

**UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL
DE HUAMANGA**

FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS GEOLOGIA Y CIVIL

**ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA
CIVIL**



**"CONTROL DE EROSION EN DEFENSAS DE RIOS MEDIANTE
GAVIONES Y COLCHONES RENO"**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

MASÍAS QUISPE HUAMÁN

AYACUCHO - PERÚ

2010.

**“CONTROL DE EROSION EN DEFENSAS DE RIOS MEDIANTE
GAVIONES Y COLCHONES RENO”**

RECOMENDADO: 03 DE MAYO DEL 2010

APROBADO : 22 DE OCTUBRE DEL 2010



Ing. CARLOS PRADO PRADO
(Presidente)



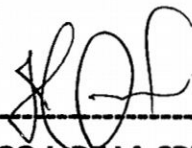
Ing. ERNESTO ESTRADA CARDENAS
(Miembro)



Ing. JAIME L. BENDEZU PRADO
(Miembro)



Ing. HERBARD Y. GARRASCO BUSTAMANTE
(Miembro)



Ing. HUGO J. DE LA CRUZ FLORES
(Secretario Docente)

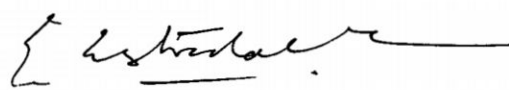
Según el acuerdo contratado en el Acta, levantada el 22 de Octubre del 2010, en la Sustentación de Tesis presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Sr. Masías, QUISPE HUAMAN "CONTROL DE EROSION EN DEFENSAS DE RIOS MEDIANTE GAVIONES Y COLCHONES RENO", fue calificado con la nota de **CATORCE (14)** por lo que se da la respectiva **APROBACION**.

RECOMENDADO: 03 DE MAYO DEL 2010

APROBADO : 22 DE OCTUBRE DEL 2010



Ing. CARLOS PRADO PRADO
(Presidente)



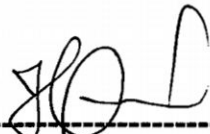
Ing. ERNESTO ESTRADA CARDENAS
(Miembro)



Ing. JAIME L. BENDEZU PRADO
(Miembro)



Ing. HERBARD Y. CARRASCO BUSTAMANTE
(Miembro)



Ing. HUGO J. DE LA CRUZ FLORES
(Secretario Docente)

Dedicatoria

A mi querida madre Paulina, por su amor, sacrificio y entrega a sus hijos.

A mi querido padre Juan Casio, por inculcarnos la disciplina y el trabajo.

A mis queridos hermanos: Oswaldo, Alipio y Carmen por su apoyo y comprensión, quienes con su mirada me iluminan cada día de mi vida.

AGRADECIMIENTO

En forma muy especial a mis queridos padres y hermanos, por su apoyo permanente en el transcurso de mi vida cotidiana.

A mi Alma Máter, Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, por acogerme en sus aulas, a los docentes por su instrucción con sus conocimientos y experiencia.

Al Ing. Jaime Bendezu Prado, asesor de la presente tesis y amigo, por su orientación y apoyo para la culminación de este trabajo.

A mi familia por su cariño, comprensión y apoyo, quienes dieron a cada momento lo mejor de ellos y quienes me inspiran a seguir adelante.

A todas las personas, familiares y amigos que de una u otra manera contribuyeron a la culminación de la presente tesis.

INDICE

CAPÍTULOS A DESARROLLARSE EN LA INVESTIGACION.

RESUMEN DEL TRABAJO DE INVESTIGACION.

INTRODUCCIÓN.

Necesidad o motivación del trabajo de investigación.

Objetivos de la tesis.

Organización de la tesis.

CAPITULO I. PAUTAS GENERALES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA FLUVIAL.

- 1.1 Introducción.
- 1.2 Aspectos hidrológicos para el dimensionamiento de una estructura fluvial.
- 1.3 Descripción del programa HEC HMS v. 3.4 para la determinación del caudal pico.
- 1.4 Transito del hidrograma de máximas avenidas en un río.
- 1.5 Beneficios del programa HEC RAS v. 4 para simulación de flujo permanente en ríos.
- 1.6 Transporte de sedimentos y su aplicación en el dimensionamiento de una estructura fluvial.
- 1.7 Pautas para el dimensionamiento de una estructura fluvial flexible.

CAPITULO II. ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA CUENCA EN ESTUDIO.

- 2.1 Introducción.
- 2.2 Discretización de la cuenca rural en estudio.
- 2.3 Determinación del hietograma de precipitación total en la cuenca de estudio.
- 2.4 Calculo de tasas de infiltración mediante el método del número de curva.
- 2.5 Calculo del hietograma de precipitación de exceso.
- 2.6 Determinación del hidrograma unitario.
- 2.7 Proceso de convolucion mediante el programa HEC-HMS v. 3.4.
- 2.8 Determinación del hidrograma de máximas avenidas.

CAPITULO III. ESTUDIO HIDRAULICO DEL TRAMO EN ESTUDIO.

- 3.1 Introducción.
- 3.2 Reconocimiento del tramo en estudio.
- 3.3 Ubicación de estructuras fluviales en tramos críticos.
- 3.4 Obtención de las secciones transversales.
- 3.5 Determinación de los coeficientes de rugosidad de Manning en secciones transversales.
- 3.6 Determinación de zonas de expansión y contracción.
- 3.7 Ingreso de secciones transversales al programa HEC-RAS v. 4.
- 3.8 Simulación hidráulica del tramo de estudio.
- 3.9 Interpretación de características hidráulicas en tramo de estudio.

CAPITULO IV. ESTUDIO DE HIDRAULICA FLUVIAL DEL LECHO DEL RIO EN ESTUDIO.

- 4.1 Introducción.
- 4.2 Calculo de la erosión generalizada en el tramo en estudio.
- 4.3 Diseño Hidráulico de las Defensas Ribereñas.
- 4.4 Determinación del diámetro de piedras para el llenado de gaviones caja.

CAPITULO V. DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA FLUVIAL FLEXIBLE.

- 5.1 Introducción.
- 5.2 Especificaciones técnicas del colchón reno.
- 5.3 Especificaciones técnicas de los gaviones.
- 5.4 Análisis de estabilidad de la estructura fluvial flexible.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Conclusiones y Recomendaciones

ANEXOS.

Resultados obtenidos

Grafico de Hidrograma de Máximas Avenidas con HEC - HMS

Planos de Hidrología.

Planos de la estructura fluvial flexible.

Panel Fotográfico.

OBJETIVOS

1. Analizar la cuenca hasta el punto de aforo en estudio y obtener el hidrograma de máximas avenidas.
2. Transitar el caudal máximo a través de las secciones naturales para obtener los parámetros hidráulicos que permitan el diseño de la protección del Rio Chillón mediante gaviones y colchones reno.
3. Obtener la socavación generalizada para una adecuada colocación del colchón reno.
4. Dar a conocer la aplicación de los programas informáticos:
HEC-HMS v3.4 : Cálculo de Caudales de máximas avenidas.
HEC-RAS v4.0 : Cálculos de perfiles de la superficie libre del agua en canales naturales.
GAWAC : Cálculo de la estabilidad de la estructura fluvial.

Capítulo I

PAUTAS GENERALES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA FLUVIAL

1.1 Introducción.

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo fundamental el diseño hidrológico, hidráulico e hidráulica fluvial para la adecuada instalación de la defensa ribereña que permita una protección eficiente, de la defensa ribereña en dos tramos críticos a lo largo del Río Chillón, según las progresivas mostradas en los planos PL-01 y PL-02, ubicada en ambas márgenes del Río Chillón, comprendiendo dos tramos:

PRIMER TRAMO: 4+260 @ 4+530 (Antes de la Av. Néstor Gambeta).

SEGUNDO TRAMO: 4+990 @ 5+418.

Es necesario dentro de la investigación realizar en primer término el Estudio Hidrológico, mediante técnicas adecuadas y con la ayuda de una Estación Hidrometeorológica de registro de precipitaciones máximas de 24 horas, inmersa dentro de la cuenca de estudio, así como del programa HEC HMS v. 3.4, los mismos que nos permitirán determinar los hidrograma de máximas avenidas en la cuenca del Río Chillón, específicamente en el punto de aforo como se muestra en el plano C-01, considerando para ello la Discretización

de la cuenca hasta el punto de aforo mencionado anteriormente en subcuencas y un canal de evacuación pluvial, que permitirá realizar el tránsito de agua.

1.2 Aspectos Hidrológicos para el Dimensionamiento de una Estructura Fluvial.

1.2.1 Análisis Topológico de las Cuencas.

Recordamos que una cuenca hidrográfica es el área total que vierte sus aguas de escorrentía a un único río, que una cuenca de drenaje es la parte de la superficie terrestre que es drenada por un sistema fluvial y que su perímetro queda delimitado por divisoria o interfluvio.

Es posible identificar la línea divisoria sobre un mapa topográfico, en las regiones y departamentos.

1.2.2 Precipitación.- En el concepto de precipitación se incluye todo tipo de agua

que cae o se deposita sobre la superficie terrestre, ya sea en forma líquida o sólida.

Precipitación es cualquier tipo de agua meteórica que cae sobre la superficie de la Tierra.

Las diferentes formas de precipitación incluyen llovizna, lluvia, nieve, granizo, agua, y lluvia congelada.

Las precipitaciones son importantes porque ayudan a mantener el balance atmosférico.

Sin precipitaciones, todas las tierras del planeta serían desiertos. Las precipitaciones ayudan a los granjeros a crecer sus siembras y nos proporcionan agua fresca para beber.

Las precipitaciones también pueden ser dañinas. Demasiada lluvia puede ocasionar inundaciones severas y muchos accidentes automovilísticos. El granizo puede dañar

siembras y autos. La lluvia helada y el agua nieve pueden destruir árboles y torres de poder eléctrico.

La precipitación es la fase del ciclo hidrológico que da origen a todas las corrientes superficiales y profundas, debido a lo cual su evaluación y el conocimiento de su distribución, tanto en el tiempo como en el espacio, son problemas básicos en hidrología.

Formación de las precipitaciones:

La formación de la precipitación impone la existencia de condensación dentro de la atmósfera debida al enfriamiento de ella. Esta condensación se facilita por la presencia en la atmósfera de partículas o moléculas, denominadas núcleos de condensación, entre los que destacan el polvo, las moléculas de cloruro sódico así como productos de la combustión del azufre y compuestos nitrosos.

Tipos de Precipitación: En general, las nubes se forman por el enfriamiento del aire por debajo de su punto de saturación. Este enfriamiento puede tener lugar por varios procesos que conducen al ascenso adiabático con el consiguiente descenso de presión y descenso de temperatura. La intensidad y cantidad de precipitación dependerán del contenido de humedad del aire y de la velocidad vertical del mismo. De estos procesos se derivan los diferentes tipos de precipitación:

➤ Precipitación ciclónica:

Es la que está asociada al paso de una perturbación ciclónica. Se presentan dos casos: frontal y no frontal.

La precipitación frontal puede ocurrir en cualquier depresión barométrica, resultando el ascenso debido a la convergencia de masas de aire que tienden a rellenar la zona de baja presión y la precipitación no frontal se asocia a un frente frío o a un frente cálido.

En los frentes fríos el aire cálido es desplazado violentamente hacia arriba por el aire frío, dando lugar a nubosidad de gran desarrollo vertical acompañada de chubascos que a veces son muy intensos, así como de tormentas y granizo. La precipitación del frente frío es generalmente de tipo tormentoso, extendiéndose poco hacia delante del frente (Figura N° 1.1).

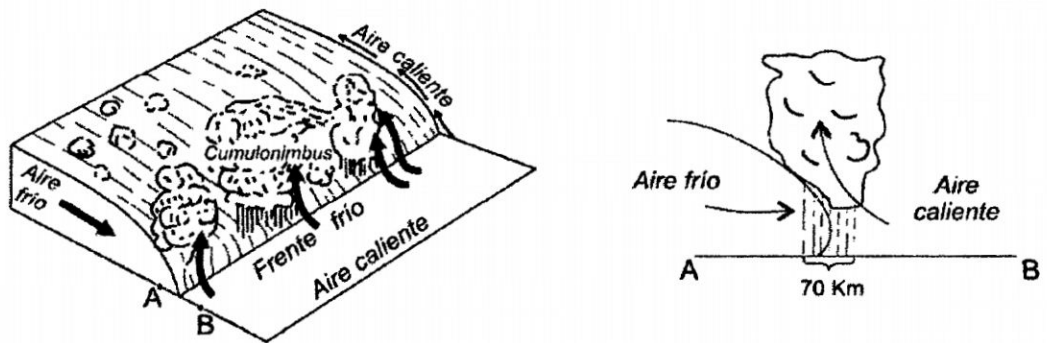


Figura N° 1.1: Frente Frío

En los frentes cálidos el aire caliente asciende con relativa suavidad sobre la cuña fría, en general de escasa pendiente, dando lugar a una nubosidad más estratiforme que en el frente frío y, por lo tanto, a lluvias y lloviznas más continuas y prolongadas, pero de menor intensidad instantánea (Figura N° 1.2).

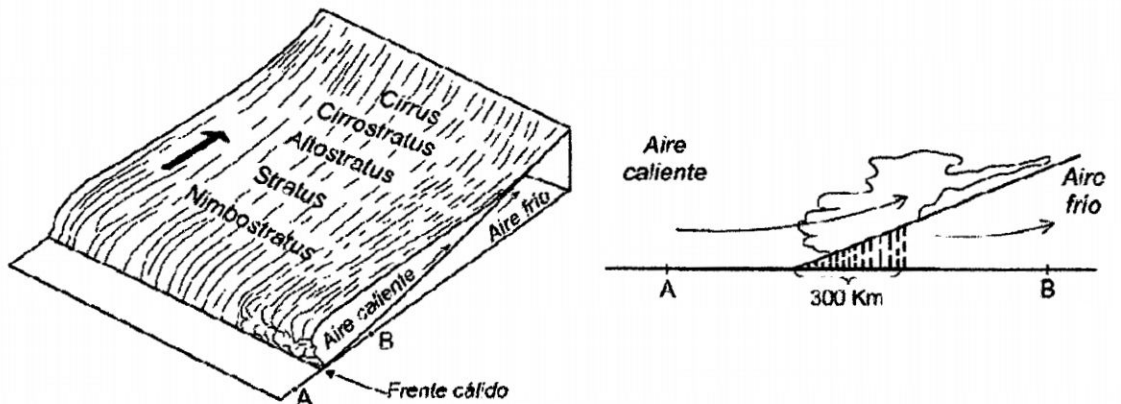


Figura N° 1.2: Frente Cálido

➤ **Precipitación convectiva:**

Tiene su origen en la inestabilidad de una masa de aire más caliente que las circundantes. La masa de aire caliente asciende, se enfría, se condensa y se forma la nubosidad de tipo cumuliforme, origen de las precipitaciones en forma de chubascos o tormentas. El ascenso de la masa de aire se debe, generalmente, a un mayor calentamiento en superficie (Figura N° 1.3).

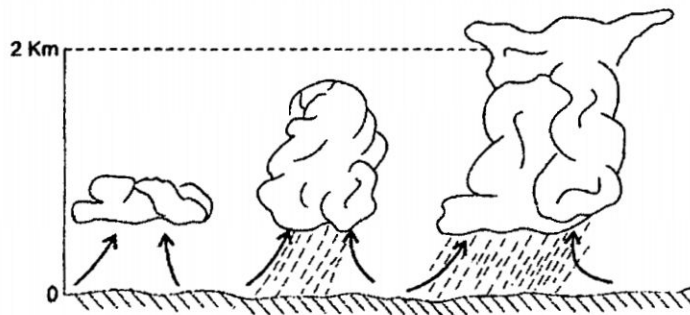


Figura N° 1.3: Desarrollo de una precipitación de tipo convectiva

➤ **Precipitación orográfica:** Es aquella que tiene su origen en el ascenso de una masa de aire, forzado por una barrera montañosa (Figura N° 1.4)



Figura N° 1.4: Precipitación Orográfica

A veces, en caso de una masa de aire inestable, el efecto orográfico no supone más que el mecanismo de disparo de la inestabilidad convectiva.

La precipitación es mayor a barlovento, disminuyendo rápidamente a sotavento. En las cadenas montañosas importantes, el máximo de precipitación se produce antes de la divisoria. A veces, con menores altitudes, el máximo se produce pasada ésta, debido a que el aire continúa en ascenso.

1.2.3 Medida de la precipitación: Todas las formas de precipitación son medidas sobre la base de la altura vertical de agua que podría acumularse sobre un nivel superficial si la precipitación permaneciera donde cayó. En América Latina la precipitación es medida en milímetros y décimas.

En el Perú, los registros de precipitación son recibidos y registrados por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), mediante su red de estaciones meteorológicas distribuidas en todo el territorio peruano. Adicionalmente, para la Estación Huaros (1990-2008), inmersa dentro de la cuenca del Río Chillón, pero en otras partes del mundo la precipitación puede ser casi completamente nieve o en zonas áridas, rocío.

Se han desarrollado gran variedad de instrumentos para obtener información de la precipitación. La información obtenida puede ser de diversa índole; se puede mencionar: la distribución del tamaño de las gotas de lluvia, el tiempo de inicio y de término de la precipitación, y la cantidad e intensidad de la precipitación, siendo esta última la que más interesa para la determinación de las tormentas de diseño.

Existen básicamente dos tipos de medidores que registran la cantidad e intensidad de la lluvia, siendo ellos:

a) Medidores sin registro o pluviómetros: Cualquier receptáculo, como los de la Figura N° 1.5, es apropiado para medir la lluvia, pero debido a la variación del viento y el efecto de salpicadura las medidas no son comparables a menos que los recipientes sean del mismo

tamaño, forma y exposición similar. Por lo que hay patrones preestablecidos para los medidores estándar y para su instalación y operación.

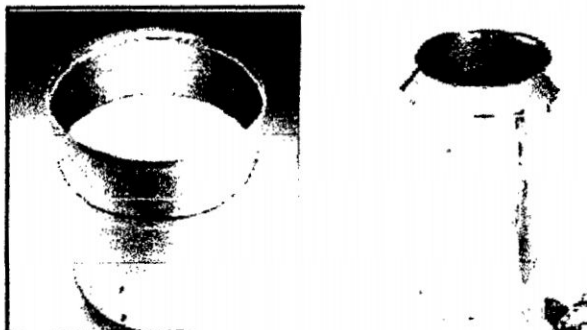


Figura N° 1.5: Recipientes para la Medición de precipitación

El medidor estándar de la U.S. National Weather Service tiene un colector de 20.3 cm de diámetro. La lluvia pasa del colector hacia el interior de un tubo de medición cilíndrico dentro de un envase. El tubo de medición tiene un área de sección transversal igual a un décimo de la del colector, es decir, que 0.1 mm de precipitación llenarán el tubo una altura de 1 mm. Con una vara de medición graduada, la lluvia puede ser medida con precisión de hasta 0,1 mm. Este tipo de medidores se emplea generalmente para la medición de la precipitación diaria, para ello un observador toma la lectura en la vara de medición a determinada hora (por ejemplo 8 de la mañana) todos los días. Otro tipo de medidores sin registro son los medidores de almacenamiento, los cuales se emplean para medir la precipitación en todo un período de tiempo, por ejemplo un mes o una estación; por lo que deben estar dotados de un mayor volumen de almacenamiento. Estos son ubicados en lugares remotos y de difícil acceso, en donde la toma de lecturas diarias es una labor muy complicada.

b) Medidores con registro o Pluviógrafos: Son aparatos que registran la precipitación automáticamente, en intervalos de tiempo pequeños. Estos medidores son más costosos y más propensos a error, pero pueden ser la única forma posible para ciertos sitios remotos y de difícil acceso. Estos medidores tienen la gran ventaja que indican la intensidad de la precipitación, la cual es un factor de importancia en muchos problemas. Tres tipos de medidores con registro son comúnmente empleados, el medidor de cubeta basculante, el de balanza y el medidor de flotador. En el primero de ellos el agua es capturada por un colector que es seguido por un embudo, el cual conduce el agua hacia el interior de una cubeta de dos compartimientos. 0,1 mm de lluvia harán que la cubeta pierda el balance, por lo cual ésta se inclinará vaciando el contenido hacia el interior de un recipiente y moviendo el segundo compartimiento hacia el lugar debajo del embudo. Cuando el balde está inclinado acciona un circuito eléctrico y el aparato de registro mide la intensidad de la lluvia. Los medidores de balanza, pesan la lluvia que cae dentro de un balde, sobre la plataforma de un resorte o control balanceado.

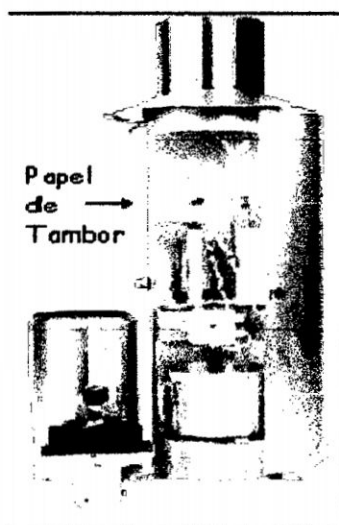


Figura N° 1.6: Pluviógrafo.

El incremento del peso del balde y su contenido es registrado en una gráfica. El medidor de flotador, posee un compartimiento donde se aloja un flotador que sube verticalmente a medida que va acumulando lluvia. Este medidor está dotado de un sifón que cada cierto tiempo desaloja el agua almacenada. Estos Pluviógrafos trabajan porque tienen un papel de tambor (Figura N° 1.6), que rota por el accionar de una máquina de reloj, sobre el cual un lapicero registra en uno y otro sentido el movimiento basculante, la variación del pesaje, o los cambios en el flotador.

Elementos fundamentales del análisis de las tormentas

Durante el análisis de las tormentas hay que considerar:

a) La Intensidad: Es la cantidad de agua caída por unidad de tiempo. Lo que interesa particularmente de cada tormenta es la intensidad máxima que se haya presentado. Es decir, la altura máxima de agua caída por unidad de tiempo. De acuerdo a esto la intensidad se expresa de la siguiente manera:

$$i_m = \frac{P}{t} \quad (1.1)$$

Donde: i_m = Intensidad máxima en mm/h

t = Tiempo en horas;

P = Precipitación en altura de agua en mm.

b) La Duración: Corresponde al tiempo que transcurre entre el comienzo y el fin de la tormenta. Aquí conviene definir el período de duración, que es un determinado período de tiempo tomado en minutos u horas, dentro del total que dura la tormenta. Tiene mucha importancia en la determinación de las intensidades máximas como veremos más adelante.

Ambos parámetros se obtienen de un pluviograma o banda pluviográfica, tal como se muestra en la figura N° 1.7.

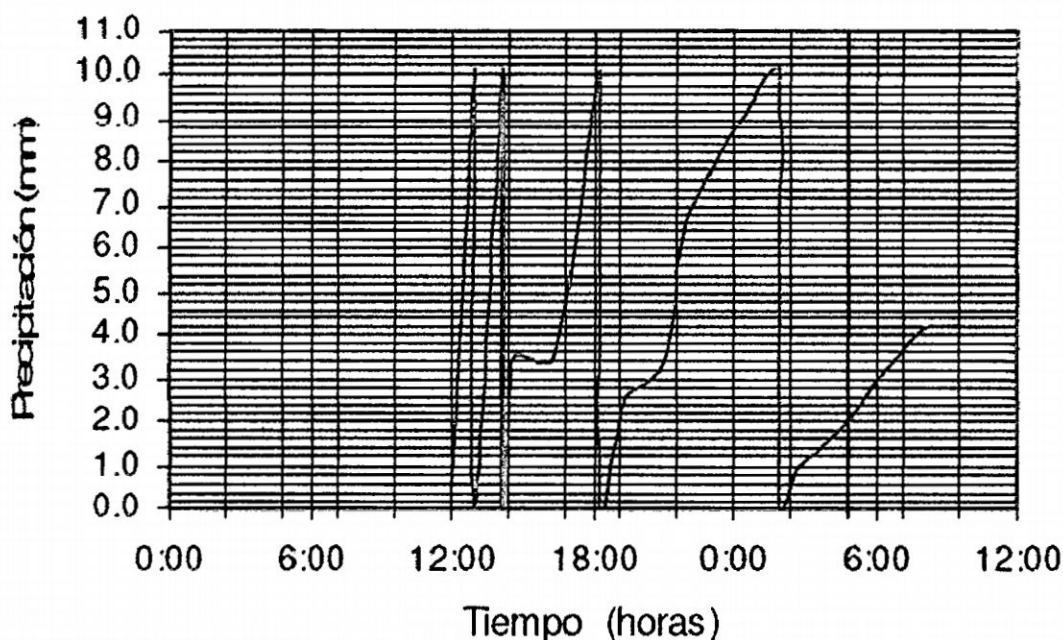


Figura N° 1.7: Ejemplo de una banda pluviográfica

c) **La Frecuencia:** Es el número de veces que se repite una tormenta de características de intensidad y duración definidas en un periodo de tiempo más o menos largo, tomado generalmente en años. Así, se puede decir por ejemplo que; para tal localidad puede presentarse una tormenta de intensidad máxima igual a 56 mm/h con una duración de 30 minutos cada 10 años.

Método del IILA-SENAMHI-UNI

Permite determinar las curvas IDF y con la ayuda de un método de bloques alternos el hietograma de diseño.

$$I_{(t,T_r)} = a(1 + k \log T_r)(t+b)^{n-1} \quad (1.2)$$

$t < 3 \text{ hrs.}$

a, k, n parametros regionales

La ecuacion es:

$$I = \frac{P}{t}$$

1.2.4 El Hietograma

La intensidad de la precipitación varía en cada instante durante el curso de una misma tormenta de acuerdo a las características de ésta. Es absolutamente indispensable cuando se hace el análisis de las tormentas, determinar estas variaciones porque de ellas dependen muchas de las condiciones que hay que fijar para las obras de ingeniería hidráulica para las que se hacen principalmente esta clase de estudios.

Esto se consigue mediante el hietograma o histograma de precipitación, que es un gráfico de forma escalonada que representa la variación de la intensidad (mm/h) de la tormenta en el transcurso de la misma (minutos u horas). En la Figura N° 1.8 se puede ver esta relación que corresponde a la tormenta registrada por el pluviograma de la Figura N° 1.7. Mediante este histograma es pues muy fácil decir a qué hora, la precipitación adquirió su máxima intensidad y cuál fue el valor de ésta.

Un hietograma es un gráfico que expresa intensidad en función del tiempo. En ordenadas está la intensidad (mm/hora) y en las abscisas está el tiempo (min).

Generalmente se representa como un histograma (gráfico de barras) aunque a veces también se expresa como un gráfico de línea.

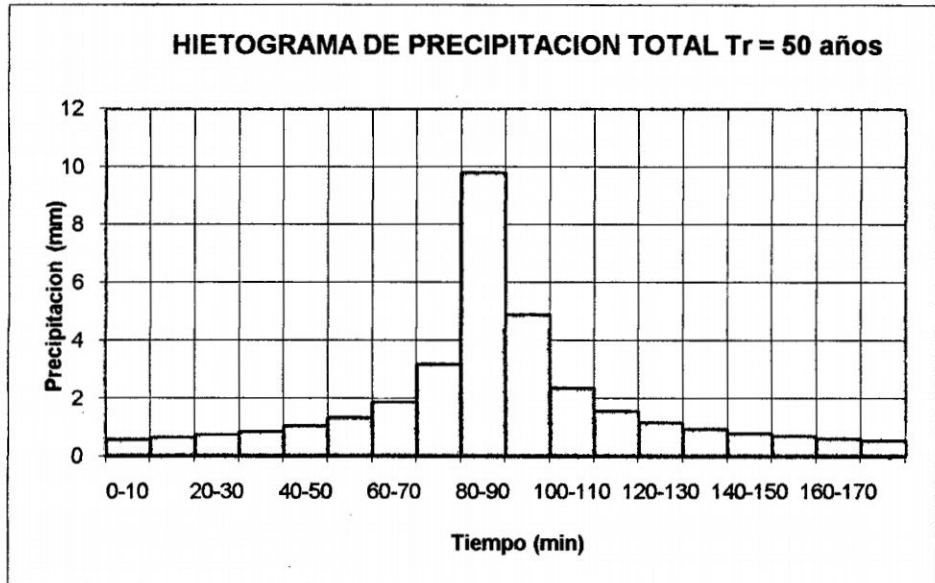


Figura N° 1.8: Ejemplo de un Hietograma de Precipitación Total

1.2.5 Tiempo de Concentración

Para diversos cálculos que veremos a continuación necesitaremos conocer el tiempo de concentración de la cuenca. Esto puede hacerse por otros procedimientos, pero lo más sencillo es la utilización de formulas que proporcionan una aproximación.

Existe muchas formulas para calcular el tiempo de concentración:

Kirpich

$$T_c = 0.01947 * L^{0.77} * S^{-0.385} \quad (\text{min}) \quad (1.3)$$

L= longitud (m)

S= (m/m)

1.2.6 Infiltración

El análisis de la infiltración es el ciclo hidrológico de importancia básica en la relación entre la precipitación y el escurrimiento, por lo que a continuación se introducen los conceptos que la definen los factores que la afectan los métodos que se usan para medirla y el cálculo de dicha componente en grandes cuencas.

La infiltración es el proceso por el cual el agua penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo. En una primera etapa satisface de humedad del suelo en una zona cercana a la superficie y posteriormente superado cierto nivel de humedad pasa a formar parte del agua subterránea saturando los espacios vacíos.

TASA DE INFILTRACION

Los métodos son:

- Método del número de curvas.
- Método de tasa inicial-pérdida constante.

✓ METODO DEL NÚMERO DE CURVA

Fue propuesto por el SCS (Servicio de Conservación de Suelo de los E.E.U.U.)

NRCS (servicio de conservación de recursos naturales)

$$0 < CN \leq 100$$

Permeable \Leftarrow \Rightarrow impermeable

Hay dos tipos de Infiltración:

- ⬇ Infiltración Inicial o Pérdida Inicial.
- ⬇ Infiltración Continua o Pérdida de tasa Constante.

El modelo de pérdida de tasa constante y pérdida inicial, incluyen un parámetro (la pérdida de tasa constante) y una condición inicial (la pérdida inicial). Respectivamente, éstos representan las propiedades físicas de las tierras de la línea divisoria de aguas, el uso de la tierra y condiciones antecedentes.

La pérdida constante se puede interpretar como la última capacidad de la infiltración de las tierras.

La pérdida inicial son las condiciones de humedad de la tierra y las pérdidas antes de alcanzar la última capacidad de la infiltración de las tierras.

Si la línea divisoria de aguas está en una condición saturada, I_a se acercará el cero. Si la línea divisoria de aguas está seco, entonces I_a aumentará para representar la profundidad de la precipitación máxima que puede cargarse en la línea divisoria de aguas sin el escurrimiento; esto dependerá del terreno, el uso de la tierra, tipos de la tierra, y tratamiento de la tierra. Estos datos se presentan en la Tabla N° 1.1, el cual sugiere que va de 10-20% de la lluvia total para las áreas forestadas, y 2.54 – 5.08 mm para las áreas urbanas.

La pérdida de tasa constante puede verse como la última capacidad de la infiltración del las tierras. El SCS (1986) clasifica al suelo en base a su capacidad de la infiltración, y Skaggs y Khaleel (1982) ha publicado estimaciones de proporciones de la infiltración para estos suelos, como muestra en la Tabla N° 1.2. Éstos pueden ser usados en la ausencia de mejor información.

Tabla N° 1.1: Profundidades de Infiltración y Intercepción

Pérdidas Por Superficie		
Perdidas de Intercepcion		
Áreas Agrícolas		
Cosecha	Altura m	Intercepcion mm
Maíz	1.83	0.76
Algodón	1.22	8.38
Tabaco	1.22	1.78
Granos Pequeños	0.91	4.06
Césped del Prado, Grass	0.30	2.03
Alfalfa	0.30	2.79
(De Linsley, Kohler, y Paulhus 1975)		
Áreas Forestadas: (deViessman et al, 1977)		
10-20% lluvia total, máximo 12.7mm.		
El Almacenamiento de la Detención (De Horton 1935)		
Áreas Agrícolas (Dependiendo del Tiempo del Cultivo)	12.7 - 38.1 mm	
Boaques/Prados	12.7 - 38.1 mm	
Pérdida Superficial Total		
Áreas Urbanas	2.54 - 12.7 mm	
Áreas Abiertas	2.54 - 5.08 mm	
Áreas Impermeables	2.54 - 5.08 mm	

Fuente: (SCS, 1986; Skaggs and Khaleel, 1982)

Tabla N° 1.2. SCS Grupos de Suelos y proporción de Pérdidas de Infiltración

Grupos de Suelo	Descripción	Rango de Tasas de Pérdidas mm/hr
A	Arena profunda, limo profundo, depósitos de agregados	7.62 - 11.43
B	Limo poco profundo, marga arenosa	3.81 - 7.62
C	Margas de arcilla, marga baja arenosa, suelos bajo en contenido orgánico, y suelos por lo general altos en arcilla	1.27 - 3.81
D	Los suelos que se hinchan considerablemente cuando se mojan, arcillas pesadas plásticas, y ciertos suelos de salinas	0.00 - 1.27

Fuente: (SCS, 1986; Skaggs and Khaleel, 1982)

Porque el parámetro del modelo no es un parámetro moderado, este y la condición inicial son mejor determinados mediante la calibración. Se presenta a continuación los límites mínimos y máximos de estos parámetros en la Tabla N° 1.3.

Tabla N° 1.3: Parámetros Mínimos y Máximos.

Modelo	Parámetro		Mínimo	Máximo
Perdida Inicial y Tasa Constante	Pérdida Inicial	la	0 mm	500 mm
	Perdida Constante	fc	0 mm/hr	300 mm/hr

Fuente: (Hydrologyc Model System HEC-HMS)

Desarrollo del Modelo: El Soil Conservation Service (1972) desarrolló un método para calcular las abstracciones de precipitación de una tormenta. Para una tormenta como un solo bloque, I_a profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P , de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S . Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (abstracción inicial antes del encharcamiento) para lo cual no ocurriría escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P - I_a$.

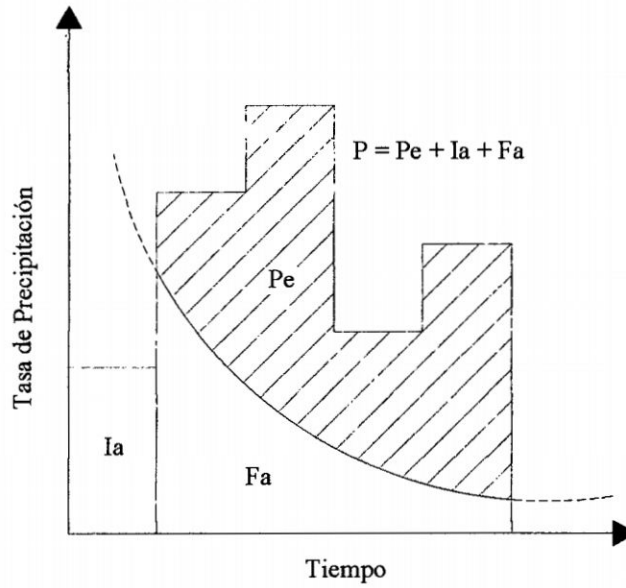


Figura N° 1.9: Variables de las abstracciones de precipitación del SCS

Donde:

I_a = Abstracción Inicial (cm)

P_e = Exceso de Precipitación (cm)

F_a = Abstracción Continuada (cm)

P = Precipitación Total (cm)

La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las 2 cantidades reales y las 2 cantidades potenciales son iguales, es decir,

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (1.4)$$

Por el principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a \quad (1.5)$$

Combinando (1.4) y (1.5) y resolviendo para P_e tenemos:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (1.6)$$

La ecuación (1.6) es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS.

De resultados que se han ido obteniendo para muchas cuencas experimentales de áreas pequeñas en los últimos años, se desarrolló una relación empírica:

$$I_a = 0.2 * S \tag{1.7}$$

De la relación (1.7) tenemos:

$$P_e = \frac{(P - 0.2 * S)^2}{P + 0.8 * S} \tag{1.8}$$

Al representar en gráficas la información de P y Pe para muchas cuencas, el SCS encontró curvas como las que se muestran en la figura N° 1.10. Para estandarizar estas curvas, se define un número adimensional de curva CN, tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables y superficies de agua CN = 100; para superficies naturales $CN < 100$.

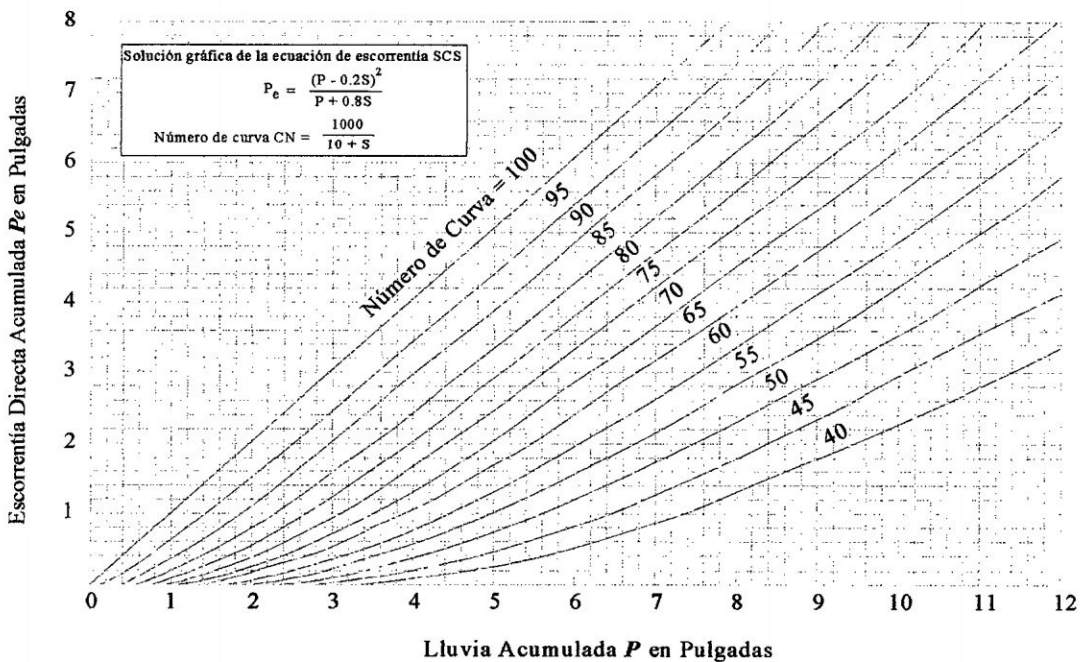


Figura N° 1.10: Solución de las Ecuaciones de Escorrentía del SCS

Fuente: Soil Conservation Service, 1972,

El Número de Curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (\text{Sistema Ingles})$$

Donde S esta en pulgadas.

(1.9)

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (\text{Sistema Métrico "SI"})$$

Donde S está en milímetros .

Los números de curva que se muestran en la figura N° 1.10 se aplican para condiciones antecedentes de humedad (AMC, por sus siglas en inglés), para condiciones normales (AMC II), para condiciones secas (AMC I) y para condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por:

$$CN(I) = \frac{4.2 * CN(II)}{10 - 0.058 * CN(II)} \quad (1.10)$$

$$CN(III) = \frac{25 * CN(II)}{10 + 0.13 * CN(II)} \quad (1.11)$$

En la Tabla N° 1.4 se muestra el rango para las condiciones antecedentes de humedad para cada clase.

Tabla N° 1.4 Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg)	
	Estación Inactiva	Estación de Crecimiento
I	Menor que 0.50	Menor que 1.40
II	0.50 a 1.10	1.40 a 2.10
III	Sobre 1.10	Sobre 2.10

Fuente: Soil Conservation Service, 1972,

Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos:

Grupo A : Arena Profunda, suelos profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo B : Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C : Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con alto contenido de arcilla.

Grupo D : Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Los valores de CN para varios tipos de uso de la tierra en estos tipos de suelos se dan en la Tabla N° 1.5. Para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de la tierra, se puede calcular un CN compuesto:

Tabla N° 1.5: Números de Curva para uso selectos de tierra agrícola, sub urbana y urbana
(condiciones antecedentes de humedad $I_a = 0.2 \cdot S$)

Descripción del Uso de la Tierra		Grupo Hidrológico del Suelo			
		A	B	C	D
Tierra Cultivada: Sin tratamiento de conservación		72	81	88	91
con tratamientos de conservación		62	71	78	81
Pastizales:	Condiciones pobres	68	79	86	89
	Condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de Ríos: Condiciones óptimas		30	58	71	78
Bosques:	troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas,	45	66	77	83
	cubierta buena	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.					
óptimas condiciones: cubiertas de pasto en un 75% o más		39	61	74	80
condiciones apreciables: cubierta de pasto en el 50% al 75%		49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)		89	92	94	95
Distritos industriales (72 % impermeables)		81	88	91	93
Residencial:					
	Tamaño Promedio del Lote				
	Porcentaje Promedio Impermeable				
	1/8 acre o menos	77	85	90	92
	1/4 acre	61	75	83	87
	1/3 acre	57	72	81	86
	1/2 acre	54	70	80	85
	1 acre	51	68	79	84
Parqueaderos, pavimentados, techos, accesos, etc.		98	98	98	98
Calles y Carreteras:					
Pavimentos con cunetas y alcantarillados		98	98	98	98
Grava		76	85	89	91
Tierra		72	82	87	89

Fuente: SCS TR-55 Table 2-2a – Runoff curve numbers for urban areas

Distribución Temporal de las Abstracciones del CN (SCS): Hasta el momento, solamente se han calculado las profundidades de exceso de precipitación o escorrentía directa durante una tormenta. Extendiendo el método anterior, puede calcularse la distribución temporal de las abstracciones F_a en una tormenta. Utilizando las Ecuaciones (1.10), (1.11) y resolviendo para F_a :

$$F_a = \frac{S(P - I_a)}{P - I_a + S} \quad P \geq I_a \quad (1.12)$$

Diferenciando, y notando que I_a y S son constantes:

$$\frac{dF_a}{dt} = \frac{S^2(dP/dt)}{(P - I_a + S)^2} \quad (1.13)$$

A medida que $P \rightarrow \infty$, $(dF_a/dt) \rightarrow 0$ tal como se requiere, pero la presencia de dP/dt (intensidad de lluvia) en el numerador significa que a medida que la intensidad de lluvia se incrementa, la tasa de retención de agua en la cuenca tiende a incrementarse. Esta propiedad del método SCS puede carecer de una base física fuerte (Morel –Seytoux y Verdin, 1981)

En la práctica, las abstracciones que se acumulan y el exceso de precipitación pueden determinarse ya sea de la Ecuación (1.4) o de la ecuación (1.9).

Estimación de Parámetros del CN (SCS): El CN para una cuenca puede estimarse como una función de uso de la tierra, el tipo de la tierra, y la humedad de la cuenca antecedente, usando las tablas publicadas por el SCS. Para facilidad, se presentaron las tablas de CN desarrolladas por el SCS y publicados en el Informe Técnico 55 (normalmente llamado TR-55). Con estas tablas y el conocimiento del tipo de la tierra y uso de la tierra, el CN estimado se puede encontrar.

Para una cuenca hidrográfica que contiene varios tipos y usos de la tierra, un CN compuesto es calculado de la siguiente manera:

$$CN_{compuesto} = \frac{\sum A_i * CN_i}{\sum A_i} \quad (1.14)$$

Donde:

CN compuesto = Es el CN compuesto usado para el cálculo del volumen de escurrimiento.

i = Es el índice de subdivisiones de la cuenca de uso y tipo de tierra uniforme.

CN = Es el CN para cada subdivisión i.

A = Es el área de escurrimiento de cada subdivisión i.

Pérdida Inicial: Esta es una función de la humedad de línea divisoria de aguas al principio de la precipitación. Puede ser estimado de la misma manera que la abstracción inicial para otros modelos de pérdida.

1.3 Descripción del programa HEC HMS v. 3.4 para la determinación del caudal pico.

1.3.1 Introducción

El Hydrologic Modeling System (HEC-HMS) es diseñado para simular los procesos de precipitación para sistemas de línea divisoria de aguas. Es diseñado para ser aplicable en una amplia gama de áreas geográficas, para solucionar la gama más amplia de problemas. Esto incluye el abastecimiento de agua de una cuenca grande del río y la hidrología de inundación, y el escurrimiento de la línea divisoria de aguas urbana o rural. Los hidrogramas producidos según el programa son usados directamente o junto con otro software para los estudios de disponibilidad de agua, el drenaje urbano, el pronóstico de flujo, el diseño de vertedero de depósito, la reducción de daños de inundación.

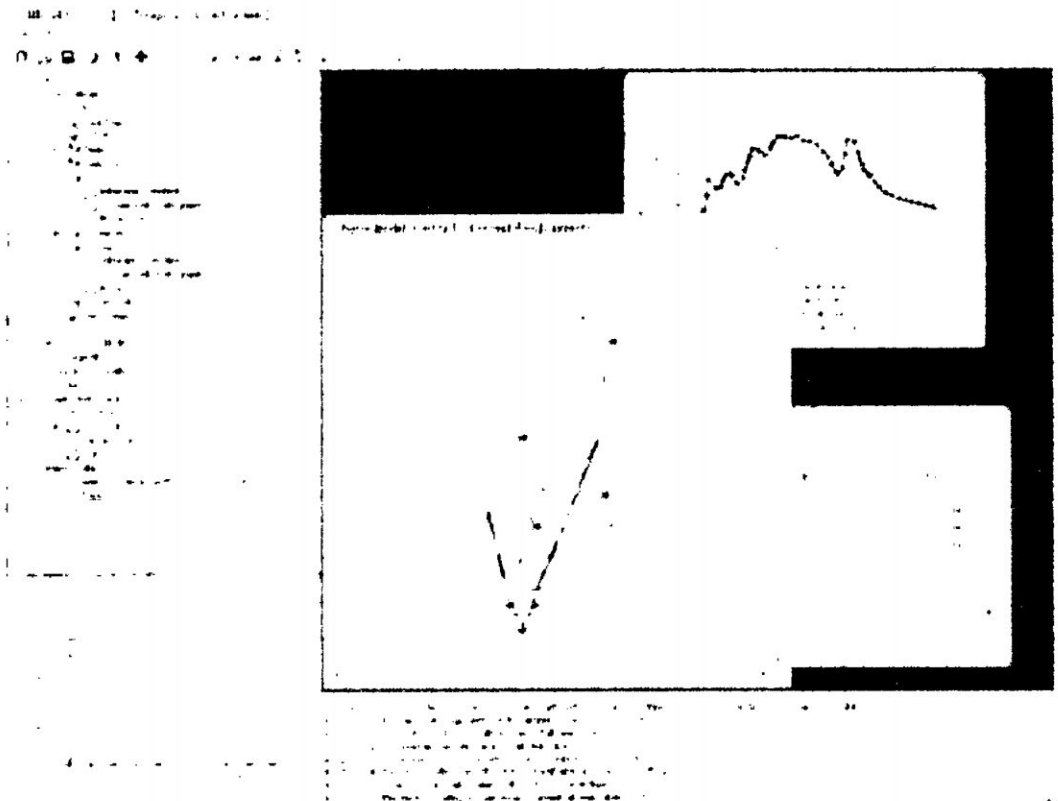


Figura N° 1.11: Ejemplo del Programa HMS

El programa es un sistema de modelado generalizado capaz de representar muchas líneas divisorias de aguas diferentes. Un modelo de la línea divisoria de aguas es construido separando el ciclo hidrológico en pedazos manejables y construyendo fronteras alrededor de la línea divisoria de aguas de interés. Cualquier masa o el flujo de energía en el ciclo entonces pueden ser representados con un modelo matemático. En la mayoría de los casos, varias opciones de modelamiento están disponibles para representar cada flujo. Cada modelo matemático incluido en el programa es conveniente en ambientes diferentes y en condiciones diferentes. La elección de la opción correcta requiere el conocimiento de la cuenca, los objetivos del estudio hidrológico, y el juicio de la ingeniería.

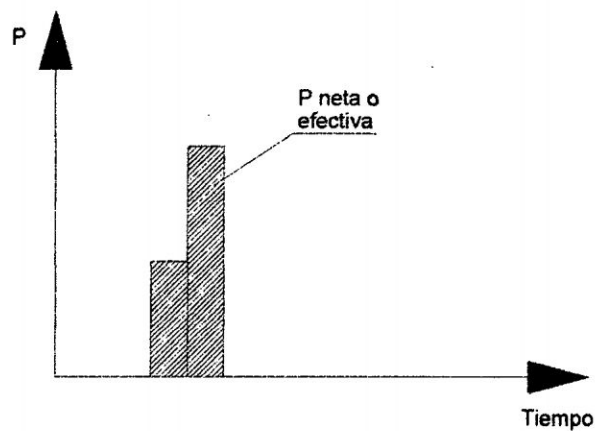
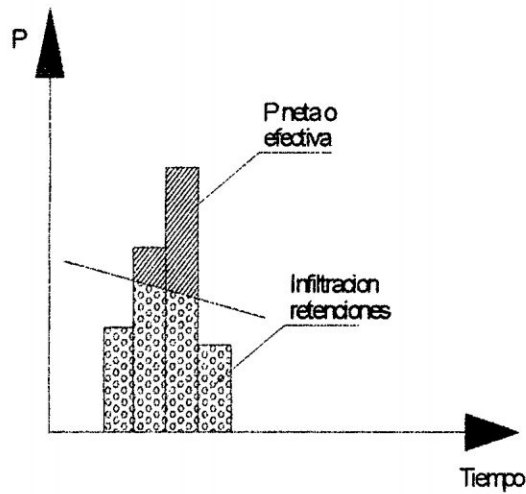
El programa ofrece un ambiente de trabajo completamente integrado incluyendo una base de datos, utilidades de entrada de datos e instrumentos de reporte de resultados. Una

interfaz de usuario gráfico permite el movimiento entre las diferentes partes del programa. La funcionalidad de programa y el aspecto son los mismos a través de todas las plataformas apoyadas.

HMS es un programa complejo que calcula el hidrograma producido por una cuenca si le facilitamos datos físicos de la cuenca, datos de precipitaciones, etc.

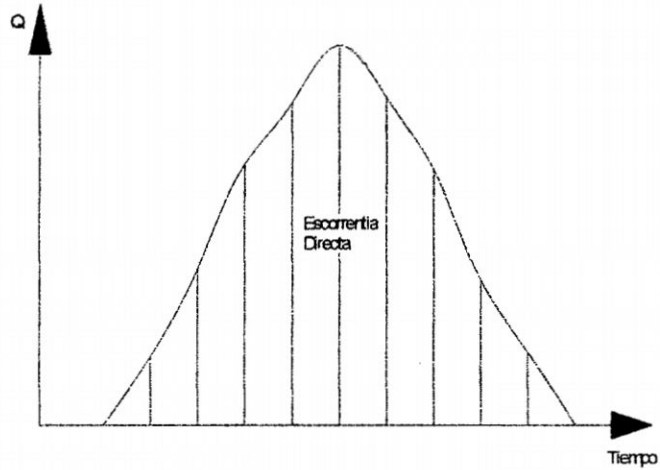
Las diversas fases de trabajo del programa pueden esquematizarse así:

a.- LOSS.- Separación de la lluvia neta (calcular que parte de la precipitación caída va a generar escorrentía directa). Se muestra en la figura 1.12 y 1.13

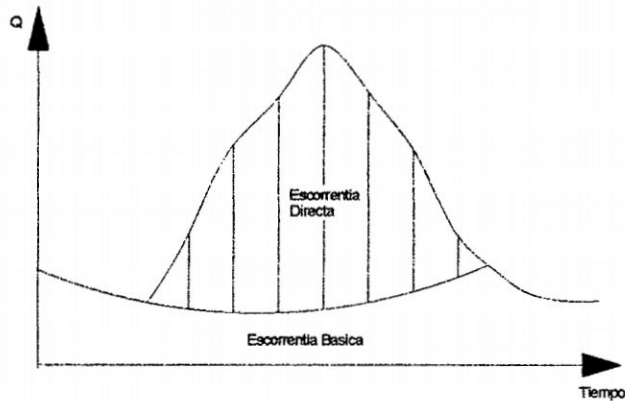


b.- TRANSFORM.- Calcular la escorrentía directa (producida por esa precipitación neta).

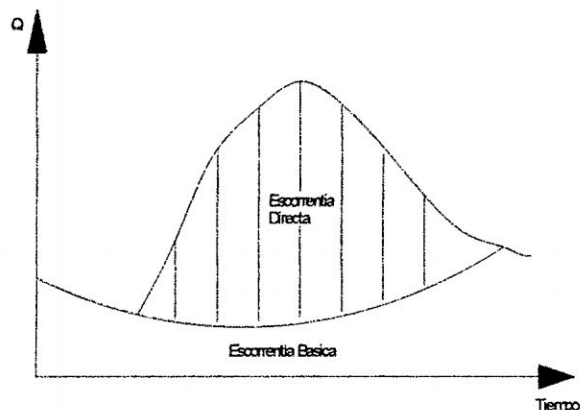
Se muestra en la figura 1.14



c.- BASEFLOW.- Sumar a la escorrentía directa la escorrentía básica, si existía previamente. (Calcular la evolución de la escorrentía básica a lo largo del tiempo). Se muestra en la figura 1.15



d.- ROUTING.- Calcular cómo evoluciona un Hidrograma a medida que discurre a largo de un cauce o a través de un depósito o embalse, eso se denomina "transito de Hidrogramas". Se muestra en la figura 1.16



HMS permite establecer varias subcuencas. El programa realiza los cálculos de las tres primeras fases (a, b, c) para cada sub cuenca y calcula la última fase (d) para cada transito a lo largo de un cauce (la evolución del hidrograma que generado en una sub cuenca circula por otra distinta). Al final suma todos los caudales generados y transitados a lo largo de recorrido nos proporciona (en una tabla y en grafico) el hidrograma en la salida de la cuenca.

1.4 Transito del hidrograma de Máximas Avenidas en un Rio.

1.4.1 Modelación y Determinación de Escorrentía Directa

Conceptos Básicos del Modelo de Hidrograma Unitario

El Hidrograma Unitario es un modelo empírico muy conocido, normalmente usado en la relación de escorrentía directa con la precipitación del exceso. Como originalmente lo propuso Sherman en 1932, esto es "...a la salida de la cuenca que es el resultado de una unidad de escurrimiento directo se genera uniformemente sobre el área de drenaje en una pérdida de precipitación uniforme durante un periodo especificado de duración de precipitación". El hidrograma unitario es un hidrograma típico para la cuenca. Se denomina Unitario puesto que, el volumen de escorrentía bajo el hidrograma se ajusta generalmente a 1 cm. (ó 1 pulg.).

En general los hidrogramas unitarios no deben utilizarse para cuencas cuya área sobrepase los 5000 Km². El hidrograma unitario se puede considerar como un impulso unitario en un sistema lineal. Por lo tanto es aplicable el principio de superposición; 2 cm. de escorrentía producirán un hidrograma con ordenadas dos veces más que aquellas del hidrograma unitario, es decir, la suma de 2 hidrogramas unitarios.

Matemáticamente, el hidrograma unitario es la función Kernel U (t-T)

$$q(t) = \int i(t)U(t - T)dt \quad (1.15)$$

Donde:

q (t): función del hidrograma de salida.

i (t): función del hidrograma de ingreso.

Sería erróneo decir que un hidrograma típico bastaría para una cuenca. Aún cuando las características físicas de la cuenca permanezcan relativamente constantes, las características variables de las tormentas producen cambios en la forma de los hidrogramas resultantes.

Las características de una tormenta son: La duración de la lluvia, la intensidad, el tiempo, la distribución espacial de la lluvia y la cantidad de escorrentía.

Podremos concluir, que el hidrograma unitario es el hidrograma de un centímetro de escorrentía directa de una tormenta con una duración específica.

Para calcular el Hidrograma de escorrentía directa con un Hidrograma Unitario, se usa una representación discreta de precipitación de exceso, en la cual "un pulso" de precipitación de exceso para cada intervalo.

Hidrograma Unitario del SCS

El Servicio de Conservación de Suelos (SCS) propuso un modelo de HU paramétrico. El modelo está basado sobre los promedios de HU derivados de precipitaciones proporcionadas y escurrimiento para un número grande de cuencas de aguas agrícolas en los EE.UU. SCS el Informe Técnico 55 (1986) y el Manual de la Ingeniería Nacional (1971) describen el HU detalladamente.

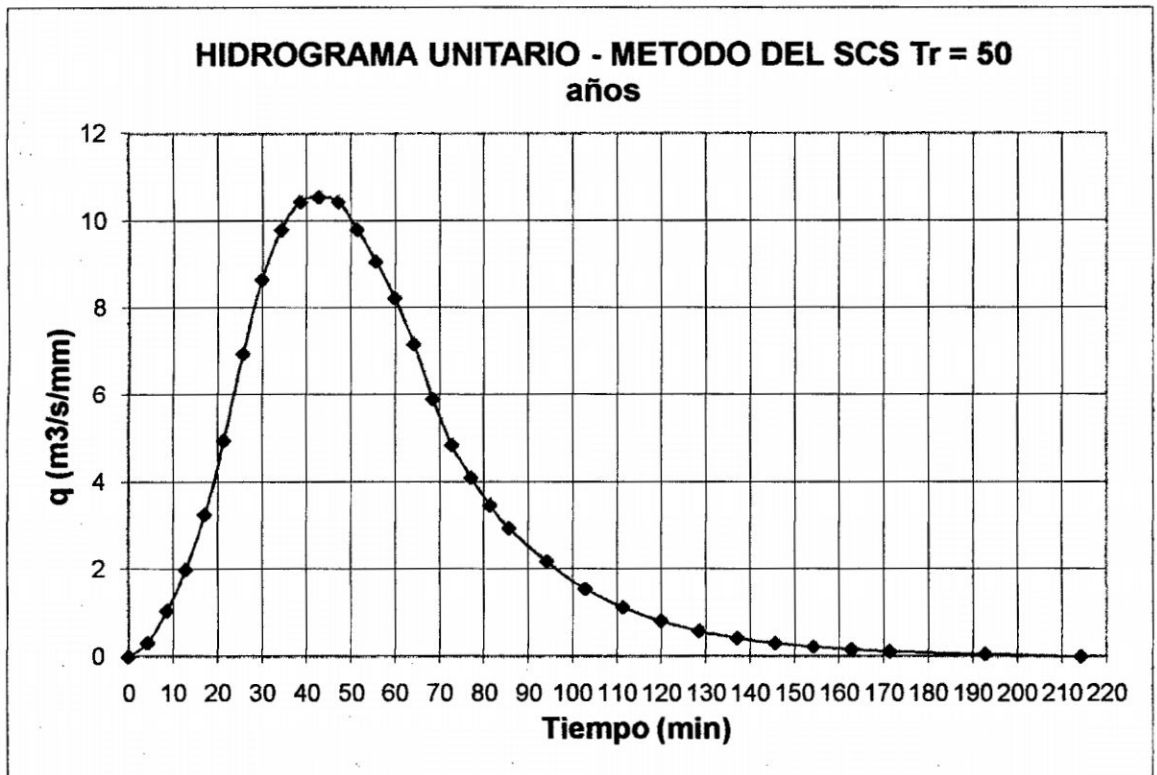


Figura N° 1.17: Hidrograma Unitario del SCS

Conceptos Básicos y Ecuaciones: El HU del SCS es un modelo adimensional, en el cual el caudal se expresa por la relación del caudal q con respecto al caudal pico q_p y el tiempo por la relación del tiempo t con respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario, T_p . Dados el caudal pico el tiempo de retardo para la duración de exceso de precipitación, el hidrograma unitario puede estimarse a partir del hidrograma sintético adimensional para la cuenca dada. Los valores de q_p y T_p pueden estimarse

utilizando un modelo simplificado de un hidrograma unitario triangular tal como se muestra en la Figura N° 1.17, en donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m³/s * cm. (Soil Conservation Service, 1972).

Con base en la revisión de un gran número de hidrogramas unitarios, el Soil Conservation Service sugiere que el tiempo de recesión puede aproximarse como 1.67 T_p. Como el área bajo el hidrograma unitario debería ser igual a una escorrentía directa de 1cm., puede demostrarse que:

$$q_p = \frac{CA}{T_p} \tag{1.16}$$

Donde:

C = 2.08 en el SI.

A = Área de drenaje en kilómetros cuadrados.

T_p = Tiempo de ocurrencia del pico en horas

Como se muestra en la figura N° 1.18, el tiempo de ocurrencia del pico T_p puede expresarse en términos del tiempo de retardo t_p y la duración de la lluvia neta t.

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p \tag{1.17}$$

Donde: t_p es definido como la diferencia de tiempo entre el centro de masa de exceso de lluvia y la cresta del HU.

Cuando el tiempo de retraso se especifica, se resuelve con la ecuación (1.17) para encontrar el tiempo pico del HU, y con la ecuación (1.16) para encontrar el pico del HU.

Con q_p y T_p conocidos, el HU puede encontrarse por multiplicación.

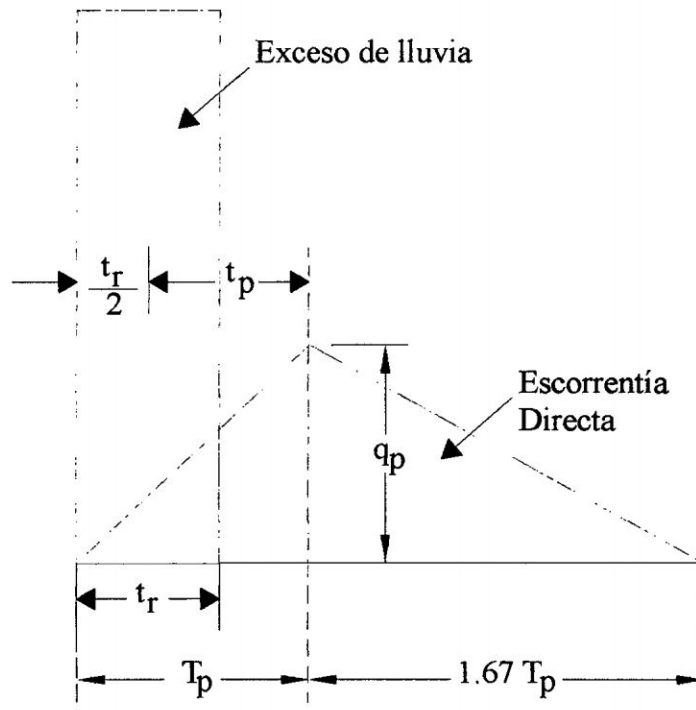


Figura N° 1.18: Hidrograma Triangular del SCS

Estimación de Parámetros del Modelo del Hidrograma Unitario del SCS: Un estudio de los hidrogramas unitarios de muchas cuencas rurales grandes y pequeñas indica que:

$$t_p = 0.6 * T_c \quad (1.18)$$

Donde: T_c es el tiempo de concentración de la cuenca.

t_p es el tiempo de retardo.

El Tiempo de concentración según KIRPICH (1940) es:

$$T_c = 3.97 * \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (1.19)$$

Donde: L = Es la longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, km.

S = Pendiente promedio de la cuenca.

Esto entonces se soluciona la ecuación de convolucion discreta para un sistema lineal:

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad (1.20)$$

Donde: Q_n = Escorrentía Directa del Hidrograma descrito en el tiempo $n\Delta t$.

P_m = Profundidad de Exceso de precipitación en el intervalo $m\Delta t$ de tiempo $(m+1)\Delta t$.

m = Número total de pulsos de lluvia discretos.

U_{n-m+1} = Hidrograma Unitario descrito en el tiempo $(n-m+1)\Delta t$.

Q_n y P_m son expresiones de caudal y de profundidad respectivamente.

U_{n-m+1} tiene las dimensiones de caudal por unidad de profundidad.

El uso de esta ecuación requiere las siguientes suposiciones.

La precipitación de exceso es distribuida uniformemente espacialmente y es de intensidad constante en todas partes de un intervalo de tiempo Δt .

Las ordenadas de un hidrograma de escorrentía directa corresponden a la precipitación de exceso de una duración dada son directamente proporcionales al volumen de exceso. Así, dos veces el exceso produce un doblamiento de ordenadas del hidrograma de escorrentía directa y la mitad el exceso produce partirlo a la mitad. Esta es la suposición de linealidad.

El hidrograma de escorrentía directa que es resultado de un incremento dado de exceso es independiente del tiempo de ocurrencia del exceso y de la precipitación antecedente.

Esto es la suposición de invariancia de tiempo.

Los excesos de precipitación de duración igual son asumidos para producir hidrogramas con bases de tiempos equivalentes sin tener en cuenta la intensidad de la precipitación.

Conjunto de Ecuaciones para la Convolution de Tiempo Discreto

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad n = 1, 2, 3, \dots, N$$

$$Q_1 = P_1 U_1$$

$$Q_2 = P_2 U_1 + P_1 U_1$$

$$Q_3 = P_3U_1 + P_2U_2 + P_1U_3$$

...

$$Q_M = P_MU_1 + P_{M-1}U_2 + \dots + P_1U_M$$

$$Q_{M+1} = 0 + P_MU_2 + \dots + P_2U_M + P_1U_{M+1}$$

...

$$Q_{N-1} = 0 + 0 + \dots + 0 + \dots + P_MU_{N-M} + P_{M-1}U_{N-M+1}$$

$$Q_N = 0 + 0 + \dots + 0 + \dots + 0 + P_MU_{N-M+1}$$

Estimación de Parámetros: Como esto es un sistema del modelo teórico, el HU para una línea divisoria de aguas se deriva propiamente de la precipitación observada y escurrida, usando la deconvolución, la solución inversa de la ecuación de convolución. Para estimar un HU se usa este procedimiento:

Recoger datos para un hidrograma de escurrimiento de tormenta observada apropiada y la precipitación causal. Esta tormenta seleccionada debe producir aproximadamente una unidad de exceso, debe distribuirse uniformemente sobre la línea divisoria de aguas, debe ser uniforme en la intensidad a lo largo de su duración, y debe ser de duración suficiente para asegurar que la línea divisoria de aguas entera está respondiendo. Esta duración, T, es la duración del HU que se encontrará.

Estime las pérdidas y resta éstas de la precipitación. Estime el flujo base y separe esto del escurrimiento.

Calcule el volumen total de escurrimiento directo y convierta esto a la profundidad uniforme del equivalente sobre la línea divisoria de aguas del área.

Divida las ordenadas del escurrimiento directas por la profundidad uniforme equivalente.

El resultado es el HU.

Los valores de q_p y T_p pueden estimarse utilizando un modelo simplificado de un hidrograma unitario triangular tal como se muestra en la figura N° 4.4, en donde el tiempo está dado en horas y el caudal en $m^3/s * cm$. (Soil Conservation Service, 1972).

1.5 Aspectos Hidráulicos para el dimensionamiento de una Estructura Fluvial.

1.5.1 Análisis Hidráulico – Cálculo de Flujo Unidimensional mediante el HEC RAS.

Este ítem se describe el flujo en canales abiertos y define algunas variables utilizadas en el análisis de flujo en canales abiertos. Es posible clasificar la ocurrencia de flujo en canales abiertos sobre la base de muchos criterios, incluyendo el tiempo, la profundidad, espacio y régimen (subcrítico y supercrítico). Las ecuaciones que gobiernan el flujo en canales abiertos son discutidas, junto con la clasificación de la forma de los perfiles y el procedimiento común para el análisis de flujo en canales abiertos (Método del paso estándar).

1.5.2 Bases teóricas.

Un canal abierto es cualquier recorrido de flujo con una superficie libre. Los canales abiertos pueden ser clasificados en prismáticos y no prismáticos: Un canal prismático tiene una sección transversal constante y a menudo tiene una pendiente de fondo constante para una longitud larga de canal; un canal no prismático varía en ambos en la sección

transversal y la pendiente del fondo entre dos puntos seleccionados a lo largo del canal tal es el caso de ríos y riachuelos.

✓ **Profundidad de flujo.**

Posiblemente la variable más importante en el modelamiento de inundación de planicies es la profundidad de flujo, la diferencia de elevación entre la superficie del agua y la parte más profunda del canal. La profundidad es típicamente expresado por una variable y , y representa la máxima profundidad vertical. La profundidad perpendicular a la pendiente del fondo del canal es denotado por la variable d , como se muestra en la Figura N° 1.19 en la mayoría de las aplicaciones, y y d son utilizados intercambiamente, puesto que la diferencia entre los dos valores es considerablemente pequeño. Un tercer término para la profundidad (h) en la vertical es incluido para aquellos situaciones poco frecuentes en la cual d y y no pueden ser consideradas iguales.

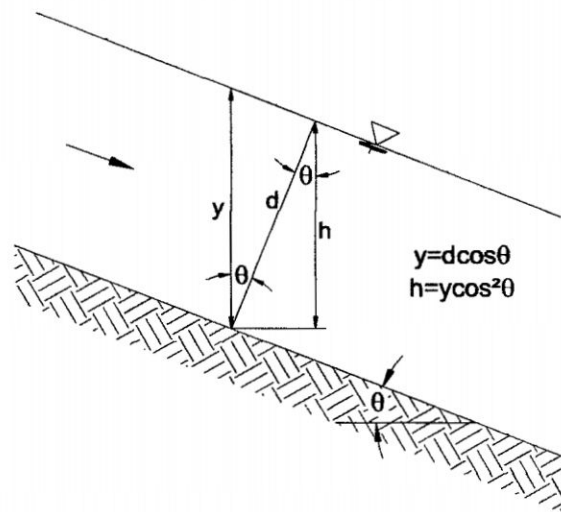


Figura N° 1.19. Profundidades de canales y relación entre variables.

Las relaciones entre y , d y h son las siguientes:

$$d = y \cos \theta \quad (1.21)$$

$$h = d \cos \theta \quad (1.22)$$

$$h = y \cos^2 \theta \quad (1.23)$$

- Donde:
- y = Profundidad máxima en la dirección vertical (ft, m)
 - d = Profundidad perpendicular a la pendiente de fondo del canal (ft, m)
 - h = Profundidad en la dirección vertical cuando $d \neq y$ (ft, m)
 - θ = Ángulo de la pendiente del fondo del canal (grados)

Los tres valores de profundidad son esencialmente iguales hasta que la pendiente del fondo del canal llega a ser muy fuerte (mayor a 10%).

✓ Espejo de agua y Perímetro mojado

El ancho máximo (T) de un canal es el ancho horizontal de la sección del canal en la superficie del agua. El perímetro mojado (P) es la longitud del borde del canal, típicamente los lados y el fondo que está en contacto con el fluido (ver figura 1.20)

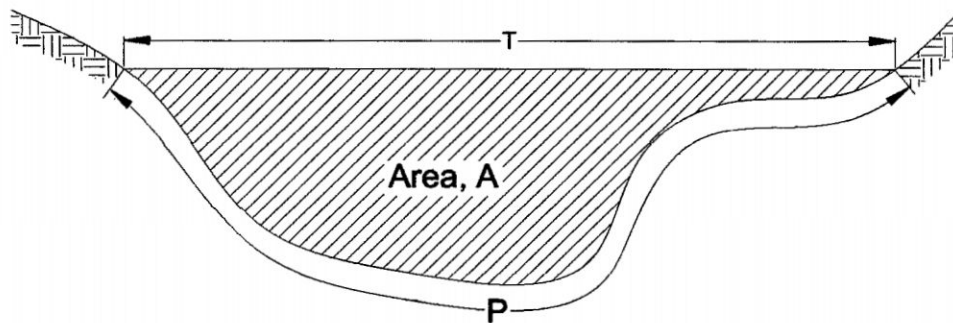


Figura N° 1.20. Geometría de la sección transversal.

✓ Profundidad hidráulica y radio hidráulico

La profundidad hidráulica puede ser visualizada como la profundidad promedio a lo ancho del canal, la ecuación para la profundidad hidráulica es:

$$D = \frac{A}{T}$$

Donde: D = Profundidad hidráulica (ft, m)

A = Área de flujo de la sección transversal (ft², m²)

T = Ancho máximo o espejo de agua (ft, m)

Otro término crítico en problemas de flujo en canales abiertos es el radio hidráulico dado por:

$$R = \frac{A}{P} \tag{1.24}$$

Donde: R = Radio hidráulico (ft, m)

P = perímetro mojado (ft, m)

a.- Descarga.

La cantidad de agua moviéndose en un canal o sistema de río es caracterizada por la descarga (Q) o índice de flujo. La unidad de descarga está en ft³/s para las unidades americanas y m³/s para el sistema internacional.

b.- Velocidad.

La velocidad es la rapidez con la que el agua se mueve en un canal abierto. Las unidades están dadas en m/s o ft/s, el movimiento del agua agrega energía cinética al sistema, el cual es calculado utilizando la velocidad del río. El término energía cinética es agregado a la elevación de la superficie del agua para calcular la carga de energía total en una sección transversal. Si la carga de energía en varias secciones transversales es conectada por una línea imaginaria, la línea es referida como la línea de gradiente de energía.

La ecuación de velocidad promedio en cualquier ubicación está dado por:

$$V = \frac{Q}{A} \tag{1.25}$$

Donde: V = velocidad promedio del canal (ft/s, m/s).

Q = Descarga (ft³/s, m³/s).

c.- Pendientes.

Dos pendientes son importantes en la solución de problemas hidráulicos de canales abiertos: la pendiente del fondo (S_o), y la pendiente de fricción o línea de gradiente de energía (S_f). Los cálculos provienen de ubicación en ubicación a lo largo del río basados en las pendientes del canal y de fricción entre cada par de ubicaciones. La figura 1.21 ilustra las variables importantes en los procesos de cálculo.

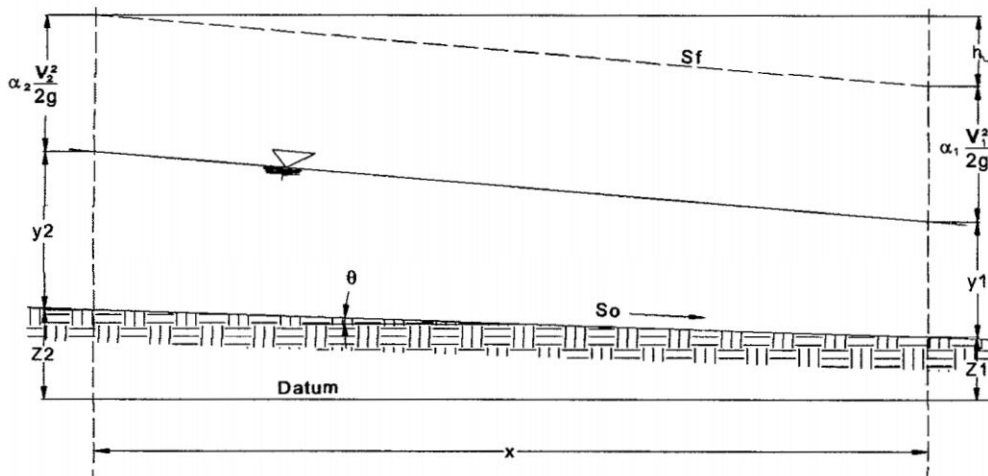


Figura N° 1.21. Variables utilizados en la hidráulica de canales abiertos.

En canales prismáticos, la pendiente del canal a menudo es constante sobre una distancia significativa del canal. En canales no prismáticos, la pendiente usualmente varía entre cada par de ubicaciones a lo largo del río. La ecuación está dado por:

$$S_f = \frac{h_L}{x} \quad (1.26)$$

Donde:

S_f = pendiente de fricción (ft/ft, m/m)

h_L = pérdida de energía entre dos puntos (ft, m)

x = distancia entre dos puntos (ft, m)

Las pérdidas de energía consisten de pérdidas por fricción y pérdidas por expansión y contracción, a veces referidos como pérdidas por remolinos. Éstas son tratados en detalle más adelante.

d.- Perfiles de Superficie de agua para flujo permanente en ríos

Para el análisis de los perfiles de superficie de agua, teniendo en cuenta que el flujo es permanente, es decir, que las características hidráulicas permanecen constantes para el intervalo de tiempo bajo estudio, y considerando que las líneas de corriente son prácticamente paralelas, es decir, prevalece la distribución hidrostática de presiones sobre la sección del canal. Se requiere de una hipótesis fundamental que es la siguiente:

Los cambios en la profundidad del agua "y" y la velocidad media del flujo "V" son tan graduales a lo largo del canal, que en el cálculo de la pendiente de la línea de energía, se puede utilizar una fórmula del caudal".

Basándonos a esta hipótesis, para el cálculo del flujo en canales naturales podemos utilizar las siguientes ecuaciones, las que se detallan a continuación:

$$Q = AV = CAR^x S^y \quad (1.27)$$

$$Q = KS^y \quad (1.28)$$

$$K = CAR^x \quad (1.29)$$

Donde: Q = Descarga en m³/s.
 V = Velocidad media en m/s.
 A = Área de la superficie transversal del flujo en m².
 R = Radio hidráulico en m.
 S = Pendiente de la línea de energía, m/m.
 K = Conductividad de la sección.
 C = Factor que depende de la rugosidad de la sección.

Los valores de "x", "y" y "C" dependen de la ecuación a usarse, así cuando se utiliza la ecuación de Manning será:

$$x = 3/2$$

$$y = 1/2$$

$$C = 1/n$$

Donde n es el coeficiente de rugosidad de Manning.

De forma similar cuando se utiliza la ecuación de Chézy, tendrá como valores:

$$x = 1/2$$

$$y = 1/2$$

$$C = c$$

Donde c es factor de resistencia de Chézy.

El perfil de superficie de agua es calculado desde una sección a otra, resolviendo la ecuación de energía (Figura N° 1.22)

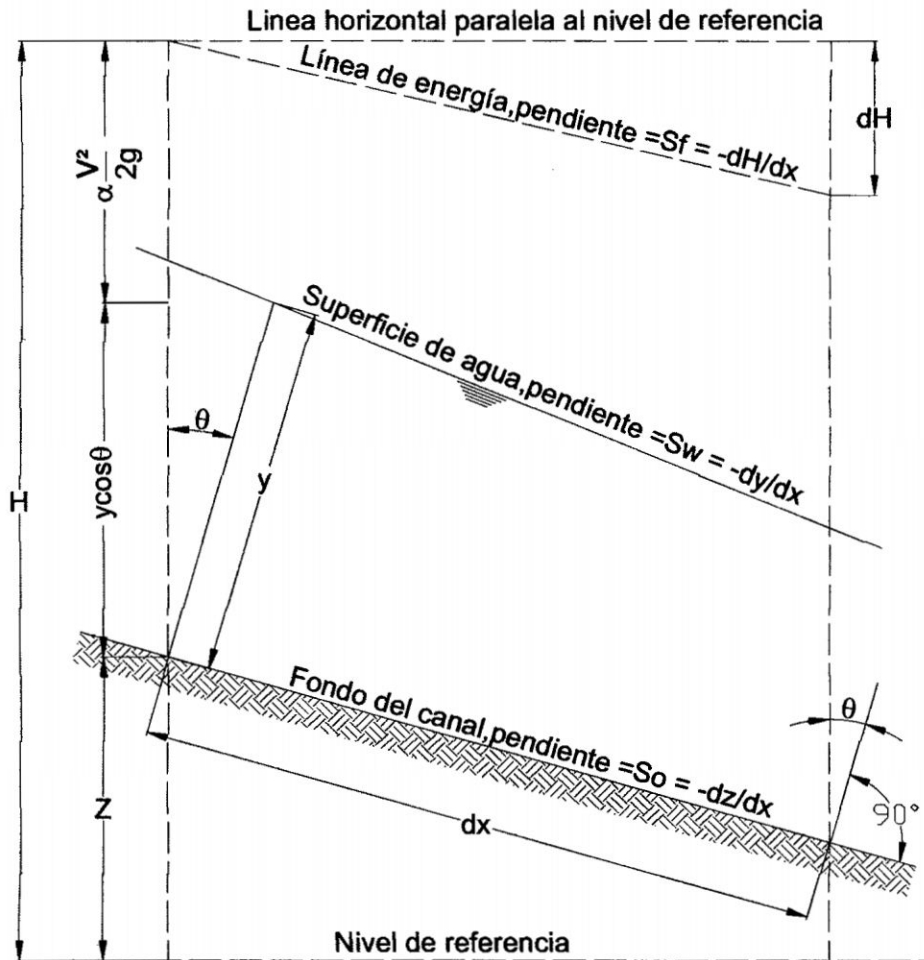


Figura N° 1.22. Esquema de definiciones para derivar la ecuación de Energía.

De la figura anterior usando la ecuación de energía podemos obtener las ecuaciones siguientes:

$$H = z + y \cos \theta + \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (1.30)$$

Donde: H = Altura total de energía (ft, m)

z = Distancia vertical del fondo del canal por encima del NR, (ft, m)

y = Profundidad de la sección de flujo (ft, m)

θ = Angulo de la pendiente del fondo (grados)

α = Coeficiente de Energía (adimensional)

V = Velocidad media del flujo a través de la sección (ft/s, m/s)

g = Aceleración de la gravedad, m2/s.

En tramos "dx" relativamente pequeños los valores de α y θ serán constantes.

Considerando el fondo de la sección en estudio como el eje relativo "x", y derivando la ecuación 1.24 con respecto a la longitud x del perfil de la superficie de agua, se tiene:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \cos\theta \frac{dy}{dx} + \alpha \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad (1.31)$$

Ahora, de la figura 2.4 podemos deducir las relaciones siguientes:

$$S_o = \text{sen}\theta = -\frac{dz}{dx}$$

$$S_f = -\frac{dH}{dx} \quad (1.32)$$

Reemplazando la ecuación 1.26 en 1.25 tenemos:

$$-S_f = -S_o + \cos\theta \frac{dy}{dx} + \alpha \frac{dy}{dx} \frac{d}{dy} \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

De la ecuación anterior despejando $\frac{dy}{dx}$ tenemos:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f}{\cos\theta + \alpha \frac{d}{dy} \left(\frac{V^2}{2g} \right)} \quad (1.33)$$

Esta es la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado, el que nos permitirá analizar

los diferentes tipos de perfiles de superficie libre de agua $\frac{dy}{dx}$.

La ecuación diferencial del denominador, representa el cambio en la altura de la velocidad, el mismo que se puede desarrollar de la siguiente manera:

$$\alpha \frac{d}{dy} \left(\frac{V^2}{2g} \right) = \alpha \frac{d}{dy} \left(\frac{Q^2}{2A^2g} \right) = \alpha \frac{Q^2}{2g} \frac{d}{dy} \left(\frac{1}{A^2} \right) = -\alpha \frac{Q^2}{A^3g} \frac{dA}{dy} \quad (1.34)$$

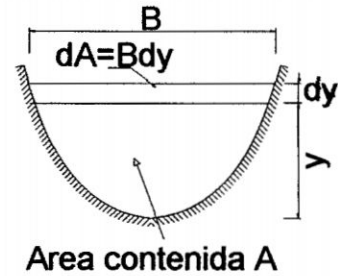
Ahora bien, considerando:

$$dA = B dy$$

$$Q = AV$$

Luego en la ecuación 1.29 tenemos:

$$-\alpha \frac{Q^2}{A^3g} \frac{dA}{dy} = -\alpha \frac{V^2}{gA/B} = -\alpha Fr^2 \quad (1.35)$$



Donde:

Q = Descarga que atraviesa la sección, m³/s.

A = Área de la sección transversal, m².

B = Ancho de la sección transversal, m.

Reemplazando la ecuación tenemos:

$$Fr = \text{Número de Froude} = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f}{\cos\theta - \alpha Fr^2} \quad (1.36)$$

Para θ pequeños, $\cos\theta \approx 1$ y considerando que α es constante e igual a la unidad, tenemos:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f}{1 - Fr^2} \quad (1.37)$$

Esta es la ecuación general que nos permite realizar los análisis de los perfiles de la superficie libre del agua. Asimismo se puede formular en función de las profundidades de agua normal (y_n) y crítica (y_c), la cual se demuestra teniendo en cuenta un canal

rectangular de ancho "B" mucho mayor que la altura "y" del agua ($B \gg y$), como es el caso de canales naturales, el que tiene las características siguientes:

$$\begin{aligned} A &= By \\ R &\approx y \end{aligned} \tag{1.38}$$

Cuando se utiliza la ecuación de Manning para una profundidad crítica " y_c ":

$$Q = AV_c = A\sqrt{gA/B} \tag{1.39}$$

Para una profundidad normal " y_n ":

$$Q = AV_n = CAR^{2/3}S_o^{1/2} \tag{1.40}$$

Y para una profundidad "y":

$$Q = AV = CAR^{2/3}S_f^{1/2} \tag{1.41}$$

Usando las relaciones (1.36) en las ecuaciones (1.40) y (1.41) e igualando tenemos:

$$\begin{aligned} Q &= CByy^{2/3}S_f^{1/2} = CBy_ny_n^{2/3}S_o^{1/2} \\ S_f &= S_o(y_n/y)^{10/3} \end{aligned}$$

y de la ecuación, si $Q = B y V$:

$$\begin{aligned} B y V &= B y_c \sqrt{g y_c} \\ \frac{V}{\sqrt{g y}} &= \frac{y_c^{3/2}}{y^{3/2}} \\ \frac{V^2}{(g y)} &= \left(\frac{y_c}{y}\right)^3 = F_r^2 \end{aligned}$$

Si se introducen las ecuaciones deducidas en la ecuación (1.35), se obtiene:

$$\frac{dy}{dx} = S_o \frac{1 - (y_n/y)^{10/3}}{1 - (y_c/y)^3} \tag{1.42}$$

De forma similar cuando se usa la ecuación de Chézy, se obtiene:

$$\frac{dy}{dx} = S_o \frac{1 - (y_n / y)^3}{1 - (y_c / y)^3} \quad (1.43)$$

Esta última ecuación es de gran utilidad para realizar el análisis de perfiles de la superficie libre del agua.

1.5.3 Características de perfiles de flujo.

La ecuación general de flujo gradualmente variado (1.33), expresa la pendiente de la superficie longitudinal del flujo con respecto del canal. Por tanto, se puede utilizar para describir las características de varios perfiles de la superficie del agua del flujo. Para propósitos de análisis se considera el canal como prismático y se utiliza las ecuaciones (1.34) y (1.43) por su simplicidad en su aplicación.

El perfil de flujo representa la curva de la superficie del flujo, ésta representará una curva de remanso si la profundidad de flujo se incrementa en la dirección del flujo, y una curva de caída si la profundidad disminuye con la dirección del flujo. De acuerdo a lo descrito, el perfil de flujo será una curva de remanso cuando dy/dx es positiva y una curva de caída cuando dy/dx sea negativo.

Para una curva de remanso, dy/dx es positivo, luego la ecuación da dos posibles casos:

1.- $1 - (y_n / y)^3 > 0$ y $1 - (y_c / y)^3 > 0$

2.- $1 - (y_n / y)^3 < 0$ y $1 - (y_c / y)^3 < 0$

El primer caso indica que $y > y_n$ y $y > y_c$. Como $y > y_c$, el flujo debe ser subcrítico.

Si $y > y_n > y_c$, el flujo subcrítico debe ocurrir en un canal suave. Por otro lado, si

$y > y_c > y_n$, el flujo subcrítico debe ocurrir en un canal empinado. De modo similar el

segundo caso indica que $y < y_n$ y $y < y_c$. El flujo correspondiente debe ser

supercrítico, y éste ocurre en un canal suave si $y_n > y_c > y$ y en un canal empinado si

$y_c > y_n > y$.

Para una curva de caída, dy/dx es negativo y la ecuación da dos posibles casos:

$$1.- 1 - (y_n/y)^3 > 0 \text{ y } 1 - (y_c/y)^3 < 0$$

$$2.- 1 - (y_n/y)^3 < 0 \text{ y } 1 - (y_c/y)^3 > 0$$

El primer caso indica que $y_c > y > y_n$ y, por tanto, que el flujo es supercrítico y ocurre en

un canal empinado. Del mismo modo, el segundo caso indica que $y_n > y > y_c$, luego el

flujo es subcrítico y ocurre en un canal suave.

Cuando la superficie del agua es paralela al fondo del canal, $dy/dx = 0$, la ecuación da

$1 - (y_n/y)^3 = 0$ de donde $y = y_n$, el cual indica un flujo uniforme. El flujo es uniforme

subcrítico si $y = y_n > y_c$, uniforme crítico si $y = y_n = y_c$ y uniforme supercrítico si

$y_c > y_n = y$.

En un canal con pendiente horizontal, $S_o = 0$ y la ecuación da $y_n = \infty$, luego la ecuación

toma la siguiente forma:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{-S_f}{1 - F_r^2} \tag{1.44}$$

Considerando $y_n = \infty$ la ecuación (1.5.2.18) indica dos condiciones posibles:

1. - $y_n > y > y_c$ ($F_r^2 < 1$)

2. - $y_n > y < y_c$ ($F_r^2 > 1$)

La primera condición representa un flujo subcrítico con una curva de caída, porque dy/dx se muestra como negativo.

La segunda condición representa un flujo supercrítico con una curva de remanso, porque dy/dx se muestra como positivo.

En un canal de pendiente adversa, $S_o < 0$, la ecuación (1.28) da dos casos posibles:

Un flujo subcrítico cuando, $y > y_c$ ($F_r < 1$)

Un flujo supercrítico cuando, $y < y_c$ ($F_r > 1$)

En el primer caso, dy/dx es negativo, el cual indica que el perfil de flujo es una curva de caída. En el segundo caso dy/dx es positivo, el cual que el perfil de flujo es una curva de remanso.

En el siguiente Tabla se indica el resumen de los análisis anteriores.

Tabla N° 1.6 TIPOS DE PERFILES DE FLUJO EN CANALES PRISMÁTICOS

Pendiente del canal	Designación			Relación de Y con Yn y Yc			Tipo general de curva	Tipo de flujo
	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 1	Zona 2	Zona 3		
Horizontal So=0	Ninguno			Y > Yn > Yc			Ninguno	Ninguno
		H2		Yn > Y > Yc			Caida	Subcrítico
			H3	Yn > Yc > Y			Remanso	Supercrítico
Suave 0<So<Sc	M1			Y > Yn > Yc			Remanso	Subcrítico
		M2		Yn > Y > Yc			Caida	Subcrítico
			M3	Yn > Yc > Y			Remanso	Supercrítico
Crítica So=Sc>0	C1			Y > Yc = Yn			Remanso	Subcrítico
		C2		Yc = Y = Yn			Paralelo al fondo del canal	Uniforme crítico
			C3	Yc = Yn > Y			Remanso	Supercrítico
Empinada So>Sc>0	S1			Y > Yc > Yn			Remanso	Subcrítico
		S2		Yc > Y > Yn			Caida	Supercrítico
			S3	Yc > Yn > Y			Remanso	Supercrítico
Adversa So<0	Ninguno			Y > (Yn)* > Yc			Ninguno	Ninguno
		A2		(Yn)* > Y > Yc			Caida	Subcrítico
			A3	(Yn)* > Yc > Y			Remanso	Supercrítico

(*) Yn en paréntesis se supone como un valor positivo

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos, VEN TE CHOW, Pág. 220

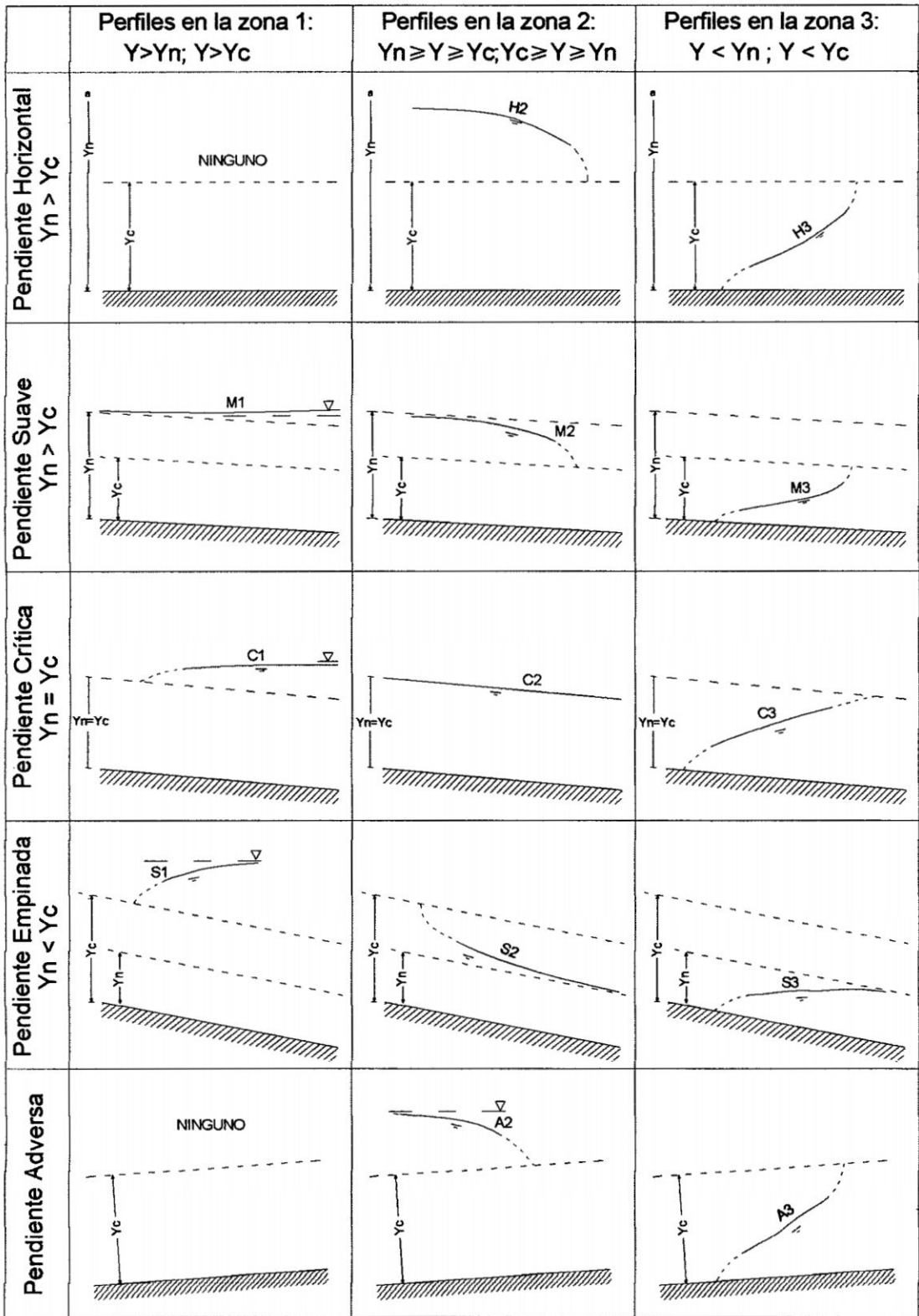


Figura N° 1.23 Clasificación de los perfiles de flujo en flujo gradualmente variado.

1.5.4 Coeficiente de rugosidad compuesto.

Para poder determinar la rugosidad compuesta en una sección transversal del río, el área mojada se divide en N partes (ver figura 1.24) de modo que el perímetro mojado de cada una de las partes se conoce, P1, P2, P3, . . . , PN y los coeficientes de rugosidad n1, n2, n3, . . . , nN.

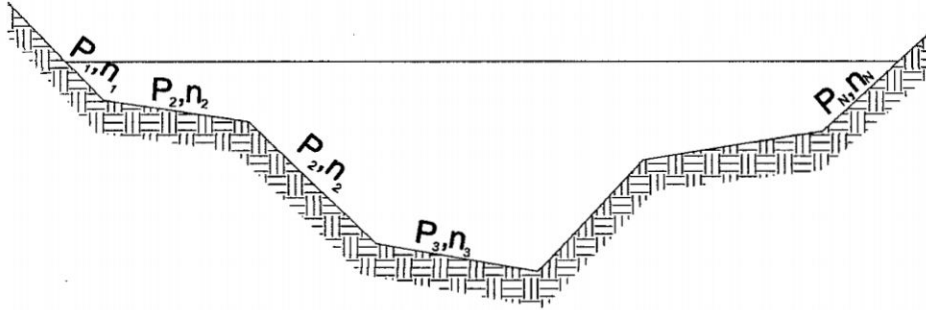


Figura N° 1.24 Coeficientes de rugosidad compuesto en una sección transversal

Horton y Einstein supusieron que cada parte del área tiene la misma velocidad media, las cuales a su vez son iguales a la velocidad media de la sección completa, es decir, $V_1=V_2=V_3= \dots =V_N=V$. Teniendo en cuenta la suposición tenemos:

De la ecuación tenemos:

$$V_i = \frac{R_i^{2/3} S_i^{1/2}}{n_i} \tag{1.45}$$

$$R = A_i / P_i \tag{1.46}$$

Para distancias relativamente cortas $S_1 = S_2 = S_3 = \dots = S_N = S$

Luego tenemos:

$$V = V_1 = V_2 = V_3 = \dots = V_N$$

Reemplazando los valores tenemos:

$$\frac{R^{2/3}S^{1/2}}{n} = \frac{R_1^{2/3}S_1^{1/2}}{n_1} = \frac{R_2^{2/3}S_2^{1/2}}{n_2} = \frac{R_3^{2/3}S_3^{1/2}}{n_3} = \dots = \frac{R_N^{2/3}S_N^{1/2}}{n_N}$$

$$\frac{A^{2/3}S^{1/2}}{P^{2/3}n} = \frac{A_1^{2/3}S_1^{1/2}}{P_1^{2/3}n_1} = \frac{A_2^{2/3}S_2^{1/2}}{P_2^{2/3}n_2} = \frac{A_3^{2/3}S_3^{1/2}}{P_3^{2/3}n_3} = \dots = \frac{A_N^{2/3}S_N^{1/2}}{P_N^{2/3}n_N}$$

Por proporcionalidad,

$$\frac{A^{2/3}S^{1/2}}{P^{2/3}n} = \frac{A_1^{2/3}S_1^{1/2} + A_2^{2/3}S_2^{1/2} + A_3^{2/3}S_3^{1/2} + \dots + A_N^{2/3}S_N^{1/2}}{P_1^{2/3}n_1 + P_2^{2/3}n_2 + P_3^{2/3}n_3 + \dots + P_N^{2/3}n_N}$$

$$\frac{A^{2/3}S^{1/2}}{P^{2/3}n} = \frac{S^{1/2} \sum_1^N A^{2/3}}{P_1^{2/3}n_1 + P_2^{2/3}n_2 + P_3^{2/3}n_3 + \dots + P_N^{2/3}n_N}$$

$$\frac{1}{P^{2/3}n} = \frac{1}{P_1^{2/3}n_1 + P_2^{2/3}n_2 + P_3^{2/3}n_3 + \dots + P_N^{2/3}n_N}$$

Despejando "n" tenemos:

$$n = \frac{P_1^{2/3}n_1 + P_2^{2/3}n_2 + P_3^{2/3}n_3 + \dots + P_N^{2/3}n_N}{P^{2/3}}$$

$$n = \frac{\sum_{i=1}^N P_i^{2/3}n_i}{\left[\sum_{i=1}^N P_i \right]^{2/3}} \tag{1.47}$$

De donde el coeficiente de rugosidad compuesto de Manning es:

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3} \tag{1.48}$$

Donde: n_c = Coeficiente de rugosidad compuesta o equivalente.

P = Perímetro mojado de la sección completa.

P_i = Perímetro mojado de la subdivisión i .

n_i = Coeficiente de rugosidad para la subdivisión i .

1.5.5 Evaluación de la carga de energía cinética media.

El término energía cinética está representado por la carga de velocidad ($V^2/2g$), donde g es la constante gravitacional (9.81 m/s). Los análisis de los problemas de hidráulica de canales abiertos típicamente requiere la suposición de que la elevación de la superficie del agua y la elevación de la energía total tienen un valor constante de un lado de la sección transversal al otro. La figura 1.25 muestra las líneas de gradiente de energía para dos segmentos de la sección transversal teniendo diferentes velocidades promedio.

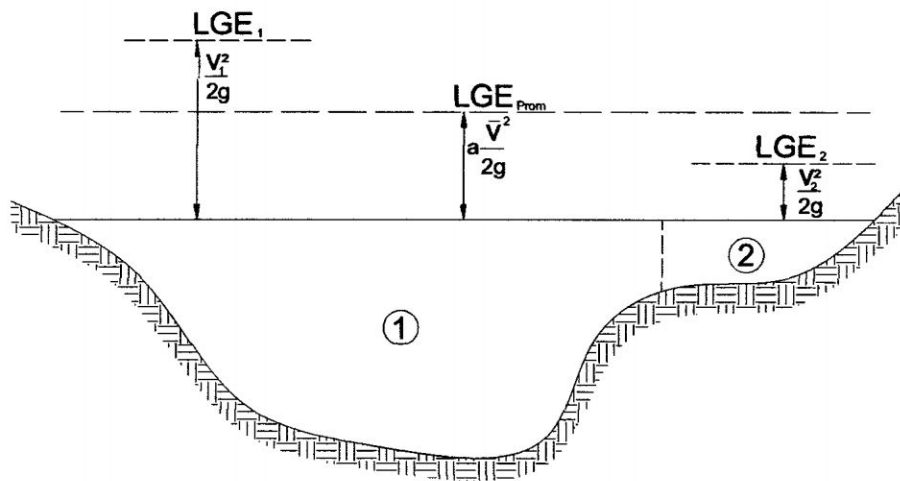


Figura N° 1.25 Obtención de la energía cinética media

Para la suposición de una línea de gradiente de energía constante para una sección válida, una carga de velocidad promedio debe ser desarrollada que esencialmente agrupe los diferentes valores del término carga de velocidad para el cauce, y las áreas de planicies de inundación izquierda y derecha dentro de un simple valor. Esta modificación incorpora un coeficiente de distribución.

Para calcular la energía cinética media, es necesario obtener la carga de velocidad midiendo el coeficiente alpha. Alpha es calculado de la siguiente manera:

Carga de energía cinética media = Carga de la velocidad ponderado del caudal.

$$\frac{\alpha \bar{V}^2}{2g} = \frac{Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g}}{Q_1 + Q_2} \quad (1.49)$$

Despejando α tenemos:

$$\alpha = \frac{2g \left[Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g} \right]}{(Q_1 + Q_2) \bar{V}^2}$$

Simplificando:

$$\alpha = \frac{Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2}{(Q_1 + Q_2) \bar{V}^2} \quad (1.50)$$

En forma general tenemos:

$$\alpha = \frac{[Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2 + \dots + Q_N V_N^2]}{Q \bar{V}^2} \quad (1.51)$$

Donde: α = coeficiente de distribución de velocidad (adimensional)

$Q_1, 2, \dots, n$ = Descarga en las secciones apropiadas de la sección transversal (ft³/s, m³/s).

$V_1, 2, \dots, n$ = Velocidad promedio en las secciones apropiadas de la sección transversal (ft/s, m/s).

Q = Descarga total de la sección transversal (ft³/s, m³/s).

\bar{V} = Velocidad promedio en toda la sección transversal (ft/s, m/s).

En función de la conductividad:

$$K = \frac{Q}{\sqrt{S_f}} \quad (1.52)$$

Donde:

K = Conductividad de la sección.

Q = caudal.

S_f = Pendiente de la línea de energía.

Tenemos:

$$\alpha = \frac{A_t^2 \left[\frac{K_1^3}{A_1^2} + \frac{K_2^3}{A_2^2} + \dots + \frac{K_N^3}{A_N^2} \right]}{K_t^3}$$

$$\alpha = \frac{A_t^2}{K_t^3} \sum_{i=1}^N \frac{K_i^3}{A_i^2} \quad (1.53)$$

Donde: A_t = Área total del flujo de la sección.

A_i = Área del flujo de las sub-áreas $i = 1, 2, 3, \dots, N$.

K_t = Conductividad total de la sección.

K_i = Conductividad de las sub-áreas $i = 1, 2, 3, \dots, N$.

α es siempre mayor o igual a uno y generalmente en el rango entre 1.0 y 2.5. Éste es típicamente pequeño para flujos en canales ($1.0 < \alpha < 1.5$), pero puede ser grande para inundaciones ocupando el cauce y las áreas de orillas ($1.5 < \alpha < 2.5$).

1.5.6 Evaluación de pérdidas por fricción

Para evaluar las pérdidas por fricción, es necesario aplicar la ecuación de Energía, entre los puntos 1 y 2 de la Figura N° 1.26, el cual es como sigue:

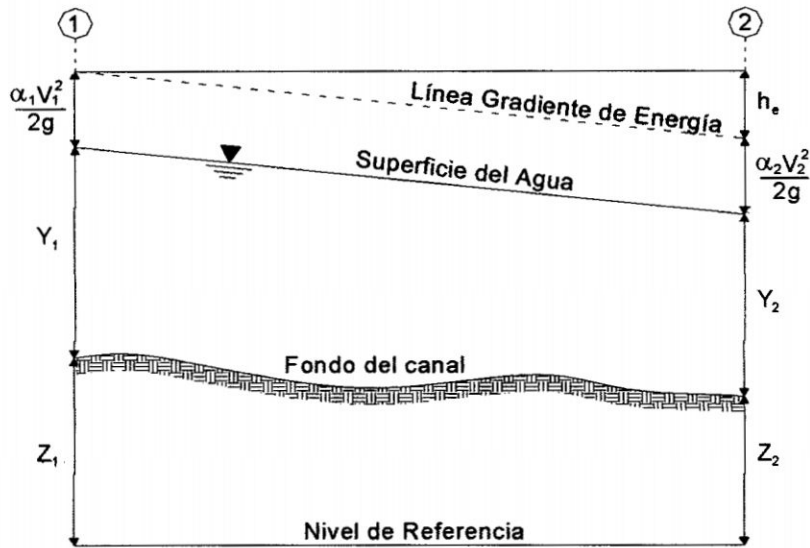


Figura N° 1.26 Representación de términos en la ecuación de Energía.

$$Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_e \quad (1.54)$$

- Donde:
- Y1, Y2 = Profundidad del agua en las secciones.
 - Z1, Z2 = Elevaciones del fondo del canal por encima del Nivel de Referencia.
 - V1, V2 = Velocidades promedio (Qt/At)
 - α_1, α_2 = Coeficientes de la altura de velocidad.
 - g = Aceleración de la gravedad.
 - he = Pérdida de altura de Energía.

La pérdida de altura de energía (h_e) entre dos secciones abarca las pérdidas por fricción mas las pérdidas por contracción o expansión. La ecuación para la pérdida de energía entre las dos secciones es como sigue:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right| \quad (1.55)$$

- Donde: L = Longitud del tramo.
- \bar{S}_f = Pendiente de fricción representativo entre las secciones.
- C = Coeficiente de pérdida por contracción o expansión.

La pérdida por fricción es evaluada como el producto de \bar{S}_f y L (ecuación 2.29), donde \bar{S}_f es la pendiente de fricción representativa y la distancia de la longitud del tramo, L, es calculado como:

$$L = \frac{\sum_{i=1}^N L_i \bar{Q}_i}{\sum_{i=1}^N \bar{Q}_i} \quad (1.56)$$

- Donde: L_i = Longitud de los tramos especificado para cada caudal \bar{Q}_i .
- \bar{Q}_i = Promedio aritmético de los caudales en las sub-secciones.

La pendiente de fricción (pendiente de la línea gradiente de Energía) para cada sección es calculada desde la ecuación de Manning y es como sigue:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad (1.57)$$

Por otro lado existen expresiones alternativas para representar la pendiente de fricción, los cuales son:

Ecuación Promedio de Conductividad:

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad (1.58)$$

Ecuación Promedio de Pendiente de Fricción:

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \quad (1.59)$$

Ecuación Media Geométrica de la Pendiente de Fricción:

$$\bar{S}_f = \sqrt{S_{f1} \times S_{f2}} \quad (1.60)$$

Ecuación Media Armónica de la pendiente de Fricción:

$$\bar{S}_f = \frac{2(S_{f1} \times S_{f2})}{S_{f1} + S_{f2}} \quad (1.61)$$

Las ecuaciones que se indican son usadas dependiendo el régimen de flujo y el tipo de perfil.

Evaluación de pérdidas por contracción y expansión.

Las pérdidas por contracción o expansión ocurren debido a los cambios en la sección del cauce, y son evaluados por la expresión:

$$h_{ce} = C \left| \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right| \quad (1.62)$$

Donde: C = Coeficiente de contracción o expansión.

Cuando la carga de velocidad se incrementa en dirección aguas abajo, entonces es usado el coeficiente de contracción (contracción del flujo), y cuando la carga de velocidad disminuye se usa el coeficiente de expansión (expansión del flujo).

En el siguiente esquema se indica la contracción o expansión que ocurren en canales naturales.

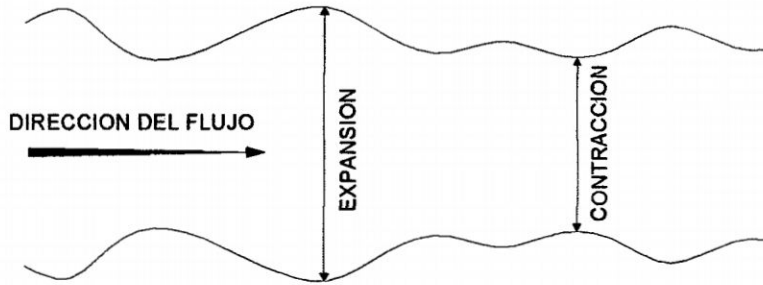


Figura N° 1.27 Esquema de contracción y expansión en ríos

Cuando los cambios en la sección de los ríos son pequeños y el flujo es subcrítico, los coeficientes de contracción y expansión son típicos y están en el orden de 0.1 a 0.30 respectivamente. Cuando los cambios en el área de la sección efectiva son abruptos tal como en puentes, los coeficientes de contracción y expansión de 0.30 y 0.50 respectivamente son usados frecuentemente. En ocasiones, los coeficientes de contracción y expansión alrededor de puentes y alcantarillas pueden ser tan altos como 0.60 y 0.80 respectivamente. Estos valores pueden ser cambiados en algunas secciones. Valores típicos para coeficientes de contracción y expansión, para flujo subcrítico y supercrítico, se muestran en la Tabla N° 1.7

Tabla N° 1.7 COEFICIENTES DE CONTRACCIÓN Y EXPANSIÓN PARA FLUJO SUBCRÍTICO.

Descripción	Contracción	Expansión
a. Para flujo subcrítico		
Cálculo de pérdidas sin transición	0.00	0.00
Transición gradual	0.10	0.30
Secciones típicas de puentes	0.30	0.50
Transición abrupta	0.60	0.80
b. Para flujo supercrítico		

Cálculo de pérdidas sin transición	0.00	0.00
Transición gradual	0.05	0.10
Transición abrupta	0.10	0.20

Fuente: Manual de Referencia Hidráulica del HEC-RAS, USACE, Pág. 3-20

El valor máximo para el coeficiente contracción y expansión es uno (1.0). En general, los coeficientes de contracción y expansión deberían ser inferiores para flujo subcrítico. En flujo subcrítico las cargas de velocidades son mucho más grandes, y los cambios pequeños en altura pueden ser cambios grandes en la carga de velocidad. Usando los coeficientes de contracción y expansión que serían típicos para flujo subcrítico puede resultar una sobre estimación de las pérdidas de energía y oscilaciones en el cálculo del perfil de superficie de agua.

1.5.7 Método del paso estándar

Este método es aplicable para canales prismáticos y no prismáticos, incluyendo las planicies de inundación adyacentes. La técnica es utilizada por la mayoría de los programas de computadora que calcula perfiles de flujo gradualmente variado permanente y puede ser utilizado para ambos flujos subcrítico y supercrítico. El método utiliza las ecuaciones de continuidad, energía, y Manning para encontrar la solución a la profundidad o elevación de la superficie del agua en una ubicación seleccionada a lo largo del río.

- **Ecuación del paso estándar**

La ecuación básica para solución del paso estándar es una pequeña modificación de los términos de la ecuación de energía. La ecuación de energía resultante para el análisis del perfil de la superficie de agua es:

$$WSEL_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WSEL_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_{L_{1-2}} \quad (1.63)$$

Donde: WSEL_{1, 2} = Elevación de la superficie del agua (z+y) en la ubicación indicada (ft, m)

hL 1-2 = la pérdida de fricción mas la pérdida por expansión y contracción entre los dos puntos (ft, m)

Introduciendo el equivalente de pérdidas a la ecuación, que resulta:

$$WSEL_2 = WSEL_1 + \left(\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right) + L_s \dot{s}_f + C_{e,c} \left| \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right| \quad (1.64)$$

La ecuación es la forma de la ecuación de energía utilizada por el HEC-RAS y la mayoría de otros programas de flujo gradualmente variado permanente para resolver para la elevación de superficie de agua desconocida en la ubicación 2.

Para utilizar el método del paso estándar, la descarga, geometría, los valores de rugosidad, y los coeficientes de contracción y expansión deben ser conocidos en cada ubicación de cálculo deseado. Adicionalmente, la descarga y las condiciones de borde (régimen de flujo y elevación inicial de la superficie del agua) deben ser especificadas. Se requiere de un procedimiento iterativo para calcular la profundidad o elevación de la superficie del agua en los puntos seleccionados. En la ecuación, la carga de velocidad y la pendiente de fricción en la ubicación 2 no pueden ser calculadas hasta que la elevación de la superficie de agua en la ubicación 2 sea determinada. Así el procedimiento es estimar la elevación de la superficie del agua en la ubicación 2, calcular la carga de velocidad y la pendiente de fricción promedio.

Si la estimación original no se aproxima al valor calculado, una nueva estimación de la elevación de la superficie del agua en la ubicación 2 es hecha y el proceso se repetirá

hasta que los dos valores estén dentro de la tolerancia especificada. Dos a cuatro iteraciones son usualmente suficientes para la mayoría de las secciones transversales para encontrar la tolerancia asignada.

Utilizando el término conductividad "K" para las áreas de orillas y cauce de una sección transversal, es posible obtener ecuaciones adicionales las cuales facilitan los cálculos manuales del perfil de la superficie de agua del flujo gradualmente variado permanente:

$$S_f = \frac{Q_{TOT}^2}{K_{TOT}^2} \quad (1.65)$$

$$Q_{lob} + Q_{ch} + Q_{rob} = Q_{TOT} = (K_{lob} + K_{ch} + K_{rob}) S_f^{1/2} \quad (1.66)$$

$$S_f = \left[\frac{Q}{(K_{lob} + K_{ch} + K_{rob})} \right]^2 \quad (1.67)$$

$$Q_{lob} = \frac{K_{lob}}{K_{TOT}} Q_{TOT} \quad (1.68)$$

$$L_Q = \frac{L_{lob} Q_{lob} + L_{ch} Q_{ch} + L_{rob} Q_{rob}}{Q_{TOT}} \quad (1.69)$$

- Donde:
- Q_{TOT} = descarga total de la sección transversal (ft², m²)
 - K_{lob} = conductividad en la orilla izquierda (ft³/s, m³/s)
 - Q_{lob} = descarga en la orilla izquierda (ft², m²)
 - K_{ch} = conductividad del cauce (ft³/s, m³/s)
 - Q_{ch} = descarga en el cauce (ft², m²)
 - K_{rob} = conductividad de la orilla derecha (ft³/s, m³/s)
 - Q_{rob} = descarga en la orilla derecha (ft², m²)
 - K_{TOT} = conductividad total de la sección transversal (ft³/s, m³/s)

L_Q = Longitud de tramo utilizado para calcular la pérdida por fricción
(ft, m)

L_{lob} = longitud promedio de flujo entre las orillas izquierda de las secciones transversales adyacentes (ft, m)

L_{ch} = longitud promedio de flujo entre los cauces de las secciones transversales adyacentes (ft, m)

L_{rob} = longitud promedio de flujo entre las orillas derecha de las secciones transversales adyacentes (ft, m)

En la sección correspondiente, se realiza el cálculo manual de la elevación de la superficie de agua siguiendo la metodología citada arriba, en la cual se visualiza mejor el valor de cada columna. Se puede verificar este cálculo con el HEC-RAS, resultado los mismos valores para la solución.

- **Procedimiento del paso estándar en el HEC-RAS.**

El algoritmo del HEC-RAS utiliza los siguientes pasos para calcular la elevación de la superficie del agua utilizando el método del paso estándar:

Establecer las condiciones de borde aguas abajo para flujo subcrítico o condiciones de borde aguas arriba para flujo supercrítico. Las condiciones de borde incluyen la elevación de la superficie de agua inicial o profundidad, la descarga, y la geometría inicial de la sección transversal. La elevación inicial de la superficie de agua puede ser obtenida a partir de valores de medidas en una compuerta, asumiendo la profundidad crítica, asumiendo la profundidad normal, o por estimaciones. La conductividad y descarga en las orillas izquierda y derecha y en el canal son calculados para la elevación de la superficie de agua inicial especificado. La descarga-carga de velocidad media y la pendiente de fricción en el borde son calculadas. Adicionalmente, la geometría de la sección transversal

para todas las ubicaciones en las cuales los cálculos son requeridos debe ser conocida, a lo largo con los valores n de Manning, longitud de tramos, datos de obstrucción, y descarga para todo el sistema del río.

La elevación de la superficie del agua es estimada, con la suposición de flujo subcrítico, en la siguiente sección transversal (sección 2) aguas arriba del borde (sección 1). En los proyectos HEC-RAS la profundidad de la sección 1 sobre la sección 2 para una estimación inicial de la elevación de la superficie del agua.

La descarga total en la sección 2 es distribuido a las áreas de orillas izquierda y derecha y para el cauce en proporción a la conductividad incremental. Una descarga promedio es calculada para cada uno de los tres caminos de flujo (distancias en canal y orillas izquierda y derecha) entre las dos secciones.

La velocidad promedio en la orilla izquierda y derecha, el cauce, y en toda la sección transversal es calculada. La carga de velocidad principal es calculada con una modificación, para los términos de velocidad y descarga para cada uno de los sub-segmentos del canal (áreas de orillas izquierda y derecha y el canal) y la descarga de la sección total y la velocidad promedio. Aunque HEC-RAS no utiliza para los cálculos, esto es calculado y expuesto por inspección del usuario. El programa coloca la descarga-carga de velocidad media igual al término del lado derecho de la siguiente ecuación:

$$\alpha \frac{V_{Prom}^2}{2g} = \frac{1}{2g} \left(\frac{V_{lob}^2 Q_{lob} + V_{ch}^2 Q_{ch} + V_{rob}^2 Q_{rob}}{Q_{TOT}} \right) \quad (1.70)$$

La estimación inicial de la elevación de la línea de gradiente de energía es obtenida agregando la carga de velocidad media encontrada a partir de la elevación de la superficie de agua estimada.

Una descarga-longitud de tramo media (LQ) es encontrado a partir de la descarga y la longitud de tramo para cada uno de los tres caminos de flujo entre las dos secciones. La pendiente de fricción promedio es obtenida entre las dos secciones. La pérdida por fricción entre las dos secciones es calculado con la ecuación $h_f = LSf$.

La carga de velocidad media en la sección 2 es substraído a partir de la carga de velocidad media en la sección 1.

- **SIMULACIÓN DE PERFILES DE SUPERFICIE LIBRE DE AGUA MEDIANTE EL HEC-RAS**

Utilizando los datos geométricos del archivo de importación y los caudales obtenidos anteriormente se procede a la simulación de los perfiles de superficie libre de agua para tal efecto primero se importaron los datos de secciones geométricas a partir de la ventana de edición de datos geométricos del HEC-RAS, seleccionando el menú File \Rightarrow Import Geometry Data \Rightarrow format, este proceso importa todas las secciones creadas en el ArcView hacia la ventana del HEC-RAS.

Los resultados obtenidos se muestran en el anexo correspondiente a cálculos hidráulicos, algunos de los cuales se muestran en las siguientes figuras.

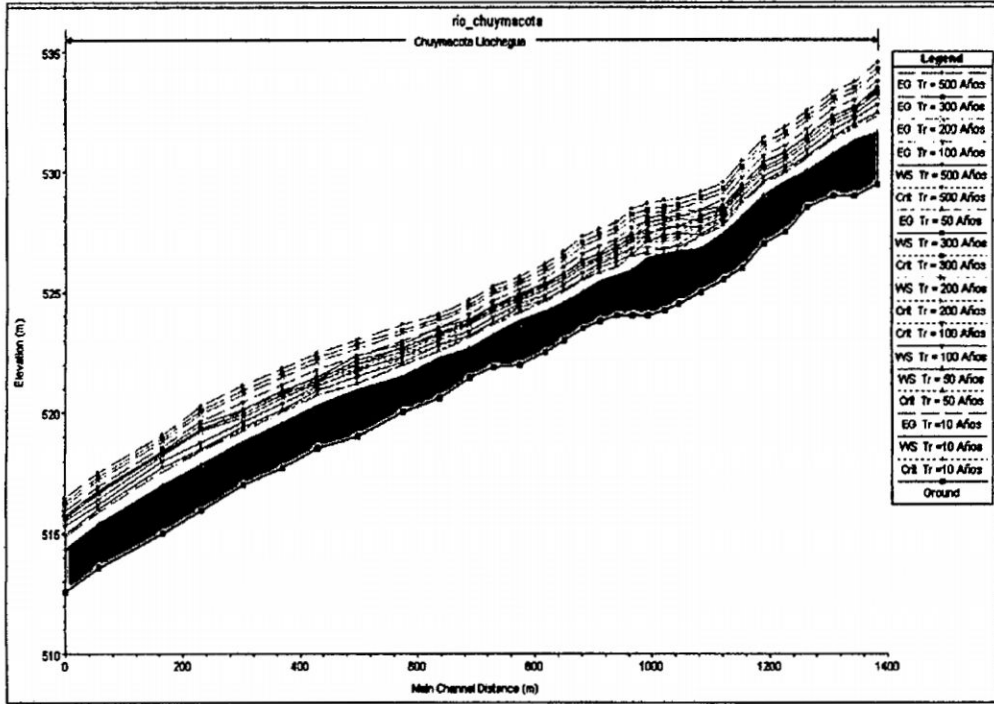


Figura N° 1.28. Perfil longitudinal superficie libre de agua, calculo en HEC-RAS.

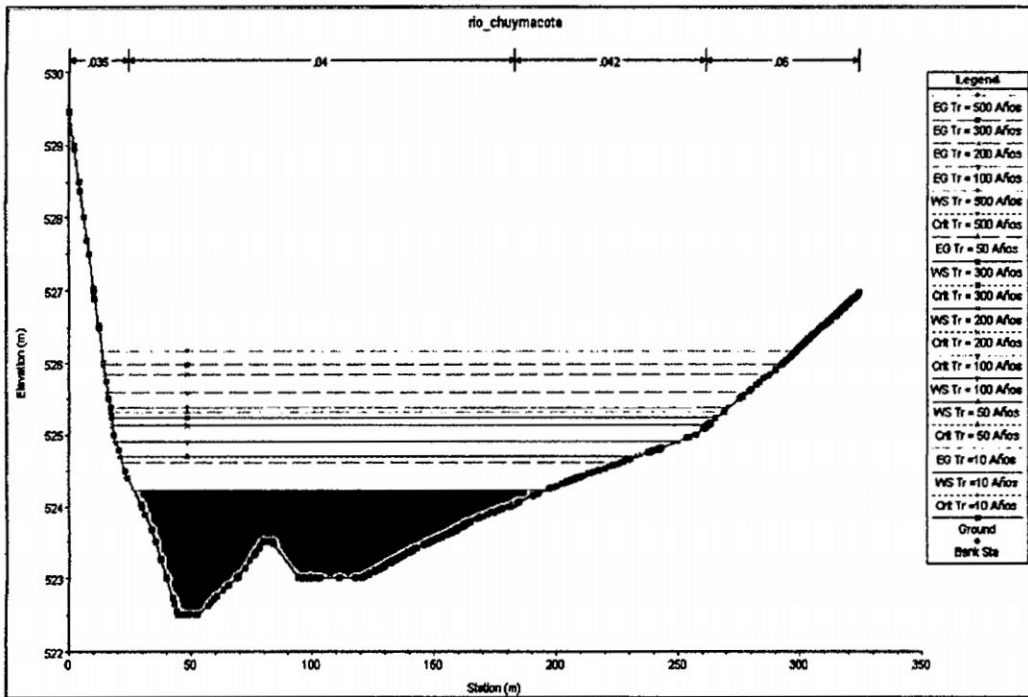


Figura N° 1.29. Secciones transversales mostrando el nivel alcanzado por el agua para diferentes periodos de retorno.

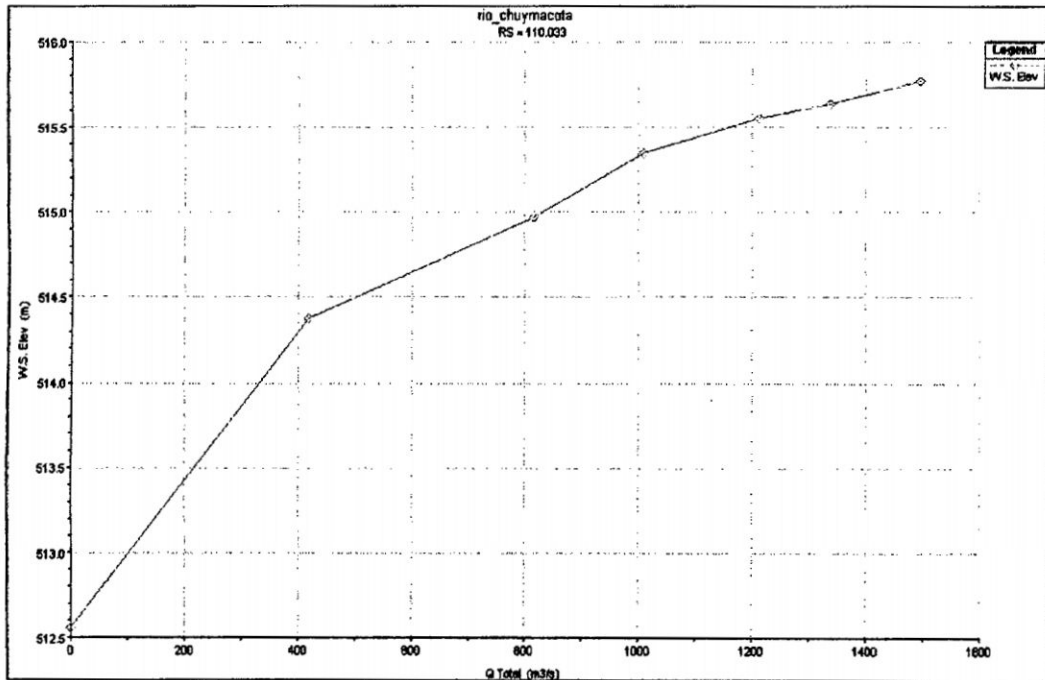


Figura N° 1.30. Curvas de calibración encontradas por el HEC-RAS para una sección transversal.

1.6 Transporte de sedimentos y su aplicación en el dimensionamiento de una estructura fluvial.

1.6.1 CONCEPTOS BÁSICOS

El material sólido que es transportado por los ríos proviene principalmente de la erosión de las cuencas. Las partículas más finas provienen de la erosión laminar y llegan a los cursos principales a través de los afluentes, las partículas más gruesas provienen por lo general de deslizamientos en la cuenca y desplomes de material de orillas originados por erosiones locales.

❖ Propiedades de los sedimentos

En hidráulica fluvial se entiende por sedimento cualquier material, más pesado que el agua, que es transportado en algún momento por la corriente y luego depositado en algún lugar; por esto se aplica tanto a una tremenda roca, como a una fina partícula de arcilla.

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

- No cohesivo o granular o friccionante
- Cohesivo
- Rocoso

Las propiedades individuales que poseen las partículas son:

- Peso específico
- Forma
- Tamaño
- Velocidad de caída

Para trabajar con el material en suspensión es necesario conocer:

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

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

a.- Peso específico (%)

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

$$\rho_s = \rho_s \cdot g \quad (1.71)$$

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

Puesto que una gran cantidad de arenas están formadas por partículas de cuarzo, el peso específico de estas partículas es de aproximadamente 2.65 Tn/m³, y su peso específico relativo es 2.65.

Se denomina, además peso específico del material sólido sumergido a la expresión $\rho = (\rho_s - \rho)$, y al peso específico relativo del material sólido sumergido a la relación:

$$\rho = (\rho_s - \rho) / \rho \quad (1.72)$$

b.- Forma de las partículas

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

$$FF = \frac{c}{\sqrt{ab}} \quad (1.73)$$

Siendo: a la mayor longitud de la partícula, b la siguiente y c la menor.

Un valor frecuente para el factor de forma de la arena es 0.7.

c.- Tamaño de las partículas

El tamaño de las partículas que se encuentran en los cauces naturales varía desde rocas grandes hasta limos microscópicos.

Con la finalidad de disponer de una nomenclatura común que permita designar las partículas de un mismo tamaño, se usará la clasificación adoptada por la American Geophysical Unión.

Las principales formas de determinar el tamaño de una partícula consisten en considerar alguna de las denominaciones siguientes:

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

Entre los diámetros característicos de los sedimentos más usados encontramos los siguientes:

D_{10} y D_{60} .

Para determinar el llamado coeficiente de uniformidad

$$Cu = D_{60} / D_{10}$$

Cuando: $Cu < 3$ Material es uniforme

$Cu = 1$ Completamente uniforme

$Cu > 3$ No uniforme.

D_{35} y D_{65} . Diámetro usado por Hans A. Einstein para expresar la rugosidad de una mezcla de sedimento.

D_{40} . Diámetro utilizado por Schoklitsch para representar la mezcla de sedimentos.

D_{50} . Diámetro que corresponde a la mediana de la distribución. Sólo cuando ésta es simétrica, la media, mediana y moda son iguales. Pero en general, la mediana (D_{50}) y la media (D_m) son diferentes. Shields lo utiliza para el análisis del inicio del movimiento.

D_{16} y D_{84} . En una distribución log – normal, las probabilidades 15.9 y 84.1% se satisfacen para $z_i = -1$ y $z_i = 1$ respectivamente y estos valores de la variable aleatoria corresponden a los puntos de inflexión de la curva de distribución normal estándar por lo que se ha redondeado a D_{16} y D_{84} .

D_{90} . Diámetro usado por Meyer Peter y Müller para representar la rugosidad de una mezcla de sedimento.

D_m . Diámetro medio, que se define mediante la siguiente relación:

$$D_m = \frac{\sum \Delta P_i D_i}{100} \quad (1.74)$$

Donde: $\square P_i$: es el valor del porcentaje de cada intervalo, en que se divide la curva granulométrica, puede ser variable o constante

D_i : diámetro medio correspondiente a cada intervalo en que se dividió la curva granulométrica. (Ver Fig. 2.16)

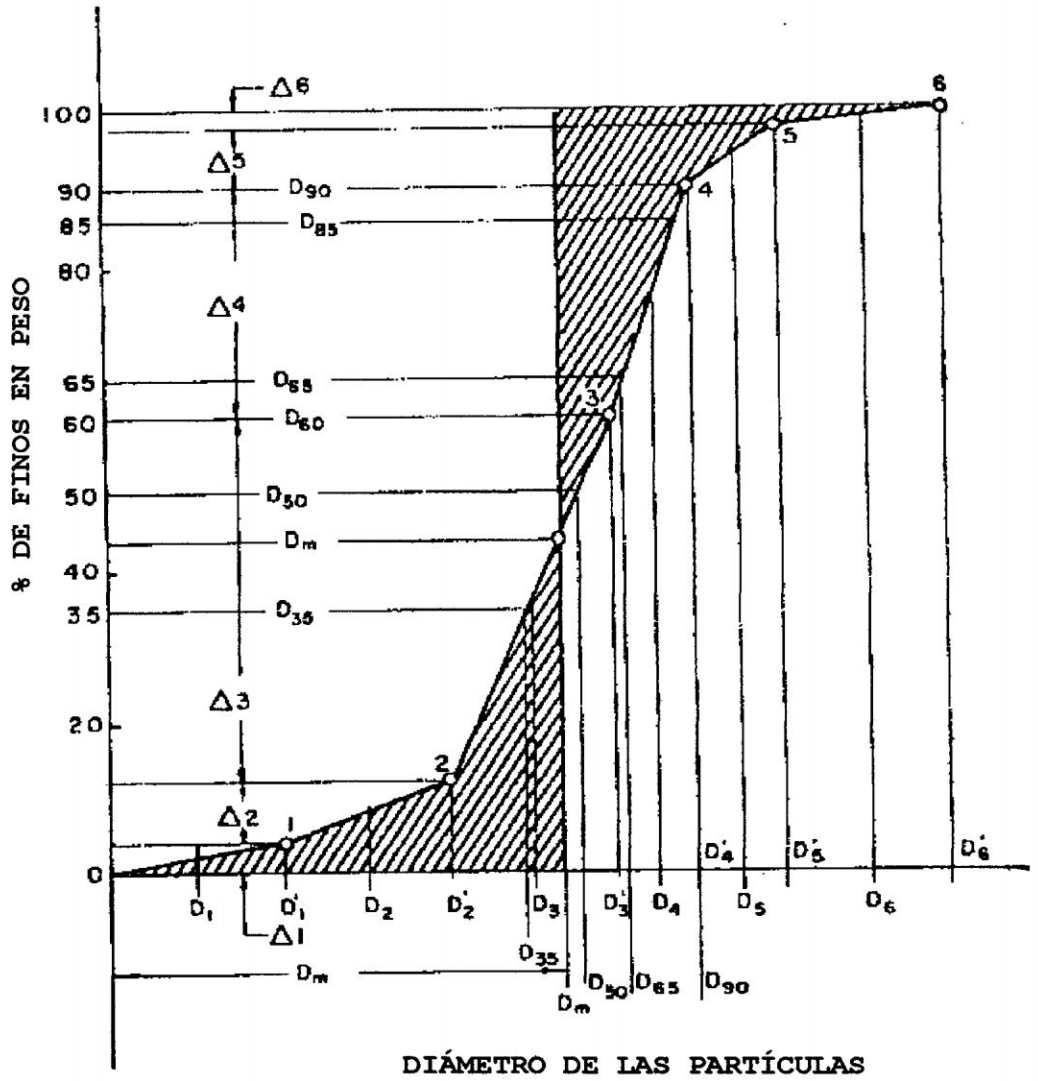


Figura 1.31. Curva de distribución de la frecuencia del tamaño de partículas.

c.1 Granulometría

En los fenómenos fluviales donde intervienen principalmente las arenas y gravas, se ha comprobado que, con mucha frecuencia, los tamaños de sus partículas se distribuyen

siguiendo una ley del tipo probabilidad normal. Siguiendo las distribuciones teóricas para representar la granulometría se describen las siguientes.

➤ **Distribución Normal**

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

$$D_i = D_{50} + z_i \sigma \quad (1.75)$$

Donde: D_i : diámetro de la partícula por debajo del cual queda el i por ciento de la muestra del suelo en peso, en mm

z_i : variable aleatoria estándar, función del porcentaje requerido, probabilidad o área bajo la curva

σ : desviación estándar. Es una medida de dispersión que indica qué tan dispersos están los datos con respecto a la media. Su valor puede determinarse si se conocen el D_{84} o el D_{16} ya que están a la misma distancia del D_{50} .

$$\sigma = (D_{84} - D_{50}) = (D_{50} - D_{16}) = (D_{84} - D_{16})/2 \quad (1.76)$$

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

$$D_{50} = (D_{84} + D_{16})/2 \quad (1.77)$$

1.7 Pautas para el dimensionamiento de una estructura fluvial flexible.

Tener en cuenta las pautas completas para un dimensionamiento completo de una estructura fluvial flexible mediante colchones reno y gaviones obliga a tener que estudiar aspectos importantes y necesarios, como son el estudio hidrológico que permita llegar a

un entendimiento completo acerca de la transformación precipitación – escorrentía para la obtención del hidrograma de máximas avenidas de diseño, a través de la utilización del programa HEC – HMS v. 3.4. Contando con el caudal máximo de diseño para un determinado periodo de retorno, se realizará el tránsito hidráulico a través de las secciones transversales obtenidos a partir de levantamiento topográfico en la zona de estudio, y a partir de esta simulación se obtendrá las características principales como son: velocidad, tirante y esfuerzo cortante, obtenidos mediante el programa HEC - RAS v. 4.0. A partir de estas características hidráulicas y teniendo en cuenta la condición de borde, es decir la relación caudal líquido vs caudal sólido, se obtendrán las tasas de erosión generalizada y local al pie de la estructura fluvial. Todos estos aspectos son sumamente importantes en el diseño de una estructura fluvial mediante colchones reno y gaviones que permitan contar con una herramienta valiosa para el aprendizaje de alumnos.

Capítulo II

ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LA CUENCA EN ESTUDIO

2.1 Introducción.

A partir de la información pluviométrica, correspondiente a precipitación máxima de 24 horas de la Estación Huaros (1990-2008), inmersa dentro de la cuenca del Rio Chillón, se determinará los hidrogramas de máximas avenidas para diferentes periodos de retorno, teniendo como punto de aforo, el mostrado en el plano de Topología C-01, para lo cual es necesario realizar la delimitación de la cuenca del Rio Chillón, mediante la ayuda del programa ArcGIS v. 9.2, hasta el punto de aforo mencionado líneas arriba, teniendo en cuenta una discretización adecuada, en este caso considerando 03 subcuencas y una canal de evacuación pluvial. Así mismo a partir de la ayuda del ArcGIS v. 9.2, se podrá determinar las características propias de cada una de las subcuencas, como son: áreas de las subcuencas, tiempos de concentración, números de curva, entre otros parámetros, para determinar finalmente el caudal de diseño para los periodos de retorno considerados en la investigación.

Para la determinación del hietograma de precipitación total, se utilizará, las precipitaciones máximas de 24 horas, las mismas que serán ajustadas a la distribución teórica de Gumbel, para luego posteriormente con la ayuda del hietograma sintético tipo I del NRCS, nos permita determinar el hietograma de precipitación total para diferentes periodos de retorno, la misma que se considerará igual para cada una de las subcuencas consideradas en el estudio. Para realizar la transformación precipitación escorrentía en

cada una de las subcuencas de estudio, será necesaria en primer lugar la determinación de los números de curva, a partir de los cuales se podrá obtener el hietograma de precipitación de exceso, considerando una abstracción inicial y abstracción continua.

Mediante la técnica del hidrograma unitario del NRCS, y el hietograma de precipitación de exceso, se determinará los hidrogramas de máximas avenidas para diferentes periodos de retorno a partir de la ecuación de convolucion discreta, contando con la ayuda del programa HEC HMS v. 3.4.

2.2 Discretizacion de la cuenca rural en estudio.

2.2.1 Estudios complementarios.

Con respecto a los estudios complementarios para la realización adecuada del estudio hidrológico, es necesario recopilar la siguiente información en la cuenca de estudio:

- Recopilación de antecedentes de estudios realizados en la cuenca del Rio Chillón.
- Reconocimiento del ámbito del proyecto, a partir de la cartografía y fotografía aérea de la zona de estudio, hasta el punto de aforo, como se muestra en el plano de Topología C-01.
- Recolección de información pluviométrica e hidrométrica en la zona de estudio.
- Reconocimiento del terreno, delimitación del límite de las máximas avenidas en la zona de estudio, recogiendo la versión de los pobladores de la zona.

2.2.2 Información de la cuenca principal.

La cuenca en estudio, hasta el punto de aforo, como se muestra en el plano de Topología C-01, nace desde la cota 4700, a partir de la laguna natural Pucrococha, formando a continuación la Quebrada Sarau, la misma que recibe las aguas de la laguna natural Rihuacocha por su margen izquierda, formando así a continuación la Quebrada Chillón, el mismo que aguas abajo recibe por su margen derecha las aguas provenientes de la laguna natural Chuchon, para finalmente formar el Rio Chillón. Siguiendo su recorrido hasta la cota 1150 msnm, recibe las aguas de diferentes quebradas por ambas márgenes, para finalmente en esta cota juntarse con el Rio Quisquichaca, y continuar con el nombre de Rio Chillón hasta el punto de aforo de estudio (plano de Topología C-01).

En el plano C-01, se muestra la topología de la cuenca de estudio, en la que se observa la discretización en tres subcuencas y un canal de evacuación pluvial.

En el plano de Cartografía C-02, se muestra la cartografía de la cuenca del Rio Chillón, que incluye la Estación Hidrometeorológica Huaros, ubicada en el Distrito de Huaros, Provincia de Canta, Departamento de Lima.

En el plano Fisiografía C-03, se muestra la fotografía aérea obtenida del programa Google Earth v. 4.3, la misma que se ha superpuesto a la cuenca del Rio Chillón, para determinar los números de curva que permita la obtención de las tasas de infiltración y el hietograma de precipitación de exceso.

La cuenca del Rio Chillón, hasta el punto de aforo (plano de Topología C-01), es de orden 4, según el criterio propuesto por Horton (Hidrología Aplicada – Ven Te Chow).

Para la delimitación de la cuenca principal del Río Chillón, fue necesario la utilización de la carta nacional que contempla el área y punto de aforo, digitalizada en Auto CAD, así como el programa ArcGIS v. 9.2, resultando en los planos C-01, C-02 y C-03.

2.2.3 Geomorfología de la cuenca principal.

La cuenca principal, hasta el punto de aforo, se ha considerado subdividir en 03 subcuencas y un canal de evacuación pluvial, realizando en cada uno de ellos la transformación precipitación escorrentía mediante técnicas de hidrogramas unitarios y el tránsito en el canal de evacuación pluvial mediante la técnica de onda cinemática, a partir de cuyos modelos se obtendrán los hidrogramas de máximas avenidas en el punto de aforo en estudio, contando para ello con los datos de precipitación máxima de 24 horas de la Estación Huaros (1990-2008).

Para la obtención de los tiempos de concentración en cada una de las subcuencas, se utilizará la formulación matemática de Kirpich.

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (2.1)$$

Donde: L: longitud del curso principal (m) y H: diferencia de alturas entre la cota más alta y la cota más baja (m), del cauce principal de cada una de las subcuencas del Río Chillón.

A continuación en la Tabla N° 2.1, se presenta las características geomorfológicas y los tiempos de concentración de cada una de las subcuencas.

**CARACTERISTICAS GEOMORFOLOGICAS Y TIEMPOS DE CONCENTRACION DE
CADA UNA DE LAS SUBCUENCAS.**

TABLA 2.1:

Denominación	Área (Km²)	Longitud del curso (m)	Cota más alta (msnm)	Cota más baja (msnm)	Tiempo de concentración (min)
SC 01	784.09	70016.67	4700.00	1150.00	332.37
SC 02	394.96	42830.71	4550.00	1150.00	191.56
SC 03	836.75	41710.09	1150.00	225.00	306.67

Las características del canal de evacuación pluvial es: Ancho del canal = 40 m, coeficiente de rugosidad de Manning = 0.03, pendiente del canal = 0.022.

2.2.4 Información Hidrometeorologica de la zona de estudio.

Para la determinación de los hidrogramas de máximas avenidas, se utiliza la Estación Huaros, inmerso dentro de la cuenca en estudio, cuyos datos se encuentran anexos al final de la presente investigación, y cuenta con un registro histórico de 18 años (1990 – 2008).

ESTACION: Huaros.

PARAMETRO: Precipitación Máxima en 24 horas (mm)

ALTITUD: 3585 msnm.

DEPARTAMENTO: Lima.

PROVINCIA: Canta.

DISTRITO: Huaros.

Los datos de precipitación máxima de 24 horas de la Estación Huaros, serán ajustados a la distribución empírica de Weibull, así como a la distribución teórica de Gumbel, para luego inferir a futuro las precipitaciones de diseño para diferentes periodos de retorno, los mismos que permitirán obtener los hietogramas de diseño de precipitación total a partir del hietograma sintético tipo I del NRCS, y finalmente los hidrogramas de máximas avenidas, en el punto de aforo como se observa en el plano de Topología C-01.

2.3 Determinación del hietograma de precipitación total en la cuenca de estudio.

Para la determinación del Hietograma de precipitación total se realizó utilizando las formulas matemáticas y también con los resultados obtenidos de datos de precipitación máxima de 24 horas de la Estación Huaros y para un tiempo de retorno de 50, 100, 200 y 500 años; los resultados obtenidos se muestran en los cuadros N° 04, 06, 08 y 10, también los gráficos N° 01, 03, 05 y 07 respectivamente del anexo A.

2.4 Calculo de tasas de infiltración mediante el método del número de curva.

Los cálculos de tasas de infiltración se realizaron mediante el método de número de curvas, para luego obtener los resultados y con ello realizar los gráficos de hietograma de precipitación efectiva.

2.5 Calculo del hietograma de precipitación de exceso.

Los cálculos del hietograma se realizaron mediante el método de número de curvas, para luego obtener los resultados y con ello realizar los gráficos de hietograma de precipitación efectiva o exceso, y los resultados obtenidos se muestran en los Cuadros N° 05, 07, 09, 11 y los Gráficos N° 02, 04, 06 y 08 respectivamente del anexo A.

2.6 Determinación del hidrograma unitario.

La determinación del hidrograma unitario se realizo mediante las formulas matemáticas obtenidas en el 1er. Capitulo y se ha obtenido los resultados los que se detallan específicamente en los cuadro N° 12, 13,14 y los gráficos N° 09 y 10), del anexo A.

2.7 Proceso de convolucion mediante el programa HEC-HMS v. 3.4.

El proceso de convolucion se realizo mediante el programa de HEC – HMS v. 3.4. y los resultados se detallan los gráficos N° 11, 12, 13, 14 y 15 del anexo A.

2.8 Determinación del caudal de máximas avenidas.

Para la determinación de los caudales de máximas avenidas, se seguirá el procedimiento de transformación precipitación escorrentía, mediante la metodología del hidrograma unitario sintético del NRCS, para cada una de las subcuencas en que se ha subdividido el Rio Chillón, mostrado en el plano de Topología C-01. Para la obtención de la tasa de infiltración en la subcuenca del Rio Chillón, se utilizará el método del número de curva.

A continuación se describe el procedimiento seguido, para la obtención de los hidrogramas de máximas avenidas en el punto de aforo.

Procedimiento:

1. Contando con el registro histórico de Precipitación Máxima de 24 horas (Cuadro N° 01), de la Estación Huaros (Periodo 1990-2008), instalada en el Distrito de Huaros, Provincia de Canta, del Departamento de Lima, se realiza el ajuste correspondiente a la distribución Teórica Gumbel, cuyo proceso matemático se muestra en los Cuadros N° 02 y 03, donde se puede notar que el valor crítico del estadístico de Smirnov Kolmogorov para un nivel de significación de 0.05 (95 % de probabilidad), es mayor que la desviación máxima entre la distribución Empírica y Teórica mediante el método de Momentos, para la Estación Huaros y por lo tanto la serie histórica de esta Estación se ajusta a la distribución probabilística de Gumbel, con cuyo modelo matemático se puede determinar a nivel probabilístico las tasas de precipitación máxima de 24 horas para diferentes periodos de retorno como se muestra en el Cuadro N° 03, del anexo A.
2. Contando con la ayuda del hietograma sintético tipo I del NRCS, propuesto por el Servicio de Conservación de Recursos Naturales de los Estados Unidos, se obtiene el hietograma de precipitación total para una duración de 24 horas, con un intervalo de tiempo de 1 hora, a partir de las precipitaciones de diseño obtenidas en el ítem anterior, como se muestra en los Cuadros N° 04, 06, 08 y 10, para los periodos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años, respectivamente.
3. A partir del hietograma de precipitación total y teniendo en cuenta el numero de curva igual a 80, elegido a partir del plano de Fisiografía C-03 para cada una de las subcuencas, donde se muestra la fisiografía de la cuenca del Rio Chillón, se muestra los hietogramas de precipitación de exceso para los periodos de retorno de 50, 100,

200 y 500 años, en los Cuadros N° 05, 07, 09 y 11 del anexo A. Así mismo en los Gráficos N° 01, 02, 03, 04, 05, 06, 07 y 08 del anexo A, se muestran los respectivos hietogramas de precipitación total y de exceso para cada uno de los periodos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años.

Para la determinación de los hietogramas de precipitación de exceso, se tendrá en cuenta las siguientes formulaciones matemáticas:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (2.2)$$

$$I_a = 0.2S \quad (2.3)$$

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad (2.4)$$

$$F_a = \frac{S(P - I_a)}{P - I_a + S} \quad (2.5)$$

Donde:

S: Abstracción potencial máxima.

CN: Numero de curva.

I_a: Abstracción inicial.

F_a: Abstracción continúa.

P: Precipitación en el intervalo de tiempo considerado.

P_e: Precipitación de exceso.

1. Es necesario determinar los hidrogramas unitarios de cada una de las subcuencas del Rio Chillón, hasta el punto de aforo (plano de Topología C-01), para lo cual se hace

uso de la formulación propuesta por el NRCS de los EEUU, el mismo que propone las siguientes formulaciones matemáticas:

$$\text{Tiempo de retraso: } t_p = 0.6t_c \quad (2.6)$$

$$\text{Tiempo al pico: } T_p = \frac{\Delta t}{2} + t_p \quad (2.7)$$

$$\text{Caudal pico: } q_p = \frac{2.08A}{T_p} \quad (2.8)$$

A: (km²), T_p : hrs, q_p : (m³/s/cm)

Donde:

A: Área de la cuenca.

q_p : Descarga pico.

T_p : Tiempo al pico.

t_c : Tiempo de concentración obtenido de la Tabla 2.1.

t_p : Tiempo de retraso.

Δt : Intervalo de tiempo obtenido como un 29% del tiempo de retraso.

Estos hidrogramas unitarios, son obtenidos a través del programa HEC HMS v. 3.4, teniendo en cuenta el tiempo de retraso a partir del tiempo de concentración obtenido anteriormente.

- Finalmente la determinación de los Hidrogramas de máximas avenidas, se realiza mediante la ecuación de convolucion directa y con la ayuda del programa HEC HMS v. 3.4, a partir de la siguiente ecuación:

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad (2.9)$$

Donde:

Q_n : Caudales (m³/s)

P_m : Pulsos de precipitación de exceso (mm)

U_{n-m+1} : Pulsos del hidrograma unitario (m³/s/mm)

Para la utilización de la ecuación (2.9), es necesaria la utilización de los pulsos de los hietogramas de precipitación de exceso y los pulsos de los hidrogramas unitarios para un intervalo de tiempo igual a 1 min para la obtención de un resultado aceptable, para cada una de las subcuencas del Rio Chillón.

3. Para realizar el transito del hidrograma de máximas avenidas a transitar producto del hidrograma total generado por la suma de hidrogramas de las subcuencas SC-01 y SC-02, se utiliza el modelo de onda cinemática, cuya formulación matemática es la siguiente:

- Continuidad:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (2.10)$$

- Momentum

$$S_0 = S_f \quad (2.11)$$

Al combinarse las ecuaciones de continuidad y Momentum de la onda cinemática, para producir una ecuación con Q como la única variable dependiente se obtiene:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \alpha\beta Q^{\beta-1} \frac{\partial Q}{\partial t} = q \quad (2.12)$$

Cuya solución en diferencias finitas es la siguiente:

$$Q_{i+1}^{j+1} = \frac{\frac{\Delta t}{\Delta x} Q_i^{j+1} + \alpha\beta Q_{i+1}^j \left(\frac{Q_{i+1}^j + Q_i^{j+1}}{2} \right)^{\beta-1} + \Delta t \left(\frac{q_{i+1}^{j+1} + q_{i+1}^j}{2} \right)}{\left[\frac{\Delta t}{\Delta x} + \alpha\beta \left(\frac{Q_{i+1}^j + Q_i^{j+1}}{2} \right)^{\beta-1} \right]} \quad (2.13)$$

$$\alpha = \left(\frac{nB^{2/3}}{S_0^{1/2}} \right)^{3/5} \quad \text{y} \quad \beta = 0.6 \quad (2.14)$$

Donde: S_o = pendiente del fondo del canal, n = coeficiente de rugosidad de Manning,
 B = ancho del canal.

El intervalo de tiempo se considera igual a 1 min para la obtención del hidrograma de máximas avenidas y el intervalo de distancia dividido en 05 tramos.

4. En el Grafico N° 09, se muestra la topología de la cuenca del Rio Chillón, ingresada al programa HEC HMS v. 3.4, y los resultados de los hidrogramas de máximas avenidas en el punto de aforo (plano de TopologíaC-01), para los periodos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años se muestran en los Gráficos N° 10, 11, 12 y 13 del anexo A.

A continuación se resumen los resultados:

$Tr = 50$ años, $Q = 181.77$ m³/s.

$Tr = 100$ años, $Q = 237.56$ m³/s.

$Tr = 200$ años, $Q = 300.68$ m³/s.

$Tr = 500$ años, $Q = 394.87$ m³/s.

5. Para el diseño de la defensa ribereña de los dos tramos críticos a ubicarse en el Rio Chillón, se considera un periodo de retorno igual a 50 años, para el cual se presenta un caudal igual a 181.77 m³/s.

Capítulo III

ESTUDIO HIDRÁULICO DEL TRAMO EN ESTUDIO

3.1 Introducción.

Esta parte de la investigación permitirá determinar el perfil de la superficie libre de agua sobre la línea del thalweg, teniendo en cuenta que el Rio Chillón es un cauce encajonado, producto de la instalación de viviendas a ambos márgenes en estas dos zonas críticas, que han reducido el cauce natural de este Rio.

Para el desarrollo del estudio hidráulico en el tramo de estudio, es necesario transitar el caudal de máximas avenidas igual a 181.77 m³/s, para un periodo de retorno de 50 años, obtenido en la etapa hidrológica, a partir del cual se obtendrá las características hidráulicas en cada una de las 60 secciones transversales perpendiculares a la línea del thalweg, considerando para ello tres coeficientes de rugosidad de Manning en las siguientes tres zonas: banco de inundación izquierdo, canal principal y banco de inundación derecho. Estos coeficientes de rugosidad serán obtenidos teniendo en cuenta la granulometría existente en cada una de las tres zonas, los mismos que nos permitirán encontrar la altura del nivel de agua alcanzado, así como la velocidad generada en cada una de las secciones transversales para realizar un predimensionamiento de la estructura hidráulica a instalar, como protección de las dos zonas críticas identificadas, como se muestra en los planos correspondientes. Para la realización de esta etapa se utilizará el programa HEC RAS v. 4.0.

3.2 Reconocimiento del tramo en estudio.

El reconocimiento del tramo en estudio se realizo un recorrido desde el Primer tramo:

Progresiva 4+260 @ 4+530 hasta el inicio del segundo tramo: Progresiva 4+990 @ 5+418, donde se observaron los diferentes puntos que existen en el rio chillón durante su recorrido hasta llegar al mar.

3.3 Ubicación de estructuras fluviales en tramos críticos.

Las estructuras fluviales se realiza en los tramos críticos de ambos márgenes del rio chillón desde el Primer tramo: Progresiva 4+260 @ 4+530 y el Segundo tramo: Progresiva 4+990 @ 5+418.

3.4 Obtención de las secciones transversales.

La obtención de las secciones transversales se obtiene después de hacer el levantamiento topográfico, después se ingresa los datos y luego se procesa en el HEC - RAS.

3.5 Determinación de los coeficientes de rugosidad de Manning en secciones transversales.

La determinación de los coeficientes de rugosidad de Manning es una etapa muy importante en todo estudio de Hidráulica, debido a que a partir de este número, se podrá definir la altura a la cual llega la superficie libre de agua, luego de transitar el caudal de máximas avenidas de diseño, presentándose en el tramo en estudio una gran variabilidad de rugosidades.

Los coeficientes de rugosidad de Manning fueron determinados teniendo en cuenta la granulometría inherente en cada una de las tres zonas, en las cuales se ha dividido cada

una de las 60 secciones transversales inmersas dentro del tramo de estudio, como se observa en el plano PG-01.

Para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning, se ha utilizado la formulación matemática propuesta por ABT S.R. (1987), la misma que se describe a continuación:

$$n = 0.0456(D_{50}S)^{0.159}, \text{ limite de aplicación: } 0.01 < S \leq 0.20$$

Donde: S_0 : pendiente del río.

D_{50} : Diámetro medio de las partículas del fondo del lecho (plg)

La pendiente promedio del Río Chillón, en el tramo en estudio es igual a 1.00% y los diámetros D_{50} , varían de acuerdo a la granulometría propia de cada una de las secciones transversales encontradas en el tramo en estudio.

Aplicando la fórmula de Abt, para diferentes tramos, según la configuración de las secciones transversales, se obtiene un coeficiente de rugosidad igual a 0.03, como promedio para ambos tramos críticos de estudio.

3.6 Determinación de zonas de expansión y contracción.

Es un tramo con alineamiento de sus bordes izquierdo y derecho en forma recta, lo mismo que no genera pérdidas por expansión y contracción.

3.7 Ingreso de secciones transversales al programa HEC-RAS v. 4.

Se introduce esos resultados en el HEC – RAS v.4. Para así obtener los resultados y ver las secciones transversales de cada sección, para nuestro caso de estudio se realizó 60 secciones en ambos márgenes del río Chillón.

3.8 Simulación Hidráulica del tramo de estudio.

Para la simulación hidráulica mediante flujo permanente gradualmente variado, para el caso sin defensa ribereña, se utilizará el programa HEC RAS v. 4.0, a partir de haber ingresado las 60 secciones transversales, así como los coeficientes de rugosidad de Manning. La base de datos gráfica de secciones naturales y coeficientes de rugosidad de Manning ingresada al tramo de estudio, se presenta en el anexo titulado: "Secciones transversales naturales del río Chillón, en el tramo de estudio sin defensa ribereña", del anexo B.

Luego de realizada la simulación hidráulica, se presenta los resultados mostrados en el anexo correspondiente a Hidráulica titulado "Simulación Río Chillón sin defensa ribereña", del anexo B a partir de la solución de la ecuación de energía mediante el método del paso estándar para el caso de flujo mixto, debido a que en el tramo se presentan ambos tipos de flujo.

En la Figura N° 3.1, se presenta una representación esquemática de la discretización de secciones transversales de un tramo de río:

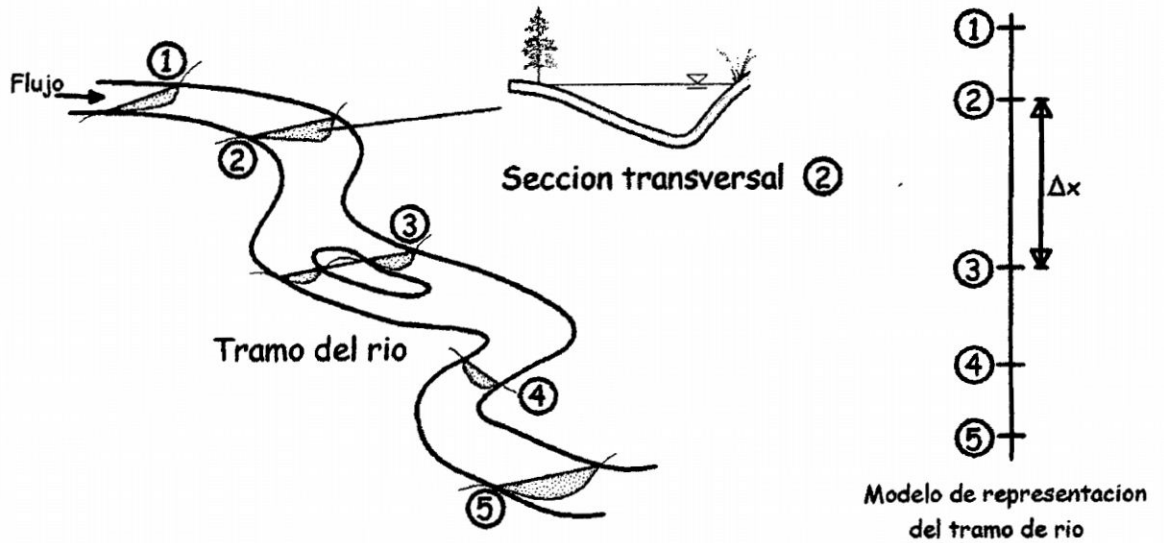


Figura 3.1. Representación conceptual de un tramo de un río mediante secciones transversales discretas.

3.9 Predimensionamiento de la estructuras fluvial.

3.9.1 Primer tramo: Progresiva 4+260 @ 4+530.

Este primer tramo ubica su inicio, tal como se muestra en el plano PG-01, donde el Río se encuentra encajonado, generando alturas considerables de niveles de agua, obligando a insertar una estructura hidráulica que permita soportar las cargas laterales vehiculares, así como de las viviendas adyacentes.

A continuación en la Tabla N° 3.1, se presenta las principales características hidráulicas del tramo.

TABLA N° 3.1 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS CRITICAS DEL PRIMER TRAMO.

Sección	Velocidad canal (m/s)	Esfuerzo de corte (N/m ²)	Tirante máximo (m)	Espejo de Agua (m)
60	3.48	74.53	3.36	24.28
59	3.32	65.48	3.68	24.99
58	5.00	157.7	3.17	18.52
57	3.47	69.77	3.82	27.28
56	4.93	151.4	3.33	19.67
55	4.69	140.24	2.91	19.41
54	3.11	57.07	3.54	23.81
53	2.92	48.94	3.83	32.8
52	3.40	67.89	3.83	22.7
51	3.34	64.69	4.06	22.72
50	3.11	54.13	4.34	23.26
49	5.12	157.25	3.74	18.99
48	5.37	174.22	3.3	17.31
47	5.07	160.86	3.11	16.47
46	5.15	163.15	3.28	19.01
45	5.16	165.37	3.28	16.71

A partir de la Tabla anterior, se puede observar que la velocidad máxima presentada corresponde a un valor igual a 5.37 m/s, existiendo la posibilidad de instalar una estructura flexible, como es el caso de colchones reno y gaviones.

Es necesario recalcar que para el diseño o verificación de estabilidad hidráulica de la defensa ribereña a considerar en ambas márgenes, se utilizará las características hidráulicas del canal principal.

3.9.2 Segundo tramo: Progresiva 4+990 @ 5+418.

El segundo tramo de análisis, como se muestra en el plano PG-01, es un tramo cercano al océano Pacífico, siendo vulnerable este debido a que los terraplenes adyacentes como protección del encauzamiento artesanal del Río Chillón, corren el peligro de erosionarse e inundar las viviendas adyacentes a ambos márgenes,

así mismo considerando aun más vulnerable, debido a que estos se encuentran por debajo de la línea del thalweg del Rio Chillón.

A continuación en la Tabla 3.2, se presenta las características hidráulicas del tramo.

TABLA 3.2. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL SEGUNDO TRAMO.

Sección	Velocidad canal (m/s)	Esfuerzo de corte (N/m ²)	Tirante máximo (m)	Espejo de Agua (m)
24	4.70	142.63	2.82	25.98
23	4.58	139.17	4.58	23.48
22	3.30	69.57	3.3	28.22
21	3.43	73.1	3.43	26.07
20	4.61	140.86	4.61	22.49
19	3.26	68.52	3.26	30.73
18	3.84	98.84	3.84	24.77
17	3.83	97.27	3.83	26
16	3.74	94.33	3.74	26.37
15	3.03	57.97	3.03	27.83
14	3.03	56.83	3.03	26.82
13	4.45	135.46	4.45	25.24
12	3.91	102.08	3.91	25.02
11	3.72	94.14	3.72	26.01
10	3.16	66.97	3.16	28.9
09	2.87	53.47	2.87	30.53
08	2.71	47.7	2.71	31.49
07	3.99	111.81	3.99	30.38
06	3.33	77.95	3.33	32.4
05	2.59	48.01	2.59	41.82
04	1.88	24.16	1.88	51.04
03	2.40	39.97	2.4	49.8
02	2.38	39.13	2.38	50.35
01	3.73	104.67	3.73	41.84

A partir de la Tabla anterior, se puede observar una velocidad máxima igual a 4.70 m/s, existiendo la posibilidad de instalar una estructura hidráulica compuesta por colchones reno y gaviones.

Capítulo IV

ESTUDIO DE HIDRÁULICA FLUVIAL

4.1 Introducción.

El análisis de transporte de sedimentos, para el tramo de interés de longitud igual a 1200 m, tiene incidencia directa en la determinación de la erosión local y generalizada en cada una de las secciones transversales, donde es necesario su análisis y según los dos tramos críticos de estudio de la presente investigación.

La erosión generalizada se realizará en una sección transversal crítica a elegir en cada una de los dos tramos críticos de la zona de estudio, mediante la metodología propuesta por Lischtván Levediev, teniendo en cuenta las características hidráulicas obtenidas en el proceso de simulación de flujo permanente gradualmente variado, sin considerar la estructura hidráulica, considerando para ello las partículas inherentes en cada una de las secciones transversales de estudio.

La aplicación de este capítulo tendrá incidencia directa en la determinación de la longitud del colchón reno que permita proteger la base de la estructura de gaviones de la erosión generalizada en el lecho del Río Chillón.

4.2 Calculo de la erosión generalizada en el tramo en estudio.

El objetivo consiste en calcular la socavación generalizada a partir de la ecuación de Lischtván Lebediev, cuando se transita el caudal de diseño a lo largo del tramo de estudio. A partir de este tránsito, se podrá obtener la erosión generalizada en secciones transversales, donde sea necesaria la instalación de defensas ribereñas. Para realizar esto, se tendrá en cuenta los resultados de las características hidráulicas obtenidas en la simulación sin defensa ribereña, como son: área hidráulica, espejo de la superficie libre de agua, considerando para ello la subdivisión del espejo de la sección transversal en 05 tramos, y a partir de las alturas hidráulicas obtenidas, se tendrá finalmente las profundidades de erosión, que finalmente mostrarán la geometría de la sección transversal erosionada.

Para la determinación de la socavación generalizada se presenta el criterio propuesto por Lischtván – Lebediev, el cual presenta la siguiente ecuación:

$$Y_s = \left\{ \frac{\alpha Y_o^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right\}^{\frac{1}{1+X}}$$

Donde:

$$x = 0.0068d_m^2 - 0.036d_m + 0.4283; \quad 0.05 \leq d_m < 2.5\text{mm}$$

$$x = 0.4101 - 0.0298\text{Ln}(d_m) \quad 2.50 \leq d_m < 60.0\text{mm}$$

$$x = 10^{-7} d_m^2 - 2 \times 10^{-4} d_m + 0.3004 \quad d_m \geq 60.0\text{mm}$$

d_m : Diámetro medio (mm) de los granos de fondo.

$$\alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u}$$

Donde:

$$Y_m = \frac{A}{B_e} \quad (\text{Tirante medio de la sección})$$

β : Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida en estudio.

μ : Coeficiente de contracción, igual a 1 para este caso.

Los cálculos de socavación generalizada se realizarán teniendo en cuenta una sección típica de cada uno de los dos tramos, a partir de los cuales se definirán las longitudes de los colchones reno.

4.3 Diseño hidráulico de las defensas ribereñas.

4.3.1 Diseño hidráulico del primer tramo.

Para el diseño de esta estructura hidráulica se toma en cuenta la simulación hidráulica con defensa ribereña, cuyos resultados hidráulicos más importantes, se resumen en la Tabla 4.1.

TABLA 4.1. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL PRIMER TRAMO.

Sección	Velocidad canal (m/s)	Esfuerzo de corte (N/m²)	Tirante máximo (m)	Espejo de Agua (m)
60	4.45	124.30	3.23	13.87
59	5.16	175.67	2.80	12.87
58	4.97	160.61	2.91	12.87
57	4.77	145.64	3.04	13.87
56	5.23	181.27	2.77	12.87
55	5.23	181.27	2.77	12.87
54	4.51	128.04	3.21	13.87
53	4.58	132.60	3.16	13.87
52	4.64	136.70	3.12	13.87
51	5.23	181.27	2.77	12.87
50	5.23	181.27	2.77	12.87
49	5.23	181.27	2.77	12.87
48	5.19	178.76	2.73	13.1
47	3.85	92.93	3.18	16.11
46	3.30	65.98	3.48	17.09
45	5.16	165.37	3.28	16.71

Teniendo en cuenta la Tabla 4.1, y siendo aceptable la instalación de un muro de gaviones, se presenta a continuación un resumen de los cálculos para la obtención del dimensionamiento de la estructura hidráulica:

MURO DE GAVIONES Y COLCHONES RENO TIPO I:

Para el diseño de estos gaviones ubicados entre las secciones 60 y 45, en ambos márgenes del Rio Chillón, como se muestra en el plano PG-01, se observa de la Tabla 4.1, que la máxima velocidad generada, luego del tránsito de la máxima avenida es igual a 5.23 m/s, para lo cual es necesario instalar la estructura de gaviones con las siguientes características:

- Gavión caja de 0.50 m de altura, para el colchón reno.
- Gaviones caja fuerte, cuyas especificaciones técnicas se muestra en el plano correspondiente, y otras cajas de gaviones, que alcancen finalmente una altura

de 4.50 m, debido a que como se muestra en la Tabla IV-1, la altura máxima alcanzada cuando se transita el caudal máximo es 3.48 m (considerando 0.50 m del colchón reno por debajo del lecho del Rio, como se muestra en el plano PG-01.

- Los gaviones caja deben ser plastificados, cuyas especificaciones se muestran en el plano PG-01 y PL-01.
- El diámetro de las piedras de relleno debe tener una granulometría entre 120 @ 250 mm, con un D50 igual a 190 mm.
- La máxima socavación generalizada, obtenida de las profundidades de socavación determinadas a partir de la formulación matemática de Lischtván Lebediev, es igual a 1.82 m, por lo que considerando un factor de 2.0 según recomendación de Maccaferri, se considera una longitud total del colchón reno igual a 4.00 m.
- Así mismo es necesario colocar un geotextil MACTEX MT 200, que garantice que las partículas que se encuentren por detrás del gavión no sean erosionadas.

A continuación se muestra en la Figura N° 4.1, la sección transversal propuesta:

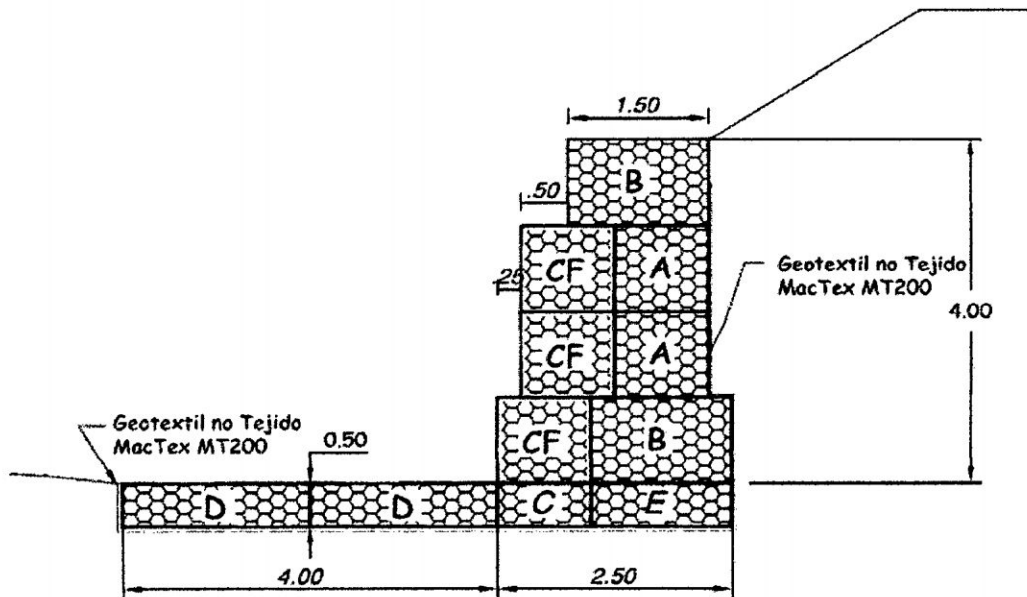


FIGURA N° 4.1. MURO GAVIONES Y COLCHONES RENO TIPO I

❖ **Diseño hidráulico del segundo tramo.**

Para el diseño de esta estructura hidráulica se toma en cuenta la simulación hidráulica con defensa ribereña, cuyos resultados hidráulicos más importantes, se resumen en la Tabla 4.2.

TABLA 4.2. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL SEGUNDO TRAMO.

Sección	Velocidad canal (m/s)	Esfuerzo de corte (N/m ²)	Tirante máximo (m)	Espejo de Agua (m)
24	4.70	142.63	2.82	25.98
23	3.84	101.35	2.26	24.58
22	4.10	118.95	2.17	24.58
21	3.77	97.64	2.46	24.58
20	3.88	104.38	2.37	24.58
19	4.39	138.61	2.13	24.58
18	4.37	137.49	2.18	24.58
17	3.58	89.54	2.12	27.05
16	4.25	133.24	1.82	27.05

15	3.87	106.89	1.91	27.05
14	3.87	107.27	1.92	27.05
13	3.61	91.14	2.09	27.05
12	3.64	92.68	2.03	27.05
11	2.95	60.9	2.2	29.77
10	3.08	67.13	2.12	29.77
9	3.04	65.12	2.14	29.77
8	3.12	69.12	2.09	29.77
7	3.21	73.99	2.04	29.27
6	3.98	121.99	1.65	29.08
5	2.55	47.92	1.83	40.1
4	2.58	49.26	1.84	40.1
3	2.71	55.56	1.72	40.1
2	2.80	59.56	1.7	40.1
1	3.56	104.71	1.32	40.1

Teniendo en cuenta la Tabla 4.2, y observando la velocidad máxima, luego del tránsito de la máxima avenida igual a 4.78 m/s (debe tenerse en cuenta que esta velocidad se presenta en la línea del thalweg, la misma que se encuentra alejada de la estructura de gaviones propuesta, pero por tratarse de un lecho entrelazado, se considera esta como una situación crítica, debido a que en algún año puede cambiar la línea del thalweg y viajar adyacente a la estructura hidráulica), para lo cual es necesario instalar la estructura de gaviones con las siguientes características:

- Gavión caja de 0.50 m de altura, para el colchón reno.
- Gaviones, cuyas especificaciones técnicas se muestra en el plano correspondiente, que alcancen finalmente una altura de 3.50 m, debido a que como se muestra en la Tabla 4.2, la altura máxima alcanzada cuando se transita el caudal máximo es 2.82 m.
- Los gaviones caja deben ser plastificados, cuyas especificaciones se muestran en el plano PC-01.

- El diámetro de las piedras de relleno debe tener una granulometría entre 120 @ 250 mm, con un D50 igual a 190 mm.
- La máxima socavación generalizada, obtenida de las profundidades de socavación presentadas en el anexo de la presente investigación, es igual a 1.75 m, por lo que considerando un factor de 2.0 según recomendación de Maccaferri, se considera una longitud total del colchón reno igual a 4.00 m.
- Así mismo es necesario colocar un geotextil MACTEX MT 200, que garantice que las partículas que se encuentren por detrás del gavión no sean erosionadas.

A continuación se muestra en la Figura N° 4.2, la sección transversal propuesta:

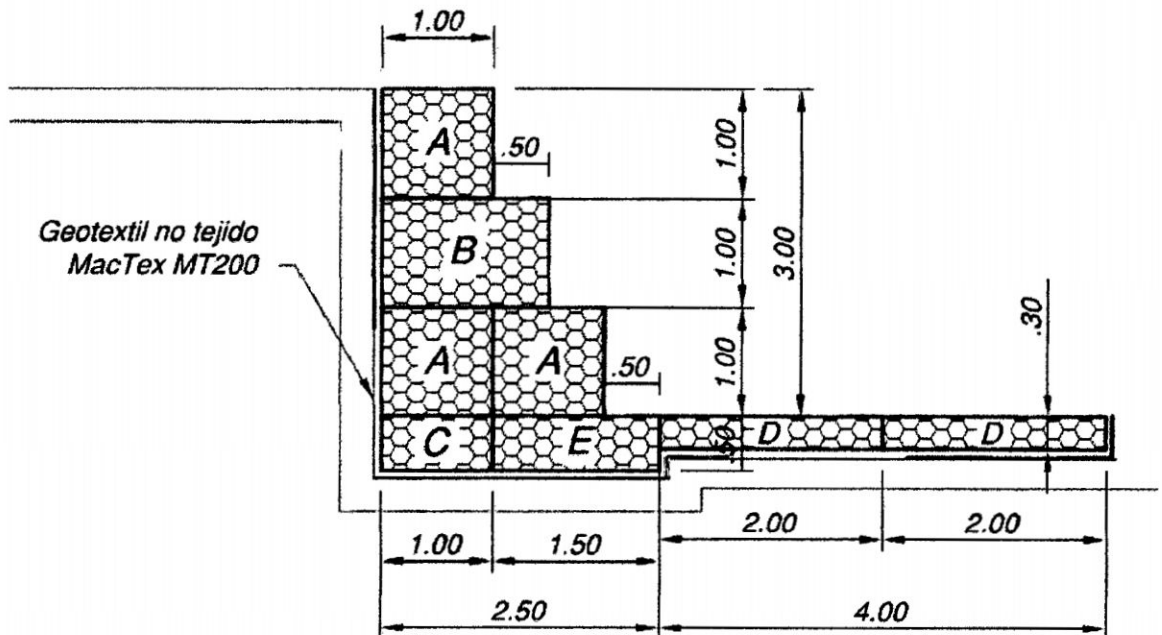


FIGURA N° 4.2. MURO DE GAVIONES Y COLCHONES RENO TIPO III

4.4 Determinación del diámetro de piedras para el llenado de gaviones caja.

La determinación del diámetro de piedras para el llenado de gaviones caja.

El espesor del gavión de coraza debe ser aproximadamente $2D_{50}$, siendo D_{50} el tamaño del material contenido con él. Para dimensionar el espesor se calcula la tensión crítica t_c del material D_{50} y se admite que la malla del gavión tiene el efecto de duplicar la tensión crítica ($2t_c$) necesaria para arrastrar la partícula. La coraza todavía admite una velocidad del orden de un 20% mayor, una vez superado el criterio anterior, porque el material se mueve deformando la malla.

Capítulo V

DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA FLUVIAL FLEXIBLE

5.1 Introducción.

Los gaviones y colchones reno consisten en un recipiente, normalmente un paralelepípedo, de alambre relleno de cantos rodados. Su antecedente son los cestones hechos de fajas y rellenos de guijarros. En los lugares en que no existe o es caro conseguir roca, esta es la manera más ingeniosa de aprovechar el material de grava, formando unidades de mayor peso. Con los gaviones se construyen estructuras capaces de resistir por gravedad formadas por hiladas de paralelepípedos apoyadas unas en otras, por ejemplo en diques longitudinales o espigones. Como su colocación es ordenada, el contacto entre gaviones es un amplio plano y como los gaviones se unen entre sí con alambre, el comportamiento de una fábrica de gaviones es ligeramente solidario o conexo, y puede calcularse para resistir por gravedad el empuje de tierras, por ejemplo (ver Figura N° 01 y 02).

La dimensión típica y estandarizada del gavión es de 1m x 1m en sección transversal y 1 a 5 m de longitud. Estos se llaman gaviones de cuerpo. Los gaviones de altura 0.50 m se llaman colchones reno porque se utilizan como cimentación.

Los gaviones son elementos permeables. Para evitar la pérdida del substrato y el hundimiento del gavión es preciso un filtro. La fábrica de gaviones es una estructura

moderadamente flexible que puede adaptarse a pequeñas erosiones del cauce o asientos del substrato.

5.2 Especificaciones técnicas del colchón reno.

DESCRIPCION.

Este ítem se refiere a todas las obras ejecutadas con Colchones Reno, las que se realizarán de acuerdo a las presentes especificaciones con los requisitos indicados en los planos de Defensas Ribereñas.

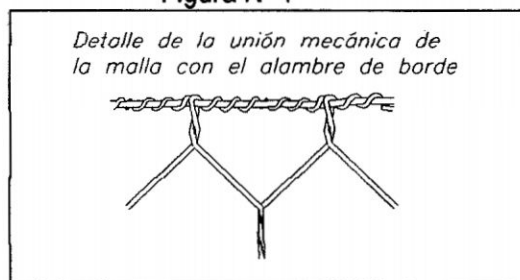
5.2.1 MATERIALES.

El Colchón Reno Reforzado es un elemento de forma prismática rectangular, constituido por piedras confinadas exteriormente por una red de alambre de acero protegido con un recubrimiento de Zinc 95% / Aluminio 5% + Tierras Raras (ASTM 856) (lo que se conoce como revestimiento Galvan) y revestidos adicionalmente con PVC. En la cara superior del colchón reforzado, la malla de acero deberá estar embebida en filamentos de polipropileno, formando un único elemento tridimensional de 1cm de espesor y de 90% de vacíos en conjunto con la malla de acero.

El Colchón Reno estará dividido en celdas mediante diafragmas intermedios. Todos los bordes libres del colchón, inclusive el lado superior de los diafragmas, deberán estar Reforzados con alambre de mayor diámetro al empleado para la red denominado alambre de borde.

Todos los bordes libres de la malla deberán ser enrollados mecánicamente al alambre de borde de manera que las mallas no se desaten. (Ver Figura N° 1)

Figura N° 1



Red Metálica.

Las características indispensables que deberá tener el tipo de red a utilizarse son las siguientes:

No ser fácil de destejer o desmallar.

Poseer una elevada resistencia mecánica y contra fenómenos de corrosión.

Ser fácil de colocar.

La red será de malla hexagonal a doble torsión, obtenida entrelazando los alambres por tres medios giros. De esta manera se impedirá que la malla se desteja por rotura accidental de los alambres que la conforman.

La abertura de la malla será de 10 x 12 cm para los Colchones Reno Reforzados y para la tapa de los Colchones Reno será de 6 x 8 cm.

El alambre usado en la fabricación de las mallas y para las operaciones de amarre y atirantamiento durante la colocación en obra, deberá ser de acero dulce recocido con carga de rotura media superior a 3,800 Kg/cm² y una elongación no inferior al 12% en el momento de ruptura.

El alambre deberá tener un recubrimiento de Zinc 95% / Aluminio 5% + Tierras Raras, de acuerdo a la Norma ASTM A856 Mischmetal Alloy Coated Carbon Steel (Revestimiento Galfan), cuyo espesor y adherencia garanticen la durabilidad del revestimiento.

Adicionalmente al recubrimiento con Zinc 95% / Aluminio 5% + Tierras Raras (Revestimiento Galfan), el alambre usado para la fabricación de la malla tendrá un revestimiento por extrusión con PVC (polivinil cloruro), de manera de garantizar su durabilidad en el tiempo, y que no sea afectada por sustancias químicamente agresivas y corrosiones extremas. Este revestimiento debe cumplir con lo siguiente:

Peso específico entre 1,300 y 1,350 kg/mt³, de acuerdo con la ASTM D 792-66 (79).

Dureza entre 50 y 60 shore D, de acuerdo con la ASTM D 2240-75 (ISO 868-1978).

Pérdida de peso por volatilidad a 105°C por 24 horas no mayor a 2% y a 105°C por 240 horas no mayor a 6%, de acuerdo con la ASTM D 1203-67 (74) (ISO 176-1976) y la ASTM D 2287-78.

Carga de rotura mayor a 210 kg/cm² de acuerdo con la ASTM D 412-75.

Estiramiento mayor que 200% y menor que 280%, de acuerdo con la ASTM D 412-75.

Módulo de elasticidad al 100% de estiramiento mayor que 190 kg/cm², de acuerdo con la ASTM D 412-75.

Pérdida de peso por abrasión menor que 190 mg, según la ASTM D 1242-56 (75).

Temperatura de fragilidad, Cold Bend Temperature, menor que -30°C, de acuerdo con la BS 2782-104 A (1970), y Cold Flex Temperature menor que +15°C, de acuerdo con la BS 2782-150 B (1976).

La máxima penetración de la corrosión desde una extremidad del hilo cortado, deberá ser menor de 25 mm cuando la muestra fuera sumergida por 2,000 horas en una solución con 50% de HCl (ácido clorhídrico 12 Be).

El diámetro del alambre de la malla será de 3.40 mm. Para los Colchones Reno. El diámetro del alambre de amarre y atirantamiento será de 3.20 mm.

La especificación final para los Colchones Reno será la siguiente:

Abertura de la malla	: 10 x 12 cm
Diámetro del alambre de la malla	: 2.40 mm
Diámetro del alambre de borde	: 3.00 mm
Recubrimiento del alambre	: Zn – 5 Al – MM (ASTM A856)
Revestimiento adicional	: PVC
Diám. Total del alambre de la malla	: 3.40 mm (incluido PVC)
Diám. Total del alambre de borde	: 4.00 mm (incluido PVC)

La especificación final para la tapa de los colchones Reno Reforzados será la siguiente:

Abertura de la malla	: 6 x 8 cm
Diámetro del alambre de la malla	: 2.20 mm
Recubrimiento del alambre	: Zn – 5 Al – MM (ASTM A856)
Revestimiento adicional	: PVC
Diám. Total del alambre de la malla	: 3.20 mm (incluido PVC)

El alambre para amarre y atirantamiento se proveerá en cantidad suficiente para asegurar la correcta unión entre los Colchones, el cierre de las mallas y la colocación del número adecuado de tirantes. La cantidad estimada de alambre para los Colchones es de 6% en relación a su peso.

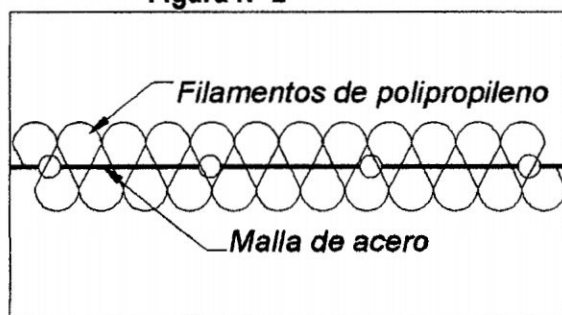
Filamentos de polipropileno.

La malla de acero de la tapa del colchón Reno Reforzado, está embebida en filamentos gruesos de polipropileno aleatoriamente fundidos en los puntos de contacto, formando un elemento tridimensional cuyo núcleo central está compuesto por la malla de acero (Ver Figura 2). Las características del polipropileno se detallan en el Cuadro N° 1.

Cuadro N° 1

Propiedades Físicas y Mecánicas de los filamentos de polipropileno			
Gramaje	g/m ²	ASTM D 5261	520
Indice de vacíos	%		>90
Espesor del filamento	mm		0,65
Color			Negro
Polimero			Polipropileno
Peso específico del polímero	g/m ³	ASTM D 792	905
Punto de fusión del polímero	°C	ASTM D 1505	150
Resistencia UV del polímero		ASTM D 4355	Estabilizado
Resistencia a tracción longitudinal	kN/m	ASTM D 4595	3,00
Deformación a la ruptura	%	ASTM D 4595	64
Resistencia a tracción transversal	kN/m	ASTM D 4595	1,20
Deformación a la ruptura	%	ASTM D 4595	57

Figura N° 2



Piedra.

La piedra usada para el relleno será de buena calidad, densa, tenaz, durable, sana, sin defectos que afecten su estructura, libre de grietas y de sustancias extrañas adheridas e incrustaciones cuya posterior alteración pudiera afectar la estabilidad de la obra.

El tamaño de la piedra deberá ser lo más regular posible, y tal que sus medidas estén comprendidas entre la mayor dimensión de la abertura de la malla y 2 veces dicho valor.

Podrá aceptarse, como máximo, el 5% del volumen de la celda del colchón con piedras del tamaño menor al indicado. El tamaño de piedra deseable estará entre 4" y 8" para el Colchón Reno Reforzado.

Antes de su colocación en obra, la piedra deberá ser aprobada por el Ingeniero Inspector.

5.2.3 EJECUCION

Antes de proceder a la ejecución de obras con colchones el Contratista deberá obtener la autorización escrita del Ingeniero Inspector, previa aprobación del tipo de red a utilizar. Cualquier modificación en las dimensiones o en la disposición de los Colchones a utilizar deberá contar con la aprobación del Ingeniero Inspector. No podrán aprobarse aquellas modificaciones que afecten la forma o la funcionalidad de la estructura.

La base donde los Colchones serán colocados deberá ser nivelada hasta obtener un terreno con la pendiente prevista. Los niveles de excavación deberán ser verificados por el Ingeniero Inspector antes de proceder a la colocación de los colchones; se constatará que el material de asiento sea el adecuado para soportar las cargas a que estará sometido y si el Inspector lo cree conveniente, las cotas podrán ser cambiadas hasta encontrar las condiciones adecuadas.

El armado y colocación de los Colchones se realizará respetando las especificaciones del fabricante de los colchones. Cada unidad será desdoblada sobre una superficie rígida y plana, levantando los paneles de lado y colocando los diafragmas en su posición vertical. Luego se amarrarán las cuatro aristas en contacto y los diafragmas con las paredes laterales.

Antes de proceder al relleno de los colchones deberá amarrarse cada colchón a los adyacentes a lo largo de las aristas en contacto, tanto horizontal como vertical. El amarre

se efectuará utilizando el alambre provisto junto con los gaviones y se realizará dando una vuelta simple y una vuelta doble cada 10cm.

Deberá colocarse 1 tirante vertical de alambre por cada metro cuadrado de colchón para unir la tapa con el fondo.

En caso de que el talud sea muy inclinado, se deberá fijar los colchones con la ayuda de estacas de madera, las que serán hincadas en el extremo superior de los colchones.

El relleno de los colchones se iniciará a partir de la parte inferior de revestimiento y será efectuado con piedra seleccionada. El relleno debe permitir la máxima deformabilidad de la estructura, dejar el mínimo porcentaje de vacíos, asegurando así un mayor peso.

Después de completar el relleno de los colchones, se procederá a cerrar el colchón colocando la tapa, la que será amarrada firmemente a los bordes superiores de las paredes verticales, a los diafragmas y a los tirantes.

Los diafragmas serán amarrados a la tapa utilizando el alambre de la espiral que une el diafragma a la base, el cual debe de ser estirado previamente y con esa longitud de alambre restante se amarrará los bordes del diafragma y el diafragma con la tapa.

Se deberá cuidar que el relleno del colchón sea el suficiente, de manera tal que la tapa quede tensada confinando la piedra.

5.2.4 MÉTODO DE MEDICION.

Las obras con Colchones Reno Reforzados se medirán por metro cuadrado de colchón ejecutado, de acuerdo a las medidas de los planos y a los requisitos de las presentes especificaciones.

5.2.5 CERTIFICACIÓN DEL FABRICANTE

Para asegurar la calidad de la materia prima, los procesos del fabricante y el producto final, se deberá exigir que el proveedor, así como el fabricante de los Colchones a instalarse, posea la Certificación ISO 9001:2000

Los materiales despachados a obra serán acompañados por un Certificado de Calidad original del fabricante.

5.2.6 BASES DE PAGO.

El trabajo realizado de acuerdo a las especificaciones señaladas, medido según el acápite anterior, y debidamente aprobado por el Ingeniero Inspector, será pagado sobre la base del precio unitario del contrato por metro cuadrado. Dicho pago constituirá la completa compensación para la mano de obra, materiales, equipos, herramientas, implementos y todo concepto necesario para la correcta ejecución de la partida.

5.3 Especificaciones técnicas de los gaviones.

5.3.1 DESCRIPCION.

Este ítem se refiere a todas las obras ejecutadas con Gaviones Caja Plastificados, las que se realizarán de acuerdo a las presentes especificaciones con los requisitos indicados en los planos.

5.3.2 MATERIALES.

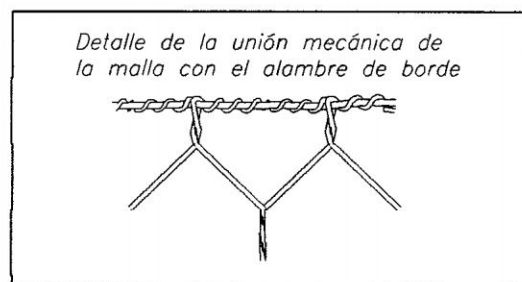
El Gavión Caja es un elemento de forma prismática rectangular, constituido por piedras confinadas exteriormente por una red de alambre de acero protegido con un recubrimiento

de Zinc 95% / Aluminio 5% + Tierras Raras (ASTM 856) y revestido adicionalmente con PVC.

El Gavión Caja estará dividido en celdas mediante diafragmas intermedios. Todos los bordes libres del gavión, inclusive el lado superior de los diafragmas, deberán estar reforzados con alambre de mayor diámetro al empleado para la red, alambre de borde.

Todos los bordes libres de la malla deberán ser enrollados mecánicamente al alambre de borde de manera que las mallas no se desaten. (Ver Figura N° 3)

Figura N° 3



Red Metálica

Las características indispensables que deberá tener el tipo de red a utilizar son las siguientes:

No ser fácil de destejer o desmallar.

Poseer una elevada resistencia mecánica y contra fenómenos de corrosión.

Facilidad de colocación.

La red será de malla hexagonal a doble torsión, obtenidas entrelazando los alambres por tres medios giros. De esta manera se impedirá que la malla se desteja por rotura accidental de los alambres que la conforman.

La abertura de la malla será de 10 x 12 cm para los Gaviones Caja.

El alambre usado en la fabricación de las mallas y para las operaciones de amarre y atirantamiento durante la colocación en obra, deberá ser de acero dulce recocido con carga de rotura media superior a 3,800 Kg/cm² y un estiramiento no inferior al 12%.

El alambre deberá tener un recubrimiento de Zinc 95% / Aluminio 5% + Tierras Raras, de acuerdo a la Norma ASTM A856 Mishmetal Alloy Coated Carbon Steel, cuyo espesor y adherencia garantice la durabilidad del revestimiento.

Adicionalmente al recubrimiento con Zinc 95% / Aluminio 5% + Tierras Raras, el alambre usado para la fabricación de la malla tendrá un revestimiento por extrusión con PVC (polivinil cloruro), de manera de garantizar su durabilidad en el tiempo, y que no sea afectado por sustancias químicamente agresivas y corrosiones extremas.

Peso específico entre 1,300 y 1,350 Kg/m³, de acuerdo con la ASTM D 792-66 (79).

Dureza entre 50 y 60 shore D, de acuerdo con la ASTM D 2240-75 (ISO 868-1978).

Pérdida de peso por volatilidad a 105°C por 24 horas no mayor a 2% y a 105°C por 240 horas no mayor a 6%, de acuerdo con la ASTM D 1203-67 (74) (ISO 176-1976) y la ASTM D 2287-78.

Carga de rotura mayor a 210 Kg/cm² de acuerdo con la ASTM D 412-75.

Estiramiento mayor que 200% y menor que 280%, de acuerdo con la ASTM D 412-75.

Módulo de elasticidad al 100% de estiramiento mayor que 190 Kg/cm², de acuerdo con la ASTM D 412-75.

Pérdida de peso por abrasión menor que 190 mg, según la ASTM D 1242-56 (75).

Temperatura de fragilidad, Cold Bend Temperature, menor que -30°C, de acuerdo con la BS 2782-104 A (1970), y Cold Flex Temperature menor que +15°C, de acuerdo con la BS 2782-150 B (1976).

La máxima penetración de la corrosión desde una extremidad del hilo cortado, deberá ser menor de 25 mm cuando la muestra fuera sumergida por 2,000 horas en una solución con 5% de HCl (ácido clorhídrico 12 Be).

El diámetro del alambre de la malla será de 2.40 mm. para los Gaviones Caja. El diámetro del alambre de amarre y atirantamiento será de 3.20 mm (incluido PVC).

La especificación final para los Gaviones Caja será la siguiente:

Abertura de la malla	: 10 x 12 cm
Diámetro del alambre de la malla	: 2.40 mm
Diámetro del alambre de borde	: 3.00 mm
Recubrimiento del alambre	: Zn – 5 Al – MM (ASTM A856)
Revestimiento adicional	: PVC
Diám. Total del alambre de la malla	: 3.40 mm (incluido PVC)
Diám. Total del alambre de borde	: 4.00 mm (incluido PVC)

El alambre para amarre y atirantamiento se proveerá en cantidad suficiente para asegurar la correcta unión entre los gaviones, el cierre de las mallas y la colocación del número adecuado de tirantes. La cantidad estimada de alambre es de 9% para los gaviones de 1.0 m de altura, en relación a su peso y 7% para los de 0.5 m.

Piedra

La piedra será de buena calidad, densa, tenaz, durable, sana, sin defectos que afecten su estructura, libre de grietas y sustancias extrañas adheridas e incrustaciones cuya posterior alteración pudiera afectar la estabilidad de la obra.

El tamaño de la piedra deberá ser lo más regular posible, y tal que sus medidas estén comprendidas entre la mayor dimensión de la abertura de la malla y 2 veces dicho valor. Podrá aceptarse, como máximo, el 5% del volumen de la celda del gavión con piedras del tamaño menor al indicado. El tamaño de piedra deseable estará entre 6" y 10" para el Gavión Caja.

Antes de su colocación en obra, la piedra deberá ser aprobada por el Ingeniero Inspector.

5.3.3 EJECUCIÓN

Antes de proceder a la ejecución de obras con gaviones el Contratista deberá obtener la autorización escrita del Ingeniero Inspector, previa aprobación del tipo de red a utilizar. Cualquier modificación en las dimensiones o en la disposición de los gaviones a utilizar deberá contar con la aprobación del Ingeniero Inspector. No podrán aprobarse aquellas modificaciones que afecten la forma o la funcionalidad de la estructura.

La base donde los gaviones serán colocados deberá ser nivelada hasta obtener un terreno con la pendiente prevista. Los niveles de excavación deberán ser verificados por el Ingeniero Inspector antes de proceder a la colocación de los gaviones; se constatará que el material de asiento sea el adecuado para soportar las cargas a que estará sometido y si el Inspector lo cree conveniente, las cotas podrán ser cambiadas hasta encontrar las condiciones adecuadas.

El armado y colocación de los gaviones se realizará respetando las especificaciones del fabricante de los gaviones. Cada unidad será desdoblada sobre una superficie rígida y plana, se unirán los alambres superiores de cada una de las aristas unos con otros para dar la forma al gavión y se procederá a colocar los diafragmas en su posición vertical.

Luego se amarrarán las cuatro aristas en contacto y los diafragmas con las paredes laterales.

Los diafragmas serán amarrados a los paneles laterales utilizando el alambre de la espiral que une el diafragma a la base, el cual debe de ser estirado previamente y con esa longitud de alambre restante se amarrará los bordes del diafragma con los paneles laterales.

Antes de proceder al relleno deberá amarrarse cada gavión a los adyacentes, a lo largo de los cuatro bordes en contacto, tanto horizontal como vertical, no es necesario amarrar los diafragmas entre sí.

Todos los amarres se efectuarán utilizando el alambre provisto junto con los gaviones y se realizará dando una vuelta simple y una vuelta doble cada 10cm en forma alternada (Figura N° 4)

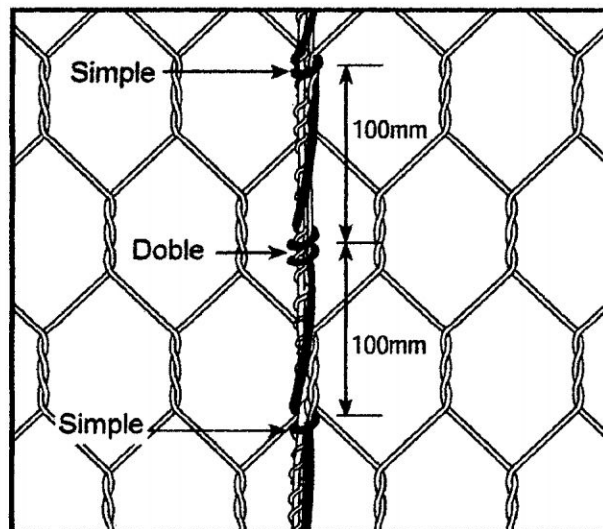


Figura N° 4.- Detalle del amarre

Para obtener un mejor acabado los gaviones podrán ser traccionados antes de ser llenados, según disponga el Ingeniero Inspector. Como alternativa podrá usarse un encofrado de madera.

El relleno de los gaviones será efectuado con piedra seleccionada. El relleno debe permitir la máxima deformabilidad de la estructura y no exceder el porcentaje de vacíos de las piedras considerado en el diseño.

Durante la operación de relleno de los gaviones, deberán colocarse dos tirantes de alambre a cada tercio de la altura del gavión de 1.00m de alto (en cada celda de 1.0m de longitud). Estos tirantes unirán paredes opuestas con sus extremos atados alrededor de dos hexágonos de la malla. Para gaviones de 0.50 m de alto bastará colocar los tirantes en el nivel medio de las cajas.

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

Los gaviones vacíos, colocados arriba de una camada ya terminada, deberán de coserse a lo largo de todos los bordes de la base con la tapa del gavión inferior, no es necesario coser los diafragmas de los gaviones superiores con los inferiores.

5.3.4 MÉTODO DE MEDICION.

Las obras con Gaviones Caja se medirán por metro cúbico de gavión ejecutado, de acuerdo a las medidas de los planos y a los requisitos de las presentes especificaciones.

5.3.5 CERTIFICACIÓN DEL FABRICANTE

Para asegurar la calidad de la materia prima, los procesos del fabricante y el producto final, se deberá exigir que el proveedor, así como el fabricante de los gaviones a instalarse, posean la Certificación ISO 9001:2000

Los materiales despachados a obra serán acompañados por un Certificado de Calidad original del fabricante.

Análisis de estabilidad de la estructura fluvial flexible.

Este estudio propone exponer criterios generales de técnica para el dimensionamiento y diseño de obras de contención flexibles en gaviones y colchones reno.

El propósito es contribuir en los sectores de diseño y ejecución de obras de contención, utilizando estructuras en gaviones para defensas ribereñas.

5.4.1 MUROS DE CONTENCIÓN.

Definición de Muros de Contención.

Las estructuras de contención o de relleno, son obras civiles construidas con la finalidad de proveer estabilidad y seguridad contra la rotura de macizos de tierra o roca, proveendo soporte a estos macizos y evitando el deslizamiento causado por el propio peso o por cargas externas.

El análisis de una estructura de contención consiste en el análisis del equilibrio del conjunto formado por el macizo de suelo y la propia estructura.

Estructuras de Contención a Gravedad.

Las estructuras a gravedad utilizan su peso propio y muchas veces el peso de una parte del bloque de suelo incorporado a ella para su estabilidad.

Las estructuras a gravedad es formada por un cuerpo de macizos que pueden ser construidos de concreto ciclópeo, emboquillados de piedra, gaviones o hasta una combinación de varios tipos de materiales.

Su estabilidad frente al empuje ejercido por el bloque del suelo contenido, es provista por su peso propio; es de ahí su nombre de estructuras a gravedad.

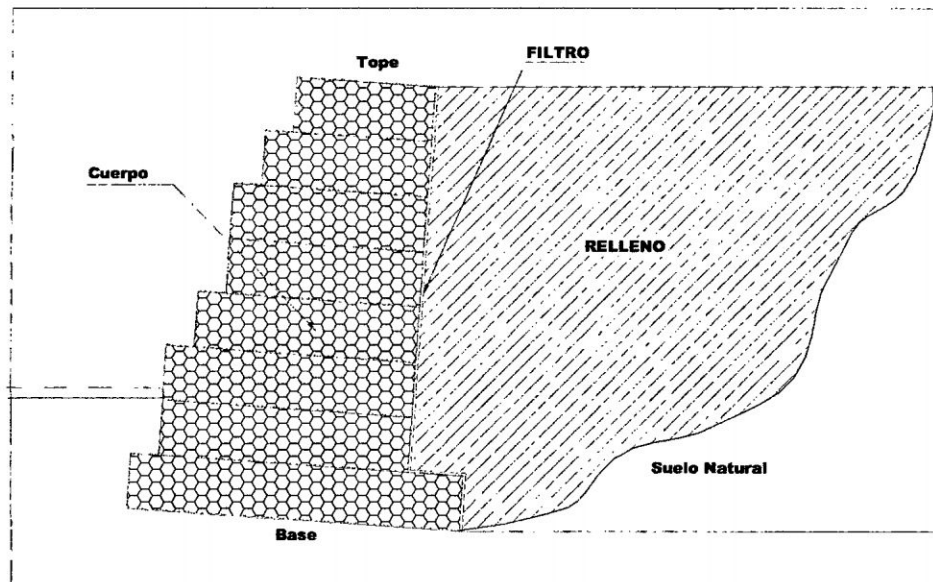


Figura N° 5. Representación Básica de un Muro de Contención a Gravedad

Debido al tipo de material, estas estructuras se pueden subdividir en:

- Estructuras Rígidas (concreto ciclópeo, emboquillado de piedras, etc.)
- Estructuras Flexibles (gaviones, bloques articulados, etc.)
 - Físicos;
 - Geotécnicos y
 - Económicos.

Estructuras de Contención de Gaviones.

Estas estructuras son construidas por elementos metálicos confeccionados con redes de malla hexagonal de doble torsión, llenados con piedras, tal como se muestra en la Fig. 4.1; son estructuras extremadamente ventajosas, desde el punto de vista técnico y económico,

pues poseen un conjunto de características funcional que no existen en otros tipos de estructuras.

La malla hexagonal metálica, debe poseer las siguientes características:

- Elevada resistencia mecánica;
- Elevada resistencia contra la corrosión;
- Buena flexibilidad;
- No ser fácil de destejer o desmayar.

El tipo de malla metálica que mejor atiende a estos requisitos es aquella del tipo hexagonal de doble torsión, producidas con alambres de bajo contenido de carbono, revestidos con aleación de 95% de zinc, 5% de aluminio y tierras raras (Zn 5Al MM = Galfan®), con revestimiento plástico.

Estas estructuras de gaviones se subdividen en:

- Estructuras Monolíticas (son gaviones unidos entre sí a través de amarres ejecutados a lo largo de las aristas en contacto, resultando un bloque homogéneo);
- Estructuras Resistentes (debido a la malla metálica que lo contiene, que proporciona una distribución uniforme de los esfuerzos a lo que son sometidos);
- Estructuras Durables (debido al revestimiento de los alambres, las estructuras garantizan mayor durabilidad en el tiempo);
- Estructuras Armadas (los alambres están diseñados a resistir las sollicitaciones a tracción y corte y también tiene la función de distribuir los esfuerzos de tracción originados por aquellos que actúan sobre la estructura);
- Estructuras Flexibles (permiten deformaciones y movimientos del terreno, sin perder su estabilidad y eficiencia);

- Estructuras Permeables (son autodrenantes, permitiendo aliviar por completo el empuje hidropático sobre la estructura);
- Estructuras de Bajo Impacto Ambiental (son estructuras que se integran rápidamente al medio circundante, posibilitando que el ecosistema anterior se recupere casi totalmente);
- Estructuras Prácticas y Versátiles (facilidad contractiva ya que los materiales a utilizarse son secos) y
- Estructuras Económicas (comparándose con otras estructuras, los costos son más bajos, pudiéndose así construirse por etapas en función a la capacidad económica de ejecución).

5.42 TIPOS DE GAVIONES.

➤ Gavión Tipo Caja.

Este tipo de gavión, es una estructura metálica en forma de un paralelepípedo, producida a partir de un único paño de malla hexagonal de doble torsión, que forma la base, la tapa y las paredes frontal y trasera.

Las dimensiones de los gaviones cajas son estandarizadas:

- El largo, siempre múltiplo de 1 m, varía de 1 m @ 4 m, con excepción del gavión de 1.50 m;
- El ancho es siempre 1 m, y;
- El alto puede ser de 0.5 m o 1 m.

Se puede realizar gaviones caja de diferentes medidas a las estandarizadas, solicitando, con medidas especificadas.

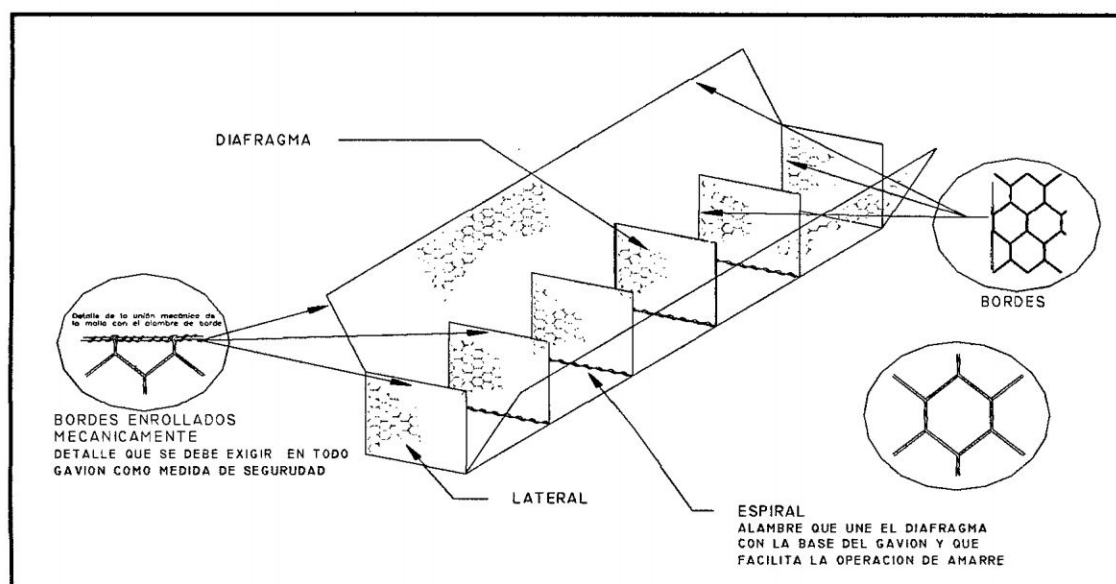


Figura N° 6. Elementos constituyentes de los Gaviones Tipo Caja.

➤ **Gavión Tipo Saco.**

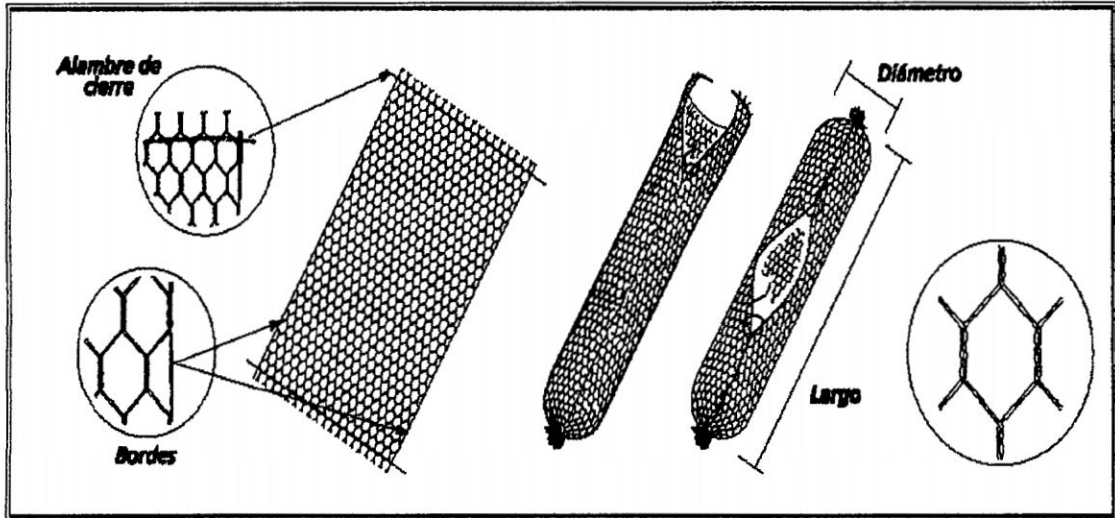
Estos gaviones son estructuras de forma cilíndrica, construidos por un único paño de malla hexagonal de doble torsión que en sus bordes libres presenta un alambre especial que pasa alternadamente por las mallas para permitir el montaje del elemento.

Las dimensiones del gavión son estandarizadas:

- El largo, siempre múltiplo de 1 m, varía de 1 m @ 6 m;
- El diámetro es siempre de 0.65 m.

Se puede realizar gaviones caja de diferentes medidas a las estándar, solicitando con medidas especificadas.

Método de Ejecución.- Los sacos se usan en medios acuosos. Se rellenan y después se cierran con costura continua, una vuelta sencilla y otra doble.



FiFigura N° 7. Forma del Gavión Tipo Saco.

➤ **Gavión Tipo Colchón Reno®.**

Estos gaviones son de estructura metálica, en forma de paralelepípedo de gran área y pequeño espesor. Es formado por dos elementos separados, la base y la tapa, ambos producidos con malla hexagonal de doble torsión.

Las dimensiones del colchón Reno® son estandarizadas:

- Su longitud siempre es múltiplo de 1 m, varía entre 3 m y 6 m;
- El ancho siempre es de 2 m y
- El espesor puede variar entre 0.17 m, 0.23 m y 0.30 m.

Se puede realizar gaviones tipo colchón reno® de diferentes medidas a las estandarizadas, solicitando con medidas especificadas.

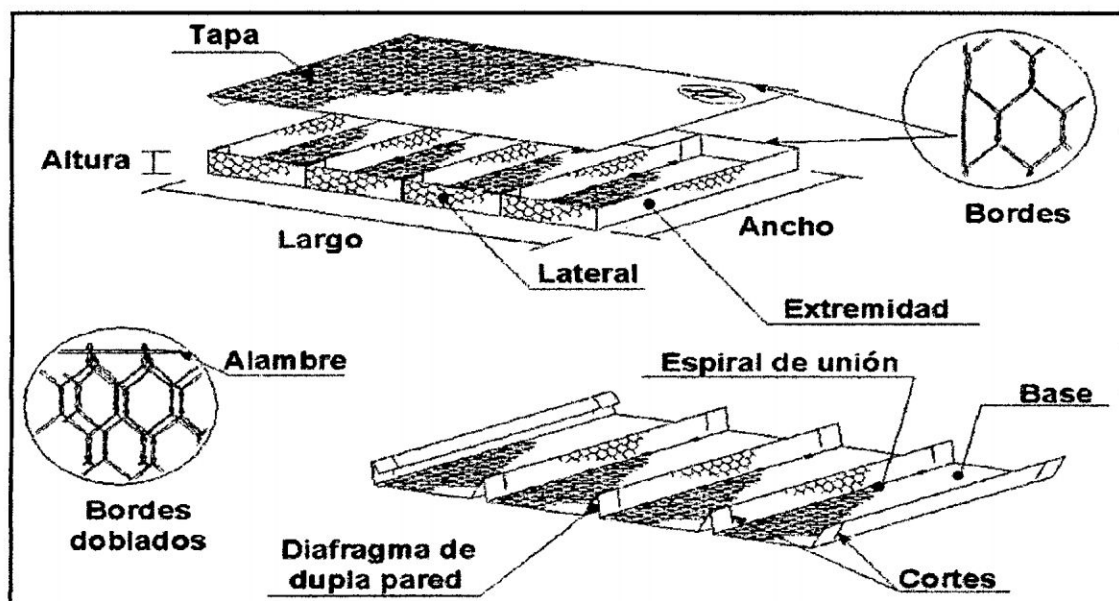


Figura N° 8. Elementos constituyentes de los Colchones Reno®

5.4.3 RESISTENCIA AL CORTE DE LOS SUELOS.

La resistencia al corte está definida como el máximo valor que la tensión cortante puede alcanzar, a lo largo de un plano cualquiera en el interior del macizo, sin que se verifique la rotura de la estructura del suelo.

Se acepta internacionalmente que la resistencia al corte de un suelo es la tensión de corte o cizallamiento en el plano de corte al momento de falla.

Criterio de Mohr – Coulomb.

Los primeros estudios sobre la resistencia al corte de los suelos fueron efectuados por el ingeniero francés C. A. Coulomb (1,736-1,806).

Coulomb, en una primera idea, atribuyó éste fenómeno a la fricción producida entre las partículas de suelo (Figura 9.a), y mediante un concepto de mecánica estableció que:

$$F = \mu.P \quad (1.0)$$

Donde: P : Fuerza normal

μ : Coeficiente de fricción

F : Fuerza de fricción.

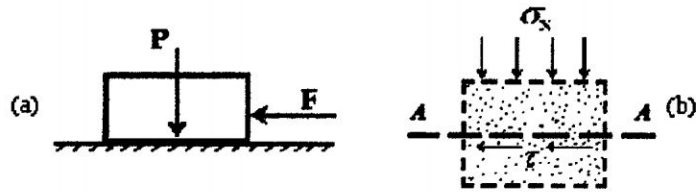
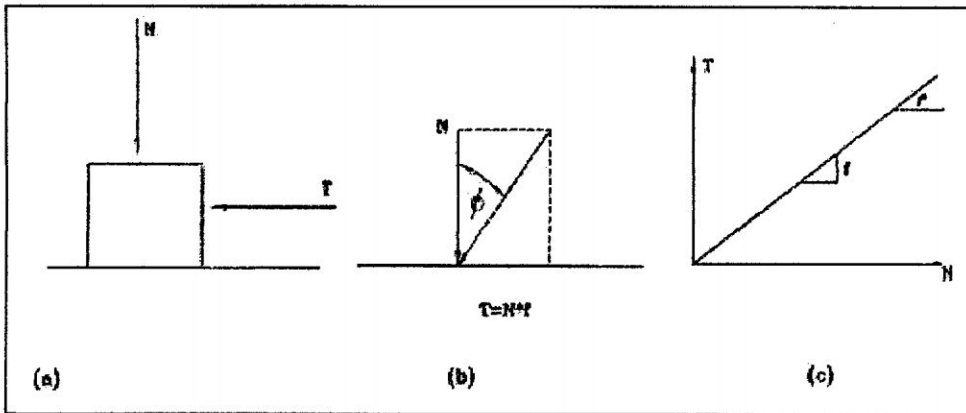


Figura 9 (a) Modelo de Fricción
(b) Solicitación de corte en un elemento de suelo



Mecanismos de los fenómenos de fricción

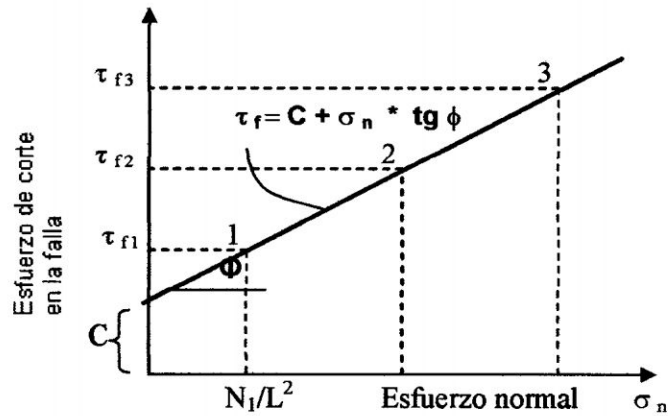


Figura 10 Relación entre los esfuerzos de corte máximo y los esfuerzos normales. La línea recta obtenida se conoce como Envolvente de falla.

La Ecuación (1.0) establece que la fuerza necesaria para producir un deslizamiento se encuentra directamente relacionada con la fuerza normal mediante un factor de proporcionalidad " μ " denominado *coeficiente de fricción*.

Generalizando se tiene que, dada una masa de suelo y un plano potencial de falla AA', según Figura 9-b, el esfuerzo de corte que puede resistir la masa de suelo por unidad de área es proporcional al valor de " σ " (presión normal en dicho plano).

De éste modo se obtiene que:
$$\tau = \sigma \cdot \tan \emptyset \quad (2.0)$$

$\tan \emptyset$: Fue definida por Coulomb y denominó *ángulo de fricción interna*.

Analizando la ecuación se deduce que para $\sigma = 0$ es $\tau = 0$ pero Coulomb observó que existían materiales que sin presiones normales aplicadas sobre el plano de corte presentaban una cierta resistencia al cizallamiento. Para estos suelos consideró una nueva constante que denominó cohesión (del latín "cohere": pegajoso):

$$\tau = c \quad (3.0)$$

Coulomb determinó que la resistencia de los suelos debía expresarse como la suma de ambos comportamientos: la resistencia debida a la fricción interna y la resistencia debida a la cohesión, tal como se muestra en la Figura 10. Así que estableció lo que hoy se denomina **Ley de Coulomb**:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \emptyset \quad (4.0)$$

La utilización de la ecuación de Coulomb no condujo siempre a diseños satisfactorios de estructuras de suelo. La razón para ello no se hizo evidente hasta que Terzaghi publicó el principio de esfuerzos efectivos.

$$\sigma = \sigma' + u \quad (5.0)$$

Donde: u = presión intersticial

σ' = esfuerzo efectivo

Pudo apreciarse entonces que, dado que el agua no puede soportar esfuerzos cortantes substanciales, la resistencia al corte de un suelo debe ser el resultado únicamente de la resistencia a la fricción que se produce en los puntos de contacto entre partículas; la magnitud de ésta depende solo de la magnitud de los esfuerzos efectivos que soporta el esqueleto de suelo. Por tanto, cuanto más grande sea el esfuerzo efectivo normal a un plano de falla potencial, mayor será la resistencia al corte en dicho plano. Entonces, si se expresa la ecuación de Coulomb en términos de esfuerzos efectivos, se tiene:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

En la cual los parámetros c' y ϕ' son propiedad del esqueleto de suelo, denominadas cohesión efectiva y ángulo de fricción efectiva, respectivamente. Puesto que la resistencia al corte depende de los esfuerzos efectivos en el suelo, los análisis de estabilidad se harán entonces, en términos de esfuerzos efectivos.

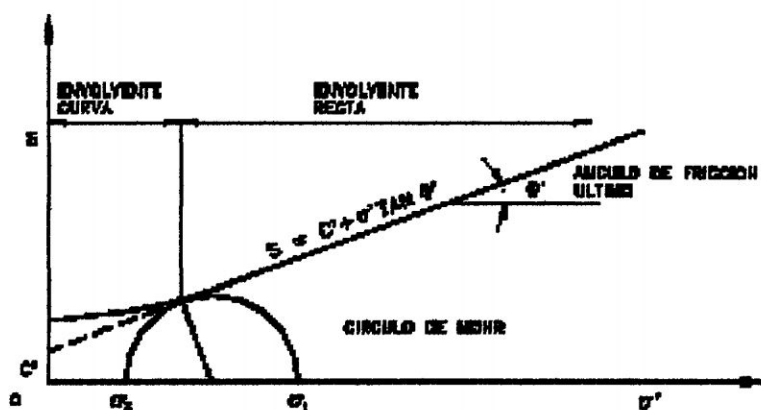


Figura 11. Envolvente de Falla y Círculo de Mohr.

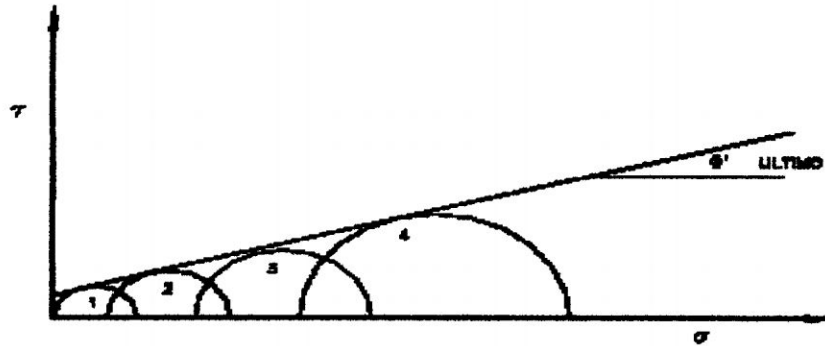


Figura 12. Círculo de Mohr y envolvente de falla de un ensayo Triaxial.

Coefficientes de Seguridad.

En las estructuras en general, se trata de establecer parámetros contra la rotura y contra la excesiva deformación; donde al cual son clasificados en:

- Estado Límite Último (define el punto a partir del cual se produce la falla de la estructura de contención, por rotura del macizo o elementos que lo componen);
- Estado Límite del Servicio (define el punto de máxima deformación aceptable, en términos de servicio, tanto para la estructura como para el suelo).

Normalmente esta seguridad está expresada en términos de coeficientes adimensionales que relacionan el estado actual de la estructura a los estados límites.

Hay dos formas generales de establecer estos coeficientes de seguridad:

- Coeficiente de Seguridad Global;
- Coeficiente de Seguridad Parcial.

5.4.4. DETERMINACIÓN DEL EMPUJE.

El empuje de tierra es la resultante de las presiones laterales ejercidas por el suelo sobre una estructura de contención o de fundación. Estas presiones pueden ser debido al peso propio del suelo o sobrecargas aplicadas a él.

El valor del empuje sobre una estructura depende de la deformación que esta sufre bajo su acción. Verificando que la presión ejercida por el suelo varía con el desplazamiento del paramento.

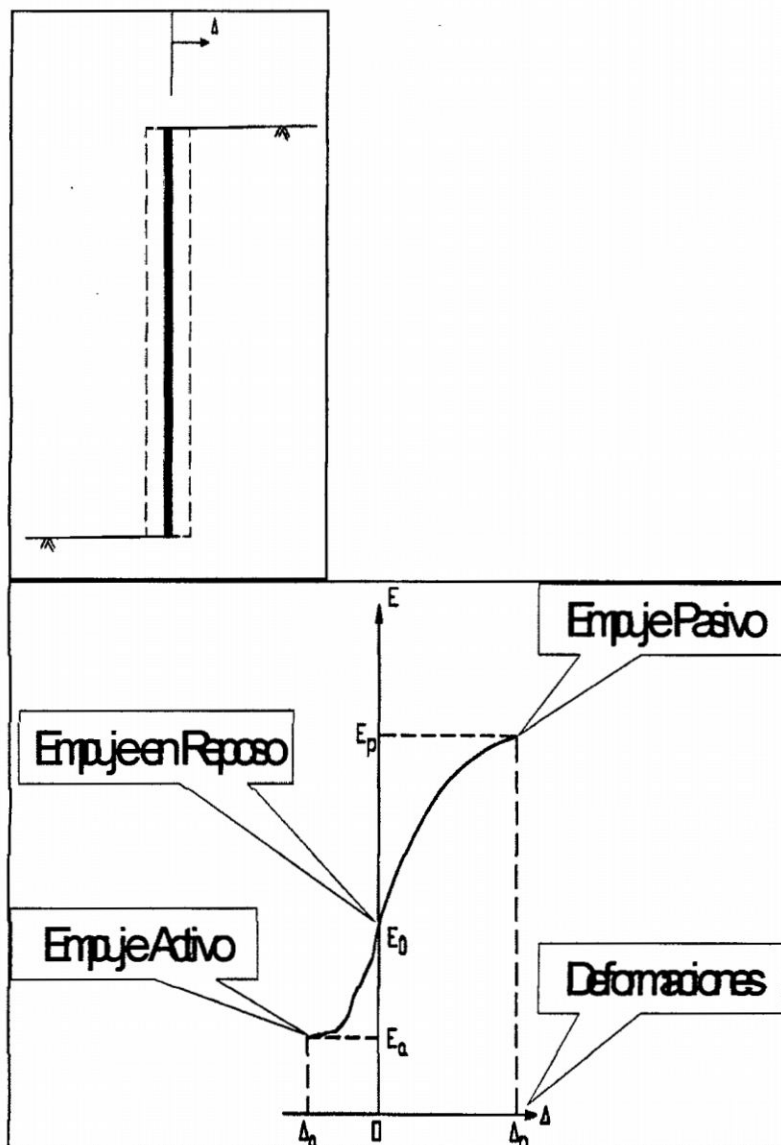


Figura 13. Empuje sobre un parámetro vertical

Cuando el paramento se aparta del suelo sostenido, hay una disminución del valor del empuje hasta un valor mínimo que corresponde al total desarrollo de resistencia a la fricción del suelo. Esta condición es llamado estado activo. El empuje actuante en este instante se llama EMPUJE ACTIVO "Ea".

Si por el contrario el paramento es movido contra el suelo, tendremos un aumento del valor del empuje hasta un máximo, cuando obtenga la movilización total de la resistencia

del suelo. En esa condición de deformación tenemos el estado pasivo y el empuje que se desarrolla es el EMPUJE PASIVO "Ep".

En el caso que el paramento se mantenga inmóvil, el empuje es conocido como EMPUJE EN REPOSO "Eo" presentará valores ubicados entre los valores de los empujes activo y pasivo.

Los métodos para la determinación del empuje pueden ser divididos en cuatro tipos principales:

- 1.- Métodos de acuerdo con las teorías de Coulomb y Rankine.
- 2.- Métodos "mixtos" de Equilibrio límite - plástico.
- 3.- Métodos de los Elementos finitos
- 4.- Métodos de Equilibrio límite

Teoría de Ranking.

Las teorías más comúnmente usadas son las C.A. Coulomb (Francia 1776), y W.J.M. Rankine (Inglaterra 1857), las cuales se sintetizan diciendo que el empuje activo de tierra es una fricción del empuje hidrostático debido a la misma altura de agua, la cuantía de la fricción depende del ángulo formado por la tierra del relleno con el horizontal trazada en el extremo superior del muro (i) y del ángulo de fricción interna (\emptyset) del mismo material de relleno, (el empuje de tierra actúa paralelo al relleno, o sea formando el mismo ángulo "i" con la horizontal); para una altura "z" de agua:

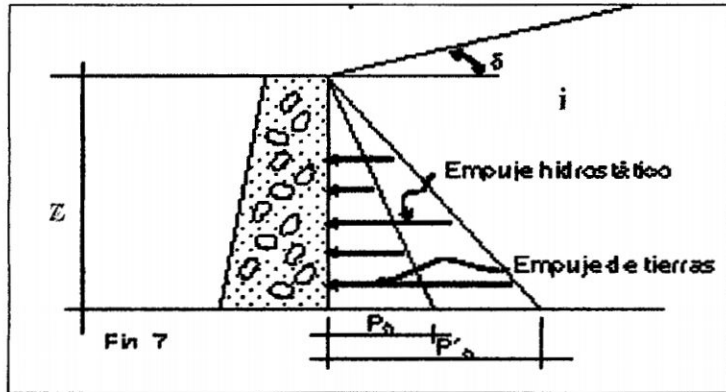


Figura 14. El empuje activo debido a una altura igual de la tierra vale:

$$\sigma_h = K_a \cdot \gamma \cdot z$$

Analizando el estado de tensión de un elemento de suelo localizado a una profundidad "z" junto al paramento, se determina la tensión vertical " σ_v ":

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

Donde " γ " es el peso específico del suelo.

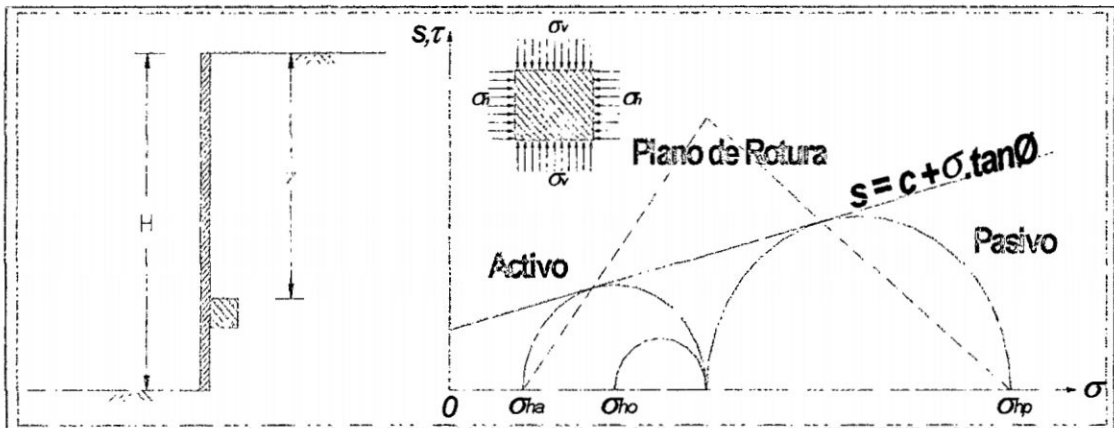


Fig. 4.11 Determinación de la Presión Lateral

Teoría de Coulomb.

Otra manera de cuantificar el empuje activo o pasivo sobre una estructura de contención es, si admitimos que en el momento de la movilización total de la resistencia del suelo se forman superficies de deslizamiento o de rotura en el interior del macizo.

Este método admite que tales superficies de rotura son planas y el empuje es aquel que actúa sobre la más crítica de las superficies de rotura planas.

Además de permitir el análisis de estructuras con paramento no vertical.

◆ **Para el Caso del Empuje Activo Sin Sobre Carga.**

El empuje activo se calcula en función de las Sgts:

Características físicas de los suelos : γ_s, c, ϕ ;

Altura de desarrollo del Empuje : H ;

Sobrecargas actuantes : q

y el coeficiente de empuje activo : K_a



Fig. 4.12 Fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo en el caso activo.

El empuje según Coulomb es calculado por la fórmula:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a - 2cH \sqrt{K_a}$$

Donde el coeficiente de empuje (K_a) es:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha' + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha' \cdot \text{sen}(\alpha' - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - i)}{\text{sen}(\alpha' - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha' + i)}} \right]^2}$$

Donde:

$\alpha' = \alpha$ = Ángulo entre la horizontal y la superficie de empuje;

i = Ángulo de inclinación del talud de cuesta arriba y la horizontal;

\emptyset = Ángulo de fricción interno del suelo;

δ = Ángulo de fricción entre el suelo y la estructura.

Para los gaviones sin geotextil: $\delta = \emptyset$.

Para los gaviones con geotextil: $\delta = 0.9\emptyset$.

La altura de desarrollo del empuje (**H**), vale:
$$H = [h + (B - a) \operatorname{tg} \beta] \cos \beta$$

El Punto de aplicación del empuje (**d**), vale:
$$d = \frac{H}{3} - B \operatorname{sen} \beta$$

Siendo:

- h = Altura de la estructura;
- B = Ancho de la base de la estructura;
- a = Ancho de la corona de la estructura;
- β = Ángulo de inclinación de la estructura

◆ **Para el Caso del Empuje Pasivo Sin Sobre Carga.**

El empuje pasivo se calcula en función a las sgtes:

Características físicas de los suelos : δ, c, \emptyset ;

Altura de desarrollo del Empuje : H ;

Sobrecargas actuantes : q

y el coeficiente de empuje pasivo : K_p

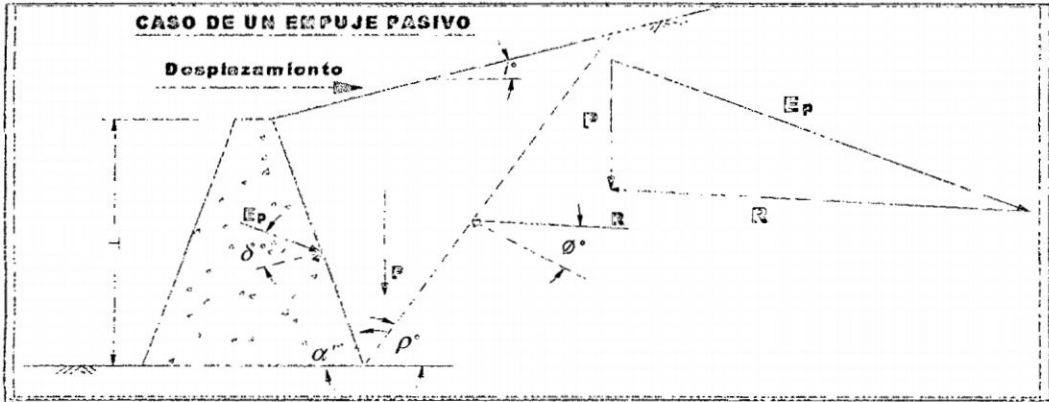


Fig. 4.13 Fuerzas que actúan sobre la cuña de un suelo en Estado Pasivo

El empuje según Coulomb es calculado por la fórmula:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_p + 2cH \sqrt{K_p}$$

Donde el coeficiente de empuje (K_p) es:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha' - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha' \cdot \text{sen}(\alpha' + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi + i)}{\text{sen}(\alpha' + \delta) \cdot \text{sen}(\alpha' + i)}} \right]^2}$$

Donde:

$\alpha' = \alpha$ = Ángulo entre la horizontal y la superficie de empuje;

i = Ángulo de inclinación del talud de cuesta arriba y la horizontal;

ϕ = Ángulo de fricción interno del suelo;

ϖ = Ángulo de fricción entre el suelo y la estructura.

Para los gaviones sin geotextil: $\varpi = \phi$.

Para los gaviones con geotextil: $\varpi = 0.9\phi$.

El punto de aplicación del empuje (d_p), vale:

$$d_p = \frac{H}{3} - B \cdot \text{sen } \beta$$

◆ **Para el Caso del Empuje Activo Con Sobre Carga (q).**

Caso tengamos la acción de sobrecarga esta deberá ser convertida en una altura de suelo

equivalente (h_s), que es:

$$q = q \cdot \frac{\text{sen} \alpha'}{\text{sen}(\alpha' + i)} \quad h_s = \frac{q}{\gamma_s}$$

Con la inclusión de la de sobrecarga el empuje activo (E_a) debe ser mayorado y pasando

a ser:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a \left(1 + \frac{2h_s}{H} \right) - 2cH \sqrt{K_a}$$

Donde:

- γ_s = Peso específico del suelo;
- H = Altura de desarrollo del empuje;
- h_s = Altura de suelo equivalente a la sobrecarga;
- q = Sobrecargas actuantes;
- K_a = Coeficiente de empuje activo;
- c = Cohesión del suelo
- α' = Ángulo entre la horizontal y la superficie de empuje;
- i = Ángulo de inclinación del talud de cuesta arriba y la horizontal;

Entonces el punto de aplicación del Empuje (d) está dado por:

$$d = \frac{H}{3} \left(\frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right) - B \cdot \text{sen} \alpha ; \quad \text{Donde:}$$

- H = Altura de desarrollo del empuje;
- h_s = Altura de suelo equivalente a la sobrecarga;
- q = Sobrecargas actuantes;
- B = Ancho de la base de la estructura;

α = Ángulo de inclinación de la estructura.

4.5.3. Método de Equilibrio Límite.

◆ **Superficie del Macizo Irregular.-** Cuando la superficie externa del macizo contenido no es plana, es necesario emplear este método del equilibrio límite para determinar el empuje activo.

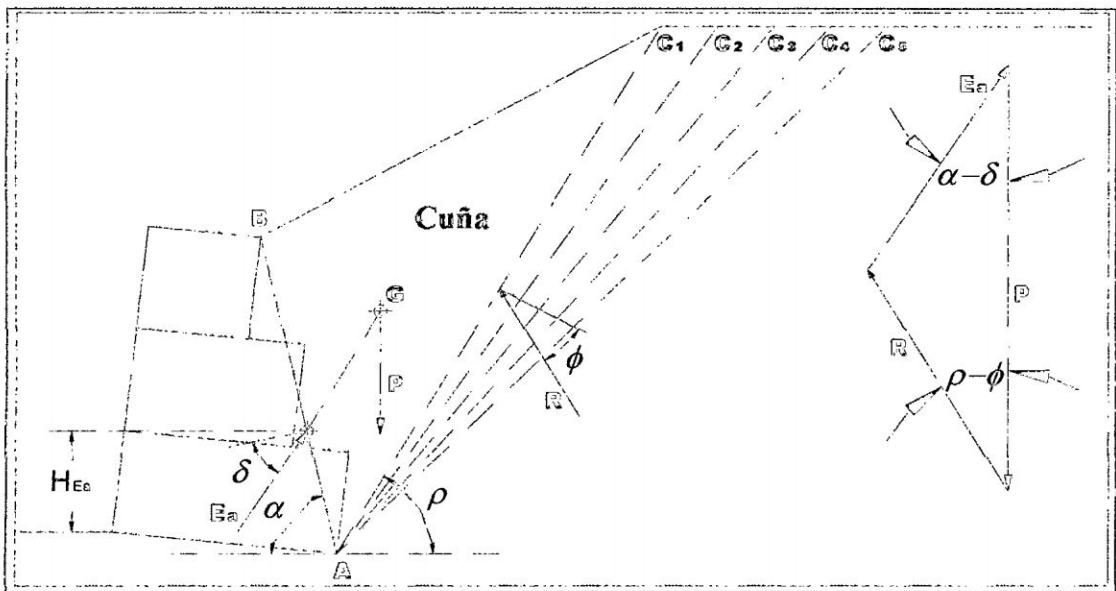


Fig. 4.14 Superficie del Macizo Irregular

Inicialmente se trazan superficies de roturas hipotéticas planas, a partir del punto "A"; cada una de ellas definirá una cuña de rotura que determinará su peso " $P=ys.a$ ", donde "a" es el área de la cuña; esto se realizará para cada cuña y se determinará su ángulo de inclinación " ρ " en cada una de ellas.

Entonces el empuje activo " E_a " es determinado para cada una de las cuñas, a través del equilibrio de fuerzas que actúan sobre ellas:

$$E_a = P \cdot \frac{\text{sen}(\rho - \phi)}{\text{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

Con estos valores de "Ea", se construye el siguiente gráfico:

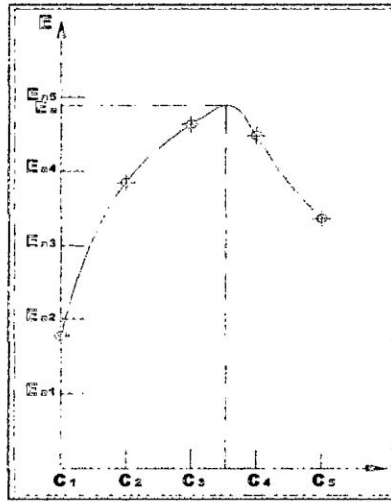


Fig. 4.15 Variación del Empuje con la superficie de rotura

El punto máximo de la curva de variación de "Ea" determina el valor del empuje activo que actúa sobre la estructura.

El punto de aplicación del empuje activo, se determina trazando una paralela de la superficie de rotura crítica al centro de gravedad "G", tal como se muestra en la Fig. 4.14; y el punto de aplicación "HEa" del "Ea" estará en el cruce de esta paralela con la superficie AB.

◆ **Sobrecargas Distribuidas.**- Este método de Equilibrio Límite es empleado de la misma forma que el punto anterior, adicionando el peso propio de cada una de las cuñas analizadas y el valor total de la carga aplicada sobre ella.

Donde la carga distribuida "q" es multiplicada por el área de distribución respectiva de cada cuña aplicada, donde obtendremos el valor de "Q" que se adicionará al peso "P", donde el empuje activo será de la siguiente manera:

$$E_a = (P + Q) \cdot \frac{\text{sen}(\rho - \phi)}{\text{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

El punto de aplicación por **efecto del peso propio del suelo "Eas"** es determinado como el caso anterior; mientras que el punto de aplicación por **efecto de la carga distribuida "Eaq"** es determinado de manera análoga, a través de una paralela de la superficie de rotura, al centro de gravedad del punto de aplicación "Q" de la carga distribuida "q".

Donde al final se realiza el promedio de ambos resultados, obteniéndose el punto de aplicación total "HEa".

$$E_{as} = P \cdot \frac{\text{sen}(\rho - \phi)}{\text{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)} \quad E_{aq} = Q \cdot \frac{\text{sen}(\rho - \phi)}{\text{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

Calculados para " $\rho = \rho_{crit}$ ".

◆ **Línea de Carga Sobre el Terrapleno.-** Es cuando se tiene una carga puntual "Q" aplicada sobre el macizo, paralela a la estructura de contención.

Entonces el empuje activo hasta el punto de aplicación "Q", será de la siguiente manera:

$$E_a = P \cdot \frac{\text{sen}(\rho - \phi)}{\text{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

A partir del punto de aplicación "Q" para adelante se tendrá el empuje activo de la

siguiente manera:

$$E_a = (P + Q) \cdot \frac{\text{sen}(\rho - \phi)}{\text{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

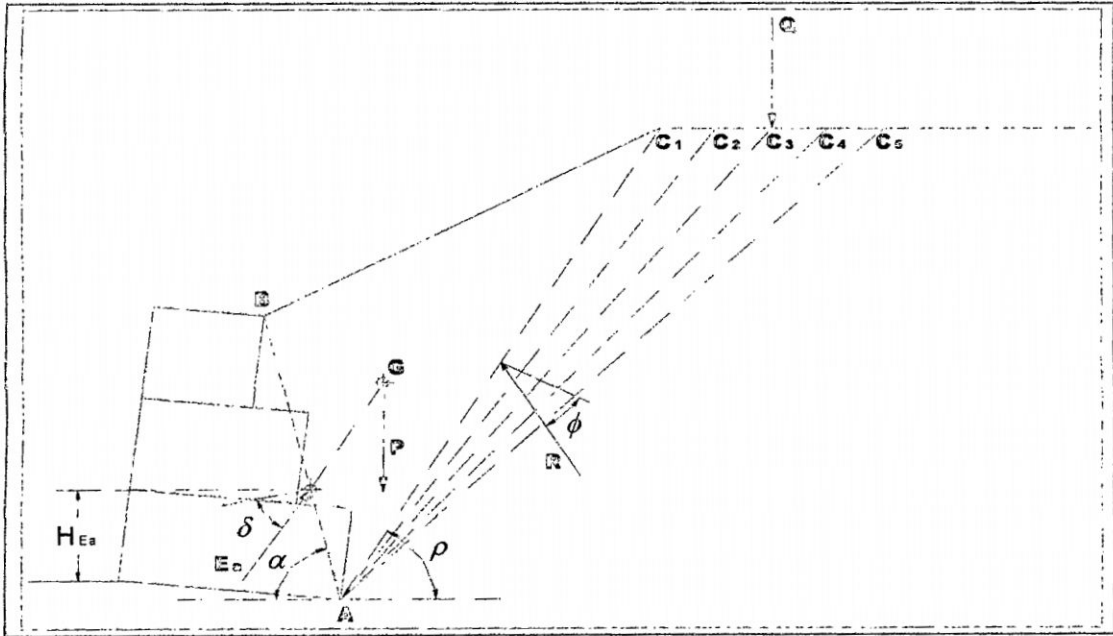


Fig. 4.16 Líneas de Cargas Sobre el Terrapleno

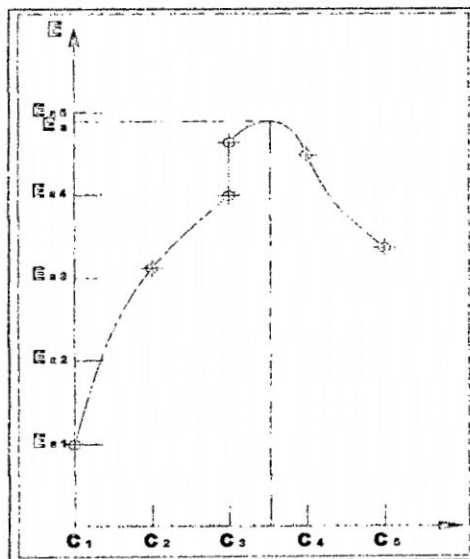


Fig. 4.17 Variación de "Ea" con la posición de la superficie de rotura

Podemos observar que se tiene una discontinuidad en el punto de aplicación de "Q". La línea de carga "Q" no tiene ninguna influencia para el cálculo del empuje activo, cosa que los efectos del peso propio del suelo "Eas" y la carga "Q" "EaQ", deben ser calculados en forma separada a través de la cuña crítica.

$$E_{as} = P \cdot \frac{\text{sen}(\rho - \phi)}{\text{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)}; \quad E_{aQ} = Q \cdot \frac{\text{sen}(\rho - \phi)}{\text{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

Calculados para " $\rho = \rho_{crit}$ ".

El punto de aplicación de " E_a " y " E_aQ ", se determinan de la misma forma del caso anterior.

♦ **Terraplén Cohesivo.**- Cuando fuese considerada alguna cohesión de suelo suelto, es necesario considerar la existencia de grietas de tracción ocupadas por el agua en el macizo. La profundidad " z_o " de dichas grietas son:

$$z_o = \frac{2.c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}$$

En caso se tenga una sobrecarga uniforme " q " distribuida sobre el macizo, la

profundidad " z_o " será:

$$z_o = \frac{2.c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} - \frac{q}{\gamma}$$

La fuerza ejercida por el agua " F_w " contra las paredes de las grietas de tracción es:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot z_o^2$$

La fuerza " C " debido a la cohesión de suelo se obtiene multiplicando el coeficiente " c " por el área de superficie de rotura " $C = c \cdot AD$ ", tal como se muestra en la sgte. Fig:

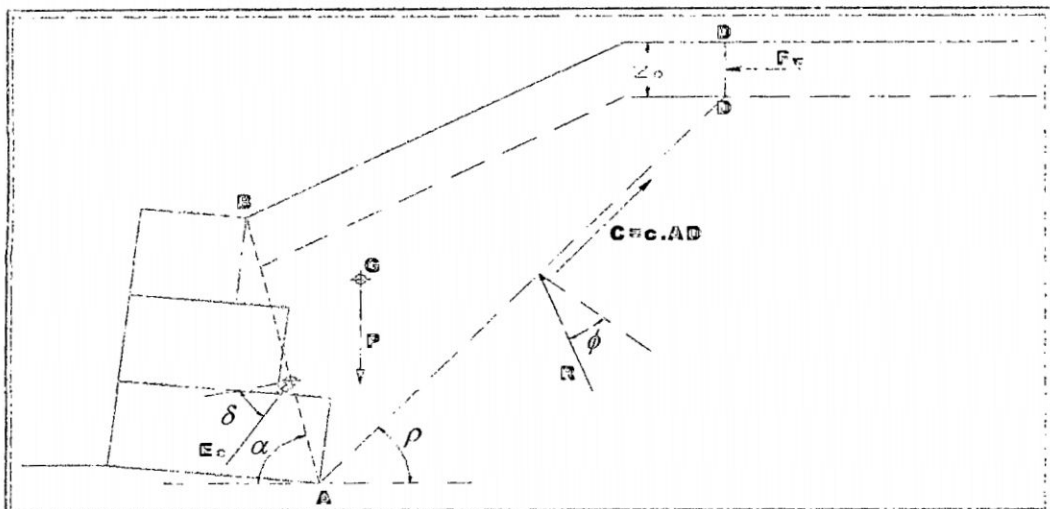


Fig. 4.18 Macizo con Suelo Cohesivo

Entonces el empuje activo "Ea" para cada cuña analizada será:

$$E_a = \frac{P \cdot \text{sen}(\rho - \phi) + F_w \cdot \cos(\rho - \phi) - C \cdot \cos \phi}{\text{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

Una vez determinado el valor de "Ea" máximo y su superficie de rotura crítica, el punto de aplicación del empuje del suelo estará situado a una altura "H/3" de la base del muro.

Donde: γ_w : Peso específico del agua.

◆ **Macizo Parcialmente Sumergido.**- Cuando el macizo estuviera parcialmente sumergido, pero sin escurrimiento.

De esta manera cada una de las cuñas analizadas, es dividida en dos partes. Una de ella situada por encima del nivel de agua y la otra situada por debajo. El peso específico de la parte superior es del suelo natural " γ " y de la parte inferior es el peso específico sumergido " γ' ". En el caso que no se conociera el peso específico sumergido, se puede

estimar de la sgte. manera:

$$\gamma' = \gamma - (1 - n) \cdot \gamma_w$$

Donde: "n" es la porosidad del suelo y " γ_w " es el peso específico del agua. Se puede adoptar "n=0.2 @ 0.3".

Para determinar el punto de aplicación del empuje activo, es necesario conocer la posición del centro de gravedad "G" de la cuña crítica, teniendo en cuenta la diferencia que existe entre los pesos específicos por encima y por debajo del nivel freático.

◆ **Macizo con Percolación de Agua (suelo saturado).**- Cuando el macizo contenido estuviera sujeto a percolación de agua. La fuerza "U", está dado por el área del diagrama de subpresión multiplicado por " γ_w ". Para el cálculo del peso "P" de cada cuña,

se debe utilizar el peso específico saturado " γ_{sat} ", en caso no se conozca este valor, se puede estimar de la sgte. Manera:

$$\gamma_{sat} = \gamma + n \cdot \gamma_w$$

Donde: "n" es la porosidad del suelo y su valor puede ser adoptado "n=0.2"

$$U = r_u \cdot P$$

Donde: "ru" depende de la altura de la superficie freática y se sitúa normalmente entre 0.2 y 0.5

El valor del empuje "Ea" para cada una de las superficies de rotura es:

$$E_a = P \cdot \frac{\text{sen}(\rho - \phi) + U \cdot \text{sen} \phi}{\text{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

Donde el punto de aplicación del empuje activo "Ea" máximo es determinado como en los casos anteriores.

◆ **Efectos Sísmicos.**- Este efecto se determina mediante el método del Equilibrio Limite, considerando en el equilibrio de fuerzas de cada una de las cuñas de rotura son dos fuerzas adicionales:

Fuerza horizontal : $H = C_h \cdot P$;

Fuerza vertical : $V = C_v \cdot P$

Donde "Ch" y "Cv" son los coeficientes de aceleración horizontal y vertical y sus valores se encuentran en función a la zona sísmica; en su mayoría el coeficiente vertical "Cv" es considerado nulo por tender a disminuir el efecto sísmico.

$$E_a = P \cdot \frac{(1 - C_v) \cdot \text{sen}(\rho - \phi) + C_h \cdot \text{sen}(\rho - \phi)}{\text{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)}$$

Después de la determinación de "Ea" máximo y la posición de la superficie de rotura crítica, dada por " ρ_{crit} ", el empuje estático "Eae" puede ser separado del empuje total:

$$E_{ae} = P \cdot \frac{(1 - C_v) \cdot \text{sen}(\rho_{crit} - \phi)}{\text{sen}(\alpha + \rho_{crit} - \phi - \delta)}$$

Entonces el Empuje por el efecto Sismico "Ead" será de la sgte. manera:

$$E_{ad} = E_a - E_{ae}$$

4.5.4. Determinación del Empuje Pasivo (Ep).

◆ **Suelo no Cohesivo (c=0).**- El empuje pasivo "Ep", disponible frente al muro de contención, cuando la altura del suelo "h", frente al muro es superior a la cota de apoyo de la base, puede ser determinado por la teoría de Rankine.

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_p \cdot \cos i$$

$$K_p = \frac{\cos i + \sqrt{\cos i^2 - \cos \phi^2}}{\cos i - \sqrt{\cos i^2 - \cos \phi^2}}$$

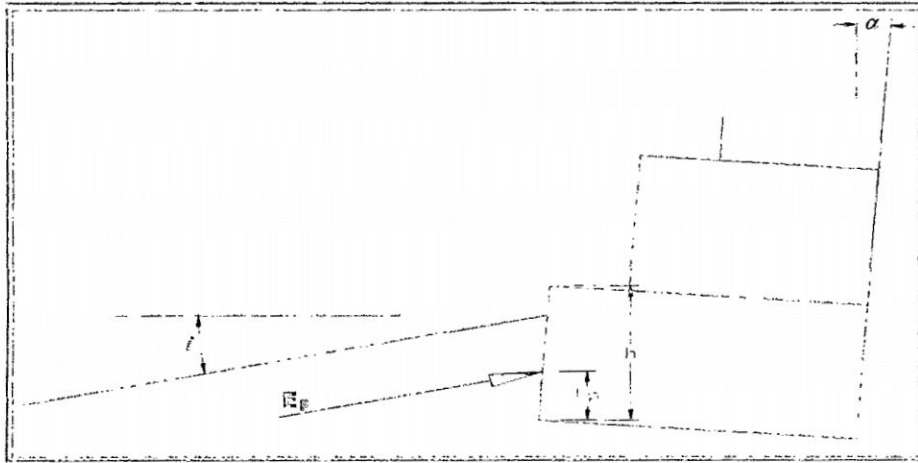


Fig. 4.19 Determinación del Empuje Pasivo

Donde, "i" es la inclinación de la superficie del suelo frente del muro, donde "Ep" está situado a una altura "hp=h/3" de la base del muro y su dirección es paralela a la superficie del suelo frente al muro.

◆ **Suelo Cohesivo (c>0).**- Para el caso de "i>0" como se muestra en la fig. anterior, obtendremos el empuje pasivo "Ep" y el punto de aplicación "hp".

Donde:
$$P_o = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi \cdot \cos i}{1 - \sin \phi} \quad \text{y} \quad P_h = \frac{j + \sqrt{j^2 - (1 + \tan i^2) \cdot (j^2 - r^2)}}{(1 + \tan i^2) \cdot \cos i}$$

Si:

$$j = \frac{\sigma + c \cdot \text{sen} \phi \cdot \cos \phi + \sqrt{(\sigma + c \cdot \text{sen} \phi \cdot \cos \phi)^2 - \cos^2 \phi \cdot (\tau^2 + \sigma^2 - \cos^2 \phi)}}{\cos^2 \phi},$$

$$r = j \cdot \text{sen} \phi + c \cdot \cos \phi, \quad \sigma = \gamma \cdot h \cdot \cos^2 i, \quad \tau = \gamma \cdot h \cdot \text{sen} i \cdot \cos i$$

Entonces el "Ep" y "hp", resulta:

$$E_p = \frac{P_o + P_h}{2} \cdot h \quad \text{y} \quad h_p = \frac{P_o \cdot h^2 / 2 + (P_h + P_o) \cdot h^2 / 6}{E_p}$$

4.5.5. Determinación del Peso del Muro.

Es necesario determinar el peso de la estructura de contención para los análisis de estabilidad.

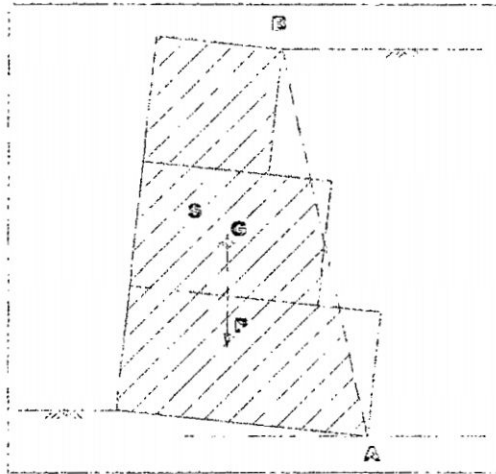


Fig. 4.20 Determinación del peso del Muro

Entonces: $P = S \cdot \gamma_g$ y $\gamma_g = \gamma_p \cdot (1 - n)$ donde:

$$P = \gamma_g \cdot S = \gamma_p \cdot (1 - n) \cdot S$$

♦ Para el caso que el Muro Estuviera Sumergido; se utiliza el peso específico "γ'g" para la parte del muro que estuviera por debajo del nivel freático y está dado por:

$$\gamma'_g = \gamma_g - (1 - n) \cdot \gamma_w = (1 - n) \cdot (\gamma_p - \gamma_w)$$

Donde:

γ_g : Peso específico de la piedra de relleno de los gaviones

γ_p : Peso específico de la Piedra

γ'_g : Peso específico de la piedra de relleno de los gaviones sumergido

γ_w : Peso específico del agua

n : Porosidad de los Gaviones.

Para determinar el centro de gravedad "G" del muro, se debe tener en cuenta la diferencia del peso específico entre la parte del muro encima y la parte debajo del nivel de agua.

◆ **En el caso de un Efecto Sísmico**, además del peso "P" actúan sobre el muro dos fuerza aplicadas en "G"; una ellas horizontal "H" y la otra vertical "V" dadas por: **$H=Ch.P$**
y **$V=Cv.P,$**

Donde: "Ch" y "Cv", son los coeficientes de aceleración horizontal y vertical asociado al riesgo sísmico del lugar.

5.4.6. ESTABILIDAD DEL MURO DE CONTENCIÓN.

Estabilidad Contra el Deslizamiento.

◆ **Fuerzas que Actúan Sobre el Muro.-** Las Fuerzas que actúan sobre el muro de gaviones, se muestran a continuación en la Fig.:

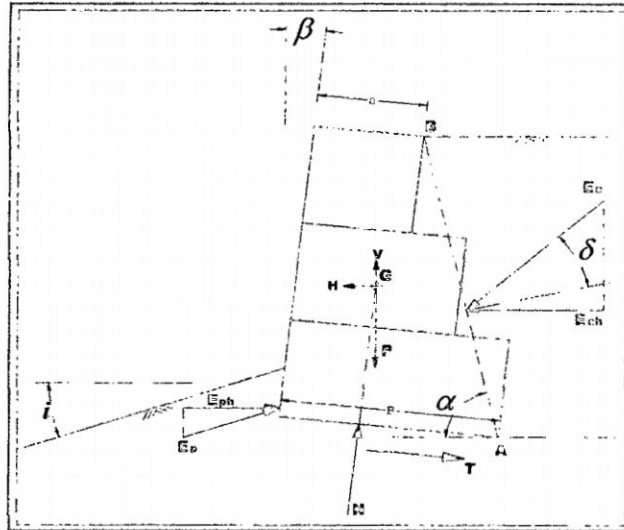


Fig. 4.21 Fuerzas Aplicada al Muro

Donde:

E_a : Empuje Activo;

E_p : Empuje Pasivo;

P : Peso de la Estructura;

N : Fuerza Normal, actuando en la base;

T : Fuerza de Corte, actuando en la base;

H, V : Fuerzas horizontales y verticales por efecto de un sismo, que son calculadas de la misma manera que el punto anterior.

♦ **Equilibrio de Fuerzas.**- Las fuerzas " N " y " T " son determinadas a partir del equilibrio de fuerzas que actúan en la dirección normal y tangencial de la base, tal como se muestra:

$$N = (P - V) \cdot \cos \beta + E_a \cdot \cos(\alpha - \delta - \beta) - E_p \cdot \sin(i + \beta) + H \cdot \sin \beta$$

y
$$T = (P - V) \cdot \sin \beta + E_a \cdot \sin(\alpha - \delta - \beta) - E_p \cdot \cos(i + \beta) + H \cdot \cos \beta$$

♦ **Fricción Disponible en la Base (T_d).**- La fuerza de fricción disponible en la base, está dada por: $T_d = N \cdot \tan \delta^* + c^* \cdot B$ si $c^* = 0.5 \cdot c$ y $\delta^* = \emptyset$.

Pero si es que se instala un filtro geotextil sobre la base de la estructura, entonces se adopta el nuevo ángulo de fricción interna " $\delta^* = 0.9 \cdot \emptyset$ ".

*En el caso que la base del muro se extienda mas allá de la superficie de aplicación del empuje activo, se debe adicionar la fuerza disponible "Td", la fuerza de anclaje "Ta" proporcionada por la extensión de la base y está determinada por:

$$T_a = L_a \cdot \gamma \cdot H' \cdot \tan \delta^*$$

Entonces "Ta" está limitado por la fuerza de tracción admisible de lamilla:

$$T_a \leq \frac{2 \cdot T_m}{1.2}; \quad \frac{2}{3} \tan \phi \leq \tan \delta^* \leq \tan \phi; \quad \frac{1}{3} \cdot c \leq c^* \leq \frac{3}{4} \cdot c$$

◆ **Coficiente de Seguridad (Fd).-**

Entonces obtendremos: $F_d = \frac{T_d + E_{ph}}{E_{ah}}$

$$F_d = \frac{T_d + T_a + E_p \cdot \cos(i + \beta)}{E_a \cdot \sin(\alpha - \delta - \beta) + H \cdot \cos \beta - (P - V) \cdot \sin \beta}$$

Si: $F_d \geq 1.5$, para suelos no cohesivos

$F_d \geq 2.0$, para suelos cohesivos

Donde: La : Largo de Anclaje;

H' : Profundidad de la porción de la base que actúa como anclaje a partir de la superficie de terreno.

Tm : Resistencia a la tracción de la malla, según especificaciones técnicas de la malla.

c* : Cohesión entre el suelo y la base

δ^* : Ángulo de fricción entre el suelo de la fundación y la base de la estructura

Fd : Coeficiente de seguridad contra el deslizamiento

Estabilidad Contra el Vuelco.

◆ **Momentos de Vuelco.-** Son los momentos originados por la componente horizontal de empuje activo "MEah", respecto al punto de giro y al momento originado por las fuerzas debido al efecto del sísmico "MH" e "MV", que están dados de la sgte. manera:

$$M_{Eah} = E_a \cdot \cos(\alpha - \delta) \cdot y_{Ea}$$

$$M_H = H \cdot y_{Ea}$$

$$M_V = V \cdot x_G$$

Donde "yEa" es la coordenada vertical al punto de aplicación del empuje activo "Ea" y "xG" y "yG" son las coordenadas del centro de gravedad "G" del muro en relación al punto de giro.

◆ **Momentos Resistentes.**- Estos momentos son originados por el peso propio de la estructura "Mp", por el empuje pasivo "MEp" y el empuje activo vertical "MEav", que para lo cual se muestran:

$$M_p = P \cdot x_G$$

$$M_{Ep} = E_p \cdot (x_{Ep} \cdot \text{sen} i + y_{Ep} \cdot \text{cos} i)$$

$$M_{Eav} = E_a \cdot \cos(\alpha - \delta) \cdot x_{Ea}$$

Donde: "xEp" y "yEp" son las coordenadas del punto de aplicación de "Ep".

◆ **Coficiente de Seguridad.**- El coeficiente de seguridad contra el vuelco "Ft" está dado por la relación entre la suma de los momentos resistentes sobre la suma de los

momentos de vuelco:
$$F_t = \frac{M_p + M_{Ep} + M_{Eav}}{M_{Eah} + M_H + M_V}$$
; Donde:

$F_t \geq 1.5$; Valor mínimo para el coeficiente de seguridad contra el vuelco.

Presiones Aplicadas en la Fundación.

◆ **Distribución de las Presiones.**- Para determinar las presiones aplicadas en la base del muro, primeramente determinaremos la distancia "d" entre el punto de aplicación de la fuerza normal "N" y el punto de giro.

$$d = \frac{M_p + M_{Ep} + M_{Eav} - M_{Eah} - M_H - M_V}{N}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

Donde "e" es la excentricidad de "N" con respecto a la base del muro.

Entonces la distribución de presiones se muestra en la sgte. Fig.

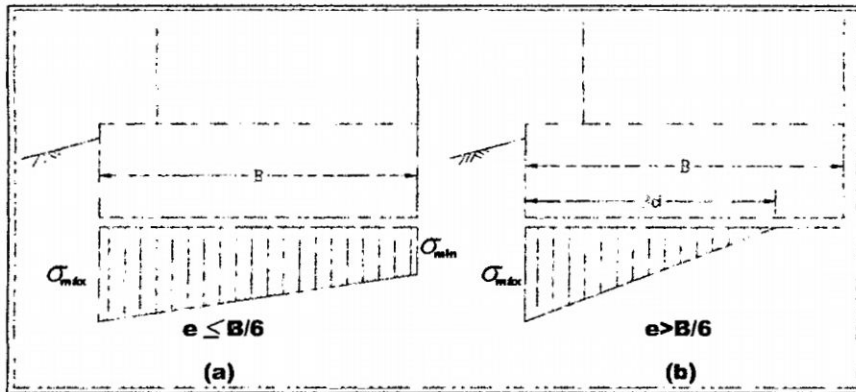


Fig. 4.21 Distribución de las Presiones de Fundación

Entonces para el caso (a) cuando: $e \leq \frac{B}{6}$, las presiones " $\sigma_{máx}$ " y " σ_{min} ", son:

$$\sigma_{máx} = \frac{N}{B} \left(1 + 6 \cdot \frac{|e|}{B} \right) \quad \sigma_{min} = \frac{N}{B} \left(1 - 6 \cdot \frac{|e|}{B} \right)$$

Para el caso (b) cuando: $e > \frac{B}{6}$, la presión " $\sigma_{máx}$ " es: $\sigma_{máx} = \frac{2N}{3d}$

♦ **Cargas Admisibles en la Fundación.**- El Valor de la presión " σ " no debe sobrepasar la capacidad de carga admisible " q_{adm} " de la fundación de la estructura que se obtiene a

partir de: $\sigma_{máx} \leq q_{adm} = \frac{q_{lim}}{3}$

Se tiene: $q_{lim} = c \cdot N_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$

$$q = \gamma \cdot y; \quad i_q = 1 - \frac{T}{2 \cdot N}; \quad i_\gamma = i_q^2; \quad d_c = d_{q^2} = 1 + 0.35 \cdot \frac{y}{B}; \quad d_\gamma = 1$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right); \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi}; \quad N_\gamma = 1.8 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

Donde: γ, c, ϕ : Son el peso específico, la cohesión y el ángulo de fricción interno.

y : Es la altura del suelo frente al muro con respecto a la cota de apoyo.

Verificación de la Estabilidad Contra la Rotura Global.

Mas allá de las formas de rotura citadas en los puntos anteriores, también puede ocurrir la rotura global del macizo a lo largo de una superficie de rotura que envuelve a la estructura de contención sin tocarla. Este tipo de rotura ocurre principalmente cuando ambas camadas en zonas de suelos menos resistentes debajo de la fundación del muro de contención.

Para esto existen muchos métodos a emplearse en el análisis de estabilidad, tanto en taludes como en muros de contención; entre los más utilizados tenemos el método de **Bishop Simplificado y Janbu**, detallados a continuación.

◆ **Método de Bishop Simplificado.**- En primer lugar se admite una superficie de rotura cilíndrica arbitraria y el material delimitado por esta superficie es dividido en fajas o dovelas, tal como se muestra en la sgte. Fig.

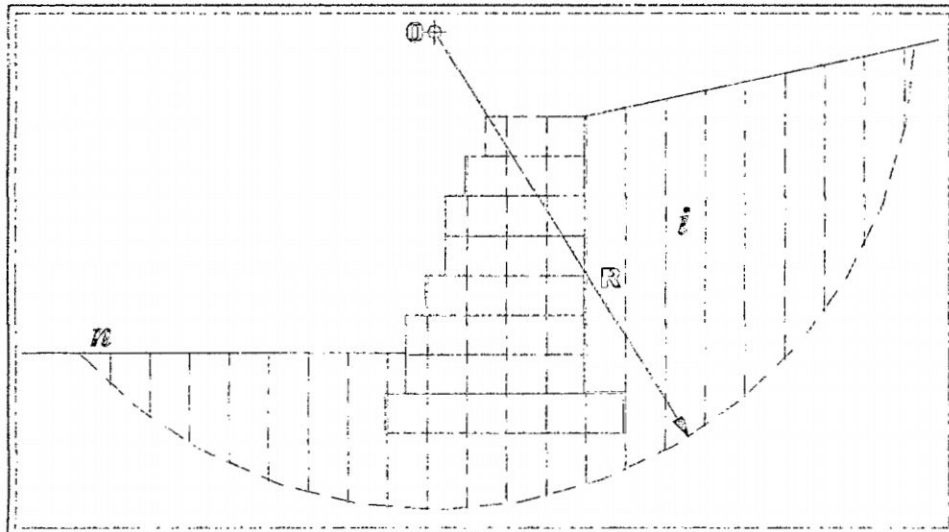


Fig. 4.22 Método de Bishop (superficie de rotura cilíndrica).

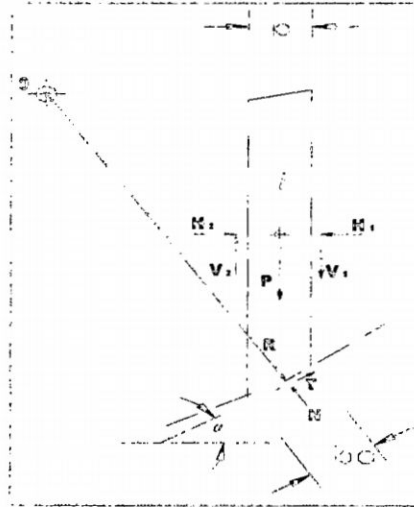


Fig. 4.23 Fuerzas que actúan sobre la faja "i" o dovela.

Realizando el equilibrio de fuerzas en la dirección vertical se tiene se obtiene:

$$N \cdot \cos \alpha = P - T \cdot \text{sen} \alpha - (V_1 - V_2)$$

La fuerza tangencial "T" está dado por:

$$T = \frac{s \cdot b_o}{F} = \frac{s \cdot b}{F \cdot \cos \alpha}$$

Donde "F" es el coeficiente de seguridad (empleado en todas las fajas o dovelas) contra la rotura y "s" es la resistencia al corte de la faja, dada por:

$$s = c + \sigma \cdot \tan \phi = c + \frac{N \cdot \cos \alpha}{b} \cdot \tan \phi$$

Se puede asumir que "V1-V2=0", con una pequeña pérdida de precisión en los resultados,

por tanto:

$$N = \frac{P}{\cos \alpha} - \frac{s \cdot b}{F \cdot \cos \alpha} \cdot \tan \alpha$$

Entonces la resistencia queda:

$$s = \frac{c + \frac{P}{b} \cdot \tan \phi}{1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F}}$$

Entonces realizando el equilibrio global de momentos en relación al centro del arco de rotura, como se muestra en la Fig. 4.23 y recordando que la sumatoria de los momentos

de fuerzas laterales entre las fajas es nula,

$$\text{obteniéndose: } \sum_{i=1}^n (RT_i) = \sum_{i=1}^n (RT_i \cdot \text{sen } \alpha_i); R \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{s \cdot b}{F_i \cdot \text{cos } \alpha_i} \right) = R \cdot \sum_{i=1}^n (P_i \cdot \text{sen } \alpha_i)$$

$$\text{Entonces: } F = \frac{\sum (s \cdot b / \text{cos } \alpha)}{\sum (P \cdot \text{sen } \alpha)}$$

$$\text{por tanto: } F = \frac{\sum \frac{s \cdot b + P \cdot \tan \varphi}{\text{cos } \alpha + \frac{\tan \varphi \cdot \text{sen } \alpha}{F}}}{\sum (P \cdot \text{sen } \alpha)}$$

Como podemos observar, el coeficiente de seguridad "F" aparece en ambos lados de las expresiones, por tanto su determinación es iterativa.

Se debe probar varias superficies de rotura hasta encontrar la más crítica (menor valor de "F"). Para identificar la superficie de rotura, se han utilizado varios algoritmos de prueba; uno de los más utilizados y eficientes es la versión modificada del **Método Simple** que es utilizado en la prueba operacional.

NOTA: El Programa GawacWin®, para el análisis utiliza el Método de Bishop y emplea el algoritmo Simple para determinar la superficie de rotura crítica.

Verificación de las Secciones Intermedias.

◆ **Empuje Activo Parcial.**- Para verificar las secciones intermedias del muro, entre las camadas de gaviones, se calcula inicialmente el empuje activo que actúa sobre los gaviones que están encima de cada camada que se encuentra en la parte inferior. Para este cálculo se utilizan los mismos procedimientos ya descritos, alterando apenas la superficie de aplicación del empuje.

◆ **Verificación Contra el Deslizamiento.**- Después de determinar el empuje activo "Ea" que actúa sobre los gaviones encima de la superficie intermedia analizada, se determina el valor del peso "P" de estos gaviones. El cálculo de la fuerza normal "N" y tangencial "T" que actúan en esta superficie es a través del equilibrio de fuerzas "Ea", "P", "N" y "T".

La fuerza tangencial máxima admisible "Tadm" en la sección se obtiene:

$$T_{adm} = N_c \cdot \tan \phi^* + c_g \cdot B; \quad \phi^* = 2.5 \cdot \gamma_g - 10^\circ$$

$$\text{Sabido que: } c_g = 0.3 \cdot p_u - 0.5 \text{ (tf/m2)}$$

Donde: γ_g : Peso específico de los gaviones en (tf/m3)

p_u :Es el peso de la red metálica en kgf/m3, se obtienen de una tabla según especificaciones.

◆ **Presión Normal Admisible.**- La presión normal máxima " $\sigma_{m\acute{a}x}$ " que actúa en la

sección intermedia es: $\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{2 \cdot d}$; Donde:

d : Es la distancia del punto de aplicación de "N" al borde de la superficie intermedia y se determina con la ecuación anterior.

La presión máxima admisible "qadm" está dado por: $q_{adm} = 50 \cdot \gamma_g - 30$ (tf/m2).

REVESTIMIENTO DE MÁRGENES CON GAVIONES.

Como condición de estabilidad de un curso de agua se entiende el equilibrio entre la acción del flujo sobre el cauce del río y la resistencia al movimiento (erosión) de los materiales (sedimentos) que lo constituyen.

Este equilibrio es alcanzado por la interacción entre el flujo de agua y los sedimentos provenientes de la cuenca hidrográfica contribuyente, considerando la evolución de las secciones.

La protección de los cursos de agua y en especial de los márgenes pueden ser hechas con los más variados materiales y técnicas de revestimiento, que son definidos en función de las características del suelo, de la acción de las corrientes, olas y de los objetivos a ser alcanzados.

Los revestimientos flexibles poseen numerosas ventajas que los vuelven más viables, en la mayoría de los casos, en relación a los rígidos y semi-rígidos.

Entre los revestimientos flexibles, los gaviones, los colchones reno y las geomantas ocupan una posición destacada.

DIMENSIONAMIENTO DE LOS GAVIONES.

Los principales conceptos para el dimensionamiento hidráulico de canales a cielo abierto, consideran el flujo permanente y uniforme con pequeña pendiente longitudinal del cauce del canal o río.

Para el cálculo de la resistencia al flujo fue elegida la Ecu. de Chezy, y utilizando la fórmula de Manning para el cálculo del coeficiente "C" de Chezy.

5.4.7 CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DEL MURO (GAVIÓN), APLICANDO LOS PROGRAMAS DE GAWAC, PARA LA DEFENSA RIBEREÑA PROYECTADA.

DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA CON GAVIONES, APLICANDO EL PROGRAMA GAWAC. EN EL PRIMER TRAMO.

EN EL PRIMER TRAMO: PROGRESIVA 4+260 @4+550

Programa licenciado para: Ingeniería

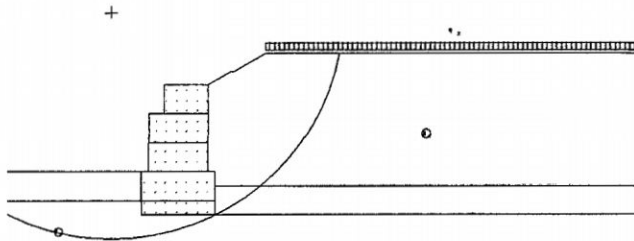
Proyecto: CONTROL DE EROSION EN RIBERSAS DE RIOS MEDIANTE GAVIONES Y COLCHONES RENO
 Archivo: ESTABILIDAD CHILLON Fecha: 30/12/1899

DATOS INICIALES

Datos sobre el muro

Inclinación del muro : 0.00 grad.
 Peso esp. de las piedras : 26.00 kN/m³
 Porosidad de los gaviones : 30.00 %
 Geotextil en el terraplén : Si
 Reducción en la fricción : %
 Geotextil en la base : Si
 Reducción en la fricción : %

Camada	Largo m	Altura m	Distancia m
1	2.50	0.50	-
2	2.50	1.00	0.00
3	2.00	1.00	0.25
4	2.00	1.00	0.25
5	1.50	1.00	0.75



Datos sobre el suelo del terraplén

Inclinación del primer tramo : 30.00 grad.
 Largo del primer tramo : 2.00 m
 Inclinación del segundo tramo : 0.00 grad.
 Peso específico del suelo : 18.00 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 30.00 grad.
 Cohesión del suelo : 0.00 kN/m²

Camadas adicionales en el terraplén

Camada	Altura inicial m	Inclinación grad.	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
--------	---------------------	----------------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------------

Programa licenciado para: Ingeniería

Objeto: CONTROL DE EROSION EN RIBERSAS DE RIOS MEDIANTE GAVIONES Y COLCHONES RENO
 Proyecto: ESTABILIDAD CHILLON Fecha: 30/12/1899

datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación : 0.50 m
 Largo horiz. en la fundación : 0.00 m
 Inclinación de la de fundación : 0.00 grad.
 Peso específico del suelo : 18.00 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 30.00 grad.
 Cohesión del suelo : 0.00 kN/m²
 Resistencia aceptable en la fundación : kN/m²
 Nivel del agua : 1.50 m

Camada adicional en la fundación

Camada	Profundidad m	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
--------	------------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------------

datos sobre la napa freática

Profundidad inicial : 1.00 m
 Inclinación del primer trazo : 0.00 grad.
 Largo del primer trazo : 3.00 m
 Inclinación del segundo trazo : 0.00 grad.
 Largo del segundo trazo : 0.00 m

datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén
 Primer trazo : kN/m²
 Segundo trazo : 10.00 kN/m²

Cargas distribuidas sobre el muro
 Carga : kN/m²

Carga de carga sobre el terraplén
 Carga 1 : 5.00 kN/m Dist. al tope del muro : 2.00 m
 Carga 2 : 10.00 kN/m Dist. al tope del muro : 3.00 m
 Carga 3 : kN/m Dist. al tope del muro : m

Carga de carga sobre el muro
 Carga : kN/m Dist. al tope del muro : m

datos sobre efectos sísmicos

Coefficiente Horizontal : Coeficiente Vertical :

Programa licenciado para: Ingeniería

Proyecto: CONTROL DE EROSION EN RIBERSAS DE RIOS MEDIANTE GAVIONES Y COLCHONES RENO
 Archivo: ESTABILIDAD CHILLON

Fecha: 30/12/1899

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

Empuje Activo y Pasivo

Empuje Activo	:	86.40 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	2.41 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	1.62 m
Inclinación del empuje con ref. al eje X	:	33.18 grad.
Empuje Pasivo	:	3.81 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0.00 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.17 m
Inclinación del empuje con ref. al eje X	:	0.00 grad.

Deslizamiento

Fuerza normal en la base	:	208.20 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	1.03 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.00 m
Fuerza de corte en la base	:	68.51 kN/m
Fuerza resistente en la base	:	124.01 kN/m
Cof. de Seg. Contra el Deslizamiento	:	1.71

Vuelco

Momento Activo	:	116.89 kN/m x m
Momento Resistente	:	330.50 kN/m x m
Cof. de Seg. Contra el Vuelco	:	2.83

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	:	0.22 m
Tensión normal a la izquierda	:	128.05 kN/m ²
Tensión normal a la derecha	:	38.51 kN/m ²
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	:	120.14 kN/m ²

Programa licenciado para: Ingeniería

Proyecto: CONTROL DE EROSION EN RIBERSAS DE RIOS MEDIANTE GAVIONES Y COLCHONES RENO
 Archivo: ESTABILIDAD CHILLON Fecha: 30/12/1899

Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda : 1.75 m
 Distancia inicial a la derecha : 6.75 m
 Profundidad inicial con ref. a la base : 0.00 m
 Máx. profundidad aceptable para el cálculo : m
 Centro del arco con referencia al eje X : -1.00 m
 Centro del arco con referencia al eje Y : 7.06 m
 Radio del arco : 7.90 m
 Número de superficies analizadas : 48
 coef. de Seg. Contra la Rotura Global : 1.23

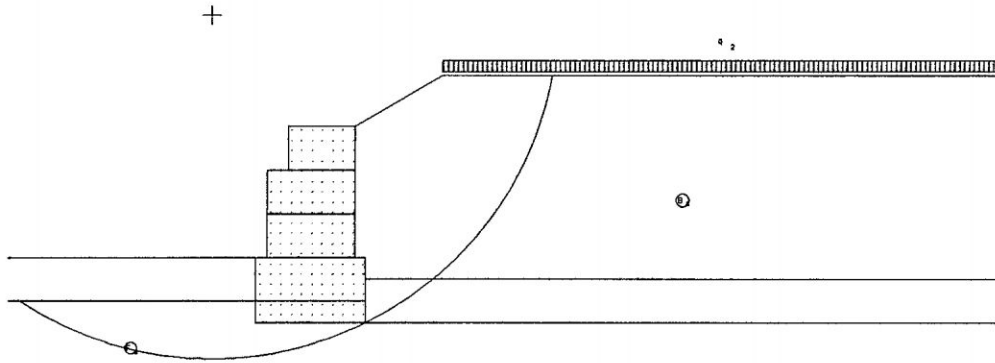
Estabilidad Interna

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx. kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx. kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	4.00	183.63	61.38	201.91	24.55	73.95	83.50	
2	3.00	121.72	37.44	108.16	18.72	64.67	68.49	615.79
3	2.00	74.53	18.75	77.95	9.38	47.28	35.63	
4	1.00	30.51	5.55	23.14	3.70	34.80	20.11	

Programa licenciado para: Ingeniería

Proyecto: CONTROL DE EROSION EN RIBERSAS DE RIOS MEDIANTE GAVIONES Y COLCHONES RENO
 Archivo: ESTABILIDAD CHILLON

Fecha: 30/12/1899



DATOS SOBRE EL SUELO

Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.	Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.
B _s	18.00	0.00	30.00	F _s	18.00	0.00	30.00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q ₂	10.00	Q ₁	5.00
		Q ₂	10.00

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

coef. de seg. contra el Desliz.	1.71	Tensión en la base (izq.)	128.05kN/m ²
coef. de seg. contra el Vuelco	2.83	Tensión en la base (der.)	38.51kN/m ²
coef. de seg. contra la Rot. Global	1.23	Máx. tensión aceptable	120.14kN/m ²

La Maccaferri, no asume responsabilidad sobre los diseños y cálculos presentados, estos tienen únicamente carácter informativo y de sugerencia buscando optimizar el uso de los productos MACCAFERRI

EN EL SEGUNDO TRAMO: PROGRESIVA 4+980 @5+418

Programa licenciado para: quispe

Proyecto: CONTROL DE EROSION EN RIBERAS DE RIOS MEDIANTE GAVIONES Y COLCHONES RENO

Archivo: RIO CHILLON ESTABILIDAD

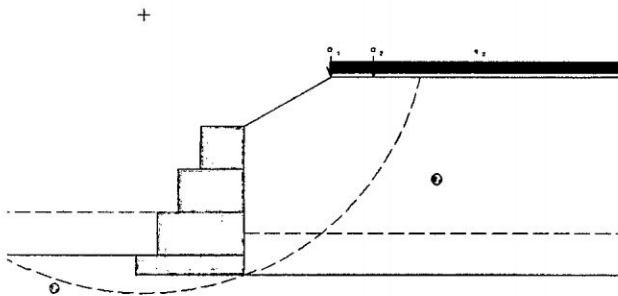
Fecha: 30/12/1899

DATOS INICIALES

Datos sobre el muro

- Inclinación del muro : 0.00 grad.
- Peso esp. de las piedras : 26.00 kN/m³
- Porosidad de los gaviones : 30.00 %
- Geotextil en el terraplén : No
- Reducción en la fricción : %
- Geotextil en la base : No
- Reducción en la fricción : %

Camada	Largo m	Altura m	Distancia m
1	2.50	0.50	-
2	2.00	1.00	0.50
3	1.50	1.00	1.00
4	1.00	1.00	1.50



Datos sobre el suelo del terraplén

- Inclinación del primer tramo : 30.00 grad.
- Largo del primer tramo : 2.00 m
- Inclinación del segundo tramo : 0.00 grad.
- Peso específico del suelo : 18.00 kN/m³
- Ángulo de fricción del suelo : 30.00 grad.
- Cohesión del suelo : 0.00 kN/m²

Camadas adicionales en el terraplén

Camada	Altura inicial m	Inclinación grad.	Peso específico kN/m³	Cohesión kN/m²	Ángulo de fricción grad.
--------	---------------------	----------------------	--------------------------	-------------------	-----------------------------

Programa licenciado para: quispe

Objeto: CONTROL DE EROSION EN RIBERAS DE RIOS MEDIANTE GAVIONES Y COLCHONES RENO

Archivo: RIO CHILLON ESTABILIDAD

Fecha: 30/12/1899

datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación : 0.50 m
 Largo horiz. en la fundación : 0.00 m
 Inclinación de la de fundación : 0.00 grad.
 Peso específico del suelo : 18.00 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 30.00 grad.
 Cohesión del suelo : 0.00 kN/m²
 Presión aceptable en la fundación : 0.00 kN/m²
 Nivel del agua : 1.50 m

Camada adicional en la fundación

Camada	Profundidad m	Peso específico kN/m³	Cohesión kN/m²	Ángulo de fricción grad.
--------	------------------	--------------------------	-------------------	-----------------------------

datos sobre la napa freática

Profundidad inicial : 1.00 m
 Inclinación del primer tramo : 0.00 grad.
 Largo del primer tramo : 3.00 m
 Inclinación del segundo tramo : 0.00 grad.
 Largo del segundo tramo : 0.00 m

datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén
 Primer tramo : kN/m²
 Segundo tramo : 10.00 kN/m²

Cargas distribuidas sobre el muro
 Carga : kN/m²

Carga de carga sobre el terraplén
 Carga 1 : 5.00 kN/m Dist. al tope del muro : 2.00 m
 Carga 2 : 10.00 kN/m Dist. al tope del muro : 3.00 m
 Carga 3 : kN/m Dist. al tope del muro : m

Carga de carga sobre el muro
 Carga : kN/m Dist. al tope del muro : m

datos sobre efectos sísmicos

Coefficiente Horizontal : Coeficiente Vertical :

ograma licenciado para: quispe

yecto: CONTROL DE EROSION EN RIBERAS DE RIOS MEDIANTE GAVIONES Y COLCHONES RENO
 chivo: RIO CHILLON ESTABILIDAD

Fecha: 30/12/1899

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

Empuje Activo y Pasivo

Empuje Activo	:	54.43 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	2.50 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	1.36 m
Ángulo de acción del empuje con ref. al eje X	:	30.00 grad.
Empuje Pasivo	:	3.81 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0.00 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.17 m
Ángulo de acción del empuje con ref. al eje X	:	0.00 grad.

Deslizamiento

Fuerza normal en la base	:	122.30 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	1.32 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.00 m
Fuerza de corte en la base	:	43.33 kN/m
Fuerza resistente en la base	:	74.42 kN/m
ef. de Seg. Contra el Deslizamiento	:	1.58

Vuelco

Momento Activo	:	64.13 kN/m x m
Momento Resistente	:	225.46 kN/m x m
ef. de Seg. Contra el Vuelco	:	3.52

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	:	-0.07 m
Tensión normal a la izquierda	:	40.81 kN/m ²
Tensión normal a la derecha	:	57.04 kN/m ²
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	:	0.00 kN/m ²

Programa licenciado para: quispe

Objeto: CONTROL DE EROSION EN RIBERAS DE RIOS MEDIANTE GAVIONES Y COLCHONES RENO
 Archivo: RIO CHILLON ESTABILIDAD

Fecha: 30/12/1899

Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda : m
 Distancia inicial a la derecha : m
 Profundidad inicial con ref. a la base : m
 x. profundidad aceptable para el cálculo : m
 Centro del arco con referencia al eje X : 0.19 m
 Centro del arco con referencia al eje Y : 6.11 m
 Radio del arco : 6.55 m
 Numero de superficies analizadas : 46
coef. de Seg. Contra la Rotura Global : 1.18

Estabilidad Interna

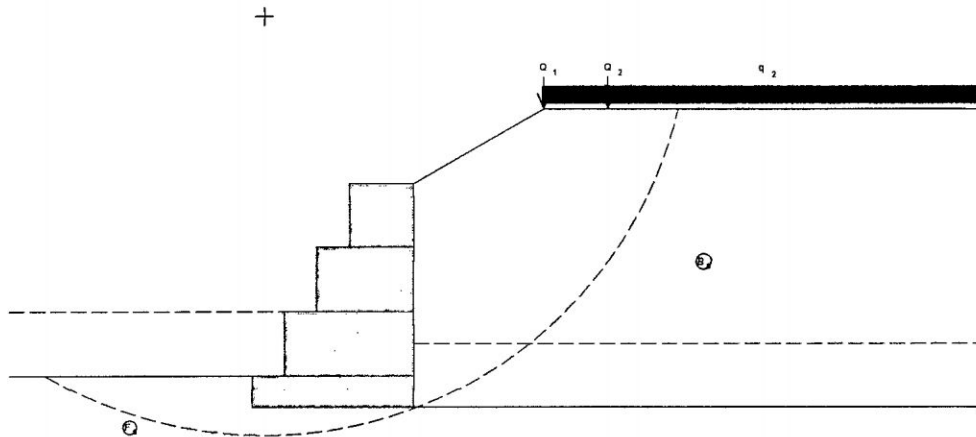
Sección	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx. kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx. kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	3.00	98.30	38.60	93.06	19.30	56.04	51.92	615.79
2	2.00	58.45	22.43	39.40	14.95	48.53	43.35	
3	1.00	21.98	6.55	10.38	6.55	36.01	23.27	

Programa licenciado para: quispe

Proyecto: CONTROL DE EROSION EN RIBERAS DE RIOS MEDIANTE GAVIONES Y COLCHONES RENO

Archivo: RIO CHILLON ESTABILIDAD

Fecha: 30/12/1899



DATOS SOBRE EL SUELO

Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.	Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.
B _s	18.00	0.00	30.00	F _s	18.00	0.00	30.00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q ₂	10.00	Q ₁	5.00
		Q ₂	10.00

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

ef. de seg. contra el Desliz.	1.58	Tensión en la base (izq.)	40.81kN/m ²
ef. de seg. contra el Vuelco	3.52	Tensión en la base (der.)	57.04kN/m ²
ef. de seg. contra la Rot. Global	1.18	Máx. tensión aceptable	0.00kN/m ²

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

1. CONCLUSIONES.

1. Para realizar la simulación hidrológica, se ha subdividido la cuenca del río Chillón hasta el punto de aforo como se muestra en el plano C-01, en 03 subcuencas, así como un canal de evacuación pluvial, para lo cual se ha considerado para el proceso de transformación precipitación escorrentía en cada una de las 03 subcuencas la técnica del hidrograma unitario sintético del NRCS, y para el canal de evacuación pluvial la técnica del modelo de onda cinemática para el tránsito del hidrograma de máximas avenidas, hasta la obtención de los hidrogramas de máximas avenidas en el punto de aforo.

2. A partir de la obtención de datos de la Estación Huaros, correspondiente a precipitaciones máximas de 24 horas (1990 - 2008), se ha ajustado esta serie histórica a la distribución Gumbel, luego de realizar la prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolmogorov. Finalmente se han obtenido precipitaciones de diseño para los periodos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años.

3. Para la obtención del hietograma de precipitación total se ha utilizado el hietograma sintético del NRCS tipo I, para los periodos de retorno de diseño mencionados anteriormente.

4. Se ha obtenido las abstracciones, teniendo en cuenta el método del numero de curva del NRCS, para lo cual se ha realizado la superposición de la vista aérea obtenida a partir del Google Earth v. 4.3, sobre la cuenca de estudio, como se muestra en el plano C-03, a partir del cual se ha generado los hietogramas de precipitación de exceso para los periodos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años, para cada una de las 03 subcuencas del rio Chillón, hasta el punto de aforo (plano C-01).

5. Para la obtención del hidrograma unitario de cada una de las 03 subcuencas del rio Chillón, se ha utilizado la técnica del USDA NRSCS, considerado un intervalo de tiempo de 1 hora, para la obtención del número de pulsos del hietograma de precipitación de exceso y los pulsos del hidrograma unitario.

6. Los caudales de máximas avenidas obtenidas en el punto de aforo , mediante el programa HEC HMS v. 3.3, son los que a continuación se indican:

- $Tr = 50$ años, $Q = 181.77$ m³/s.
- $Tr = 100$ años, $Q = 237.56$ m³/s.

- $Tr = 200$ años, $Q = 300.677$ m³/s.
- $Tr = 500$ años, $Q = 394.87$ m³/s.

7. Para el diseño de la defensa ribereña de los dos tramos críticos como se muestra en el plano PG-01, en ambas márgenes, se ha considerado un periodo de retorno de diseño igual a 50 años, al que corresponde un caudal de diseño igual a 181.77 m³/s.

8. En la etapa Hidráulica para realizar la obtención del perfil de la superficie libre de agua se ha utilizado el programa HEC RAS v. 4.0, a partir del tránsito del caudal de máximas avenidas obtenido en la etapa hidrológica a través del tramo de análisis en cada una de las 60 secciones transversales.

9. Los coeficientes de rugosidad de Manning fueron obtenidos teniendo en cuenta la granulometría existente en cada una de las 60 secciones transversales, cada una de las cuales se ha subdividido en tres zonas: banco de inundación izquierdo, canal principal y banco de inundación derecho, a partir de la aplicación de la ecuación de Abt.

10. Luego de realizada la visita técnica de campo por el Consultor del estudio, se ha considerado 02 tramos críticos, como se detalla en el plano PG-01.

11. Se ha considerado subdividir la cuenca en 03 subcuencas mas 01 canal de transito, hasta el punto de aforo, como se muestra en el plano C-02.
12. Para cada subcuencas se ha obtenido los hietogramas de diseño para un tiempo de 24 horas, para los $Tr = 50, 100, 200$ y 500 años, mediante los datos obtenidos de la estación huaros y el método de bloques alternos.
13. El Q de máxima avenida obtenida en el punto de aforo es: $Tr = 50$ años, $Q = 181.77$ m³/s.
14. Se realizó la simulación mediante el programa HEC RAS 4.0, habiendo transitado el Q de máximas avenidas de diseño $Q = 181.77$ m³/s para un $Tr = 50$ años, para el caso sin defensa ribereña, en la que se pudo observar la inundación en el rio Chillon.
15. Considerando el tránsito del caudal de máximas avenidas igual a $Q = 181.77$ m³/s, se ha obtenido los tirantes máximos, velocidades, esfuerzos de corte, entre otras características hidráulicas, a través de dichos datos ha sido posible diseñar las estructuras hidráulicas a lo largo de los 1200 m de análisis en el río Chillon.
16. Luego de la simulación hidráulica incluyendo las estructuras hidráulicas como medida de protección contra posibles inundaciones en el rio Chillon, y los tramos vulnerables, como se muestra en los planos PG-01, PL-01, PL-02.
17. Se ha determinado la socavación generalizada mediante el método de Lischtvan Lebediev, teniendo en cuenta la simulación hidráulica para el caso con defensa ribereña, considerando un intervalo de distancia de 20 m.

18. Se ha realizado el diseño hidráulico de las estructuras de Gavión siguiendo las recomendaciones dadas por Maccaferri, y teniendo en cuenta las características hidráulicas obtenidos de la simulación hidráulica mediante el programa HEC RAS v. 4.0.
19. Se ha determinado el análisis de estabilidad para cada una de las estructuras hidráulicas propuestas, considerando las características geotécnicas de la base y el relleno posterior, mediante el programa GAWAC, obteniéndose factores de seguridad aceptables mayores que 1.5 para deslizamiento y volteo.

2. RECOMENDACIONES.

1. Debe quedar claro que la investigación no queda aquí, se tiene que continuar investigando en el tiempo de vida útil aceptable de la estructura y se instale una Oficina de mantenimiento, luego de la instalación de la defensa ribereña.
2. La ejecución del proyecto debe ser realizada por un profesional competente con amplia experiencia en la instalación de defensas ribereñas.
3. Se debe tener en cuenta las especificaciones técnicas en lo que respecta a diámetro de piedras y tipo de malla de gavión a utilizar, para garantizar la estabilidad de la estructura hidráulica.
4. Es necesario se tomen en cuenta las especificaciones técnicas dadas en los planos, en lo que respecta a granulometría para ambos tipos de estructuras

hidráulicas, la colocación de gaviones caja, los colchones reno, para garantizar la vida útil de las estructuras hidráulicas propuestas.

5. Aplicar la metodología de la presente tesis "Control de erosión en Defensas de Ríos mediante Gaviones y colchones reno" dentro de nuestro país, superando las limitaciones como es el caso de los datos hidrológicos de la zona en estudio para ser considerados en el HEC-HMS, y también es necesario obtener los datos topográficos de campo lo más preciso posible y ser aplicados al HEC-RAS, llegando a obtener caudales de diseño cercanos a lo real.

6. Considerar el HEC-HMS como una herramienta necesaria en el estudio hidrológico de cuencas que sirva para estudios de disponibilidad de agua, diseño y operación de estructuras hidráulicas y sistemas de emergencia para prevenir eventos de inundaciones.

7. Considerar el HEC-RAS como una herramienta necesaria en el estudio de hidráulica fluvial para una zona indicada y teniendo en cuenta que los causes deben tener pendientes menores al 10%, debido a que si se evalúan con pendientes mayores a lo indicado, se conllevaría a grandes errores en los cálculos.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

01. Chow, V.; Maidment, D. y L. Mays, (1994). *Hidrologia Aplicada*. Primera Edición. Colombia, McGraw - Hill Interamericana.
02. Chow, V., (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Colombia, Mc Graw Hill Interamericana S. A. Santafé de Bogotá.
03. McCuen, R., (2004). *Hydrologic Analysis and Design*. 3ra Ed. EEUU. Pearson Prentice Hall, New Jersey.
04. P. Novak, (2001). *Estructuras Hidráulicas*. 2da Edición. Colombia. McGRAW-HILL INTERAMERICANA S.A.
05. Hubert Chanson, (2002). *Hidraulica del flujo en canales abiertos*. Colombia. McGRAW-HILL INTERAMERICANA S.A.
06. Dyhouse, G., (2003). *Floodplain Modeling using HEC-RAS*. EEUU. Haestad Methods Inc.
07. Juan Pedro Martin Vide (2003). *Ingeniería de Rios*. Alfaomega. Grupo Editor, S.A. de C.V. México.
08. Eduard Naudascher (2000). *Hidráulica de Canales*. Editorial Limusa. México.
09. Gary W. Brunner (2001). *HEC-RAS River Analysis system User's Manual*. US Army Corps of Engineers. EEUU.

ANEXO A HIDROLOGIA

RESULTADOS OBTENIDOS

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

CUADRO N° 01

EST.	: 155218 / HUAROS / DRE-04	LONG.	: 76°34' S	DPTO	: LIMA
PARAM.	: Precipitación máxima en 24 hrs (mm)	LAT.	: 11°24' W	PROVINCIA	: CANTA
		ALTITUD	: 3585 msnm	DISTRITO	: HUAROS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1990	8.20	5.50	8.20	8.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.00	14.70	8.30	14.70
1991	14.50	14.10	17.60	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.30	6.40	4.20	17.60
1992	5.50	3.10	11.70	4.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.30	0.00	9.10	11.70
1993	10.20	21.00	21.00	12.30	4.20	0.00	0.00	2.50	6.30	9.40	18.10	12.90	21.00
1994	16.00	26.40	24.10	13.00	4.60	0.00	2.60	3.20	3.70	4.00	11.60	10.50	26.40
1995	13.80	11.50	13.50	25.00	2.90	2.40	0.00	5.40	4.50	7.40	9.30	22.60	25.00
1996	14.40	23.60	18.00	11.30	3.70	0.00	0.00	0.90	2.60	3.60	5.60	9.70	23.60
1997	11.00	14.30	11.50	3.60	2.60	0.00	0.00	0.00	4.30	13.40	8.00	20.90	20.90
1998	16.80	20.50	19.60	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	14.00	5.30	9.50	20.50
1999	12.20	23.00	17.00	8.20	5.60	0.60	0.00	0.00	4.60	5.10	9.50	15.50	23.00
2000	22.30	18.00	15.00	7.90	6.30	0.00	0.00	5.00	5.40	11.30	7.60	19.90	22.30
2001	15.70	10.80	24.40	12.30	2.10	0.00	2.20	0.00	13.20	6.60	12.00	16.20	24.40
2002	4.80	19.20	14.20	11.20	5.70	3.80	1.00	0.00	9.20	10.70	17.70	12.30	19.20
2003	12.00	13.50	19.10	9.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.60	4.20	8.80	12.60	19.10
2004	4.10	13.50	10.70	10.30	3.00	1.20	0.50	0.00	5.70	11.90	12.30	12.30	13.50
2005	20.00	10.90	12.50	16.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.80	10.10	11.60	20.00
2006	14.10	17.50	14.80	16.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80	5.20	7.50	17.10	17.50
2007	11.70	13.60	19.60	9.30	6.40	0.00	0.00	2.90	2.90	8.90	8.80	9.20	19.60
2008	10.10	14.90	11.90	5.00	0.00	0.00	0.00	3.40	0.40	6.00	6.50	12.80	14.90
PROM	12.49	15.52	16.02	10.27	2.48	0.42	0.33	1.23	3.49	8.32	9.46	13.02	20.00

FUENTE: SENAMHI - OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES - METODO DE GUMBEL

CUADRO N° 02

AÑO	i	P(mm)	A-Z	$f(x) = i/(n+1)$	F(x)	$ f(x) - F(x) $	$xe^{-\alpha x}$	$e^{-\alpha x}$	F(x)	$ f(x) - F(x) $
1990	1	14.70	11.70	0.05	0.00	0.05	0.60	0.05	0.04	0.01
1991	2	17.60	13.50	0.10	0.02	0.08	0.44	0.03	0.14	0.04
1992	3	11.70	14.70	0.15	0.06	0.09	0.35	0.02	0.23	0.08
1993	4	21.00	14.90	0.20	0.07	0.13	0.34	0.02	0.25	0.05
1994	5	26.40	17.50	0.25	0.32	0.07	0.21	0.01	0.49	0.24
1995	6	25.00	17.60	0.30	0.33	0.03	0.20	0.01	0.49	0.19
1996	7	23.60	19.10	0.35	0.50	0.15	0.15	0.01	0.62	0.27
1997	8	20.90	19.20	0.40	0.51	0.11	0.15	0.01	0.63	0.23
1998	9	20.50	19.60	0.45	0.56	0.11	0.13	0.01	0.65	0.20
1999	10	23.00	20.00	0.50	0.60	0.10	0.12	0.01	0.68	0.18
2000	11	22.30	20.50	0.55	0.64	0.09	0.11	0.01	0.71	0.16
2001	12	24.40	20.90	0.60	0.68	0.08	0.10	0.00	0.74	0.14
2002	13	19.20	21.00	0.65	0.69	0.04	0.10	0.00	0.74	0.09
2003	14	19.10	22.30	0.70	0.78	0.08	0.08	0.00	0.81	0.11
2004	15	13.50	23.00	0.75	0.82	0.07	0.07	0.00	0.84	0.09
2005	16	20.00	23.60	0.80	0.85	0.05	0.06	0.00	0.86	0.06
2006	17	17.50	24.40	0.85	0.88	0.03	0.05	0.00	0.88	0.03
2007	18	19.60	25.00	0.90	0.90	0.00	0.04	0.00	0.90	0.00
2008	19	14.90	26.40	0.95	0.94	0.01	0.03	0.00	0.93	0.02
MAX:						0.153	3.334	0.211	MAX:	0.268

R. Estadísticos	
PROMEDIO	19.7
DESV. EST.	4.03
MAXIMO	26.4
MINIMO	11.7

M. Momentos	
α	0.318
β	17.919

M. Max. Verosim.	
α	0.25400
β	16.222
c	0.000

PRECIPITACIONES DE DISEÑO vs TR

Método de Máxima Verosimilitud

α	0.254
β	16.222

CUADRO N° 03		
<i>Tr (años)</i>	<i>Yi</i>	<i>P (mm)</i>
10.00	2.25	25.08
20.00	2.97	27.92
30.00	3.38	29.55
50.00	3.90	31.58
100.00	4.60	34.33
200.00	5.30	37.07
300.00	5.70	38.67
500.00	6.21	40.69

Prueba de bondad de S. K.

Δ
 Δ 0.154 Momentos
 0.284 Máxima Verosimilitud

Nivel de Significación = 0.05 Δ_0 0.31
 Tamaño muestral = 18

Entonces se acepta la distribución Gumbel en el GRAFICO N°

HISTOGRAMA DE PRECIPITACION TOTAL

Tr = 50 años

P24,50 31.58

CUADRO N° 04

t (hr)	Tipo I Pt/P24	Pacum (mm)	Pint (mm)
0.00	0.000	0.000	0.000
1.00	0.017	0.537	0.537
2.00	0.035	1.105	0.568
3.00	0.054	1.705	0.600
4.00	0.076	2.400	0.695
5.00	0.100	3.158	0.758
6.00	0.125	3.948	0.790
7.00	0.156	4.926	0.979
8.00	0.194	6.127	1.200
9.00	0.254	8.021	1.895
10.00	0.515	16.264	8.242
11.00	0.623	19.674	3.411
12.00	0.684	21.601	1.926
13.00	0.732	23.117	1.516
14.00	0.770	24.317	1.200
15.00	0.802	25.327	1.011
16.00	0.832	26.275	0.947
17.00	0.860	27.159	0.884
18.00	0.886	27.980	0.821
19.00	0.910	28.738	0.758
20.00	0.932	29.433	0.695
21.00	0.952	30.064	0.632
22.00	0.970	30.633	0.568
23.00	0.986	31.138	0.505
24.00	1.000	31.580	0.442

HIETOGRAMA DE PRECIPITACION EFECTIVA

Tr = 50 años

CN 80
 S 63.500
 Ia 12.700

CUADRO N° 05

t (hr)	Pacum (mm)	Ia (mm)	Fa (mm)	Pe acum (mm)	Hietograma Pe (mm)
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.00	0.537	0.537	0.000	0.000	0.000
2.00	1.105	1.105	0.000	0.000	0.000
3.00	1.705	1.705	0.000	0.000	0.000
4.00	2.400	2.400	0.000	0.000	0.000
5.00	3.158	3.158	0.000	0.000	0.000
6.00	3.948	3.948	0.000	0.000	0.000
7.00	4.926	4.926	0.000	0.000	0.000
8.00	6.127	6.127	0.000	0.000	0.000
9.00	8.021	8.021	0.000	0.000	0.000
10.00	16.264	12.700	3.374	0.189	0.189
11.00	19.674	12.700	6.284	0.690	0.501
12.00	21.601	12.700	7.806	1.094	0.404
13.00	23.117	12.700	8.949	1.468	0.374
14.00	24.317	12.700	9.820	1.796	0.329
15.00	25.327	12.700	10.533	2.094	0.298
16.00	26.275	12.700	11.184	2.391	0.296
17.00	27.159	12.700	11.777	2.682	0.291
18.00	27.980	12.700	12.316	2.964	0.282
19.00	28.738	12.700	12.804	3.234	0.270
20.00	29.433	12.700	13.243	3.490	0.256
21.00	30.064	12.700	13.636	3.729	0.239
22.00	30.633	12.700	13.984	3.949	0.220
23.00	31.138	12.700	14.289	4.149	0.200
24.00	31.580	12.700	14.553	4.327	0.178

HIETOGRAMA DE PRECIPITACION TOTAL

Tr = 100 años

P24,100 34.33

CUADRO Nº 06

t (hr)	Tipo I Pt/P24	Pacum (mm)	Pint (mm)
0.00	0.000	0.000	0.000
1.00	0.017	0.584	0.584
2.00	0.035	1.202	0.618
3.00	0.054	1.854	0.652
4.00	0.076	2.609	0.755
5.00	0.100	3.433	0.824
6.00	0.125	4.291	0.858
7.00	0.156	5.355	1.064
8.00	0.194	6.660	1.305
9.00	0.254	8.720	2.060
10.00	0.515	17.680	8.960
11.00	0.623	21.388	3.708
12.00	0.684	23.482	2.094
13.00	0.732	25.130	1.648
14.00	0.770	26.434	1.305
15.00	0.802	27.533	1.099
16.00	0.832	28.563	1.030
17.00	0.860	29.524	0.961
18.00	0.886	30.416	0.893
19.00	0.910	31.240	0.824
20.00	0.932	31.996	0.755
21.00	0.952	32.682	0.687
22.00	0.970	33.300	0.618
23.00	0.986	33.849	0.549
24.00	1.000	34.330	0.481

HIETOGRAMA DE PRECIPITACION EFECTIVA

Tr = 100 años

CN 80
 S 63.500
 la 12.700

CUADRO N° 07

t (hr)	Pacum (mm)	la (mm)	Fa (mm)	Pe acum (mm)	Hietograma Pe (mm)
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.00	0.584	0.584	0.000	0.000	0.000
2.00	1.202	1.202	0.000	0.000	0.000
3.00	1.854	1.854	0.000	0.000	0.000
4.00	2.609	2.609	0.000	0.000	0.000
5.00	3.433	3.433	0.000	0.000	0.000
6.00	4.291	4.291	0.000	0.000	0.000
7.00	5.355	5.355	0.000	0.000	0.000
8.00	6.660	6.660	0.000	0.000	0.000
9.00	8.720	8.720	0.000	0.000	0.000
10.00	17.680	12.700	4.618	0.362	0.362
11.00	21.388	12.700	7.642	1.046	0.683
12.00	23.482	12.700	9.217	1.565	0.519
13.00	25.130	12.700	10.395	2.035	0.470
14.00	26.434	12.700	11.292	2.442	0.408
15.00	27.533	12.700	12.024	2.809	0.366
16.00	28.563	12.700	12.692	3.171	0.362
17.00	29.524	12.700	13.300	3.524	0.353
18.00	30.416	12.700	13.852	3.865	0.341
19.00	31.240	12.700	14.350	4.190	0.325
20.00	31.996	12.700	14.799	4.497	0.307
21.00	32.682	12.700	15.199	4.783	0.286
22.00	33.300	12.700	15.554	5.046	0.263
23.00	33.849	12.700	15.865	5.284	0.238
24.00	34.330	12.700	16.134	5.496	0.212

HIETOGRAMA DE PRECIPITACION TOTAL

Tr = 200 años

P24,200 37.07

CUADRO Nº 08

t (hr)	Tipo I Pt/P24	Pacum (mm)	Pint (mm)
0.00	0.000	0.000	0.000
1.00	0.017	0.630	0.630
2.00	0.035	1.297	0.667
3.00	0.054	2.002	0.704
4.00	0.076	2.817	0.816
5.00	0.100	3.707	0.890
6.00	0.125	4.634	0.927
7.00	0.156	5.783	1.149
8.00	0.194	7.192	1.409
9.00	0.254	9.416	2.224
10.00	0.515	19.091	9.675
11.00	0.623	23.095	4.004
12.00	0.684	25.356	2.261
13.00	0.732	27.135	1.779
14.00	0.770	28.544	1.409
15.00	0.802	29.730	1.186
16.00	0.832	30.842	1.112
17.00	0.860	31.880	1.038
18.00	0.886	32.844	0.964
19.00	0.910	33.734	0.890
20.00	0.932	34.549	0.816
21.00	0.952	35.291	0.741
22.00	0.970	35.958	0.667
23.00	0.986	36.551	0.593
24.00	1.000	37.070	0.519

HIETOGRAMA DE PRECIPITACION EFECTIVA

Tr = 200 años

CN 80
 S 63.500
 Ia 12.700

CUADRO N° 09

t (hr)	Pacum (mm)	Ia (mm)	Fa (mm)	Pe acum (mm)	Hietograma Pe (mm)
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.00	0.630	0.630	0.000	0.000	0.000
2.00	1.297	1.297	0.000	0.000	0.000
3.00	2.002	2.002	0.000	0.000	0.000
4.00	2.817	2.817	0.000	0.000	0.000
5.00	3.707	3.707	0.000	0.000	0.000
6.00	4.634	4.634	0.000	0.000	0.000
7.00	5.783	5.783	0.000	0.000	0.000
8.00	7.192	7.192	0.000	0.000	0.000
9.00	9.416	9.416	0.000	0.000	0.000
10.00	19.091	12.700	5.807	0.584	0.584
11.00	23.095	12.700	8.932	1.462	0.878
12.00	25.356	12.700	10.553	2.103	0.641
13.00	27.135	12.700	11.762	2.674	0.571
14.00	28.544	12.700	12.680	3.164	0.490
15.00	29.730	12.700	13.429	3.601	0.438
16.00	30.842	12.700	14.111	4.032	0.430
17.00	31.880	12.700	14.731	4.449	0.418
18.00	32.844	12.700	15.293	4.851	0.402
19.00	33.734	12.700	15.800	5.234	0.382
20.00	34.549	12.700	16.256	5.593	0.360
21.00	35.291	12.700	16.663	5.928	0.335
22.00	35.958	12.700	17.023	6.235	0.307
23.00	36.551	12.700	17.339	6.512	0.278
24.00	37.070	12.700	17.611	6.759	0.246

HIETOGRAMA DE PRECIPITACION TOTAL

Tr = 500 años

P24,500 40.69

CUADRO N° 10

t (hr)	Tipo I Pt/P24	Pacum (mm)	Pint (mm)
0.00	0.000	0.000	0.000
1.00	0.017	0.692	0.692
2.00	0.035	1.424	0.732
3.00	0.054	2.197	0.773
4.00	0.076	3.092	0.895
5.00	0.100	4.069	0.977
6.00	0.125	5.086	1.017
7.00	0.156	6.348	1.261
8.00	0.194	7.894	1.546
9.00	0.254	10.335	2.441
10.00	0.515	20.955	10.620
11.00	0.623	25.350	4.395
12.00	0.684	27.832	2.482
13.00	0.732	29.785	1.953
14.00	0.770	31.331	1.546
15.00	0.802	32.633	1.302
16.00	0.832	33.854	1.221
17.00	0.860	34.993	1.139
18.00	0.886	36.051	1.058
19.00	0.910	37.028	0.977
20.00	0.932	37.923	0.895
21.00	0.952	38.737	0.814
22.00	0.970	39.469	0.732
23.00	0.986	40.120	0.651
24.00	1.000	40.690	0.570

HIETOGRAMA DE PRECIPITACION EFECTIVA

Tr = 500 años

CN 80
 S 63.500
 Ia 12.700

CUADRO Nº 11

t (hr)	Pacum (mm)	Ia (mm)	Fa (mm)	Pe acum (mm)	Hietograma Pe (mm)
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.00	0.692	0.692	0.000	0.000	0.000
2.00	1.424	1.424	0.000	0.000	0.000
3.00	2.197	2.197	0.000	0.000	0.000
4.00	3.092	3.092	0.000	0.000	0.000
5.00	4.069	4.069	0.000	0.000	0.000
6.00	5.086	5.086	0.000	0.000	0.000
7.00	6.348	6.348	0.000	0.000	0.000
8.00	7.894	7.894	0.000	0.000	0.000
9.00	10.335	10.335	0.000	0.000	0.000
10.00	20.955	12.700	7.306	0.950	0.950
11.00	25.350	12.700	10.548	2.101	1.152
12.00	27.832	12.700	12.220	2.912	0.811
13.00	29.785	12.700	13.463	3.622	0.710
14.00	31.331	12.700	14.405	4.226	0.604
15.00	32.633	12.700	15.171	4.762	0.536
16.00	33.854	12.700	15.868	5.286	0.524
17.00	34.993	12.700	16.500	5.793	0.507
18.00	36.051	12.700	17.073	6.278	0.485
19.00	37.028	12.700	17.589	6.739	0.460
20.00	37.923	12.700	18.052	7.171	0.432
21.00	38.737	12.700	18.465	7.571	0.401
22.00	39.469	12.700	18.831	7.938	0.367
23.00	40.120	12.700	19.151	8.270	0.331
24.00	40.690	12.700	19.427	8.563	0.294

HIDROGRAMA UNITARIO

dato

A = 50 Km²
 tc = 20 min
 tr = 5 min
 tp = 12 min
 Tp = 14.5 min
 qp = 0.717 m³/s/mm

t/Tp	q/qp	Tp	t (min)	qp	q (m ³ /s/mm)
0.00	0.00	14.50	0.00	0.72	0.00
0.10	0.03	14.50	1.45	0.72	0.02
0.20	0.10	14.50	2.90	0.72	0.07
0.30	0.19	14.50	4.35	0.72	0.14
			5.00		0.18
0.40	0.31	14.50	5.80	0.72	0.22
0.50	0.47	14.50	7.25	0.72	0.34
0.60	0.66	14.50	8.70	0.72	0.47
			10.00		0.58
0.70	0.82	14.50	10.15	0.72	0.59
0.80	0.93	14.50	11.60	0.72	0.67
0.90	0.99	14.50	13.05	0.72	0.71
1.00	1.00	14.50	14.50	0.72	0.72
			15.00		0.72
1.10	0.99	14.50	15.95	0.72	0.71
1.20	0.93	14.50	17.40	0.72	0.67
1.30	0.86	14.50	18.85	0.72	0.62
			20.00		0.57
1.40	0.78	14.50	20.30	0.72	0.56
1.50	0.68	14.50	21.75	0.72	0.49
1.60	0.56	14.50	23.20	0.72	0.40
1.70	0.46	14.50	24.65	0.72	0.33
			25.00		0.32
1.80	0.39	14.50	26.10	0.72	0.28
1.90	0.33	14.50	27.55	0.72	0.24
2.00	0.28	14.50	29.00	0.72	0.20
			30.00		0.18
2.20	0.21	14.50	31.90	0.72	0.15
2.40	0.15	14.50	34.80	0.72	0.11
			35.00		0.10
2.60	0.11	14.50	37.70	0.72	0.08

			40.00		0.06
2.80	0.08	14.50	40.60	0.72	0.06
3.00	0.06	14.50	43.50	0.72	0.04
			45.00		0.03
3.20	0.04	14.50	46.40	0.72	0.03
3.40	0.03	14.50	49.30	0.72	0.02
			50.00		0.02
3.60	0.02	14.50	52.20	0.72	0.02
			55.00		0.01
3.80	0.02	14.50	55.10	0.72	0.01
4.00	0.01	14.50	58.00	0.72	0.01
			60.00		0.01
			65.00		0.00
4.50	0.01	14.50	65.25	0.72	0.00
			70.00		0.00
5.00	0.00	14.50	72.50	0.72	0.00

CONTROL DE EROSION EN RIBERAS DE RIOS MEDIANTE GAVIONES Y COLCHONES RENO

Q3
3 =
Q3
4 =
Q3
5 =

0.00 0.00 0.00 0.00
02 06 11 = 18
0.00 0.00 0.00
02 06 = 08
0.00 0.00
02 = 02

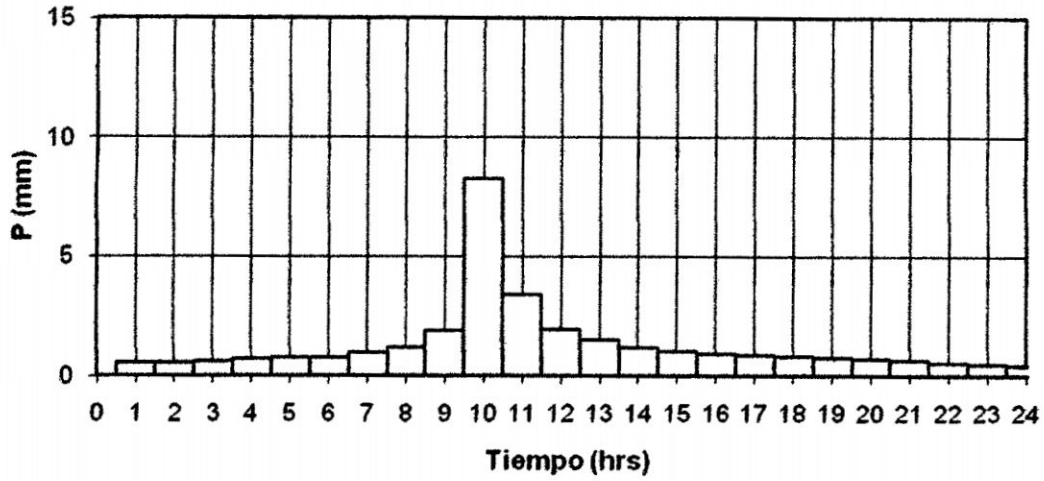
MOH JINSCH RPPIC

Datos 16-A

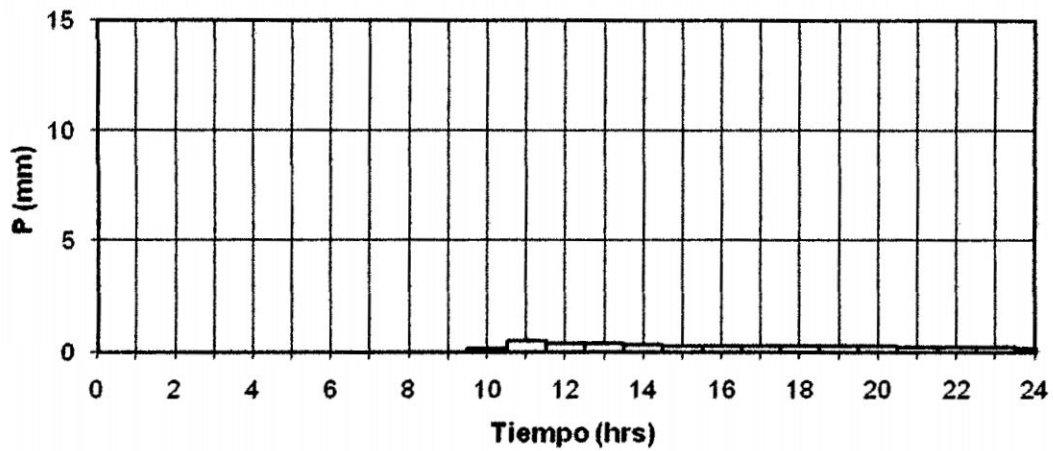
DETERMINACION DEL HIDROGRAMA DE CAUDAL
CUADRO Nº 14

t (min)	Q (m3/s)
5	0.0088
10	0.05696
15	0.19655
20	0.53655
25	1.10803
30	1.69808
35	2.07285
40	2.08537
45	1.87968
50	1.60916
55	1.38073
60	1.19381
65	1.04543
70	0.92463
75	0.82678
80	0.74661
85	0.68108
90	0.80118
95	0.8132
100	0.79352
105	0.73726
110	0.66945
115	0.60044
120	0.48776
125	0.36603
130	0.27192
135	0.21956
140	0.18931
145	0.17245
150	0.16256
155	0.15678
160	0.00351
165	0.00181
170	0.00075
175	0.00015

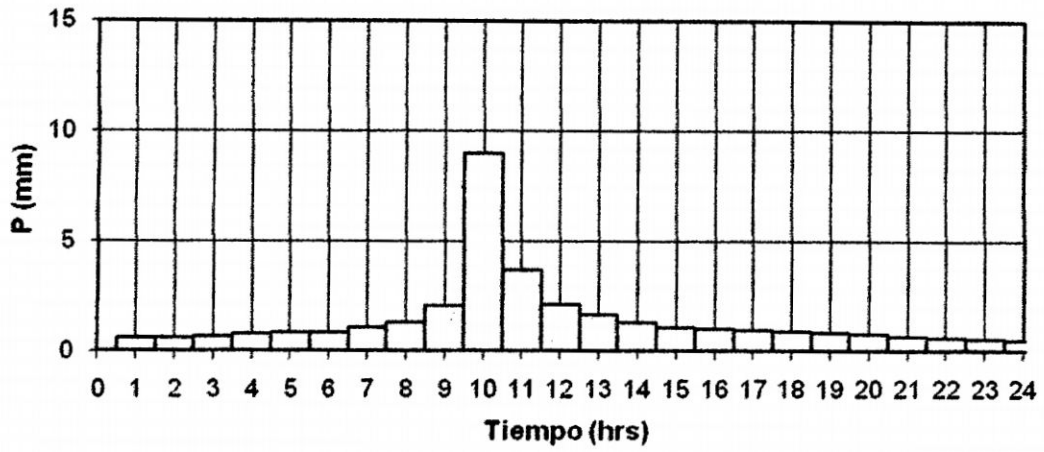
**HIETOGRAMA DE PRECIPITACION $T_r = 50$ años
GRAFICO N° 01**



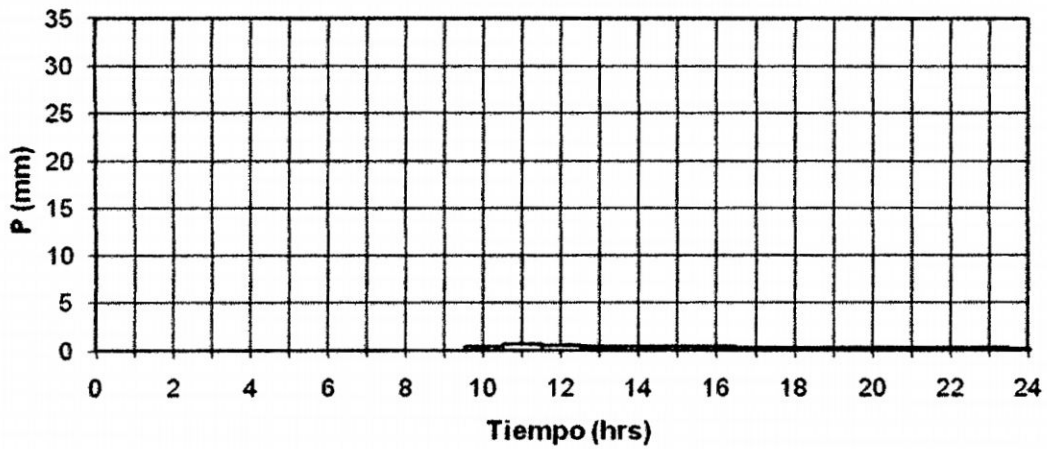
**HIETOGRAMA DE PRECIPITACION EFECTIVA $T_r = 50$ años
GRAFICO N° 02**



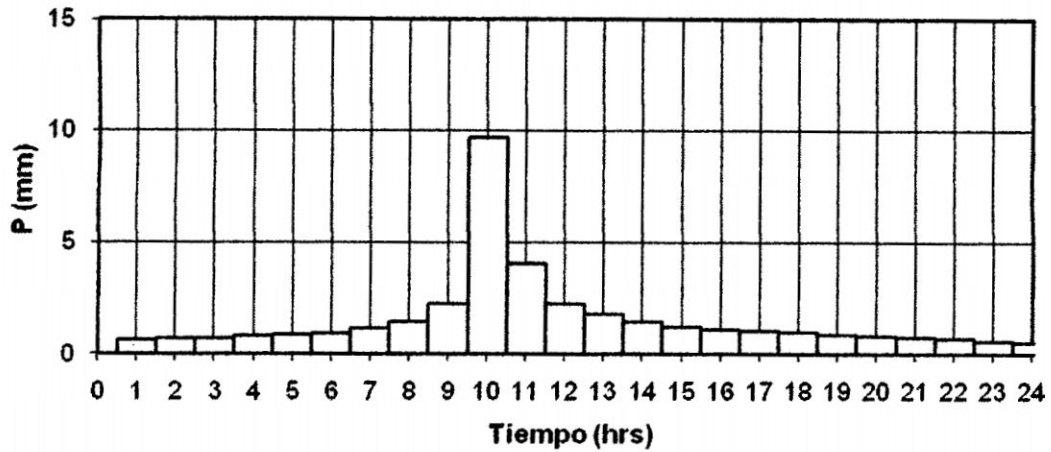
**HIETOGRAMA DE PRECIPITACION Tr = 100 años
GRAFICO N° 03**



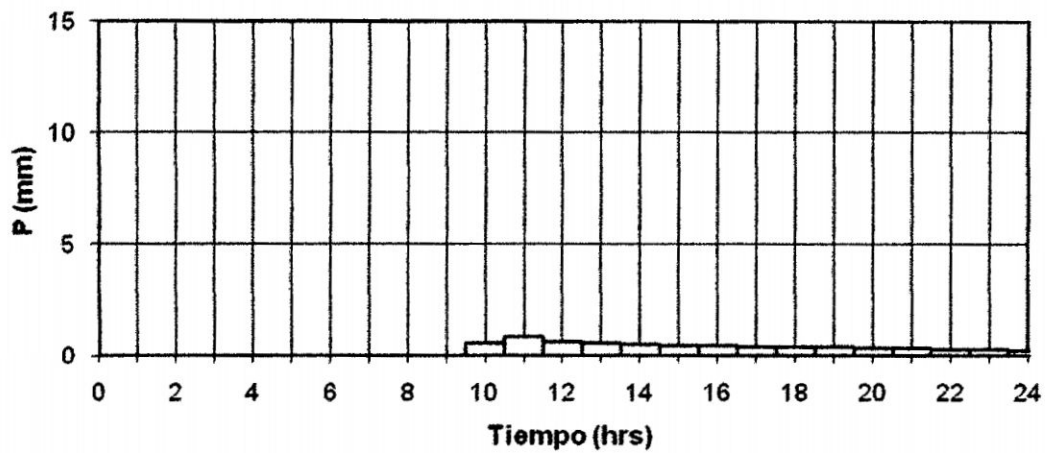
**HIETOGRAMA DE PRECIPITACION EFECTIVA Tr = 100 años
GRAFICO N° 04**



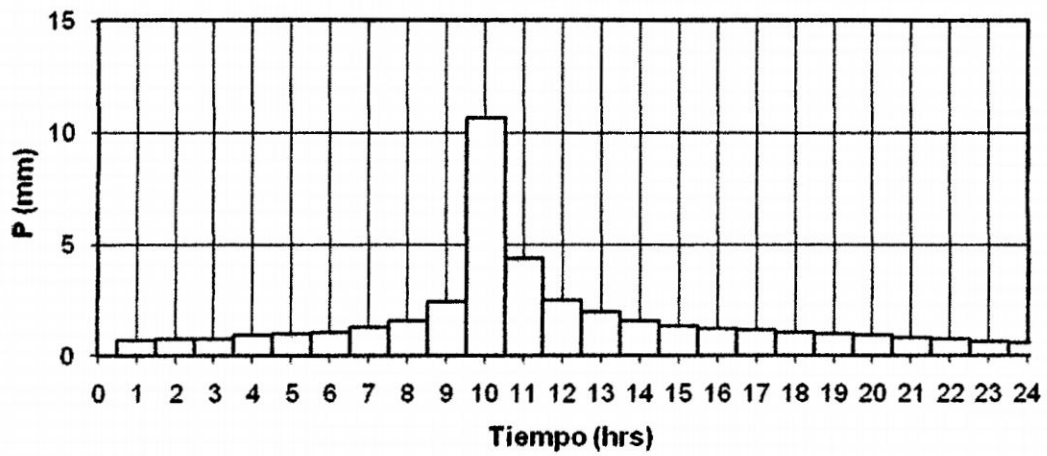
**HIETOGRAMA DE PRECIPITACION Tr = 200 años
GRAFICO N° 05**



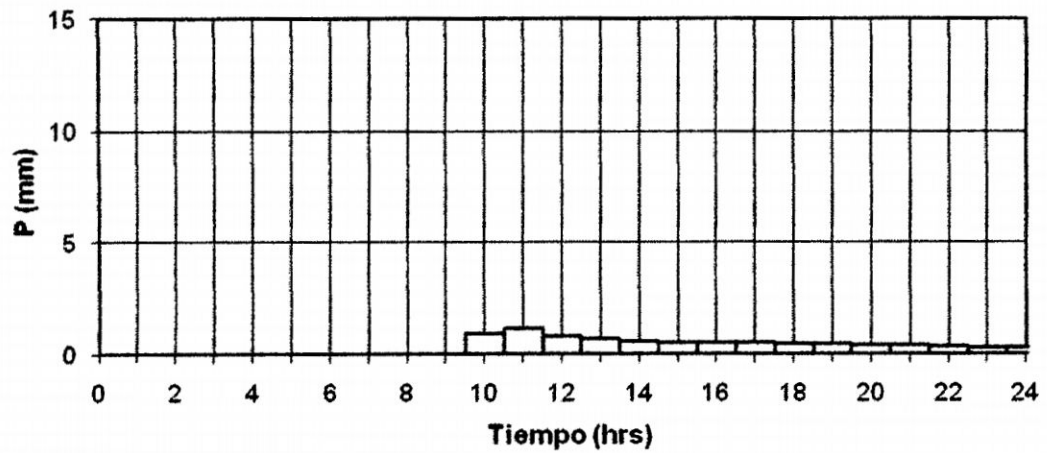
**HIETOGRAMA DE PRECIPITACION EFECTIVA Tr = 200 años
GRAFICO N° 06**



**HIETOGRAMA DE PRECIPITACION $T_r = 500$ años
GRAFICO N° 07**



**HIETOGRAMA DE PRECIPITACION EFECTIVA $T_r = 500$ años
GRAFICO N° 08**



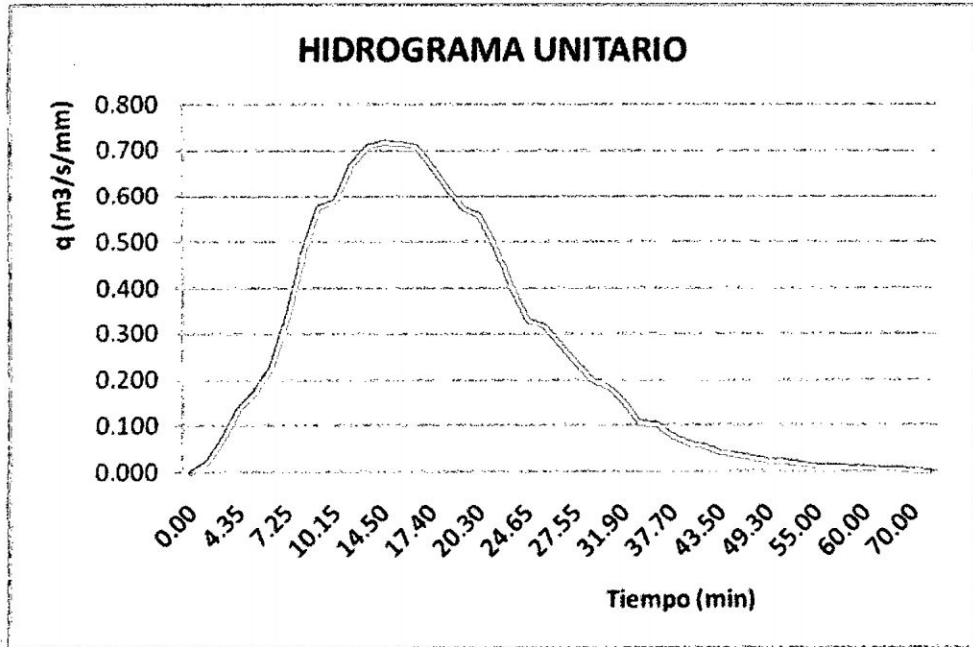


GRAFICO N° 09 de Hidrograma Unitario

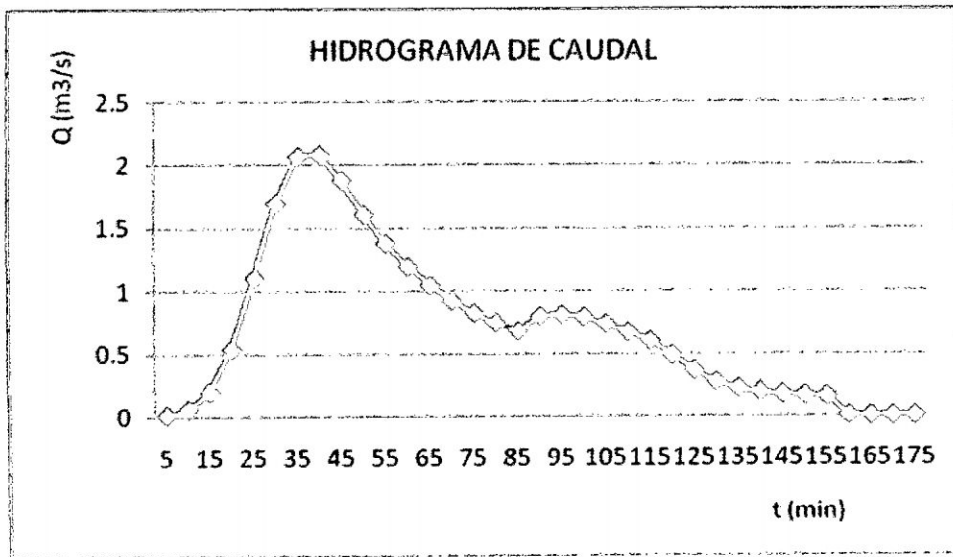


GRAFICO N° 10 de Hidrograma de Caudal

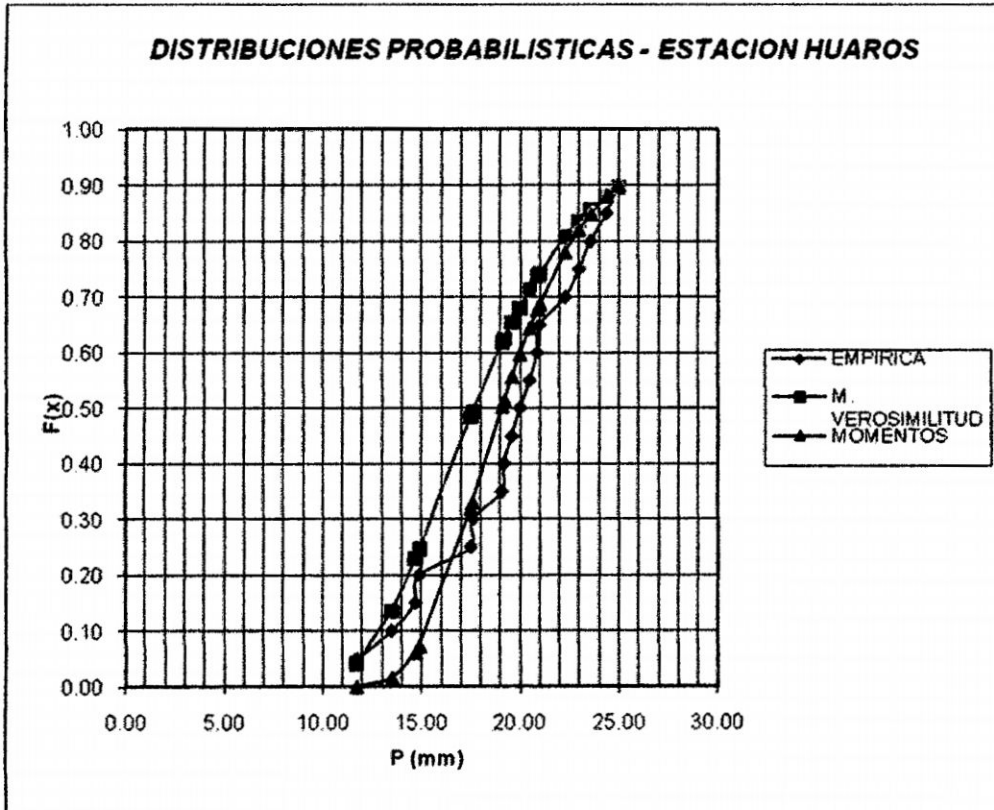


GRAFICO N° 11 Distribuciones Probabilísticas

GRAFICO N° 12. Representación Topológica de la Cuenca del Rio Chillón.

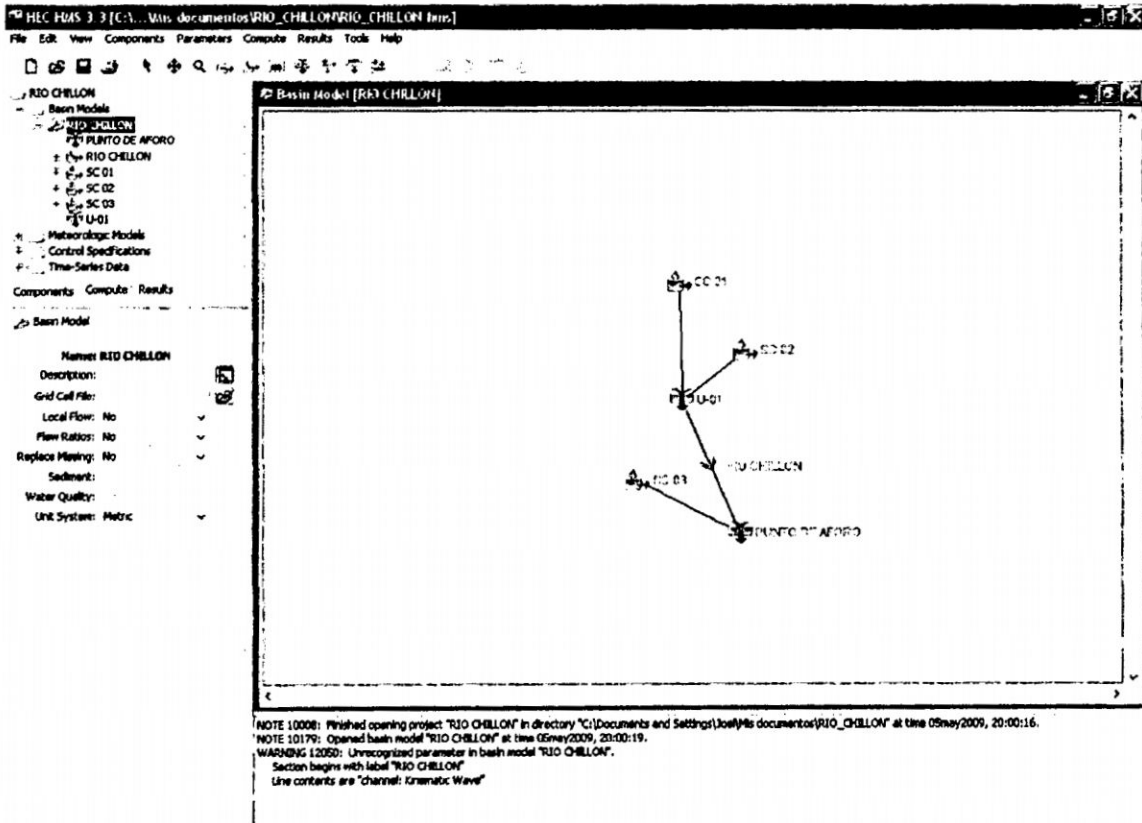


GRAFICO N° 13. Hidrograma de Máximas Avenidas Tr = 50 AÑOS.

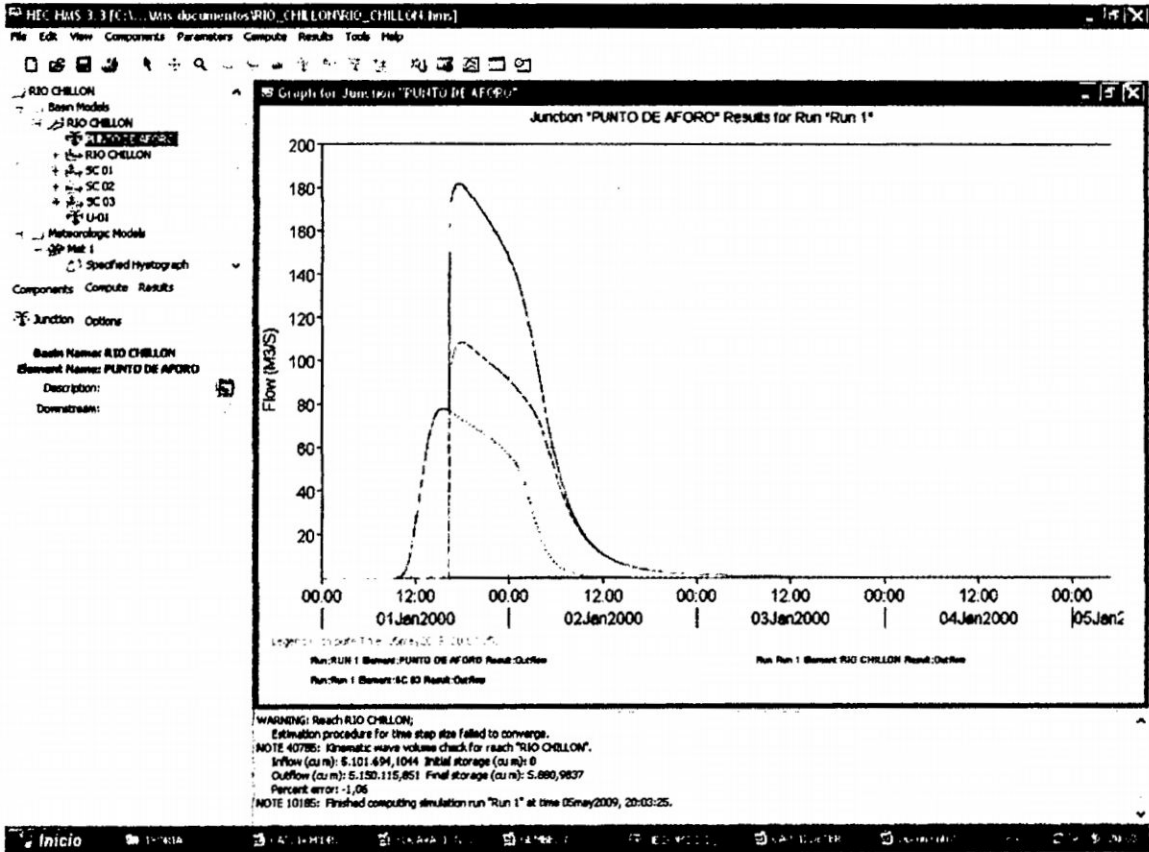


GRAFICO N° 14. Hidrograma de Máximas Avenidas Tr = 100 AÑOS.

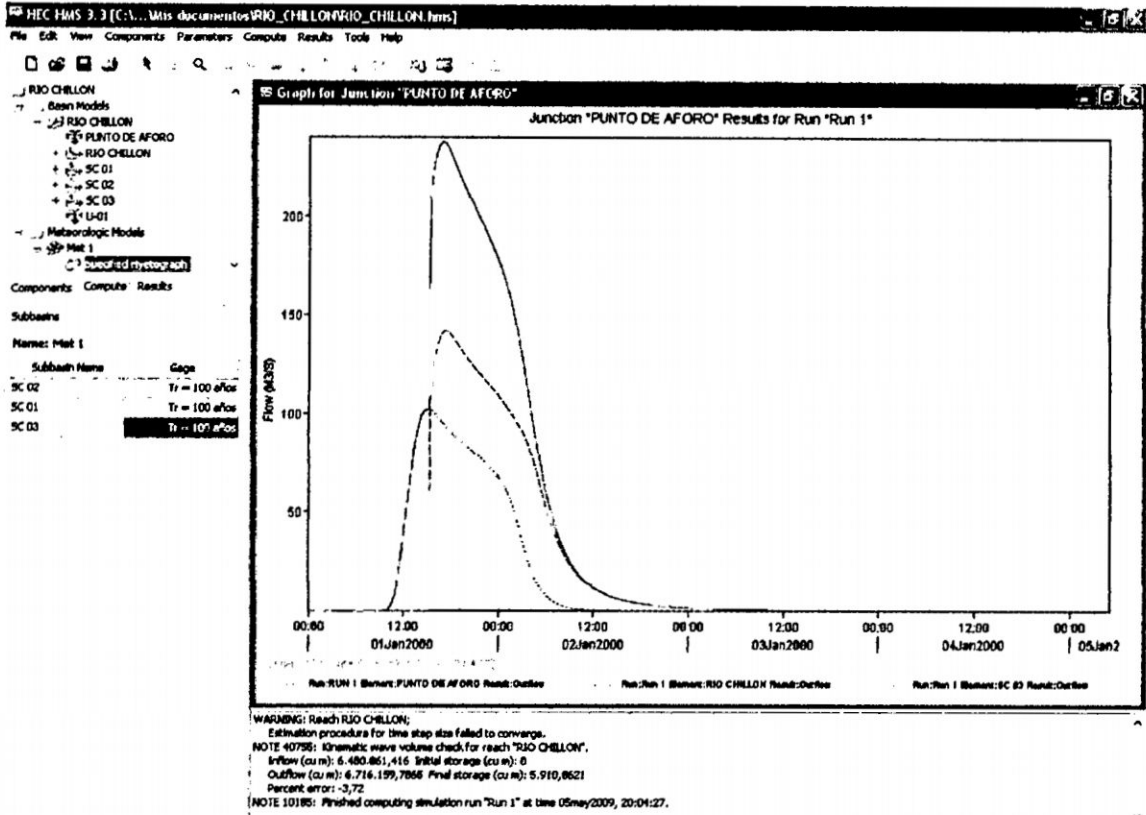


GRAFICO N° 15. Hidrograma de Máximas Avenidas Tr = 200 AÑOS.

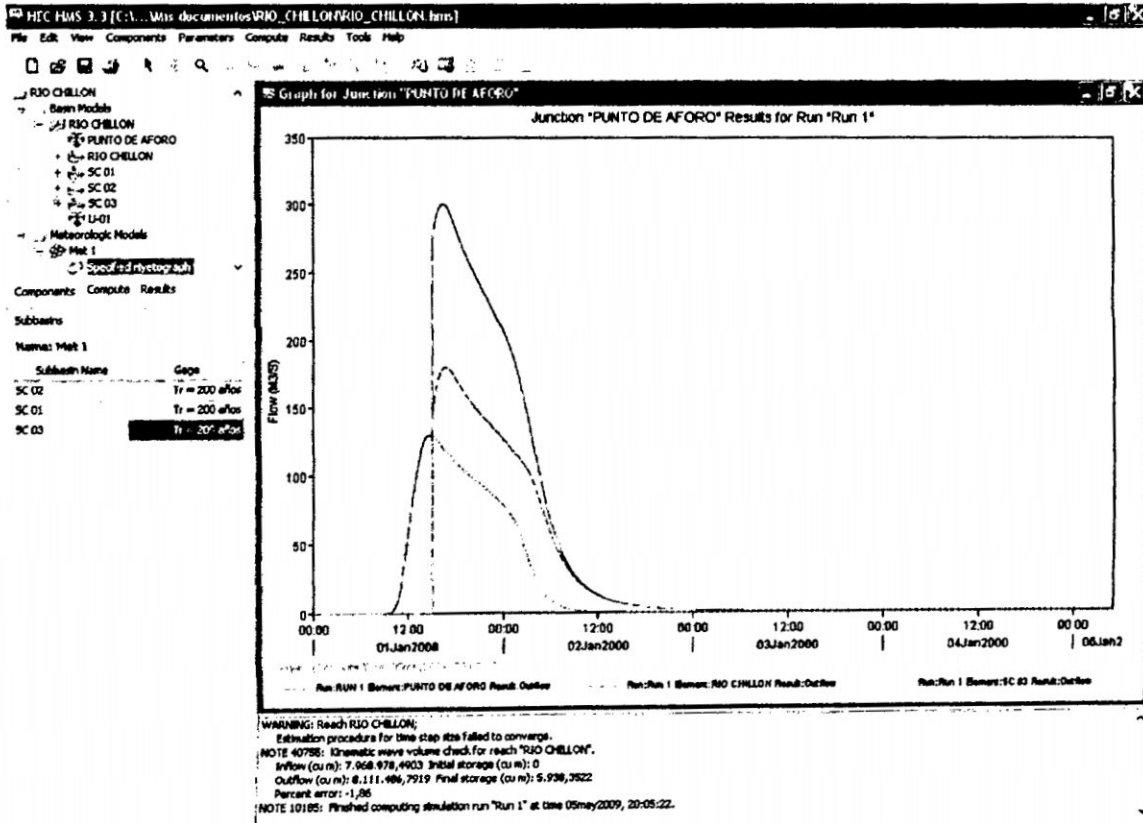
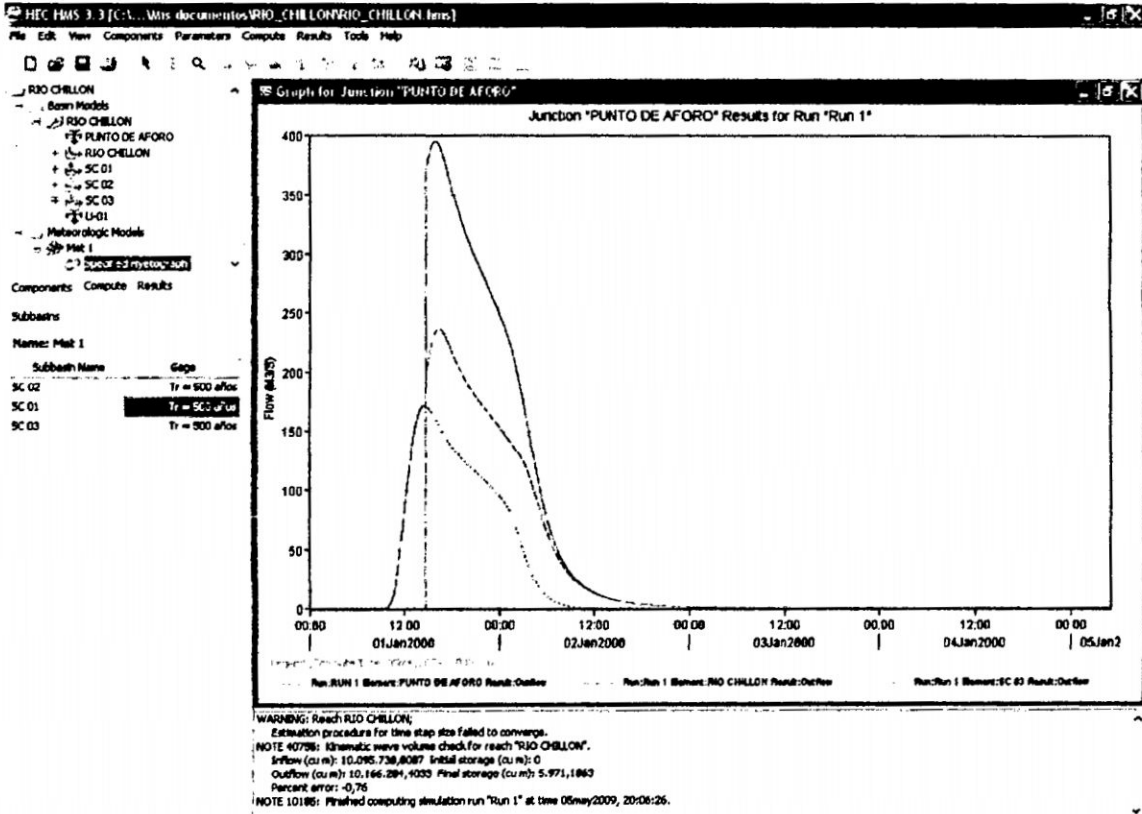


GRAFICO N° 16. Hidrograma de Máximas Avenidas $Tr = 500$ AÑOS.



ANEXO B HIDRAULICA

Simulación Hidráulica con HEC – RAS v.4.

CUADRO Nº 1 - B

SIMULACION DE DOS TRAMOS CRITICOS - RIO CHILLON: CASO SIN DEFENSA RIBEREÑA

Tramo	Estación del Rio	Caudal Total (m3/s)	Superficie libre de agua (m)	Elevación del fondo del canal (m)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Esf. Corte (N/m2)	Área (m2)	Espejo (m)	# F
Rio Chillon	60	181.77	14.78	11.42	3.36	3.48	74.53	57.34	24.28	0.64
Rio Chillon	59	181.77	14.78	11.10	3.68	3.32	65.48	61.64	24.99	0.58
Rio Chillon	58	181.77	13.99	10.82	3.17	5.00	157.70	40.36	18.52	0.95
Rio Chillon	57	181.77	14.36	10.54	3.82	3.47	69.77	63.57	27.28	0.59
Rio Chillon	56	181.77	13.62	10.29	3.33	4.93	151.40	41.78	19.67	0.92
Rio Chillon	55	181.77	12.91	10.00	2.91	4.69	140.24	41.86	19.41	0.91
Rio Chillon	54	181.77	13.29	9.75	3.54	3.11	57.07	65.84	23.81	0.54
Rio Chillon	53	181.77	13.33	9.50	3.83	2.92	48.94	77.93	32.80	0.49
Rio Chillon	52	181.77	13.08	9.25	3.83	3.40	67.89	60.44	22.70	0.58
Rio Chillon	51	181.77	13.06	9.00	4.06	3.34	64.69	61.81	22.72	0.56
Rio Chillon	50	181.77	13.09	8.75	4.34	3.11	54.13	68.15	23.26	0.49
Rio Chillon	49	181.77	12.24	8.50	3.74	5.12	157.25	41.93	18.99	0.89
Rio Chillon	48	181.77	11.44	8.14	3.30	5.37	174.22	40.40	17.31	0.96
Rio Chillon	47	181.77	11.11	8.00	3.11	5.07	160.86	39.25	16.47	0.94
Rio Chillon	46	181.77	11.01	7.73	3.28	5.15	163.15	40.80	19.01	0.94
Rio Chillon	45	181.77	10.64	7.36	3.28	5.16	165.37	39.20	16.71	0.96
Rio Chillon	44	181.77	10.78	7.03	3.75	3.83	86.30	53.18	19.52	0.66
Rio Chillon	43	181.77	10.80	6.93	3.87	3.73	78.70	59.23	22.48	0.61
Rio Chillon	42	181.77	10.75	7.04	3.71	3.44	70.90	56.17	19.83	0.60
Rio Chillon	41	181.77	10.36	6.82	3.54	4.65	131.39	47.18	21.13	0.83
Rio Chillon	40	181.77	10.06	6.73	3.33	5.00	156.26	42.77	20.57	0.93
Rio Chillon	39	181.77	9.84	6.51	3.33	4.98	151.38	42.71	20.54	0.90
Rio Chillon	38	181.77	9.47	6.21	3.26	5.12	160.78	40.60	17.99	0.93
Rio Chillon	37	181.77	8.67	6.10	2.57	4.67	147.17	40.80	19.72	0.99
Rio Chillon	36	181.77	8.44	5.93	2.51	4.53	137.16	43.00	22.92	0.94
Rio Chillon	35	181.77	8.64	5.68	2.96	3.33	69.75	57.54	23.78	0.64
Rio Chillon	34	181.77	8.73	5.52	3.21	2.69	44.14	71.61	26.03	0.49
Rio Chillon	33	181.77	7.88	5.33	2.55	4.84	153.01	41.68	20.24	0.98
Rio Chillon	32	181.77	8.14	5.04	3.10	3.09	60.49	64.26	27.42	0.59
Rio Chillon	31	181.77	7.96	4.93	3.03	3.49	76.73	57.79	25.86	0.67
Rio Chillon	30	181.77	7.39	4.85	2.54	4.60	140.45	43.06	22.59	0.95
Rio Chillon	29	181.77	7.68	4.68	3.00	2.78	47.96	71.16	28.68	0.52
Rio Chillón	28	181.77	7.72	4.52	3.20	2.31	32.57	83.68	31.58	0.42
Rio Chillón	27	181.77	7.24	4.40	2.84	3.76	89.69	53.25	24.91	0.72

"CONTROL DE EROSION EN RIBERAS DE RIOS MEDIANTE GAVIONES Y COLCHONES RENO"

Rio Chillón	26	181.77	7.48	4.32	3.16	2.39	34.44	84.33	32.62	0.43
-------------	----	--------	------	------	------	------	-------	-------	-------	------

Tramo	Estación del Rio	Caudal Total (m3/s)	Superficie libre de agua (m)	Elevación del fondo del canal (m)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Esf. Corte (N/m2)	Área (m2)	Espejo (m)	# F
Rio Chillon	25	181.77	7.40	4.13	3.27	2.57	39.56	76.99	29.23	0.46
Rio Chillon	24	181.77	6.72	3.90	2.82	4.70	142.63	46.92	25.98	0.92
Rio Chillon	23	181.77	6.10	3.66	2.44	4.58	139.17	43.73	23.48	0.95
Rio Chillon	22	181.77	6.34	3.63	2.71	3.30	69.57	60.52	28.22	0.65
Rio Chillon	21	181.77	6.24	3.27	2.97	3.43	73.10	58.86	26.07	0.64
Rio Chillon	20	181.77	5.66	3.17	2.49	4.61	140.86	43.04	22.49	0.95
Rio Chillon	19	181.77	5.62	2.66	2.96	3.26	68.52	61.97	30.73	0.65
Rio Chillon	18	181.77	5.30	2.88	2.42	3.84	98.84	49.91	24.77	0.81
Rio Chillon	17	181.77	5.24	2.75	2.49	3.83	97.27	52.01	26.00	0.79
Rio Chillon	16	181.77	5.16	2.80	2.36	3.74	94.33	51.47	26.37	0.80
Rio Chillon	15	181.77	5.27	2.31	2.96	3.03	57.97	64.70	27.83	0.59
Rio Chillon	14	181.77	5.23	2.04	3.19	3.03	56.83	65.39	26.82	0.56
Rio Chillon	13	181.77	4.64	2.07	2.57	4.45	135.46	44.82	25.24	0.96
Rio Chillon	12	181.77	4.49	2.06	2.43	3.91	102.08	49.76	25.02	0.81
Rio Chillon	11	181.77	4.44	1.99	2.45	3.72	94.14	51.08	26.01	0.80
Rio Chillon	10	181.77	4.50	2.02	2.48	3.16	66.97	59.90	28.90	0.66
Rio Chillon	9	181.77	4.51	1.92	2.59	2.87	53.47	66.77	30.53	0.57
Rio Chillon	8	181.77	4.50	1.88	2.62	2.71	47.70	70.58	31.49	0.54
Rio Chillon	7	181.77	4.02	1.86	2.16	3.99	111.81	49.63	30.38	0.90
Rio Chillon	6	181.77	4.06	1.94	2.12	3.33	77.95	56.87	32.40	0.75
Rio Chillon	5	181.77	4.14	2.01	2.13	2.59	48.01	72.19	41.82	0.60
Rio Chillon	4	181.77	4.22	1.88	2.34	1.88	24.16	100.20	51.04	0.41
Rio Chillon	3	181.77	4.08	1.87	2.21	2.40	39.97	82.19	49.80	0.53
Rio Chillon	2	181.77	4.04	1.71	2.33	2.38	39.13	82.73	50.35	0.52
Rio Chillon	1	181.77	3.56	1.64	1.92	3.73	104.67	52.93	41.84	0.94

CUADRO Nº 2 – B

SIMULACION DE DOS TRAMOS CRITICOS - RIO CHILLON: CASO CON DEFENSA RIBEREÑA

Tramo	Estación del Rio	Caudal Total (m3/s)	Superficie libre de agua (m)	Elevación del fondo del canal (m)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Esf. Corte (N/m2)	Área (m2)	Espejo (m)	# F
Rio Chillon	60	181.77	14.83	11.60	3.23	4.45	124.30	41.29	13.87	0.79
Rio Chillon	59	181.77	14.33	11.53	2.80	5.16	175.67	35.61	12.87	0.99
Rio Chillon	58	181.77	14.26	11.35	2.91	4.97	160.61	37.02	12.87	0.93
Rio Chillon	57	181.77	14.21	11.17	3.04	4.77	145.64	38.65	13.87	0.88
Rio Chillon	56	181.77	13.82	11.05	2.77	5.23	181.27	35.13	12.87	1.01
Rio Chillon	55	181.77	13.41	10.64	2.77	5.23	181.27	35.13	12.87	1.01
Rio Chillon	54	181.77	12.91	9.70	3.21	4.51	128.04	41.00	13.87	0.81
Rio Chillon	53	181.77	12.78	9.62	3.16	4.58	132.60	40.35	13.87	0.82
Rio Chillon	52	181.77	12.65	9.53	3.12	4.64	136.70	39.79	13.87	0.84
Rio Chillon	51	181.77	12.20	9.43	2.77	5.23	181.27	35.13	12.87	1.01
Rio Chillon	50	181.77	11.76	8.99	2.77	5.23	181.27	35.13	12.87	1.01
Rio Chillon	49	181.77	11.47	8.70	2.77	5.23	181.27	35.13	12.87	1.01
Rio Chillon	48	181.77	11.23	8.50	2.73	5.19	178.76	35.33	13.10	1.01
Rio Chillon	47	181.77	11.38	8.20	3.18	3.85	92.93	47.78	16.11	0.69
Rio Chillon	46	181.77	11.47	7.99	3.48	3.30	65.98	55.95	17.09	0.57
Rio Chillon	45	181.77	10.64	7.36	3.28	5.16	165.37	39.20	16.71	0.96
Rio Chillon	44	181.77	10.78	7.03	3.75	3.83	86.30	53.18	19.52	0.66
Rio Chillon	43	181.77	10.80	6.93	3.87	3.73	78.70	59.23	22.48	0.61
Rio Chillon	42	181.77	10.75	7.04	3.71	3.44	70.90	56.17	19.83	0.60
Rio Chillon	41	181.77	10.36	6.82	3.54	4.65	131.39	47.18	21.13	0.83
Rio Chillon	40	181.77	10.06	6.73	3.33	5.00	156.26	42.77	20.57	0.93
Rio Chillon	39	181.77	9.84	6.51	3.33	4.98	151.38	42.71	20.54	0.90
Rio Chillon	38	181.77	9.47	6.21	3.26	5.12	160.78	40.60	17.99	0.93
Rio Chillon	37	181.77	8.67	6.10	2.57	4.67	147.17	40.80	19.72	0.99
Rio Chillon	36	181.77	8.44	5.93	2.51	4.53	137.16	43.00	22.92	0.94
Rio Chillon	35	181.77	8.64	5.68	2.96	3.33	69.75	57.54	23.78	0.64
Rio Chillon	34	181.77	8.73	5.52	3.21	2.69	44.14	71.61	26.03	0.49
Rio Chillon	33	181.77	7.88	5.33	2.55	4.84	153.01	41.68	20.24	0.98
Rio Chillon	32	181.77	8.14	5.04	3.10	3.09	60.49	64.26	27.42	0.59
Rio Chillon	31	181.77	7.96	4.93	3.03	3.49	76.73	57.79	25.86	0.67
Rio Chillon	30	181.77	7.39	4.85	2.54	4.60	140.45	43.06	22.59	0.95
Rio Chillon	29	181.77	7.68	4.68	3.00	2.78	47.96	71.16	28.68	0.52
Rio Chillon	28	181.77	7.72	4.52	3.20	2.31	32.57	83.68	31.58	0.42
Rio Chillon	27	181.77	7.24	4.40	2.84	3.76	89.69	53.25	24.91	0.72
Rio Chillon	26	181.77	7.48	4.32	3.16	2.39	34.44	84.33	32.62	0.43

"CONTROL DE EROSION EN RIBERAS DE RIOS MEDIANTE GAVIONES Y COLCHONES RENO"

Tramo	Estación del Río	Caudal Total (m ³ /s)	Superficie libre de agua (m)	Elevación del fondo del canal (m)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Esf. Corte (N/m ²)	Área (m ²)	Espejo (m)	# F
Río Chillón	25	181.77	7.40	4.13	3.27	2.57	39.56	76.99	29.23	0.46
Río Chillón	24	181.77	6.72	3.90	2.82	4.70	142.63	46.92	25.98	0.92
Río Chillón	23	181.77	5.97	3.71	2.26	3.84	101.35	50.51	24.58	0.83
Río Chillón	22	181.77	5.75	3.58	2.17	4.10	118.95	47.12	24.58	0.92
Río Chillón	21	181.77	5.73	3.27	2.46	3.77	97.64	51.27	24.58	0.81
Río Chillón	20	181.77	5.59	3.22	2.37	3.88	104.38	49.92	24.58	0.84
Río Chillón	19	181.77	5.25	3.12	2.13	4.39	138.61	44.07	24.58	1.01
Río Chillón	18	181.77	5.02	2.84	2.18	4.37	137.49	44.15	24.58	1.00
Río Chillón	17	181.77	4.95	2.83	2.12	3.58	89.54	53.72	27.05	0.80
Río Chillón	16	181.77	4.57	2.75	1.82	4.25	133.24	45.12	27.05	1.04
Río Chillón	15	181.77	4.49	2.58	1.91	3.87	106.89	49.74	27.05	0.90
Río Chillón	14	181.77	4.37	2.45	1.92	3.87	107.27	49.58	27.05	0.90
Río Chillón	13	181.77	4.33	2.24	2.09	3.61	91.14	53.34	27.05	0.81
Río Chillón	12	181.77	4.23	2.20	2.03	3.64	92.68	52.95	27.05	0.82
Río Chillón	11	181.77	4.29	2.09	2.20	2.95	60.90	62.24	29.77	0.64
Río Chillón	10	181.77	4.18	2.06	2.12	3.08	67.13	59.64	29.77	0.68
Río Chillón	9	181.77	4.12	1.98	2.14	3.04	65.12	60.43	29.77	0.67
Río Chillón	8	181.77	4.02	1.93	2.09	3.12	69.12	58.88	29.77	0.69
Río Chillón	7	181.77	3.91	1.87	2.04	3.21	73.99	57.12	29.27	0.73
Río Chillón	6	181.77	3.49	1.84	1.65	3.98	121.99	45.97	29.08	1.00
Río Chillón	5	181.77	3.65	1.82	1.83	2.55	47.92	71.64	40.10	0.61
Río Chillón	4	181.77	3.59	1.75	1.84	2.58	49.26	70.75	40.10	0.62
Río Chillón	3	181.77	3.48	1.76	1.72	2.71	55.56	67.18	40.10	0.67
Río Chillón	2	181.77	3.38	1.68	1.70	2.80	59.56	65.19	40.10	0.70
Río Chillón	1	181.77	2.99	1.67	1.32	3.56	104.71	51.12	40.10	1.00

**RESULTADOS OBTENIDOS DE LA SOCAVACION
GENERALIZADA**

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 4+260**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1-x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
50	0.2935217	50	1	181.77	57.34	24.28	2.362	1.788	1.56	1.00	1.605	0.045
100	0.2814	50	2	181.77	57.34	24.28	2.362	1.788	2.81	1.00	2.980	0.170
100	0.2814	50	3	181.77	57.34	24.28	2.362	1.788	3.12	1.00	3.414	0.294
120	0.27784	50	4	181.77	57.34	24.28	2.362	1.788	2.64	1.00	2.647	0.007

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 4+280**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1-x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
40	0.3001714	50	1	181.77	61.64	24.99	2.467	1.615	1.71	1.00	1.748	0.038
80	0.28504	50	2	181.77	61.64	24.99	2.467	1.615	2.91	1.00	3.016	0.106
100	0.2814	50	3	181.77	61.64	24.99	2.467	1.615	3.08	1.00	3.102	0.022
50	0.2935217	50	4	181.77	61.64	24.99	2.467	1.62	2.40	1.00	2.586	0.186

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 4+300**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1-x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
120	0.27784	50	1	181.77	40.36	18.52	2.179	2.68	1.47	1.00	1.693	0.223
120	0.27784	50	2	181.77	40.36	18.52	2.179	2.68	2.89	1.00	4.089	1.199
100	0.2814	50	3	181.77	40.36	18.52	2.179	2.68	2.95	1.00	4.353	1.403
150	0.27265	50	4.00	181.77	40.36	18.52	2.179	2.68	2.13	1.00	2.626	0.496

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 4+320**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1-x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
50	0.2935217	50	1	181.77	63.57	27.28	2.330	1.63	2.01	1.00	2.069	0.059
100	0.2814	50	2	181.77	63.57	27.28	2.330	1.63	3.40	1.00	3.547	0.147
120	0.27784	50	3	181.77	63.57	27.28	2.330	1.63	3.44	1.00	3.473	0.033
50	0.2935217	50	4	181.77	63.57	27.28	2.330	1.63	1.97	1.00	2.016	0.046

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 4+340**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1-x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
250	0.25665	50	1	181.77	41.78	19.67	2.124	2.63	2.45	1.00	2.816	0.366
200	0.2644	50	2	181.77	41.78	19.67	2.124	2.63	3.29	1.00	4.337	1.047
200	0.2644	50	3	181.77	41.78	19.67	2.124	2.63	3.11	1.00	4.027	0.917
250	0.25665	50	4	181.77	41.78	19.67	2.124	2.63	1.85	1.00	1.940	0.090

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 4+360**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68\beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
250	0.25665	50	1	181.77	41.86	19.41	2.157	2.60	3.27	1.00	4.091	0.821
200	0.2644	50	2	181.77	41.86	19.41	2.157	2.60	3.65	1.00	4.926	1.276
250	0.25665	50	3	181.77	41.86	19.41	2.157	2.60	3.63	1.00	4.699	1.069
250	0.25665	50	4	181.77	41.86	19.41	2.157	2.60	1.98	1.00	2.103	0.123

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 4+380**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68\beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
50	0.2935217	50	1	181.77	65.84	23.81	2.765	1.40	2.88	1.00	2.930	0.050
50	0.2935217	50	2	181.77	65.84	23.81	2.765	1.40	3.02	1.00	3.115	0.095
30	0.3087443	50	3	181.77	65.84	23.81	2.765	1.40	2.62	1.00	2.862	0.242
20	0.3208272	50	4	181.77	65.84	23.81	2.765	1.40	1.62	1.00	1.684	0.064

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 4+400**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68\beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
30	0.3087443	50	1	181.77	77.93	32.80	2.376	1.31	2.71	1.00	2.837	0.127
30	0.3087443	50	2	181.77	77.93	32.80	2.376	1.31	3.03	1.00	3.271	0.241
20	0.3208272	50	3	181.77	77.93	32.80	2.376	1.31	1.81	1.00	1.840	0.030
5	0.3621388	50	4	181.77	77.93	32.80	2.376	1.31	0.59	1.00	0.610	0.020

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 4+420**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68\beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
50	0.2935217	50	1	181.77	60.44	22.70	2.663	1.57	2.08	1.00	2.099	0.019
50	0.2935217	50	2	181.77	60.44	22.70	2.663	1.57	3.51	1.00	4.119	0.609
50	0.2935217	50	3	181.77	60.44	22.70	2.663	1.57	2.22	1.00	2.283	0.063
20	0.3208272	50	4	181.77	60.44	22.70	2.663	1.57	1.14	1.00	1.175	0.035

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 4+440**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68\beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
30	0.3087443	50	1	181.77	61.81	22.72	2.721	1.51	2.17	1.00	2.382	0.212
50	0.2935217	50	2	181.77	61.81	22.72	2.721	1.51	3.13	1.00	3.454	0.324
50	0.2935217	50	3	181.77	61.81	22.72	2.721	1.51	2.34	1.00	2.375	0.035
20	0.3208272	50	4	181.77	61.81	22.72	2.721	1.51	1.29	1.00	1.336	0.046

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 4+460**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
30	0.3087443	50	1	181.77	68.15	23.26	2.930	1.30	3.02	1.00	3.243	0.223
30	0.3087443	50	2	181.77	68.15	23.26	2.930	1.30	3.00	1.00	3.216	0.216
20	0.3208272	50	3	181.77	68.15	23.26	2.930	1.30	2.16	1.00	2.291	0.131
5	0.3621388	50	4	181.77	68.15	23.26	2.930	1.30	0.72	1.00	0.774	0.054

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 4+470**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
250	0.25665	50	1	181.77	41.93	18.99	2.208	2.56	2.17	1.00	2.342	0.172
200	0.2644	50	2	181.77	41.93	18.99	2.208	2.56	3.54	1.00	4.666	1.126
200	0.2644	50	3	181.77	41.93	18.99	2.208	2.56	3.52	1.00	4.632	1.112
250	0.25665	50	4	181.77	41.93	18.99	2.208	2.56	2.33	1.00	2.574	0.244

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 4+490**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
150	0.27265	50	1	181.77	40.40	17.31	2.334	2.56	1.27	1.00	1.286	0.016
200	0.2644	50	2	181.77	40.40	17.31	2.334	2.56	2.91	1.00	3.605	0.695
200	0.2644	50	3	181.77	40.40	17.31	2.334	2.56	3.33	1.00	4.306	0.976
250	0.25665	50	4	181.77	40.40	17.31	2.334	2.56	2.26	1.00	2.472	0.212

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 4+510**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
250	0.25665	50	1	181.77	39.25	16.47	2.383	2.60	3.11	1.00	3.821	0.711
200	0.2644	50	2	181.77	39.25	16.47	2.383	2.60	3.74	1.00	5.078	1.338
200	0.2644	50	3	181.77	39.25	16.47	2.383	2.60	3.57	1.00	4.776	1.206
250	0.25665	50	4	181.77	39.25	16.47	2.383	2.60	3.39	1.00	4.284	0.894

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 4+530**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
250	0.25665	50	1	181.77	40.80	19.01	2.146	2.68	3.34	1.00	4.305	0.965
350	0.24265	50	2	181.77	40.80	19.01	2.146	2.68	3.71	1.00	4.671	0.961
350	0.24265	50	3	181.77	40.80	19.01	2.146	2.68	3.28	1.00	3.960	0.680
150	0.27265	50	4	181.77	40.80	19.01	2.146	2.68	1.53	1.00	1.701	0.171

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 4+990**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m ³ /s)	A (m ²)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
250	0.25665	50	1	181.77	43.73	23.48	1.862	2.75	1.72	1.00	1.822	0.102
200	0.2644	50	2	181.77	43.73	23.48	1.862	2.75	2.43	1.00	3.007	0.577
200	0.2644	50	3	181.77	43.73	23.48	1.862	2.75	2.45	1.00	3.040	0.590
250	0.25665	50	4	181.77	43.73	23.48	1.862	2.75	2.44	1.00	2.896	0.456

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5+010**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m ³ /s)	A (m ²)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
80	0.28504	50	1	181.77	60.52	28.22	2.145	1.81	1.94	1.00	1.944	0.004
100	0.2814	50	2	181.77	60.52	28.22	2.145	1.81	2.45	1.00	2.513	0.063
100	0.2814	50	3	181.77	60.52	28.22	2.145	1.81	2.47	1.00	2.540	0.070
100	0.2814	50	4	181.77	60.52	28.22	2.145	1.81	2.43	1.00	2.486	0.056

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5+030**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m ³ /s)	A (m ²)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
100	0.2814	50	1	181.77	58.86	26.07	2.258	1.79	2.61	1.00	2.715	0.105
100	0.2814	50	2	181.77	58.86	26.07	2.258	1.79	2.68	1.00	2.810	0.130
100	0.2814	50	3	181.77	58.86	26.07	2.258	1.79	2.63	1.00	2.742	0.112
100	0.2814	50	4	181.77	58.86	26.07	2.258	1.79	2.32	1.00	2.329	0.009

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5+050**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m ³ /s)	A (m ²)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
250	0.25665	50	1	181.77	43.04	22.49	1.914	2.74	2.14	1.00	2.430	0.290
200	0.2644	50	2	181.77	43.04	22.49	1.914	2.74	2.47	1.00	3.067	0.597
200	0.2644	50	3	181.77	43.04	22.49	1.914	2.74	2.39	1.00	2.937	0.547
250	0.25665	50	4	181.77	43.04	22.49	1.914	2.74	2.18	1.00	2.490	0.310

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5+070**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m ³ /s)	A (m ²)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
100	0.2814	50	1	181.77	61.97	30.73	2.017	1.84	2.47	1.00	2.574	0.104
100	0.2814	50	2	181.77	61.97	30.73	2.017	1.84	2.30	1.00	2.346	0.046
100	0.2814	50	3	181.77	61.97	30.73	2.017	1.84	2.16	1.00	2.162	0.002
50	0.2935217	50	4	181.77	61.97	30.73	2.017	1.84	1.70	1.00	1.832	0.132

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5+090**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68\beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m ³ /s)	A (m ²)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
120	0.27784	50	1	181.77	49.91	24.77	2.015	2.28	2.09	1.00	2.364	0.274
150	0.27265	50	2	181.77	49.91	24.77	2.015	2.28	2.12	1.00	2.301	0.181
150	0.27265	50	3	181.77	49.91	24.77	2.015	2.28	2.15	1.00	2.344	0.194
120	0.27784	50	4	181.77	49.91	24.77	2.015	2.28	1.98	1.00	2.203	0.223

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5+110**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68\beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m ³ /s)	A (m ²)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
150	0.27265	50	1	181.77	52.01	26.00	2.000	2.20	2.09	1.00	2.195	0.105
150	0.27265	50	2	181.77	52.01	26.00	2.000	2.20	2.01	1.00	2.085	0.075
120	0.27784	50	3	181.77	52.01	26.00	2.000	2.20	1.93	1.00	2.071	0.141
100	0.2814	50	4	181.77	52.01	26.00	2.000	2.20	1.46	1.00	1.496	0.036

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5+130**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68\beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m ³ /s)	A (m ²)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
150	0.27265	50	1	181.77	51.47	26.37	1.952	2.26	1.96	1.00	2.061	0.101
120	0.27784	50	2	181.77	51.47	26.37	1.952	2.26	1.97	1.00	2.172	0.202
150	0.27265	50	3	181.77	51.47	26.37	1.952	2.26	1.99	1.00	2.102	0.112
120	0.27784	50	4	181.77	51.47	26.37	1.952	2.26	1.99	1.00	2.201	0.211

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5+150**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68\beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m ³ /s)	A (m ²)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
50	0.2935217	50	1	181.77	64.70	27.83	2.325	1.60	2.15	1.00	2.229	0.079
50	0.2935217	50	2	181.77	64.70	27.83	2.325	1.60	2.19	1.00	2.282	0.092
60	0.28876	50	3	181.77	64.70	27.83	2.325	1.60	2.38	1.00	2.450	0.070
70	0.28689	50	4	181.77	64.70	27.83	2.325	1.60	2.48	1.00	2.502	0.022

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5+170**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68\beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m ³ /s)	A (m ²)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
40	0.3001714	50	1	181.77	65.39	26.82	2.438	1.53	2.07	1.00	2.147	0.077
50	0.2935217	50	2	181.77	65.39	26.82	2.438	1.53	2.33	1.00	2.392	0.062
60	0.28876	50	3	181.77	65.39	26.82	2.438	1.53	2.63	1.00	2.698	0.068
50	0.2935217	50	4	181.77	65.39	26.82	2.438	1.53	2.40	1.00	2.485	0.085

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5+230**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
120	0.27784	50	1	181.77	51.08	26.01	1.964	2.27	2.10	1.00	2.367	0.267
150	0.27265	50	2	181.77	51.08	26.01	1.964	2.27	1.92	1.00	2.011	0.091
120	0.27784	50	3	181.77	51.08	26.01	1.964	2.27	1.87	1.00	2.035	0.165
100	0.2814	50	4	181.77	51.08	26.01	1.964	2.27	1.83	1.00	2.055	0.225

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5+250**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
80	0.28504	50	1	181.77	59.90	28.90	2.073	1.87	1.78	1.00	1.784	0.004
80	0.28504	50	2	181.77	59.90	28.90	2.073	1.87	1.80	1.00	1.810	0.010
80	0.28504	50	3	181.77	59.90	28.90	2.073	1.87	1.83	1.00	1.849	0.019
70	0.28689	50	4	181.77	59.90	28.90	2.073	1.87	1.93	1.00	2.038	0.108

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5+270**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
50	0.2935217	50	1	181.77	66.77	30.53	2.187	1.62	2.09	1.00	2.164	0.074
50	0.2935217	50	2	181.77	66.77	30.53	2.187	1.62	2.10	1.00	2.178	0.078
50	0.2935217	50	3	181.77	66.77	30.53	2.187	1.62	2.12	1.00	2.204	0.084
50	0.2935217	50	4	181.77	66.77	30.53	2.187	1.62	2.08	1.00	2.151	0.071

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5+290**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
30	0.3087443	50	1	181.77	70.58	31.49	2.241	1.50	2.02	1.00	2.169	0.149
40	0.3001714	50	2	181.77	70.58	31.49	2.241	1.50	2.01	1.00	2.036	0.026
40	0.3001714	50	3	181.77	70.58	31.49	2.241	1.50	2.03	1.00	2.062	0.032
40	0.3001714	50	4	181.77	70.58	31.49	2.241	1.50	2.05	1.00	2.088	0.038

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5+310**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
250	0.25665	50	1	181.77	49.63	30.38	1.634	2.64	1.99	1.00	2.142	0.152
200	0.2644	50	2	181.77	49.63	30.38	1.634	2.64	2.08	1.00	2.375	0.295
200	0.2644	50	3	181.77	49.63	30.38	1.634	2.64	2.07	1.00	2.360	0.290
250	0.25665	50	4	181.77	49.63	30.38	1.634	2.64	2.01	1.00	2.171	0.161

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5+330**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
150	0.27265	50	1	181.77	56.87	32.40	1.755	2.20	1.99	1.00	2.055	0.065
120	0.27784	50	2	181.77	56.87	32.40	1.755	2.20	2.07	1.00	2.265	0.195
150	0.27265	50	3	181.77	56.87	32.40	1.755	2.20	1.93	1.00	1.974	0.044
120	0.27784	50	4	181.77	56.87	32.40	1.755	2.20	1.90	1.00	2.025	0.125

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5+350**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
50	0.2935217	50	1	181.77	72.19	41.82	1.726	1.75	1.71	1.00	1.777	0.067
50	0.2935217	50	2	181.77	72.19	41.82	1.726	1.75	1.50	1.00	1.501	0.001
50	0.2935217	50	3	181.77	72.19	41.82	1.726	1.75	1.52	1.00	1.527	0.007
50	0.2935217	50	4	181.77	72.19	41.82	1.726	1.75	1.70	1.00	1.764	0.064

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5+370**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
10	0.341483	50	1	181.77	100.20	51.04	1.963	1.16	2.48	1.00	2.841	0.361
10	0.341483	50	2	181.77	100.20	51.04	1.963	1.16	2.37	1.00	2.685	0.315
10	0.341483	50	3	181.77	100.20	51.04	1.963	1.16	2.43	1.00	2.770	0.340
10	0.341483	50	4	181.77	100.20	51.04	1.963	1.16	2.03	1.00	2.215	0.185

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5+390**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
20	0.3208272	50	1	181.77	82.19	49.80	1.650	1.58	1.61	1.00	1.833	0.223
30	0.3087443	50	2	181.77	82.19	49.80	1.650	1.58	1.85	1.00	2.017	0.167
30	0.3087443	50	3	181.77	82.19	49.80	1.650	1.58	1.78	1.00	1.920	0.140
20	0.3208272	50	4	181.77	82.19	49.80	1.650	1.58	1.41	1.00	1.550	0.140

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5+410**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} B_e u}$$

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
50	0.2935217	50	1	181.77	82.73	50.35	1.643	1.58	1.71	1.00	1.641	-0.069
200	0.2644	50	2	181.77	82.73	50.35	1.643	1.58	1.94	1.00	1.442	-0.498
200	0.2644	50	3	181.77	82.73	50.35	1.643	1.58	1.79	1.00	1.297	-0.493
250	0.25665	50	4	181.77	82.73	50.35	1.643	1.58	1.24	1.00	0.759	-0.481

**CALCULO DE SOCAVACION GENERALIZADA
METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV
SECCION 5-4180**

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

$$\alpha = \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u}$$

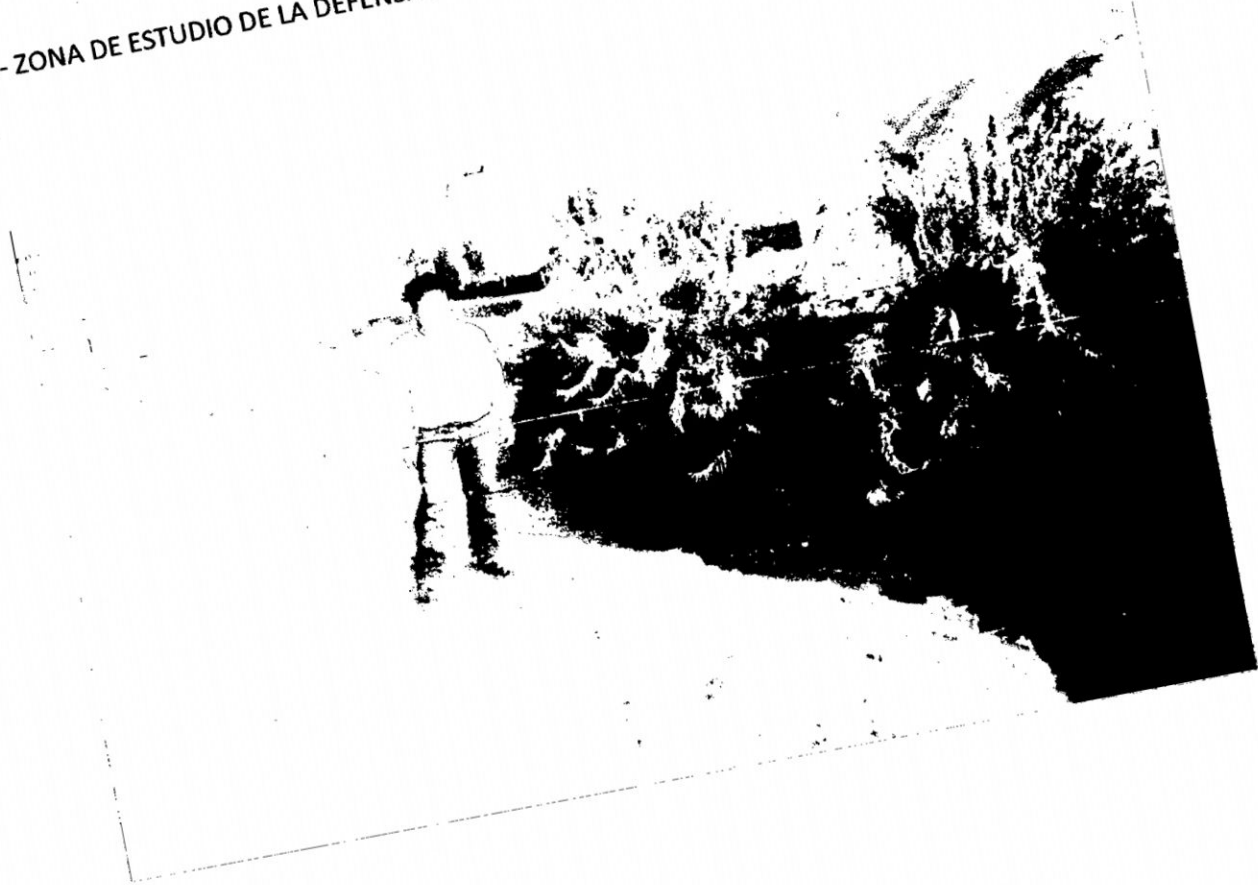
dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q_d (m3/s)	A (m2)	B_e (m)	Y_m (m)	α	Y_0 (m)	β	Y_s (m)	Socavación (m)
250	0.25665	50	1	181.77	52.93	41.84	1.265	2.94	1.36	1.00	1.407	0.047
200	0.2644	50	2	181.77	52.93	41.84	1.265	2.94	2.02	1.00	2.485	0.465
200	0.2644	50	3	181.77	52.93	41.84	1.265	2.94	1.81	1.00	2.150	0.340
150	0.27265	50	4	181.77	52.93	41.84	1.265	2.94	1.20	1.00	1.331	0.131

ANEXO C PANEL FOTOGRAFICO

1.- ZONA DONDE SE REALIZARA LA DEFENSA RIBEREÑA DEL RIO CHILLON



2.- ZONA DE ESTUDIO DE LA DEFENSA RIBEREÑA DEL RIO CHILLON



3.- RIO QUE DESENBOCA HACIA EL MAR



4.- EN TODO ESTE TRAMO SE REALIZARA LA DEFENSA RIBEREÑA DEL RIO CHILLON



5.- UBICACIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO DE LA DEFENSA RIBEREÑA DEL RIO CHILLON



6.- ZONA DE ESTUDIO DE LA DEFENSA RIBEREÑA DEL RIO CHILLON



ANEXO D JUEGOS DE PLANOS