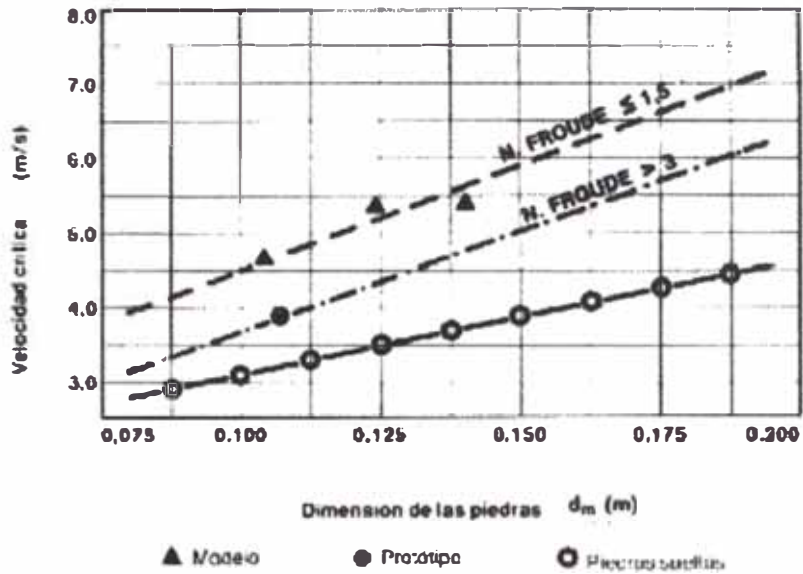


Figura 3.2.2. e: Velocidad crítica V_{c1} que causa el comienzo del movimiento de las partículas en función de las dimensiones de las mismas
Fuente: MACAFERRI

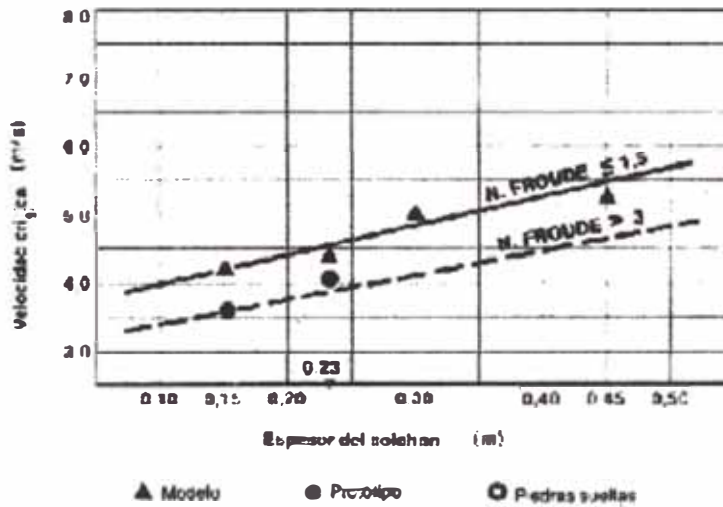


Fig. 3.2.2.f: Velocidad crítica V_{c2} que causa el comienzo del movimiento de las partículas en función del espesor del colchón
Fuente: MACAFERRI

Entonces se elige como Velocidad Crítica (V_c) la menor de V_{c1} y V_{c2}

Verificación:

Si $V_a > V_c$ habrá arrastre de colchones, entonces:

- Se debe incrementar diámetros de las piedras del colchón.
- Se debe incrementar el espesor del colchón.

e.- VERIFICACIÓN DE LA EROSIÓN ENTRE EL COLCHÓN Y LA FUNDACIÓN



Fig. 3.2.2.g.: Flujo entre colchones y material base

- Se debe evitar que el material base sea lavado por la corriente.
- Es recomendable que la velocidad del agua en el espacio entre el colchón y el material base (V_a) sea menor que la velocidad crítica de arrastre del material base (V_e).

Velocidad entre colchón y material base

$$V_b = \frac{1}{n_f} \left(\frac{d_m}{2} \right)^{2/3} \cdot \sqrt{S}$$

Donde:

V_b = Velocidad del agua entre el colchón y el fondo

d_m = Diámetro medio de piedras en el colchón

S = Pendiente del canal

n_f = Rugosidad del fondo (0.020 si hay filtro Geotextil o no hay filtro, 0.025 si hay filtro de grava)

Velocidad que puede soportar el suelo sin ser erosionado(V_e)

- En terrenos no cohesivos:

$$V_e = 16.1 \cdot \sqrt{d} \quad \text{donde: } d_{100} = \text{diámetro de partículas del suelo base (m.)}$$

- En terrenos no cohesivos:

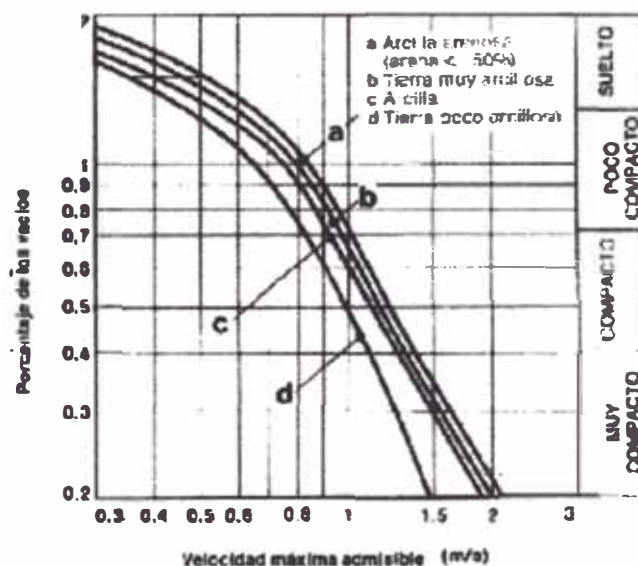


Fig. 3.2.2.h :: Velocidades máximas permisibles en suelos cohesivos
Fuente: MACAFERRI

Verificación:

Si $V_b > V_c$, entonces habrá erosión.

e.- PROTECCIÓN DE PIE DE TALUD

Las protecciones de talud se deberá uniformizar en función a:

- Para socavaciones menores a 1.5 m. se deberá tener un ancho de colchón de 2m
- Para socavaciones mayores a 1.5 m. se deberá poseer un ancho de colchón equivalente a 1.5 veces la altura de socavación.

Fuente: Conferencia de "Diseño de Revestimientos con Gaviones" del Ing. Roberto Campaña en el curso "Diseño de Defensas ribereñas" organizado por el Instituto para la Mitigación de Efectos del Fenómeno del Niño, Julio 2005.

4.- DESCRIPCIÓN DEL AREA DE ESTUDIO E INFORMACIÓN BÁSICA PARA EL DISEÑO

Para iniciar un proyecto sobre defensas ribereñas se deberá realizar un reconocimiento de campo para poder tener un panorama general del área del proyecto y sus características particulares y/o generales.

Pero antes de realizar la inspección de campo deberá revisarse la información disponible.

En el reconocimiento de campo se tomará en cuenta lo siguiente:

- Estudiar las características de las zonas de inestabilidad producto de la socavación.
- Determinar si el río es estática o dinámicamente estable o inestable.
- Localizar las variaciones de los máximos niveles de agua.
- Obtener información de los caudales de avenida de gente de la zona.
- Conocer el ancho del cauce principal y de las llanuras de inundación.
- Conocer la granulometría del material del cauce.
- Conocer las características de los terrenos que conforman las riberas.

4.1.- PROBLEMÁTICA

Descripción del Problema de Desbordamientos e Inundaciones Causado por el Río Ica y sus Tributarios

Los desbordamientos del Río Ica constituyen un problema recurrente de alta frecuencia, citándose los años 1925, 1963, 1985, 1994 y 1998, como los más perjudiciales por la magnitud de los daños ocasionados a la agricultura, a la ciudad de Ica y poblaciones vecinas, y que se originan por el Fenómeno “El Niño” .

La ocurrencia de precipitaciones excepcionalmente altas como ocurrió en 1998, genera caudales máximos instantáneos en el Río Ica que superan la capacidad de conducción de su cauce.

La alta vulnerabilidad del Valle de Ica a las inundaciones, por desborde del Río Ica y quebradas tributarias de éste, se debe fundamentalmente a la fisiografía, la ocupación territorial, las obras construidas y el régimen hidrológico de la cuenca del Río Ica.

El relieve topográfico de la cuenca receptiva del Río Ica es accidentado y de fuerte pendiente, por el contrario, el lecho de deyección, es una planicie con muy poca pendiente y en general la sección hidráulica es insuficiente para caudales superiores a los 250 - 300 m³/s, los cuales son las que producen desbordes e inundaciones, dañando importantes tierras agrícolas y áreas urbanas.

Las áreas urbanas más importantes expuestas a sufrir daños de consideración por desborde del Río Ica y quebradas tributarias de éste son: Ica, La Tinguíña, Chanchajalla y San José Los Molinos.

El Régimen Hidrológico y El Fenómeno “El Niño”

Normalmente las descargas del Río Ica son producto de la precipitación en su cuenca alta (sobre los 2500 m.s.n.m), teniendo mayor significado las que ocurren en los meses de diciembre a marzo. Al presentarse el Fenómeno “El Niño”, se incrementa la precipitación y la superficie de la cuenca húmeda, incluyendo lluvias significativas en la parte media y baja de la cuenca (debajo de los 2 500 m.s.n.m. normalmente seca).

Bajo estas circunstancias, los caudales del Río Ica se elevan de manera considerable y los tributarios de la parte baja, como en Cansas, Los Molinos, Tortolitas, normalmente secos, descargan caudales bastante elevados arrastrando mucho material sólido trastornando el comportamiento hidráulico del Río Ica y sus tributarios, desbordando las obras de encauzamiento (diques), arenando los cauces, produciendo daños severos en la infraestructura e inundando áreas agrícolas y urbanas, incluyendo la ciudad de Ica.

Adicionalmente, cuando las quebradas, como Cansas y Tortolitas, descargan caudales altos, se produce un proceso de deposición de material de arrastre en diversos tramos del Río Ica, disminuyendo su capacidad hidráulica.

A los problemas de inundación antes citados se suman los problemas de erosión y arrastre de material grueso en la parte media del curso del Río Ica (entre las bocatomas La Achirana y Macacona/Quilloay), azolvando el cauce agua abajo, con la consiguiente pérdida de capacidad hidráulica y daños a las bocatomas y obras de encauzamiento.

En las condiciones actuales, los desbordamientos del Río Ica e inundaciones de la ciudad de Ica se producen por las siguientes razones:

- Por insuficiencia hidráulica del tramo urbano de la ciudad de Ica.
- En el tramo aguas arriba de la ciudad, los diques son destruidos porque sólo algunos cortos tramos han sido protegidos contra la acción erosiva del río. Asimismo el Puente San Juan y parte del cauce aguas abajo de dicho puente son muy estrechos.
- Aguas abajo de la ciudad de Ica el tramo es de cauce estrecho (12 a 15 m de ancho de fondo) y pendiente baja (0.002).

4.2.- CLIMA

El clima es árido; la temperatura promedio anual es de 20.6 ° C, con una temperatura promedio máxima de 32.4 ° C y una temperatura promedio mínima de 10.7 ° C, que se producen en los meses de verano e invierno respectivamente.

En condiciones normales, la precipitación promedio anual en el valle agrícola es de 10 mm y las lluvias ocurren en los meses de verano. En el año 1998 hubo precipitaciones anormales en la cuenca media y baja del Río Ica, a consecuencia de la presencia del Fenómeno "El Niño".

La humedad relativa es baja (70%), lo que indica que se trata de una zona poco húmeda. La evaporación promedio anual es de aproximadamente 1500 mm, y disminuye a medida que se aleja del litoral.

La velocidad promedio del viento es 6 m/s con dirección SW, procedente del océano.

4.3.- TOPOGRAFÍA

El relieve general de la cuenca del río Ica presenta el aspecto típico de la mayoría de las cuencas de la costa; el de una hoya hidrográfica alargada, de fondo profundo y pronunciada pendiente, mostrando una fisiografía escarpada y

en partes abrupta, cortada frecuentemente por quebradas profundas y estrechas gargantas.

La parte superior de la cuenca presenta algunas evidencias de origen glacial. En dirección al Océano Pacífico, la cuenca se encuentra enmarcada por cadenas de cerros cuyas cumbres muestran un sostenido y rápido descenso de nivel.

La zona de estudio se encuentra ubicada en la parte media de la cuenca, en la cual como resultado de la brusca disminución de la pendiente y de la velocidad del agua, se ha producido la deposición del material aluviónico por lo tanto adquiere una forma y características especiales debido a una variación en el cauce por acción estructural.

Entonces conforme a estas características, la cuenca presenta dos zonas perfectamente diferenciadas: la zona montañosa, que cubre cerca del 90% del área total, y la zona del valle que comprende el 10% restante.

4.4.- GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

4.4.1 Geología de la zona de estudio

El cauce del Río Ica en el área de estudio, (Bocatoma la Achirana, Km. 52.7); presenta el siguiente alineamiento: desde el Km. 45+000 hasta el Km. 56+644 el cauce presenta una curva amplia para continuar hacia aguas arriba, manteniendo una dirección predominante NE-SO.

El cauce del Río Ica es variable, del tipo torrente por cuanto su perfil de equilibrio no ha logrado condiciones estables, en consecuencia son evidentes las erosiones de fondo como laterales en los cauces ordinarios y más aun en sus cauces extraordinarios, resultando de esta manera que los flujo llevan consigo elementos en suspensión produciéndose la colmatación constante del lecho.

El cauce del Río Ica se caracteriza por tener poca profundidad y en la que sus secciones transversales son asimétricas debido a los procesos geodinámicos más importantes que han ocasionado desbordamientos e inundaciones.

El Río Ica en el tramo de estudio, no recibe afluentes con escorrentías permanentes, solamente hay quebradas laterales con descargas temporales, siendo las de mayor desarrollo las de la margen izquierda del valle, destacando por sus efectos geodinámicos las Quebradas Tortolitas y la quebrada los Molinos.

Km 50+000 a Km 56+644

Tramo comprendido entre la toma Macacona y el poblado Ranchería. En la zona de cauce propiamente dicha se hallan depósitos cuaternarios aluviales (Qr-al) constituidos por gravas arenosas con cantos y bolos de hasta 0,70m de diámetro y en la margen derecha afloran a manera de entrantes y salientes rocas andesitas del grupo Quilmaná y rocas intrusivas monzodioritas y dioritas, las cuales son muy resistentes.

4.4.2 Parámetros Geotécnicos del Cauce del Río Ica

Los materiales que conforman el cauce del Río Ica, se los puede clasificar por tramos, según se muestra en el Cuadro 4.4.2.a:

CUADRO 4.4.2.a: SECTORIZACION DEL CAUCE DEL RIO ICA POR TIPO DE SUELO

Tramo (Km.)	Porcentaje de			Observaciones
	Grava	Arena	Finos	
0+000 – 2+500	0 – 9	89 – 98	2 - 3	Arenas limpias de grano medio (SP)
2+500 – 7+500	0 - 5	72 – 98	2 - 28	Arena limpia, en algunos niveles limosa (SP, SP – SM)
7+500 – 12+300	0 – 25	72 – 97	2 - 28	Arena limpia con niveles limosos y con grava en km 8+400. (SP, SP – SM, ML)
12+300 – 26+300	0 - 11	50 – 100	0 - 50	Arena limpia y arena limosa (SP, SP – SM, ML)
26+300 – 44+000	0 – 50	50 – 99	0 - 11	Arenas limpias, zonas con estratificaciones arena – grava (SP, GP, GW)
44+000 – 56+000	52 – 71	25 – 49	1 - 3	Gravas arenosas (GP, GW). Km 45+000: 30% de 3" a max. 8" Km 56+000: 45% de 3" a max. 26"

Tramo Km 48+200 a 56+000

Este tramo está constituido por un depósito aluvial de gravas arenosas (GP y GW) con bajo contenido de finos y 35% de materiales con diámetro mayor a 7,5 cm y tamaño máximo 60 cm; el espesor según los estudios geológicos está por el orden de los 20 a 40 m; las partículas son sub-redondeadas, medianamente densas a compactas, permeables. El ángulo de fricción se estima entre 37° y 42°.

4.5.- GEOMORFOLOGÍA FLUVIAL**4.5.1.- HIDRAULICA Y TRANSPORTE DE SEDIMENTOS****4.5.1.1.- Fisiografía del Río Ica**

El relieve topográfico de la cuenca receptiva del Río Ica es accidentado y de fuerte pendiente, lo cual es una característica definida como "torrentes". Por el contrario, el lecho de deyección, es una planicie con muy poca pendiente. El cauce principal y los tributarios en la parte alta están encañonados y el agua se desplaza a gran velocidad, arrastrando material grueso, pero sin producir daños en esta parte por la muy poca ocupación y uso de las tierras. En la planicie, el cauce es inestable por su poca pendiente; es poco profundo y en general la sección hidráulica es insuficiente para caudales superiores a los 250 - 300 m³/s. Con estos caudales se producen desbordes e inundaciones, dañando importantes tierras agrícolas y áreas urbanas, sobre todo aquellas ubicadas más cerca del cauce.

4.5.2.- EL RÉGIMEN HIDRAULICO, RIESGO DE EROSIÓN Y SEDIMENTACIÓN

El caudal líquido medio de torrentes como el Río Ica y Quebrada Cansas es normalmente pequeño, permaneciendo seco gran parte del año. Por consiguiente para fines de corrección de los problemas de inundación, erosión y sedimentación, los caudales medios no son importantes como sí lo son las crecidas.

Las crecidas cuando son moderadas (menos de 250 m³/s en el caso del Río Ica), son beneficiosas porque limpian el cauce transportando los materiales

depositados al final de la última crecida importante, de tal forma que posteriormente una crecida de gran magnitud discurrirá por un cauce de mayor sección, disminuyendo las probabilidades de desbordamiento.

Las grandes crecidas en el Río Ica y la quebrada Cansas provocan fuertes erosiones del cauce y gran transporte de sólidos provenientes de la parte alta de la cuenca. El material termina depositándose en los tramos de menor pendiente produciendo modificaciones importantes en el perfil y alineamiento del río, destruyendo las obras de encauzamiento (diques) y dañando la infraestructura (puentes, bocatomas, etc.)

4.5.3.- FORMAS DE TRANSPORTE DE LOS MATERIALES SÓLIDOS A LO LARGO DEL RÍO ICA

Los materiales sólidos en el río, de acuerdo a su tamaño, son transportados: (1) en suspensión, (2) por empuje dinámico y (3) por erosión. En el caso del Río Ica se distinguen dos tramos de interés para el proyecto en cada uno de los cuales se dan condiciones distintas respecto al transporte de sedimentos:

En la parte alta, aguas arriba de la Bocatoma Macacona-Quilloay, debido a la fuerte pendiente del cauce las grandes avenidas se presentan con una velocidad crítica a supercrítica; por consiguiente los materiales finos (arenas) son transportados en suspensión sin dejar prácticamente nada en el lecho. Los materiales gruesos inclusive piedras de hasta 24" de diámetro, ($D_{50} = 32$ a 55 mm), se trasladan por empuje dinámico y por erosión. Como resultado de este régimen de transporte, el lecho es básicamente pedregoso y sin mucho desplazamiento, permaneciendo en esta situación hasta que ocurra un evento extraordinario como las descargas del 29 de enero de 1998, cuando el material grueso fue transportado un poco más delante de la bocatoma Macacona.

Aguas abajo de la Bocatoma Macacona, la pendiente desciende a menos de 5 ‰, predominando valores de 2 y 3 ‰. Las velocidades son del orden de 3 y 4 m/s para caudales altos y alrededor de 2 m/s para caudales del orden de 100 m³/s. El material sólido es fundamentalmente arena fina y media de origen eólico ($D_{50} = 0,5$ a 1,1 mm), la cual es transportada en suspensión.

No obstante que el lecho de deyección del Río Ica (Macacona-Ocucaje) tiene características hidráulicas uniformes, el transporte de sólidos varía significativamente en el tiempo y lugar porque el origen y volumen de material sólido que transporta es muy variable y dependiente de los aportes de las que quebradas tributarias.

No existe información histórica respecto a la carga de sedimentos que transporta el Río Ica y sus principales tributarios (granulometría y cantidad) y en consecuencia para tener una idea de ésta, se ha recurrido a estudios donde se dan estimaciones obtenidas por métodos indirectos de validez relativa, por ejemplo, a través del conocimiento de mediciones realizadas en otras áreas con condiciones más o menos similares.

Instituciones como la FAO y otros autores han confeccionado mapas que tratan de describir y correlacionar el clima con la carga de sedimentos en suspensión, señalándose que para áreas por encima de los 2 000 m s.n.m. la carga anual es superior a 1 000 t/ km² . Las cuencas como la del Río Ica son descritas como áridas con una carga de suspensión promedio alrededor de 170 t/km²/año.

El Bureau of Reclamation estima para el Perú, sin considerar diferencias entre zonas con distintas condiciones de lluvia, descarga y vegetación, una producción de 102 t/km²/año.

En el Norte del Perú, los embalses como Poechos, Gallito Ciego y Cirato de la CC.HH. Carhuaquero, se han azolvado en un período mucho menor que el previsto en los diseños, todo ello indicativo del bajo nivel de precisión de la información disponible.

Las consideraciones expuestas, proveen una ilustración amplia de las dificultades para realizar una estimación de la carga de sedimentos cuando no existen mediciones históricas de referencia. El rango más probable está entre 100 y 1000 t/km²/año (cuenca húmeda) incluyendo la carga de arrastre. Esto en el caso del Río Ica corresponde a un promedio de 0,20 a 2,0 millones de toneladas por año equivalente a 0,12 a 1,2 millones de metros cúbicos anuales. La carga de sólidos de suspensión sería de 1,2 a 6 kg/m³ de agua.

Los sedimentos materiales que normalmente acarrea el Río Ica se clasifican como arenas finas con $D_{50} = 0,5$ a $1,1$ mm. En la Quebrada Cansas/Chanchajalla el acarreo principal es de arenas gruesas con diámetros menores a 5 mm ($D_{50} = 1,0$ a $2,0$ mm). En ambos casos el transporte principal es en suspensión.

Los sedimentos se transportan en suspensión, aún con velocidades ascendentes muy bajas como se muestra en el Cuadro 4.5.3.a.

CUADRO 4.5.3.a
VELOCIDAD ASCENDENTE (M/S) NECESARIO PARA MANTENER EL TRANSPORTE DE LOS SEDIMENTOS EN SUSPENSIÓN, DE ACUERDO AL PESO ESPECÍFICO DEL MATERIAL

Diámetro del Sedimento (mm)	Peso Específico del Sedimento gr/cm^3				
	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
	Velocidad Ascendente necesaria m/s				
0,2	0,013	0,023	0,032	0,040	0,047
0,4	0,023	0,040	0,055	0,069	0,079
0,6	0,032	0,057	0,078	0,094	0,106
0,8	0,040	0,070	0,094	0,114	0,129
1,0	0,051	0,082	0,107	0,132	0,151
2,0	0,072	0,123	0,161	0,195	0,224
3,0	0,084	0,144	0,188	0,229	0,267
4,0	0,094	0,154	0,201	0,246	0,283

Fuente: José María García Najera "Principios Hidráulica Torrencial", Pág. 105.

De acuerdo a mediciones de M.J.B. Francis, la relación entre la velocidad ascendente para mantener los materiales sólidos en suspensión en un río y la velocidad media horizontal del agua, es igual a $1/10$, en consecuencia de acuerdo al diámetro del sedimento en el Río Ica, sería suficiente velocidades de $0,6 - 1,1$ m/s y en la Quebrada Cansas/Chanchajalla velocidades de $1,1$ a $1,6$ m/s para mantener el transporte de los sólidos en suspensión.

Puesto que la velocidad a todo lo largo del Río Ica, aún con caudales del orden de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ es superior a $1,1$ m/s, la mayor parte de la arena puede ser transportada hasta el final inferior del valle; sin embargo es conocido que en el lecho se alternan períodos de azolvamiento y períodos de socavación o limpieza del cauce. Este comportamiento se explica por las diferencias de velocidad de un tramo a otro del Río Ica, provocando condiciones de saturación de la corriente en los tramos de menor velocidad.

4.5.4.- Saturación de la Corriente con Materiales Sólidos y Comportamiento del Río Ica en las Condiciones Actuales

Los materiales de arrastre inciden sobre la velocidad de la corriente, a mayor cantidad de material de arrastre, menor velocidad de la corriente. Los materiales de arrastre son de distintos tamaños, por consiguiente cuando la velocidad de la corriente llega a ser igual a la velocidad límite de arrastre de una partícula, esta se deposita; lógicamente primero serán las de mayor tamaño, pero no exclusivamente porque estas arrastran material más fino.

Por consiguiente para un mismo caudal la capacidad de transporte depende de la cantidad de material sólido que se incorpora al río. Cuando los sólidos comienzan a depositarse en el fondo, es porque la velocidad ha disminuido por debajo de la velocidad límite de transporte, y/o una cantidad excesiva de material porque se ha incorporado a la corriente; en estas condiciones se dice que se tiene una corriente o solución saturada y todo material adicional que se incorpore acelera la sedimentación.

En conclusión en las condiciones actuales en los tramos de río con menor sección hidráulica la velocidad es mayor que en las planicies donde el ancho del cauce es significativamente mayor. Por consiguiente en los tramos debidamente encauzados la posibilidad de sedimentación es menor, por lo cual mantienen un perfil regularmente más estable. Todo lo contrario ocurre en las planicies o tramo de cauce amplio, donde existe la tendencia a mantener un cauce azolvado y ello produce cambios en la ubicación del cauce principal, provocando erosión de las márgenes.

4.6.- ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE CAUDALES

4.6.1.- Cuenca del río Ica

La cuenca del Río Ica, está ubicada en la Provincia de Ica, Departamento de Ica y Provincia de Castrovirreyna en el Departamento de Huancavelica. Geográficamente, sus extremos se encuentran entre los paralelos 13° 28' y 14° 53' de Latitud Sur y los meridianos 74° 58' y 75° 54' de Longitud Oeste de Greenwich. Altitudinalmente se extiende entre el nivel del mar y los 4 503 m s.n.m.

La cuenca del Río Ica tiene una superficie total de 7 711 km², de los cuales 2 234 km² están situados por encima de los 2 500 m.s.n.m., considerada la cuenca normalmente húmeda.

La longitud del sistema hidrográfico del río Ica es de 220 Km., presentando una pendiente promedio de aproximadamente 5%, sin embargo presenta sectores de pendiente más pronunciada, especialmente en el sector de las quebradas Capillas y Huacceyoc en la parte alta, donde la pendiente llega a 10% y 9.4% respectivamente.

4.6.2.- Análisis de Descargas

La estación ubicada a la altura de La bocatoma La Achirana cuenta con registros de caudales desde el año 1922, sin embargo la información hidrométrica de La Achirana no es confiable, pues presenta la limitación de que los caudales mayores de 50 m³/s, corresponden a una apreciación visual o estimación, y no a algún tipo de medición. Adicionalmente, no se dispone de información pluviométrica acerca de la tormenta que originó las inundaciones de enero del 1998.

Debido a esto en el Estudio de Factibilidad de Solución de la Problemática de Desbordes e Inundaciones del Río Ica y Quebrada Cansas/Chanchajalla, se realizó el modelamiento de la cuenca del río Ica para la generación de caudales máximos, mediante el modelo HFAM (Hydrocomp Forecast and Analysis Modeling), para obtener datos confiables; en consecuencia para este trabajo se usarán los caudales generados por una simulación hidrológica con el modelo HFAM, los cuales se presentan a continuación:

Cuadro 01.- Datos de descargas máximas anuales generadas con el modelo HFAM

Estación	Periodo	Qmax(m ³ /s)
La Achirana	1964-1965	347.00
La Achirana	1966-1967	70.00
La Achirana	1968-1969	171.00
La Achirana	1969-1970	87.000
La Achirana	1971-1972	122.000
La Achirana	1972-1973	261.000
La Achirana	1973-1974	26.000
La Achirana	1974-1975	55.000
La Achirana	1975-1976	246.000
La Achirana	1976-1977	173.000
La Achirana	1977-1978	37.000
La Achirana	1978-1979	91.000
La Achirana	1980-1981	218.000
La Achirana	1982-1983	280.000
La Achirana	1983-1984	171.000
La Achirana	1984-1985	226.000
La Achirana	1985-1986	86.000
La Achirana	1986-1987	69.000
La Achirana	1987-1988	30.000
La Achirana	1988-1989	283.000
La Achirana	1989-1990	38.000
La Achirana	1990-1991	227.000
La Achirana	1993-1994	77.000
La Achirana	1994-1995	327.000
La Achirana	1997-1998	733.000

4.6.3.- Distribuciones de Probabilidad

Para los cálculos se hizo uso de los siguientes parámetros estadísticos:

Parámetro	Q(m ³ /s)	Log(Q)
Promedio	178.04	4.85
Desviación Estándar	152.61	0.87
Coefficiente de Asimetría	2.0681	0.4472
Mayor Valor	733.00	6.60
Menor Valor	26.00	3.26
# de Datos	25	25

Luego se hizo los cálculos para determinar los caudales de diseño para los diferentes períodos de retorno(Ver anexo C).

Pruebas de Ajuste

Se realizaron las siguientes pruebas de bondad de ajuste para determinar la distribución que mejor se ajusta a la serie de datos:

- **Prueba Chi-Cuadrado:**

Del análisis con este método se tiene que la función que mejor se ajusta a la serie de datos, es la función Log Normal(Anexo C).

- **Prueba de Smirnov Kolmogorov:**

Del análisis con este método se tiene que la función que mejor se ajusta a la serie de datos, es la función Valor Extremo Tipo I o Gumbel(Anexo C).

Se decidió usar la distribución Valor Extremo Tipo I o Gumbel, por lo tanto los caudales de diseño para los diferentes períodos de retorno son:

Tr(años)	Q(m³/s)
2	152.99
5	287.91
10	377.24
20	462.93
50	573.84
100	656.95
500	849.02

Para el diseño de la defensa ribereña se usara un período de retorno de 100 años. Por lo tanto el caudal de diseño es: $Q_{dla(100años)} = 656.95 \text{ m}^3/\text{s}$

4.7.- CALCULO DE LA SOCAVACIÓN

4.7.1.- Cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning "n"

Para el cálculo del n de Manning se seguirá la siguiente metodología:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)_m$$

Donde:

n_0 = tipo de material del lecho n_1 = grado de irregularidades en la sección
 n_2 = variaciones de la sección transversal n_3 = presencia de obstrucciones
 n_4 = vegetación en el cauce m = formación de meandros

Cuadro 4.7.1 Información base para el cálculo de la rugosidad(n) de Manning

Condiciones de Cauce		Valores	
Tipo de Material	Tierra	n_0	0,020
	Roca cortada		0,025
	Grava fina		0,024
	Grava gruesa		0,028
Grado de Irregularidad	Liso	n_1	0,000
	Mínimo		0,005
	Moderado		0,010
	Severo		0,020
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual	n_2	0,000
	Ocasional		0,005
	Frecuente		0,010-0,015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Despreciable	n_3	0,000
	Mínimo		0,010-0,015
	Notable		0,020-0,030
	Severo		0,040-0,060
Vegetación	Baja	n_4	0,005-0,010
	Media		0,010-0,025
	Alta		0,025-0,050
	Muy alta		0,050-0,100
Meandros	Despreciable	m_5	1,000
	Notable		1,150
	Severo		1,300

Fuente: Open Channel Hydraulics, Ven Te Chow

Entonces para la zona de estudio se obtuvo los siguientes resultados:

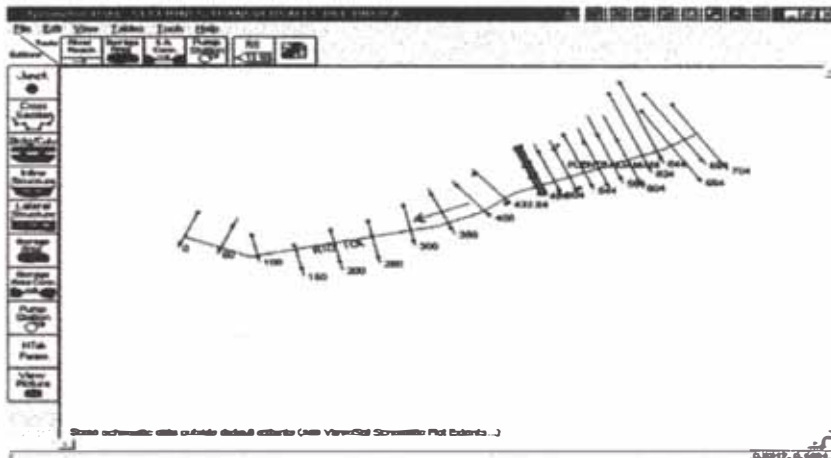
	Cauce Principal	Laderas
n_0	0.025	0.025
n_1	0.020	0.020
n_2	0.005	0.005
n_3	0.010	0.000
n_4	0.020	0.020
m	1.100	1.100
n	0.088	0.077

4.7.2.- Análisis utilizando el programa HEC - RAS

Este Programa se utilizará para el cálculo de las variables hidrológicas necesarias para el cálculo de la socavación, seguidamente se describen los datos de entrada:

a.- Datos Geométricos

Se realizó el trazo en planta de la zona del proyecto, y seguidamente se ingresó los puntos para definir cada sección transversal del tramo en estudio, después se ingreso los límites del cauce para cada sección, las distancias entre secciones transversales y los valores del número de manning en el cauce central y las laderas.



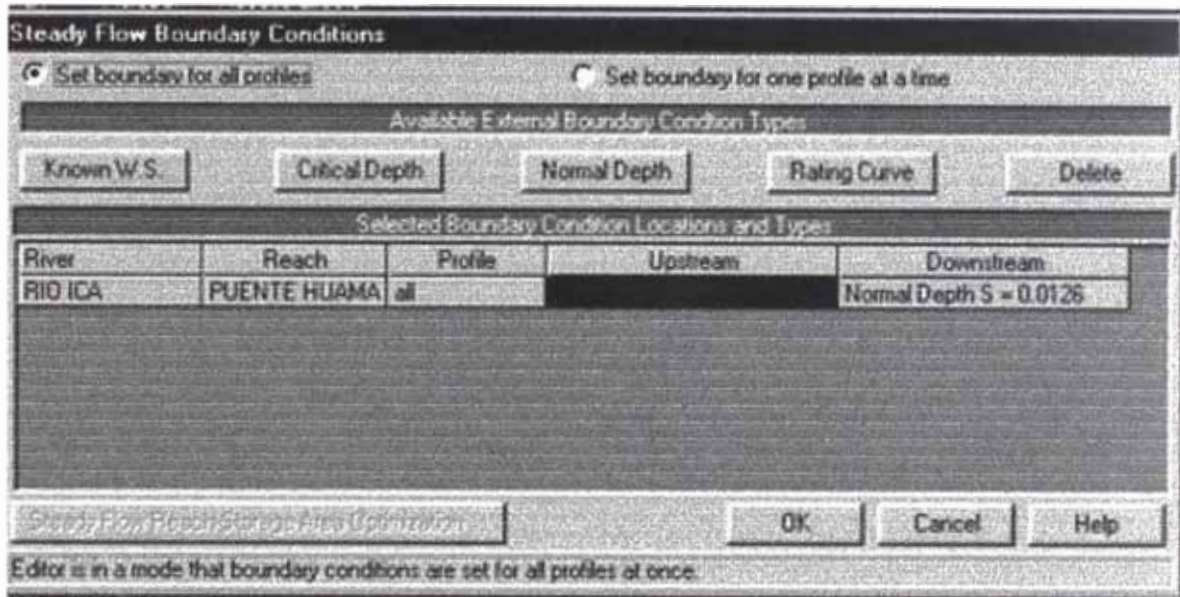
b.- Datos de Flujo y condiciones de borde

- Se ingresó el caudal de diseño del proyecto para un $T_r = 100$ años; el cual es $656.95 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Flow Change Location		Profile Names and Flow Rates	
River	Reach	RS	Tr = 100 años
1 RIO ICA	PUENTE HUAMA	704	656.95

- Se ejecutó el programa y de los valores del # de Froude se tiene que el flujo es del tipo Subcrítico, por lo tanto solo se ingreso las condiciones de borde Aguas Abajo; el dato que se ingreso fue la pendiente promedio del tramo aguas abajo del Puente Huamani; que resultó ser:

$$S_o \approx S_f = 0.0126$$



c.- Ingreso de secciones transversales relativas al puente

Longitudes de Expansión y Contracción

- Se ingreso una sección a una distancia L_e aguas abajo; L_e = longitud de expansión.

El cálculo de L_c se realizó de la siguiente manera:

$$n_{ob}/n_e = 0.077/0.088 = 0.875$$

$$b/B = 16/76.45 = 0.21$$

$$S = 8.72/704 = 0.0124 = 64.34 \text{ pie/milla}$$

$$L_{obs} = 30.23 \text{ m}$$

Donde:

n_{ob} = Valor n Manning para la planicie en la sección transversal 00 + 480

n_e = Valor n Manning para el canal principal de la sección transversal 00+480

b = ancho de la abertura del puente (m)

B = ancho total de la zona inundada (m)

S = pendiente, pie/milla

L_{obs} = Longitud promedio de la obstrucción lateral (m)

- Usando estos resultados la razón de expansión(ER) fue determinada en un rango de 1.5 a 2.0 de la tabla B-2 en el apéndice B del Hydraulic Reference Manual, se usará la media:

$$ER = 1.75$$

$$L_e = (ER) * (L_{obs}) = (1.75) * (30.23) = 52.90 \text{ m}$$

- Se ingreso una sección a una distancia L_c aguas abajo; L_c = longitud de contracción.

Se requieren los siguientes datos:

$$n_{ob}/n_e = 0.077/0.088 = 0.875$$

$$S = 8.72/704 = 0.0124 = 64.34 \text{ pie/milla}$$

Con estos valores la razón de contracción(CR) fue determinada en un rango de 1.0 a 1.9 de la tabla B-3 en el apéndice B del Hydraulic Reference Manual, se usará la media:

$$CR = 1.45$$

$$L_c = (CR) * (L_{obs}) = (1.45) * (30.23) = 43.83 \text{ m}$$

Estas secciones aguas arriba y agua abajo fueron halladas por interpolación Usando el programa Hec – Ras. Después se ingreso los coeficientes de contracción y expansión, para las secciones relativas al puente:

River Station	Contraction	Expansion
9 544	0.1	0.3
10 529.615'	0.3	0.5
11 524	0.3	0.5
12 504	0.3	0.5
13 488	0.3	0.5
14 464	Edge	
15 480	0.3	0.5
16 433.54	0.3	0.5
17 429.3'	0.3	0.5
18 400	0.1	0.3
19 390	0.1	0.3

d.- Datos geométricos del Puente

Se ingreso los datos de los elementos del puente(ver anexo D):

TABLERO DEL PUENTE

Deck/Roadway Data Editor

Del Row	Distance	Width	Weir Coef
Ins Row	22	36	1.44

Upstream			Downstream			
	Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord
1	29.68	498.22	497.97	29.68	498.22	497.97
2	14.68	498.22	497.97	14.68	498.22	497.97
3	0.32	498.22	497.97	0.32	498.22	497.97
4	15.32	498.22	497.97	15.32	498.22	497.97
5	30.32	498.22	497.97	30.32	498.22	497.97
6	46.77	498.22	497.97	46.77	498.22	497.97
7						
8						

U.S Embankment SS D.S Embankment SS

Weir Data

Max Submergence: Min Weir Flow Et

Weir Crest Shape

Broad Crested

Ogee

OK Cancel Clear Copy US to DS

Enter distance between upstream cross section and deck/roadway. (m)

PILARES DEL PUENTE

Pier Data Editor

Add Copy Delete Pier # 1

Del Row Centerline Station Upstream -15.13

Ins Row Centerline Station Downstream -15.13

Floating Pier Debris

All On All Off Apply floating debris to this pier

Set Wd/Ht for all ... Debris Width:

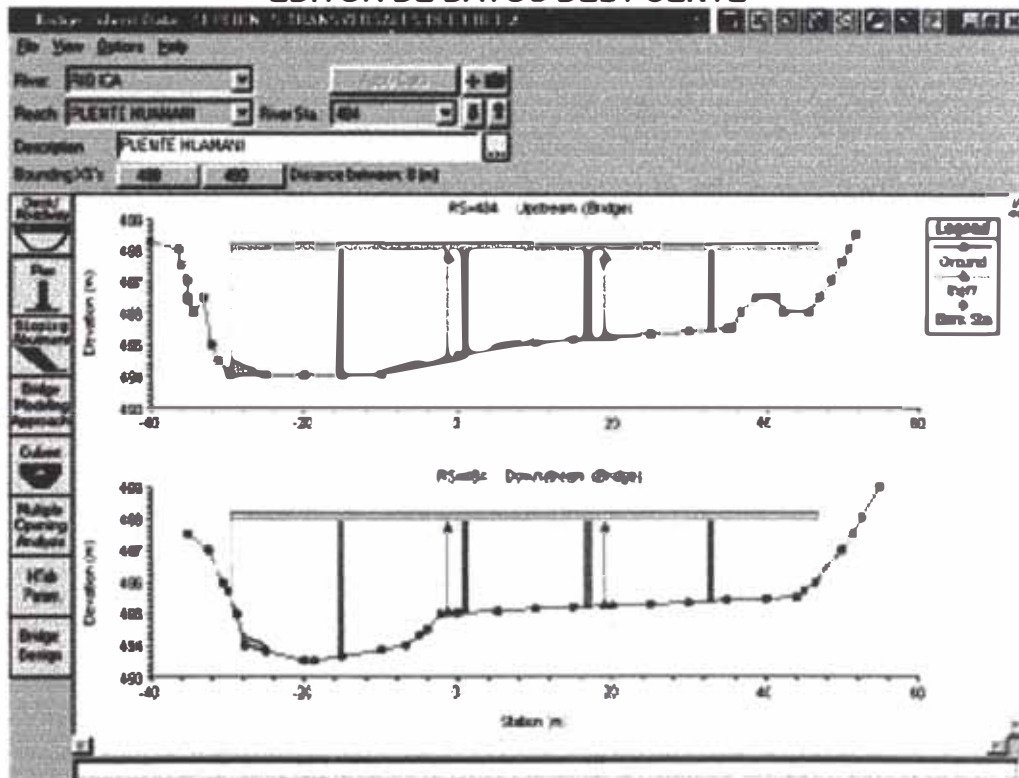
Debris Height:

	Upstream		Downstream		
	Pier Width	Elevation	Pier Width	Elevation	
1	0.5	493.	0.5	493.	
2	0.5	497.97	0.5	497.97	
3					
4					
5					

OK Cancel Help Copy Up to Down

Enter to move to next Pier

EDITOR DE DATOS DEL PUENTE

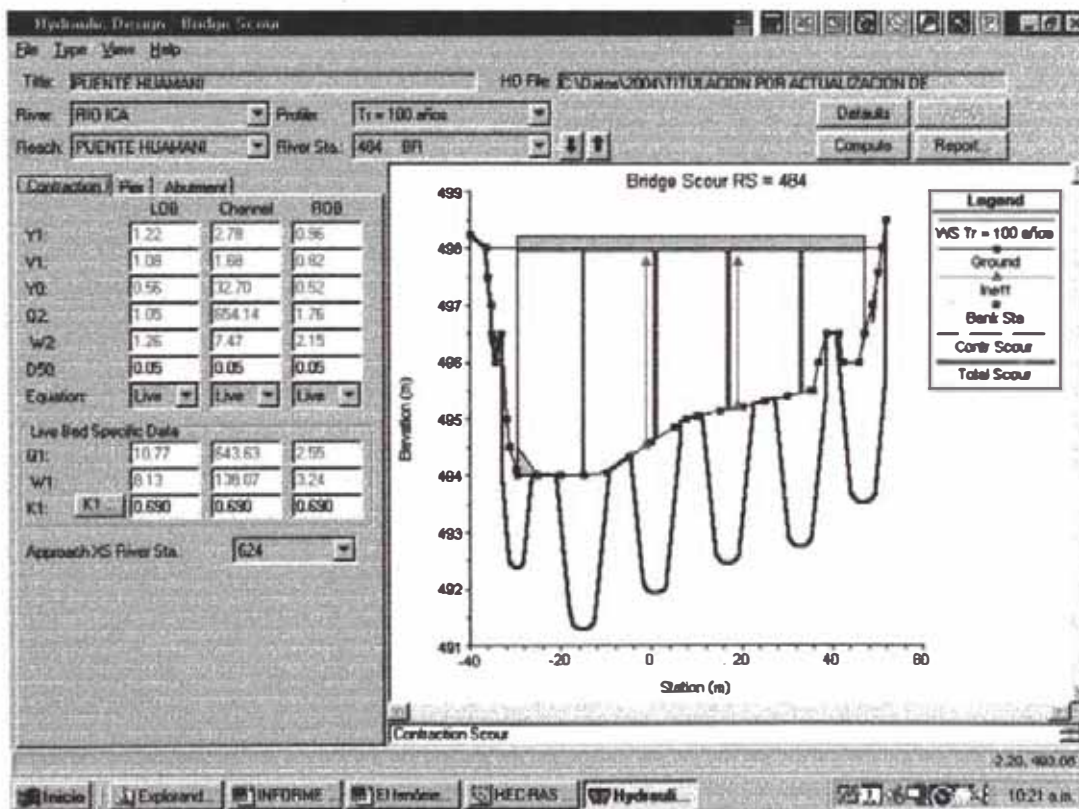


e.- Metodología de modelamiento del puente



Análisis del flujo usando el método de Ecuación de Energía(Paso Estándar).

f.- Datos para hallar la socavación de contracción mas socavación local en estribos y pilares



g- Ejecución del programa



Ejecutando el programa se observa de los valores del número de Froude que el flujo es subcrítico.

CUADRO DE RESULTADOS

River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Shear LOB (N/m ²)	Shear Total (N/m ²)	Max Chl Dpth (m)
00+704	656.95	497.50	500.00	500.30	0.016359	2.41	274.86	133.40	0.53	117.46	327.82	2.50
00+684	656.95	496.50	499.81	500.02	0.010430	2.04	325.54	144.88	0.43	103.00	227.74	3.31
00+664	656.95	496.43	499.64	499.82	0.008559	1.91	347.29	146.02	0.39	77.08	197.74	3.21
00+644	656.95	495.50	499.52	499.67	0.006264	1.72	387.24	152.19	0.34	71.50	154.59	4.02
00+624	656.95	495.50	499.40	499.55	0.005604	1.68	396.83	149.43	0.32	64.73	144.34	3.90
00+604	656.95	495.50	499.24	499.42	0.005999	1.95	359.99	132.63	0.34	70.23	156.95	3.74
00+584	656.95	495.00	499.07	499.28	0.006977	2.10	333.03	122.18	0.37	64.76	183.28	4.07
00+564	656.95	494.50	498.86	499.12	0.008477	2.31	301.74	110.78	0.40	87.20	221.83	4.36
00+544	656.95	494.50	498.74	498.95	0.006819	2.06	324.01	103.77	0.36	82.87	204.31	4.24
00+529.62(*)	656.95	494.14	498.56	498.84	0.008463	2.35	285.99	89.75	0.41	93.40	256.08	4.42
00+524	656.95	494.00	498.50	498.78	0.008800	2.42	283.57	96.02	0.42	91.40	250.90	4.50
00+504	656.95	494.00	498.33	498.61	0.008121	2.37	288.08	92.09	0.40	100.50	244.86	4.33
00+488	656.95	494.00	498.11	498.43	0.010774	2.49	265.79	89.06	0.45	30.46	305.56	4.11
00+484	PUENTE HUAMANI											
00+480	656.95	493.50	497.80	498.19	0.014314	2.73	240.01	67.05	0.51	66.76	379.39	4.30
00+433.54	656.95	493.00	497.09	497.54	0.013827	2.93	226.24	73.02	0.51	75.72	401.88	4.09
00+429.3(*)	656.95	492.94	497.05	497.47	0.013496	2.92	229.73	72.61	0.51	90.80	399.64	4.11
00+400	656.95	492.50	496.77	497.10	0.009431	2.60	261.65	80.29	0.43	94.47	294.26	4.27
00+350	656.95	492.05	496.33	496.65	0.008493	2.54	271.64	86.72	0.42	71.05	256.85	4.28
00+300	656.95	491.57	495.91	496.24	0.007909	2.56	263.15	70.54	0.41	88.33	278.00	4.34
00+250	656.95	491.00	495.61	495.88	0.005853	2.31	294.18	76.59	0.35	69.35	212.58	4.61
00+200	656.95	490.00	495.36	495.61	0.004957	2.26	305.11	74.14	0.33	79.00	189.72	5.36
00+150	656.95	489.50	494.78	495.25	0.009307	3.12	223.82	56.69	0.45	133.58	341.42	5.28
00+100	656.95	488.77	493.81	494.58	0.018845	3.97	173.56	49.78	0.62	200.99	607.69	5.04
00+50	656.95	488.90	492.97	493.63	0.017935	3.69	189.84	65.80	0.60	125.81	493.63	4.07
00+00	656.95	488.05	492.36	492.82	0.012602	3.04	221.19	68.66	0.50	59.17	387.30	4.31

(*) Secciones calculadas mediante interpolación usando el Hec – Ras

4.7.3.- Cálculo de la Socavación General

Para el cálculo de la socavación General se usó el método de Lichtvan Lebediev, todos los parámetros y cálculos se describen en el cuadro que se presenta a continuación:

CALCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL

Progresiva Estación	Qd (m ³ /s)	V (m/s)	Area (m ²)	Be (m)	dm (m)	μ	α	Dm(río) (mm)	do (m)	β	x	ds (m)	Psoc. (m)
00 + 704	656.95	2.41	274.86	133.40	2.0604	0.942	1.567	45.00	2.500	1.00	0.2700	2.77	0.27
00 + 684	656.95	2.04	325.54	144.88	2.2470	0.949	1.240	45.00	3.310	1.00	0.2700	3.33	0.02
00 + 664	656.95	1.91	347.29	146.02	2.3784	0.954	1.113	45.00	3.210	1.00	0.2700	2.94	0.00
00 + 644	656.95	1.72	387.24	152.19	2.5445	0.961	0.947	45.00	4.020	1.00	0.2700	3.48	0.00
00 + 624	656.95	1.68	396.83	149.43	2.6556	0.963	0.896	45.00	3.900	1.00	0.2700	3.20	0.00
00 + 604	656.95	1.95	359.99	132.63	2.7142	0.952	0.985	45.00	3.740	1.00	0.2700	3.27	0.00
00 + 584	656.95	2.10	333.03	122.18	2.7257	0.948	1.066	45.00	4.070	1.00	0.2700	3.88	0.00
00 + 564	656.95	2.31	301.74	110.78	2.7238	0.944	1.183	45.00	4.360	1.00	0.2700	4.61	0.25
00 + 544	656.95	2.06	324.01	103.77	3.1224	0.949	1.000	45.00	4.240	1.00	0.2700	3.90	0.00
00 + 529.62(*)	656.95	2.35	285.99	89.75	3.1865	0.943	1.125	45.00	4.420	1.00	0.2700	4.52	0.10
00 + 524	656.95	2.42	283.57	96.02	2.9532	0.942	1.195	45.00	4.500	1.00	0.2700	4.85	0.35
00 + 504	656.95	2.37	288.08	92.09	3.1282	0.943	1.131	45.00	4.330	1.00	0.2700	4.41	0.08
00 + 488	656.95	2.49	265.79	89.06	2.9844	0.940	1.269	45.00	4.110	1.00	0.2700	4.51	0.40
00 + 484	PUENTE HUAMANI												
00 + 480	656.95	2.73	240.01	87.05	2.7572	0.935	1.489	45.00	4.300	1.00	0.2700	5.43	1.13
00 + 433.54	656.95	2.93	226.24	73.02	3.0983	0.931	1.468	45.00	4.090	1.00	0.2700	5.03	0.94
00 + 429.3(*)	656.95	2.92	229.73	72.61	3.1639	0.932	1.424	45.00	4.110	1.00	0.2700	4.94	0.83
00 + 400	656.95	2.60	261.65	80.29	3.2588	0.938	1.218	45.00	4.270	1.00	0.2700	4.59	0.32
00 + 350	656.95	2.54	271.64	86.72	3.1324	0.939	1.203	45.00	4.280	1.00	0.2700	4.56	0.28
00 + 300	656.95	2.56	263.15	70.54	3.7305	0.939	1.105	45.00	4.340	1.00	0.2700	4.35	0.01
00 + 250	656.95	2.31	294.18	76.59	3.8410	0.944	0.965	45.00	4.610	1.00	0.2700	4.23	0.00
00 + 200	656.95	2.26	305.11	74.14	4.1153	0.945	0.887	45.00	5.360	1.00	0.2700	4.82	0.00
00 + 150	656.95	3.12	223.82	56.69	3.9481	0.928	1.266	45.00	5.280	1.00	0.2700	6.26	0.98
00 + 100	656.95	3.97	173.56	49.78	3.4865	0.911	1.807	45.00	5.040	1.00	0.2700	7.79	2.75
00 + 50	656.95	3.69	189.84	65.80	2.8851	0.916	1.864	45.00	4.070	1.00	0.2700	6.03	1.96
00 + 00	656.95	3.04	221.19	68.66	3.2215	0.929	1.466	45.00	4.310	1.00	0.2700	5.38	1.07
Socavación Máxima													

Se tiene que la máxima socavación es $y_s = 2.75$ m. (progresiva 00+100, aguas abajo).

Además se tiene que las alturas de socavación en las secciones ubicadas 4 metros aguas arriba(00 + 488), y 4 metros aguas abajo(00 + 480) son las siguientes:

- Sección 00 + 480 : $y_s = 1.12$ m.
- Sección 00 + 488 : $y_s = 0.40$ m.

4.7.4.- Cálculo de la Socavación General Transitoria

Para el cálculo de la Socavación General Transitoria se hizo uso de los siguientes criterios:

- Criterio del principio de movimiento de un fondo granular bajo una corriente permanente, tal como el criterio de Shields.
- La hipótesis de aguas claras, o sea que la corriente no soporta sedimentos.

CALCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL TRANSITORIA

River Sta	Hydr Radius (m)	Max Chl Dpth (m)	Vel Chnl (m/s)	Vel. Crít. (m/s)	δ (m)	Socavación máxima (m)	Socavación Eje de uña (m)
00+704	2.04	2.50	2.41	1.87	1.290	0.73	0.44
00+684	2.23	3.31	2.04	1.90	1.076	0.25	0.25
00+664	2.36	3.21	1.91	1.91	0.998	0.00	0.00
00+644	2.52	4.02	1.72	1.94	0.889	0.00	0.00
00+624	2.63	3.90	1.68	1.95	0.862	0.00	0.00
00+604	2.67	3.74	1.95	1.95	0.998	0.00	0.00
00+584	2.68	4.07	2.10	1.96	1.074	0.30	0.22
00+564	2.67	4.36	2.31	1.95	1.182	0.79	0.56
00+544	3.06	4.24	2.06	2.00	1.031	0.13	0.10
00+524	2.91	4.50	2.42	1.98	1.221	0.99	0.57
00+504	3.07	4.33	2.37	2.00	1.185	0.80	0.53
00+488	2.89	4.11	2.49	1.98	1.258	1.06	1.03
00+400	3.18	4.27	2.60	2.01	1.292	1.25	1.16
00+350	3.08	4.28	2.54	2.00	1.269	1.15	1.11
00+300	3.58	4.34	2.56	2.05	1.248	1.08	0.81
00+250	3.70	4.61	2.31	2.06	1.120	0.55	0.49
00+200	3.90	5.36	2.26	2.08	1.086	0.46	0.17
00+150	3.74	5.28	3.12	2.07	1.509	2.69	1.26
00+100	3.29	5.04	3.97	2.02	1.962	4.85	3.00
00+50	2.81	4.07	3.69	1.97	1.872	3.55	2.67
00+00	3.13	4.31	3.04	2.01	1.515	2.22	2.20

(*) Secciones calculadas mediante interpolación usando el Hec-Ras

Nota: La columna socavación en el eje de uña de la Defensa Ribereña está representada en el plano 05(Anexo G: Planos).

De la distribución de la socavación en cada sección(plano 03), se observa que la socavación General Transitoria de mayor amplitud es de **3.00 m**

4.7.5.- Cálculo de la socavación en los elementos del puente

El Hec - Ras hace uso de la fórmula de propuesta por Laursen(1960) para calcular la socavación por contracción del cauce; del método de la Colorado State University para calcular la socavación en pilares; y del método de Hire para el cálculo de la socavación en estribos; arrojando los siguientes resultados de Socavación de Contracción + Socavación Local(ver Anexo D):

Estribo Izquierdo = 1.63 m

Estribo Derecho = 2.92 m

Pilares = 2.72 m

4.8.- IMPACTO AMBIENTAL

4.8.1.- Generalidades

El Estudio de Impacto Ambiental está orientado a predecir, identificar, valorar y corregir los efectos que se producirán a consecuencia de la construcción y operación de la infraestructura de control de inundaciones del Río Ica.

4.8.2.- Situación ambiental actual del área de estudio

Del estudio de los medios físico, biótico y socioeconómico del área del proyecto se ha podido determinar que:

- a) Es necesario proteger el área urbana de la ciudad y el área agrícola debido a la mayor frecuencia con que se viene presentado el Fenómeno "El Niño", que es causa de fuertes precipitaciones, sobre todo en la parte baja de la cuenca, originándose elevados caudales en el Río Ica y quebradas que vierten a este río.

- b) Actualmente la infraestructura de protección contra inundaciones está totalmente destruida y no existe un sistema de control de inundaciones técnicamente diseñado que garantice la protección del campo y la ciudad.
- c) Debido a la topografía casi plana en la parte baja del valle, donde se ubica el área directa del proyecto y a la insuficiente capacidad del Río Ica para drenar caudales instantáneos elevados, el valle y la ciudad son áreas inundables; la situación se agrava por la alta concentración de habitantes en el sector urbano.
- d) A causa de acciones naturales y antrópicas se ha alterado el ecosistema en forma negativa. Las acciones principales han sido inundaciones y huaycos, obstrucciones al flujo de agua, diques e infraestructura diversa inadecuadamente construidos, excavaciones de cauces para extracción de materiales de construcción, etc., los factores impactados son: aire, suelo, agua, procesos, paisaje, flora, fauna, infraestructura, uso del territorio, humanos y socioeconómicos.

Los impactos ambientales detectados en el área del proyecto son: emisiones de polvo, erosión y sedimentación en el área agrícola, modificación de las características físicas del suelo, modificación de la escorrentía superficial, alteración del proceso de control de avenidas, erosión y sedimentación en cauces del Río Ica y quebradas, alteración de la vista panorámica y naturalidad del paisaje, alteración de la distribución de especies y pérdida de hábitat de flora y fauna, servicios de agua y sistema vial de los centros poblados, destrucción del sistema de riego del valle agrícola y bocatomas principales, riesgo en la salud, disminución de la producción agrícola, etc.

- e) En lo referente al medio ambiente, la situación actual es la siguiente:
- El medio físico ha sido el más afectado negativamente, el actual sistema de control de inundaciones está totalmente destruido y el paisaje como también el suelo agrícola fueron fuertemente impactados en forma negativa.

- El medio biótico, flora, fauna, ha sido impactado en forma negativa, con alta intensidad pero en pequeña magnitud y la situación es recuperable a mediano plazo.
- En el medio socioeconómico, el aspecto humano ha resultado el más impactado negativamente, dada la situación actual de inseguridad ante la posibilidad que otro fenómeno similar afecte la ciudad y el campo.

En conclusión, la situación ambiental actual del área de influencia del proyecto ha sido afectada negativamente requiriéndose de medidas que reviertan esta situación.

5.- ANÁLISIS DEL PROBLEMA Y CÁLCULOS

5.1.- Diseño de la protección del puente y las riberas con enrocado

5.1.1.- DISEÑO DE LA DEFENSA TIPO ENROCADO PARA LAS RIBERAS

a.- Diámetro de la Roca

Para el cálculo del diámetro de la roca se hará uso del método de Estabilidad de Momentos:

Datos:

$$Q_{100\text{dis}} = 656.95 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\phi = 42^\circ \text{ (Angulo de fricción interna)}$$

$$\theta = 23.96^\circ \text{ (Talud 1:2.25)}$$

$$S.F. = 1.50 \text{ (Factor de Seguridad)}$$

$$t_{\text{max}} = \tau_0 = 200.99 \text{ N/m}^2 \text{ (Esfuerzo cortante máximo)}$$

$$S_s = 2.65 \text{ (Peso Específico Relativo)}$$

$$\gamma = 9806 \text{ N/m}^2$$

Entonces:

$$S_m = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad S_m = 2.0259$$

$$\eta = \frac{S_m^2 - S.F.^2}{S.F. * S_m^2} \cos \theta \quad \eta = 0.2752$$

$$D_m = \frac{21\tau_0}{(S_s - 1)\eta} \quad D_m = 0.948 \text{ m}$$

Entonces del análisis de estabilidad de Momentos de la partícula podemos dar como diámetro medio a:

$$D_m = 1.00 \text{ m}$$

b.- Distribución del tamaño de las rocas

Esta es la gradación propuesta para el tamaño de roca a utilizar en el enrocado:

Gradación del enrocado		
D0	0.25 D50	0.25
D10	0.35 D50	0.35
D15	0.43 D50	0.43
D20	0.5 D50	0.50
D30	0.65 D50	0.65
D40	0.8 D50	0.80
D50	1 D50	1.00
D60	1.2 D50	1.20
D70	1.6 D50	1.60
D85	1.75 D50	1.75
D90	1.8 D50	1.80
D100	2 D50	2.00

c.- Diseño del Filtro

Este método simplificado se basa en analizar en función a velocidad media del flujo actuante en las riberas a proteger.

Verificación de la necesidad de material de filtro:

Enrocado	Material de base
$D_{15} = 430 \text{ mm}$	$d_{15} = 0.50 \text{ mm}$
$D_{50} = 1000 \text{ mm}$	$d_{50} = 1.25 \text{ mm}$
$D_{85} = 1750 \text{ mm}$	$d_{85} = 2.50 \text{ mm}$
$\frac{D_{15} \text{enrocado}}{D_{85} \text{base}} = \frac{430}{2.5} = 172 > 5$	El limite es 5
$\frac{D_{15} \text{enrocado}}{D_{15} \text{base}} = \frac{430}{0.5} = 860 > 40$	El limite es 40
$\frac{D_{50} \text{enrocado}}{D_{50} \text{base}} = \frac{1000}{1.25} = 800 > 40$	El limite es 40

Entonces se debe diseñar el material de filtro:

- Determinación del material de filtro en función del material de base:

$$\frac{D_{50 \text{ filtro}}}{D_{50 \text{ base}}} < 40 \quad D_{50 \text{ filtro}} < 40 * 1.25 \quad \Rightarrow \quad D_{50 \text{ filtro}} < 50.0 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{15 \text{ base}}} < 40 \quad D_{15 \text{ filtro}} < 40 * 0.5 \quad \Rightarrow \quad D_{15 \text{ filtro}} < 20.0 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{85 \text{ base}}} < 5 \quad D_{15 \text{ filtro}} < 5 * 2.5 \quad \Rightarrow \quad D_{15 \text{ filtro}} < 12.5 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{15 \text{ base}}} > 5 \quad D_{15 \text{ filtro}} > 5 * 0.5 \quad \Rightarrow \quad D_{15 \text{ filtro}} > 2.5 \text{ mm}$$

- Determinación del material de filtro en función del material de enrocado:

$$\frac{D_{50 \text{ enrocado}}}{D_{50 \text{ filtro}}} < 40 \quad D_{50 \text{ filtro}} > 1000/40 \quad \Rightarrow \quad D_{50 \text{ filtro}} > 25.00 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15 \text{ enrocado}}}{D_{15 \text{ filtro}}} < 40 \quad D_{15 \text{ filtro}} > 430/40 \quad \Rightarrow \quad D_{15 \text{ filtro}} > 10.75 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15 \text{ enrocado}}}{D_{85 \text{ filtro}}} < 5 \quad D_{85 \text{ filtro}} > 430/5 \quad \Rightarrow \quad D_{85 \text{ filtro}} > 86 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15 \text{ enrocado}}}{D_{15 \text{ filtro}}} > 5 \quad D_{15 \text{ filtro}} < 430/5 \quad \Rightarrow \quad D_{15 \text{ filtro}} < 86 \text{ mm}$$

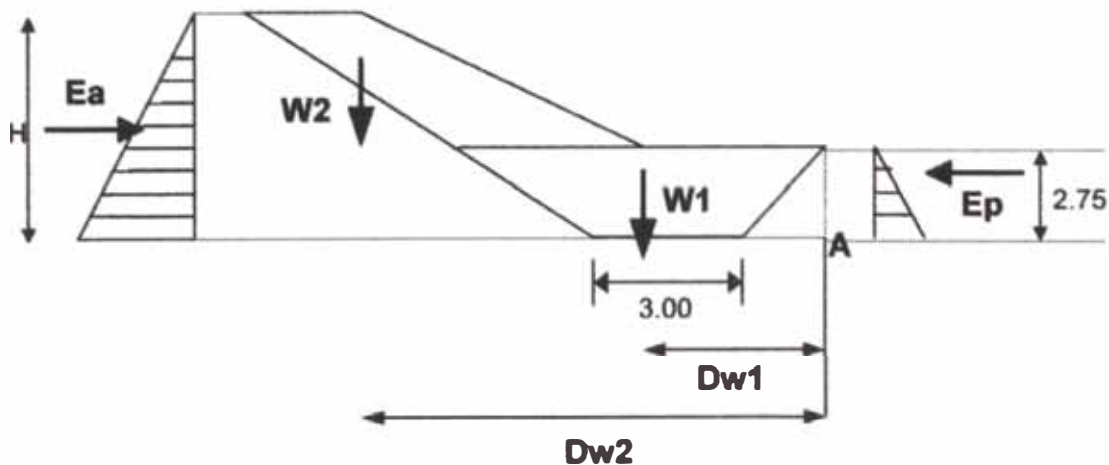
Material de Filtro: 86.0 mm < D₈₅ filtro
 25.00 mm < D₅₀ filtro < 50.0 mm
 10.75 mm < D₁₅ filtro < 12.5 mm

El material de filtro a usar será el Geotextil; pues se ha discontinuado el uso de filtros de grava, debido a su mayor costo.

El geotextil deberá cumplir con las siguientes especificaciones mínimas:

Propiedad	Ensayo	Unidad	Requerimiento (MAR**)			
			Porcentajes de suelo a retener que pasa la malla 0.075 min. (N° 200).			
			< 15	15 – 50	> 50	
Clase de Geotextil	-	-	Clase 2 de la Tabla 650-1			
Tejidos de monofilamento	-	-	Clase 1 de la Tabla 650 – 1			
Los otros geotextiles	-	-				
Permitividad	ASTM D4491	seg - 1	0.7	0.2	0.1	
Abertura aparente (AOS)*	ASTM D4751	Mm	0.43	0.25	0.22	
Resistencia retenida UV	ASTM D4355	%	50% después de 500 horas de exposición			
			Clase 1		Clase 2	
			E	E	E	E
			< 50%	> 50%	<50%	> 50%
Resistencia Grab	ASTM D4632	N	1400	900	1100	700
Resistencia al razgado Trapezoidal	ASTM D4533	N	500	350	400	250
Resistencia al punzonamiento	ASTM D4833	N	500	350	400	250
Resistencia "Burst"	ASTM D3786	Kpa	3500	1700	2700	1300
Resistencia a la costura	ASTM D4632	N	12600	810	990	630

d.- Estabilidad del Enrocado



1) AL DESLIZAMIENTO

Cualquier estructura sujeta a diferentes presiones laterales, tiene que ser capaz de resistir a los deslizamientos. La resistencia al deslizamiento es producida por la fuerza cortante a lo largo de la superficie de contacto entre la base de la estructura y la fundación.

Se usa un coeficiente de deslizamiento C_d mayor o igual a 1.5

$$C_d = \frac{\sum F_v * f}{\sum F_h} \geq 1.5$$

Donde: $F_v * f = H_r =$ Sumatoria de las fuerzas verticales actuando perpendicularmente al plano de deslizamiento asumido.

$F_h = H_a =$ Sumatoria de las fuerzas horizontales actuando paralelamente al plano de deslizamiento.

$f =$ Coeficiente de fricción que depende de las características de suelo.

EMPUJE ACTIVO

$$E_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * h^2 \quad k_a = \cos\theta \left(\frac{\cos\theta - (\cos^2\theta - \cos^2\phi)^{0.5}}{\cos\theta + (\cos^2\theta - \cos^2\phi)^{0.5}} \right)$$

Si: $\theta = 0$ (talud horizontal), entonces $k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$

Donde: $\phi =$ Angulo de fricción interna.

EMPUJE PASIVO

$$E_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma_s * h^2 \quad k_p = \cos\theta \left(\frac{\cos\theta + (\cos^2\theta - \cos^2\phi)^{0.5}}{\cos\theta - (\cos^2\theta - \cos^2\phi)^{0.5}} \right)$$

Si: $\theta = 0$ (talud horizontal), entonces $k_a = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$

Para el calculo de estabilidad se tiene los siguientes datos:

$$\gamma = 1.80 \text{ t/m}^3 \quad \theta = 0$$

$$\phi = 30^\circ \quad f = 0.6$$

AL DESLIZAMIENTO					
Htotal	6.00	6.50	7.00	7.50	8.00
Empuje Activo					
Ka	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333
Ea = Ha	10.80	12.67	14.70	16.87	19.20
Empuje Pasivo					
Kp	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000
Ep	24.300	24.300	24.300	24.300	24.300
w1	31.866	31.866	31.866	31.866	31.866
w2	18.830	23.828	27.493	32.329	37.505
Hr	30.42	33.42	35.62	38.52	41.62
Cd	2.82	2.64	2.42	2.28	2.17

Para todos los casos el Coeficiente de Deslizamiento es mayor que 1.50

2) Al Volteo

Para evitar el volteo de la estructura se debe hacer que la suma de los momentos estabilizadores sea mayor que la suma de los momentos de volteo.

Se usará un coeficiente de volteo Cv mayor o igual a 2.5

$$Cv = \frac{M_r}{M_v} \geq 2.5$$

Donde: M_r = Momento resistente

M_v = Momento de volteo

Tomando como referencia para la suma de momentos el punto A.

$$M_r = Ep * h_{uña}/3 + w1*dw1 + w2*dw2$$

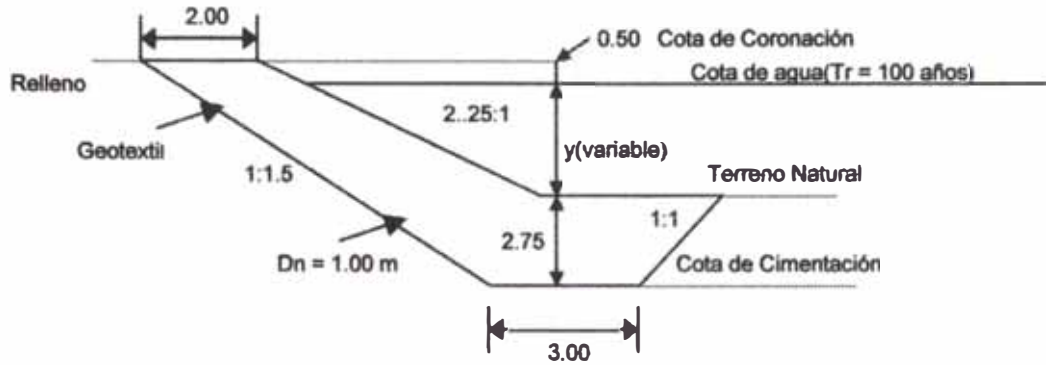
$$M_v = Ea * h_{total}/3$$

AL VOLTEO					
Htotal	6.00	6.50	7.00	7.50	8.00
h del espaldar	3.25	3.75	4.25	4.75	5.25
h de la uña	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75
Ea	10.80	12.67	14.70	16.87	19.20
Ep	24.300	24.300	24.300	24.300	24.300
w1	31.866	31.866	31.866	31.866	31.866
w2	20.549	25.389	28.784	33.237	37.919
dw1	4.655	4.655	4.655	4.655	4.655
dw2	10.319	10.501	10.677	10.848	11.014
Mr	364.912	420.818	464.140	521.297	583.705
Mv	21.600	27.462	34.300	42.187	51.200
Cd	16.89	15.32	13.53	12.36	11.40

Para todos los casos el Coeficiente de Volteo es mayor que 2.50

e.- Dimensiones finales de la defensa ribereña tipo enrocado

SECCIÓN TÍPICA DE DISEÑO



Características generales de la defensa tipo Enrocado:

Altura total	:	Variable
Borde libre	:	0.50 m
Ancho de Corona	:	2.00 m
Ancho inferior _(uña)	:	3.00 m
Altura de Uña	:	2.75 m
Talud inferior _(espaldar)	:	1: 1.5
Talud exterior _(espaldar)	:	1: 2.25
Talud en uña	:	1:1
Material de Filtro	:	Geotextil
Tamaño de Roca (D_{50})	:	1.00 m
Espesor de Enrocado	:	2.00 m

5.1.2.- DISEÑO DE LA PROTECCIÓN DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE

Se usará el siguiente método para el diseño de la protección del puente:

Este método consiste en sustituir el material erosionable del fondo, con un enrocado de características similares al que se coloca en el morro de un espigón.

A continuación se hallará las dimensiones de la roca a ser usada:

a) CALIDAD DE LAS ROCAS

- La roca debe ser sana, dura, de cantera.
- Debe ser resistente al agua y a los esfuerzos de corte.
- Se recomienda las rocas ígneas como: granito, granodiorita, diorita, basalto, riolita, etc., con densidad relativa DR > 2.
- La mejor forma de la roca es la angular.

b) TAMAÑO DE LAS ROCAS

Cálculo del diámetro medio

Se hará uso del método de estabilidad de momentos:

Datos:

$$Q_{100dis} = 656.95 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\phi = 42.5^\circ \text{ (Angulo de fricción interna)}$$

$$\theta = 18.42^\circ \text{ (Talud 1:3)}$$

$$S.F. = 1.50 \text{ (Factor de Seguridad)}$$

$$t_{max} = \tau_0 = 188.65 \text{ N/m}^2 \text{ (Esfuerzo cortante máximo en los estribos)}$$

$$S_s = 2.65 \text{ (Peso Específico Relativo)}$$

$$\gamma = 9806 \text{ N/m}^2$$

Entonces:

$$S_m = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad S_m = 2.751$$

$$\eta = \frac{S_m^2 - S.F.^2}{S.F. * S_m^2} \cos \theta \quad \eta = 0.444$$

$$D_m = \frac{2t_0}{(S_s - 1)\eta} \quad D_m = 0.551 \text{ m}$$

Entonces del análisis de estabilidad de Momentos de la partícula podemos dar como diámetro medio a:

$$D_m = 0.55 \text{ m}$$

c) DISTRIBUCIÓN DEL TAMAÑO DE LAS ROCAS

Se seguirán las Recomendaciones del U.S. Department of Transportation

La graduación de las piedras del enrocado afecta su resistencia a la erosión.

Cada carga del enrocado debe ser razonablemente bien graduada desde el tamaño más pequeño hasta el tamaño más grande. En el siguiente cuadro se presenta los límites de la graduación de las piedras:

LÍMITES DE GRADUACIÓN DE LAS ROCAS

(Recomendaciones del U.S. Department of Transportation)

Rango del tamaño de roca (pies)	Rango de peso de la roca (libras)	Porcentaje de graduación Menor que
1.5 D_{50} a 1.7 D_{50}	3.0 W_{50} a 5.0 W_{50}	100
1.2 D_{50} a 1.4 D_{50}	2.0 W_{50} a 2.75 W_{50}	85
1.0 D_{50} a 1.15 D_{50}	1.0 W_{50} a 1.5 W_{50}	50
0.4 D_{50} a 0.6 D_{50}	0.1 W_{50} a 0.2 W_{50}	15

Entonces la graduación de la protección de los estribos será la siguiente:

% de Graduación menor que	Rango de tamaño de la roca(m)
100	0.83 – 0.94
85	0.66 – 0.77
50	0.55 – 0.63
15	0.22 – 0.33

5.1.3.- DISEÑO DE LA PROTECCIÓN DE LOS PILARES DEL PUENTE

Para el dimensionamiento del enrocado al pie de los pilares se utilizará la fórmula de Ishbah, la misma que es recomendada por la Federal Highway Administration:

$$D_{50} = 0.692 \frac{(KV)^2}{2g(G-1)}$$

donde:

D_{50} = Diámetro medio del enrocado al pie de los pilares

G = 2.65 (gravedad específica del material del enrocado; grava y arena)

K = 1.7 (Coeficiente de forma del pilar)

V = Velocidad aguas arriba de la sección del puente = 2.49 m/s

g = 9.81 m/s²

⇒ reemplazando en la fórmula se obtiene:

$$D_{50} = 0.38 \text{ m}$$

Entonces la graduación de la protección de los pilares será la siguiente:

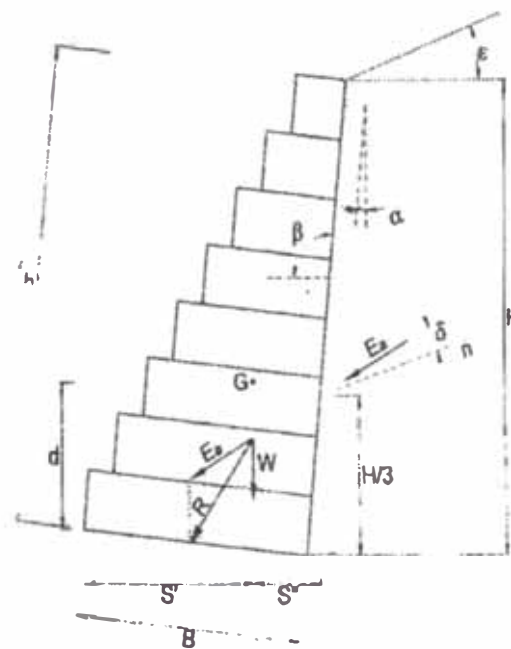
% de Graduación menor que	Rango de tamaño de la roca(m)
100	1.5 D_{50} a 1.7 D_{50} = 0.57 – 0.65
85	1.2 D_{50} a 1.4 D_{50} = 0.46 – 0.53
50	1.0 D_{50} a 1.15 D_{50} = 0.38 – 0.44
15	0.4 D_{50} a 0.6 D_{50} = 0.15 – 0.23

5.2.- DISEÑO DE LA PROTECCIÓN DE LAS RIBERAS CON GAVIONES

a) Los gaviones a utilizar cumplirán las siguientes características:

- Inclinación de muro : 6°
- Peso específico de Gaviones : 24.20 kN/m^3
- Colocación de Geotextil : En el talud y en la base
- Malla y diámetro de Alambre : $10 \times 12, \phi 2.7 \text{ mm C.D.}$

b) Verificaciones de Estabilidad de Muro de Gaviones



Se usarán las siguientes expresiones:

$$i) \quad K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2(\beta) \sin(B - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \epsilon)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\beta + \epsilon)} \right]^2}$$

K_a = coeficiente de empuje activo k_a .

$$ii) \quad E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 k_a \left[\frac{t}{m} \right]$$

En donde:

γ_s = peso específico del suelo.

$H = [h + (b - a) \tan \alpha] \cos \alpha$, altura de actuación del empuje, siendo

h = altura del muro

b = base del muro despreciando los escalones externos

a = ancho del muro en la cima.

E_a = Empuje activo

$$\text{iii) } d = \frac{H}{3} - B \sin(\alpha)$$

En donde d es la altura de aplicación del empuje activo, medido en forma vertical desde la horizontal que pasa por el punto de rotación del muro.

$$\text{iv) } W = \gamma_g \cdot A_g \text{ (kg/m)}$$

Donde:

W = Peso por unidad de longitud

γ_g = Peso específico del gavión (aprox. 1820 kg/m³)

A_g = Área de gavión (m²)

Verificación de la seguridad al deslizamiento.

Se considera el plano ortogonal que pasa por la base del muro, tendremos

$$\eta' = \frac{F_{en} \cdot \tan(\varphi) + F_{eh}}{F_d} \geq 1.5$$

donde F_{en} es la fuerza estabilizante normal, F_{eh} es la fuerza estabilizante horizontal, F_d fuerza desestabilizante.

$$\eta' = \frac{[(W + E_v) \cos \alpha + E_h \sin \alpha] \tan \varphi + (W + E_v) \sin \alpha + cB}{E_h \cos \alpha} \geq 1.5$$

en la cual W es peso propio de la estructura.

Normalmente el peso específico del gavión llenado con piedra partida de cantera se considera igual a 1.7 t/m³

$E_v = E_a \sin(90^\circ + \delta - \beta)$; componente vertical del empuje activo.

$E_h = E_a \cos(90^\circ + \delta - \beta)$; componente horizontal del empuje activo.

c = cohesión (despreciable)

B = ancho de la base del muro

α = inclinación del muro

Verificación de la seguridad al vuelco:

Se considera como fuerza estabilizante, el peso propio del muro y la componente vertical del empuje activo y como desestabilizante, la componente horizontal del empuje activo:

$M_v = E_v d$ es el momento de volteo

$M_r = Ws' + E_v s$ es el momento resistente,

$$S = B \cos \alpha - \frac{H}{3} \frac{1}{\tan \beta}$$

S = distancia entre el fulcro y el punto de aplicación del empuje medida sobre la horizontal.

$S' = X_g \cos \alpha + Y_g \sin \alpha$ en donde X_g y Y_g son las coordenadas del centro de gravedad del muro referida a un sistema de ejes cartesianos cuyo origen coincide con el punto F. El coeficiente del vuelco será.

$$n^n = \frac{M_r}{M_v} \geq 1.5$$

Verificación de las tensiones transmitidas al terreno.

cuando la resultante cae dentro del núcleo central de tensiones:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} = \frac{N}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \text{ (para cada caso de } e < \frac{B}{6} \text{) } t/m^2$$

En la cual $N = (W + E_v) \cos \alpha + E_h \sin \alpha$, es la resultante de las fuerzas normales a la base del muro.

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{M_r - M_v}{N} \right) \text{ es la excentricidad de la resultante.}$$

Se considera conveniente que $\sigma_2 \leq 2t/m^2$ en tracción y σ_1 no deba sobrepasar la tensión admisible del terreno.

Verificaciones de secciones intermedias de muros de sostenimiento en gaviones

Hay que verificar las secciones intermedias del muro que tiene un momento actuante $M = M_r - M_v$, tensión de corte t y esfuerzo normal N .

$e = B/2 - M/N =$ excentricidad

vale σ máx. = $N/0.8x =$ tensión máxima actuante

Donde:

$$X = (B/2 - e) / 0.4$$

El valor de σ máx no debe superar al admisible, $\sigma_{adm} = 50 Y_g - 30 (t/m^2)$

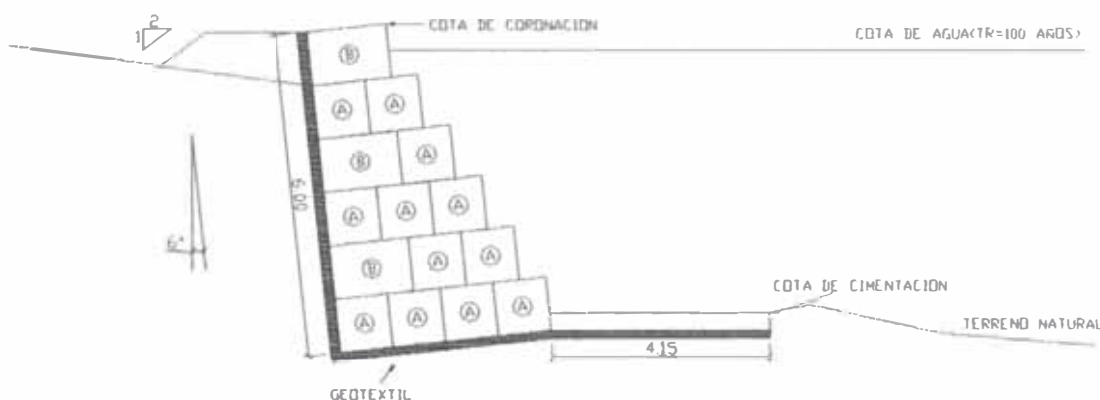
La tensión tangencial vale $t = T/B (t/m^2)$ y deberá ser menor a $t_{adm} = N/B \text{ tg} Y + C_g (t/m^2)$, en la cual $Y = 25 Y_g - 10$, con Y_g expresado en t/m^3 y $C_g = (0.03 P_u - 0.05)10 (t/m^2)$, siendo P_u el peso de la red metálica en kg/m^3 .

Para gaviones Standard de $h = 1m$ vale 8.6 Kg/m^3

b) Dimensiones de los Gaviones

GAVION (h = 6.0 m)

Hilera	Largo	Altura	distancia
1	4.00	1.00	—
2	3.50	1.00	0.50
3	3.00	1.00	1.00
4	2.50	1.00	1.50
5	2.00	1.00	2.00
6	1.50	1.00	2.50



RESULTADOS

- Coeficiente de Seguridad contra el Deslizamiento: $1.51 > 1.50$ OK
- Coeficiente de Seguridad contra el Volteo: $4.14 > 1.50$ OK
- Verificación de tensiones transmitidas al terreno:

$$\sigma_1 = 0.895 \text{ Tn/m}^2 < 2.0 \text{ Tn/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_2 = 7.81 \text{ Tn/m}^2 < 30.0 \text{ Tn/m}^2 \quad \text{OK}$$

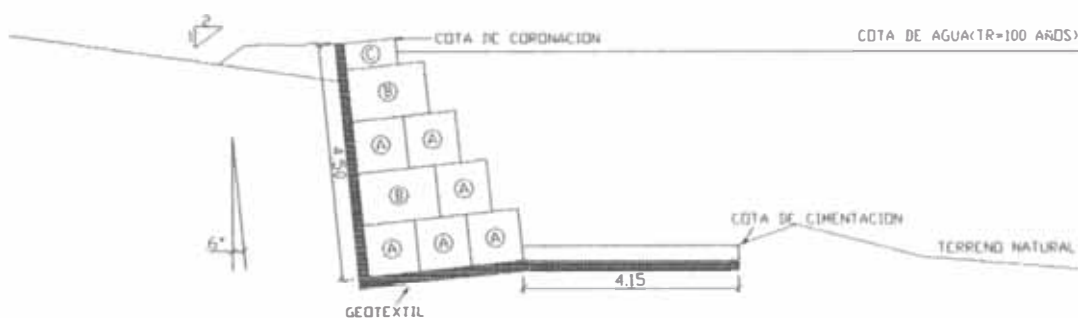
- Verificación de secciones intermedias en muros de sostenimiento de gaviones:

$$\sigma_{\max} = 3.44 \text{ tn/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 61 \text{ tn/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\tau_{\max} = 2.40 \text{ tn/m}^2 < \tau_{\text{adm}} = 8.16 \text{ tn/m}^2 \quad \text{OK}$$

GAVION(h = 4.5 m)

Hilera	Largo	Altura	distancia
1	3.00	1.00	-----
2	2.50	1.00	0.50
3	2.00	1.00	1.00
4	1.50	1.00	1.50
5	1.00	0.50	2.00



RESULTADOS

- Coeficiente de Seguridad contra el Deslizamiento: $2.05 > 1.50$ **OK**
- Coeficiente de Seguridad contra el Volteo: $5.31 > 1.50$ **OK**
- Verificación de tensiones transmitidas al terreno:

$$\sigma_1 = 0.68 \text{ Tn/m}^2 < 2.0 \text{ Tn/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_2 = 8.24 \text{ Tn/m}^2 < 30.0 \text{ Tn/m}^2 \quad \text{OK}$$

- Verificación de secciones intermedias en muros de sostenimiento de gaviones:

$$\sigma_{\max} = 3.48 \text{ tn/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 61 \text{ tn/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\tau_{\max} = 1.94 \text{ tn/m}^2 < \tau_{\text{adm}} = 8.31 \text{ tn/m}^2 \quad \text{OK}$$

ANÁLISIS HIDRÁULICO

ELECCIÓN DEL TIPO DE COLCHON

Velocidad media : 3.60 m/s (De tabla 1)

Espesor de colchón (t) : 0.30 m

Piedras de Relleno d_{50} : 0.125 m

Rango < 0.10 – 0.15 m >

VERIFICACION DE ARRASTRE DE COLCHONES POR VELOCIDADES

Velocidad Crítica (vc)

Fig 1. Vcr: 5.40 m/s

Fig 2 Vcr: 4.80 m/s

Vcr: 4.80 m/s

Verificación: Reemplazando valores:

Vcr > Vm 4.80 > 3.60 OK

VERIFICACIÓN DE ARRASTRE DE MATERIAL DE COLCHONES POR ESFUERZOS CORTANTES

Esfuerzos cortantes actuantes

De cálculos Hidráulicos t_a : 13.63 kg/ m²

Esfuerzos Cortantes Críticos

$$\lambda_c = C \cdot (\gamma_s - \gamma_m) \cdot d_m \cdot \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}}$$

Donde:

C : Coeficiente de Shieds (0.10) : 0.10

γ_s : Peso Específico de la piedra del colchón (2500 kg/m³) : 2500 kg/m³

γ_w : Peso Específico del agua (1000kg/m³) : 1000 kg/m³

d_m : Diámetro Medio de la piedra del colchón (m) : 0.125 m

θ : Angulo que forma el talud con la horizontal : 27°

ϕ : Angulo de reposo de la piedra del colchón	:	42°
t_{cr} : Esfuerzo cortante crítico	:	13.78 kg/m ³

Verificación:

$$t_b < t_c$$

reemplazando valores

$$13.63 < 13.78 \quad \text{OK}$$

CONTROL DE DEFORMACIONES EN EL COLCHON**Determinación de deformación máxima producida**

$$C' = \frac{\tau_a - \tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) d_m}$$

$$C' = -0.001$$

$$\text{Del gráfico: } \frac{\Delta z}{d_m} = 0.44$$

$$y; \quad 2 \cdot \left(\frac{t}{d_m} - 1 \right) = 2 \cdot \left(\frac{0.30}{0.125} - 1 \right) = 2.80$$

Verificación:

$$\frac{\Delta z}{d_m} \leq 2 \cdot \left(\frac{t}{d_m} - 1 \right)$$

reemplazando valores:

$$0.44 \leq 2.80$$

No hay problemas de deformación.**VERIFICACION DE EROSION ENTRE EL COLCHON Y LA FUNDACION****Velocidad entre colchón y material base**

$$V_b = \frac{1}{n_f} \left(\frac{d_m}{2} \right)^{2/3} * Sf^{1/2}$$

donde:

$$S \quad : \quad 0.0126$$

$$n_f \quad : \quad 0.020 \text{ hay filtro geotextil}$$

$$d_m \quad : \quad 0.125$$

$$V_b \quad : \quad 0.88 \text{ m/s}$$

Velocidad que puede soportar el suelo sin ser erosionado (V_e).

En terrenos no cohesivos:

$$V_e = 16.1 \sqrt{d}$$

$$V_e = 4.06 \text{ m/s}$$

Verificación:

$$V_b < V_e$$

Reemplazando valores:

$$0.88 < 4.06 \quad \text{No habrá erosión – OK}$$

PROTECCION DE PIE DE TALUD

$$\text{EROSION GENERAL} = y_s = 2.75 \text{ m}$$

$$\text{Como } y_s = 2.75 \text{ m} > 1.5 \text{ m}$$

Entonces se elegirá:

$$\text{Longitud Colchón} = 2.75 * 1.50 = 4.125 \text{ m}$$

Entonces se usaran colchones de 0.30 m * 4 m * 2 m

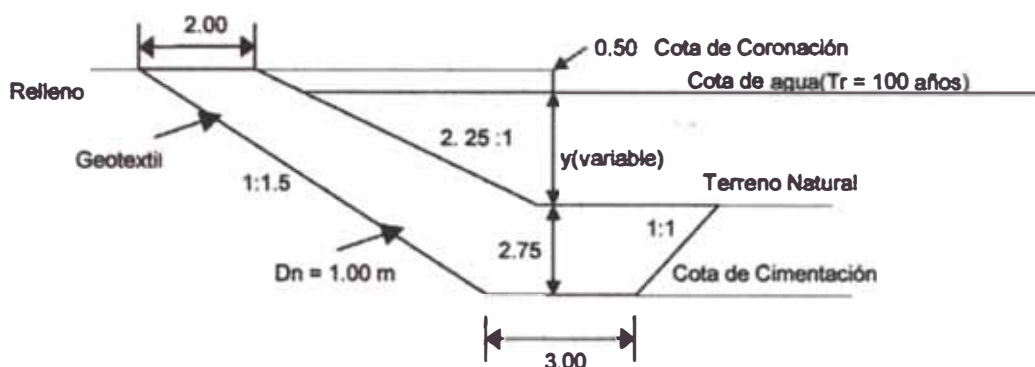
6.0.-ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS Y PROPUESTA

6.1.-ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN

6.1.1.- ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN PARA LAS RIBERAS

Se proponen dos alternativas de protección para la margen izquierda del río Ica:

6.1.1.1.- Defensa Ribereña tipo Enrocado: Para una altura de socavación general de $y_s = 2.75$ m; se tiene la siguiente estructura de protección:



Proceso constructivo:

Replanteo

Se refiere a la materialización sobre el terreno de la ubicación del eje longitudinal del río y el establecimiento de los niveles respectivos de corte y relleno, de acuerdo a los planos de diseño, así como la ubicación exacta del eje longitudinal del río y el establecimiento de los niveles respectivos de corte y relleno de acuerdo a los planos de diseño.

Corte y relleno

Consiste en los trabajos de acarreo de material del lecho del río, así como de la parte externa del mismo utilizando tractor Buldózer.

Excavación de uña de estabilidad

Consiste en realizar trabajos de excavación en la base del terraplén, utilizando retroexcavadora; siendo las dimensiones de la uña de 3.00 m. por 2.75 m. de profundidad.

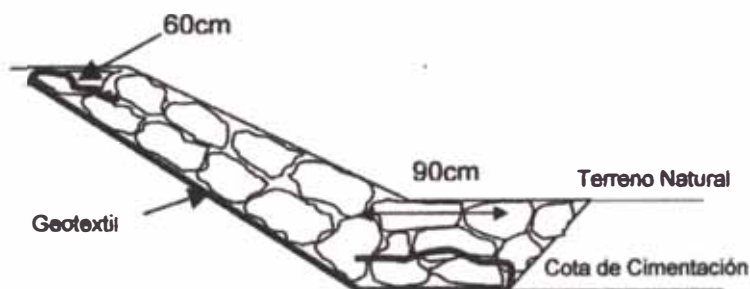
Preparación y ubicación de las rocas

Se ubicarán las canteras de las cuales serán transportadas las rocas adecuadas. La roca de la cantera seleccionada deberá encontrarse en volúmenes necesarios sin presentar erosión ni fracturamiento y por ende que sean duras y resistentes a la abrasión, intemperismo e impacto.

En cuanto a la calidad de la roca, esta debe ser ígnea de preferencia granítica y de un peso específico que oscile entre 2 a 5 TM.

Colocación del Geotextil

- Un buen contacto entre el geotextil y el suelo es esencial. Por esta razón la superficie de la ribera o del dique debe ser una superficie lisa, libre de protuberancias, depresiones y lentes de material suelto.
- Debe ser colocado suavemente, sin pliegues, de arriba hacia abajo.
- Se debe tener mucho cuidado al colocar el enrocado, pues puede romperse el geotextil.
- Si las rocas tienen aristas filudas se debe colocar una subcapa granular entre el enrocado y el geotextil.
- Después de colocar el enrocado, el geotextil debe asegurarse al pie de este tal como se indica en la figura y anclado en la parte alta de la ribera o dique.



Colocación de la roca

Se ubicarán las canteras de las cuales serán transportadas las rocas adecuadas. La roca de la cantera seleccionada deberá encontrarse en volúmenes necesarios sin presentar erosión ni fracturamiento y por ende que sean duras y resistentes a la abrasión, intemperismo e impacto.

En cuanto a la calidad de la roca, esta debe ser ígnea de preferencia granítica y de un peso específico que oscile entre 2 a 5 TM.

6.1.1.2.- Defensa Ribereña tipo Gavión

En el capítulo 5.2 se detalla las diferentes secciones de muros de gaviones a usar

Proceso constructivo:

Replanteo

La base donde los gaviones serán colocados deberá ser nivelada hasta obtener un terreno con la pendiente prevista. Los niveles de excavación deberán ser verificados antes de proceder a la colocación de los gaviones; se constatará que el material de asiento sea el adecuado para soportar las cargas a que estará sometido.

Colocación del geotextil

Antes de la colocación del geotextil, el área de instalación deberá ser preparada limpiando todos los restos de rocas u obstrucciones que puedan dañar el geotextil.

El geotextil deberá ser desenrollado tan suavemente como fuera posible sobre la subrasante preparada, en la dirección del tráfico de construcción. Los rollos de geotextil deberán ser traslapados 30 cm. En la dirección de la colocación de la base.

Armado y colocación de Gaviones

Se realizará respetando las especificaciones del fabricante de gaviones. Cada unidad será desdoblada sobre una superficie rígida y plana, levantados los paneles del lado y colocados los diafragmas en su posición vertical. Luego se amarrarán las cuatro aristas en contacto y los diafragmas con las paredes laterales.

Antes de proceder al relleno deberá amarrarse cada gavión a los adyacentes, a lo largo de las aristas en contacto tanto verticales como horizontales. El amarre se efectuará utilizando el alambre provisto junto con los gaviones y se realizará en forma continua atravesando todas las mallas cada 10cm en una y dos vueltas, en forma alternada.

Para obtener un mejor acabado los gaviones podrán ser traccionados antes de ser llenados, como alternativa podrá usarse un encofrado de madera.

Relleno de los Gaviones

El relleno de los gaviones será efectuado con piedra seleccionada. El relleno debe permitir la máxima deformabilidad de la estructura, dejar el mínimo porcentaje de vacíos, asegurando así un mayor peso, el tamaño de piedra deseable estará entre 6" y 10" para el gavión caja y entre 4" y 8" para el colchón Reno.

Durante la operación de relleno de los gaviones, deberán colocarse dos o mas tirantes de alambre a cada tercio de la altura del gavión de 1.00 m. Estos tirantes unirán paredes opuestas, con sus extremos atados alrededor de dos nudos de la malla. Para gaviones de 0.50 m. de alto bastará colocar los tirantes en el nivel medio de las cajas.

En caso de que los gaviones sean llenados previamente e izados para su colocación, deberán colocarse tirantes verticales.

Sellado de los Gaviones

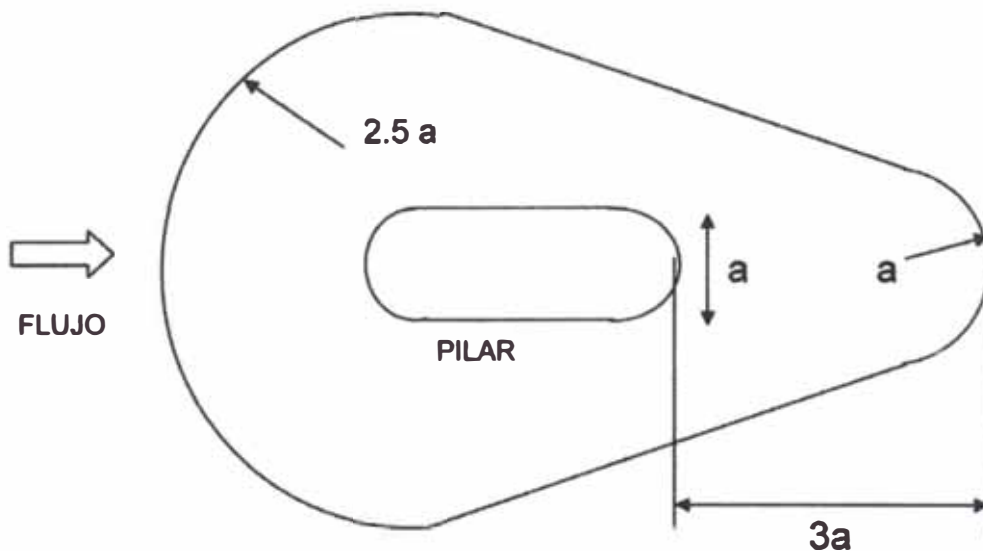
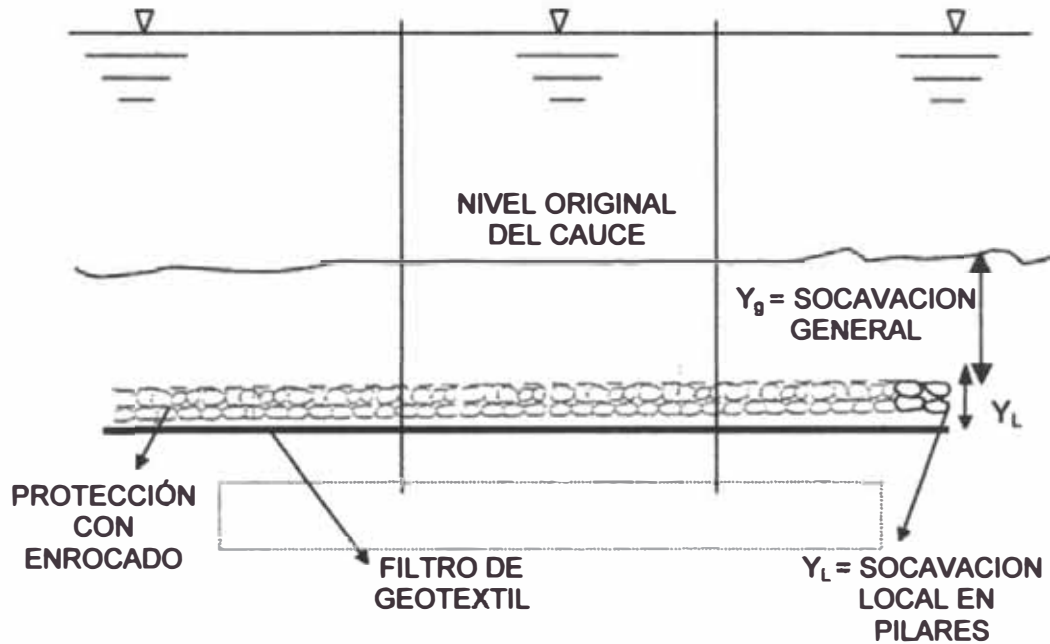
Después de completar el relleno de los gaviones, se procederá a cerrar el gavión bajando la tapa, la que será cosida firmemente a los bordes de las paredes verticales. Se deberá cuidar que el relleno del gavión sea el suficiente, de tal manera que la tapa quede tensada confinando la piedra.

Los gaviones vacíos colocados arriba de una hilera ya terminada, deberán coserse a lo largo de las aristas en contacto con la hilera inferior de gaviones ya llenados, para lograr un contacto continuo entre los mismos que asegura la monoliticidad de la estructura.

6.1.2.- ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN PARA EL PUENTE

6.1.2.1.-Protección para los Pilares del Puente

La protección para los pilares del Puente Huamani será de la forma que se indica a continuación:



Donde:

$$Y_g = 2.75 \text{ m}$$

$$Y_L = 2.72 \text{ m}$$

$$a = 0.5 \text{ m}$$

$$2.5a = 1.25 \text{ m}$$

$$3a = 1.50 \text{ m}$$

La medida de protección mas usada frente a la erosión local en pilares es la de colocación de mantos de enrocado alrededor del pilar que es la que se usa en esta ocasión. Sus ventajas son las siguientes:

- Esta medida es económica, eficaz y relativamente independiente del proyecto del puente. La facilidad de reposición, colocando nuevo enrocado, permite intensificar la protección o aumentarla. Las protecciones de enrocado deben inspeccionarse y mantenerse por ese procedimiento.
- Otra propiedad interesante del manto de Enrocado es la flexibilidad que le permite adaptarse a las erosiones.
- El manto de enrocado consigue que no se desarrolle la erosión local y así aumenta la seguridad de una cimentación dada.

Colocación

El manto de enrocado no se coloca en el fondo del cauce, sino donde es efectivo para proteger de la erosión local; en el fondo del río durante la avenida. La profundidad de cauce dada por la suma de erosión general y por contracción se puede despreciar(no merece la pena defenderla). Si el manto de enrocado se colocara en la superficie quedaría demasiado desprotegido en la avenida, entonces se desprendería, descendiendo; o quedaría desmantelada.

El manto necesita dos capas de material y un filtro para evitar que el sustrato ascienda entre los huecos. Los filtros son imprescindibles en ríos de arena pero no siempre en ríos de grava. En caso de usar geotextiles como filtro, estos deben tener la forma del pilar, incluso atarse a ella como un "babero". El manto de enrocado se debe extender alrededor de la pila como una aureola, con una anchura como máximo del orden del valor de la erosión local.

6.1.2.2.-Protección para los Estribos del Puente

Se protegerá a los estribos del puente de la socavación al pie de estribos sustituyendo el material erosionable del fondo, con un enrocado de características similares al que se coloca en el morro de un espigón.

El enrocado tendrá un espesor igual a $Y_L = 2.92$ m que es la socavación local en los estribos.

El procedimiento para su colocación será similar al seguido para protección de los pilares del puente.

6.2.-ANÁLISIS ECONÓMICO DE LAS PROPUESTAS DE PROTECCIÓN

6.2.1.-PRESUPUESTO PARA CONSTRUCCIÓN DE DEFENSA RIBEREÑA TIPO ENROCADO

PRESUPUESTO DE OBRA

OBRA : DEFENSA RIBEREÑA PARA EL PUENTE HUAMANI EN EL RIO ICA

UBICACIÓN : SAN JOSE DE MOLINOS - ICA

TIPO: ENROCADO

CODIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	METRADO	C. UNIT.	COSTO	SUBTOTAL
OBRAS PROVISIONALES						
1.10	OFICINA, ALMACEN Y GUARDIANA	GLB	1.00	7,514.97	7,514.97	
1.20	CARTEL DE OBRA INCLUYE INSTALACION	GLB	1.00	594.63	594.63	8,109.60
TRABAJO PRELIMINARES						
2.10	TRAZO Y NIVELACIÓN DURANTE LA OBRA	MES	4.00	2,851.49	11,405.96	
2.20	MOV. Y DESMOV. DE MAQU. Y EQUIPO PARA OBRA	GLB	1.00	6,599.25	6,599.25	18,005.21
MOVIMIENTO DE TIERRAS						
3.10	ENCAUZAMIENTO DE RIO	GLB	1.00	4,881.06	4,881.06	
3.20	DESBROCHE Y LIMPIEZA	M2	8,000.00	1.19	9,520.00	
3.30	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA	M3	9,929.18	7.50	74,468.85	
3.40	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA (BAJO AGUA)	M3	9,891.15	8.72	86,250.83	
3.50	RELLENO CON MATERIAL DE RIO EN TERRAPLÉN	M3	7,021.33	8.98	63,051.54	238,172.28
ENROCADO						
4.10	EXTRACCIÓN DE CANTERA (ROCA DE BANCO)	M3	34,987.84	17.06	596,892.60	
4.20	SELECCIÓN, CARGIO Y TRANSPORTE	M3	39,186.38	24.43	957,323.36	
4.30	DESCARGA Y COLOCACIÓN	M3	24,491.49	7.81	191,278.54	1,745,494.50
FILTRO						
6.00	GEOTEXTIL	M2	12,995.31	7.55	98,114.59	98,114.59
COSTO DIRECTO						2,107,896.18
GASTOS GENERALES Y UTILIDADES (15.00 %)						316,184.43
SUBTOTAL						2,424,080.61
IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS						460,575.32
TOTAL						2,884,655.92

Son: dos millones ochocientos ochenta y cuatro mil seiscientos cincuenta y cinco con 92/100 Nuevos Soles

NOTA:

Para efectos del enrocado se a propuesto una eficiencia de cantera del 70% y un esponjamiento del 60%

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS(ANEXO B)

METRADO DEFINITIVO(ANEXO B)

6.2.2.-PRESUPUESTO PARA CONSTRUCCIÓN DE DEFENSA RIBEREÑA TIPO GAVIÓN

PRESUPUESTO DE OBRA

OBRA : DEFENSA RIBEREÑA PARA EL PUENTE HUAMANI EN EL RIO ICA

UBICACIÓN : SAN JOSE DE MOLINOS - ICA

TIPO: GAVION

CODIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	METRADO	C.UNIT.	COSTO	SUBTOTAL
OBRAS PROVISIONALES						
1.10	OFICINA, ALMACEN Y GUARDIANA	GLB	1.00	7,514.97	7,514.97	
1.20	CARTEL DE OBRA INCLUYE INSTALACION	GLB	1.00	594.63	594.63	8,109.60
TRABAJOS PRELIMINARES						
2.10	TRAZO Y NIVELACIÓN DURANTE LA OBRA	MES	4.00	2,851.49	11,405.96	
2.20	MOV. Y DESMOV. DE MAQU, Y EQUIPO PARA OBRA	GLB	1.00	6,599.25	6,599.25	18,005.21
MOVIMIENTO DE TIERRAS						
3.10	ENCAUZAMIENTO DE RIO	GLB	1.00	4,881.06	4,881.06	
3.20	DESBROCE Y LIMPIEZA	M2	8,000.00	1.19	9,520.00	
3.30	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA	M3	8,220.62	7.50	61,654.65	
3.60	RELLENO PARA ESP. DE GAVIÓN CON MAT, PROPIO	M3	9,746.19	1.86	18,127.91	94,183.62
GAVION						
5.10	GAVIÓN CAJA 5x1x1 m MALLA 10x12 PVC	M3	6,407.29	131.04	839,585.65	
5.20	GAVIÓN CAJA 5x1x1 m MALLA 10x12 PVC	M3	2,586.92	181.05	468,367.04	
5.30	COLCHON RENO 5X2X0.3 m MALLA 6x8 PVC	M3	2,838.69	116.84	331,661.18	1,639,613.88
FILTRO						
6.00	GEOTEXTIL	M2	8,842.84	7.55	40,499.39	40,499.39
COSTO DIRECTO						1,759,912.31
GASTOS GENERALES Y UTILIDADES (15.00 %)						263,986.85
SUBTOTAL						2,023,899.16
IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS						384,540.84
TOTAL						2,408,440.00

Son: dos millones cuatrocientos ocho mil cuatrocientos cuarenta con 00/100 Nuevos Soles

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS(ANEXO B)

METRADO DEFINITIVO(ANEXO B)

CONCLUSIONES

- Como primera conclusión se puede afirmar y corroborar que no hay estructura creada por el hombre para su defensa, capaz de resistir los embates excepcionales de la naturaleza contra las estructuras.
- Para el cálculo del caudal para un $T_r = 100$ años; se ha empleado las distribuciones Normal , Log Normal, Log Pearson tipo III y Gumbel; entonces usando la prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolmogorov se escogió como mejor aproximación, la distribución de Gumbel.
- El río Ica cuenta con un registro de caudales desde el año 1922 tomados a la altura de la bocatoma la Achirana, sin embargo una limitación de la información hidrométrica es que los valores mayores a $50 \text{ m}^3/\text{s}$ obedecen a una apreciación visual y no a algún tipo de medición, por lo tanto la información no es confiable. Entonces se ha usado los caudales máximos obtenidos con el modelo de simulación HFAM.
Estos datos se han obtenido del estudio de factibilidad “ Solución de la Problemática de Desbordes e Inundaciones del Río Ica y Quebrada Cansas Chanchajalla ” ejecutado por la consultora ATA – SWECO.
- De los resultados que arroja el Hec – Ras se tiene que la sección hidráulica bajo el puente Huamani es insuficiente, razón por la cual el nivel de agua sobrepasa la losa inferior en algunos centímetros. Esta limitada capacidad hidráulica se debe a la reducción de pendiente y azolvamiento del cauce debido al barraje fijo y móvil de la bocatoma la Achirana ubicada 40m agua abajo, corrigiendo esta anomalía se logrará aumentar la capacidad de conducción de la sección hidráulica.
Con la descolmatación se puede remover la capa acorazada; además de la descolmatación, se puede recomendar aumentar la altura de fondo de losa del puente.

- Para el diseño de la protección contra la socavación de estribos y pilares ha hecho uso de los enrocados, pues estos constituyen un elemento durable y recuperable el cual puede acumularse para un uso futuro.
- De los análisis y cálculos para comparación de las alternativas de defensa ribereña propuestos en el presente informe se tiene que la defensa ribereña con gaviones es aproximadamente 19.80% mas económica que la defensa ribereña tipo enrocado; pero como en el tramo en estudio el río tiene fuerte pendiente y arrastra gravas y botonerías, se propone la estructura del tipo enrocado que posee características que puede contrarrestar las fuerzas de arrastre y además al contar con una cantera cercana (0.5km) es mas fácil la reparación del enrocado y la colocación de mas roca.
- Se puede observar en los planos que en algunas secciones el nivel del agua supera el nivel del terreno por lo que será necesario la construcción de un dique de tierra. Sobre este dique se colocará el revestimiento de enrocado.
- El tamaño medio de la roca necesaria para la protección es 1.00 m, de acuerdo a la gradación del enrocado se tendrá rocas hasta de 2.00 m; entonces las rocas de mayor tamaño serán colocadas en la uña del enrocado, pues esta parte estará constantemente en contacto con el agua, además es recomendable colocar sobre el geotextil una pequeña capa de hormigón para atenuar el impacto de las rocas al ser colocadas.
- Las estructuras de gaviones presentan una serie de ventajas debido a sus características con respecto a los demás, por ejemplo: son flexibles pese a que pueden soportar grandes cargas de compresión llegando a deformarse pero sin llegar a perder su resistencia, son drenantes y debido a esto pueden evacuar las aguas de filtración en los terrenos; pero presentan la limitación de poder usarse solo en ríos de baja pendiente(ríos con arenas y finos), debido a que el paso de las gravas y cantos puede destruir las mallas de los gaviones.

- El filtro geotextil es menos costoso que el uso de grava. Además responde mejor a cambios en el tipo de material, su calidad es más homogénea y fácil de instalar, por consiguiente es el recomendado para el proyecto.
- Se debe efectuar la protección al inicio y al final del tramo de la defensa ribereña anclando esta estructura al terreno y evitar así una posible falla de la estructura.

RECOMENDACIONES

- La presencia de geotextil es importante ya que funciona como material de filtro y deberá estar colocado entre el espaldar, base con la finalidad de evitar que el flujo de agua lave los finos del material de relleno u espaldar de fundación y evitar de esta manera que la estructura colapse por volteo.
- Se debe incentivar la promoción y difusión de la investigación científica orientada a la prevención y mitigación. Así como el diseño de políticas educativas que favorezcan el desarrollo, la cultura de prevención y que promueva la especialización en defensa contra los desastres en los diferentes niveles académicos.
- El empleo de enrocados requiere el uso de una capa de roca bien gradada, ya sea angulosa o redondeada. El uso de la roca angulosa es los mas conveniente y en especial, la proveniente de la explotación de las canteras y de origen volcánico para resistir los procesos erosivos; acomodada sobre las riberas de las quebradas, con taludes de reposo suaves como 2.25H:1V.
- Se deberá fijar zonas de control para realizar un monitoreo para estudiar el comportamiento de las estructuras como el tamaño de aquellas piedras que han sido removidas y la magnitud de los asentamientos para considerarlos como parámetros a seguir en la actividad de mantenimiento.
- No solo debe primar el criterio técnico en el diseño de las estructuras de protección, sino la solución debe estar asociada a una solución económica y se deben tomar en cuenta los siguientes factores: La proximidad a las canteras, el camino de acceso a ella, la calidad de las rocas, etc.
- Es de vital importancia sensibilizar a los pobladores sobre el cuidado de las obras de protección, pues ante el casi nulo mantenimiento que se da a esta tipo de obras es muy importante que la población no las deteriore.

BIBLIOGRAFIA:

- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION DEPARTMENT OF THE ARMY
U.S. Army Corps Engineers.
- Highways in the River Environment, diciembre 2001.
- Design of Riprap Revetment, Marzo 1989.
- Design and construction of grouted riprap, agosto 1992.
- Use Of Geotextiles* Under Riprap, Julio 1984.

- KUROIWA ZEVALLOS, Julio; CAMPAÑA TORO, Roberto; CURSO DE
TITULACION 2004

- OFICINE MACAFERRI S.P.A., Gaviones y Colchones Reno de Alta
Resistencia, Febrero 1988.

- OFICINE MACAFERRI S.P.A., Estructuras Flexibles en Gaviones y
Especificaciones Técnicas de Gaviones, Enero 1990.

- VEN TE CHOW., Hidráulica de Canales Abiertos; Editorial Diana, México,
1986.

- RODRÍGUEZ ZUBIATE, EDGAR; Curso de Diseño de Defensas Ribereñas;
Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil – Imefen –
Cismid; Julio 2005.

- CAMPAÑA TORO, ROBERTO; Curso de Diseño de Defensas Ribereñas;
Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil – Imefen –
Cismid; Julio 2005.

- CONSULTORA ATA – SWECO; “Estudio de Factibilidad de Solución de la
Problemática de Desbordes e Inundaciones del Río Ica y Quebrada
Cansas/Chanchajalla”; Año 1999.

- CONSULTORA ATA – SWECO; Proyecto para el Control de las Inundaciones del Río Ica y Quebrada Cansas/Chanchajalla”; Año 2000.

- JUAN P. MARTÍN VIDE; Ingeniería de Ríos; Ediciones de la Universidad Politécnica de Cataluña; 1997.

- JAIME SUAREZ DÍAZ; Control de Erosión en zonas Tropicales; Universidad Industrial de Santander Bucaramanga Colombia, 2001.