

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO DE DEFENSA RIBEREÑA PARA LA CENTRAL CHIMAY – RÍO TULUMAYO

INFORME DE SUFICIENCIA

Para Optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JUAN MANUEL QUISPE ALANYA

LIMA – PERU

2005

INDICE

Introducción

CAPITULO I

1. Fundamento Teórico o Revisión de Literatura

- 1.1 Topografía
- 1.2 Geología y Geotecnia
- 1.3 Hidrología
 - 1.3.1 Análisis Probabilísticos
 - 1.3.2 Estudio de la Cuenca
 - 1.3.3 Caudal de Diseño
 - 1.3.4 Distribuciones de Probabilidad
 - 1.3.5 Ajuste de Distribuciones
 - 1.3.6 Análisis de Transito de Avenidas
- 1.4 Hidráulica Fluvial
 - 1.4.1 Granulometría
 - 1.4.2 Umbral o Principio de Movimiento
 - 1.4.3 Nociones de Transporte de Sedimentos
 - 1.4.4 Conceptos sobre Erosión
- 1.5 Impacto Ambiental
- 1.6 Modelo de Análisis de Estabilidad
 - 1.6.1 Equilibrio Limite y Factor de Seguridad
 - 1.6.2 Métodos de Análisis
 - 1.6.3 Comparación de los diversos Métodos

CAPITULO II

2. Metodología de Estudio

- 2.1 Defensa Ribereña tipo Enrocado
 - 2.1.1 Factores para Considerar
 - 2.1.2 Distribución del Tamaño de las Rocas
 - 2.1.3 Espesor del Enrocado
 - 2.1.4 Filtros

2.2 Defensa Ribereña Tipo Gavión

2.2.1 Ventajas y Desventajas

2.2.2 Diseño de Gaviones

Predimensionamiento de Muro

Criterios de Calculo de muros en gaviones

Protección de pie de talud

Recubrimientos

Análisis Hidráulico

CAPITULO III

3. Información Básica para el Diseño

3.1 Topografía

3.2 Geología y Geotecnia

3.3 Canteras

3.4 Propiedades Morfológicas

3.5 Aspectos Sedimentológicos

3.6 Hidrología e Hidráulica

3.6.1 Cuenca del Río Tulumayo

3.6.2 Análisis de Descargas

3.6.3 Distribuciones de Probabilidad

3.6.4 Análisis de Transito de Avenidas

3.7 Hidráulica Fluvial

3.7.1 Calculo de Socavación General

CAPITULO IV

4. Análisis Cálculos y Diseños

4.1 Defensa Ribereña tipo Enrocado

Diámetro de la Roca

Distribución de Tamaño de las Rocas

Bloques de Piedra unidos con Concreto

Filtro Geotextil

Datos Finales de Geometría

Presupuesto

4.2 Defensa Ribereña Tipo Gavión

Diseño

Presupuesto

CAPITULO V

5. Obras de Defensa Ribereña y Protección contra Inundaciones de la Casa de Máquinas

5.1 Obras de Defensa Ribereña

5.2 Muro de Protección de la Casa de Máquinas contra Inundaciones

5.3 Comparación de la Alternativa Propuesta con la Construida.

Conclusiones y Recomendaciones

Bibliografía

Anexos

INTRODUCCION

EDEGEL es la propietaria de la Central Hidroeléctrica Chimay, ubicada en el distrito de Monobamba, provincia de Jauja en el departamento de Junín, a orillas del Río Tulumayo, que fue puesta en operación en el mes de Agosto del 2000.

El esquema hidráulico de la Central Hidroeléctrica Chimay comprende la siguiente infraestructura:

- Presa Derivadora y embalse de Regulación Horaria, ubicados en el río Tulumayo, unos 10 Km. aguas arriba de la Casa de Máquinas.
- Cámara de Carga y Túnel de Conducción,
- Casa de Máquinas y Obras de Restitución de aguas turbinadas al río Tulumayo.

El caudal de diseño es de $82 \text{ m}^3/\text{s}$, que se capta del río Tulumayo, siendo el salto bruto de 190 m. La Energía instalada de la Central asciende a 153 MW, distribuida en dos unidades de generación de energía equipadas con turbinas Francis de eje Vertical. La Casa de Máquinas se ubica en la orilla izquierda del río Tulumayo.

Durante la construcción de la Central Hidroeléctrica, debido a los depósitos de materiales provenientes de las excavaciones, se modificó el cauce del río Tulumayo en los alrededores de la Casa de Máquinas y del Canal de Descarga, limitándose la capacidad hidráulica del nuevo cauce, lo cual se puso en evidencia, luego de la puesta en operación, debido a una avenida de $600 \text{ m}^3/\text{s}$, que ocurrió durante la temporada de lluvias del año 2001.

EDEGEL previos estudios, realizó la construcción de obras de defensa ribereña que fueron ejecutadas en el año 2003; no obstante ello, en la actualidad se han presentado erosiones en la margen izquierda del río, con destrucción parcial de las defensas aguas arriba del canal de descarga, poniendo en riesgo la operación de casa de máquinas.

La finalidad del presente informe es proporcionar una metodología de análisis de las variables que influyen para el diseño de estructuras de protección. En este informe se estudian los dos tipos de defensa ribereña de la margen izquierda, aguas arriba de la central afectada por la erosión del río: Enrocados y Gaviones. Así mismo, el informe presenta como determinar las avenidas de diseño y periodos de retorno razonable según la necesidad requerida.

Se espera que el presente trabajo sea un aporte para los posibles diseños de defensas ribereñas. Con la esperanza de haber logrado al menos aporte de nuestras intenciones, damos por muy bien empleado todo nuestro esfuerzo.

CAPITULO I

1.- FUNDAMENTO TEÓRICO O REVISIÓN DE LITERATURA

Antes de realizar el diseño de defensa ribereña se deben de tener en cuenta los estudios básicos necesarios los cuales son:

- Topografía
- Geología y Geotecnia
- Hidrología
- Hidráulica Fluvial
- Impacto Ambiental

1.1.- TOPOGRAFÍA

Tiene por objeto medir el área donde se ubicara la estructura del proyecto, tomando los datos necesarios para poder representar sobre un plano, a escala, su forma y accidentes.

Con el conocimiento del área del proyecto se plantean las alternativas y se define el esquema del proyecto. Luego de esto se proceda 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, metro, etc. Estación total con distanciómetro incorporado con precisión a los segundos para la medición de lados y ángulos de la poligonal. Además de un GPS estacionario para las coordenadas UTM de los puntos de control.

1.2.- GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

El objetivo primordial es evaluar las características geológicas de la zona, así como diferenciar las diferentes unidades litoestratigráficas, depósitos cuaternarios, propiedades granulométricas, etc. Realizar el Análisis de Cimentación de la zona donde se estimara las diferentes obras de defensa ribereña.

Se deben de realizar estudios geotécnicos del área, con la exploración de campo correspondiente, ensayos in situ, y ensayos de laboratorio, análisis de la información con la determinación de Capacidad Portante (Presión Admisible).

Se debe de comprender una descripción detallada de los siguientes parámetros:

- Fallas
- Estratos

- Resistencia del suelo
- Flujos subterráneos
- Estudio de canteras
- Estudio del material del cauce del río, etc.

1.3.- HIDROLOGÍA

Tiene por objeto analizar las alturas del pelo de agua y del caudal de paso que son los elementos básicos para la determinación de las dimensiones y sitio de trazo más óptimos para diseñar las defensas en áreas de riesgo hídrico.

El análisis hidrológico es uno de los trabajos previos más importantes para el diseño de obras de control de erosión, independientemente de su análisis o su costo. Ese análisis es importante para determinar los caudales máximos y velocidades máximas de la corriente; las cuales son indispensables para determinar las fuerzas de erosión, debidas al flujo del agua.

Si no se conocen con precisión, las intensidades máximas de precipitación y escurrentía y los caudales máximos de las corrientes, no es posible diseñar adecuadamente obras para Defensas Ribereñas.

Sin embargo en muchos lugares del Perú se presenta la dificultad de no encontrar un registro de información hidrológica.

1.3.1.- ANALISIS PROBABILÍSTICO

Los estudios hidrológicos basan su formulación en muestras y registros para un periodo de tiempo, pero al poseer un déficit de información esto nos hace recurrir a instrumentos estadísticos.

1.3.2.- ESTUDIO DE LA CUENCA

Como resultado de una precipitación se produce un flujo superficial y subsuperficial hacia una gran cantidad de corrientes tributarias, las cuales al unirse van formando quebradas y ríos. El área total que drena hacia el río principal y sus tributarios se le denomina cuenca de drenaje.

Este concepto es básico para el análisis y diseño de obras de defensas ribereñas. La ubicación y situación geográfica de una cuenca nos determinara las características generales de las condiciones meteorológicas de la zona y además de poder saber si cuenta con estaciones climatológicas, de precipitación o caudal.

1.3.3.- CAUDAL DE DISEÑO

Los caudales son diferentes a lo largo del año y de unos años a otros. El régimen de caudales define en términos estadísticos la distribución de los caudales a lo largo del año en una sección específica de la corriente.

La mayoría de obras de erosión se diseñan y construyen para una vida útil específica, dependiendo de la función que deba cumplir la estructura.

Una estructura permanente como un muro de protección de ribera o una defensa ribereña se diseñan comúnmente para una vida útil de 50 o de 100 años. (Vente Chow, 1997)

Para la determinación del periodo de retorno se utiliza un método empírico. En el control de aguas se debe tomar en cuenta la consideración de riesgo, ya que la estructura puede fallar si la magnitud en el diseño es excedido durante su vida útil. Por lo tanto el periodo de retorno se puede calcular en función de este riesgo hidrológico natural y de la vida útil de la estructura. (Suárez Díaz, 2001)

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

$$T = \frac{1}{1 - (1 - n)^{1/R}}$$

Donde:

- T = Período de Retorno (años)
- N = vida útil de diseño de la estructura (años)
- R = Riesgo de Falla (%)

Para la determinación del período de retorno Ven Te Chow (1997) propone lo siguiente, en función a la importancia de cada proyecto y el caudal de avenida que se asigne, así se tiene:

Tabla 1.3: Criterios de diseño Generalizado Para Estructuras de Control de Agua

Tipo de Estructura	Periodo 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	10 – 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 retorno igual a $T_r = 100$ Años.

1.3.4.- DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD

Los modelos Probabilísticos dan buenos resultados si se cuenta con un mínimo de 12 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:

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

Los dos parámetros de la distribución son la media μ y desviación estándar σ para los cuales \bar{x} (media) y 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 $K_T = F^{-1}\left(1 - \frac{1}{n}\right)$

Limites de confianza:

$$X_n \pm t_{(1-\alpha)} S_e$$

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 S_e es el error estándar. (Máximo Villon Vejar, 2001)

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:

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

$$y = \ln x$$

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:

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

de donde,

$$X_{Tr} = e^m(x_{Tr})$$

Con K con variable normal estandarizada para el Tr dado, x_y media de los logaritmos y S_y es la desviación estándar de los logaritmos.

Límites de confianza:

En el campo transformado

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

En donde : n es el número de datos, S_e es el error estándar, K_T es la variable normal estandarizada. (Máximo Villon Vejar, 2001)

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

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

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

Límites de confianza

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

K_T es el factor de frecuencia y t_(1-α) es la variable normal estandarizada para una probabilidad de no excedencia de 1-α (Máximo Villon Vejar, 2001)

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:

$$f(x) = \frac{1}{x} \frac{(\ln(x) - \gamma_0)^{\beta-1} \exp(-\frac{\ln(x) - \gamma_0}{\alpha})}{\alpha \Gamma(\beta)}$$

Donde:

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

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

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

Estimación de Parámetros:

$$\beta = \left(\frac{z}{C_s} \right)^2 ; \quad \alpha = s_y \frac{C_s}{z} ; \quad X_0 = \bar{X}_y - \alpha \beta$$

C_s es el coeficiente de asimetría; \bar{X}_y y s_y son la media y desviación estándar de los logaritmos de la muestra respectivamente.

Factor de frecuencia:

$$\ln(Y_p) = \bar{X}_y + K S_y$$

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

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:

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

Donde s_y es la desviación estándar de los logaritmos de la muestra, n es el número de datos y t se encuentra tabulado en función de C_s y T_r (Máximo Villon Vejar, 2001)

1.3.5.- 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 mas 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 retomo 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 Smimov kolmogorov

Es estadístico Smimov 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 $D_n = \max(P_{(x)} - P_{0(x)})$

La prueba requiere que el valor D_n calculado con la expresión anterior sea menor que el valor tabulado D_n 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

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

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_0 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_0 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. (Máximo Villon Vejar, 2001)

1.3.6.- ANALISIS DE TRANSITO DE AVENIDAS

- **Calculo del coeficiente de rugosidad de Manning's "n"**

Seleccionar un valor de n significa estimar la resistencia al flujo en un canal determinado. El valor de n es muy variable y depende de un cierto número de factores. Los factores que ejercen la mayor influencia sobre el coeficiente de rugosidad son:

1. *Rugosidad Superficial.* Que se presenta por el tamaño y la forma de los granos del material que forman el perímetro mojado y que producen un efecto retardador del flujo. En general granos finos dan como resultado un valor relativamente bajo, y granos gruesos, un valor alto de n .
2. *Vegetación.* Reduce de manera notable la capacidad del canal y retarda el flujo.
3. *Irregularidad del canal.* En los canales naturales tales irregularidades son producidas por la presencia de barras de arena, ondas de arena, crestas y depresiones y montículos en el lecho del canal. Cambios abruptos o alteraciones de secciones grandes a pequeñas requieren de un valor grande de n .
4. *Alineamiento del canal.* Curvas suaves con radios grandes producirán valores de n relativamente bajos, en tanto curvas bruscas con meandros severos incrementaran el n .

5. *Sedimentación y socavación.* La sedimentación puede cambiar un canal muy irregular en un canal relativamente uniforme y disminuir el n , en tanto que la socavación puede hacer lo contrario.
6. *Obstrucción.* La presencia de obstrucciones de troncos, pilas de puente y estructuras similares tienden a incrementar el n .

(Vente Chow, 1997)

A partir del reconocimiento de varios factores que afectan el coeficiente de rugosidad *Cowan Arcement Scheneider*, desarrollo un procedimiento para estimar el valor de n , mediante esto el valor de n puede calcularse por:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m_5$$

Donde:

- n_0 = Valor que indica el Material involucrado desde tierra a grava gruesa. [0.02 a 0.028].
- n_1 = Valor que indica grado de irregularidad y forma del canal [0 a 00.2].
- n_2 = Esta dado por el grado variación de forma y tamaño de la sección transversal del canal [0 a 0.015].
- n_3 = Es un valor relativo de las obstrucciones [0 a 0.06].
- n_4 = Es un valor para la vegetación y condiciones de flujo [0.005 a 0.1].
- m_5 = Es un factor de la corrección por meandros en el cauce del río, este va de [1.00 a 1.30].

Según *Ven Te Chow*. Propone en su libro *Hidráulica de Canales Abiertos* los siguientes parámetros para Corrientes Naturales donde el ancho superficial en nivel de creciente > 31 m. Para Sección Irregular y rugosa:

	<i>Minimo</i>	<i>Normal</i>	<i>Máximo</i>
<i>"n"</i>	0.035	0.100

Tabla 1.3.6.a

1.4.- HIDRÁULICA 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.

Se presentan algunos conceptos y elementos de análisis de la hidráulica fluvial principalmente a la mecánica de transporte de sedimentos.

1.4.1.- 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, cantos a los elementos hasta 25.6cm y bolonería de ahí en adelante.

1.4.2- 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_o . 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 $\tau = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D}$ o tensión cortante adimensional que compara

como cociente la fuerza promotora del movimiento (acción de arrastre proporcional a $\tau_o \cdot D^2$) con la fuerza estabilizadora (peso proporcional a $(\gamma_s - \gamma)D^3$). Como primera aproximación, la tensión de fondo vale $\tau_o = \gamma R_h I$ 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.

1.4.3- Nociones del transporte de sedimentos

a.- Clasificación del Transporte

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. 1.4.3 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 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.

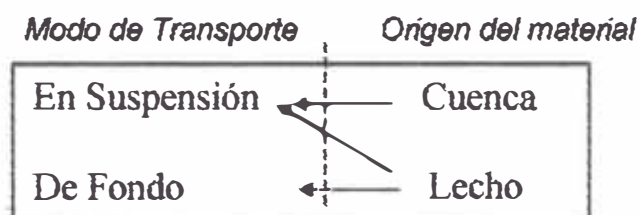


Fig. 1.4.3a: Clasificación de Transporte de Sedimentos
 (Highways River Environment, 1990)

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. 1.4.3.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 que el volumen bruto es $\frac{1}{1 - \lambda}$ 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/m³).

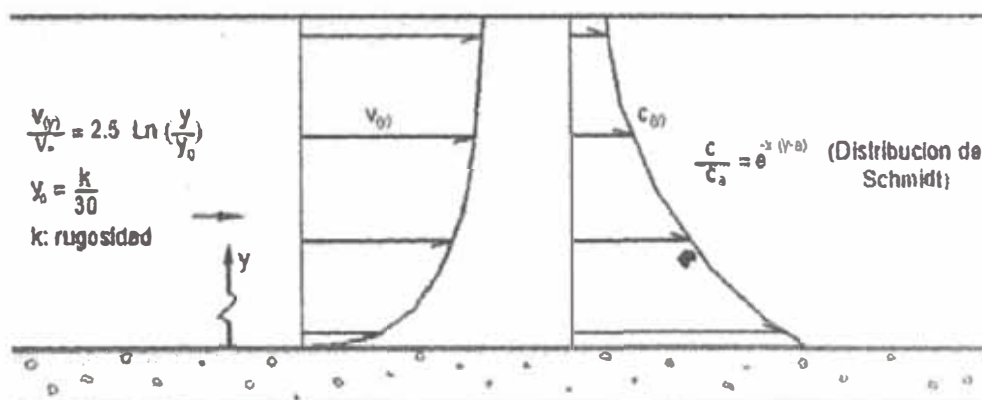


Fig. 1.4.3b: Distribución de velocidades(izquierda) y concentración de sedimentos en suspensión(derecha).

(Highways River Environment, 1990)

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_s caudal sólido unitario), la pendiente (i) y el tamaño del sedimento (D) y las propuso en la analogía de la balanza (Fig. 1.4.3.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.

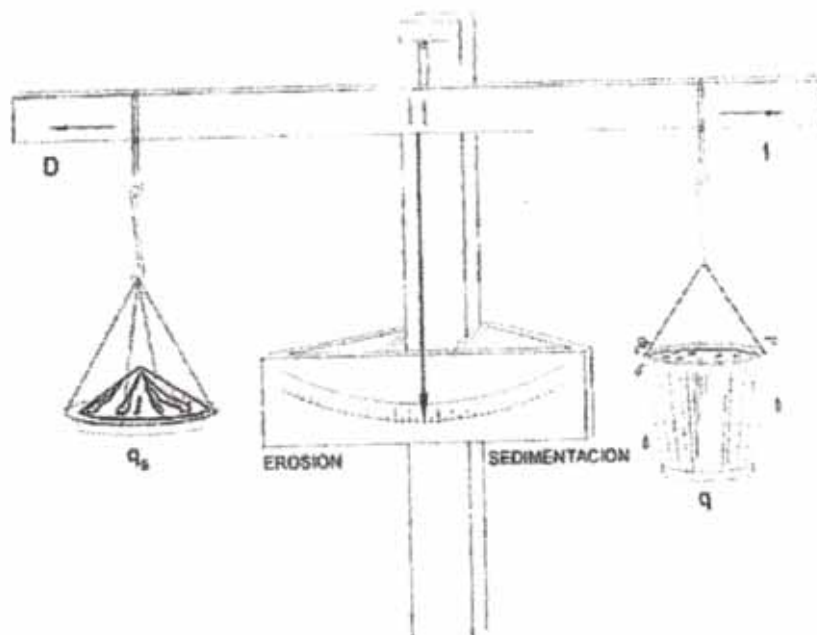


Fig. 1.4.3c: Analogía de la balanza de Lane
(Highways River Environment, 1990)

1.4.4- 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.

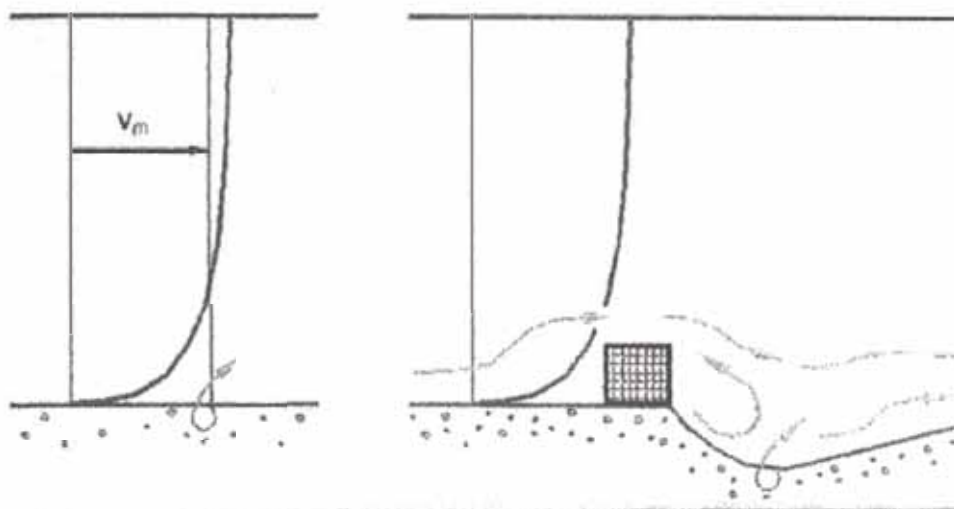


Fig. 1.4.4: Erosión general (izquierda) y erosión local
(Highways River Environment, 1990)

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 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 ($D = 0.1-0.2$ 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

La erosión general se calcula 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.

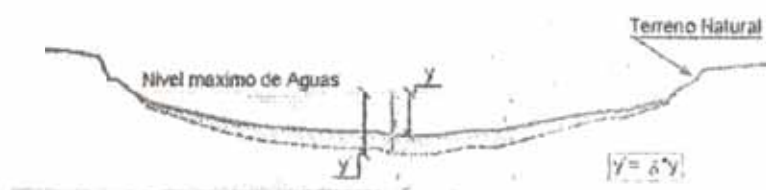
Empleando el valor de la tensión crítica adimensional 0.056 junto a la expresión de la tensión tangencial $\tau = \gamma R_h I$, la fórmula de Manning para la pendiente motriz y la fórmula de Strickler para el coeficiente de rugosidad de Manning, este método se resume en la siguiente fórmula:

$$V_{cr} = 21 \left(\frac{R_{h1}}{D_{50}} \right)^{1/6} \sqrt{0.056 \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) D} \quad \dots(1.4.4)$$

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}).

Se puede llamar α 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 más elemental es hacer el calado erosionado proporcional al coeficiente α 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

1.5.- 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 más 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.

1.6.- MODELO DE 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.

1.6.1.- EQUILIBRIO LIMITE 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:

$$FS = \frac{\text{Resistencia al corte}}{\text{Esfuerzo al corte}}$$

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

$$FS = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento actuante}}$$

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

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.

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

1.6.2.- 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 obtiene el Factor de Seguridad.

Las fuerzas que actúan sobre una dovela son (Fig. 1.6.1.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.

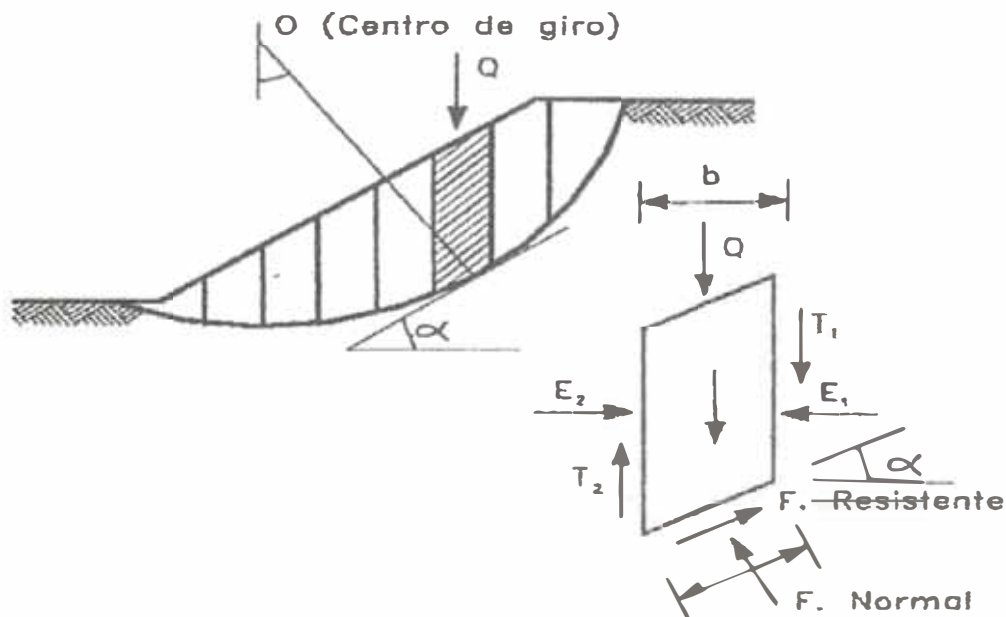


Fig. 1.6.1a: Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas (Highways River Environment, 1990)

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

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

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 presento 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.

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

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):

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

Donde f_0 : depende de la curvatura de la superficie de falla (Fig. 1.6.2a)

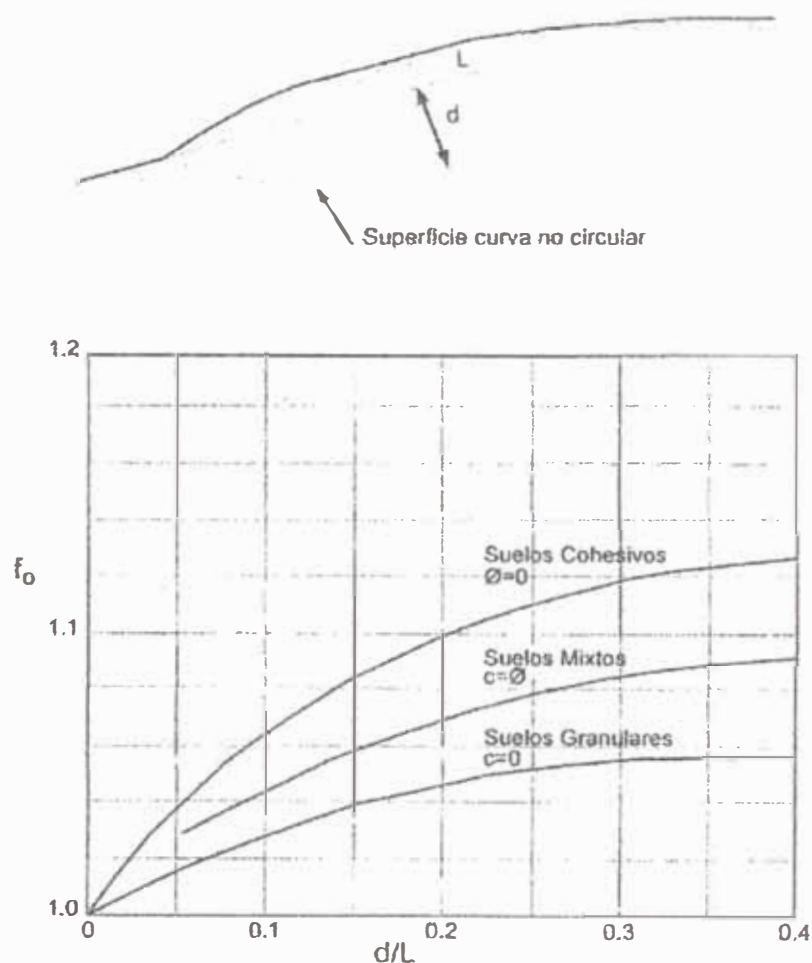


Fig. 1.6.2.a: Diagrama para determinar el factor f_0 para el método de Janbú (Suarez Díaz, 2001)

1.6.3.- 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 Fredlund 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.

CAPITULO II

2.- METODOLOGIA DEL ESTUDIO

2.1.- DEFENSA RIBEREÑA TIPO ENROCADO

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

2.1.1.- Factores Para Considerar

Cuando 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 manta 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 de la cama, 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 manta para permitir la filtración y prevenir la corrosión del banco a través de la manta.

2.1.2.- Distribución del tamaño de las rocas

Recomendaciones de Highways in the river Environment:

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 límites 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

2.1.3.- Espesor del enrocado

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

2.1.4.- 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 :

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 limite 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:

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

Si el material es una tierra cohesiva de grano fino, como grava 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.

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

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

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
Resistencia al Punzonamiento	ASTM D 4833	80	33
Resistencia Al Rasgado	ASTM D 4533	50	30
Abrasión	ASTM D 3884	55	25
Resistencia de Costura Cosida	ASTM D 4632	180	80
Resistencia al Estallido	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.

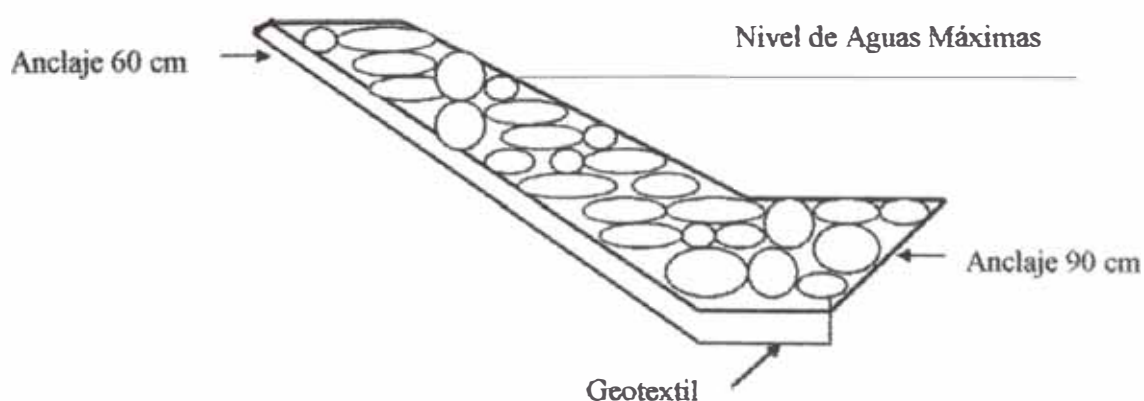


Fig. 2.1.4: Anclaje del geotextil

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.

2.2.- 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 gravera, 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 substrato 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 substrato.

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.

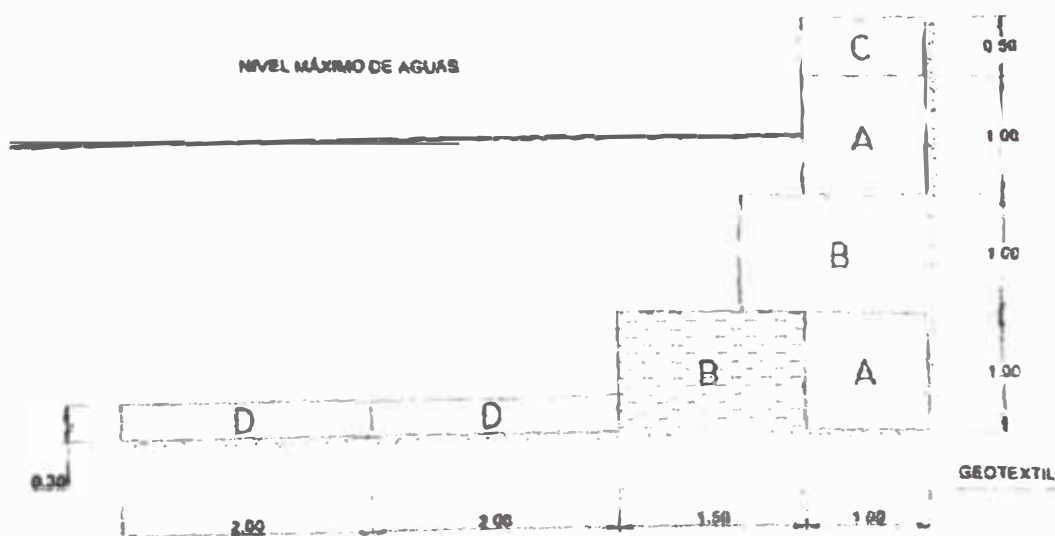


Fig. 2.2a: Características de una protección con gaviones, combinando sus tres modalidades. (Suárez Díaz, 2001)

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 8 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 más 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 costos excederán la fuerza de tensión de las cuerdas del alambre. A consecuencia de esto los costos fallarán.

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

2.2.1.- VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Ventajas:

La ventaja de poder ocupar los lugares más 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 más pequeña, de menor calidad y menos densa en los costos.

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 cestos 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.

Efecto de abrasión

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

Fuente: CURSO DE DISEÑO DE DEFENSAS RIBERENAS – IMEFEN – Julio 2005

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.

2.2.2.- 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.

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.

Efectos de corrosión

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

Fuente: CURSO DE DISEÑO DE DEFENSAS RIBEREÑAS – IMEFEN – Julio 2005

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}		
	m	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

Espesores de los revestimientos en colchones Reno y en gaviones en función de la velocidad de la corriente

TABLA1

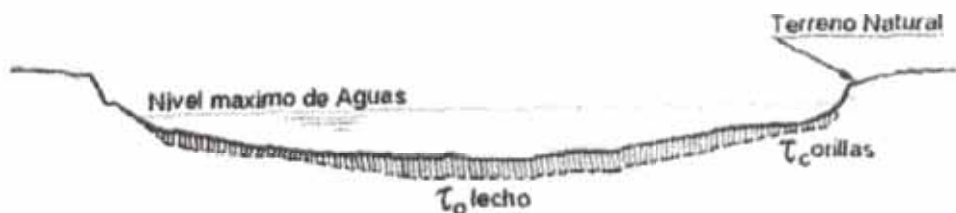
(*) Velocidad Crítica: Velocidad máxima que puede soportar el revestimiento sin que se produzcan movimiento de Las piedras en el interior del colchón

(**) Velocidad Límite: Velocidad que admite pequeñas deformaciones debido al amontonamiento de las piedras en el colchón.

Fuente: MACAFERRI

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.



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

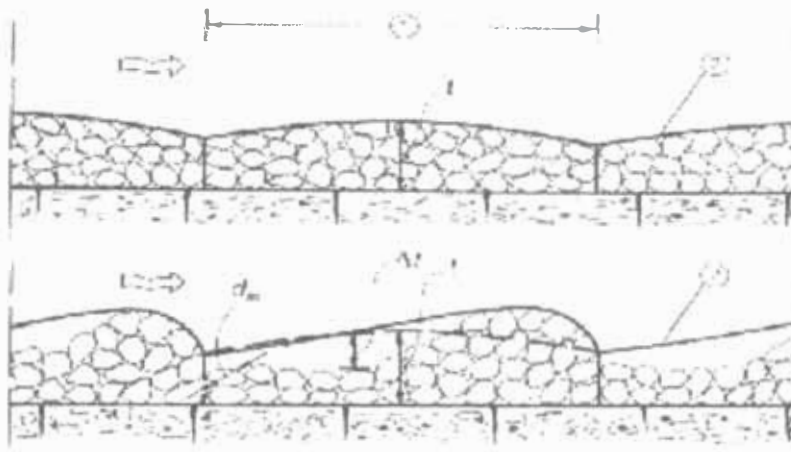
Si: $\tau_a > 1.2\tau_c$

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

Fuente: CURSO DE DISEÑO DE DEFENSAS RIBEREÑAS – IMEFEN – Julio 2005

Determinación de deformación máxima producida

$$C^{**} = \frac{\tau_a - \tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) * d_m} \quad \text{donde:}$$

τ_c = Esfuerzo Cortante Crítico en la orilla(kg/m²)
 τ_a = Esfuerzo Cortante actuante máximo(kg/m²)
 d_m = Diámetro medio de las piedras de relleno

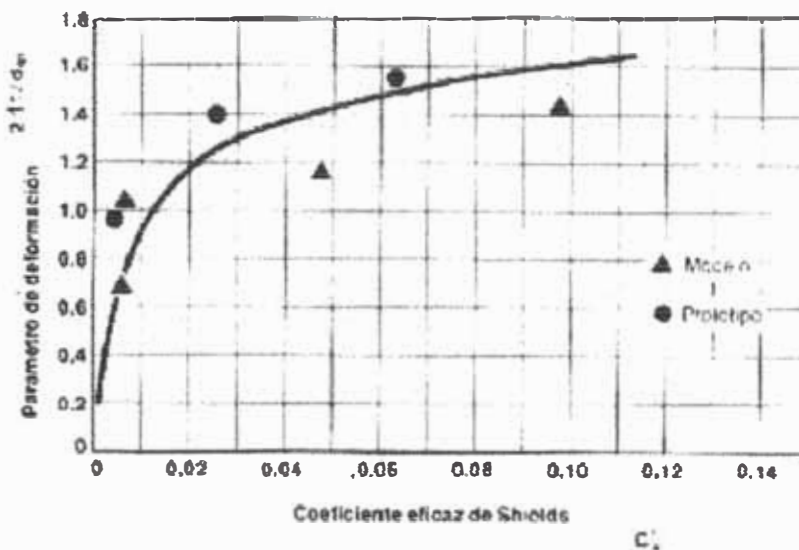


Fig 1.: Relación entre el parámetro de deformación y el Coeficiente Eficaz de Shields

Fuente: CURSO DE DISEÑO DE DEFENSAS RIBEREÑAS – IMEFEN – Julio 2005

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.

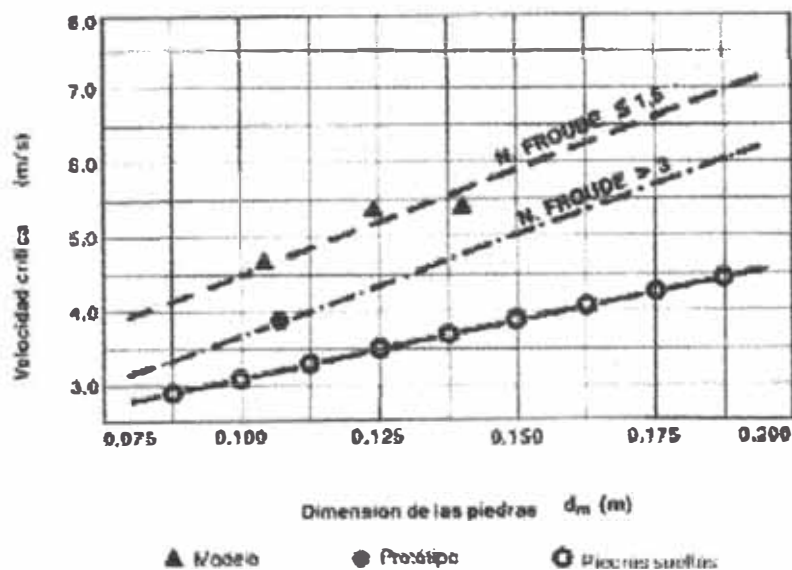


Fig a.: Velocidad crítica V_c , que causa el comienzo del movimiento de las partículas en función de las dimensiones de las mismas
Fuente: CURSO DE DISEÑO DE DEFENSAS RIBEREÑAS – IMEFEN – Julio 2005

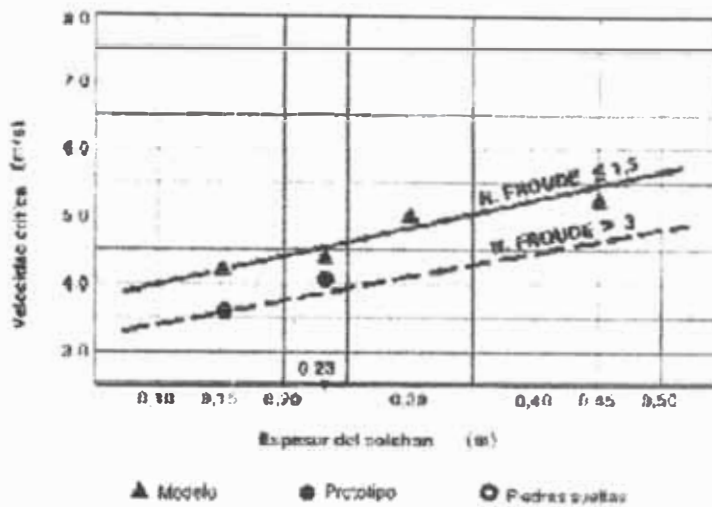


Fig. b: Velocidad crítica V_{c2} que causa el comienzo del movimiento de las partículas en función del espesor del colchón
Fuente: CURSO DE DISEÑO DE DEFENSAS RIBEREÑAS – IMEFEN – Julio 2005

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

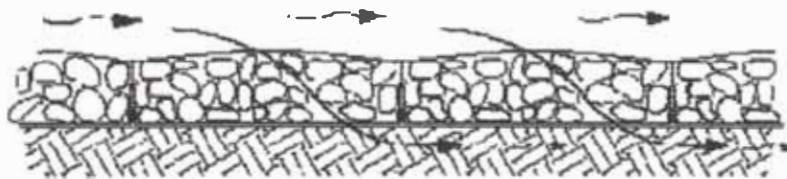


Fig.: Flujo entre colchones y material base

Fuente: CURSO DE DISEÑO DE DEFENSAS RIBEREÑAS – IMEFEN – Julio 2005

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

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

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:

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

- En terrenos cohesivos:

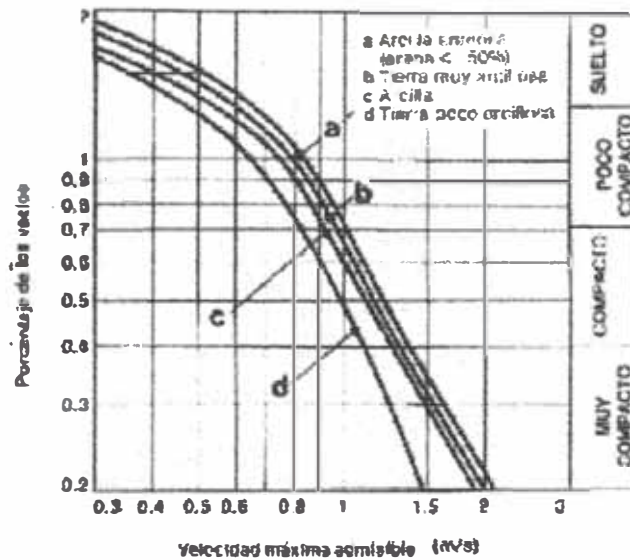


Fig 2 .: Velocidades máximas permisibles en suelos cohesivos
 Fuente: CURSO DE DISEÑO DE DEFENSAS RIBEREÑAS – IMEFEN – Julio 2005

Verificación:

Si $V_b > V_e$, entonces habrá erosión.

f.- PROTECCIÓN DE PIE DE TALUD

Las protecciones de talud se deberá uniformizar en función a:

Para socavaciones menores a 1.5 m. se deberá poseer un ancho de colchón de 2.0 m.

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.

CAPITULO III

3.- INFORMACION BASICA PARA EL DISEÑO

Se debe de realizar un reconocimiento de campo para tener un panorama general del área del proyecto. Pero antes se debe de revisar información disponible de proyectos pasados. Además tener en cuenta las deformaciones surgidas en los taludes después de las grandes avenidas registradas.

La Central Chimay se encuentra ubicada en el departamento de Junín aproximadamente a 28 Km. de la ciudad San Ramón. La captación se realiza mediante una presa y una toma lateral ubicados aproximadamente a 10 Km. de la Central Chimay.

La presa ha sido diseñada con fines de almacenamiento y derivación. Permite obtener un volumen útil de 1.5 millones de m³ para derivar las aguas a las obras de conducción con un caudal de 82 m³/s. El embalse tiene un nivel de fondo de 1314 m.s.n.m. con un nivel de operación normal en la cota de 1329 m.s.n.m y un nivel mínimo de operación de 1323 m.s.n.m.

La presa consta con tres compuertas de superficie y tres compuertas de fondo.

Durante la temporada de avenidas del año 2004, debido a 700 m³/s, el día 26 de marzo a las 5:00 AM, ocurrió una salida de agua de unos 12 m³ aproximadamente, por oleajes o por otra índole, a unos 120 m aguas arriba del canal de Descarga, que no fue reportada como inundación pero que empozó el patio de la Casa de Máquinas.

El día 25 de Abril del 2004, la C.H: "Chimay" paralizó su operación, esto se aprovecho para la culminación de los levantamientos topográficos del cauce del río aguas debajo de la salida del Canal de Restitución de aguas turbinadas al río Tulumayo.

Después de 3 horas de corte total de agua, se restituyo el flujo en el río con un caudal de 55 m³/s, soltados de la toma Tulumayo, y que sumados unos 3 a 5 m³/s de aportes de ínter cuencas, el caudal en el tramo de interés era aproximadamente entre 55 y 60 m³/s; esto permitió el levantamiento topográfico del nivel del pelo de agua, para fines de calibración del coeficiente de rugosidad.

3.1.- TOPOGRAFIA

Se tiene los siguientes planos topográficos:

- Planta del cauce del río Tulumayo, en una longitud de 700 m. aproximadamente, que se extiende por unos 200 y 500 m. aguas abajo y aguas arriba, respectivamente del eje del canal de Descarga de las aguas turbinadas, a escala 1:1000.
- Levantamiento de los niveles del pelo de agua, a lo largo de todo el sector del levantamiento, para la calibración del coeficiente de rugosidad del cauce.

3.2.- GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA

El área de estudio se ubica geográfica y políticamente en el Distrito de Monobamba, Provincia de Jauja, Región de Junín.

La zona de investigación se encuentra ubicada dentro de las siguientes coordenadas UTM.:

• Norte	:	8'750,000	-	8'750,700
• Este	:	466,800	-	467,300

A una altitud promedio de 1,110 m.s.n.m., con abundante vegetación, su clima es templado y lluvioso, se caracteriza por ser permanentemente húmedo. La temperatura promedio es de 18 °C, variando según las estaciones.

Para la elaboración del presente informe se tomó como referencia el Boletín N° 78 de la Carta Geológica Nacional a escala 1:25,000 que comprende el cuadrángulo de la Merced (Hoja 23 – m); publicado por el Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico

El río Tulumayo se presenta como un típico río andino, con fuerte pendiente y valle encañonado.

La margen derecha se caracteriza por la presencia de una ladera alta y empinada con pequeños segmentos de terrazas en la parte baja, mientras que la margen izquierda presenta un amplio desarrollo de terrazas, ubicadas al pie del cerro con laderas empinadas.

El ancho del cauce varía de 20 m. en periodos de estiaje hasta 40 m. en periodos de avenidas.

Ambos márgenes del valle y el fondo del cauce del Río Tulumayo, en su mayor parte están conformados por rocas graníticas cubiertas con depósitos

cuaternarios, que presentan una pendiente entre 70 – 80° hasta la cota 1125 – 1130 msnm. Los taludes encima de la escarpa varía desde 50 – 60°.

El macizo rocoso en general se encuentra muy poco fracturado y con leve alteración. Las escarpas naturales por encima del cauce del río en la margen derecha, se puede considerar como estable o parcialmente estable. Los taludes de ladera natural en cima de la escarpa, son estables ó semiestables.

Entre las progresivas, 0+295 y 0+390 en la margen derecha se presenta un segmento de terraza aluvial conformada por gravas y arena gruesa con bolones de hasta 0.60 m., cuya clasificación SCCS corresponde a un material GP.

El material aluvial de la terraza ubicada en la margen izquierda está formada por arena gruesa, grava subredondeada, canto rodados y fragmentos rocosos de hasta 40 cm. La terraza esta cubierta por desmonte del túnel.

El material depositado en el cauce del río Tulumayo presenta las siguientes características granulométricas: Gravas (10%), arena gruesa (15%), canto rodados hasta 20 cm. (20%), bloques hasta 50 cm. (55%), y algunos bloques rocosos grandes de 1.0 – 1.50 m. de diámetro y con algunos bloques de rocas de mayores dimensiones.

El proceso geodinámico de mayor incidencia en el área de la Casa de Máquinas, es el socavamiento de la base del talud de la margen izquierda.

Los parámetros geotécnicos principales son:

γ	:	Densidad de suelo	1.80	T/m ³
ϕ	:	Angulo de fricción interna	40°	
E	:	Modulo de Elasticidad	0	T/m ²
c	:	Cohesión	5,000	T/m ²
μ	:	Relación de Poisson	0.30	

3.3.- CANTERAS

La demanda puede ser cubierta con la extracción de material de las siguientes canteras:

Río Tulumayo del Km. 4+000 al Km. 7+000 desde la Casa de Máquinas.

Río Monobamba del Km. 1+500 al Km. 2+500 desde la Casa de Máquinas.

Para cubrir las necesidades en arena se recomienda la cantera ubicada en el caserío Los Ángeles en una distancia 1.50 – 2.0 Km. Desde casa de maquinas.

3.4.- PROPIEDADES MORFOLÓGICAS

La Casa de Máquinas se ubica en un tramo encañonado del río Tulumayo, siendo su principal característica el desarrollo de una curva a 160 m. aguas arriba de la descarga de la central, con un Angulo de deflexión de 80° y longitud total de 220 m. Aproximadamente, cambiando el curso del río del rumbo NorOeste a Norte.

El ancho del cauce a lo largo de la curva es de 27 – 30 m. Aguas arriba de la curva asciende a unos 20 – 25 m y desde la salida de la curva hasta unos 40 m. aguas abajo del eje del Canal de Descarga, el cauce alcanza un ancho de 50 m, como máximo. A 60 m. del eje del Canal de Descarga, en un tramo de longitud de unos 50 m., aproximadamente, el cauce se estrecha a menos de 25 m. Aguas debajo de este estrechamiento alcanza un ancho hasta de 30 m.

La pendiente longitudinal promedio del río Tulumayo del fondo del cauce del tramo del estudio asciende a 1.55%. En el Tramo, entre 30 m. aguas abajo y 180 m. aguas arriba del eje del Canal de Descarga, la pendiente longitudinal promedio del fondo del cauce asciende a 1.60%.

3.5.- ASPECTOS SEDIMENTOLOGICOS

Para las evaluaciones referentes al transporte de sólidos de fondo y las profundidades de socavación, de esta curva granulométrica se han determinado los siguientes tamaños característicos del sólido de fondo:

CURVA GRANULOMETRICA				
D	P	d(D)	d(P)	d(P)*d(D)
(mm)	(%)	(mm)	(%)	
1500.00	100.00%			
500.00	100.00%			
300.00	73.70%	400.00	26.30%	105.20
200.00	36.80%	250.00	36.90%	92.25
80.00	10.50%	140.00	26.30%	36.82
0.00	0.00%	40.00	10.50%	4.20
424.00	90.00	Dm , (mm) :		238.47
235.80	50.00			

Tabla N° : 3.1

- Tamaño Promedio : Dm = 238.50 mm
- Tamaño que participa en composición Granulométrica con 50% : D50= 235.80 mm
- Tamaño que participa en composición Granulométrica con 90% : D90= 424.00 mm

3.6.- HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

3.6.1.- CUENCA DEL RIO TULUMAYO

La Central Hidroeléctrica Chimay se ubica en el flanco oriental de los andes sobre el río Tulumayo, tributario principal del río Perené ente los 1315 y los 1100 m.s.n.m., departamento de Junín, provincia de Jauja.

La cuenca de drenaje de la sección Presa Chimay es de 2364 km². El Tributario del río Comas aporta en avenidas un 75% del caudal del río Tulumayo, en tanto que el tributario del río Uchubamba aporta un 25%.

3.6.2.- ANALISIS DE DESCARGAS

Para el análisis de descargas en la sección Presa Chimay, se utilizaron los caudales máximos medios diarios registrados durante 39 años (1957 – 1995) en la estación hidrométrica Yuncán, ubicada en el río Paucartambo. Anexo N° 01.

Además se tiene caudales máximos registrados en la sección Presa Chimay durante estos últimos 5 años (2001- 2005).

Con los cuales podemos obtener los siguientes caudales :

CAUDALES MAXIMOS (m³/s)
GENERADOS DE LA ESTACION YUNCAN
TULUMAYO - JUNIN

Estación	Periodo	Qmax(m ³ /s)	lnQ(m ³ /s)
P. Chimay	1957	386.08	5.96
P. Chimay	1958	259.67	5.56
P. Chimay	1959	1083.76	6.99
P. Chimay	1960	306.66	5.73
P. Chimay	1961	778.75	6.66
P. Chimay	1962	726.26	6.59
P. Chimay	1963	413.55	6.02
P. Chimay	1964	400.37	5.99
P. Chimay	1965	424.82	6.05
P. Chimay	1966	344.86	5.84
P. Chimay	1967	532.26	6.28
P. Chimay	1968	378.11	5.94
P. Chimay	1969	320.40	5.77
P. Chimay	1970	400.37	5.99

P. Chimay	1971	642.73	6.47
P. Chimay	1972	381.68	5.94
P. Chimay	1973	459.17	6.13
P. Chimay	1974	638.61	6.46
P. Chimay	1975	568.53	6.34
P. Chimay	1976	431.97	6.07
P. Chimay	1977	460.82	6.13
P. Chimay	1978	469.89	6.15
P. Chimay	1979	1216.48	7.10
P. Chimay	1980	397.89	5.99
P. Chimay	1981	419.88	6.04
P. Chimay	1982	434.71	6.07
P. Chimay	1983	357.50	5.88
P. Chimay	1984	603.71	6.40
P. Chimay	1985	574.86	6.35
P. Chimay	1986	534.19	6.28
P. Chimay	1987	587.77	6.38
P. Chimay	1988	777.65	6.66
P. Chimay	1989	452.85	6.12
P. Chimay	1990	387.18	5.96
P. Chimay	1991	821.89	6.71
P. Chimay	1992	264.35	5.58
P. Chimay	1993	459.99	6.13
P. Chimay	1994	444.06	6.10
P. Chimay	1995	408.88	6.01
P. Chimay	2001	682.00	6.53
P. Chimay	2002	414.00	6.03
P. Chimay	2003	472.00	6.16
P. Chimay	2004	782.00	6.66
P. Chimay	2005	467.00	6.15

Tabla Nº : 3.2

Posee características típicas de Ríos de la Sierra, presentándose un régimen irregular de descargas.

3.6.3.- DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD**Parámetros Estadísticos:**

Para efectos de cálculos se necesitaran los siguientes:

DATOS ESTADÍSTICOS		
PROMEDIO (m ³ /s)	517.50	6.19
DESVIACIÓN ESTANDAR (m ³ /s)	198.99	0.34
MAYOR VALOR(m ³ /s)	1,216.48	7.10
MENOR VALOR (m ³ /s)	259.67	5.56
# DE DATOS	44	44

Tabla Nº : 3.3

Luego se realizaran los cálculos para la determinación de los caudales de diseño para diferentes Periodos de retorno (Anexo 02).

Pruebas de Ajuste:

Realizado las pruebas de Bondad y de Ajuste (Prueba de Chi Cuadrado y Prueba de Smirnov Kolmogorov) llegamos a la conclusión que la función que posee mejor ajuste es la Función Log Pearson III.

Por tanto los caudales de diseño finales para los diferentes periodos de retomo son:

DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON III

Nº	Tr(años)	Q(m ³ /s)
1	2	469.48
2	5	635.01
3	10	760.63
4	20	893.71
5	50	1147.33
6	100	1246.96
7	500	1332.85

Tabla Nº : 3.4

Por lo tanto para efectos de diseño de la defensa ribereña se debería tomar el caudal para un periodo de retorno de 100 años.

Además a esto agregamos los aportes de ínter cuencas para lo cual utilizamos la Formula Racional:

- Coeficiente de Escorrentía para Tr = 100 años : C = 0.47
- Intensidad de Lluvia (mm/h) para Tr = 100 años: I = 27 (Fuente: Estudio Hidrológico de Naturalización de Caudales – Cuenca Río Tulumayo, 2000)

- Área de las Cuencas (Km²) : A = 52.67
- Caudal Pico (m³/s) para Tr = 100 años : Q = 186

Con lo cual utilizaremos como caudal de diseño:

$$Q_{\text{diseño(max. Avenida)}} = 1433 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.6.4.- ANÁLISIS DE TRANSITO DE AVENIDAS

- *Calculo del Coeficiente de Rugosidad Manning's "n"*
Cowan (1956)

Coeficiente de Rugosidad "n"

	Descripción	Rango	Cauce Principal	Laderas
n_0	Material Involucrado	0.02 - 0.028	0.028	0.024
n_1	Grado de Irregularidad	0 - 0.02	0.01	0.005
n_2	Variaciones de la Sección Transversal	0 - 0.015	0.005	0
n_3	Efecto Relativo de las Obstrucciones	0 - 0.06	0.02	0
n_4	Vegetación	0.005 - 0.1	0.005	0.025
m_5	Grado de los efectos por Meandros	1.00 - 1.30	1.15	1.15
n			0.08	0.06

Tabla Nº : 3.5

- **Análisis con el programa HEC RAS 3.1.2**

La simulación del flujo de la corriente, y evaluación de las magnitudes hidráulicas, en el tramo de interés, se ha realizado mediante el programa HEC-RAS (River Analysis System), desarrollado por US Army Coros of Engineers; Hydrologic Engineering Center, Versión 3.1.2, del año 2004. A continuación se describen las variables de entrada.

a.- **Datos Geométricos**

Se realizó el trazado del proyecto y a continuación de las secciones transversales, así como la ubicación de los límites del cauce central, inmediatamente los valores del número de manning tanto en el cauce central como en las laderas.

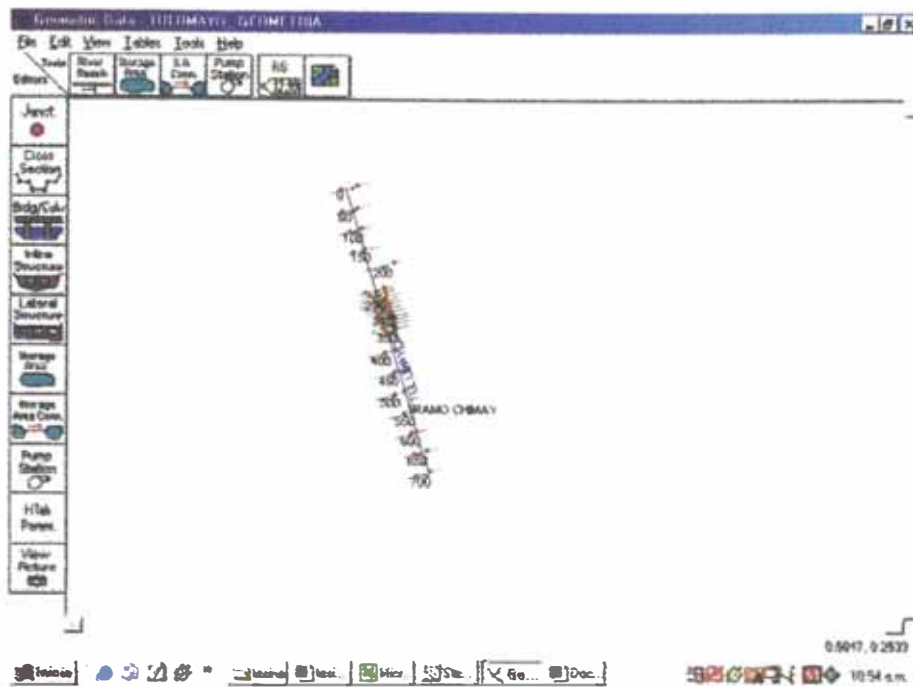


Figura Nº : 3.1

b.- Datos de Flujo

Se ingresa el caudal de diseño del proyecto.

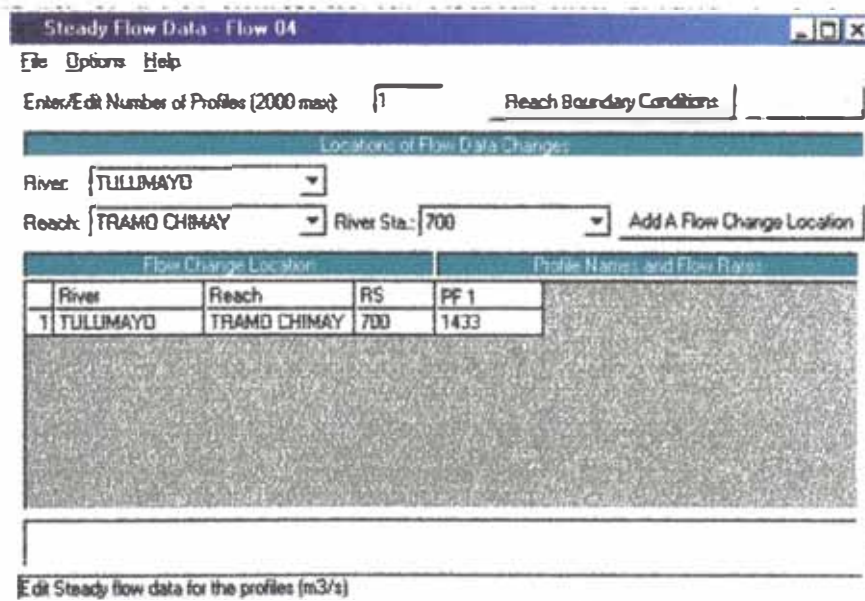


Figura Nº : 3.2

Luego se ingresan las condiciones de borde, tanto aguas arriba como aguas abajo.

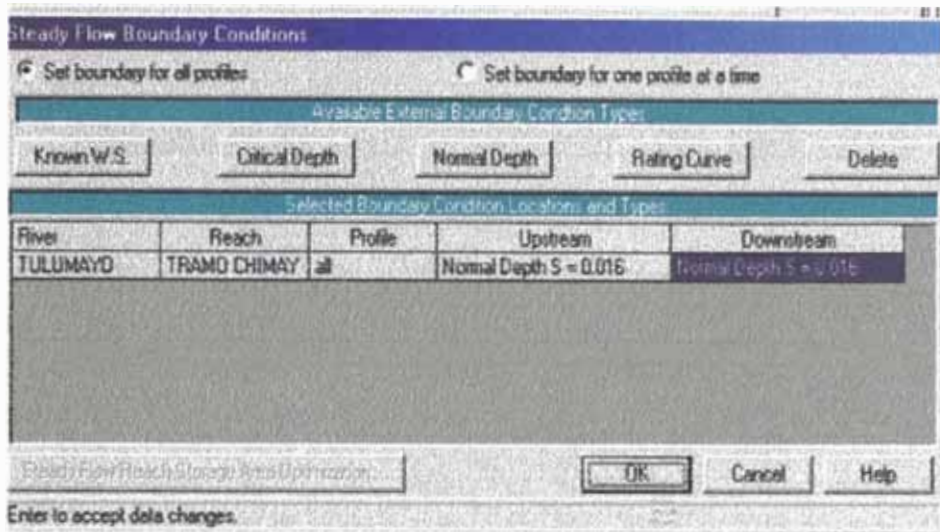


Figura N° : 3.3

c.- Ejecutar el Programa

Ejecutado el programa observamos de los valores del numero de Froude que es flujo del tipo subcrítico.

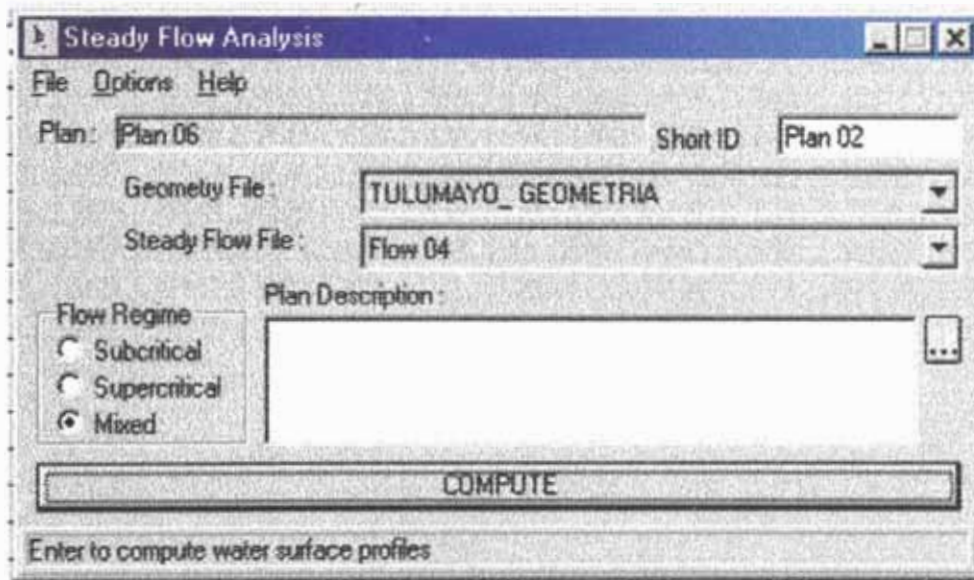


Figura N° : 3.4

Luego de esto se muestra el siguiente cuadro de resultados :

TABLA DE SALIDA DE DATOS DEL HEC- RAS

Programa: HEC-RAS		Río: TULUMAYO					Tramo: CENTRAL CHIMAY				
Progresiva	Q Total	Flow Area	Top Width	Froude	Hydr Radius	Hydr Depth	Vel Total	Shear LOB	Max Ch Dpth	Min Ch Ei	W.S. Elev
Station	(m3/s)	(m2)	(m)	Nº	(m)	(m)	(m/s)	(N/m2)	(m)	(m)	(m)
0+700	1433	408.65	57.45	0.4	6.41	7.11	3.51	144.79	9.03	1110	1118.65
0+650	1433	397.42	50.82	0.39	6.58	7.82	3.61	203.92	10.72	1108	1118.41
0+600	1433	202.83	34.71	0.86	4.98	5.84	7.06	904.4	9.43	1106.62	1115.92
0+550	1433	285.88	37.56	0.56	6.18	7.61	5.01	355.92	10.76	1105.47	1113.88
0+500	1433	308.96	54.19	0.55	4.75	5.7	4.64	218.23	10.25	1105.56	1114.55
0+450	1433	189.73	30.42	0.94	4.84	6.24	7.55	672.59	7.72	1105.33	1114.42
0+400	1433	232.76	39.95	0.77	5.07	5.83	6.16	469.17	8.25	1104.27	1113.99
0+350	1433	233.78	41.87	0.79	4.73	5.58	6.13	690.28	8.47	1103	1112.78
0+340	1433	267.08	47.07	0.68	4.91	5.67	5.37	439.63	8.72	1102.86	1112.79
0+330	1433	255.55	46.38	0.73	4.83	5.51	5.61	552.54	8.39	1102.86	1111.17
0+320	1433	211.58	44.68	0.95	4.17	4.74	6.77	711.05	7.09	1103.04	1110.79
0+310	1433	222.34	47.09	0.89	4.27	4.72	6.45	537.81	6.93	1103	1110.39
0+300	1433	269.4	60.62	0.71	4.1	4.44	5.32	200.07	7.24	1103	1109.78
0+290	1433	307.19	76.52	0.62	3.68	4.01	4.66	157.45	8.08	1102.23	1110.06
0+280	1433	250.26	78.68	0.8	3	3.18	5.73	152.96	7.03	1102.44	1109.18
0+270	1433	400.63	99.57	0.49	3.65	4.02	3.58	146.66	7.7	1102.4	1109.78
0+260	1433	371.39	85.24	0.53	3.98	4.36	3.86	150.58	7.18	1102.7	1109.50
0+250	1433	361.9	78.34	0.55	4.18	4.62	3.96	179.36	7.24	1102.51	1109.43
0+200	1433	468.23	69.22	0.37	5.51	6.76	3.06	41.72	10.85	1098.8	1108.67
0+150	1433	246.54	45.14	0.75	4.78	5.46	5.81	646.44	7.79	1100	1107.91
0+100	1433	308.14	53.12	0.58	5.28	5.8	4.65	388.45	8.78	1098.72	1107.05
0+50	1433	278.73	55.88	0.69	4.6	4.99	5.14	335.22	7.73	1098.78	1106.12
0+00	1433	288.91	59.8	0.67	4.54	4.83	4.96	295.53	7.24	1098.51	1105.28

Tabla Nº : 3.6

PERFIL DE FLUJO

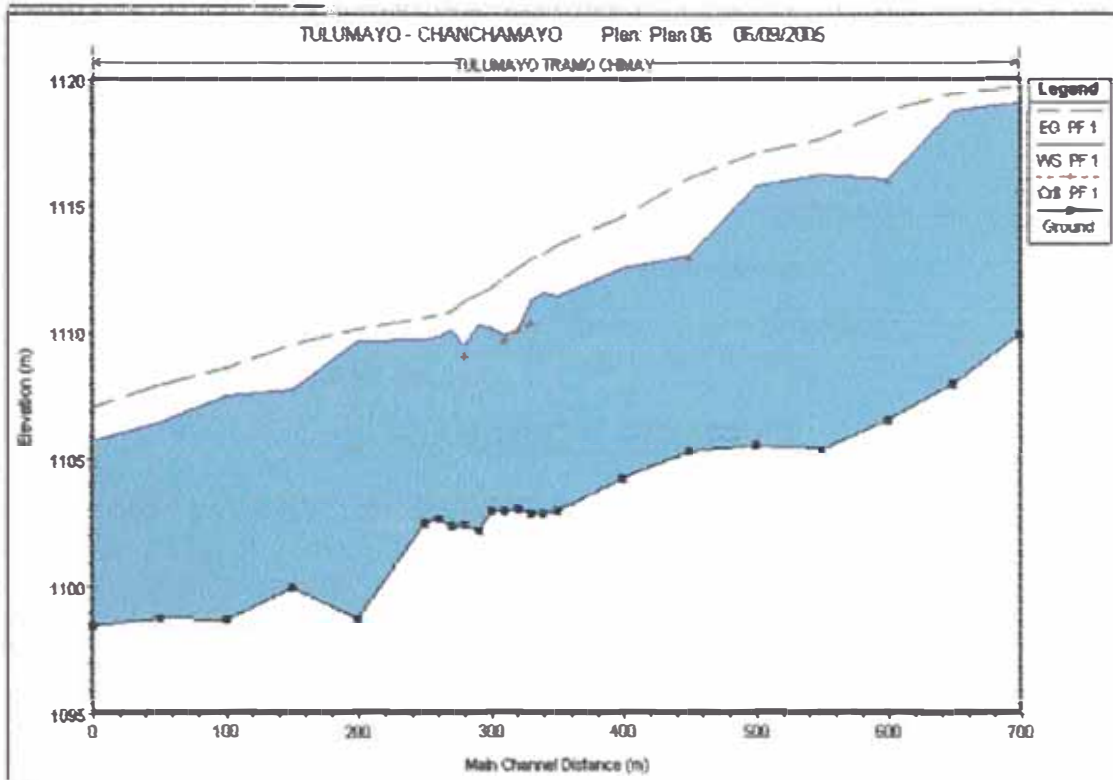


Figura N° : 3.5

X - Y -Z PERSPECTIVA PLOT

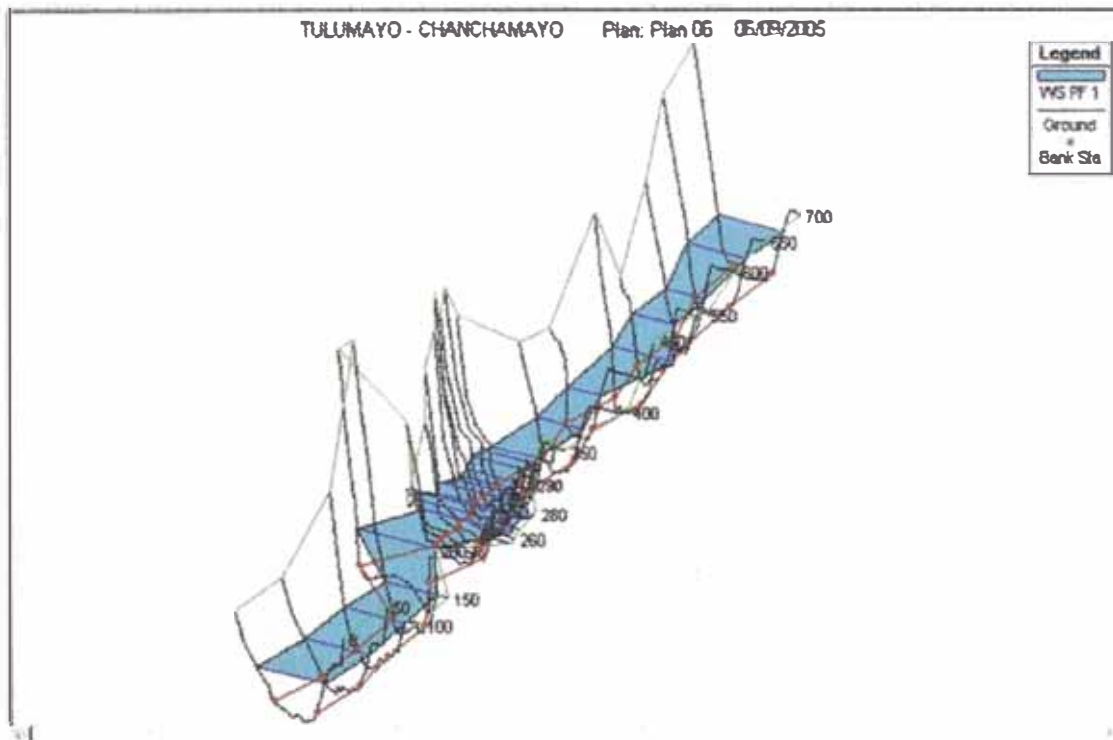


Figura N° : 3.6

Luego del reconocimiento de campo podemos ubicar a la defensa ribereña entre las progresivas 0+270 y la progresiva 0+510.

3.7.- HIDRÁULICA FLUVIAL

3.7.1.- CALCULO DE SOCAVACIÓN GENERAL

Se muestra el calculo de Socavación General con el Método de LICHTVAN LEBEDIEV para lo cual se utilizaron los siguientes valores.

Datos: $Q_{dis(max. Avenida)} = 1433 \text{ m}^3/\text{s}$; $Tr = 100 \text{ años}$
 $Dm = 238.50 \text{ mm}$.

SOCAVACIÓN GENERAL

Metodo: LICHTVAN LEBEDIEV													Rio: TULUMAYO		Tramo: CENTRAL CHIMAY	
Progresiva	Qd	V	Area	Be	dm	v	α	Dm(rio)	do	β	x	ds	Psoc.			
Station	(m ³ /s)	(m/s)	(m ²)	(m)	(m)			(mm)	(m)			(m)	(m)			
0+700	1433	3.51	408.65	57.45	7.11	1.000	0.9481	238.50	7.11	1.00	0.2600	5.165	0.00			
0+650	1433	3.61	397.42	50.82	7.82	1.000	0.9152	238.50	7.82	1.00	0.2600	5.696	0.00			
0+600	1433	7.06	202.83	34.71	5.84	1.000	2.1777	238.50	5.84	1.00	0.2600	7.702	1.86			
0+550	1433	5.01	285.88	37.56	7.61	1.000	1.2955	238.50	7.61	1.00	0.2600	7.239	0.00			
0+500	1433	4.64	308.96	54.19	5.70	1.000	1.4533	238.50	5.7	1.00	0.2600	5.411	0.00			
0+450	1433	7.55	189.73	30.42	6.24	1.000	2.2291	238.50	6.24	1.00	0.2600	8.565	2.32			
0+400	1433	6.16	232.76	39.95	5.83	1.000	1.9014	238.50	5.83	1.00	0.2600	6.9	1.07			
0+350	1433	6.13	233.78	41.87	5.58	1.000	1.9476	238.50	5.58	1.00	0.2600	6.637	1.06			
0+340	1433	5.37	267.08	47.07	5.67	1.000	1.6866	238.50	5.67	1.00	0.2600	6.047	0.38			
0+330	1433	5.61	255.55	46.38	5.51	1.000	1.7975	238.50	5.51	1.00	0.2600	6.125	0.61			
0+320	1433	6.77	211.58	44.68	4.74	1.000	2.4018	238.50	4.74	1.00	0.2600	6.317	1.58			
0+310	1433	6.45	222.34	47.09	4.72	1.000	2.2900	238.50	4.72	1.00	0.2600	6.048	1.33			
0+300	1433	5.32	269.4	60.62	4.44	1.000	1.9679	238.50	4.44	1.00	0.2600	4.946	0.51			
0+290	1433	4.66	307.19	76.52	4.01	1.000	1.8468	238.50	4.01	1.00	0.2600	4.11	0.10			
0+280	1433	5.73	250.26	78.68	3.18	1.000	2.6475	238.50	3.18	1.00	0.2600	4.025	0.85			
0+270	1433	3.58	400.63	99.57	4.02	1.000	1.4139	238.50	4.02	1.00	0.2600	3.336	0.00			
0+260	1433	3.86	371.39	85.24	4.36	1.000	1.4464	238.50	4.36	1.00	0.2600	3.782	0.00			
0+250	1433	3.86	361.9	78.34	4.62	1.000	1.4275	238.50	4.62	1.00	0.2600	4.041	0.00			
0+200	1433	3.06	468.23	69.22	6.76	1.000	0.8557	238.50	6.76	1.00	0.2600	4.453	0.00			
0+150	1433	5.81	246.54	45.14	5.46	1.000	1.8742	238.50	5.46	1.00	0.2600	6.255	0.80			
0+100	1433	4.65	308.14	53.12	5.80	1.000	1.4405	238.50	5.8	1.00	0.2600	5.498	0.00			
0+50	1433	5.14	278.73	55.88	4.99	1.000	1.7611	238.50	4.99	1.00	0.2600	5.285	0.30			
0+00	1433	4.96	288.91	59.8	4.83	1.000	1.7356	238.50	4.83	1.00	0.2600	5.004	0.17			
		7.55														
													Psoc. Máxima [0+510 - 0+270]			

Tabla Nº : 3.7

Del análisis realizado y de la distribución de la socavación en cada sección se observa que la mayor socavación es de 2.32 m por lo que concluimos:

Socavación General de 2.50 m.

CAPITULO IV

4.- ANÁLISIS Y CÁLCULOS Y DISEÑOS.

4.1.- DEFENSA RIBEREÑA TIPO ENROCADO DIÁMETRO DE LA ROCA

Diseño simplificado para Defensas Paralelas a las líneas de Flujo.

Como nuestra defensa proyectada es paralela a las líneas de flujo utilizaremos el método simplificado.

Datos:

$$Q_{100ds} = 1433 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\phi = 40^\circ \text{ (Angulo de fricción interna)}$$

$$\theta = 26.57 \text{ (Talud 1:2)}$$

$$S.F. = 1.5 \text{ (Factor de Seguridad)}$$

$$t_{max} = 711.05 \text{ N/m}^2 \text{ (Esfuerzo cortante máximo)}$$

Entonces:

$$S_m = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad S_m = 2.00$$

$$\eta = \frac{S_m^2 - S.F.^2}{S.F. * S_m^2} \cos \theta \quad \eta = 0.26$$

$$D_m = \frac{21\tau_0}{(S_s - 1)\eta} \quad D_m = 3.54 \text{ m}$$

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

$$D_m = 3.60 \text{ m}$$

Se presenta además el calculo del Dm con las siguientes Formulas:

	Maynord	U.S Department of Transportation	Defensas Paralelas
	(m)	(m)	(m)
D ₅₀	3.07	2.53	3.54

Tabla N° 4.1

Debido a la obtención de un diámetro medio de roca grande tenemos que optar por el revestimiento de bloques de piedra unidos con concreto (Grouted Rock revetment).

BLOQUES DE PIEDRA UNIDOS CON CONCRETO (Grouted Rock Revement)

En este sistema los vacíos entre los elementos se rellenan de concreto para formar un revestimiento monolítico. Su comportamiento es muy similar al de un revestimiento totalmente en concreto.

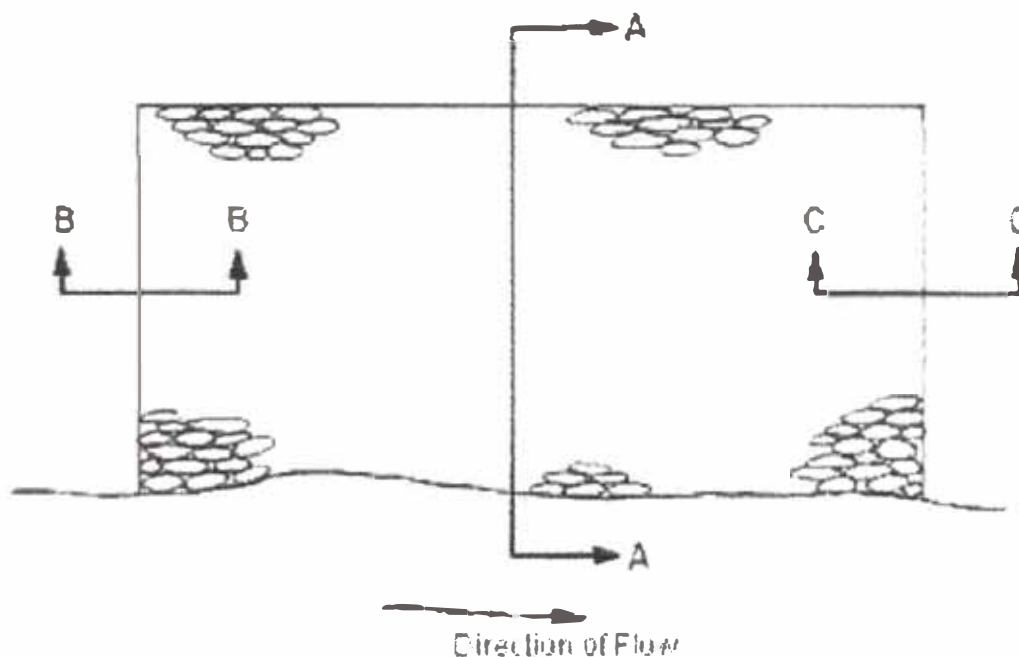
Comparativamente con el uso de piedra suelta, la piedra con concreto permite la utilización de partículas mas pequeñas pero la permeabilidad del revestimiento es necesariamente menor. (Figura N° 4.1)

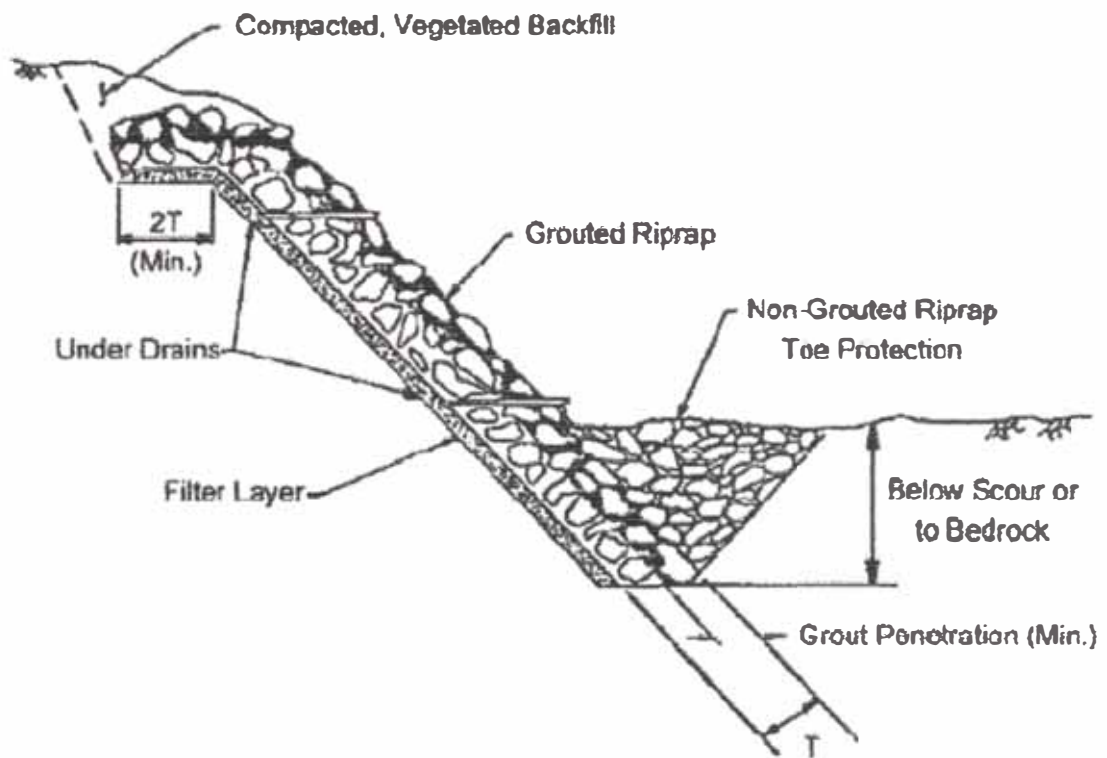
Al colocar Grouted Rock se puede disminuir el tamaño de los bloques requeridos en el diseño hasta en un 40% cuando el 60% de los vacios se encuentran cementados.

Se requiere la construcción de lloraderos regularmente espaciados y con un sistema de protección con filtro de geotextil. Generalmente se utilizaran lloraderos de 75 mm de diametro ($\varnothing=3"$) y un espaciamiento máximo horizontal de 1.80 metros y máximo vertical de 3.00 metros.

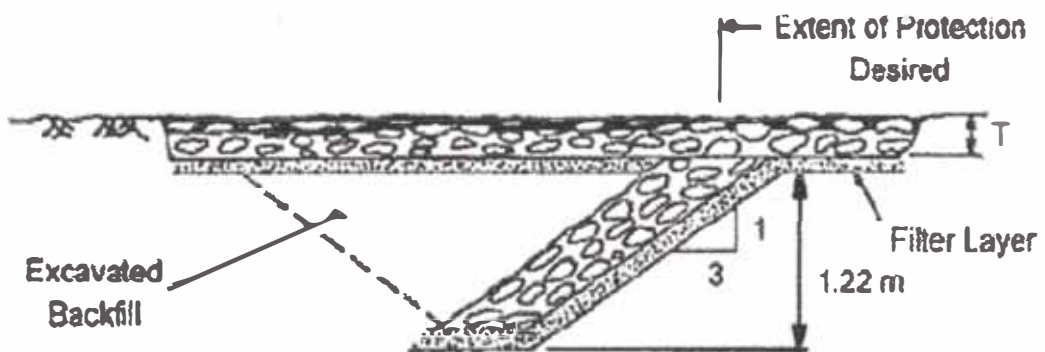
Las pendientes de los taludes deben tener un tipo de revestimiento que no debe exceder 1V:1.5H.

El tamaño medio de la piedra en el revestimiento no deba exceder los 2/3 del ancho total del revestimiento y el de la roca de mayor tamaño no deba exceder el espesor total del revestimiento. (Figura N° 4.2)

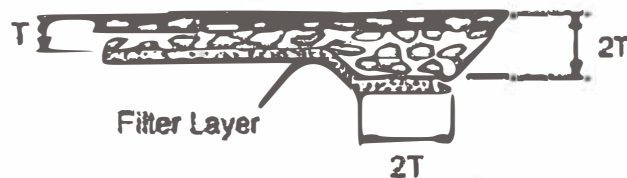




(a)



(b)



(c)

Figura Nº 4.1 Secciones Gouted RipRap: (a) Sección A-A; (b) Sección B-B; and (c) Sección C-C

Fuente: Design of Rip Rap Revetment, 1989

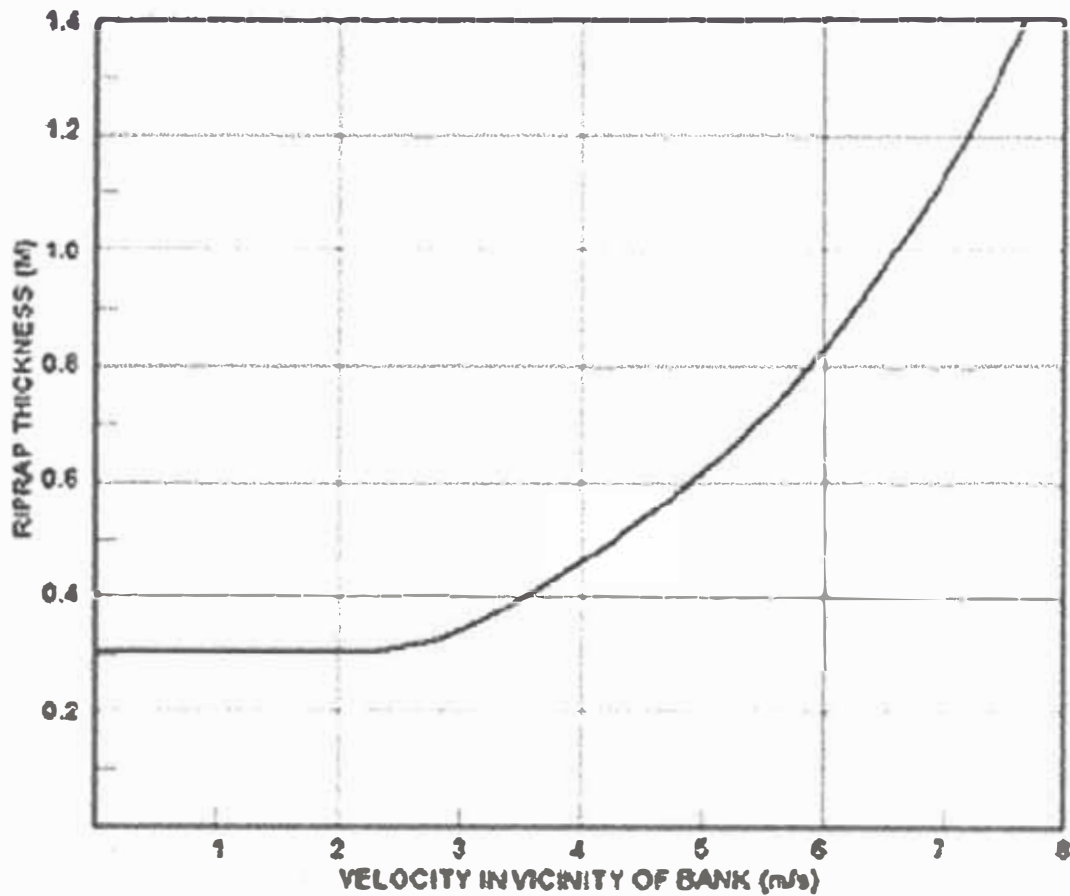


Figura N° 4.2

Fuente: Design of Rip Rap Revetment, 1989

El concreto debe ser de muy buena resistencia, el tamaño máximo del agregado 19 mm y un slump de 75 a 100 mm.

Se requiere la construcción de filtros para prevenir los problemas de presiones de levantamiento. Comúnmente se coloca una capa de filtro granular de 150 mm de espesor.

Las clases y Gradaciones de enrocado para este sistema se ven en la Tabla N° 4.2

(Design of Rip Rap Revetment , 1989)

CALCULO DEL DIAMETRO DE LA ROCA:

Con los valores de las velocidades calculamos en la figura N° 4.2 el espesor del enrocado T. $T = 1.35$

Entonces:

Espesor de la Manta del Enrocado (T) = 1.50 m.

$D_{50} = 0.85$ m.

Rock Sizes		Classes (Percent Larger Than Given Rock Size)					
Equivalent Diameter(m)	Weight (Ton)	.9 ton	.45 ton	.23 ton	Light	Facing	Cobble
1.07	1.81	0-5					
0.84	0.9	50-100	0-5				
0.69	0.45		50-100	0-5			
0.53	0.23	95-100		50-100	0-5		
0.38	0.09		95-100		50-100	0-5	
0.30	0.03			95-100	95-100	50-100	0-5
0.15	0.01					95-100	95-100
Minimum Penetration of grout (mm)		609	457	498	254	203	152

Tabla Nº 4.2

Fuente: Design of Rip Rap Revetment, 1989

FILTRO GEOTEXTIL

El diseño de geotextiles para control de erosión se basa en dos funciones principales: La facilidad para permitir el paso de agua y la capacidad de retención de las partículas mientras se permite el flujo.

La calidad de los filtros de geotextil se analiza con relación al tamaño equivalente de orificios, O_{90} que corresponde a los tamaños mas grande de poro del geotextil.

Para el criterio de Permeabilidad se debe cumplir : $O_{90} > D_{15}$

Para el criterio de retención se debe cumplir : $O_{90} < 5.0D_{90}$

La resistencia a la tensión de los geotextiles es una propiedad importante para determinar su estabilidad. Un método de ensayo a tensión es el Sistema Grab (Norma ASTM D4632).

(Suárez Díaz, 2001).

El geotextil deberá cumplir con las siguientes especificaciones mínimas:

**Requerimientos de resistencia de los geotextiles
(Norma AASHTO M 288-97)**

Propiedad	Ensayo	Unidades	Clase de Geotextil (1)					
			Clase *1		Clase *2		Clase *3	
			E<50% (2)	E>50%	E<50%	E>50%	E<50%	E>50%
Resistencia Grab.	ASTM D 4632	N	1400	900	1100	700	800	500
Resistencia de costura cosida	ASTM D 4632	N	1200	810	990	630	720	450
Resistencia al rasgado	ASTM D 4533	N	500	350	400 (4)	250	300	180
Resistencia al Punzonamiento	ASTM D 4833	N	500	350	400	250	300	180
Resistencia al estallido	ASTM D 3786	Kpa	3500	1700	2700	1300	2100	950

(1) Clase 1 para condiciones muy severas de instalación y cuanto existe gran potencial de daño del geotextil y clase 2 y 3 para situaciones menos severas

(2) Medido de acuerdo a la norma ASTM D 4632

(4) Cuando se requiere resistencia al rasgado MARV de geotextiles de monofilamento tejidos. (Usar 250 N).

Tabla N° 4.3

**Requerimientos de geotextiles para control de erosión
(Norma AASHTO M 288-97)**

Propiedad	Ensayo	Unidades	Requerimientos		
			Porcentaje de pasantes 0.075 Mm. (1)		
			<15	15 a 50	>50
Clase de geotextil (2) (3) Geotextiles tejidos de monofilamento			Clase 2		
Otros geotextiles			Clase 1		
Permitividad (4) (5)	ASTM D 4491	Seg ⁻¹	0.7	0.2	0.1
Tamaño aparente de orificios (6)	ASTM D 4751	Mm.	0.43 máx. promedio	0.25 máx. promedio	0.22 máx. promedio
Estabilidad ultravioleta (porcentaje de resistencia retenida)	ASTM D 4355	%	50% después de 500 horas de exposición		

(1) Basados en ensayos de Granulometría, de acuerdo a la norma AAHTO T 88.

(2) Suponiendo que el enrocado que se coloque sobre el no excede de 100 Kg. con altura de caída máxima de un metro.

(3) El ingeniero puede especificar el geotextil clase 2 basado en su experiencia.

(4) El ingeniero puede exigir otra permeabilidad de acuerdo a la complejidad del problema

(5) Se debe realizar un diseño especial en suelos altamente erosionables como limos no cohesivos o arcillas dispersivas.

(6) Para suelos cohesivos con índice plástico mayor de 7 el máximo valor de abertura aparente es 0.30 Mm.

Tabla N° 4.4

Por tanto como material de filtro se utilizara Geotextil Clase 1 con un peso unitario 470 gr/m³.

DATOS FINALES DE GEOMETRIA

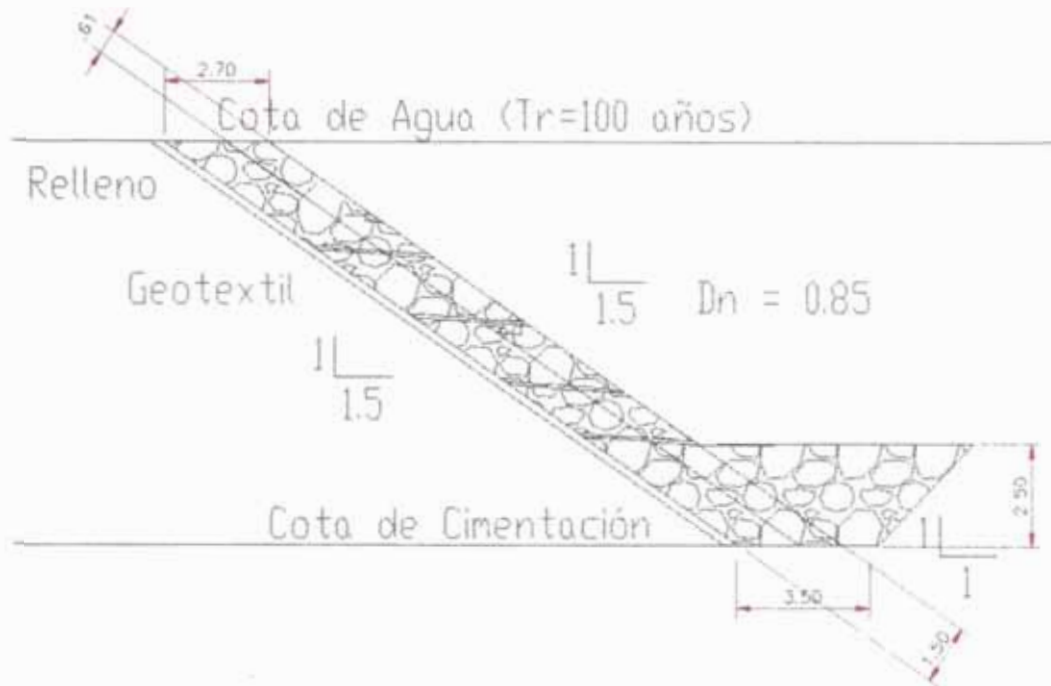


Figura Nº 4.3

Características generales de la defensa tipo Enrocado con Concreto:

Altura total	:	Variable
Ancho de Corona	:	2.70 m
Ancho inferior _(uña)	:	3.50 m
Altura de Uña	:	2.50 m
Talud inferior _(espaldar)	:	1: 1.5
Talud exterior _(espaldar)	:	1: 1.5
Talud en uña	:	1:1
Material de Filtro	:	Geotextil
Tamaño de Roca (D ₅₀)	:	0.85 m
Espesor de Enrocado	:	1.50 m

PRESUPUESTO

Este tema consta de lo siguientes:

Análisis de Costos Unitarios (ANEXO 03)

Metrados (ANEXO 03)

PRESUPUESTO DE OBRA

OBRA : Defensa Ribereña para la CENTRAL CHIMAY

UBICACIÓN : TULUMAYO – JUNIN

TIPO: ENROCADO

COD.	DESCRIPCIÓN	UND	MET.	P.U.	COSTO	SUBTOTAL
OBRAS PROVISIONALES						
1.10	OFICINA, ALMACEN Y GUARDIANA	GLB	1	6700	6700	
1.20	CARTEL DE OBRA INCLUYE INSTALACION	GLB	1	551.16	551.16	7,251.16
TRABAJO PRELIMINARES						
2.10	TRAZO Y NIVELACIÓN DURANTE LA OBRA	MES	4	2470.63	9882.52	
2.20	MOV. Y DESMOV. DE MAQU, Y EQUIP. PARA OBRA	GLB	1	9531.44	9531.44	19,413.96
MOVIMIENTO DE TIERRAS						
3.10	ENCAUZAMIENTO DE RIO	GLB	1	4890.24	4890.24	
3.20	DESBROCHE Y LIMPIEZA	M2	11129.78	1.17	13021.84	
3.30	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA	M3	18251.44	4.08	74465.88	
3.40	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA (BAJO AGUA)	M3	11186.36	4.85	54253.85	
3.50	RELLENO CON MATERIAL DE RÍO EN TERRAPLÉN	M3	1413.90	7.61	10759.78	157,391.58
ENROCADO						
4.10	EXTRACCIÓN DE CANTERA (ROCA DE BANCO)	M3	15778.93	16.73	263981.48	
4.20	SELECCIÓN, CARGIO Y TRANSPORTE	M3	17672.40	24.23	428202.25	
4.30	DESCARGA Y COLOCACIÓN	M3	11045.25	5.5	60748.88	752,932.60
FILTRO						
6.00	GEOTEXTIL	M2	7128.00	7.3	52034.4	52,034.40
COSTO DIRECTO						989,023.70
GASTOS GENERALES Y UTILIDADES (15.00 %)						148,353.56
SUBTOTAL						1,137,377.26
IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS						216,101.68
TOTAL						1,353,478.94

Son: Un millón Trescientos cincuenta y tres mil cuatrocientos setenta y ocho con 94/100 Nuevos Soles

NOTA:

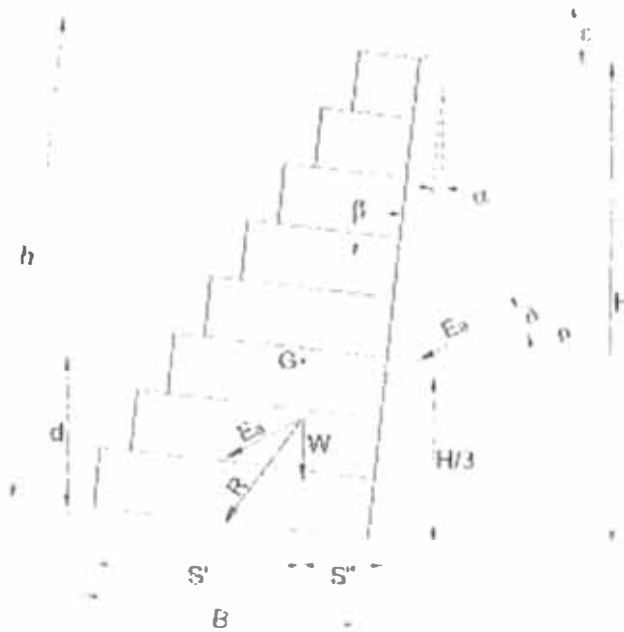
Para efectos del enrocado se a propuesto una eficiencia de cantera del 70% y un esponjamiento del 60%

4.2.- DEFENSA RIBEREÑA TIPO GAVION

DISEÑO:

CARACTERÍSTICAS GENERALES PARA LOS GAVIONES:

- Inclinación del Muro : 6°
 Peso específico de Gaviones: 1820 kg/m³
 Geotextil: Talud y en la base
 Malla y diámetro de Alambre: 10x12, Ø 2.7 Mm. CD.



GAVION (h=7.50 m)

1.- Predimensionamiento

$$\begin{array}{lclcl} H & [5 - 7.5] & \text{m} & = & 7.5 \\ B & > & h/2 & = & 4.5 \end{array}$$

2.- Fuerzas que actúan sobre el Muro

a.- Empuje Activo por unidad de Longitud

Ys	H	β	δ	φ	ϵ	Ka	Ea
(t/m ³)	m						(t/m)
1.8	7.82	96	31.5	35	0	0.205	11.28

b.- Peso por Unidad de Longitud (W)

A	Yg	W	Xcg	Ycg
(m ²)	(t/m ³)	(t/m)	(m)	(m)
21.5	1.82	39.13	1.64	2.94

3.- Estabilidad Por Deslizamiento

$S_s > 1.50$ OK

Ev	Eh	v1	v2	Ss
4.86	10.18	35.97	10.12	3.55

4.- Estabilidad por Volteo

$S_s > 1.50$ OK

D	S1	s2	Mr	Mv	Ss
2.14	1.94	4.95	99.87	10.38	9.62

5.- Solicitaciones en el suelo de Fundación

a.- Reacciones en el Suelo

$e < B/6$ OK

N	E	B/6
44.81	0.25	0.75

b.- Carga Admisible

$\sigma_1 < q_a$ OK

q_a	e_1	σ_1	σ_2
(t/m ²)	(m)	(t/m ²)	(t/m ²)
16	2.00	14.96	0

6.- Protección de Pie de Talud

ΔZ	X
2.50	3.75

ANÁLISIS HIDRÁULICO

a.- ELECCIÓN DEL TIPO DE COLCHON

Velocidad media : 7.55 m/s

(De tabla 1)

Espesor de colchón t: 0.5

Piedras de Rell d_{50} : 0.19

Rango < 0.12 – 0.25 m >

b.- VERIFICACION DE ARRASTRE DE COLCHONES POR VELOCIDADES

Velocidad Crítica (v_c)

Fig a. V_{cr} : 7.25 m/s

Fig b. V_{cr} : 5.75 m/s

V_{cr} : 5.75 m/s

Verificación:

$$V_{cr} < V_m$$

Reemplazando valores:

$$5.75 < 7.25 \quad \text{habrá arrastre – NO CUMPLE}$$

c.- PROTECCION DE PIE DE TALUD

EROSION GENERAL: 2.50 m

Entonces para ser mas conservadores asumiremos:

$$\text{Longitud Colchón} = 4.00 \text{ m}$$

∴ Ya no continuamos con el análisis y concluimos que el diseño tipo gavión no es el recomendable por las características propias del Río.

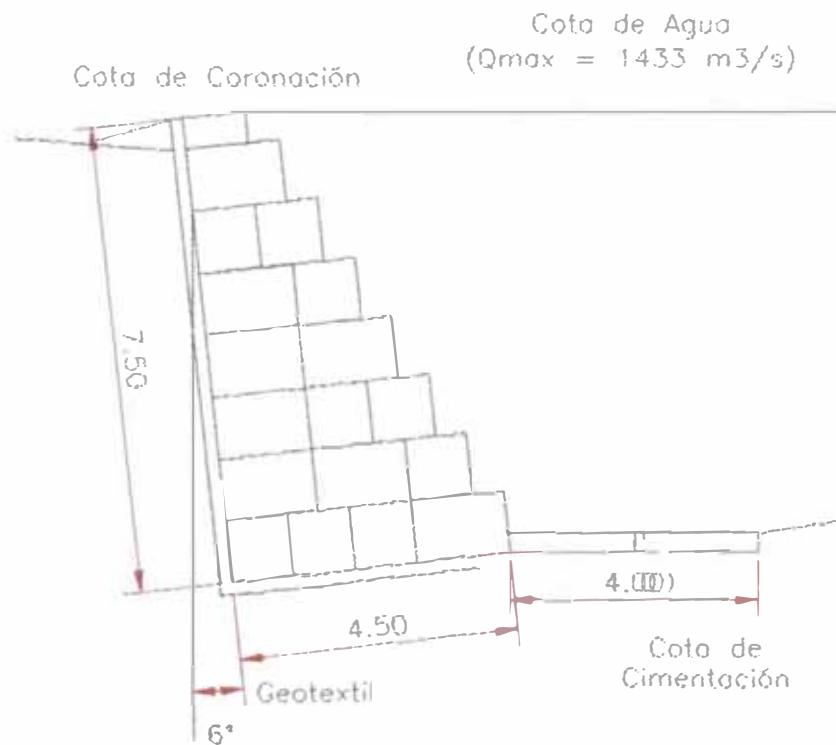


Figura Nº 4.4

PRESUPUESTO

Este tema consta de lo siguientes:

Análisis de Costos Unitarios (ANEXO 03)

Metrados (ANEXO 03)

OBRA : Defensa Rib. para la CENTRAL CHIMAY

UBICACIÓN : TULUMAYO – JUNIN

TIPO: GAVIÓN

COD	DESCRIPCIÓN	UND	MET.	C.UNIT.	COSTO	SUBTOTAL
OBRAS PROVISIONALES						
1.10	OFICINA, ALMACEN Y GUARDIANA	GLB	1	6700	6700.00	
1.20	CARTEL DE OBRA INCLUYE INSTALACION	GLB	1	551.16	551.16	7,251.16
TRABAJOS PRELIMINARES						
2.10	TRAZO Y NIVELACIÓN DURANTE LA OBRA MOV. Y DESMOV. DE MAQU, Y EQU. PARA	MES	4	2470.63	9882.52	
2.20	OBRA	GLB	1	9531.44	9531.44	19,413.96
MOVIMIENTO DE TIERRAS						
3.10	ENCAUZAMIENTO DE RIO	GLB	1	4890.24	4890.24	
3.20	DESBROCE Y LIMPIEZA	M2	11129.78	1.17	13021.84	
3.30	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA	M3	11715.43	4.08	47798.95	
3.60	RELLENO PARA ESP. DE GAVIÓN CON MAT. PROPIO	M3	2268.42	1.75	3969.74	69,680.77
GAVION						
5.10	GAVIÓN CAJA 5x1x1 m MALLA 10x12 PVC	M3	1590.00	121.02	192421.80	
5.20	GAVIÓN CAJA 5x1.5x1 m MALLA 10x12 PVC	M3	1430.00	166.676	238346.68	
5.30	COLCHON RENO 5X2X0.3 m MALLA 6x8 PVC	M3	1000.00	110.784	110784.00	541,552.48
FILTRO						
6.00	GEOTEXTIL	M2	3435.00	7.3	25075.50	25,075.50
COSTO DIRECTO						662,973.87
GASTOS GENERALES Y UTILIDADES (15.00 %)						99,446.08
SUBTOTAL						762,419.95
IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS						144,859.79
TOTAL						907,279.74

Son: Novecientos siete mil doscientos setenta y nueve 74/100 Nuevos Soles

CAPITULO V

5.- OBRAS DE DEFENSA RIBEREÑA Y PROTECCION CONTRA INUNDACIONES DE LA CASA DE MÁQUINAS.

5.1.- OBRAS DE DEFENSA RIBEREÑA

La Defensa Ribereña de la Margen Izquierda del río Tulumayo en el tramo entre los Km. 0+270 y 0+510, comprenden:

- (i) Excavación en la margen izquierda del río, en el tramo 0+270 – 0+510.
- (ii) Protección del talud de la margen izquierda del río, contra la erosión y socavación, mediante enrocado con concreto, comprendido entre los Km. 0+270 – 0+510.

La excavación en la margen izquierda se debe ejecutar según lo indicado en la sección transversal típica, dejando los contornos diseñados con taludes 1:1.5 (V:H) para la colocación del enrocado con concreto.

Para el caudal de diseño de 1433 m³/s se ha considerado un espesor de enrocado con concreto de 1.50 m. El enrocado D50 es de 0.85 m (0.9 Tn).

El enrocado dispone de un talón en forma trapecial, de ancho al nivel de cimentación de 3.50 m, y de 2.50 m de altura, contra una eventual socavación imprevista del cauce de profundidad hasta de 2.32 m.

La pendiente del talud de la superficie exterior del enrocado se ha considerado en V:H 1:1.5. Como filtro entre el enrocado y el talud de corte conformado de material suelto, se ha considerado la manta geotextil de 470 gr/m³, que durante la ejecución de las obras se debe proteger con una capa de grava de espesor de 0.20 m.

5.2.- MURO DE PROTECCIÓN DE LA CASA DE MÁQUINAS CONTRA INUNDACIONES

El Muro de Contención se ubica en el lindero del patio a lo largo del camino de acceso.

El muro de concreto armado $F_c = 210 \text{ Kg./cm}^2$ es de altura variable de 1.10 m. a 2.20 m.

El muro está proyectado en el interior del patio de la Casa de Máquinas, alejado 0.40 m del cerco de malla. Por lo tanto el cerco de malla existente no debe ser removido.

5.3.- COMPARACION DE LAS ALTERNATIVAS PROPUESTAS CON LAS CONSTRUIDAS

a.- El Enrocado con Concreto colocado como Defensa Ribereña al termino de la construcción de la Central Chimay; no presentaba protección al pie del Talud (La cual evita que el talud protegido falle, debido a los efectos de socavación general), tampoco presenta Filtro Geotextil y además una Penetración del concreto aproximada de 45 cm.

Por lo cual, previos estudios, en el Año 2003 se realizo la construcción de obras de defensa ribereña de Enrocado Con Concreto desde las progresivas 0+00 hasta la progresiva 0+280; las cuales tuvieron las siguientes características.

Capa de Protección de Enrocado con Concreto 1.50 m.

Tamaño de roca D_{50} es de 0.95 m.

Filtro Geotextil.

Enrocado al pie del Talud, Altura 2.50 m.

Lloraderas $\varnothing = 2"$ con espaciamiento horizontal 2 m. y vertical 3.50 m.

Penetración de Concreto de 1 m.

b.- Durante la temporada avenidas 2004; avenidas de 700 m³/s, causaron daños entre las progresivas 0+280 y 0+340, y socavación en los cimientos. Afectando las defensas ribereñas al termino de la construcción de la Central Chimay; mas las defensas construidas en el año 2003 no sufrieron daño alguno.

Por lo que se propone la construcción de defensas ribereñas como las diseñadas en el presente informe; los cuales comprenden entre las progresivas 0+270 – 0+510 y poseen las siguientes características.

Capa de Protección de Enrocado con Concreto 1.50 m.

Tamaño de roca D_{50} es de 0.85 m.

Filtro Geotextil.

Enrocado al pie del Talud, Altura 2.50 m.

Lloraderas $\varnothing = 3"$ con espaciamiento horizontal 1.80 m. y vertical 3.00 m.

Penetración de Concreto de 0.61 m.

CONCLUSIONES

- Para los análisis de descargas se utilizaron los caudales máximos diarios generados de la estación hidrométrica Yuncán (1957-1995) que registra los caudales del río Paucartambo, además de los caudales máximos registrados en la Sección Presa Chimay (2001-2005) que registra los caudales del río Tulumayo.
- Se han realizado los análisis estadísticos de caudales máximos anuales utilizando las pruebas de Chi cuadrado y la prueba de Bondad de Kolmogorov. De donde el método que mejor se ajusta es la distribución Log Pearson III.
- La distribución Log Pearson III para un periodo de retorno de 100 años nos da un valor de Caudal Máximo de 1247 m³/s. Esto adicionado al caudal de las intercuenas entre la Toma Tulumayo y la Central Chimay que es de 186 m³/s; nos da un caudal de diseño máximo de 1433 m³/s.
- En base a los niveles de pelo de agua a lo largo del tramo en estudio y a la formula de Cowan, nos da como resultado los coeficientes de rugosidad de 0.08 en el cauce Principal y de 0.06 en las laderas.
- De acuerdo con las condiciones morfológicas del cauce y a las condiciones hidráulicas y sedimentarias en el río Tulumayo, en el tramo de estudio se han determinado los siguientes problemas:
 - a.- La curva del cauce ubicada aguas arriba del Canal de Restitución entre las progresivas Km. 0+270 y 0+450, presenta un riesgo a la Casa de Máquinas por la exposición directa al impacto hidráulico generado por la fuerza del flujo de agua. Avenidas por encima de 700m³/s, han causado daños entre las progresivas 0+270 y 0+340, y socavación en los cimientos.
 - b.- La prolongación de la curva en el cauce ubicada aguas arriba del Canal de Descarga, que termina en el Km. 0+310, y la disposición de la defensa ribereña existente en el Km. 0+270, genera que la corriente o el flujo superficial se desplace hacia la margen derecha del río, lo que crea que el flujo de fondo se dirija hacia la margen izquierda y que favorece la

acumulación o el depósito de sólidos de fondo entre los Km. 0+150 y 0+270, a la salida del Canal de Restitución, obstruyendo la salida de las aguas turbinadas.

- Para la protección de estas zonas se están proponiendo dos tipos de estructuras como son del tipo Enrocado con concreto cuyo costo directo es de 989,023.70 y el del tipo Gavión cuyo costo directo es de 662,973.87 nuevos soles.
- De los Análisis y cálculos para comparación de los tipos de defensa propuestos en el presente informe tenemos que la estructura más económica es la de los gaviones y la mas cara él del tipo enrocado con concreto ya que los gaviones resulta ser 67% en costo del precio del enrocado. Como primera medida se debería optar desde el punto de vista económico por la estructura del gavión: pero debido a los registros históricos de las características particulares de este río (pendiente del río, abrasión, transporte de sólidos en suspensión y la fuerza de arrastre), se deberá proponer la estructura del tipo Enrocado con Concreto que posee características que pueden contrarrestar la fuerza de arrastre y hace frente a los diversos materiales que transporta en suspensión este río en particular.
- Se puede concluir que las estructuras de gaviones presentan una serie de ventajas debido a sus características con respecto a los demás, como 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 son capaces de evacuar las aguas de filtración en los terrenos; eliminando así uno de los factores principales de inestabilidad de las mismas.
- Las estructuras tipo Gavión presentan un impacto muy positivo ya que se obtienen a mediano plazo una gran vegetación que crece en los espacios de las cajas de gaviones y se producen un paisaje natural que no es superado por estructura alguna. También con la estructura crecida ayuda a la estabilidad de la ribera debido al afianzamiento de esta al terreno.

- La alternativa Seleccionada prevé la ejecución de las siguientes obras:
Construcción del enrocado con concreto en la margen izquierda entre las progresivas 0+270 y 0+510; con un talón ubicado al pie del enrocado con concreto (con cota de cimentación a profundidad 2.5 m por debajo del lecho del río) y cota de coronación que corresponde al nivel del pelo de agua para un caudal de 1433 m³/s. El ancho del enrocado propuesto es de 1.50 m. Se prevé la colocación de geotextil.

Los Metrados principales de las obras programadas :

Excavación (corte de material suelto)	29,437.80 m ³
Relleno con material granular	1,413.90 m ³
Colocación de geotextil	7,128 m ²
Enrocado	11,045.25 m ³

- Adicionalmente a esto con el objetivo de dar mayor seguridad contra inundaciones a la casa de máquinas se ejecutara la construcción de una segunda línea de defensa mediante un muro de concreto ubicado en el límite del patio de la casa de máquinas. La longitud del muro es de 156 m. Además este deberá contar con portones metálicos herméticos.
- Se puede concluir con respecto a la comparación de alternativas propuestas con las construidas lo siguiente:
 - a.- Al no contar con un registro de información hidrológica, no se realizó un análisis hidrológico con precisión, por lo que no fue posible realizar el diseño adecuado de las Obras de Defensas Ribereñas.
 - b.- Debido a lo anterior, no se tuvo en cuenta las fuerzas de erosión posibles, y no se dimensiono la altura al talón del enrocado adecuadamente. Mientras que en nuestra propuesta debido a un $Q_{100\text{días}} = 1433 \text{ m}^3/\text{s}$ la altura del talon es de 2.50 m.
 - c.- No se hizo uso del Filtro Geotextil, lo cual permitio que el material fino debajo del enrocado sea lavado.
 - d.- La roca usada en la construcción de la defensa ribereña fue roca de río, la cual no tiene la angulosidad requerida para un diseño de defensa ribereña con enrocado.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda que antes que se ejecuten los trabajos de limpieza del cauce del Río se debe de realizar un levantamiento topográfico del cauce, para evitar variar la pendiente del cauce en el exceso de corte del material colmatado de tal manera que mas adelante no produzca variaciones en la velocidad de flujo y por consecuencia una mayor socavación.
- La presencia de fracción fina en los depósitos aluviales y en el material de desmonte del túnel, hacen necesaria la colocación de un filtro geotextil entre el suelo y el material de enrocado. Con la finalidad que el flujo del agua lave los finos del material de relleno u espaldar de fundación y evitar de esta manera que la estructura colapse por volteo.
- Se recomienda establecer medidas correctoras de impacto ambiental antes y después de la construcción de la obra, para mantener una mejor armonía con la naturaleza.
- Se debe incentivar y culturizar a la población cercana a las defensas ribereñas para que no destruyan sus defensas ribereñas; como por ejemplo en el caso de gaviones las personas tiene la costumbre de dejar sus basuras sobre la malla del gavión lo cual con el tiempo deteriora la malla de los gaviones y por consiguiente el gavión fallara.
- Se debe incentivar la difusión de la investigación científica orientada a la prevención y mitigación de desastres. Así como el diseño de políticas educativas que favorezcan el desarrollo, la cultura de prevención y que promuevan la especialización en defensas contra los desastres en los diferentes niveles académicos.
- El empleo de enrocados, requiere de una capa de roca bien gradada ,que sea angulosa y en especial la proveniente de la explotación de canteras y de origen volcánico para resistir los procesos erosivos.

- Se debe fijar zonas de control y monitoreo para estudiar el comportamiento de la estructura, como por ejemplo el tamaño de piedras removidas y la magnitud de los asentamiento y socavaciones en el lecho del río.

BIBLIOGRAFIA

- * FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, DEPARTMENT OF THE ARMY U.S. Army Corps of Engineers.
 - Highways in the River Environment; Febrero 2001.
 - Design of Rip Rap Revetment – HEC11; Marzo 1989.
 - Guide for Selecting Manning’s Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains; Abril 1984.
 - Design and Construction of Grouted Rip Rap; Agosto 1992.
 - Use of Geotextiles Under Rip Rap; Julio 1984.
 - Hydrology – HEC19; Octubre 1984

- * HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER, 1997, HEC-RAS, River Analysis System, Hydraulic Reference Manual, Versión 3.0, Mar.2001.

- * CAMPAÑA TORO, Roberto; KUROIWA ZEVALLOS, Julio; CURSO DE TITULACIÓN 2005.

- * CAMPAÑA TORO, Roberto; Modelación Hidráulica de Ríos y Canales, Puentes y Alcantarillas con Hec –Ras; Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil – Imefen – Cismid; Junio 2005.

- * GONZÁLEZ DEL TÁNAGO DEL RÍO, Marta; GARCÍA DE JALÓN LASTRA, Diego; Restauración de Ríos y Riberas, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Montes.

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

- * RODRIGUEZ ZUBIATE, EDGAR; Diseño de Revestimiento con Enrocado; Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil – Imefen – Cismid; Julio 2005.

- * ROBERTO CAMPAÑA, TORO; Diseño de Muros Gaviones; Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil – Imefen – Cismid; Julio 2005.
- * SUAREZ DÍAZ, JAIME; Control de Erosión en Zonas Tropicales, Universidad Industrial de Santander Bucaramanga Colombia, 2001.
- * VEN TE CHOW; Hidráulica de Canales Abiertos; Editorial Diana, México, 1997.
- * LOPEZ JIMENO, CARLOS; Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes., Madrid, 1999.
- * MÁXIMO VILLON VEJAR; Hidrología Estadística, Madrid, 2001.
- * RICARDO GAYOSO; Estudio Hidrológico de Naturalización de Caudales – Cuenca del Río Tulumayo, Lima, 2000.
- * CONVENIO COOPERACIÓN TECNICA; Estudio Hidrológico del Perú – Volumen III.
- * VEN TE CHOW; Hidrología Aplicada, MC Graw – Hill Interamericana, 1994.