

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y
CIVIL**

**ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL**



**“ESTUDIO DE LA DEFENSA RIBEREÑA SOBRE EL
RÍO PICHARI – LA CONVENCIÓN – CUSCO
MEDIANTE GAVIONES CAJA FUERTE”**

TESIS PRESENTADO POR

BACHILLER EN CIENCIAS DE LA INGENIERIA CIVIL

EDGAR FERNANDEZ CUTI

PARA OPTAR EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

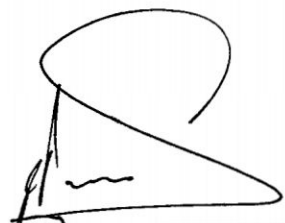
AYACUCHO – PERÚ

2010

**“ESTUDIO DE LA DEFENSA RIBEREÑA SOBRE EL RÍO PICHARI – LA
CONVENCIÓN – CUSCO MEDIANTE GAVIONES CAJA FUERTE”**

RECOMENDADO : 31 DE AGOSTO DEL 2010

APROBADO : 01 DE OCTUBRE DEL 2010




Ing. CARLOS PRADO PRADO
(Presidente)



Ing. CRISTIAN CASTRO PÉREZ
(Miembro)



Ing. JUVENAL BARRIENTOS ECHEGOYEN
(Miembro)



Ing. JAIME L. BENDEZÚ PRADO
(Miembro)



Ing. FORTUNATO DE LA CRUZ PALOMINO
(Secretario Docente)

Según el acuerdo constatado en el Acta, levantada el 01 de octubre del 2010, en la Sustentación de Tesis presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Sr. Edgar FERNÁNDEZ CUTI, con el Borrador de Tesis Titulado “ESTUDIO DE LA DEFENSA RIBEREÑA SOBRE EL RÍO PICHARI – LA CONVENCIÓN – CUSCO MEDIANTE GAVIONES CAJA FUERTE”, fue calificado con la nota de CATORCE (14) por lo que se da la respectiva APROBACIÓN.



Ing. CARLOS PRADO PRADO
(Presidente)



Ing. CRISTIAN CASTRO PÉREZ
(Miembro)



Ing. JUVENAL BARRIENTOS ECHEGOYEN
(Miembro)



Ing. JAIME L. BENDEZÚ PRADO
(Miembro)



Ing. FORTUNATO DE LA CRUZ PALOMINO
(Secretario Docente)

DEDICATORIA

Dedico esta Tesis a mis hijos; Evelyn, Cristhian y Jhakk.

A mis padres Luís y Anatolia.

A mis hermanos y a Antonia.

Fuente inagotable para lograr mi objetivo.

AGRADECIMIENTOS

- A la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, cuna de mi formación profesional.
- A la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil, en especial a cada uno de los docentes que laboran en ella por sus invaluable aportes en mi formación académica.
- Al Ing. Joel Oré Iwanaga, amigo y asesor de esta Tesis, por su orientación y apoyo constante, por sus acertadas sugerencias que direccionaron el éxito de este trabajo.
- A los Ingenieros. Cristian Castro Pérez, Jaime Bendezú Prado y Juvenal Barrientos Echegoyen, por sus apreciadas sugerencias durante la revisión del borrador de esta Tesis.
- Y a todas las personas y amigos que de una u otra manera contribuyeron en la realización del presente trabajo, gracias, gracias a todos.

RESUMEN

Dentro del presente trabajo, se realizarán los estudios correspondientes a Hidrología, Hidráulica e Hidráulica Fluvial.

A través de la Hidrología será posible determinar el hidrograma de máximas avenidas para los siguientes periodos de retorno: 10, 15, 20, 50, 100, 200, 500 y 1000 años, mediante el siguiente procedimiento:

Utilización de las ecuaciones del IILA SENAMHI UNI, a través del cual podrá generarse las intensidades de diseño y los hietogramas de precipitación total para cada una de las subcuencas de drenaje dentro de la cuenca en estudio, considerando una duración de 24 horas divididas en un intervalo de tiempo de 1 hora, a través del cual finalmente podrá determinarse los hietogramas de precipitación efectiva de diseño para los periodos de retorno de 10, 15, 20, 50, 100, 200, 500 y 1000 años, considerando para las abstracciones el método del numero de curva. El hidrograma unitario se calculará mediante el método del USDA NRCS, y luego haciendo uso de la ecuación de convolución directa se determinará los caudales de diseño para la cuenca en estudio hasta el punto de aforo: inicio de la defensa ribereña para la ciudad de Pichari, habiendo incluido también el transito en canales, el mismo que se desarrollara mediante el modelo de onda cinemática.

El análisis hidráulico se desarrollará a través del programa HEC – RAS 3.1.3, en el que se ingresará las 107 secciones transversales obtenidas luego del levantamiento topográfico del cauce principal, con sus respectivos coeficientes de rugosidad de manning, divididos en tres partes de la sección transversal: banco de inundación izquierdo, canal principal y banco de inundación derecho. A partir de los datos mencionados anteriormente y contando con el caudal de máximas avenidas determinado para el periodo de retorno de diseño ($Tr = 100$ años), se encontrará el

perfil de la superficie libre de agua, que permitirá determinar las velocidades y esfuerzos de corte en cada una de las secciones transversales, considerando dos situaciones: Simulación para el caso sin defensa ribereña y Simulación para el caso con defensa ribereña.

A través del análisis de hidráulica fluvial, se determinará la socavación generalizada en el Río Pichari y local al pie de las estructuras hidráulicas propuestas, considerando para ello la granulometría inherente en la zona de estudio.

Finalmente se diseñará la defensa ribereña, atendiendo a los resultados obtenidos en el análisis Hidráulico, correspondientes a velocidades en la margen izquierda o derecha, donde se hallen las estructuras hidráulicas, los mismos que permitirán realizar un diseño adecuado.

Finalmente es necesario realizar los análisis de estabilidad frente a diferentes solicitaciones de carga mediante el programa MACSTARS 2000.

INDICE

TÍTULO	I
DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	III
RESUMEN	IV
ÍNDICE	VI
LISTA DE TABLAS	XV
LISTA DE FIGURAS	XVII
LISTA DE SÍMBOLOS	XX

INTRODUCCION

a. ANTECEDENTES	XXIV
b. JUSTIFICACIÓN	XXIV
c. OBJETIVOS	XXV
d. ORGANIZACIÓN DEL ESTUDIO	XXVI

CAPITULO I:

DEFENSA RIBEREÑA CON GAVIONES CAJA FUERTE

1.1 INTRODUCCIÓN.	1
1.2 ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE GAVIONES.	1
1.3 TIPOS DE GAVIONES	3
1.3.1 Gavión tipo caja fuerte.	3
1.3.2 Gavión tipo caja.	4
1.3.3 Gavión tipo saco.	5
1.3.4 Colchón reno®.	6
1.4 REVESTIMIENTO DE MÁRGENES CON GAVIONES.	7
1.5 DIMENSIONAMIENTO DE LOS GAVIONES.	8

1.5.1 Tipos de flujo en superficies libres.	8
1.5.2 Tensión crítica.	9
a. Tensiones tangenciales relativas al fondo del canal	9
b. Tensiones tangenciales relativas a los márgenes del canal	11
c. Tensiones tangenciales relativas a los márgenes del canal en trechos	12
1.5.3 Velocidad crítica	12
1.5.4 Deformaciones.	14
1.5.5 Velocidad residual en el fondo – utilización de filtros.	17

CAPITULO II:

ESTUDIO HIDROLÓGICO

2.1 INTRODUCCIÓN	20
2.2 MODELOS DE CÁLCULO	21
2.2.1 Clasificación de modelos	22
a. Modelo físico	22
b. Modelo abstracto	22
2.2.2 Constituyentes de un modelo	23
a. Estado de la(s) variable(s)	23
b. Parámetro(s)	23
c. Condición(es) límite(s)	23
d. Condición(es) inicial(es)	23
2.2.3 Modelos y programas de cómputo	24
a. Modelo	24
b. Programa	24
c. Entrada	24
2.3 PRECIPITACION DE DISEÑO DE LA ZONA EN ESTUDIO	25

2.3.1 Precipitación	25
2.3.2 Formación de las precipitaciones	25
2.3.3 Tipos de Precipitación	25
2.3.4 Distribución de la precipitación en el terreno	26
2.3.5 Medición de la precipitación	26
a. Medidores sin registro o pluviómetros	27
b. Medidores con registro o pluviógrafos	28
2.4 ANALISIS DE TORMENTAS	29
2.4.1 Elementos fundamentales del análisis de las tormentas	29
a. La Intensidad	30
b. La Duración	30
c. La Frecuencia	31
d. Definición de las Curvas IDF	31
e. Construcción de las Curvas IDF	31
2.5 GENERACION DEL HIETOGRAMA DE PRECIPITACION TOTAL	33
2.5.1 Método de IILA – SENAMHI – UNI	34
2.5.2 Tiempo de concentración (t_c)	35
2.5.3 Método del Bloque Alterno	35
2.6 DETERMINACION DE LA TASA DE INFILTRACION A PARTIR DE LA FISIOGRAFIA DE LA CUENCA	36
2.6.1 Tasa de infiltración.	36
2.6.2 Modelo de Pérdida del Número de Curva	37
a. Desarrollo del Modelo	37
b. Distribución Temporal de las Abstracciones del CN (SCS)	41
2.7 TRÁNSITO EN CANALES	42

2.7.1 Modelo de Onda Cinemática	42
2.8 DETERMINACION DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO	45
2.8.1 Desarrollo del Hidrograma Unitario: Método Directo	48
2.8.2 Desarrollo del Hidrograma Unitario: Método Indirecto	48
a. Modelo del Hidrograma Unitario del SCS	49
b. Parámetros del HU del SCS.	51
2.9 CÁLCULO DEL HIDROGRAMA DE MAXIMAS AVENIDAS	51
2.10 SIMULACION HIDROLOGICA MEDIANTE EL PROGRAMA	
HEC-HMS	53
2.11 APLICACION PRÁCTICA A LA CUENCA EN ESTUDIO.	54
2.11.1 Introducción	54
2.11.2 Estudios complementarios.	55
2.11.3 Información de la cuenca principal.	55
2.11.4 Geomorfología de la cuenca principal.	56
2.11.4.1 Cuenca Principal.	56
2.11.4.2 Análisis de la cuenca Rio Pichari.	57
a. Características topográficas de la cuenca:	57
b. Altitud media.	57
c. Cálculos previos para la obtención de la curva hipsométrica.	58
d. Figura curva hipsométrica y polígono de frecuencia de altitudes.	58
e. Cálculo del índice de compacidad.	59
f. Cálculo del factor de forma.	59
g. Rectángulo equivalente de la cuenca.	59
h. Densidad de drenaje de la cuenca.	59
i. Pendiente del cauce principal.	60

j. Perfil longitudinal del cauce principal.	60
2.11.5 Información hidrometeorológica de la zona de estudio.	61
2.11.6 Información hidrométrica en la zona de estudio.	61
2.11.7 Determinación del caudal de máximas avenidas para la cuenca	61
2.12 INTENSIDADES MAXIMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE DISEÑO	63
2.13 HIETOGRAMA DE PRECIPITACION TOTAL DE DISEÑO METODO DE BLOQUES ALTERNOS	65
2.14 RESUMEN DE HIETOGRAMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO EN CADA UNA DE LAS SUBCUENCAS DE DRENAJE	73
 CAPITULO III:	
 ESTUDIO HIDRÁULICO	
3.1 INTRODUCCIÓN	84
3.2 PERFILES DE SUPERFICIE DE AGUA PARA FLUJO PERMANENTE EN RÍOS	85
3.3 CARACTERÍSTICAS DE PERFILES DE FLUJO	88
3.4 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA	91
3.4.1 Perfiles Tipo M:	92
3.4.2 Perfiles Tipo S:	93
3.4.3 Perfiles Tipo C:	94
3.4.4 Perfiles de Tipo H:	94
3.4.5 Perfiles Tipo A:	94
3.5 SUBDIVISIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PARA	

7	CÁLCULOS DE CONDUCCIÓN	94
3.5.1	El área individual en el interior de la sección transversal	95
3.5.2	El perímetro mojado en el interior de la sección transversal	96
3.6	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD COMPUESTO PARA EL CANAL PRINCIPAL	96
3.7	EVALUACIÓN DE LA CARGA DE ENERGÍA CINÉTICA MEDIA.	98
3.8	EVALUACIÓN DE PÉRDIDAS POR FRICCIÓN	99
3.9	EVALUACIÓN DE PÉRDIDAS POR CONTRACCIÓN Y EXPANSIÓN	102
3.10	MÉTODO DEL PASO ESTÁNDAR.	104
3.11	APLICACIÓN PRÁCTICA AL TRAMO DE ESTUDIO (PREDIMENCIONAMIENTO)	106
3.11.1	Simulación para el caso sin defensa ribereña.	106
3.11.2	Simulación para el caso con defensa ribereña.	106
3.11.3	Análisis de las velocidades máximas presentadas en cada una de las secciones transversales.	108
3.11.4	Análisis de los esfuerzos de corte máximo en cada una de las secciones transversales.	108
3.11.5	Elección del tipo de defensa ribereña.	109
3.11.6	Descripción de los tramos donde se instalarán las defensas ribereñas en el río Pichari	109
 CAPITULO IV: HIDRAULICA FLUVIAL		
4.1	INTRODUCCIÓN.	136
4.2	CONCEPTOS BÁSICOS	136
4.2.1	Cursos aluviales	136

4.2.2 Erosión o socavación	137
4.2.3 Sedimentación	137
4.2.4 Ríos	137
4.2.5 Iniciación de movimiento	137
4.2.6 Velocidad crítica	137
4.2.7 Fondo móvil	138
4.3 SOCAVACIÓN TOTAL.	138
4.4 SOCAVACIÓN GENERAL.	138
4.5 SOCAVACIÓN LOCAL	139
4.6 TRANSPORTES DE SEDIMENTOS.	139
4.6.1 Conceptos básicos.	139
4.6.2 Propiedades de los sedimentos.	139
a. Peso específico (γ_s)	140
b. Forma de las partículas.	141
c. Tamaño de las partículas	141
4.7 APLICACIÓN PRÁCTICA	144
4.7.1 Granulometría inherente en la zona de estudio.	144
4.7.2 Determinación del ancho estable del cauce.	144
4.7.3 Ubicación de las estructuras hidráulicas.	144
4.7.4 Estudios de socavación generalizada.	145
4.8 DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS DEFENSAS RIBEREÑAS.	146
4.8.1 Diseño de la defensa ribereña aguas arriba del puente antiguo Pichari, en la margen derecha $L = 76$ m.	146
4.8.2 Diseño de la defensa ribereña aguas abajo del puente antiguo Pichari, en la margen izquierda $L = 400$ m.	148

4.8.3 Diseño de la defensa ribereña aguas abajo del puente antiguo Pichari, en la margen derecha L = 1370 m.	151
4.9 ESTUDIO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN EL TRAMO EN ESTUDIO.	154
4.10 CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERALIZADA, PRODUCTO DE LA INSTALACIÓN DE GAVIONES.	155
4.11 CALCULO DE LA ESTABILIDAD DEL MURO (GAVIÓN) APLICANDO EL PROGRAMA MAC.ST.A.R.S 2000	173
CAPITULO V:	
COSTOS Y PRESUPUESTOS	
5.1 RESUMEN DE HOJA DE METRADOS	183
5.2 METRADO DE MOVIMIENTO DE TIERRA	186
5.3 METRADO DE GAVIONES	190
5.4 PRECIOS Y CANTIDADES DE INSUMOS	192
5.5 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS	193
5.6 PRESUPUESTO TOTAL DE OBRA	200
CAPITULO VI:	
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
a. CONCLUSIONES	201
b. RECOMENDACIONES	206
CAPITULO VII:	
BIBLIOGRAFÍA	207
APENDICE A	
REGISTRO FOTOGRÁFICO	209
APENDICE B	

ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL	214
APENDICE C	
ESTUDIO TOPOGRÁFICO	225
APENDICE D	
JUEGO DE PLANOS	241

LISTA DE TABLAS

TABLA N°	DENOMINACIÓN	PAG.
1.1	Tenciones tangenciales críticas para gaviones y colchones reno	10
1.2	Valores de k_f y k_m	11
1.3	Velocidad crítica y velocidad límite para gaviones y colchones reno	14
2.1	Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS	40
2.2	Números de Curva para uso selectos de tierra agrícola, sub urbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II Ia = $0.2*S$)	41
2.3	Características principales de cada una de las subcuencas.	56
2.4	Características topográficas de la cuenca	57
2.5	Determinación de la curva hipsométrica	58
2.6	Tabulación para el perfil longitudinal	60
2.7	Parámetros para la formula IILA - SENAMHI – UNI	62
2.8	Resultados para las intensidades máximas para diferentes Tr.	63
2.9	Hietograma de precipitación total de diseño Tr=10 años	65
2.10	Hietograma de precipitación total de diseño Tr=15 años	66
2.11	Hietograma de precipitación total de diseño Tr=20 años	67
2.12	Hietograma de precipitación total de diseño Tr=50 años	68
2.13	Hietograma de precipitación total de diseño Tr=100 años	69
2.14	Hietograma de precipitación total de diseño Tr=200 años	70
2.15	Hietograma de precipitación total de diseño Tr=500 años	71
2.16	Hietograma de precipitación total de diseño Tr=1000 años	72
2.17	Resumen de hietogramas (subcuenca N° 02)	73
2.18	Resumen de hietogramas (subcuenca N° 03)	73

2.19	Resumen de hietogramas (subcuenca N° 04)	74
2.20	Resumen de hietogramas (subcuenca N° 05)	74
2.21	Resumen de hietogramas (subcuenca N° 06)	75
2.22	Resumen de hietogramas (subcuenca N° 07)	75
2.23	Elección del número de curva.	76
2.24	Características hidráulicas de los canales	77
3.1	Tipos de perfiles de flujo en canales prismáticos	90
3.2	Coeficiente de contracción y expansión para flujo subcrítico y supercrítico	103
3.3	Simulación de flujo permanente para el caso sin defensa ribereña	111
3.4	Simulación de flujo permanente para el caso sin defensa ribereña	115
4.1	Velocidades y esfuerzos de corte – 76 m aguas arriba del puente antiguo pichari	147
4.2	Velocidades y esfuerzos de corte l = 400 m aguas abajo del puente antiguo pichari	149
4.3	Velocidades y esfuerzos de corte l = 1370 m como protección a la comunidad de pichari baja	151
4.4	Cálculo de socavación generalizada	155

LISTA DE FIGURAS

FIGURA N°	DENOMINACIÓN	PAG.
1.1	Elementos constituyentes de los gaviones tipo caja fuerte	4
1.2	Elementos constituyentes de los gaviones tipo caja	5
1.3	Forma del gavión tipo saco	6
1.4	Elementos constituyentes de los colchones reno®	7
1.5	Tensión tangente crítica en función de la dimensión de la piedra	10
1.6	Coefficiente k en función de la relación entre el radio de la curva y el ancho de la superficie libre del agua	12
1.7	Velocidad crítica en función de las dimensiones de las piedras sueltas	13
1.8	Velocidad crítica en función del espesor del colchón reno	13
1.9	Esquema del movimiento de las piedras en el interior de las bolsas.	14
1.10	Foto del movimiento de las piedras en el interior de las bolsas	15
1.11	Relación entre el parámetro de deformación y el coeficiente eficacia de shields	16
1.12	Esquema del flujo del agua en el interior de las bolsas	17
1.13	Velocidades máximas admisibles para suelos cohesivos	18
2.1	Recipientes para la Medición de precipitación.	27
2.2	Pluviógrafo.	29
2.3	Ejemplo de una banda pluviográfica	30
2.4	Curvas IDF.	33
2.5	Variables de las abstracciones de precipitación del SCS.	37
2.6	Solución de las Ecuaciones de Escorrentía del SCS.	39
2.7	Esquema de planos inclinados para simular la escorrentía sobre la superficie de una cuenca.	42

2.8	Esquema de solución de diferencias finitas.	43
2.9	Rejilla de espacio-tiempo del método de diferencias finitas.	44
2.10	Hidrograma Unitario	45
2.11	Principio de proporcionalidad del HU	47
2.12	Principio de Superposición del HU	47
2.13	Coordenadas y el Hidrograma Adimensional del SCS.	51
2.14	Curva hipsométrica y polígona de frecuencia	58
2.15	Rectángulo equivalente	59
2.16	Perfil longitudinal del curso principal.	60
2.17	Curvas IDF del río Pichari	64
2.18	Hietograma de precipitación total $Tr=10$ años	65
2.19	Hietograma de precipitación total $Tr=15$ años	66
2.20	Hietograma de precipitación total $Tr=20$ años	67
2.21	Hietograma de precipitación total $Tr=50$ años	68
2.22	Hietograma de precipitación total $Tr=100$ años	69
2.23	Hietograma de precipitación total $Tr=200$ años	70
2.24	Hietograma de precipitación total $Tr=500$ años	71
2.25	Hietograma de precipitación total $Tr=1000$ años	72
2.26	Red topológica de la cuenca del río Pichari.	79
2.27	Caudal de máximas avenidas $tr = 10$ años. $Q = 371.243$ m ³ /s	80
2.28	Caudal de máximas avenidas $tr = 15$ años. $Q = 436.246$ m ³ /s	80
2.29	Caudal de máximas avenidas $Tr = 20$ años. $Q = 483.397$ m ³ /s	81
2.30	Caudal de máximas avenidas $Tr = 50$ años. $Q = 650.466$ m ³ /s	81
2.31	Caudal de máximas avenidas $Tr = 100$ años. $Q = 788.521$ m ³ /s	82
2.32	Caudal de máximas avenidas $Tr = 200$ años. $Q = 930.961$ m ³ /s	82

2.33	Caudal de máximas avenidas $T_r = 500$ años. $Q = 1126.083$ m ³ /s	83
2.34	Caudal de máximas avenidas $T_r = 1000$ años. $Q = 1380.853$ m ³ /s	83
3.1	Esquema de definiciones para derivar la Ecuación de Energía	86
3.2	Clasificación de los perfiles de flujo en flujo gradualmente variado	91
3.3	Sección transversal del río con la subdivisión en cauce principal y orillas	95
3.4	Obtención de la energía media	98
3.5.	Representación de términos en la ecuación de Energía	100
3.6	Esquema de Contracción y Expansión en Ríos	102
3.7	Conductividad total	105
3.8	Distribución en planta de secciones transversales en el tramo en estudio caso sin defensa ribereña	119
3.9	Distribución en planta de secciones transversales en el tramo en estudio caso con defensa ribereña	124
4.1	Curva de distribución de la frecuencia del tamaño de partículas	143
4.2	Propiedades del suelo	173
4.3	Verificación de la estabilidad	181

LISTA DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

=	:	Igual que
%	:	Porcentaje
<	:	Menor que
>	:	Mayor que
≤	:	Menor o igual que
≥	:	Mayor o igual que
∑	:	Sumatoria desde los términos de una expresión
γ_w	:	Peso específico del agua
Δt	:	Intervalo de tiempo
		superficie asumida por las piedras
Δz	:	Distancia vertical entre el punto más bajo y el más alto de la superficie asumida por las piedras.
θ	:	Angulo de la pendiente del fondo.
α	:	Coefficiente de Energía.
β	:	Coefficiente que depende de la frecuencia
A	:	Área
A_t	:	Área total del flujo de la sección.
A_i	:	Área del flujo de las subáreas $i = 1, 2, 3, \dots, N$.
AMC	:	Condiciones Antecedentes de Humedad
C	:	coeficiente "C" de Chezy.
CN	:	Número de curva
C_u	:	Coefficiente de uniformidad
C_s	:	El coeficiente de Shields.
d_m	:	Diámetro medio del material

d_v	:	Diámetro equivalente de los vacíos
EEUU	:	Estados Unidos
f	:	Coefficiente de Darcy-Weisbach
Fa	:	Abstracción Continuada
g	:	Aceleración de la gravedad
hrs	:	Horas
GIS	:	Sistema de Información Geográfica
HEC	:	Centro de Ingeniería Hidrológica
HMS	:	Sistema de Modelación Hidrológica
HU	:	Hidrograma Unitario
i	:	Intensidad de lluvia
Ia	:	Abstracción Inicial
IDF	:	Intensidad - Duración - Frecuencia
IILA	:	Instituto Ítalo Latino Americano
i_m	:	Intensidad máxima
k	:	Coefficiente en Función de la relación entre el radio de la curva y el ancho de la superficie libre del agua.
K	:	parámetro de frecuencia
K_f	:	Coefficiente relativo al fondo
K_i	:	Conductividad de las subáreas $i = 1, 2, 3, \dots, N$.
K_m	:	Kilómetros
K_m	:	Coefficiente relativo al margen
K_t	:	Conductividad Total de la sección.
L	:	Longitud
m	:	Metros

mm	:	Milímetros
mm/h	:	Milímetros por hora
m ²	:	Metros cuadrados
m ³ /s	:	Metros cúbicos por segundo
M	:	número total de pulsos de lluvia discreta
Msnm	:	Metros sobre el nivel del mar
n	:	Coefficiente de rugosidad
Nº	:	Número
n _f	:	Coefficiente de rugosidad del fondo
NRCS	:	Servicio de Conservación de Recursos Naturales
P	:	Precipitación
Pe	:	Exceso de Precipitación
P _m	:	Profundidad de exceso de lluvia en un intervalo de tiempo
Pulg.	:	Pulgadas
q	:	Caudal unitario
Q	:	Caudal
Q _n	:	Ordenada del hidrograma de tormenta
Q _p	:	Caudal pico
R	:	Radio hidráulico.
R _H	:	Radio hidráulico de la sección transversal
S	:	Pendiente
SCS	:	Servicio de Conservación de Suelos
SENAMHI	:	Servicio Nacional Meteorológico
T	:	Tiempo
t	:	Espesor del colchón reno

T_{bt}	:	tiempo base del HU triangular
T_d	:	Duración
t_p	:	Tiempo de retraso
T_r	:	Tiempo de retorno
u	:	coeficiente de contracción
U_{n-m+1}	:	HU ordenado de tiempo.
UNI	:	Universidad Nacional de Ingeniería
V	:	Velocidad media
V_b	:	Velocidad de las interfaces del colchón reno de fondo
V_e	:	Velocidad Admisible
V_{HU}	:	volumen bajo el HU triangular.
y	:	Tirante hidráulico máximo de la sección transversal
y_m	:	Tirante medio
y_o	:	Tirante antes de la erosión

INTRODUCCIÓN

a. ANTECEDENTES.

El Río Pichari como todos los ríos de la selva alta, se caracteriza por ser irregular y torrentoso en sus épocas de avenida, que lo hace propenso aún más de sufrir desbordes de agua de su cauce principal, causando daños humanos y materiales en las áreas vecinas. Por dichas razones, la población de Pichari en el año 2005, 2008 y 2009 sufrió desbordes que causaron la destrucción parcial de los principales bienes materiales de la población afectada, siendo la principal causa de este desastre los efectos erosivos del Río, que año tras año viene afectando a la población, lo cual se agrava por la presencia de caudales extremos típicos en las épocas de crecidas (diciembre a abril). Bajo los mismos efectos erosivos del Río Pichari, las tierras colindantes con el cauce del Río han sufrido la pérdida gradual del terreno, lo cual se refleja actualmente como un aumento exagerado del cauce del río Pichari en varios tramos., pudiendo llegar a tener anchos de cauces de hasta 100 metros.

Un estudio adecuado para el buen diseño de Defensas Ribereñas, permitirá garantizar el no desbordamiento e inundación del río a las áreas críticas, lo que permitirá dar seguridad y desarrollo en el futuro; para esto la ingeniería nos da muchas posibilidades de análisis con diferentes

b. JUSTIFICACIÓN.

Un estudio adecuado para el buen diseño de Defensas Ribereñas, permitirá garantizar el no desbordamiento e inundación del río a las áreas críticas, lo que permitirá dar seguridad y desarrollo en el futuro; para esto la ingeniería nos da muchas posibilidades de análisis con diferentes softwares.

Esta investigación comprende estudiar ambos márgenes del río Pichari con el programa HEC-HMS y el HEC-RAS, con la finalidad de calcular los parámetros

hidrológicos, hidráulicos y modelarlos en forma visual. De esta manera siendo más fácil entender los eventos de máximas avenidas. La habilidad de predecir catástrofes como las inundaciones, permite un tiempo de evacuación ante una emergencia; hoy en día constituyen la novedad en el avance de la hidrología e hidráulica fluvial. El cuerpo de ingenieros del Centro de Ingeniería Hidrológica de la Armada de los Estados Unidos de Norteamérica (HEC), ha desarrollado un Sistema de Modelamiento Hidrológico y Fluvial (HMS) y el (RAS). El (HEC-HMS) transforma las precipitaciones en escorrentía utilizando para ello muchos modelos tanto de precipitación como en el proceso de transformación precipitación-escorrentía; el (HEC-RAS) utiliza los caudales máximos para diferentes periodos de retorno con la finalidad de calcular los tirantes máximos, las velocidades, esfuerzos de corte en cualquier punto del río y el transporte de sedimentos en el lecho de la misma. Considerando todo los datos obtenidos anteriormente y ayudados por otro programa como es el GAWAC diseñaremos las estructuras de protección.

c. OBJETIVOS.

La presente Tesis de Investigación tiene como objeto fundamental lo siguiente.

Determinar el caudal de máximas avenidas a partir de una subdivisión de la cuenca principal del Río Pichari hasta su punto de aforo (inicio de la defensa ribereña de la ciudad de Pichari) en subcuencas de drenaje y canales de tránsito, que permita realizar un dimensionamiento adecuado de la defensa ribereña para la ciudad de Pichari, en puntos críticos de constante inundación, así como en zonas de inminente peligro, para lo cual se cuenta con un tramo de estudio de 2,140 metros de longitud.

Determinar el perfil de la superficie libre del agua, para el tramo en estudio, considerando para ello la utilización de las 107 secciones transversales, distribuidos cada 20 m perpendiculares a la línea del thalweg en el cauce principal del Río Pichari,

en el tramo comprendido entre el puente antiguo Pichari y 100 m aguas arriba del Río Apurímac, que hacen un total de 2140 m lineales de estudio.

Determinar las características hidráulicas, luego del tránsito del caudal de máximas avenidas en el tramo de estudio del Río Pichari, en lo que respecta a tirantes máximos, velocidades máximas y esfuerzos de corte, los mismos que permitirán diseñar la estructura hidráulica de protección, mediante Gaviones.

Determinar las profundidades de socavación general, luego de transitar el caudal de máximas avenidas para el caso sin estructura hidráulica y la socavación local para el caso con estructura hidráulica.

Realizar el análisis de estabilidad de cada una de las estructuras hidráulicas propuestas, frente a diferentes solicitaciones de carga, verificando los factores de seguridad correspondientes a volteo y deslizamiento.

d. ORGANIZACIÓN DEL ESTUDIO.

El presente trabajo tiene como objetivo fundamental el diseño de la defensa ribereña en ambas márgenes del Río Pichari, en el tramo comprendido entre el puente antiguo Pichari y 100 m aguas arriba del Río Apurímac. Es necesario dentro de la investigación realizar en primer término el estudio hidrológico, de la cuenca del Río Pichari hasta el punto de aforo: Inicio de la defensa ribereña para la ciudad de Pichari, lugar donde debe iniciarse los estudios topográficos y el posterior tránsito hidráulico a partir del caudal de máximas avenidas obtenido en la etapa hidrológica que permitirá realizar el diseño de la defensa ribereña de la ciudad de Pichari, así como el análisis a nivel de Hidráulica Fluvial para finalmente diseñar la estructura hidráulica para la protección de las avenidas en la margen izquierda y derecha del Río Pichari.

Será necesario realizar el estudio en tres partes:

Estudio Hidrológico: Es necesario subdividir la cuenca del Río Pichari hasta el punto de aforo en varias subcuencas de drenaje que permitan un mejor acercamiento de las características fisiográficas de estas, las cuales permitan determinar las tasas de infiltración en forma adecuada mediante el método del número de curva. También dentro del estudio de la red topológica planteada para la cuenca del Río Pichari, se tendrá el tránsito de las avenidas generadas en canales, las mismas que luego de recibir los hidrogramas de máximas avenidas de aguas arriba, son transitadas hacia aguas abajo, hasta obtener los hidrogramas de diseño en el punto de aforo deseado (inicio de la defensa ribereña para la ciudad de Pichari).

Para la generación de los hidrogramas de precipitación total se hará uso de las ecuaciones del IILA – SENAMHI – UNI, para cada una de las subcuencas, teniendo en cuenta los parámetros según la altura media de cada una de las subcuencas de drenaje inmersas dentro de la cuenca de estudio. Luego será necesario determinar el hidrograma unitario mediante la metodología propuesta por el USDA NRCS (Servicio de Conservación de recursos naturales), para luego realizar la convolución con el hidrograma de precipitación efectiva, lo cual permitirá la obtención final del hidrograma de máximas avenidas en el punto de aforo.

Este caudal permitirá realizar el diseño de la estructura de protección mediante gaviones y enrocado según corresponda luego de realizar el tránsito hidráulico del caudal de máximas avenidas. Cabe mencionar que se utiliza la técnica del IILA – SENAMHI – UNI debido a la escasez de datos de precipitación en el área de influencia de la cuenca de estudio.

En esta etapa del estudio se hará uso del programa informático HEC – HMS 3.1.0

Estudio Hidráulico: El caudal de máximas avenidas para el periodo de retorno de diseño elegido, determinado en la etapa hidrológica, ahora será transitado a través de las secciones transversales determinadas luego del levantamiento topográfico, distribuidas cada 20 m, el mismo que permitirá encontrar el perfil de la superficie libre de agua, incluyendo parámetros hidráulicos de diseño como velocidad y esfuerzo cortante en cada una de las secciones, a partir de los cuales podrá proyectarse eficientemente las estructuras hidráulicas de protección. Para esta etapa se hará uso del programa informático HEC RAS 3.1.3.

Estudio de Hidráulica Fluvial: En esta etapa del estudio, será necesario determinar la curva granulométrica de las partículas inmersas en el Río Pichari, mediante una metodología adecuada, que incluya gravas, guijarros y cantos rodados, inmersos en el Río Pichari, lo cual permitirá obtener el coeficiente de rugosidad de manning, así como la profundidad de socavación generalizada en el Río Pichari, y local en las estructuras hidráulicas propuestas.

Análisis de Estabilidad de las Estructuras Hidráulicas propuestas: Se realizará el análisis de estabilidad mediante el programa informático MACSTARS 2000, para diferentes solicitaciones de carga de diseño y en cada uno de los tramos donde se ubican las defensas ribereñas.

CAPÍTULO I

DEFENSA RIBEREÑA CON GAVIONES CAJA FUERTE.

1.1 INTRODUCCIÓN.

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

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

1.2 ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE GAVIONES.

Estas estructuras son construidas por elementos metálicos confeccionados con redes de malla hexagonal de doble torsión, llenados con piedras, 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).

1.3 TIPOS DE GAVIONES

1.3.1. Gavión tipo Caja Fuerte.

Este tipo de gavión, es una estructura metálica en forma de un paralelepípedo con largo mayor que 1.50 m debe ser dividido en celdas por diafragmas colocados a cada metro.

El lado inferior de las laterales debe ser fijado al paño de base, durante la fabricación, a través del entrelazamiento de sus puntos libres alrededor del alambre de borde.

Los diafragmas deben ser fijados al paño de base, durante la fabricación a través de puntos metálicos de alambre de alta resistencia de 2.20 mm de diámetro.

Dimensiones estándar: Largo = 2.00m y 5.00m, Ancho = 1.00m y Altura =1.00m.

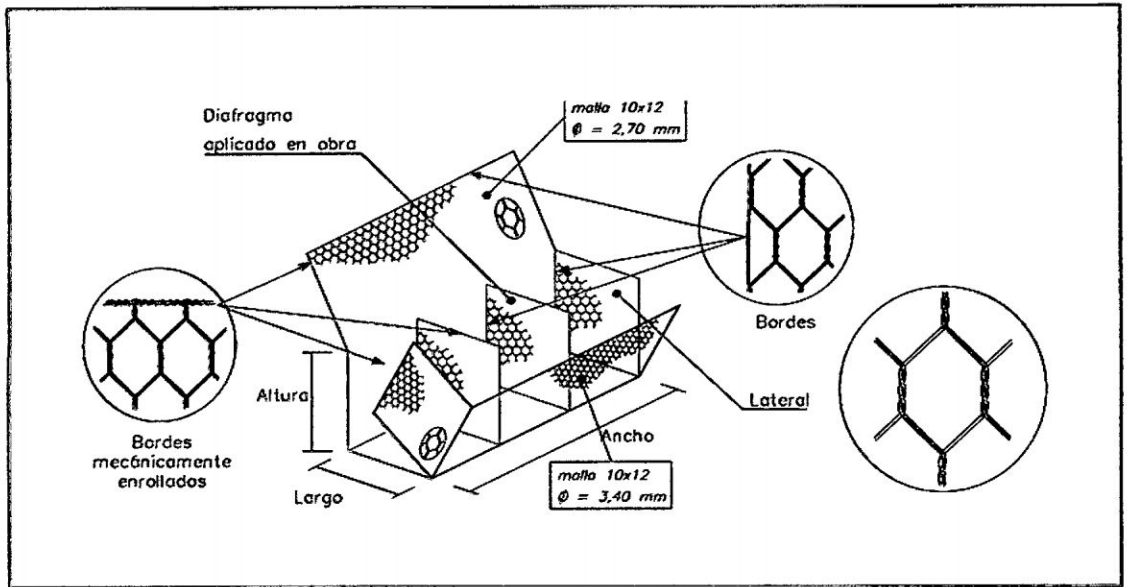


Figura. N° 1.1 Elementos constituyentes de los Gaviones Tipo Caja Fuerte.

1.3.2. 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.

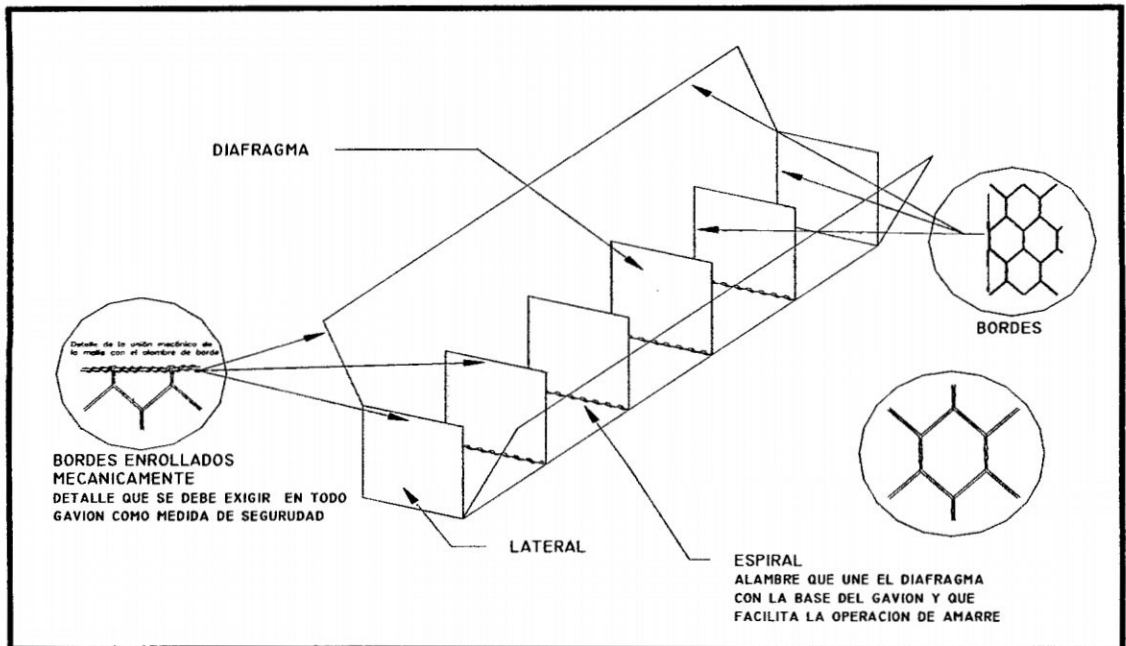


Figura. N° 1.2 Elementos constituyentes de los Gaviones Tipo Caja.

1.3.3. 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.

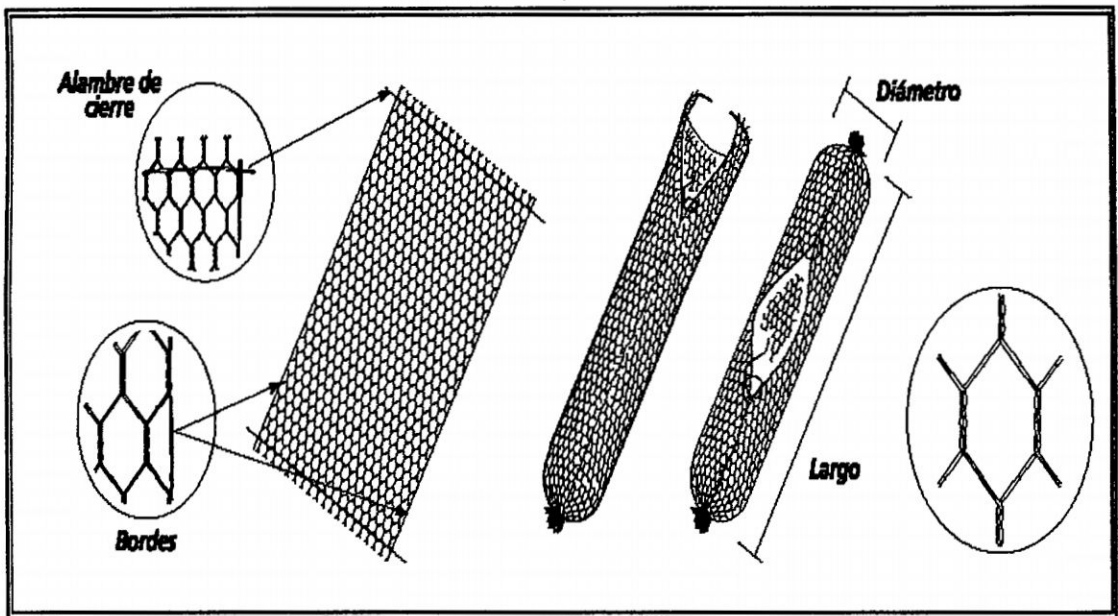


Figura N° 1.3. Forma del Gavión Tipo Saco.

1.3.4. 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.

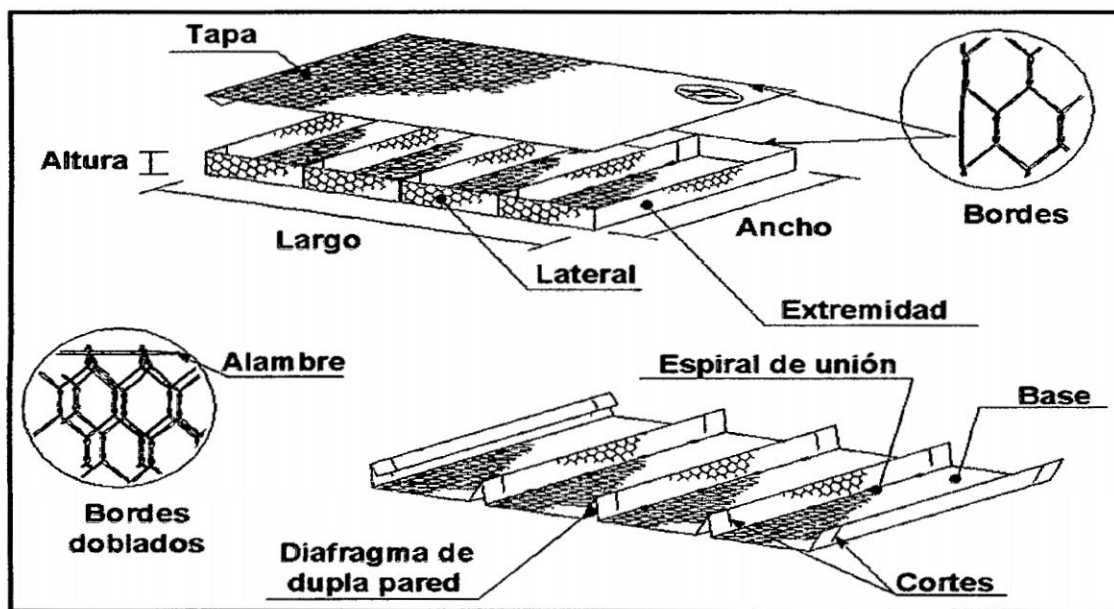


Figura N° 1.4 Elementos constituyentes de los Colchones Reno®

1.4 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.

1.5 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 Ec. de Chezy, y utilizando la fórmula de Manning para el cálculo del coeficiente “C” de Chezy.

1.5.1. Tipos de Flujo en Superficies Libres.

Los flujos con superficie libre, o corrientes en canales, son caracterizados por la presencia de la presión atmosférica actuando sobre la superficie del líquido, siendo que el flujo se realiza por la aceleración de la gravedad.

Las corrientes en canales pueden ser divididas en dos grupos: Corrientes en **Régimen Permanente** y Corrientes en **Régimen no Permanente o Variable**.

El Flujo se define como **Permanente** si, en cualquier punto de la masa fluida en movimiento, el caudal permanece constante a lo largo del tiempo. **En caso contrario**, o sea, si el Caudal varía a lo largo del Tiempo en cualquier punto del canal o río, el mismo es llamado **no permanente** o variable.

El Flujo es uniforme cuando las velocidades locales son constantes a lo largo de una determinada trayectoria de la corriente fluida. En este caso, las trayectorias de las corrientes son rectas y paralelas entre sí, siendo que las pendientes de la superficie del agua, del fondo del canal o río y la línea de energía son paralelas.

Si no se da estas condiciones, la corriente se define como variada.

El régimen permanente y uniforme es una idealización muy difícil de ocurrir.

1.5.2. Tensión Crítica.

a. Tensiones Tangenciales Relativas al Fondo del Canal.- En general se define como estable un revestimiento en piedra, cuando no se produce el movimiento de los elementos que lo conforman.

La iniciación del movimiento de las piedras define el límite de estabilidad del revestimiento de enrocado; en el caso del revestimiento con gaviones, existe una resistencia adicional debido a la malla que envuelve las piedras.

Para un canal en régimen de flujo permanente y uniforme, la tensión tangencial ejercida por el flujo de agua sobre el fondo del canal, está dada por: $\tau_o = \gamma_w \cdot R_H \cdot S$; en cambio en la sección de un río, cuando la relación entre el ancho y la profundidad media es mayor o igual a 30, el $R_H = y$ (la diferencia entre “ R_H ” e “ y ” es de 5%); entonces obtenemos: $\tau_o = \gamma_w \cdot y \cdot S$; teniendo en cuenta que el parámetro de Shields es:

$$C_* = \frac{\tau_{o,c}}{(\gamma - \gamma_w) \cdot d_m} \quad (\text{coeficiente de fricción}) \quad (1.1)$$

Entonces: $\tau_{o,c} = C_* \cdot (\gamma - \gamma_w) \cdot d_m$; por tanto el revestimiento resulta estable cuando $\tau_o \leq \tau_{o,c}$; este parámetro es cuando el revestimiento no cuenta con una malla metálica.

Donde:

γ_w : Peso específico del agua (10 KN/m).

R_H : Radio hidráulico de la sección transversal (m).

y : Tirante hidráulico máximo de la sección transversal (m).

S : Pendiente longitudinal del fondo del canal (m).

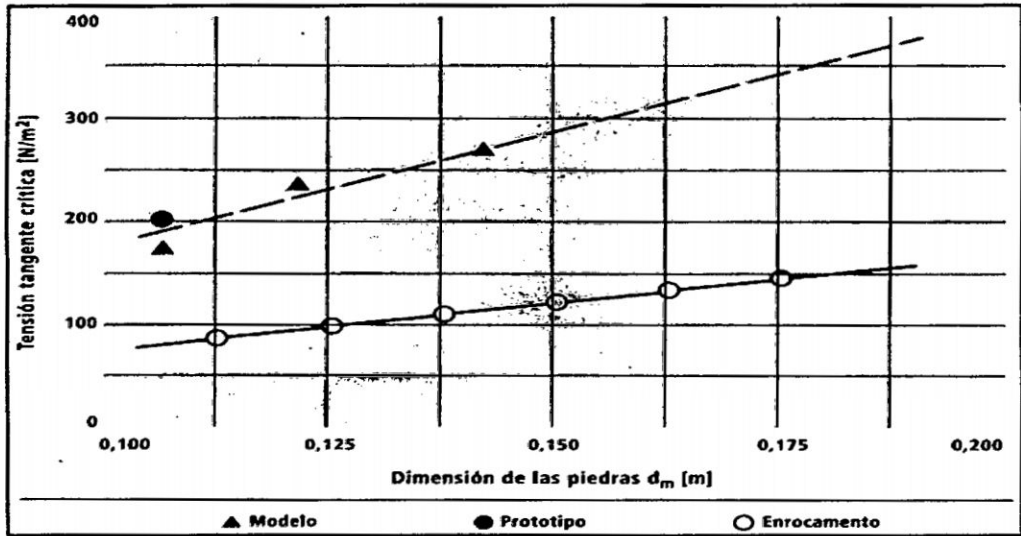


Figura N° 1.5 Tensión Tangente Crítica en función de la dimensión de la piedra.

- El Parámetro o Coeficiente de Shields para enrocado Rip-Rap: $C^* \approx 0.047$,
- El coeficiente de Shields para Gaviones y Colchones Reno: $C^* \approx 0.10$

Además, para Gaviones y Colchones Reno con el coeficiente $C^* \approx 0.10$ y revestido con malla metálica, el parámetro de tensiones sobre el fondo del canal puede soportar hasta: $\tau_o \leq 1.2 \cdot \tau_{o,c}$; a continuación mostraremos las tensiones tangenciales críticas para los gaviones y colchones reno:

Tabla N° 1.1 Tenciones tangenciales críticas para Gaviones y Colchones Reno®.

Tipo	Espesor (m)	Piedras de Relleno		τ de arrastre		
		Diensiones (mm)	d50 (m)	Crítica (N/m2)	Experimental (N/m2)	Máxima admisible (N/m2)
Colchón Reno malla 6x8	0.17	70 @ 100	0.085	136.00	155.00	163.20
		70 @ 150	0.110	176.00	200.00	211.20
	0.23	70 @ 100	0.085	136.00	155.00	163.20
		70 @ 150	0.110	176.00	200.00	211.20
	0.30	70 @ 120	0.100	160.00	175.00	192.00
		100 @ 150	0.125	200.00	230.00	240.00
Gavión Geia	0.50	100 @ 200	0.150	140.00	280.00	288.00
		120 @ 250	0.190	304.00	370.00	364.80

Fuente: Manual Técnico MACCAFERRI

b. Tensiones Tangenciales Relativas a los Márgenes del Canal.- Las fórmulas anteriores, se refieren a las tensiones al fondo del canal; ahora estudiaremos las fórmulas al margen del canal de sección trapecial. Se puede considerar como tensión tangente resultante de la acción del flujo sobre el material de revestimiento:

$$\tau_o = K_f \cdot \gamma_w \cdot y \cdot S \text{ y } \tau_m = K_m \cdot \gamma_w \cdot y \cdot S, \quad (1.2)$$

Donde:

K_f : es el coeficiente relativo al fondo y

K_m : es el coeficiente relativo al margen.

Tabla N° 1.2 valores de K_f y K_m (fuente: lacastre, 1983)

b/y	m					
	2		1.5		0	
	K_f	K_m	K_f	K_m	K_f	K_m
0	0.000	0.650	0.000	0.565	0.000	0.000
1	0.780	0.730	0.780	0.695	0.372	0.468
2	0.890	0.760	0.890	0.735	0.686	0.686
3	0.940	0.760	0.940	0.743	0.870	0.740
4	0.970	0.770	0.970	0.750	0.936	0.744
6	0.980	0.770	0.980	0.755	-	-
8	0.990	0.770	0.990	0.760	-	-

Fuente: Manual Técnico MACCAFERRI

La tensión tangente crítica en los márgenes también es diferente de la del fondo, siendo que para los márgenes se utiliza la siguiente expresión:

$$\tau_{m,c} = \tau_{o,c} \cdot \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \cdot \alpha}{\text{sen}^2 \cdot \psi}} \quad (1.3)$$

La estabilidad de los revestimientos de los márgenes está dada por la relación:

$\tau_m \leq \tau_{m,c}$ donde la tensión aplicada en el fondo del canal por la acción del flujo podría superar la tensión crítica hasta un 20% debido a la aceptación de pequeñas deformaciones de los gaviones y colchón reno.

Entonces:
$$\tau_m \leq 1.2 \cdot \tau_{m,c} \quad (1.4)$$

c. Tensiones Tangenciales Relativas a los Márgenes del Canal en Trechos Curvos.- En los trechos curvos se verifica un aumento de tensión tangente sobre el margen externo, para esto asumimos:

$$\tau_m = K \cdot \gamma_w \cdot R_H \cdot S ; \quad (1.5)$$

Donde:

K : es un coeficiente que se encuentra con la siguiente. Figura N° 1.6

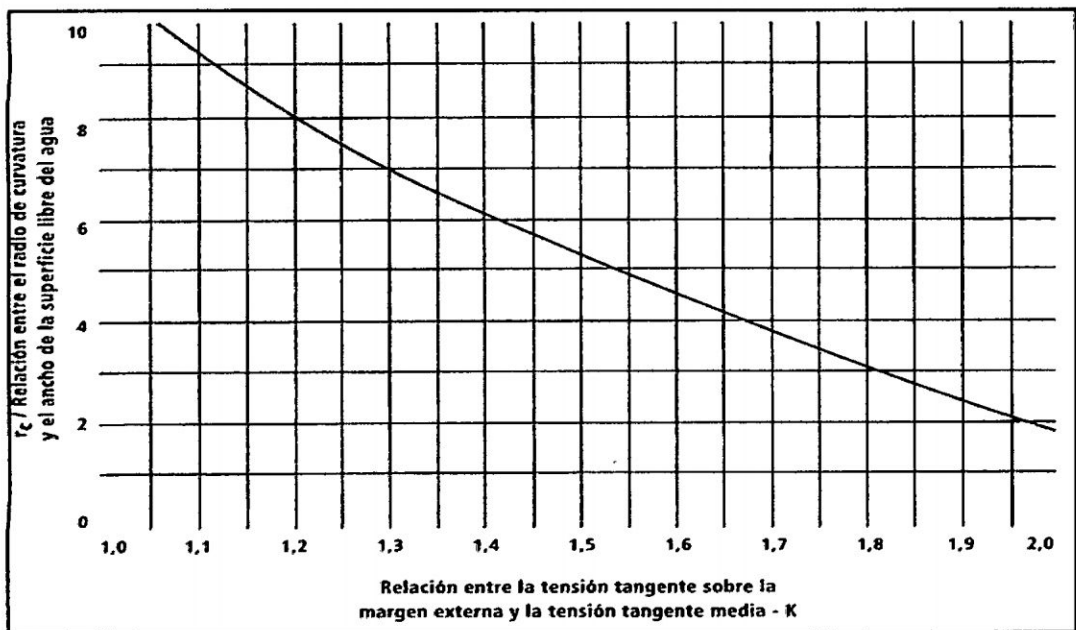


Figura N° 1.6 Coeficiente K en Función de la relación entre el radio de la curva y el ancho de la superficie libre del agua.

1.5.3. Velocidad Crítica.

Otro criterio que podemos aplicar para la verificación de la estabilidad de un canal a la acción del flujo, es el criterio basado en la velocidad crítica o máxima velocidad admisible para que no haya desplazamiento de las piedras. Según Lacastre, en la mayoría de las aplicaciones prácticas no es posible determinar con suficiente rigor, la velocidad crítica en el fondo.

A partir de los experimentos realizados, fue construida la Figura N° 1.7 que representa la velocidad crítica de inicio del movimiento de las piedras sueltas en función de sus dimensiones.

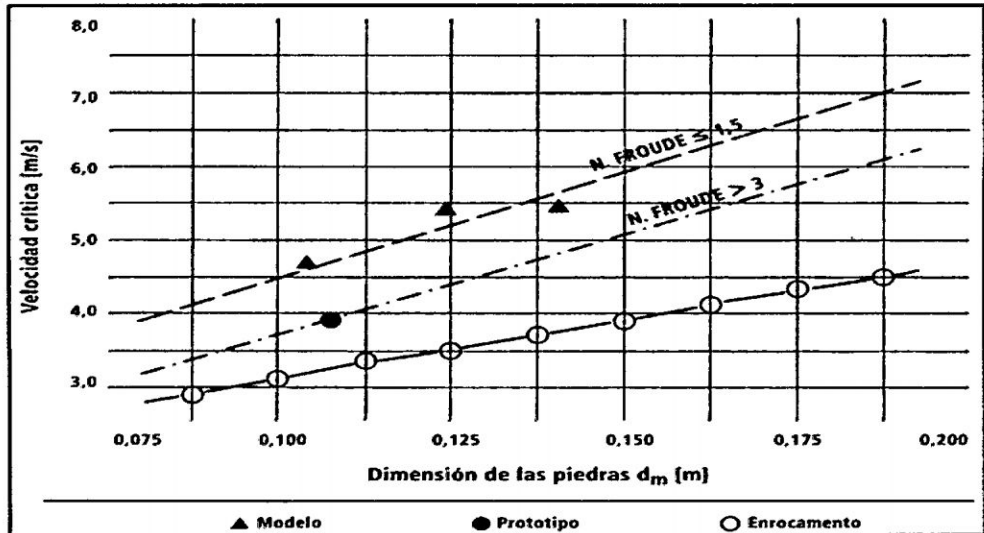


Figura N° 1.7 Velocidad Crítica en Función de las dimensiones de las piedras sueltas.

Para el caso específico de los colchones reno, la Figura N° 1.7 muestra la relación de la velocidad crítica del inicio del movimiento de las piedras con el espesor del colchón reno.

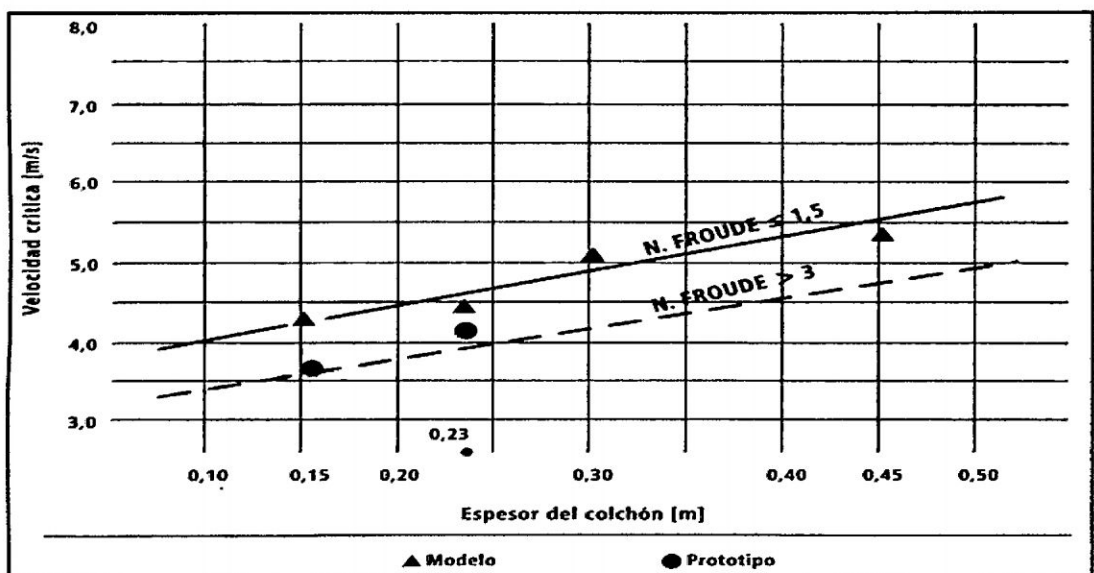


Figura N° 1.8 Velocidad Crítica en función del espesor del Colchón Reno®.

Para el pre dimensionamiento, la Tabla 1.3 permite obtener rápidas indicaciones sobre la velocidad crítica y la velocidad límite para diferentes espesores de Colchón Reno® y Gavión Caja.

Tabla N° 1.3 Velocidad críticas y velocidad límite para gaviones y colchones reno

Tipo	Espesor (m)	Piedras de Relleno		Velocidad Crítica (m/s)	Velocidad Límite (m/s)
		Diensiones (mm)	d50 (m)		
Colchón Reno® malla 6x8	0.17	70 @ 100	0.085	3.50	4.20
		70 @ 150	0.110	3.80	4.50
	0.23	70 @ 100	0.085	3.70	4.50
		70 @ 150	0.110	4.10	4.90
	0.30	70 @ 120	0.100	4.00	4.70
		100 @ 150	0.125	4.30	5.00
Gavión Caja malla 8x10	0.50	100 @ 200	0.150	4.90	5.80
		120 @ 250	0.190	5.50	6.40

Fuente: Manual Técnico MACCAFERRI

1.5.4. Deformaciones.

Cuando la tensión tangencial supera el valor crítico del “primer movimiento”, parte de las piedras se desplazan en dirección aguas abajo, quedando aún así confinadas dentro de cada célula del colchón, ver figura N° 1.9.

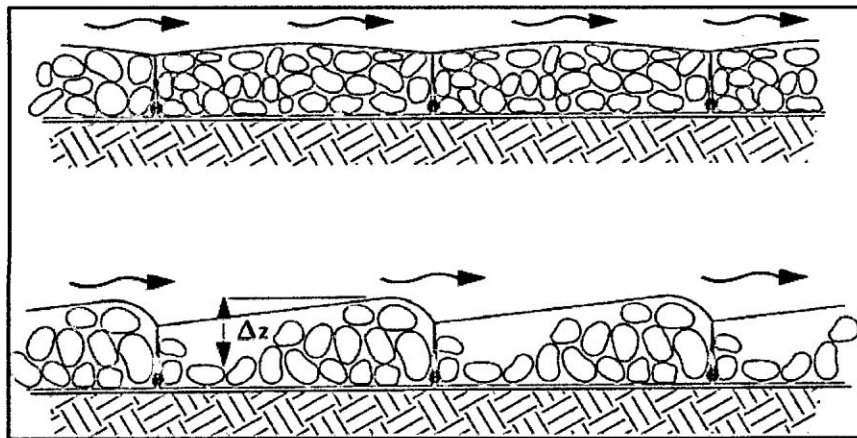


Figura N° 1.9 Esquema del movimiento de las piedras en el interior de las bolsas.



Figura N° 1.10 Foto del movimiento de las piedras en el interior de las bolsas.

Al aumentar interiormente las tensiones, se puede alcanzar a una nueva situación de equilibrio, en la cual la resistencia de la red metálica comprueba interiormente su función de retención. Por el contrario, si las tensiones tangenciales aumentan aún más, se puede provocar la pérdida de la eficacia del revestimiento y puede que se quede descubierto.

Para evaluar el grado de deformación, se utiliza el parámetro $\Delta z/d_m$ donde Δz es la distancia vertical entre el punto más bajo y el más alto de la superficie asumida por las piedras.

Se define el parámetro a dimensional “Coeficiente eficaz de Shields” como:

$$C' = \frac{\tau_b - \tau_c}{(\gamma - \gamma_w) \cdot d_m}; \quad (1.6)$$

Donde:

$\Delta z/d_m$ y C' es una relación expresada por la curva de la Figura N° 1.10. La reducción del espesor del colchón reno aguas arriba de la celda puede ser considerado igual a $\Delta z/2$. Evitando que el fondo quede sin protección y sea expuesto directamente a la acción de la corriente, es por eso que se debe garantizar la Siguiete relación:

$$\frac{\Delta z}{d_m} \leq 2 \cdot \left(\frac{t}{d_m} - 1 \right); \tag{1.7}$$

Donde:

t = Espesor del colchón reno.

El mismo proceso debe aplicarse para los colchones reno de los márgenes.

Del gráfico de la Figura N° 1.10, se verifica que por encima de ciertos valores de C^* , el parámetro $\Delta z/d_m$ no aumenta más; por esto es que el colchón reno tiene espesores de 1.8 @ 2 veces la dimensión de la “piedra estable”, puede también soportar condiciones mucho más graves que las del diseño sin perder la eficacia.

Es necesario tener en cuenta que el comportamiento durante la deformación depende del espesor del revestimiento, de las dimensiones de las cédulas, de la presencia de tirantes verticales, de la rigidez de la red metálica y del grado de acomodamiento de las piedras.

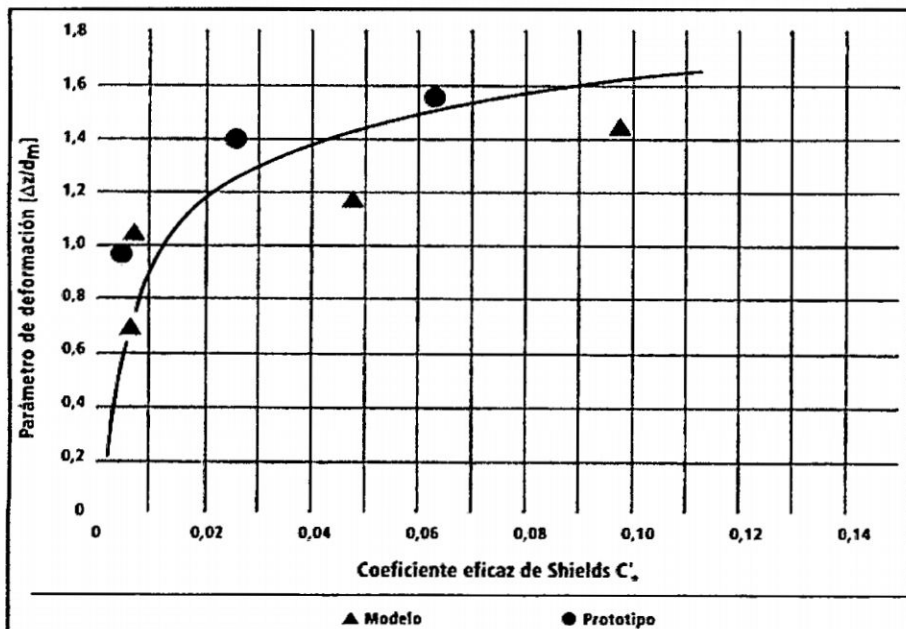


Figura N° 1.11 Relación entre el parámetro de deformación y el coeficiente eficacia de Shields.

1.5.5. Velocidad Residual en el Fondo – Utilización de Filtros.

En los revestimientos de los gaviones caja y los colchones reno, así como en el caso de las piedras sueltas (rip-rap), no solamente deben ser dimensionados los espesores de revestimiento y las dimensiones de las piedras para que estas resistan la acción del flujo, sino también deben ser evitadas por la erosión del suelo, o sea erosión de la base de apoyo del revestimiento.

La velocidad del agua entre capas de piedras y entre estas y el suelo, debe ser suficientemente pequeño para evitar el movimiento de las partículas que constituyen el cauce natural.

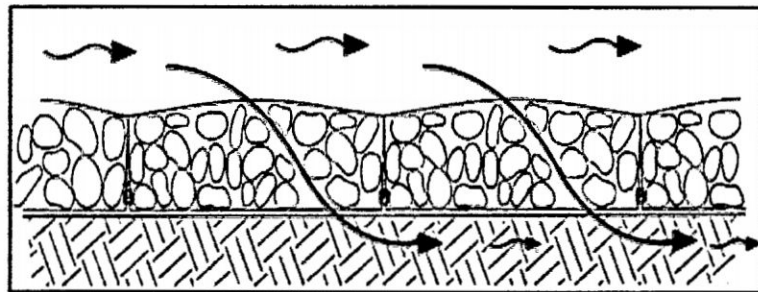


Figura N° 1.12: Esquema del Flujo del Agua en el interior de las bolsas.

La velocidad del agua debajo del revestimiento depende principalmente de la pendiente del canal y del tamaño de los vacíos entre las piedras.

La velocidad por debajo del colchón reno, en la interfase con el fondo o con el eventual filtro, puede ser determinada con la fórmula de Manning

$$V_b = \frac{1}{n_f} \cdot \left(\frac{d_m}{2} \right)^{2/3} \cdot i^{1/2}; \quad (1.8)$$

Donde:

V_b : Velocidad de las interfaces del colchón reno de fondo (m/s),

n_f : Coeficiente de rugosidad del fondo ($s.m^{1/3}$),

d_m : Diámetro medio de las piedras de relleno (m).

Se puede asumir $n_f = 0.02$ si, por debajo del colchón reno se encuentra un filtro geotextil, y $n_f = 0.025$ si, por el contrario existe un filtro de grava.

La velocidad “ V_b ” debe ser comparada con la velocidad “ V_e ” admisible en la interface con el material de la base.

La velocidad “ V_e ” es la velocidad límite que el suelo puede soportar sin ser erosionado y, para el caso de suelos cohesivos, puede ser obtenida a través del gráfico de la Figura N° 1.12.

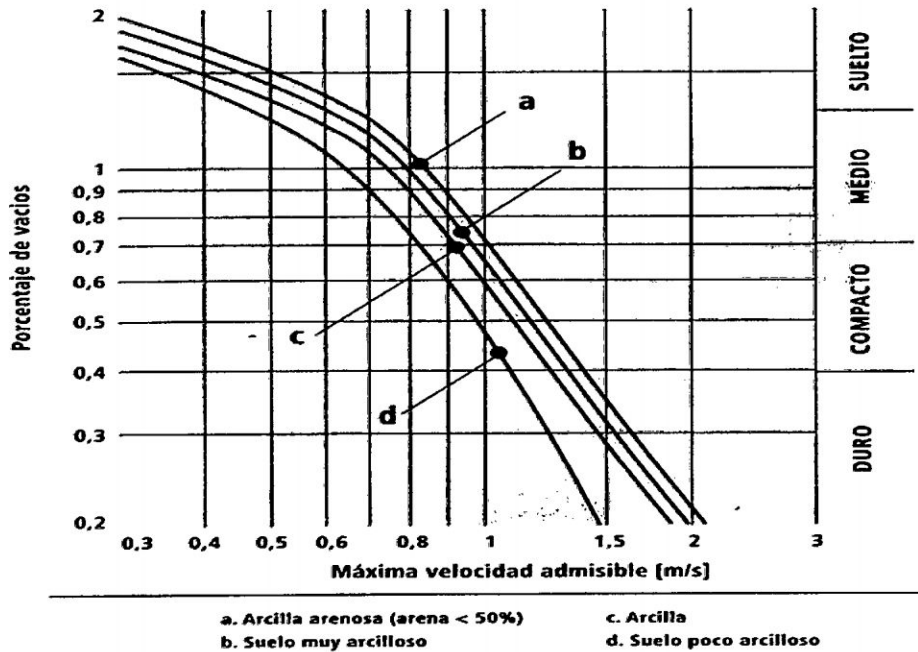


Figura N° 1.13: Velocidades Máximas admisibles para suelos cohesivos.

Para suelos constituidos por sedimentos no cohesivos (arena y grava), se puede utilizar la ecuación:

$$V_e = 16.1 \cdot d_m^{1/2}; \tag{1.9}$$

Donde:

V_e : Velocidad Admisible (m/s),

d_m : Diámetro medio del material (m).

Si con el empleo de un filtro geotextil, la velocidad del agua en la interface con el material de base fuera superior a la admisible, es oportuno prever un filtro de grava o arena entre el filtro y el cauce.

Tal filtro debe tener un espesor de por lo menos 0.15 m @ 0.20 m y también superior al valor:

$$S = \frac{d_v}{f} \cdot \left(1 - \left(\frac{V_e}{V_b}\right)^2\right); \quad (1.10)$$

Donde:

f : Coeficiente de Darcy-Weisbach ($f = 0.05$),

d_v : Diámetro equivalente de los vacíos, que se puede asumir como 1/5 de la dimensión media de la grava que lo constituye el filtro; o sea:

$$d_v = \frac{d_{50}^{(filtro)}}{5}. \quad (1.11)$$

CAPÍTULO II

ESTUDIO HIDROLÓGICO

2.1 INTRODUCCIÓN.

Es necesario subdividir la cuenca del Río Pichari hasta el punto de aforo en varias subcuencas de drenaje que permitan un mejor acercamiento de las características fisiográficas de estas, las cuales permitan determinar las tasas de infiltración en forma adecuada mediante el método del número de curva. También dentro del estudio de la red topológica planteada para la cuenca del Río Pichari, se tendrá el tránsito de las avenidas generadas en canales, las mismas que luego de recibir los hidrogramas de máximas avenidas de aguas arriba, son transitadas hacia aguas abajo, hasta obtener los hidrogramas de diseño en el punto de aforo deseado (inicio de la defensa ribereña para la ciudad de Pichari).

Para la generación de los hietogramas de precipitación total se hará uso de las ecuaciones del IILA – SENAMHI – UNI, para cada una de las subcuencas, teniendo en cuenta los parámetros según la altura media de cada una de las subcuencas de drenaje inmersas dentro de la cuenca de estudio. Luego será necesario determinar el hidrograma unitario mediante la metodología propuesta por el USDA NRCS (Servicio de Conservación de recursos naturales), para luego realizar la convolución con el hietograma de precipitación efectiva, lo cual permitirá la obtención final del hidrograma de máximas avenidas en el punto de aforo.

Este caudal permitirá realizar el diseño de la estructura de protección mediante gaviones y enrocado según corresponda luego de realizar el transito hidráulico del caudal de máximas avenidas. Cabe mencionar que se utiliza la técnica del IILA – SENAMHI – UNI debido a la escasez de datos de precipitación en el área de influencia de la cuenca de estudio.

En esta etapa del estudio se hará uso del programa informático HEC – HMS 3.1.0

2.2 MODELOS DE CÁLCULO.

Los fenómenos hidrológicos son muy complejos, y probablemente nunca se les pueda entender en su totalidad. Para su mejor comprensión se simplifica por medio del concepto de sistema, entendiendo por sistema al conjunto de partes que interactúan entre sí.

Un modelo es una aproximación al sistema real; sus entradas y salidas son variables hidrológicas mensurables y su estructura viene a ser un conjunto de ecuaciones que conectan las entradas y las salidas.

2.2.1 Clasificación de modelos.

Los modelos hidrológicos pueden clasificarse en dos categorías: Modelos físicos y modelos abstractos.

a. Modelo físico.

Incluye modelos a escala que representan el sistema en una escala reducida, tal como el modelo hidráulico del vertedero de una presa; y modelos análogos, que usan otro sistema físico con propiedades similares a las del prototipo.

b. Modelo abstracto.

Los modelos abstractos representan el sistema en forma matemática. La operación del sistema se describe por medio de un conjunto de ecuaciones que relacionan las variables de entrada y salida. Estas variables pueden ser funciones del tiempo y del espacio, como también variables probabilísticas o aleatorias que no tienen un valor fijo en un punto en particular del espacio y del tiempo

Todos los modelos hidrológicos son aproximaciones de la realidad, es decir, la salida de un sistema real no puede pronosticarse con certeza; así mismo, los fenómenos hidrológicos varían con el tiempo y con las tres dimensiones del espacio. Con fines prácticos es necesario simplificar el modelo, despreciando algunas fuentes de variación.

Un modelo determinístico no considera aleatoriedad; es decir, una entrada dada produce siempre una misma salida.

Un modelo estocástico tiene salidas parcialmente aleatorias. Podría decirse que los modelos determinísticos hacen pronósticos, mientras que los modelos estocásticos hacen predicciones.

Resulta necesario conocer las características de las variables de entrada de un modelo y para ello se debe determinar:

- Si las variables del modelo son o no aleatorias.
- Si varían con el espacio o son uniformes.
- Si varían con el tiempo o son constantes.

2.2.2 Constituyentes de un modelo.

Los modelos matemáticos describen la respuesta de una cuenca a la precipitación que cae en ella o al agua que fluye en el cauce. Todos los modelos tienen los siguientes componentes comunes:

a. Estado de la(s) variable(s).

Estos términos en las ecuaciones del modelo, representan el estado del sistema hidrológico en un tiempo y espacio en particular. Por ejemplo, el modelo de pérdida a tasa constante, marca el volumen medio de agua en la cuenca natural. Este volumen es representado por un estado de la variable (déficit y pérdida) a tasa constante en las ecuaciones de los modelos.

b. Parámetro(s).

Son medidas numéricas de las propiedades del sistema del mundo real. Controlan la relación de entrada y salida del sistema.

Los valores del parámetro son ajustados para que el modelo prediga con precisión la respuesta del sistema físico

c. Condición(es) límite(s).

La condición límite más común es la precipitación; aplicando esta condición puede encontrarse la esorrentía en una cuenca.

d. Condición(es) inicial(es).

Los modelos son de flujo variable; es decir, describen los cambios de flujo en el tiempo.

Las condiciones iniciales deben especificarse para el uso de los modelos. Con los modelos de cálculo de volumen, las condiciones iniciales representan el estado inicial de humedad del terreno de la cuenca. Con los modelos de escurrimiento, las condiciones iniciales representan la esorrentía a la salida de la tormenta que está siendo analizada.

2.2.3 Modelos y programas de cómputo.

Para aclarar, se plantea una distinción entre el modelo matemático, un programa de cómputo y la entrada a un programa de cómputo. Estas condiciones se usan de la siguiente manera:

a. Modelo.

El término modelo es el medio de las ecuaciones para representar la conducta de los componentes del sistema hidrológico. Por ejemplo, la combinación de las ecuaciones de continuidad y de momentum, posibilita formar un modelo de flujo de canal abierto.

b. Programa.

Si las ecuaciones de un modelo matemático son demasiado numerosas o demasiado complejas para resolver con lápiz, papel, y calculadora, entonces se traducen al código de la computadora y se usa una ecuación apropiada (un algoritmo) para resolver, el resultado es un programa de cómputo. Los Programas pueden ser clasificados ampliamente como aquéllos desarrollados para un juego específico de parámetros, condiciones límites o condiciones iniciales, y aquéllos que son los datos manejados.

c. Entrada.

Cuando las ecuaciones de un modelo matemático son resueltos con las condiciones y parámetros del sitio específico, el modelo simula los procesos y predice lo que pasará dentro de una cuenca en particular o de un sistema hidrológico. Usando un programa

para resolver las ecuaciones del modelo, entrar al programa resulta necesario. La entrada es un texto de archivo ASCII, este archivo de texto incluye códigos que especifican los modelos y parámetros, las condiciones iniciales, y la condición límite para usar.

2.3 PRECIPITACIÓN DE DISEÑO DE LA ZONA EN ESTUDIO.

2.3.1 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.

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.

2.3.2 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.

2.3.3 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:

2.3.4 Distribución de la precipitación en el terreno.

Los factores de mayor importancia en la formación de la precipitación son el contenido de humedad y la velocidad vertical de la masa de aire. Un mapa de precipitación deberá destacar las zonas en que existen corrientes ascendentes, compensadas con otras en que el movimiento predominante sea descendente. Considerando el globo terrestre en su totalidad, se puede observar cómo estas zonas de ascenso y descenso se corresponden perfectamente. Si se considera a la superficie terrestre perfectamente uniforme, o si sólo se considera el valor medio de la precipitación en zonas a distintas latitudes, se tienen, de acuerdo con la circulación general de la atmósfera, ocho zonas claramente diferenciadas, que pueden agruparse en las bandas o cinturones zonales siguientes:

2.3.5 Medición de la precipitación.

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 el Departamento de Ayacucho se ha instalado algunas estaciones meteorológicas en las cuencas de los ríos Cachi y afluentes controladas por el Proyecto Especial Río Cachi. Ayacucho tiene un clima templado, por lo que la lluvia es la principal forma de precipitación que se presenta en el departamento, 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° 2.1, 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.

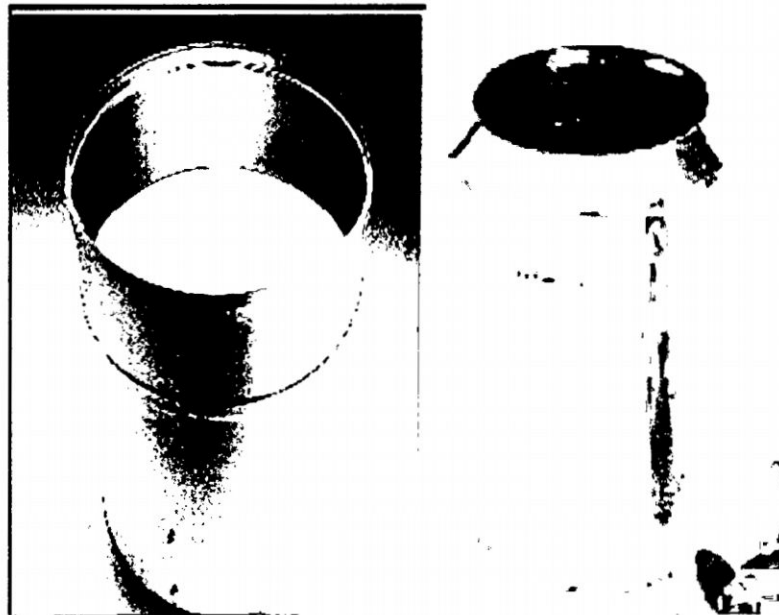


Figura N° 2.1 Recipientes para la Medición de precipitación.

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 demasías. 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.

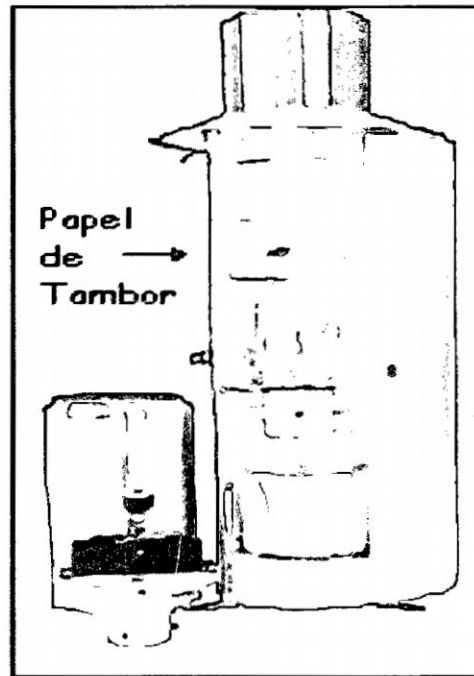


Figura N° 2.2 Pluviógrafo.

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, 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.

2.4 ANÁLISIS DE TORMENTAS.

2.4.1 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:

$$i_m = \frac{P}{t} \quad (2.1)$$

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.

Ambos parámetros se obtienen de un pluviograma o banda pluviográfica, tal como se muestra en la figura N° 2.3.

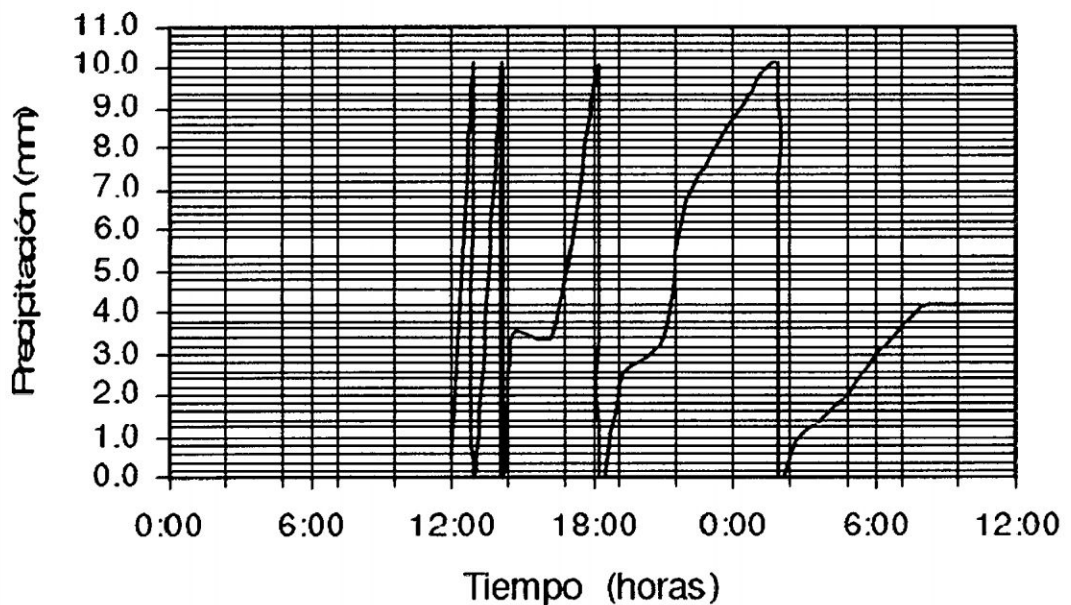


Figura. N° 2.3 Ejemplo de una banda pluviográfica.

c. La Frecuencia: Es el número de veces que se repite una tormenta de características de intensidad y duración definidas en un período 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.

d. Definición de las Curvas IDF: Las curvas Intensidad - Duración - Frecuencia (IDF) son curvas que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración, y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o período de retorno (Témez, 1978).

Junto con la definición de las curvas, surgen otros elementos a considerar, como son la intensidad de precipitación, la frecuencia o la probabilidad de excedencia de un determinado evento.

En este sentido, se debe destacar que la intensidad, según Chow (1994), se define como la tasa temporal de precipitación, o sea, la profundidad por unidad de tiempo (mm/hr), y se expresa como:

$$i = \frac{P}{T_d}; \quad (2.2)$$

Donde:

P : Es la profundidad de lluvia (mm o pulg);

T_d : Es la duración, dada usualmente (hr.)

e. Construcción de las Curvas IDF: La construcción de las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), según diversos autores, plantean distintas formas o métodos para su construcción. Para Aparicio (1997) existen dos métodos; el primero, llamado de intensidad - período de retorno, relaciona estas dos variables para cada

duración por separado, mediante alguna de las funciones de distribución de probabilidad usadas en hidrología.

El otro método relaciona simultáneamente la intensidad, la duración y el período de retorno en una familia de curvas, cuya ecuación es:

$$I = \frac{k \cdot T^m}{(d + c)^n}; \quad (2.3)$$

Donde:

k, m, n y c son constantes que se calculan mediante un análisis de correlación lineal múltiple,

I : corresponden a la intensidad de precipitación y

d : duración.

Por otra parte, Chow et al (1994), plantean dos formas de trabajar con las curvas. La primera, utiliza un análisis de frecuencia de la lluvia, considerando para ello una función de distribución de probabilidad de valor extremo como la función Gumbel.

El segundo método, expresa las curvas IDF como ecuaciones, con el fin de evitar la lectura de la intensidad de lluvia de diseño en una gráfica.

Wenzel (1982), citado por Chow (1994), dedujo para algunas ciudades de los Estados Unidos, algunos coeficientes para utilizarlos en una ecuación de la forma siguiente.

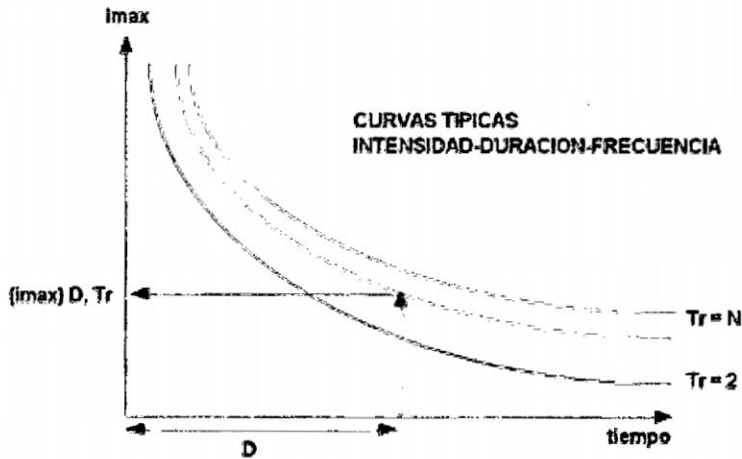
$$I = \frac{c}{(Td^e + f)} \quad (2.4)$$

Donde:

I : es la intensidad de lluvia de diseño, y Td la duración,

c, e y f son coeficientes que varían con el lugar y el período de retorno.

Otro método para determinar las curvas IDF, es el que se presenta y corresponde al que ha planteado Témez (1978), el cual relaciona las intensidades de precipitación para distintos períodos de retorno, con el propósito de graficar la relación entre las tres variables (Intensidad- Duración -Frecuencia), y cuyo esquema de la curva IDF es el siguiente:



APLICACION:

Entrando con D y Tr se determina la intensidad máxima para esas condiciones.

Figura N° 2.4 Curvas IDF.

Fuente: Témez (1978)

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

(2.5)

Donde:

P : Es la profundidad de lluvia (mm o pulg);

D : Es la duración, dada usualmente (hrs);

I : Intensidad de precipitación (mm/hr).

2.5 GENERACIÓN DEL HIETOGRAMA DE PRECIPITACIÓN TOTAL.

En los métodos de diseño en hidrología desarrollados hace muchos años, tal como el método racional, sólo se utilizaba el caudal pico. No existía consideración alguna

sobre el tiempo de distribución del caudal (el hidrograma de caudal) o sobre la distribución temporal de la precipitación (hietograma de precipitación). Sin embargo, los métodos de diseño desarrollados más recientemente, los caudales utilizan el análisis de flujo no permanente, requiriendo de predicciones confiables del hietograma de diseño (precipitaciones anteriores en función del tiempo transcurrido) para obtener los hidrogramas de diseño.

2.5.1 Método de IILA – SENAMHI - UNI.

Es un método que nos permitirá obtener intensidades máximas para diferentes periodos de retorno; utilizando la ecuación que se menciona, procediendo a construir las curvas IDF para duraciones menores a tres horas:

Las ecuaciones a utilizar son las siguientes:

$$I_i, T_r = a(1 + K \log T_r)(t + b)^{n-1} \quad \text{Para durac. menores a 3 horas.} \quad (2.6)$$

$$I_i, T_r = a(1 + K \log T_r)t^{n-1} \quad \text{Para durac. entre 3 y 24 horas.} \quad (2.7)$$

Donde:

i: intensidad de lluvia (mm/hr)

α : parámetro de intensidad (mm)

K parámetro de frecuencia (adimensional)

b: parámetro (hora), b = 0.4.

n: parámetro de duración (adimensional)

T: duración (hora)

2.5.2 Tiempo de concentración (t_c):

Se refiere al tiempo transcurrido entre el final del hietograma de excesos y el final del escurrimiento directo, siendo ésta la definición que aparece reseñada en la literatura con mayor frecuencia. Además, se puede definir como el tiempo que se demora en viajar una partícula de agua desde el punto más remoto hasta el punto de interés. Comprende al lapso entre el final de la lluvia y el momento en que cesa el escurrimiento superficial.

Para el cálculo del tiempo de concentración se puede utilizar las ecuaciones propuestas por Kirpich.

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (2.8)$$

Donde:

- L : Longitud del cauce principal (Km).
- H : Pendiente del cauce principal (m/m).

2.5.3 Método del Bloque Alterno.

El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación que ocurre en “n” intervalos de tiempos sucesivos de duración “ Δt ” sobre una duración total de “ $T_d = n \cdot \Delta t$ ”. Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una nueva curva IDF para cada una de las duraciones Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$,..., y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o

bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida “Td” y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente de derecha a izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño.

La profundidad de precipitación es:

$$P_i = I_i \cdot T_{di} \text{ y} \quad (2.9)$$

La profundidad incremental “PΔi” es:

$$\Delta P_i = P_i - P_{i-1}. \quad (2.10)$$

2.6 DETERMINACIÓN DE TASAS DE INFILTRACIÓN A PARTIR DE LA FISIOGRAFÍA DE LA CUENCA.

2.6.1 Tasa de infiltración.

No hay que olvidar que en la mayoría de las cuencas experimentales, tan sólo se limitan a medir la precipitación, sin probabilidad alguna de registrar de forma directa el proceso de pérdida., es por ello que el proceso de estimación de pérdidas presenta una notable dosis de empirismo.

En los modelos de pérdida presentados se incluye la abstracción inicial o pérdida de precipitación inicial antes de iniciarse el proceso de escorrentía en la cuenca.

La capacidad de infiltración sólo se llega durante una lluvia si el exceso de precipitación es mayor o igual a cero.

Exceso de precipitación = (intensidad de lluvia, i – capacidad de infiltración, f) Δt

2.6.2 Modelo de Pérdida del Número de Curva:

a. 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, la 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 $P - I_a$.

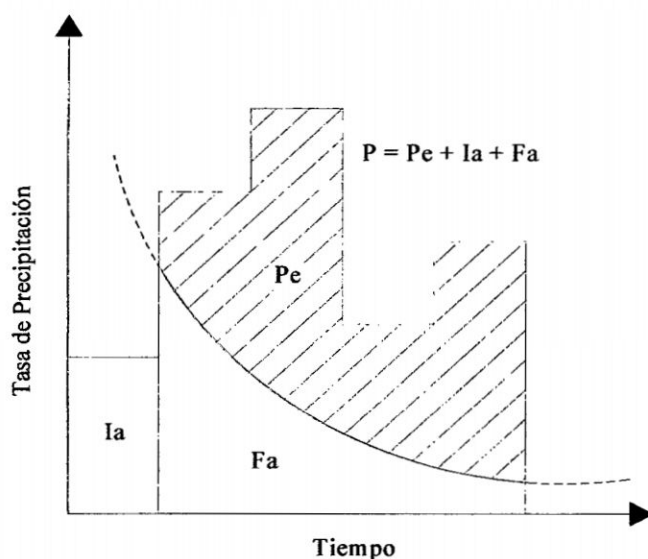


Figura N° 2.5: Variables de las abstracciones de precipitación del SCS.

Fuente: Soil Conservation Service, 1972

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,

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (2.11)$$

Por el principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a \quad (2.12)$$

Combinando (2.11) y (2.12) y resolviendo para P_e tenemos:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (2.13)$$

La ecuación (2.13) es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o esorrentía 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:

$$I_a = 0.2 * S \quad (2.14)$$

De la relación (2.14) tenemos:

$$P_e = \frac{(P - 0.2 * S)^2}{P + 0.8 * S} \quad (2.15)$$

Al representar en gráficas la información de P y P_e para muchas cuencas, el SCS encontró curvas como las que se muestran en la figura N° 2.6. 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 $CN < 100$.

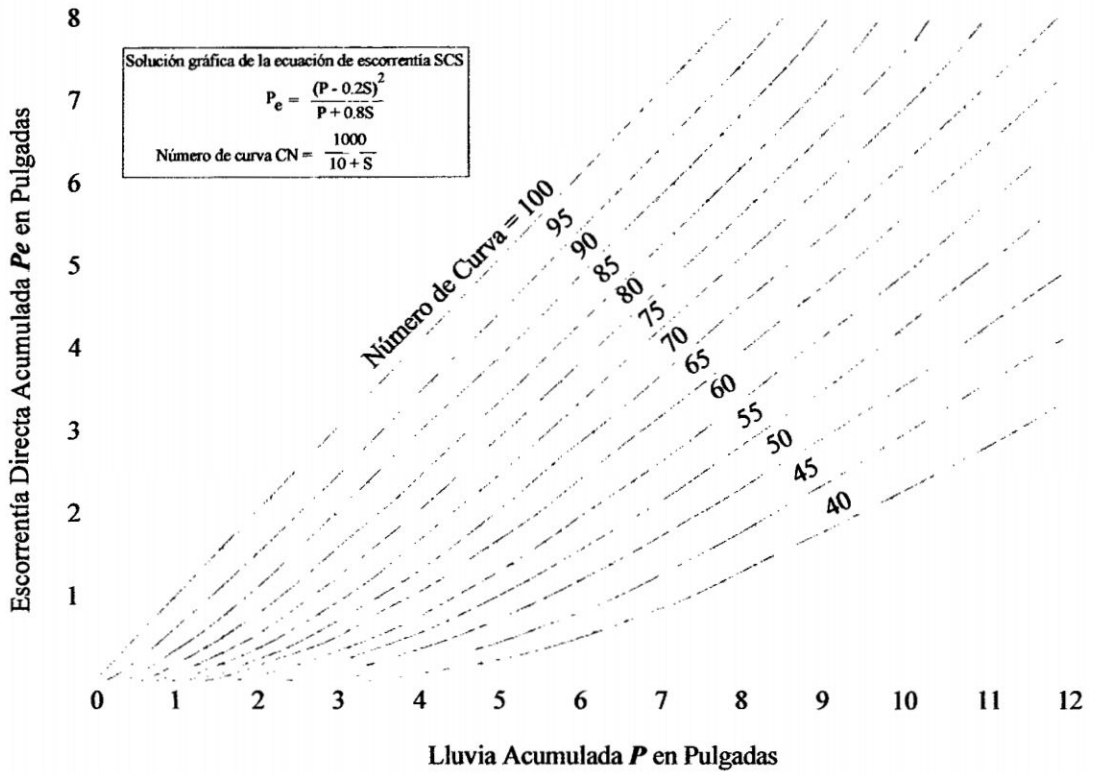


Figura N° 2.6: Solución de las Ecuaciones de Escorrentía del SCS.
Fuente: Soil Conservation Service, 1972

El Número de Curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (\text{Sistema de Pies y Pulgadas})$$

Donde

S está en pulgadas.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (\text{Sistema Métrico "SI"}) \tag{2.16}$$

Donde

S está en milímetros

Los números de curva que se muestran en la figura N° 2.6 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:

$$CN(I) = \frac{4.2 * CN(II)}{10 - 0.058 * CN(II)} \quad (2.17)$$

$$CN(III) = \frac{25 * CN(II)}{10 + 0.13 * CN(II)} \quad (2.18)$$

En la Tabla N° 2.1 se muestra el rango para las condiciones antecedentes de humedad para cada clase.

Tabla N° 2.1 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° 2.2. Para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de la tierra, se puede calcular un CN compuesto:

Tabla N° 2.2 Números de Curva para uso selectos de tierra agrícola, sub urbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II $I_a = 0.2 \cdot S$)

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 % impemeables)	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– Runoff curve numbers for urban areas

b. 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 (2.14), (2.15) y resolviendo para F_a :

$$F_a = \frac{S(P - I_a)}{P - I_a + S} \quad P \geq I_a \quad (2.19)$$

Diferenciando, y notando que I_a y S son constantes:

$$\frac{dF_a}{dt} = \frac{S^2(dP/dt)}{(P - I_a + S)^2} \quad (2.20)$$

A medida que $P \rightarrow \infty$, $(dFa/dt) \rightarrow 0$ 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 se incrementa.

2.7 TRÁNSITO EN CANALES.

Para el Tránsito Hidrológico a través de Canales de las sub cuencas se utilizó el modelo de Onda Cinemática, ya que este modelo resulta ser más comprensible y que da resultados más confiables. También se escogió el modelo por que la estimación de sus parámetros están al alcance y que podemos encontrar sin la necesidad de hacer un estudio previo, y los resultados obtenidos son más cercanos a la realidad.

2.7.1 Modelo de Onda Cinemática.

Para el transito en canales se utiliza la metodología de onda cinemática, cuya formulación matemática se obtiene a partir de la Figura N° 2.7

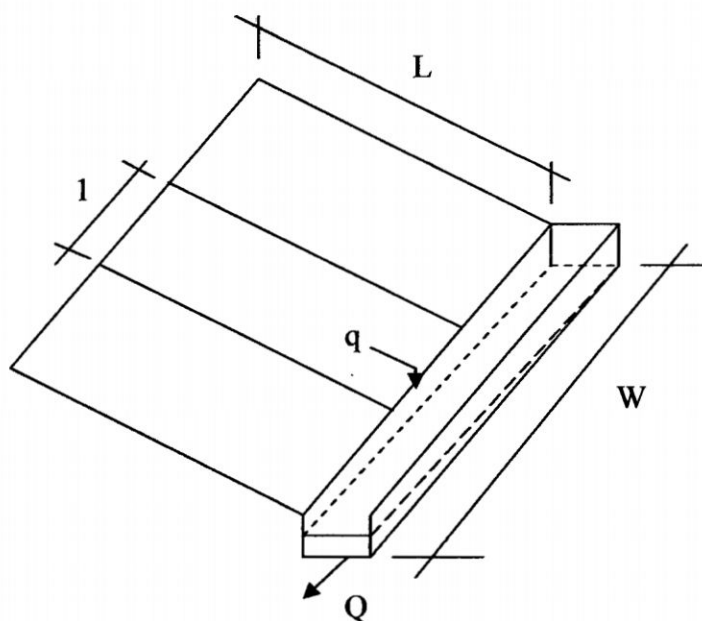


Figura N° 2.7 Esquema de planos inclinados para simular la escorrentía sobre la superficie de una cuenca.

Ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial q}{\partial y} + \frac{\partial y}{\partial t} = i - f \quad (2.21)$$

Ecuación de cantidad de movimiento:

$$q = \frac{y^{5/3} S_0^{1/2}}{n} \quad (2.22)$$

Donde:

n: coeficiente de rugosidad.

S_0 : Pendiente.

i: intensidad de lluvia.

f: tasa de infiltración.

q: caudal unitario.

y: tirante del flujo.

La solución matemática de las dos ecuaciones anteriores se realiza mediante la técnica numérica de diferencias finitas, como se muestra en la figura N° 2.8

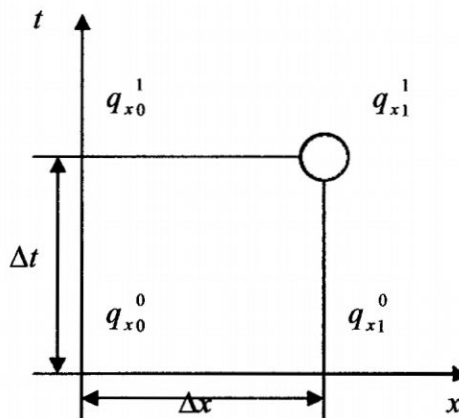


Figura N° 2.8 Esquema de solución de diferencias finitas.

Fuente: Soil Conservation Service, 1972

y la ecuación recursiva que a continuación se escribe:

$$\frac{q_{x1}^1 - q_{x1}^0}{\Delta t} + \left(\frac{5}{3} q_{x1}^{12/5} \cdot S_0^{3/10} \cdot n^{-3/5} \right) \frac{q_{x1}^1 - q_{x0}^1}{\Delta x} = \left(\frac{5}{3} q_{x1}^{12/5} \cdot S_0^{3/10} \cdot n^{-3/5} \right) (i - f) \quad (2.23)$$

Resolviendo esta ecuación para cada punto de cálculo, obtenemos la evolución de los caudales en el tiempo y en el espacio, para los hidrogramas de máximas avenidas transitados desde aguas arriba de la cuenca del Río Pichari.

Los índices de la aproximación se refieren a posiciones sobre una rejilla espacio-tiempo, mostrado en la Figura N° 2.9. Aquella rejilla proporciona un modo conveniente de visualizar la manera en la cual el esquema de solución, soluciona para los valores desconocidos de Q en varios tiempos y ubicaciones. El índice i + 1 indica la ubicación actual en cual Q debe ser encontrado a lo largo de la longitud, L, del canal o por plano de flujo por tierra. El índice j + 1 indica el paso de tiempo actual del esquema de solución. Los índices i, y j indican, respectivamente, posiciones y tiempos movidos un valor Δx y Δt de la ubicación actual y el tiempo en el esquema de la solución.

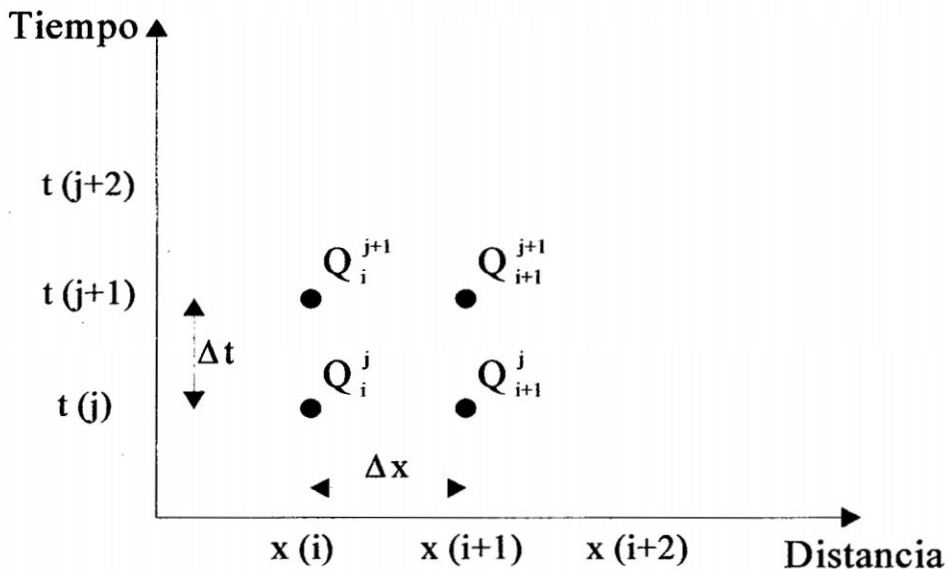


Figura N° 2.9 Rejilla de espacio-tiempo del método de diferencias finitas.

Fuente: Soil Conservation Service, 1972

2.8 DETERMINACIÓN DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO.

El hidrograma unitario es un modelo empírico de mayor uso en el estudio hidrológico de cuencas naturales, normalmente usado en relación al escurrimiento directo del exceso de precipitación que inicialmente fue propuesto por Sherman en 1932.

Sherman clasificó la escorrentía total en escorrentía directa o superficial y en escorrentía subterránea o flujo base, pero para definir el HU sólo usa la primera.

El HU se define como aquél proveniente de la aplicación de una unidad (1mm) de precipitación efectiva (exceso de lluvia), generado uniformemente sobre el área de toda la cuenca a una tasa constante a lo largo de una duración efectiva. Para ilustrar este concepto se muestra la figura N° 2.10

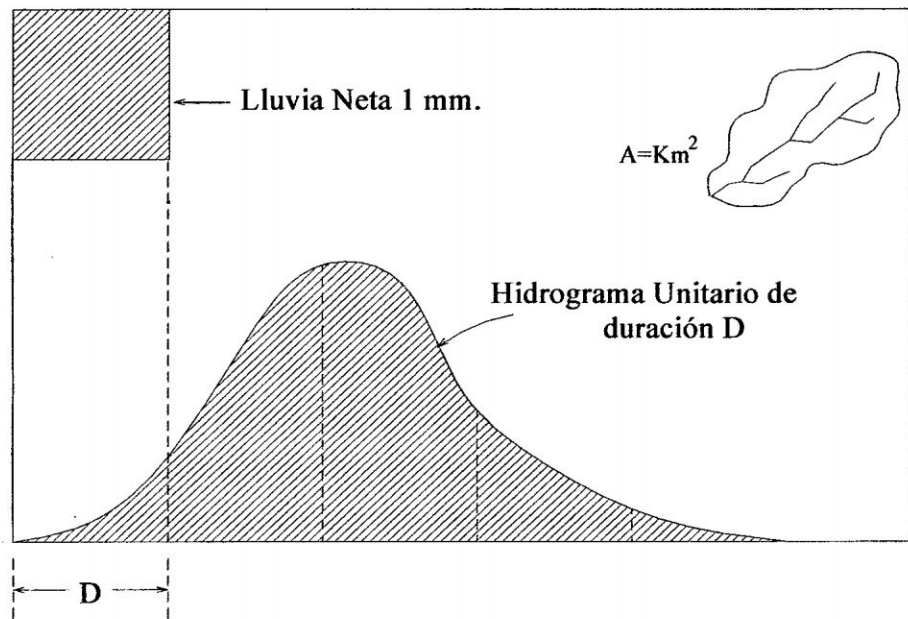


Figura N° 2.10. Hidrograma Unitario

Fuente: Ven Te Chow 1994

La ecuación de convolución discreta (2.24), permite el cálculo de la escorrentía directa Q_n dado en un exceso de lluvia P_m y el hidrograma unitario U_{n-m+1} .

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad (2.24)$$

Donde:

Q_n : ordenada del hidrograma de tormenta en el tiempo $n\Delta t$.

P_m : profundidad de exceso de lluvia en un intervalo de tiempo $m\Delta t$ a $(m+1)\Delta t$.

M : número total de pulsos de lluvia discreta.

U_{n-m+1} : HU ordenado de tiempo $(n-m+1)\Delta t$.

Q_n y P_m son expresiones de tasa de flujo y profundidad respectivamente, y U_{n-m+1} tiene dimensiones de tasa de flujo por unidad de profundidad.

El uso de esta ecuación requiere asunciones implícitas:

- El exceso de precipitación es distribuido espacialmente uniforme, con intensidad
- Constante a lo largo de un intervalo de tiempo Δt . (ver figura N° 2.11).
- Linealidad en la respuesta. Si un hidrograma H es la respuesta en caudal a una lluvia I_1 , para una lluvia doble, igual a $2 I_1$, la respuesta en caudal de la cuenca es $2H$. (ver figura N° 2.11).
- Aditividad de la respuesta, la respuesta de un suceso de lluvia I_1 más I_2 , es igual a calcular primero la respuesta en caudal ante una lluvia I_1 , después la respuesta en caudal ante la lluvia I_2 , y al final sumar los dos hidrogramas de respuesta. De acuerdo con esta asunción, el HU constituye un sistema lineal, por lo que se puede aplicar el principio de superposición, como se ilustra en la Figura N° 2.12, este principio es básico para la construcción y uso del HU, ya que es casi imposible encontrar en la práctica una tormenta uniforme de 1 mm de lluvia efectiva.

- Se asume exceso de precipitación de duración igual para producir hidrogramas con el tiempo base indiferente de la intensidad de la precipitación.

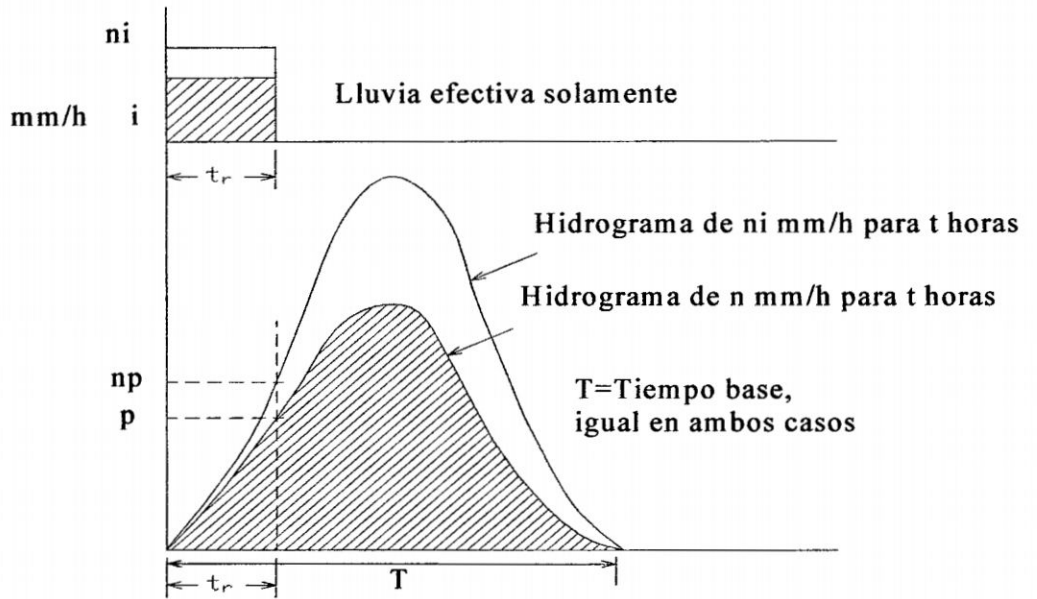


Figura N° 2.11. Principio de proporcionalidad del HU

Fuente: Ven Te Chow 1994

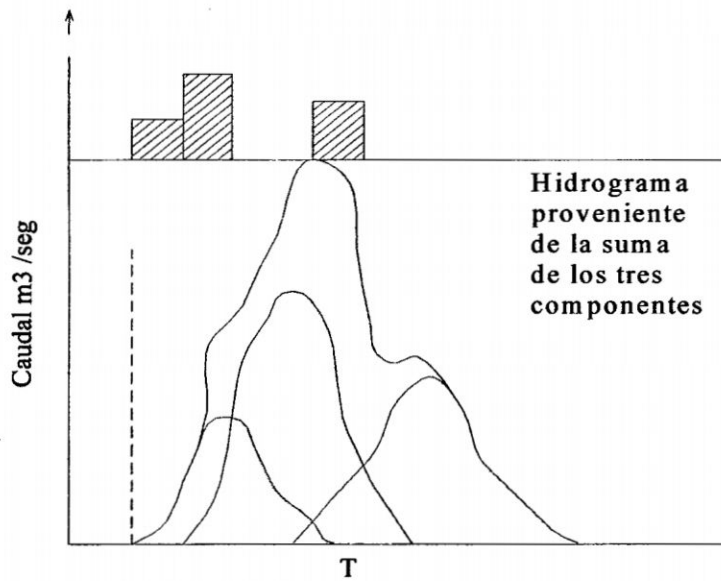


Figura N° 2.12. Principio de Superposición del HU

Fuente: Ven Te Chow 1994

Para la determinación del hidrograma unitario se hace uso de la formulación propuesta por el USDA NRCS de los EEUU, el mismo que propone lo siguiente:

- Tiempo de retraso: $t_p = 0.6t_c$ (2.25)

- Tiempo al pico: $T_p = \frac{\Delta t}{2} + t_p$ (2.26)

- Caudal pico: $q_p = \frac{2.08A}{T_p}$; A: (km²), T_p : hrs, q_p : (m³/s/cm) (2.27)

Donde:

t_c : Tiempo de concentración,

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

2.8.1 Desarrollo del Hidrograma Unitario: Método Directo

Para el desarrollo de un HU por el método directo, se requiere tener una cuenca instrumentada con registros de precipitaciones y caudales a la salida, y un adecuado conjunto de datos de precipitación – escorren.

2.8.2 Desarrollo del Hidrograma Unitario: Método Indirecto

En ausencia de datos de precipitación-escorrentía, se pueden obtener los HU por medios sintéticos, es decir; siguiendo una fórmula establecida sin necesidad de análisis para precipitación-escorrentía.

El desarrollo del hidrograma unitario sintético se basa en el siguiente principio: Si se conoce el volumen bajo el hidrograma (volumen = área de la cuenca multiplicada por una unidad de profundidad de escorrentía), el caudal pico puede ser calculado asumiendo una cierta forma del HU. Por ejemplo, asumiendo la forma triangular del HU:

$$V_{HU} = \frac{Q_p T_{bt}}{2} = A x 1 \quad (2.28)$$

$$Q_p = \frac{2A}{T_{bt}} \quad (2.29)$$

Donde:

- V_{HU} : volumen bajo el HU triangular.
- Q_p : caudal pico.
- T_{bt} : tiempo base del HU triangular.
- A : área de drenaje de la cuenca.
- 1 : unidad de profundidad de escorrentía.

Los métodos de hidrogramas unitarios sintéticos generalmente relacionan el tiempo base con el tiempo de retardo de la cuenca; éste último está relacionado con el tiempo de respuesta de la cuenca, incluyendo sus características tales como la forma, la longitud y la pendiente.

a. Modelo del Hidrograma Unitario del SCS

Este es un hidrograma sintético adimensional desarrollado por Víctor Mockus, en base a numerosos hidrogramas unitarios naturales con un rango amplio de tamaños de cuencas y ubicaciones geográficas de aplicación en todo el mundo y en cuencas medianas.

A diferencia del método de Snyder, el método SCS. Considera una razón constante de tiempo base actual al tiempo pico, además del uso de la función del hidrograma adimensional proporciona una forma estándar del HU.

El dimensionamiento del HU se muestra en la Figura 2.13 el cual expresa la descarga del HU, Q_t , como una proporción de la descarga del pico del HU, Q_p , para un tiempo t , una fracción de T_p , tiempo de ocurrencia del pico del HU.

La investigación realizada por el SCS 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 (ó 1 pulg). El pico del HU y tiempo pico del HU están relacionados:

$$Q_p = C \frac{A}{T_p} \quad (2.30)$$

Donde:

A = área de la cuenca.

C = constante de conversión (2.08 en el Sistema Internacional y 483.4 en el sistema ingles).

El tiempo de ocurrencia del pico (también conocido como el tiempo de levantamiento), se relaciona a la duración de la unidad de exceso de precipitación como:

$$T_p = \frac{\Delta t}{2} + t_{lag} \quad (2.31)$$

Donde:

Δt = duración del exceso de precipitación.

t_{lag} = retardo de la cuenca.

163512

Cuando el tiempo de retardo es especificado, se utiliza la Ecuación 2.30 para encontrar el tiempo de ocurrencia del pico del HU, y la Ecuación 2.31 para encontrar el pico del HU. Con Q_p y T_p conocido, el HU puede encontrarse de las formas dimensionales, por la multiplicación.

Esta técnica de los hidrogramas sintéticos, solamente son validas para considerar los hidrogramas producidos por precipitaciones cortas y homogéneas.

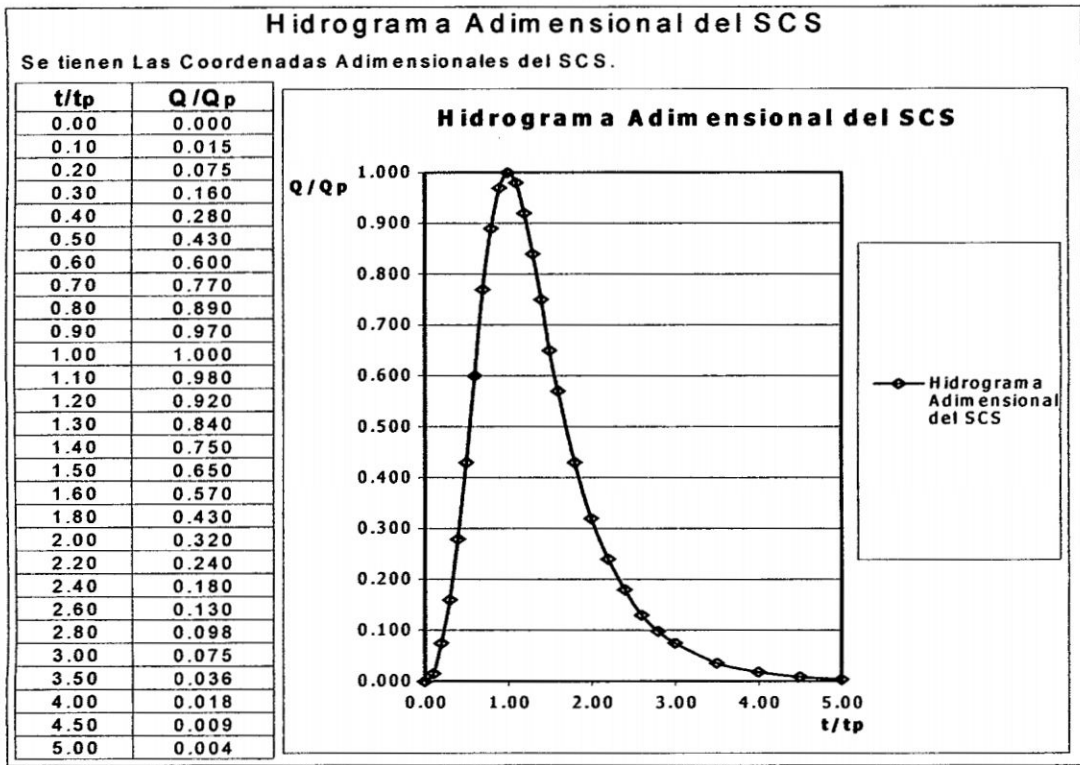


Figura N° 2.13 Coordenadas y el Hidrograma Adimensional del SCS.

Fuente: Ven Te Chow 1994

b. Parámetros del HU del SCS.

El retardo del HU del SCS puede estimarse vía calibración para las entradas de agua en las subcuencas.

El SCS sugiere que el tiempo de retardo del HU, t_{lag} , se relaciona con el tiempo de concentración, t_c , como:

$$t_{lag} = 0.6t_c$$

2.9 CÁLCULO DEL HIDROGRAMA DE MÁXIMAS AVENIDAS.

La ecuación de convolución discreta (2.32), permite el cálculo de la escorrentía directa Q_n dado en un exceso de lluvia P_m y el hidrograma unitario U_{n-m+1} .

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \tag{2.32}$$

$$Q_1 = P_1 U_1$$

$$Q_2 = P_2 U_1 + P_1 U_2$$

$$Q_3 = P_3 U_1 + P_2 U_2 + P_1 U_3$$

...

$$Q_M = P_M U_1 + P_{M-1} U_2 + \dots + P_1 U_M$$

$$Q_{M+1} = 0 + P_M U_2 + \dots + P_2 U_M + P_1 U_{M+1}$$

...

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

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

Donde:

Q_n : ordenada del hidrograma de tormenta en el tiempo $n\Delta t$.

P_m : profundidad de exceso de lluvia en un intervalo de tiempo $m\Delta t$ a $(m+1)\Delta t$.

M : número total de pulsos de lluvia discreta.

U_{n-m+1} : HU ordenado de tiempo $(n-m+1)\Delta t$.

Q_n y P_m son expresiones de tasa de flujo y profundidad respectivamente,

U_{n-m+1} tiene dimensiones de tasa de flujo por unidad de profundidad.

El uso de esta ecuación requiere asunciones implícitas:

El exceso de precipitación es distribuido espacialmente uniforme, con intensidad constante a lo largo de un intervalo de tiempo Δt . (Ver figura N° 2.13).

Linealidad en la respuesta. Si un hidrograma H es la respuesta en caudal a una lluvia I_1 , para una lluvia doble, igual a $2 I_1$, la respuesta en caudal de la cuenca es $2H$. (ver. figura N° 2.13).

Aditividad de la respuesta, la respuesta de un suceso de lluvia I_1 más I_2 , es igual a calcular primero la respuesta en caudal ante una lluvia I_1 , después la respuesta en caudal ante la lluvia I_2 , y al final sumar los dos hidrogramas de respuesta. De acuerdo con esta asunción, el HU constituye un sistema lineal, por lo que se puede aplicar el principio de superposición, este principio es básico para la construcción y uso del HU, ya que es casi imposible encontrar en la práctica una tormenta uniforme de 1 mm de lluvia efectiva.

Se asume exceso de precipitación de duración igual para producir hidrogramas con el tiempo base indiferente de la intensidad de la precipitación.

2.10 SIMULACIÓN HIDROLÓGICA MEDIANTE EL PROGRAMA HEC-HMS V-3.1.0

El modelo Hec-Hms: Hydrologic Engineering Center (HEC), Hydrologic Modeling System (HMS) es un modelo hidrológico de eventos desarrollado por el US Army Corp of Engineers de los Estados Unidos.

El HMS ha sido diseñado para simular el proceso de precipitación esorrentía de cuencas con drenaje dendrítico (ramificado). Estudia desde la disponibilidad de agua y problemas de inundaciones para grandes cuencas hasta el drenaje urbano de pequeñas áreas. Los hidrogramas producidos pueden ser utilizados directamente para el estudio de problemas relacionados con disponibilidad de agua, drenaje urbano, predicción de inundaciones, impacto de urbanización futura, diseño de aliviaderos para represas, reducción de daños por inundaciones, legislación sobre planicies de inundación y operación de sistemas.

El programa contiene una plataforma de trabajo integral que comprende una base de datos, facilidades para entrada de datos, herramientas computacionales y de

presentación de resultados. La interface gráfica permite el acceso a los diferentes componentes del modelo para su utilización y cambio de parámetros.

Los resultados e hidrogramas producidos se almacenarán en una base de datos, donde serán utilizados por el Hec – Ras y realizar los estudios de:

- Predicción del Flujo,
- Disponibilidad de agua o reducción de daños en las diferentes avenidas,
- Operación del sistema.

2.11 APLICACIÓN PRÁCTICA A LA CUENCA EN ESTUDIO.

2.11.1 Introducción.

La zona de estudio que contempla la cuenca del Río Pichari, hasta el punto de aforo: inicio de la defensa ribereña para la ciudad de Pichari ubicada a 2140 m aguas arriba del Río Apurímac, no cuenta con ninguna estación de registro de precipitación, a nivel pluviométrico ni mucho menos pluviográfico, tampoco registro de caudales en alguna estación hidrométrica en el Río Pichari, por lo que se optó por la utilización de la técnica del IILA – SENAMHI – UNI, a partir del cual podrá obtenerse los hidrogramas de precipitación total, mediante el método de bloques alternos, considerando para ello los parámetros regionales de la zona de estudio para cada una de las 07 subcuencas de drenaje consideradas dentro de la cuenca de estudio. Así mismo será necesario el cálculo de las abstracciones mediante la metodología del número de curva para finalmente obtener el hidrograma de precipitación de exceso, el mismo que combinado con el hidrograma unitario obtenido mediante la metodología del USDA NRCS, mediante el método de convolución directa nos permitirá obtener

los hidrogramas de máximas avenidas para diferentes periodos de retorno, en cada una de las 07 subcuencas de drenaje, así como en el punto de aforo.

2.11.2 Estudios complementarios.

Los estudios complementarios para el estudio hidrológico son los que a continuación se indican:

- Reconocimiento del ámbito del proyecto.
- Recopilación de cartografía de la zona de estudio.
- Recolección de información pluviométrica e hidrométrica.

2.11.3 Información de la cuenca principal.

La cuenca en estudio contempla como cauce principal al Río Pichari, afluente del Río Apurimac, como se muestra en el plano C-01.

Así mismo la cuenca principal se ha subdividido en 07 subcuencas de drenaje y tres canales de tránsito de avenidas, como se muestran en el plano C-02. Además se presentan 03 planos adicionales C-01, C-03, C-04, donde se muestran la cartografía, la relación área – altitud, y la fisiografía de la cuenca del Río Pichari obtenida del Google Earth, respectivamente, que permitirá posteriormente determinar la curva hipsométrica de la cuenca principal, características inherentes a la morfología de la misma, los números de curva de cada una de las subcuencas y características de cada uno de los canales en estudio de la cuenca del Río Pichari. La cuenca del Río Pichari es de orden 4, según el criterio utilizado por Horton (Hidrología Aplicada – Ven Te Chow).

Para la delimitación de la cuenca principal del Río Pichari se hizo necesario la utilización de la Carta Nacional que contempla el área y punto de aforo (inicio de la

defensa ribereña) digitalizada en AutoCAD, el mismo que se presenta en el plano C-01 de la cuenca al final del presente estudio.

2.11.4 Geomorfología de la cuenca principal.

2.11.4.1 Cuenca Principal.

El análisis de la cuenca principal, contempla, el Río Pichari, el mismo que se forma superficialmente desde la cota 3700 msnm, hasta la cota 592 msnm, desde donde se inicia el estudio de la defensa ribereña para la ciudad de Pichari. Las características principales de cada una de las subcuencas en estudio como: área, longitud del curso principal, cota más alta, cota más baja y tiempo de concentración son las que se resumen en la Tabla N° 2.3

Tabla N° 2.3 Características principales de cada una de las subcuencas.

Denominación	Área (Km2)	Longitud del curso principal (m)	Cota más alta (msnm)	Cota más baja (msnm)	Tiempo de concentración (min)
Subcuenca 01	20.86	5890.856	820	580	53.48
Subcuenca 02	36.78	8365.033	1240	820	64.64
Subcuenca 03	42.00	7653.052	2580	820	33.60
Subcuenca 04	33.29	9269.903	3250	1240	39.84
Subcuenca 05	41.68	8029.046	1725	1240	58.33
Subcuenca 06	121.89	14876.577	3700	1725	69.26
Subcuenca 07	61.75	10249.738	3600	1725	45.95

Fuente: Elaboración propia 2010

Los tiempos de concentración de la Tabla N° 2.3, fueron obtenidos teniendo en cuenta la formula de Kirpich:

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (2.33)$$

Donde:

L: longitud del curso principal (m)

H : diferencia de alturas entre la cota más alta y la cota más baja (m), del cauce principal de cada una de las subcuencas en estudio.

En el plano C-01, se presenta en forma completa la delimitación de la cuenca del Río Pichari, hasta el punto de aforo donde se ubica el inicio de la defensa ribereña.

2.11.4.2 Análisis de la cuenca Rio Pichari.

a. Características topográficas de la cuenca:

Tabla N° 2.4 características topográficas de la cuenca

Cotas	Área M ²	Área en Km ²
600-1450	41251293.970	41.251
1450-1800	29505785.780	29.506
1800-2100	33164087.800	33.164
2100-2350	33577751.630	33.578
2350-2600	36281241.190	36.281
2600-2900	49066233.420	49.066
2900-3150	41069252.910	41.069
3150-3450	40694702.960	40.695
3450-3700	27694943.520	27.695
3700-4150	25948571.680	25.949
TOTAL	358253864.860	358.254

RESUMEN	
perímetro total (km)	98.012
área total (km ²)	358.254

Fuente: Elaboración propia 2010

b. Altitud media.

$$Em = 2550.490$$

c. Cálculos previos para la obtención de la curva hipsométrica.

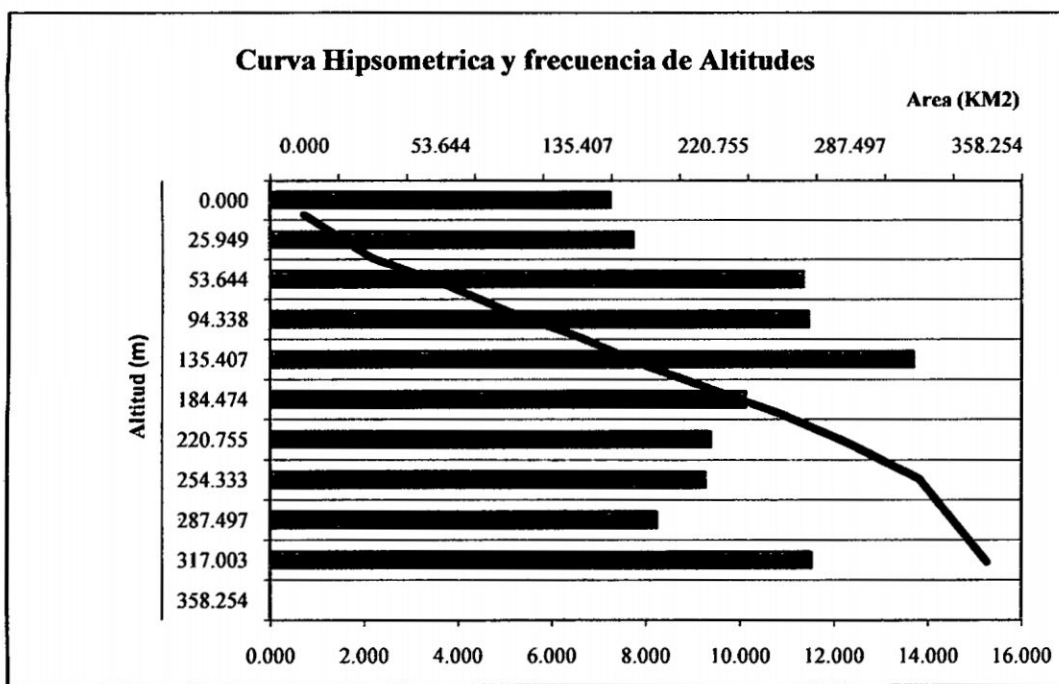
Tabla N° 2.5 determinación de la curva hipsométrica.

Altitud (msnm)	Áreas parciales (km ²)	Áreas Acumuladas (km ²)	Áreas que quedan sobre altitudes (km ²)	% Total	% total que queda sobre la altitud
600.000	0.000	0.000	358.254	0.000	100.000
1450.000	41.251	41.251	317.003	11.515	88.485
1800.000	29.506	70.757	287.497	8.236	80.249
2100.000	33.164	103.921	254.333	9.257	70.992
2350.000	33.578	137.499	220.755	9.373	61.620
2600.000	36.281	173.780	184.474	10.127	51.492
2900.000	49.066	222.846	135.407	13.696	37.797
3150.000	41.069	263.916	94.338	11.464	26.333
3450.000	40.695	304.610	53.644	11.359	14.974
3700.000	27.695	332.305	25.949	7.731	7.243
4150.000	25.949	358.254	0.000	7.243	0.000
	358.254			100.000	

Fuente: Elaboración propia 2010

d. Figura curva hipsométrica y polígono de frecuencia de altitudes.

Figura N° 2.14 Curva hipsométrica y polígono de frecuencia



e. Cálculo del índice de compacidad.

$$k = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

k= 1.450

f. Cálculo del factor de forma.

B= 20016.61

Ancho promedio de la cuenca: (ver plano cartográfico)

L= 29592.02

Longitud promedio de la cuenca: (ver plano cartográfico)

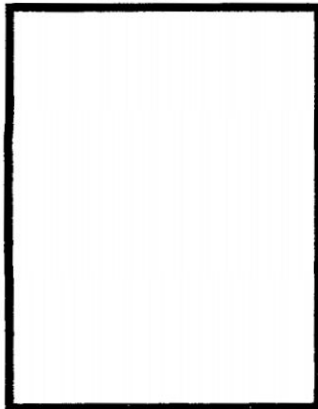
$$f = \frac{A}{L^2} \frac{592331923.5}{875687647.7}$$

f= 0.676

g. Rectángulo equivalente de la cuenca.

$$I = \frac{Kx\sqrt{A}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K} \right)^2} \right)$$

I = 8942.02 m



$$L = \frac{Kx\sqrt{A}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K} \right)^2} \right)$$

L=40064.10 m

Figura N° 2.15 Rectángulo equivalente

h. Densidad de drenaje de la cuenca.

$$Dd = \frac{L}{A}$$

L: Longitud de las corrientes de agua

A: Area de la cuenca

Dd = 0.535

i. Pendiente del cauce principal.

Formula de Taylor-Schwarz

$$S = \left[\frac{L}{\sum \left(\frac{l_i}{S_i} \right)} \right]^2$$

L.- Longitud total del cauce
 li.- Longitud del segmento
 Si.- pendiente del segmento
 S.- pendiente del cauce en estudio

S = 0.0632

j. Perfil longitudinal del cauce principal.

Tabla N° 2.6 tabulación para el perfil longitudinal

longitud de cauce	altitud
0.00	800.000
5.51	1000.000
10.65	1200.000
14.06	1400.000
17.17	1600.000
20.78	1800.000
23.23	2000.000
26.28	2200.000
28.12	2400.000
29.15	2600.000
30.55	2800.000
32.06	3000.000
33.66	3200.000
35.51	3400.000
37.16	3600.000

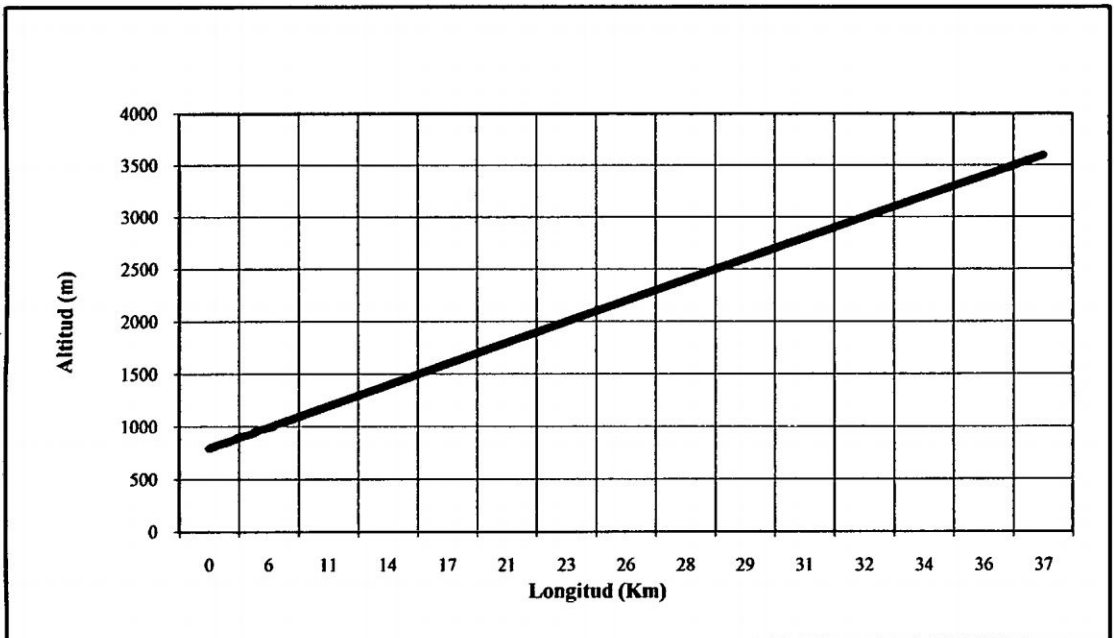


Figura N° 2.16 Perfil longitudinal del curso principal.

2.11.5 Información hidrometeorológica de la zona de estudio.

No existe información hidrometeorológica en la zona de estudio, es por esta razón que se optó por trabajar con la técnica del IILA SENAMHI UNI, el mismo que permitirá generar en primer término los hietogramas de precipitación total de diseño para cada una de las 07 subcuencas en estudio, para una duración de 24 horas, típica en una zona de Selva, como es para el caso de la ciudad de Pichari, a partir del cual se podrá obtener finalmente los hidrogramas de máximas avenidas para diferentes periodos de retorno.

2.11.6 Información hidrométrica en la zona de estudio.

No se registraron información correspondiente a caudales en la zona de estudio correspondiente al Río Pichari.

2.11.7 Determinación del caudal de máximas avenidas para la cuenca principal.

- Primero se determinará los hietogramas de precipitación total a partir de las ecuaciones del IILA SENAMHI UNI para una duración de 24 horas con un intervalo de tiempo de 1 hora, y el método de bloques alternos propuesto por Ven Te Chow para los periodos de retorno de 10, 15, 20, 50, 100, 200, 500 y 1000 años.

La ecuación a utilizar es:

$$I_{t,T_r} = a(1 + K \log T_r)t^{n-1}$$

Para duraciones entre 3 y 24 horas.

Para la cuenca hidrográfica que contempla el Río Pichari, y cada una de las 07 subcuencas de estudio, se resume los valores de los parámetros a utilizar en la fórmula del IILA - SENAMHI – UNI, en la Tabla N° 2.7

Tabla N° 2.7 Parámetros para la formula IILA - SENAMHI – UNI

Descripción	Parámetros IILA – SENAMHI – UNI – Region 123 ₃			
	Y (msnm)	$a = 37.85 - 0.0083Y$	K	n
Subcuenca 01	700	32.04	0.553	0.405
Subcuenca 02	1000	29.55	0.553	0.405
Subcuenca 03	2200	19.59	0.553	0.405
Subcuenca 04	2600	16.27	0.553	0.405
Subcuenca 05	1600	24.57	0.553	0.405
Subcuenca 06	2850	14.195	0.553	0.405
Subcuenca 07	2800	14.61	0.553	0.405

Fuente: Elaboración propia 2010

En la tabla N° 2.8, se muestran los resultados para las intensidades máximas generadas para periodos de retorno iguales a 10, 15, 20, 50, 100, 200, 500 y 1000 años, para una duración de 24 horas, considerando un intervalo de tiempo de 1 hora, aplicando la ecuación del IILA – SENAMHI – UNI.

2.12 INTENSIDADES MÁXIMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE DISEÑO

FÓRMULA IILA - SENHAMI – UNI

Para duraciones entre 3 y 24 horas

SUBCUENCA 01

Red hidrológica	123 ₃
a	14.61
k	0.553
n	0.405

Tabla N° 2.8 Resultados para las intensidades máximas para diferentes Tr.

D (hr)	Tr (años)							
	10	15	20	50	100	200	500	1000
1.00	18.57	19.74	20.56	23.20	25.19	27.18	29.81	31.80
2.00	13.48	14.32	14.92	16.83	18.28	19.72	21.63	23.08
3.00	10.95	11.64	12.13	13.68	14.86	16.03	17.58	18.76
4.00	9.94	10.57	11.01	12.42	13.49	14.55	15.96	17.03
5.00	8.71	9.25	9.64	10.88	11.81	12.74	13.98	14.91
6.00	7.81	8.30	8.65	9.76	10.60	11.43	12.54	13.38
7.00	7.13	7.58	7.89	8.90	9.67	10.43	11.44	12.20
8.00	6.58	7.00	7.29	8.22	8.93	9.63	10.57	11.27
9.00	6.14	6.52	6.80	7.67	8.32	8.98	9.85	10.51
10.00	5.77	6.13	6.38	7.20	7.82	8.44	9.25	9.87
11.00	5.45	5.79	6.03	6.80	7.39	7.97	8.74	9.33
12.00	5.17	5.50	5.73	6.46	7.01	7.57	8.30	8.86
13.00	4.93	5.24	5.46	6.16	6.69	7.22	7.92	8.44
14.00	4.72	5.02	5.23	5.89	6.40	6.91	7.57	8.08
15.00	4.53	4.81	5.01	5.66	6.14	6.63	7.27	7.76
16.00	4.36	4.63	4.83	5.44	5.91	6.38	7.00	7.46
17.00	4.20	4.47	4.66	5.25	5.70	6.15	6.75	7.20
18.00	4.06	4.32	4.50	5.08	5.51	5.95	6.52	6.96
19.00	3.94	4.18	4.36	4.91	5.34	5.76	6.32	6.74
20.00	3.82	4.06	4.23	4.77	5.18	5.59	6.13	6.54
21.00	3.71	3.94	4.11	4.63	5.03	5.43	5.95	6.35
22.00	3.61	3.83	3.99	4.50	4.89	5.28	5.79	6.17
23.00	3.51	3.73	3.89	4.39	4.76	5.14	5.64	6.01
24.00	3.42	3.64	3.79	4.28	4.64	5.01	5.50	5.86

Fuente: Elaboración propia

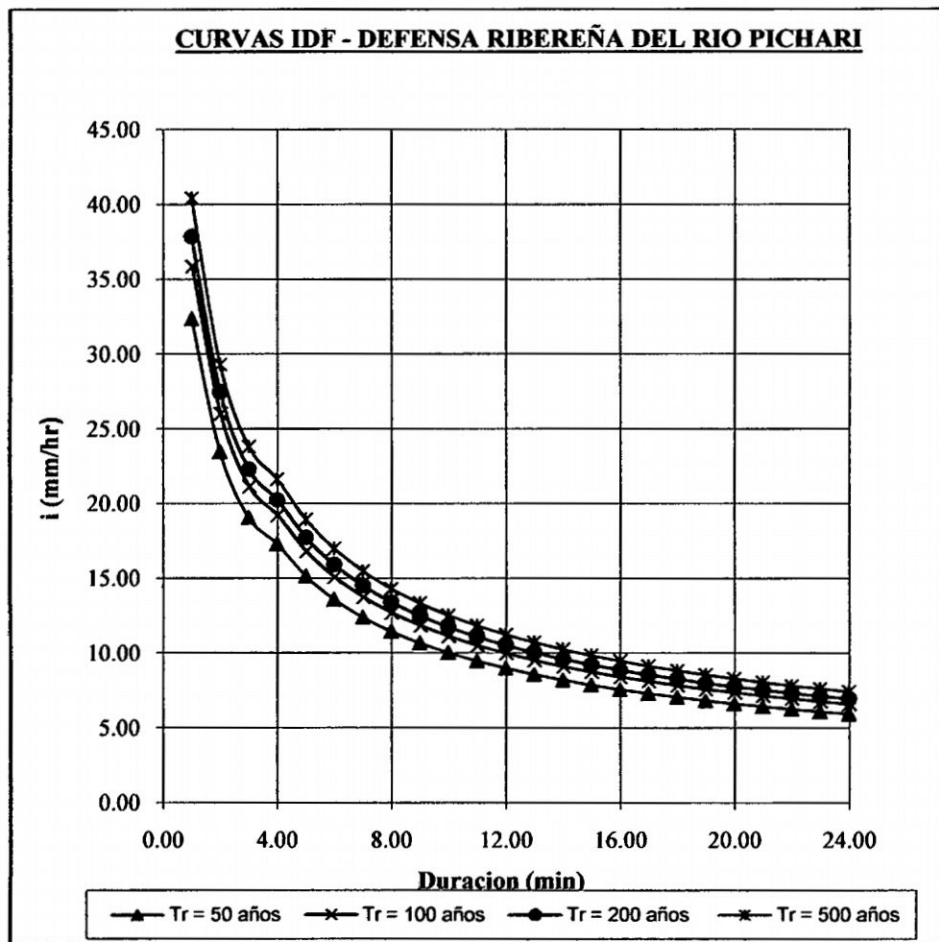


Figura N° 2.17 Curvas IDF del río Pichari

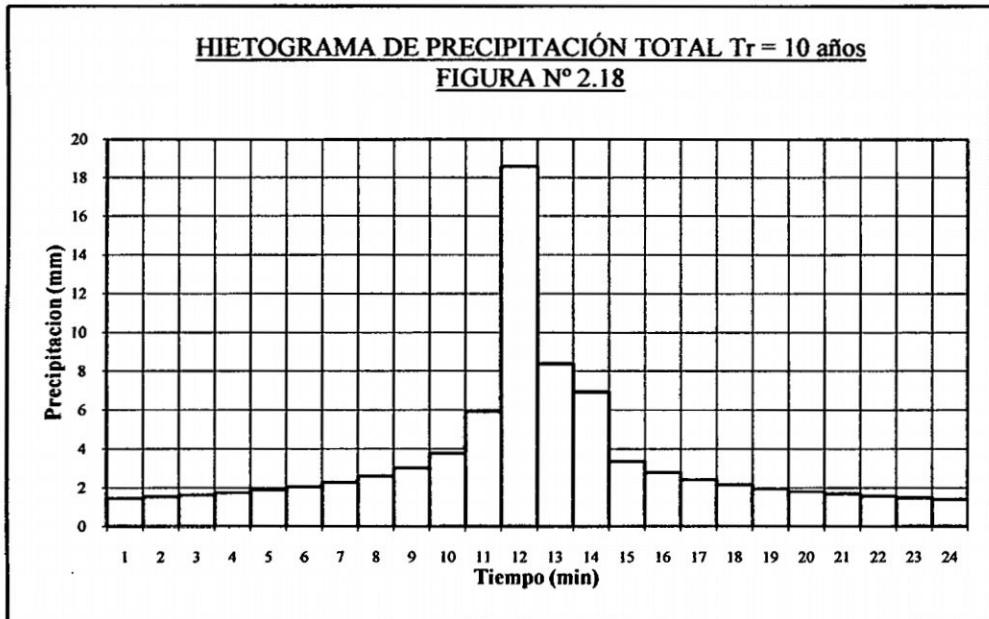
En las Tablas N° 2.9, 2.10, 2.11, 2.12, 2.13, 2.14, 2.15 y 2.16 se muestran los cálculos para la determinación del hietograma de precipitación total, obtenido mediante el método del bloque alterno y en las Figuras N° 2.18, 2.19, 2.20, 2.21, 2.22, 2.23, 2.24 y 2.25 se muestra el hietograma de precipitación total, para los periodos de retorno de 10, 15, 20, 50, 100, 200, 500 y 1000 años, respectivamente, solo para la Subcuenca N° 01, para las demás subcuencas los hietogramas para los periodos de retorno de análisis se muestran en las Tablas N° 2.17, 2.18, 2.19, 2.20, 2.21 y 2.22 donde se presenta el resumen de las restantes 06 subcuencas.

2.13 HIETOGRAMA DE PRECIPITACIÓN TOTAL DE DISEÑO $T_r = 10$ años

Utilizando el método de bloques alternos – Defensa ribereña Rio Pichari

Tabla N° 2.9 Hietograma de precipitación total de diseño $T_r=10$ años

duración (hr)	intensidad (mm/hr)	profundidad acumulada (mm)	profundidad incremental (mm)	tiempo (min)	precipitación (mm)
1	18.57	18.57	18.57	0-1	1.44
2	13.48	26.95	8.38	1-2	1.52
3	10.95	32.86	5.91	2-3	1.62
4	9.94	39.78	6.92	3-4	1.73
5	8.71	43.54	3.76	4-5	1.87
6	7.81	46.88	3.34	5-6	2.05
7	7.13	49.90	3.02	6-7	2.27
8	6.58	52.67	2.77	7-8	2.57
9	6.14	55.24	2.57	8-9	3.02
10	5.77	57.65	2.41	9-10	3.76
11	5.45	59.92	2.27	10-11	5.91
12	5.17	62.07	2.15	11-12	18.57
13	4.93	64.12	2.05	12-13	8.38
14	4.72	66.07	1.95	13-14	6.92
15	4.53	67.94	1.87	14-15	3.34
16	4.36	69.74	1.80	15-16	2.77
17	4.20	71.47	1.73	16-17	2.41
18	4.06	73.15	1.67	17-18	2.15
19	3.94	74.77	1.62	18-19	1.95
20	3.82	76.34	1.57	19-20	1.80
21	3.71	77.86	1.52	20-21	1.67
22	3.61	79.34	1.48	21-22	1.57
23	3.51	80.78	1.44	22-23	1.48
24	3.42	82.19	1.40	23-24	1.40

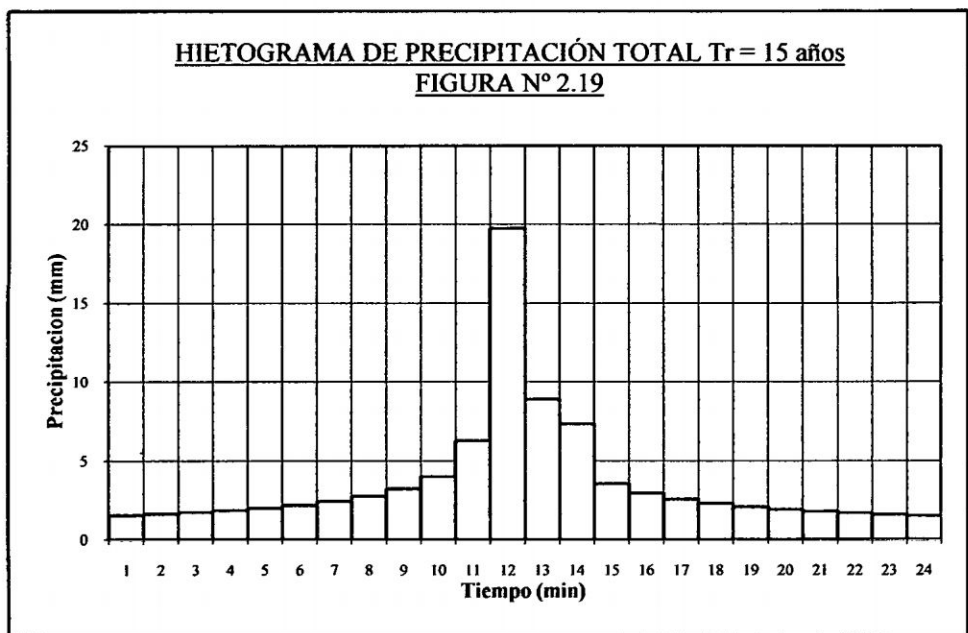


HIETOGRAMA DE PRECIPITACIÓN TOTAL DE DISEÑO $Tr = 15$ años

Utilizando el método de bloques alternos – Defensa ribereña Río Pichari

Tabla N° 2.10 Hietograma de precipitación total de diseño $Tr=15$ años

duración (hr)	intensidad (mm/hr)	profundidad acumulada (mm)	profundidad incremental (mm)	tiempo (min)	precipitación (mm)
1	19.74	19.74	19.74	0-1	1.53
2	14.32	28.64	8.91	1-2	1.62
3	11.64	34.92	6.28	2-3	1.72
4	10.57	42.27	7.35	3-4	1.84
5	9.25	46.27	4.00	4-5	1.99
6	8.30	49.82	3.55	5-6	2.17
7	7.58	53.03	3.21	6-7	2.41
8	7.00	55.97	2.95	7-8	2.73
9	6.52	58.71	2.73	8-9	3.21
10	6.13	61.27	2.56	9-10	4.00
11	5.79	63.68	2.41	10-11	6.28
12	5.50	65.96	2.28	11-12	19.74
13	5.24	68.14	2.17	12-13	8.91
14	5.02	70.21	2.08	13-14	7.35
15	4.81	72.20	1.99	14-15	3.55
16	4.63	74.11	1.91	15-16	2.95
17	4.47	75.96	1.84	16-17	2.56
18	4.32	77.74	1.78	17-18	2.28
19	4.18	79.46	1.72	18-19	2.08
20	4.06	81.12	1.67	19-20	1.91
21	3.94	82.74	1.62	20-21	1.78
22	3.83	84.32	1.57	21-22	1.67
23	3.73	85.85	1.53	22-23	1.57
24	3.64	87.34	1.49	23-24	1.49

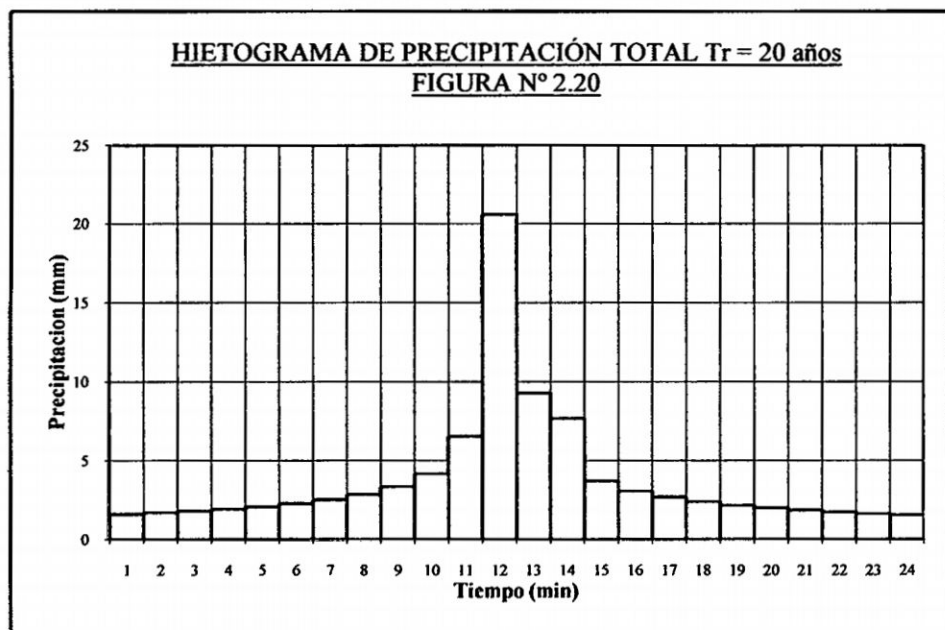


HIETOGRAMA DE PRECIPITACIÓN TOTAL DE DISEÑO $T_r = 20$ años

Utilizando el método de bloques alternos – Defensa ribereña Rio Pichari

Tabla N° 2.11 Hietograma de precipitación total de diseño $T_r=20$ años

duración (hr)	intensidad (mm/hr)	profundidad acumulada (mm)	profundidad incremental (mm)	tiempo (min)	precipitación (mm)
1	20.56	20.56	20.56	0-1	1.60
2	14.92	29.84	9.28	1-2	1.69
3	12.13	36.39	6.54	2-3	1.79
4	11.01	44.04	7.66	3-4	1.92
5	9.64	48.21	4.17	4-5	2.07
6	8.65	51.90	3.69	5-6	2.26
7	7.89	55.25	3.34	6-7	2.51
8	7.29	58.32	3.07	7-8	2.85
9	6.80	61.17	2.85	8-9	3.34
10	6.38	63.83	2.67	9-10	4.17
11	6.03	66.35	2.51	10-11	6.54
12	5.73	68.72	2.38	11-12	20.56
13	5.46	70.99	2.26	12-13	9.28
14	5.23	73.15	2.16	13-14	7.66
15	5.01	75.22	2.07	14-15	3.69
16	4.83	77.22	1.99	15-16	3.07
17	4.66	79.14	1.92	16-17	2.67
18	4.50	80.99	1.85	17-18	2.38
19	4.36	82.78	1.79	18-19	2.16
20	4.23	84.52	1.74	19-20	1.99
21	4.11	86.21	1.69	20-21	1.85
22	3.99	87.85	1.64	21-22	1.74
23	3.89	89.44	1.60	22-23	1.64
24	3.79	91.00	1.56	23-24	1.56

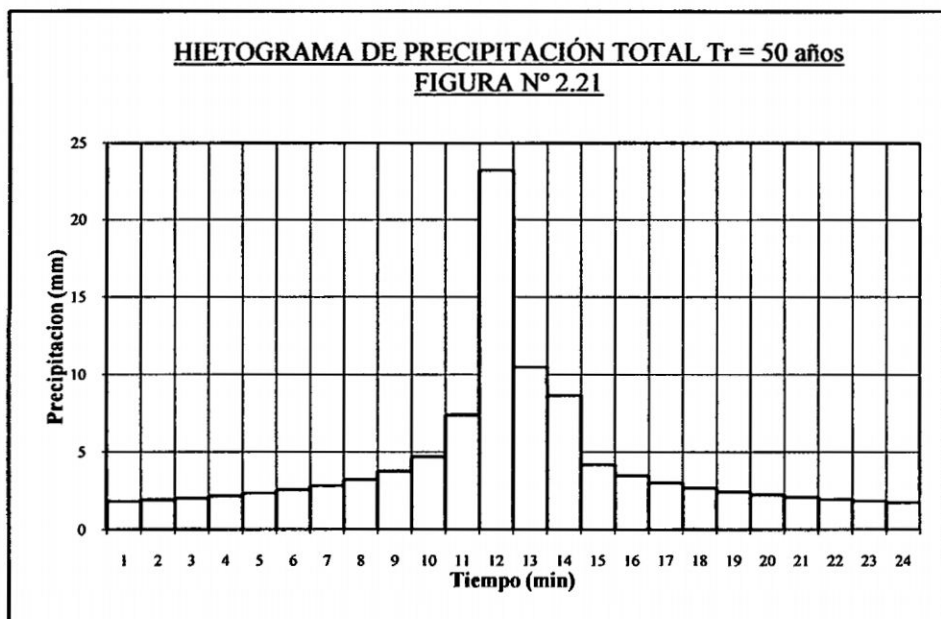


HIETOGRAMA DE PRECIPITACIÓN TOTAL DE DISEÑO $Tr = 50$ años

Utilizando el método de bloques alternos – Defensa ribereña Río Pichari

Tabla N° 2.12 Hietograma de precipitación total de diseño $Tr=50$ años

duración (hr)	intensidad (mm/hr)	profundidad acumulada (mm)	profundidad incremental (mm)	tiempo (min)	precipitación (mm)
1	23.20	23.20	23.20	0-1	1.80
2	16.83	33.66	10.47	1-2	1.90
3	13.68	41.04	7.38	2-3	2.02
4	12.42	49.68	8.64	3-4	2.17
5	10.88	54.38	4.70	4-5	2.34
6	9.76	58.55	4.17	5-6	2.55
7	8.90	62.32	3.77	6-7	2.83
8	8.22	65.78	3.46	7-8	3.21
9	7.67	68.99	3.21	8-9	3.77
10	7.20	72.00	3.01	9-10	4.70
11	6.80	74.84	2.83	10-11	7.38
12	6.46	77.52	2.68	11-12	23.20
13	6.16	80.07	2.55	12-13	10.47
14	5.89	82.51	2.44	13-14	8.64
15	5.66	84.85	2.34	14-15	4.17
16	5.44	87.10	2.25	15-16	3.46
17	5.25	89.26	2.17	16-17	3.01
18	5.08	91.35	2.09	17-18	2.68
19	4.91	93.38	2.02	18-19	2.44
20	4.77	95.34	1.96	19-20	2.25
21	4.63	97.24	1.90	20-21	2.09
22	4.50	99.09	1.85	21-22	1.96
23	4.39	100.89	1.80	22-23	1.85
24	4.28	102.64	1.75	23-24	1.75

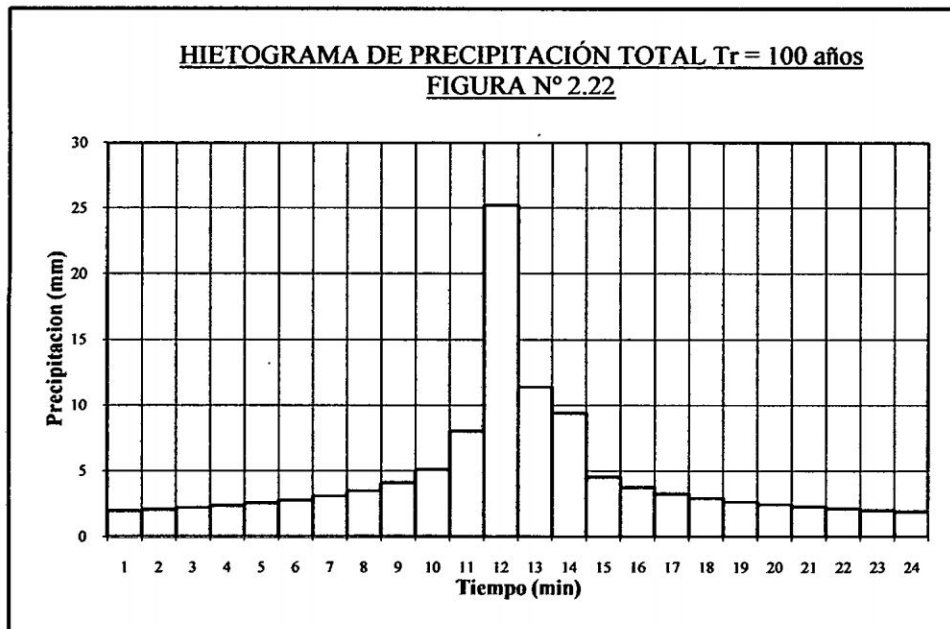


HIETOGRAMA DE PRECIPITACIÓN TOTAL DE DISEÑO $Tr = 100$ años

Utilizando el método de bloques alternos – Defensa ribereña Rio Pichari

Tabla N° 2.13 Hietograma de precipitación total de diseño $Tr=100$ años

duración (hr)	intensidad (mm/hr)	profundidad acumulada (mm)	profundidad incremental (mm)	tiempo (min)	precipitación (mm)
1	25.19	25.19	25.19	0-1	1.95
2	18.28	36.55	11.37	1-2	2.07
3	14.86	44.57	8.01	2-3	2.20
4	13.49	53.94	9.38	3-4	2.35
5	11.81	59.05	5.10	4-5	2.54
6	10.60	63.57	4.52	5-6	2.77
7	9.67	67.67	4.10	6-7	3.08
8	8.93	71.43	3.76	7-8	3.49
9	8.32	74.92	3.49	8-9	4.10
10	7.82	78.18	3.27	9-10	5.10
11	7.39	81.26	3.08	10-11	8.01
12	7.01	84.17	2.91	11-12	25.19
13	6.69	86.95	2.77	12-13	11.37
14	6.40	89.60	2.65	13-14	9.38
15	6.14	92.14	2.54	14-15	4.52
16	5.91	94.58	2.44	15-16	3.76
17	5.70	96.93	2.35	16-17	3.27
18	5.51	99.20	2.27	17-18	2.91
19	5.34	101.39	2.20	18-19	2.65
20	5.18	103.52	2.13	19-20	2.44
21	5.03	105.59	2.07	20-21	2.27
22	4.89	107.59	2.01	21-22	2.13
23	4.76	109.55	1.95	22-23	2.01
24	4.64	111.45	1.90	23-24	1.90

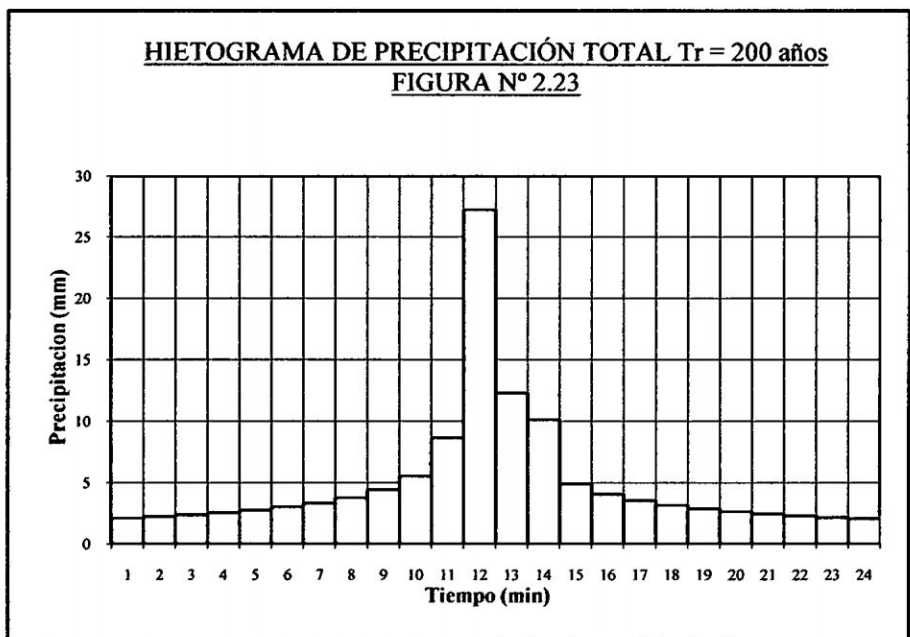


HIETOGRAMA DE PRECIPITACIÓN TOTAL DE DISEÑO $Tr = 200$ años

Utilizando el método de bloques alternos – Defensa ribereña Rio Pichari .

Tabla N° 2.14 Hietograma de precipitación total de diseño $Tr=200$ años

duración (hr)	intensidad (mm/hr)	profundidad acumulada (mm)	profundidad incremental (mm)	tiempo (min)	precipitación (mm)
1	27.18	27.18	27.18	0-1	2.11
2	19.72	39.44	12.26	1-2	2.23
3	16.03	48.09	8.65	2-3	2.37
4	14.55	58.21	10.12	3-4	2.54
5	12.74	63.71	5.51	4-5	2.74
6	11.43	68.60	4.88	5-6	2.99
7	10.43	73.02	4.42	6-7	3.32
8	9.63	77.07	4.06	7-8	3.77
9	8.98	80.84	3.77	8-9	4.42
10	8.44	84.36	3.52	9-10	5.51
11	7.97	87.68	3.32	10-11	8.65
12	7.57	90.83	3.14	11-12	27.18
13	7.22	93.82	2.99	12-13	12.26
14	6.91	96.68	2.86	13-14	10.12
15	6.63	99.42	2.74	14-15	4.88
16	6.38	102.05	2.63	15-16	4.06
17	6.15	104.59	2.54	16-17	3.52
18	5.95	107.04	2.45	17-18	3.14
19	5.76	109.41	2.37	18-19	2.86
20	5.59	111.70	2.30	19-20	2.63
21	5.43	113.93	2.23	20-21	2.45
22	5.28	116.10	2.17	21-22	2.30
23	5.14	118.21	2.11	22-23	2.17
24	5.01	120.26	2.06	23-24	2.06

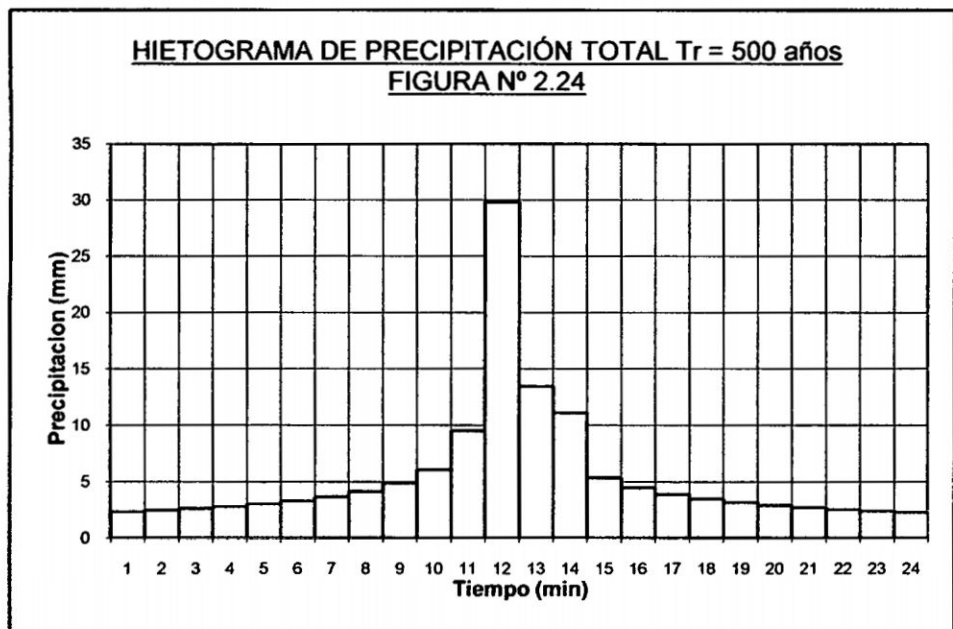


HIETOGRAMA DE PRECIPITACIÓN TOTAL DE DISEÑO $T_r = 500$ años

Utilizando el método de bloques alternos – Defensa ribereña Rio Pichari

Tabla N° 2.15 Hietograma de precipitación total de diseño $T_r=500$ años

duración (hr)	intensidad (mm/hr)	profundidad acumulada (mm)	profundidad incremental (mm)	tiempo (min)	precipitación (mm)
1	29.81	29.81	29.81	0-1	2.31
2	21.63	43.26	13.45	1-2	2.45
3	17.58	52.75	9.48	2-3	2.60
4	15.96	63.84	11.10	3-4	2.78
5	13.98	69.88	6.04	4-5	3.00
6	12.54	75.24	5.36	5-6	3.28
7	11.44	80.09	4.85	6-7	3.64
8	10.57	84.54	4.45	7-8	4.13
9	9.85	88.67	4.13	8-9	4.85
10	9.25	92.53	3.87	9-10	6.04
11	8.74	96.17	3.64	10-11	9.48
12	8.30	99.62	3.45	11-12	29.81
13	7.92	102.91	3.28	12-13	13.45
14	7.57	106.04	3.14	13-14	11.10
15	7.27	109.05	3.00	14-15	5.36
16	7.00	111.93	2.89	15-16	4.45
17	6.75	114.72	2.78	16-17	3.87
18	6.52	117.40	2.69	17-18	3.45
19	6.32	120.00	2.60	18-19	3.14
20	6.13	122.52	2.52	19-20	2.89
21	5.95	124.97	2.45	20-21	2.69
22	5.79	127.34	2.38	21-22	2.52
23	5.64	129.66	2.31	22-23	2.38
24	5.50	131.91	2.25	23-24	2.25

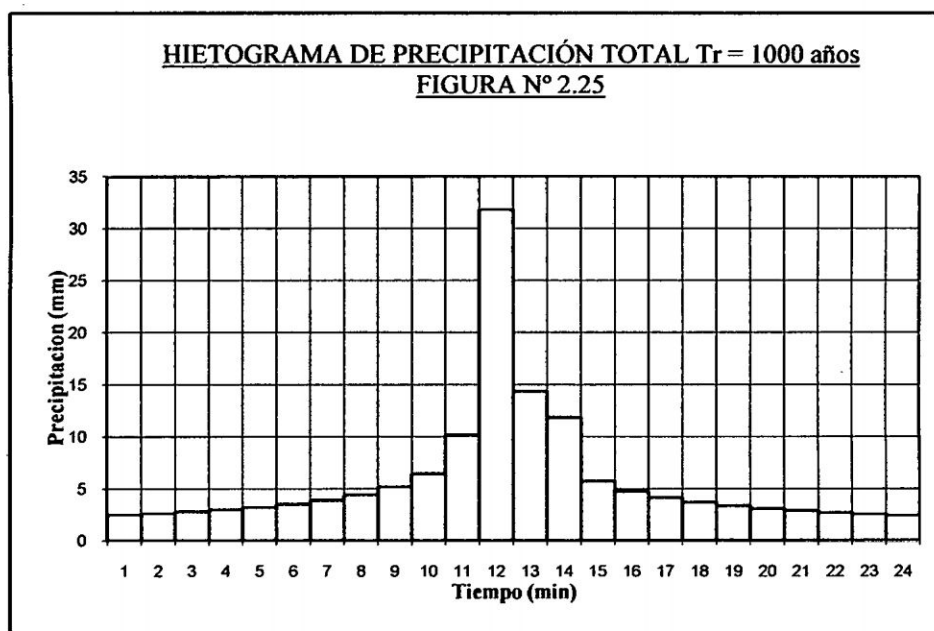


HIETOGRAMA DE PRECIPITACIÓN TOTAL DE DISEÑO $Tr = 1000$ años

Utilizando el método de bloques alternos – Defensa ribereña Río Pichari

Tabla N° 2.16 Hietograma de precipitación total de diseño $Tr=1000$ años

duración (hr)	intensidad (mm/hr)	profundidad acumulada (mm)	profundidad incremental (mm)	tiempo (min)	precipitación (mm)
1	31.80	31.80	31.80	0-1	2.47
2	23.08	46.15	14.35	1-2	2.61
3	18.76	56.27	10.12	2-3	2.77
4	17.03	68.11	11.84	3-4	2.97
5	14.91	74.55	6.44	4-5	3.21
6	13.38	80.26	5.71	5-6	3.50
7	12.20	85.43	5.17	6-7	3.88
8	11.27	90.18	4.75	7-8	4.41
9	10.51	94.59	4.41	8-9	5.17
10	9.87	98.71	4.12	9-10	6.44
11	9.33	102.60	3.88	10-11	10.12
12	8.86	106.28	3.68	11-12	31.80
13	8.44	109.78	3.50	12-13	14.35
14	8.08	113.12	3.34	13-14	11.84
15	7.76	116.33	3.21	14-15	5.71
16	7.46	119.41	3.08	15-16	4.75
17	7.20	122.38	2.97	16-17	4.12
18	6.96	125.24	2.87	17-18	3.68
19	6.74	128.02	2.77	18-19	3.34
20	6.54	130.70	2.69	19-20	3.08
21	6.35	133.31	2.61	20-21	2.87
22	6.17	135.85	2.54	21-22	2.69
23	6.01	138.31	2.47	22-23	2.54
24	5.86	140.72	2.40	23-24	2.40



2.14 RESUMEN DE HIETOGRAMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO EN CADA UNO DE LAS SUBCUENCAS DE DRENAJE.

SUBCUENCA N° 02

Tabla N° 2.17 resumen de hietogramas (subcuenca N° 02)

Tr = 10	Tr = 15	Tr = 20	Tr = 50	Tr = 100	Tr = 200	Tr = 500	Tr = 1000
2.92	3.10	3.23	3.64	3.95	4.27	4.68	4.99
3.08	3.27	3.41	3.85	4.18	4.51	4.95	5.28
3.28	3.48	3.63	4.09	4.44	4.79	5.26	5.61
3.51	3.73	3.88	4.38	4.75	5.13	5.63	6.00
3.79	4.02	4.19	4.73	5.13	5.54	6.08	6.48
4.14	4.40	4.58	5.17	5.61	6.05	6.64	7.08
4.59	4.88	5.08	5.73	6.22	6.72	7.37	7.86
5.20	5.53	5.76	6.50	7.06	7.62	8.35	8.91
6.11	6.49	6.76	7.63	8.28	8.94	9.80	10.46
7.61	8.09	8.43	9.50	10.32	11.14	12.21	13.03
11.95	12.70	13.23	14.93	16.21	17.49	19.18	20.46
37.56	39.92	41.59	46.91	50.94	54.97	60.29	64.32
16.95	18.02	18.77	21.17	22.99	24.81	27.21	29.03
13.99	14.86	15.49	17.47	18.97	20.47	22.45	23.95
6.75	7.17	7.47	8.43	9.15	9.88	10.83	11.56
5.61	5.96	6.21	7.00	7.61	8.21	9.00	9.60
4.87	5.18	5.39	6.08	6.61	7.13	7.82	8.34
4.35	4.62	4.81	5.43	5.90	6.36	6.98	7.44
3.95	4.20	4.37	4.93	5.36	5.78	6.34	6.77
3.64	3.87	4.03	4.54	4.94	5.33	5.84	6.23
3.39	3.60	3.75	4.23	4.59	4.95	5.43	5.80
3.17	3.37	3.51	3.96	4.30	4.64	5.09	5.44
3.00	3.18	3.32	3.74	4.06	4.38	4.81	5.13
2.84	3.02	3.15	3.55	3.85	4.16	4.56	4.86

SUBCUENCA N° 03

Tabla N° 2.18 resumen de hietogramas (subcuenca N° 03)

Tr = 10	Tr = 15	Tr = 20	Tr = 50	Tr = 100	Tr = 200	Tr = 500	Tr = 1000
1.93	2.05	2.14	2.41	2.62	2.83	3.10	3.31
2.04	2.17	2.26	2.55	2.77	2.99	3.28	3.50
2.17	2.31	2.40	2.71	2.94	3.18	3.49	3.72
2.32	2.47	2.57	2.90	3.15	3.40	3.73	3.98
2.51	2.67	2.78	3.14	3.40	3.67	4.03	4.30
2.74	2.91	3.04	3.42	3.72	4.01	4.40	4.70
3.04	3.23	3.37	3.80	4.13	4.45	4.88	5.21
3.45	3.67	3.82	4.31	4.68	5.05	5.54	5.91
4.05	4.30	4.48	5.06	5.49	5.93	6.50	6.93
5.04	5.36	5.59	6.30	6.84	7.38	8.10	8.64
7.92	8.42	8.77	9.90	10.74	11.59	12.72	13.57
24.90	26.46	27.57	31.10	33.77	36.44	39.97	42.64
11.24	11.94	12.44	14.04	15.24	16.44	18.04	19.24
9.27	9.85	10.27	11.58	12.58	13.57	14.88	15.88
4.47	4.75	4.95	5.59	6.07	6.55	7.18	7.66
3.72	3.95	4.12	4.64	5.04	5.44	5.97	6.37
3.23	3.43	3.58	4.03	4.38	4.73	5.18	5.53
2.88	3.06	3.19	3.60	3.91	4.22	4.63	4.93
2.62	2.78	2.90	3.27	3.55	3.83	4.20	4.48
2.41	2.56	2.67	3.01	3.27	3.53	3.87	4.13
2.24	2.39	2.49	2.80	3.04	3.28	3.60	3.84
2.10	2.24	2.33	2.63	2.85	3.08	3.38	3.60
1.99	2.11	2.20	2.48	2.69	2.91	3.19	3.40
1.88	2.00	2.09	2.35	2.55	2.76	3.02	3.22

RESUMEN DE HIETOGRAMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO
EN CADA UNO DE LAS SUBCUENCAS DE DRENAJE

SUBCUENCA N° 04

Tabla N° 2.19 resumen de hietogramas (subcuenca N° 04)

Tr = 10	Tr = 15	Tr = 20	Tr = 50	Tr = 100	Tr = 200	Tr = 500	Tr = 1000
1.61	1.71	1.78	2.00	2.18	2.35	2.58	2.75
1.70	1.80	1.88	2.12	2.30	2.48	2.72	2.90
1.80	1.92	2.00	2.25	2.45	2.64	2.89	3.09
1.93	2.05	2.14	2.41	2.62	2.82	3.10	3.31
2.08	2.22	2.31	2.60	2.83	3.05	3.35	3.57
2.28	2.42	2.52	2.84	3.09	3.33	3.66	3.90
2.53	2.69	2.80	3.16	3.43	3.70	4.06	4.33
2.87	3.05	3.17	3.58	3.89	4.19	4.60	4.91
3.36	3.57	3.72	4.20	4.56	4.92	5.40	5.76
4.19	4.45	4.64	5.23	5.68	6.13	6.72	7.17
6.58	6.99	7.29	8.22	8.92	9.63	10.56	11.27
20.68	21.98	22.90	25.83	28.05	30.26	33.20	35.41
9.33	9.92	10.33	11.66	12.66	13.66	14.98	15.98
7.70	8.18	8.53	9.62	10.44	11.27	12.36	13.19
3.72	3.95	4.11	4.64	5.04	5.44	5.96	6.36
3.09	3.28	3.42	3.86	4.19	4.52	4.96	5.29
2.68	2.85	2.97	3.35	3.64	3.92	4.30	4.59
2.39	2.54	2.65	2.99	3.25	3.50	3.84	4.10
2.18	2.31	2.41	2.72	2.95	3.18	3.49	3.72
2.00	2.13	2.22	2.50	2.72	2.93	3.22	3.43
1.86	1.98	2.06	2.33	2.53	2.73	2.99	3.19
1.75	1.86	1.94	2.18	2.37	2.56	2.81	2.99
1.65	1.75	1.83	2.06	2.24	2.41	2.65	2.82
1.56	1.66	1.73	1.95	2.12	2.29	2.51	2.68

SUBCUENCA N° 05

Tabla N° 2.20 resumen de hietogramas (subcuenca N° 05)

Tr = 10	Tr = 15	Tr = 20	Tr = 50	Tr = 100	Tr = 200	Tr = 500	Tr = 1000
2.42	2.58	2.68	3.03	3.29	3.55	3.89	4.15
2.56	2.72	2.84	3.20	3.47	3.75	4.11	4.39
2.72	2.89	3.02	3.40	3.69	3.99	4.37	4.66
2.92	3.10	3.23	3.64	3.95	4.27	4.68	4.99
3.15	3.35	3.49	3.93	4.27	4.61	5.05	5.39
3.44	3.66	3.81	4.30	4.66	5.03	5.52	5.89
3.82	4.06	4.22	4.77	5.17	5.58	6.12	6.53
4.33	4.60	4.79	5.40	5.87	6.33	6.95	7.41
5.08	5.40	5.62	6.34	6.89	7.43	8.15	8.70
6.33	6.72	7.01	7.90	8.58	9.26	10.16	10.83
9.94	10.56	11.00	12.41	13.48	14.54	15.95	17.02
31.23	33.19	34.58	39.01	42.36	45.70	50.13	53.48
14.10	14.98	15.61	17.60	19.11	20.63	22.62	24.13
11.63	12.36	12.88	14.53	15.77	17.02	18.67	19.91
5.61	5.96	6.21	7.01	7.61	8.21	9.01	9.61
4.66	4.96	5.16	5.82	6.32	6.82	7.48	7.98
4.05	4.30	4.48	5.06	5.49	5.93	6.50	6.93
3.61	3.84	4.00	4.51	4.90	5.29	5.80	6.19
3.29	3.49	3.64	4.10	4.46	4.81	5.27	5.63
3.03	3.22	3.35	3.78	4.10	4.43	4.86	5.18
2.82	2.99	3.12	3.52	3.82	4.12	4.52	4.82
2.64	2.80	2.92	3.30	3.58	3.86	4.24	4.52
2.49	2.65	2.76	3.11	3.38	3.64	4.00	4.26
2.36	2.51	2.62	2.95	3.20	3.46	3.79	4.04

RESUMEN DE HIETOGRAMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO
EN CADA UNA DE LAS SUBCUENCAS DE DRENAJE

SUBCUENCA N° 06

Tabla N° 2.21 resumen de hietogramas (subcuenca N° 06)

Tr = 10	Tr = 15	Tr = 20	Tr = 50	Tr = 100	Tr = 200	Tr = 500	Tr = 1000
1.40	1.49	1.55	1.75	1.90	2.05	2.25	2.40
1.48	1.57	1.64	1.85	2.01	2.17	2.38	2.53
1.57	1.67	1.74	1.97	2.13	2.30	2.53	2.69
1.68	1.79	1.86	2.10	2.28	2.46	2.70	2.88
1.82	1.93	2.01	2.27	2.47	2.66	2.92	3.11
1.99	2.11	2.20	2.48	2.69	2.91	3.19	3.40
2.20	2.34	2.44	2.75	2.99	3.23	3.54	3.77
2.50	2.66	2.77	3.12	3.39	3.66	4.01	4.28
2.93	3.12	3.25	3.66	3.98	4.29	4.71	5.02
3.66	3.88	4.05	4.57	4.96	5.35	5.87	6.26
5.74	6.10	6.36	7.17	7.79	8.40	9.21	9.83
18.05	19.18	19.98	22.54	24.47	26.41	28.96	30.90
8.14	8.65	9.02	10.17	11.04	11.92	13.07	13.94
6.72	7.14	7.44	8.39	9.11	9.83	10.78	11.50
3.24	3.45	3.59	4.05	4.40	4.74	5.20	5.55
2.69	2.86	2.98	3.36	3.65	3.94	4.32	4.61
2.34	2.49	2.59	2.92	3.17	3.42	3.76	4.01
2.09	2.22	2.31	2.61	2.83	3.06	3.35	3.58
1.90	2.02	2.10	2.37	2.57	2.78	3.05	3.25
1.75	1.86	1.94	2.18	2.37	2.56	2.81	2.99
1.63	1.73	1.80	2.03	2.21	2.38	2.61	2.78
1.52	1.62	1.69	1.90	2.07	2.23	2.45	2.61
1.44	1.53	1.59	1.80	1.95	2.11	2.31	2.46
1.36	1.45	1.51	1.70	1.85	2.00	2.19	2.34

SUBCUENCA N° 07

Tabla N° 2.22 resumen de hietogramas (subcuenca N° 07)

Tr = 10	Tr = 15	Tr = 20	Tr = 50	Tr = 100	Tr = 200	Tr = 500	Tr = 1000
1.44	1.53	1.60	1.80	1.95	2.11	2.31	2.47
1.52	1.62	1.69	1.90	2.07	2.23	2.45	2.61
1.62	1.72	1.79	2.02	2.20	2.37	2.60	2.77
1.73	1.84	1.92	2.17	2.35	2.54	2.78	2.97
1.87	1.99	2.07	2.34	2.54	2.74	3.00	3.21
2.05	2.17	2.26	2.55	2.77	2.99	3.28	3.50
2.27	2.41	2.51	2.83	3.08	3.32	3.64	3.88
2.57	2.73	2.85	3.21	3.49	3.77	4.13	4.41
3.02	3.21	3.34	3.77	4.10	4.42	4.85	5.17
3.76	4.00	4.17	4.70	5.10	5.51	6.04	6.44
5.91	6.28	6.54	7.38	8.01	8.65	9.48	10.12
18.57	19.74	20.56	23.20	25.19	27.18	29.81	31.80
8.38	8.91	9.28	10.47	11.37	12.26	13.45	14.35
6.92	7.35	7.66	8.64	9.38	10.12	11.10	11.84
3.34	3.55	3.69	4.17	4.52	4.88	5.36	5.71
2.77	2.95	3.07	3.46	3.76	4.06	4.45	4.75
2.41	2.56	2.67	3.01	3.27	3.52	3.87	4.12
2.15	2.28	2.38	2.68	2.91	3.14	3.45	3.68
1.95	2.08	2.16	2.44	2.65	2.86	3.14	3.34
1.80	1.91	1.99	2.25	2.44	2.63	2.89	3.08
1.67	1.78	1.85	2.09	2.27	2.45	2.69	2.87
1.57	1.67	1.74	1.96	2.13	2.30	2.52	2.69
1.48	1.57	1.64	1.85	2.01	2.17	2.38	2.54
1.40	1.49	1.56	1.75	1.90	2.06	2.25	2.40

Para la determinación de los hietogramas de precipitación efectiva, se hará uso del método del USDA NRCS, el mismo que permitirá determinar las abstracciones, obtenidas a partir del hietograma de precipitación total obtenida anteriormente, considerando las siguientes formulaciones matemáticas:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (2.34)$$

Donde:

S: Abstracción potencial máxima.

CN: Numero de curva.

Para la cuenca del Río Pichari, el mismo que se ha subdividido en 07 subcuencas se tiene la Tabla N° 03, donde se presenta el resumen para la elección del numero de curva, teniendo en cuenta el plano C-04, donde se ha superpuesto la fisiografía de la cuenca del Río Pichari, con la fotografía aérea obtenida del programa Google Earth.

Tabla N° 2.23 Elección del numero de curva.

Descripción					
	Uso de la tierra	Condición Hidrológica	Grupo Hidrológico	Condición de Humedad Antecedente	Número de curva
Subcuenca 01	Bosques	Buena	B	Tipo II	55
Subcuenca 02	Bosques	Buena	B	Tipo II	55
Subcuenca 03	Bosques	Buena	B	Tipo II	55
Subcuenca 04	Bosques	Buena	B	Tipo II	55
Subcuenca 05	Bosques	Buena	B	Tipo II	55
Subcuenca 06	Bosques	Regular	B	Tipo II	60
Subcuenca 07	Bosques	Regular	B	Tipo II	60

La precipitación efectiva se calcula, mediante la siguiente formula, considerando condición de humedad antecedente tipo II (normal).

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad (2.35)$$

La abstracción inicial I_a y la continuada F_a se calculan a través de las siguientes formulas:

$$I_a = 0.2S, \quad (2.36)$$

$$F_a = \frac{S(P - I_a)}{P - I_a + S} \quad (2.37)$$

Para la determinación del hidrograma unitario se hace uso de la formulación propuesta por el USDA NRCS de los EEUU, el mismo que propone lo siguiente:

- Tiempo de retraso: $t_p = 0.6t_c$
- Tiempo al pico: $T_p = \frac{\Delta t}{2} + t_p$
- Caudal pico: $q_p = \frac{2.08A}{T_p}$; A: (km²), T_p : hrs, q_p : (m³/s/cm)

Donde:

t_c : Tiempo de concentración, obtenido de la Tabla N° 2.3 para cada una de las 07 subcuencas en estudio.

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

Para el transito en canales se utiliza la metodología de onda cinemática

$$\frac{q_{x1}^1 - q_{x1}^0}{\Delta t} + \left(\frac{5}{3} q_{x1}^{1/2/5} \cdot S_0^{3/10} \cdot n^{-3/5} \right) \frac{q_{x1}^1 - q_{x0}^1}{\Delta x} = \left(\frac{5}{3} q_{x1}^{1/2/5} \cdot S_0^{3/10} \cdot n^{-3/5} \right) (i - f) \quad (2.38)$$

Resolviendo esta ecuación para cada punto de cálculo, obtenemos la evolución de los caudales en el tiempo y en el espacio, para los hidrogramas de máximas avenidas transitados desde aguas arriba de la cuenca del Río Pichari.

Dentro de la cuenca del Río Pichari se tiene 03 canales, cuyas características a utilizar se muestran en la Tabla N° 04:

Características Hidráulicas de cada uno de los canales de la Cuenca del Río Pichari

Tabla N° 2.24

Descripción	Longitud del cauce principal (m)	Pendiente (m/m)	"n" de manning	Forma de la sección transversal	Ancho del canal (m)
Canal 01	8029.046	0.06	0.03	Rectangular	60
Canal 02	8365.033	0.05	0.03	Rectangular	60
Canal 03	5890.856	0.041	0.03	Rectangular	60

Fuente: Elaboración propia 2010

Finalmente a partir de la ecuación de convolucion discreta, cuya formulación matemática es:

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad (2.39)$$

Se obtiene la escorrentía directa Q_n , para cada una de las 07 subcuencas de estudio, considerando los pulsos obtenidos a partir de un intervalo de tiempo de 20 min, tanto para la precipitación de exceso como para el hidrograma unitario.

Luego del proceso de convolucion discreta, se obtienen los hidrogramas de máximas avenidas así como los resultados en forma completa de los caudales pico en toda la

red topológica de la cuenca del río Pichari para cada uno de los periodos de retorno de análisis.

Simulación hidrológica mediante el programa HEC HMS V-3.1.0.

Finalmente se muestra las Figuras N° 2.27, 2.28, 2.29, 2.30, 2.31, 2.32, 2.33 y 2.34, de hidrogramas de máximas avenidas mediante el programa HEC HMS 3.1.0 para los periodos de retorno de análisis, así como la red topológica ingresada al programa en la Figura N° 2.26. El resumen de resultados de caudales de máximas avenidas se muestra a continuación:

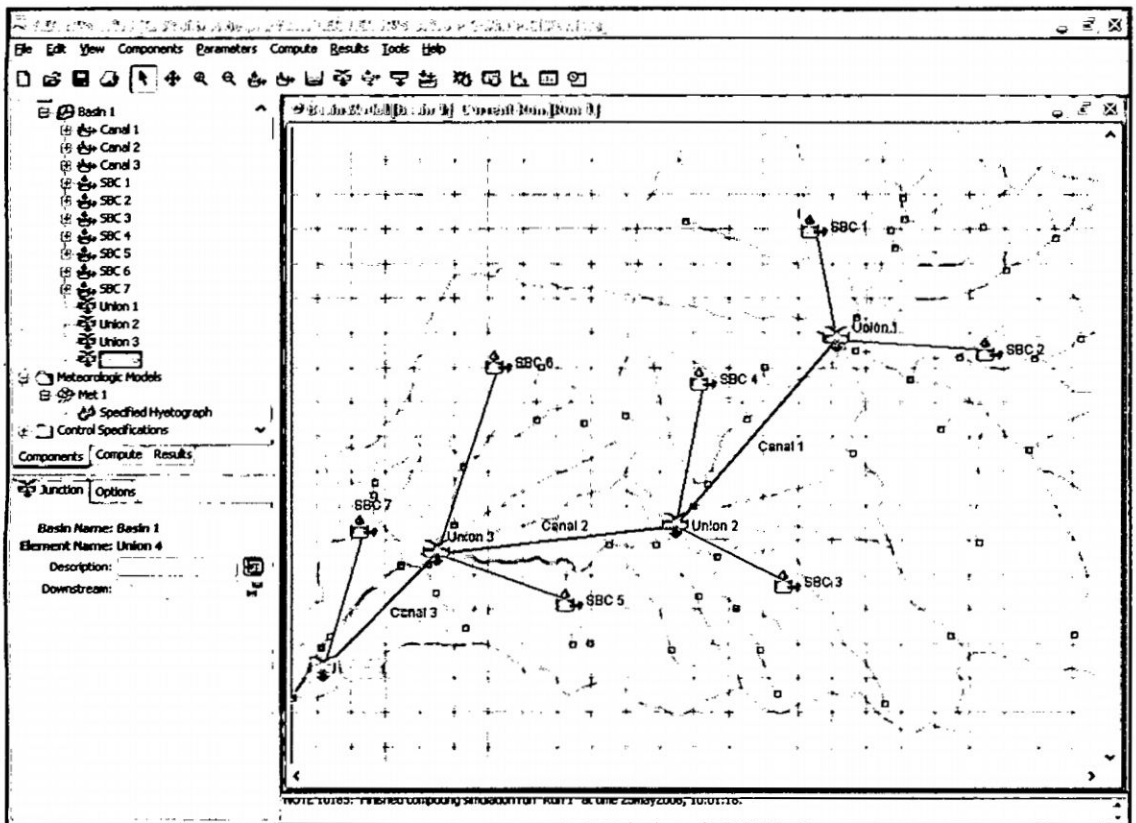


Figura N° 2.26 Red topológica de la cuenca del río Pichari.

Para la determinación de la Red Topológica de la cuenca en estudio se tuvo que delimitar todas las áreas influentes sobre el río Pichari.

Figura N° 2.27 Caudal de máximas avenidas $T_r = 10$ años. $Q = 371.243 \text{ m}^3/\text{s}$

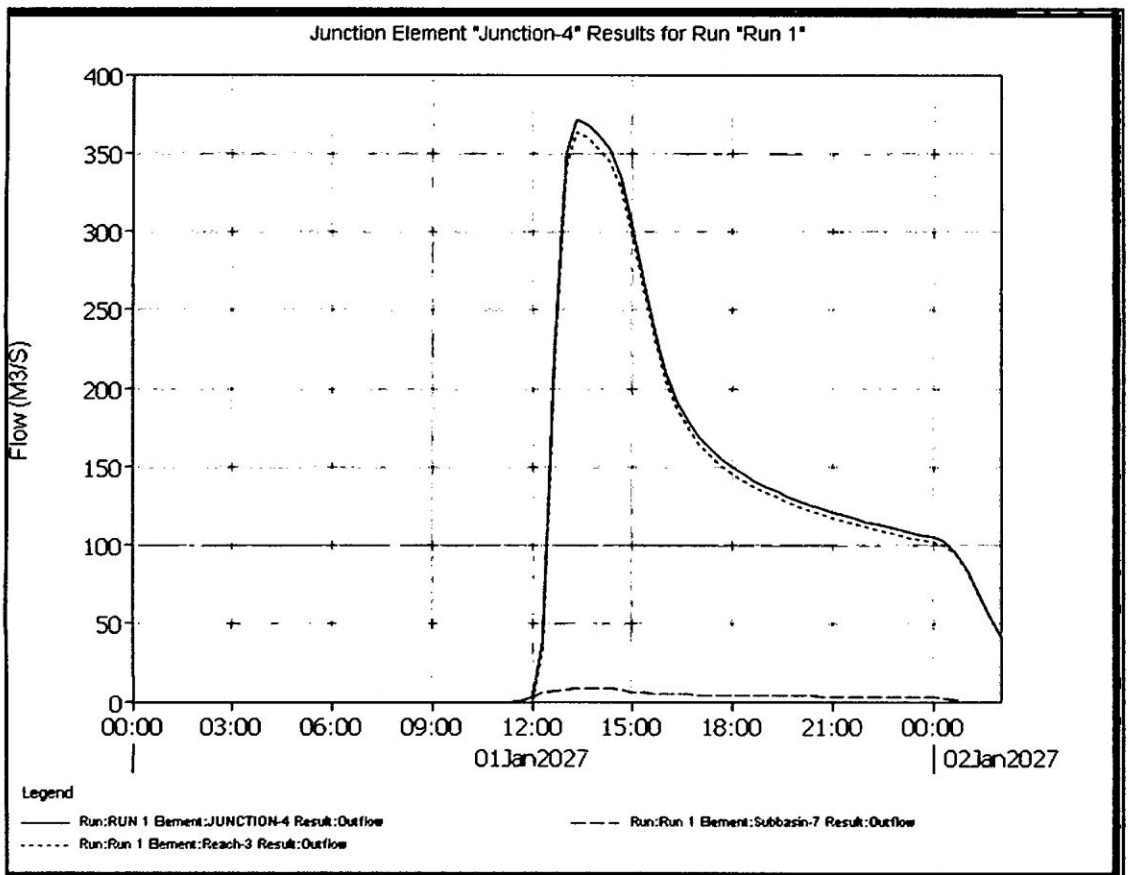


Figura N° 2.28 Caudal de máximas avenidas $T_r = 15$ años. $Q = 436.246 \text{ m}^3/\text{s}$

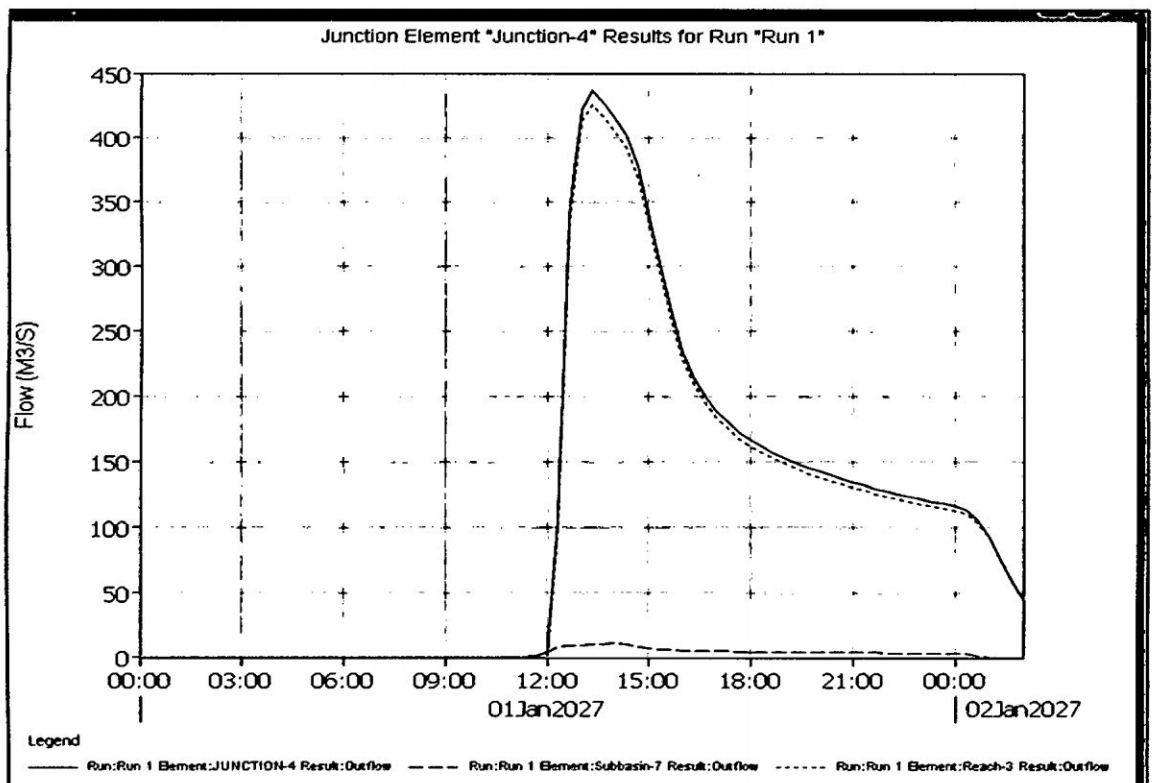


Figura N° 2.29 Caudal de máximas avenidas $T_r = 20$ años. $Q = 483.397 \text{ m}^3/\text{s}$

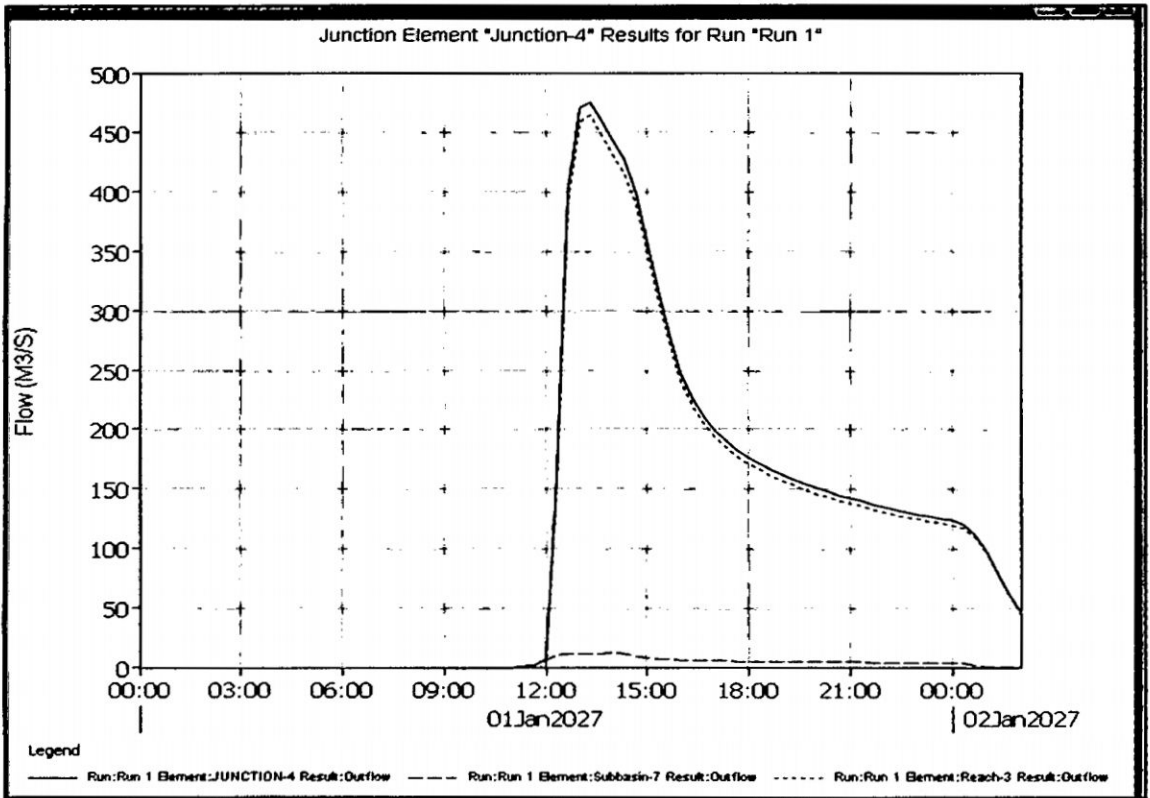


Figura N° 2.30 Caudal de máximas avenidas $T_r = 50$ años. $Q = 650.466 \text{ m}^3/\text{s}$

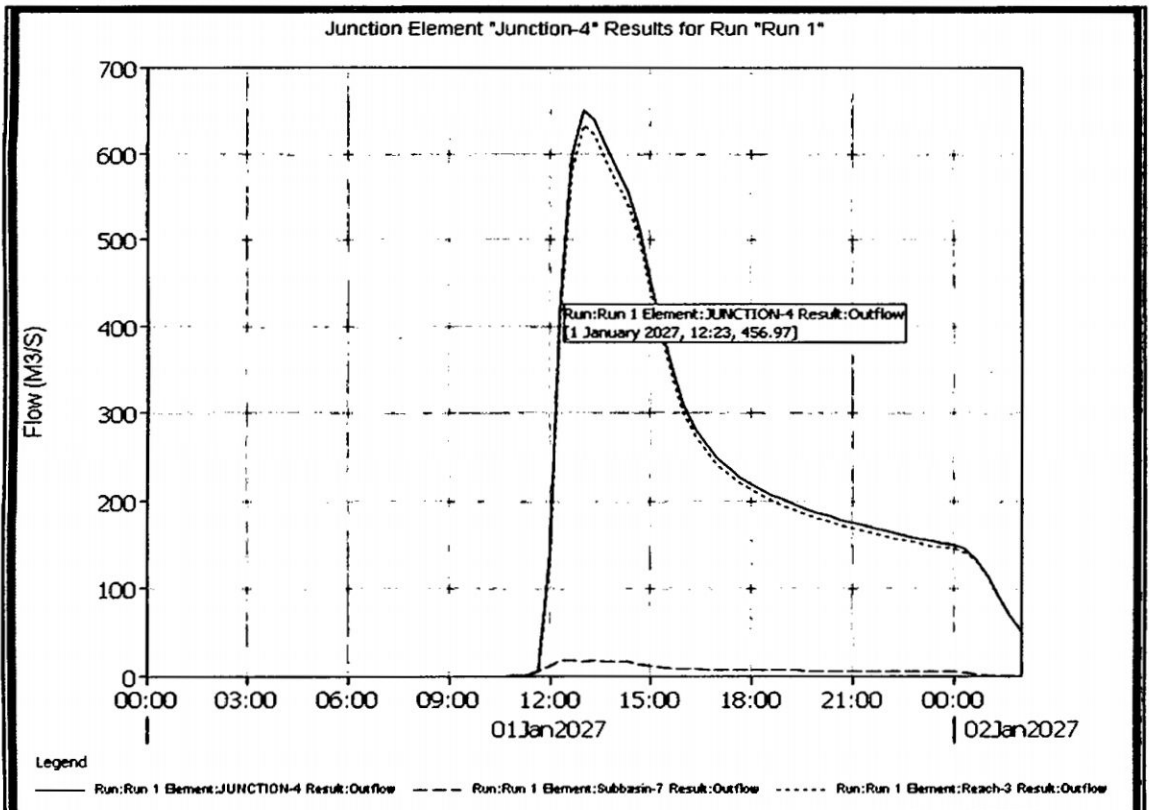


Figura N° 2.31 Caudal de máximas avenidas $T_r = 100$ años. $Q = 788.521 \text{ m}^3/\text{s}$

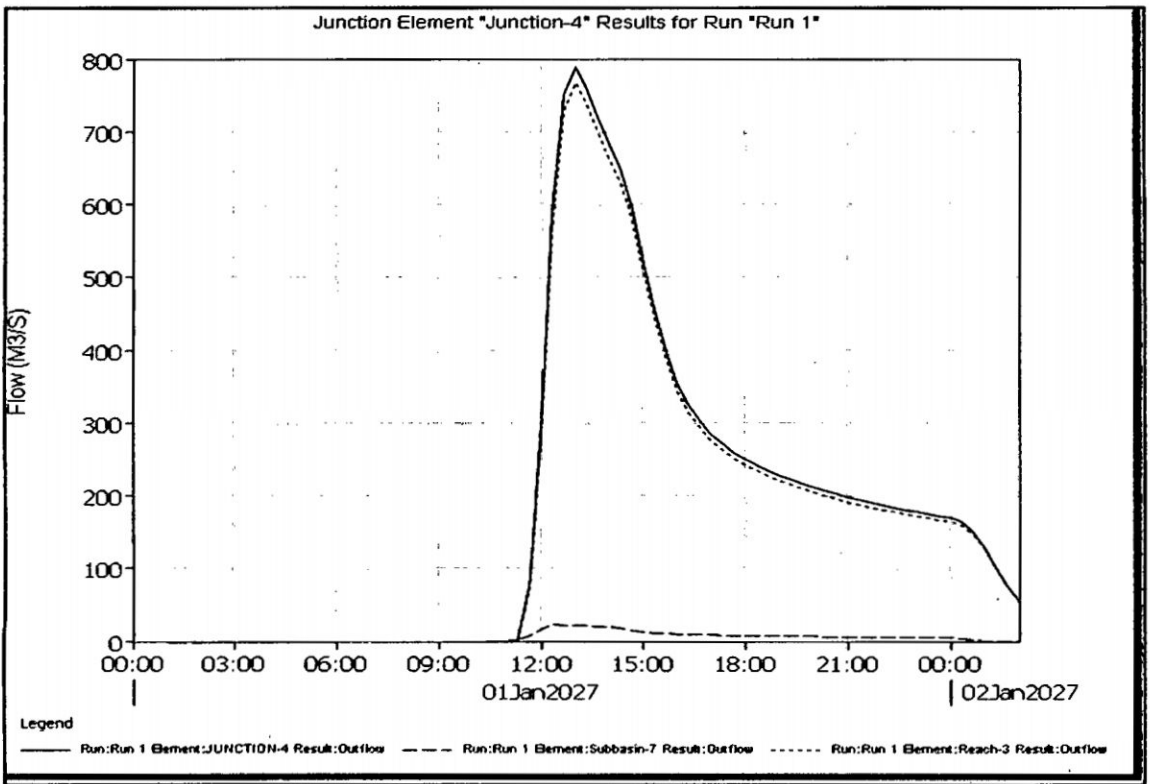


Figura N° 2.32 Caudal de máximas avenidas $T_r = 200$ años. $Q = 930.961 \text{ m}^3/\text{s}$

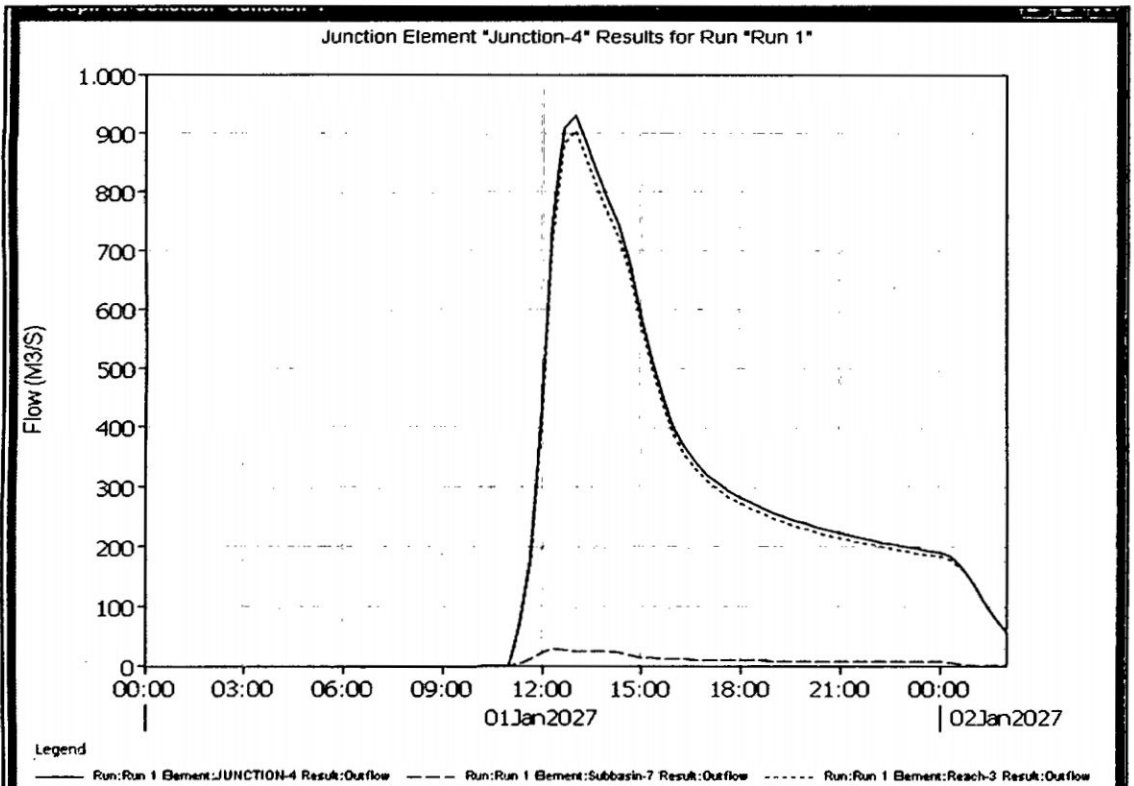


Figura N° 2.33 Caudal de máximas avenidas $T_r = 500$ años. $Q = 1126.083$ m³/s

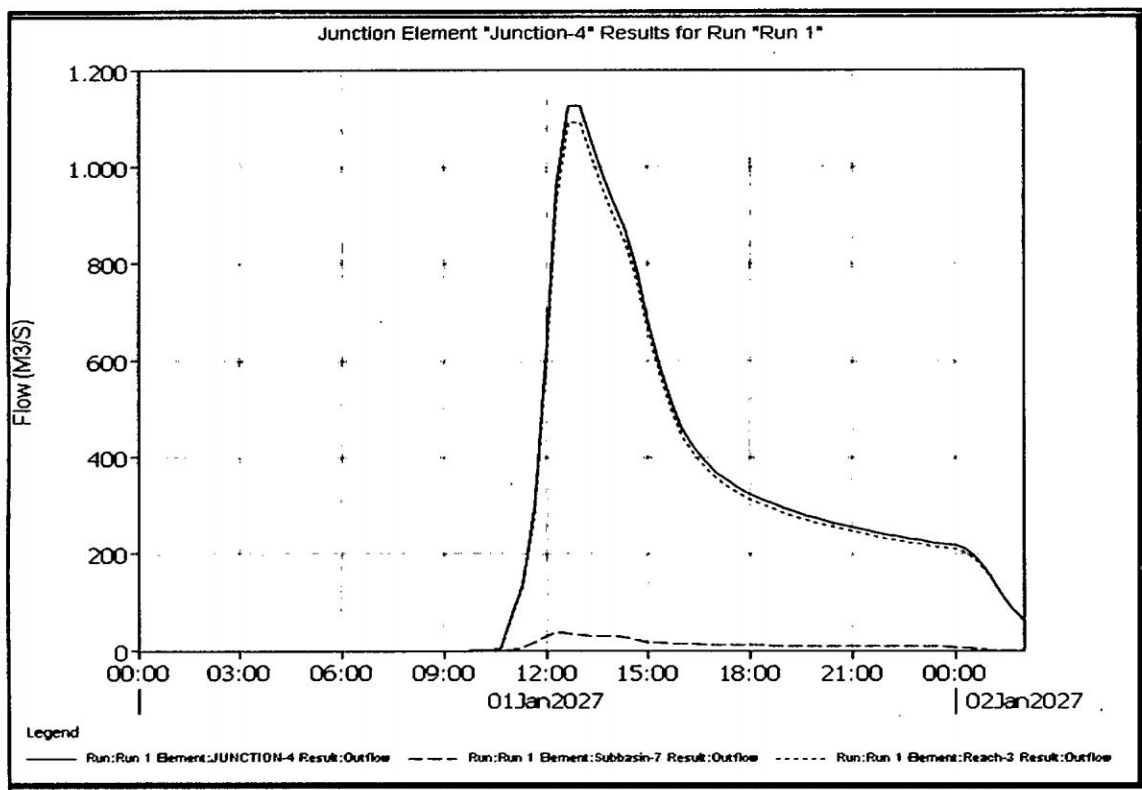
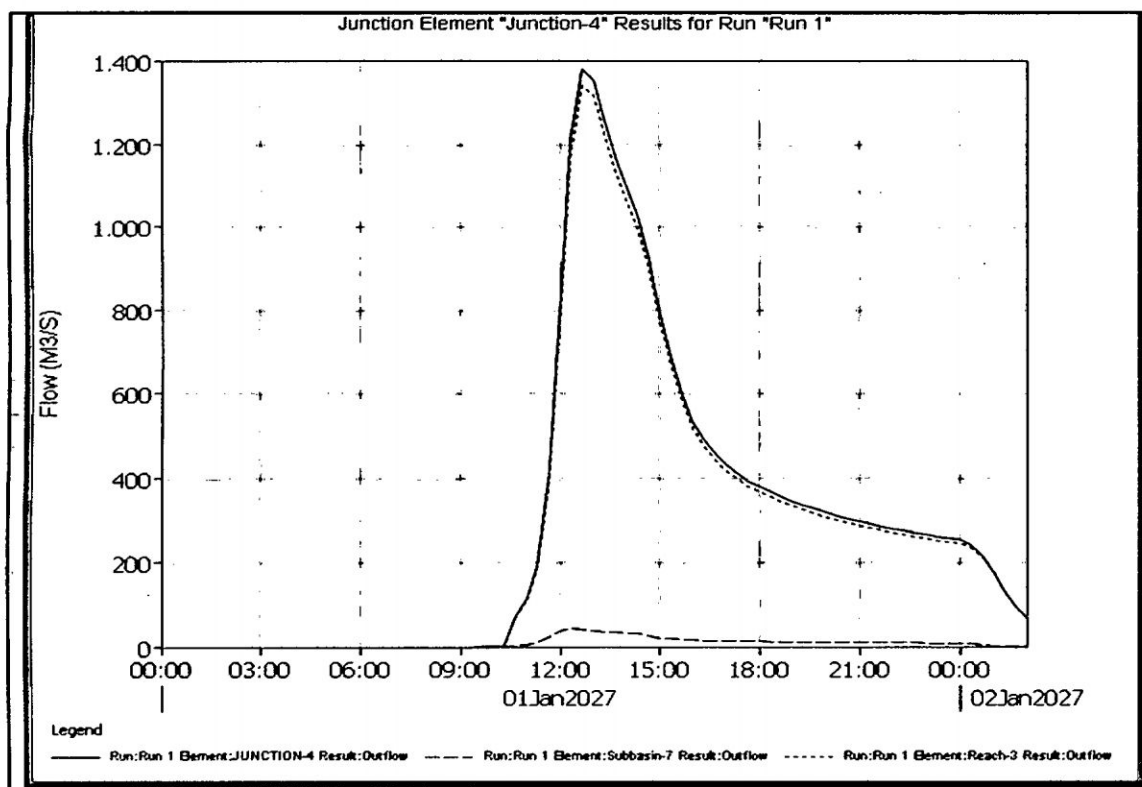


Figura N° 2.34 Caudal de máximas avenidas $T_r = 1000$ años. $Q = 1380.853$ m³/s



CAPÍTULO III

ESTUDIO HIDRÁULICO

3.1 INTRODUCCIÓN.

El caudal de máximas avenidas para el periodo de retorno de diseño elegido, determinado en la etapa hidrológica, ahora será transitado a través de las secciones transversales determinadas luego del levantamiento topográfico, distribuidas cada 20 m, el mismo que permitirá encontrar el perfil de la superficie libre de agua, incluyendo parámetros hidráulicos de diseño como velocidad y esfuerzo cortante en cada una de las secciones, a partir de los cuales podrá proyectarse eficientemente las estructuras hidráulicas de protección. Para esta etapa se hará uso del programa informático HEC RAS 3.1.3.

3.2 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, asimismo se considera que las líneas de corriente son paralelas, es decir, prevalece la distribución hidrostática de presiones sobre la sección del canal. Para poder realizar los análisis del flujo, 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 la ecuación siguiente, el que se detalla a continuación:

$$Q = AV = CAR^xS^y \quad (3.1)$$

$$Q = KS^y \quad (3.2)$$

$$K = CAR^x \quad (3.3)$$

Donde:

Q : Caudal 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:

Donde: $X = 2/3;$ $Y = 1/2;$ $C = 1.49/n$

Igual cuando se usa la ecuación de Chezy, tendrán como valores:

Donde: $X = 1/2;$ $Y = 1/2;$ $C = c$

El perfil de superficie de agua es calculado desde una sección a otra, resolviendo la ecuación de energía (Figura N° 3.1).

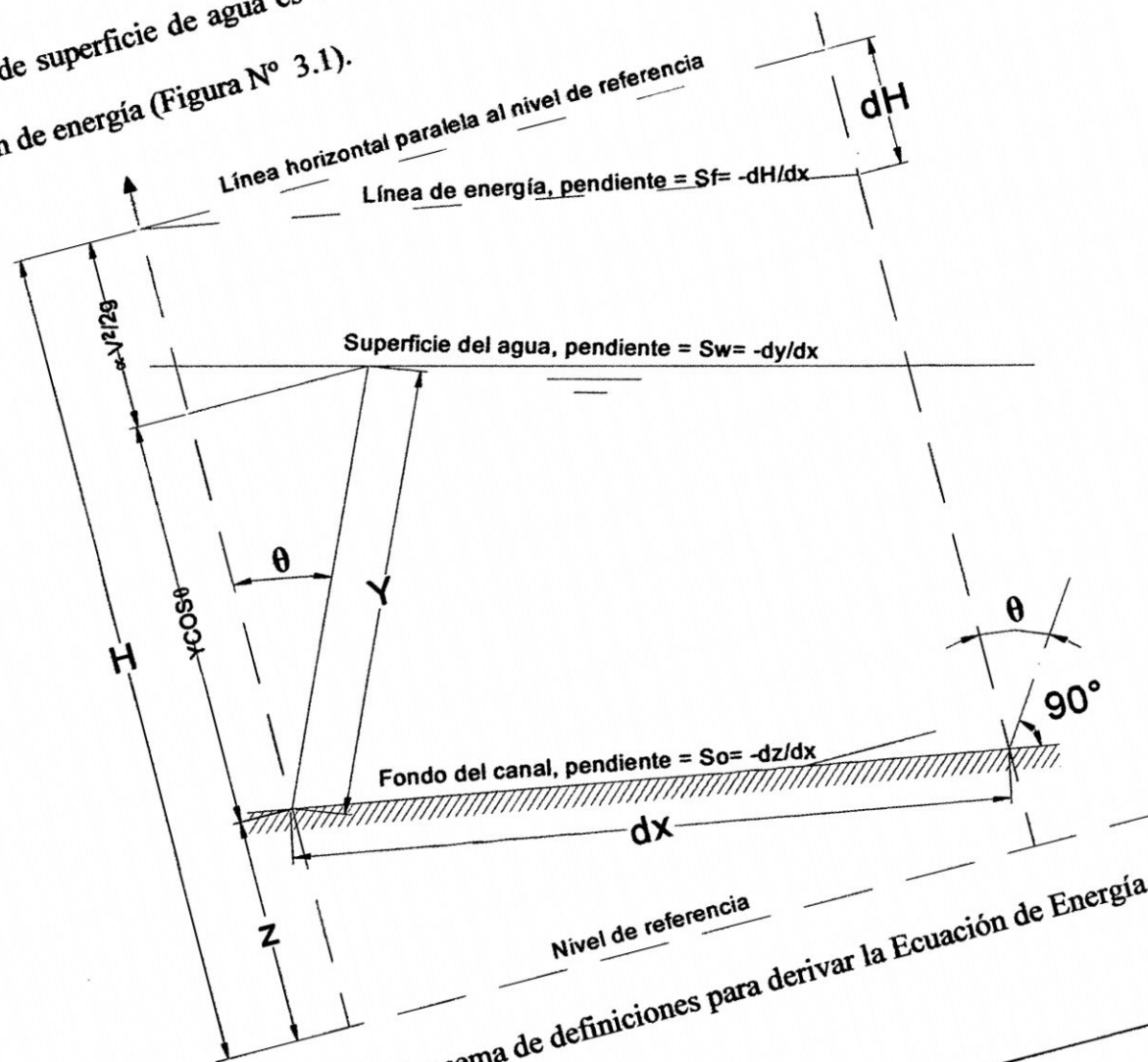


Figura N° 3.1 Esquema de definiciones para derivar la Ecuación de Energía.

De la figura anterior usando la ecuación de energía podemos obtener.

$$H = z + y \cos \theta + \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (3.4)$$

Donde:

- H : Altura total de energía (m).
 z : Distancia vertical del fondo del canal por encima del N.R, (m).
 y : Profundidad de la sección de flujo (m).
 θ : Angulo de la pendiente del fondo.
 α : Coeficiente de Energía.
 V : Velocidad media del flujo a través de la sección (m/s).
 g : Aceleración de la gravedad (m^2/s).

Para tramos de "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 3.4 con respecto a la longitud x del perfil de la superficie de agua, se tiene:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \cos \theta \frac{dy}{dx} + \alpha \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad (3.5)$$

Ahora, de la Fig. 3.1 podemos deducir las relaciones siguientes:

$$S_o = \text{sen} \theta = -\frac{dz}{dx} \quad (3.6)$$

$$S_f = -\frac{dH}{dx}$$

Reemplazando la ecuación 3.6 en 3.5 tenemos:

$$-S_f = -S_o + \cos \theta \frac{dy}{dx} + \alpha \frac{dy}{dx} \frac{d}{dy} \left(\frac{V^2}{2g} \right); \quad (3.7)$$

Despejando $\frac{dy}{dx}$ tenemos:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f}{\cos \theta + \alpha \frac{d}{dy} \left(\frac{V^2}{2g} \right)} \quad (3.8)$$

Esta es la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado, el que nos permitirá analizar los diferentes tipos de perfiles de superficie libre de agua.

3.3 CARACTERÍSTICAS DE PERFILES DE FLUJO.

La ecuación general de flujo gradualmente variado (3.8), expresa la pendiente de la superficie longitudinal del flujo con respecto del canal. Por tanto utiliza para describir las características de varios perfiles de la superficie del agua del flujo. Para propósitos de análisis se considera el canal como prismático.

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 se dan dos posibles casos:

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

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

El caso (a) 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 (canal con pendiente subcrítica).

Por otro lado, si $y > y_c > y_n$, el flujo subcrítico debe ocurrir en un canal empinado (canal con pendiente supercrítica).

De modo similar el caso (b) 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 luego se dan dos posibles casos:

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

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

El caso (c) 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 caso (d) 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, $dy/dx = 0$, 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, $S_o = 0$, la ecuación toma la siguiente forma:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{-S_f}{1 - F_r^2} \quad (3.9)$$

Considerando $y_n = \infty$ la ecuación (3.9) indica dos condiciones posibles:

e. $y_n > y < y_c$ ($F_r^2 < 0$)

f. $y_n > y_c < y$ ($F_r^2 > 0$)

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, $S_o < 0$, entonces se da dos casos posibles:

g. Un flujo subcrítico cuando, $Y > Y_c$ ($F_r < 0$)

h. Un flujo supercrítico cuando, $Y < Y_c$ ($F_r > 0$)

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.

La siguiente tabla indica el resumen de los análisis anteriores.

Tabla N° 3.1 tipos de perfiles de flujo en canales prismáticos

Pendiente del canal	Designación			Relación de Y con Y_n y Y_c			Tipo general de curva	Tipo de flujo
	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 1	Zona 2	Zona 3		
Horizontal $S_o = 0$	Ninguno			$Y > Y_n > Y_c$			Ninguno	Ninguno
		H2		$Y_n > Y > Y_c$			Caída	Subcrítico
			H3	$Y_n > Y_c > Y$			Remanso	Supercrítico
Suave $0 < S_o < S_c$	M1			$Y > Y_n > Y_c$			Remanso	Subcrítico
		M2		$Y_n > Y > Y_c$			Caída	Subcrítico
			M3	$Y_n > Y_c > Y$			Remanso	Supercrítico
Crítica $S_o = S_c > 0$	C1			$Y > Y_c = Y_n$			Remanso	Subcrítico
		C2		$Y_c = Y = Y_n$			Paralelo al fondo del canal	Uniforme Crítico
			C3	$Y_c = Y_n > Y$			Remanso	Supercrítico
Empinada $S_o > S_c > 0$	S1			$Y > Y_c > Y_n$			Remanso	Subcrítico
		S2		$Y_c > Y > Y_n$			Caída	Supercrítico
			S3	$Y_c > Y_n > Y$			Remanso	Supercrítico
Adversa $S_o < 0$	Ninguno			$Y > (Y_n)^* > Y_c$			Ninguno	Ninguno
		A2		$(Y_n)^* > Y > Y_c$			Caída	Subcrítico
			A3	$(Y_n)^* > Y_c > Y$			Remanso	Supercrítico

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

Fuente: Ven Te Chow 1994

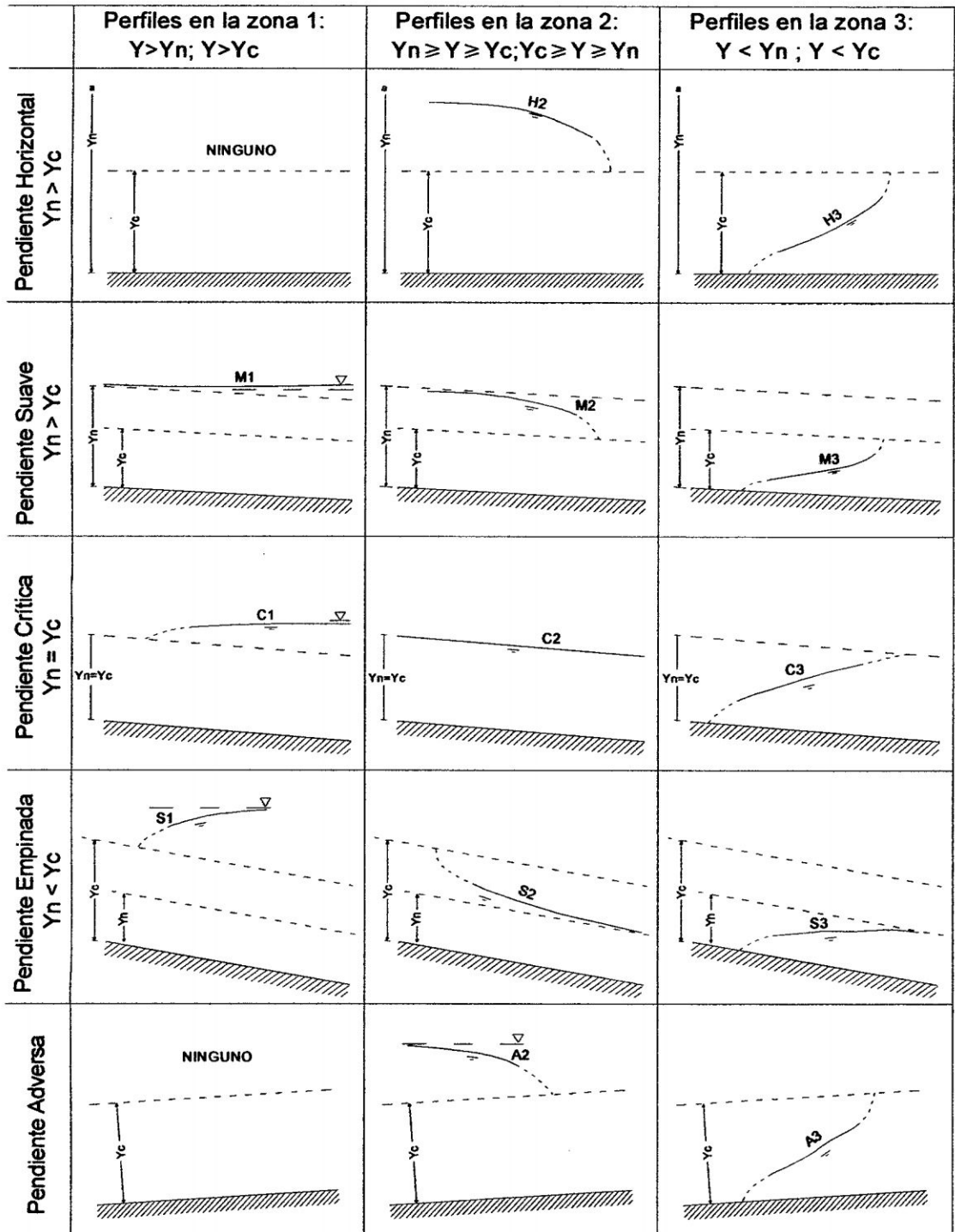


Figura N° 3.2 Clasificación de los perfiles de flujo en flujo gradualmente variado.

Fuente: Ven Te Chow

3.4 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA.

Antes de realizar el análisis previo de las curvas de remanso o descenso (caída), es importante realizar la clasificación de los perfiles de flujo. A esta clasificación se llega con base en el análisis de las propiedades de la ecuación diferencial que define la ubicación de la superficie libre del agua.

Para realizar el análisis de los perfiles de flujo, primero se subdivide la región donde pueden localizarse los niveles de agua, por medio de dos líneas paralelas al fondo del canal en tres zonas:

Zona 1: por encima de la línea superior;

Zona 2: entre las dos líneas;

Zona 3: por debajo de la línea inferior.

A una de las dos líneas se le denomina Línea de flujo crítico (LC), definida por medio de $y = y_c$; y la otra es la Línea de flujo normal (LN), definida por $y = y_n$.

Luego los perfiles de flujo se pueden clasificarse en trece tipos diferentes de acuerdo con la naturaleza de la pendiente del canal y la zona en la cual se encuentra la superficie del flujo.

3.4.1 Perfiles Tipo M: $S_o < S_c$ y $y_n > y_c$

El Perfil M_1 , ocurre cuando el extremo de aguas debajo de un canal suave largo se sumerge en un embalse hasta una profundidad mayor que la profundidad del flujo en el canal. Este tipo de perfil se ubica en la zona 1. El extremo de aguas arriba de la curva es tangente a la línea de profundidad normal, debido a que $dy/dx = 0$ cuando $y = y_n$; y en el extremo de aguas abajo es tangente a la superficie horizontal del embalse, debido a que $dy/dx = S_o$ cuando $y = \infty$.

El Perfil M_2 ocurre cuando el fondo del canal en el extremo de aguas abajo se sumerge en un embalse con una profundidad menor que la normal. El extremo de aguas arriba del perfil de flujo es tangente a la línea de profundidad normal, debido a que $dy/dx = 0$ cuando $y = y_n$. Si la cantidad sumergida en el extremo de aguas abajo es menor que la profundidad crítica, el perfil terminará abruptamente, con su extremo tangente a una línea vertical en una profundidad igual a la profundidad crítica, debido a que $dy/dx = \infty$ cuando $y = y_c$. Esto implica la formación de una caída hidráulica. Si la profundidad sumergida en el extremo de aguas abajo es mayor que la profundidad crítica, entonces se formará tanto perfil como agua haya por encima de la superficie de embalse.

El Perfil M_3 , en teoría empieza desde el fondo del canal aguas arriba, con un ángulo de pendiente vertical o con un ángulo agudo, dependiendo del tipo de ecuación de flujo uniforme que se utilice y termina con un resalto hidráulico en el extremo de aguas abajo. Por lo general este tipo de perfil ocurre cuando el flujo es supercrítico entra en un canal suave. El inicio del perfil, a pesar que no puede definirse con precisión mediante la teoría, depende de la velocidad inicial de agua entrante. El extremo teórico de aguas arriba del perfil intersectará el fondo del canal. En este extremo teórico de aguas arriba de un perfil M_3 no puede existir físicamente.

3.4.2 Perfiles Tipo S: $S_0 > S_c$ y $y_n < y_c$

El Perfil S_1 empieza con un resalto en el extremo de aguas arriba y se vuelve tangente a la horizontal en el extremo de aguas abajo.

El Perfil S_2 es una curva de caída, a menudo es muy corto y semeja a una transición entre una caída hidráulica y un flujo uniforme debido a que empieza aguas arriba con

una pendiente vertical en la profundidad crítica y es tangente a la línea de profundidad normal en el extremo de aguas abajo.

El Perfil S_3 es también del tipo transicional, conformado entre un flujo supercrítico entrante y la línea de profundidad normal a la cual el perfil es tangente.

3.4.3 Perfiles Tipo C: $S_o=S_c$ y $y_n=y_c$

Estos perfiles representan las condiciones de transición entre los perfiles M y S.. El perfil C_2 representa el caso de flujo uniforme crítico.

3.4.4 Perfiles de Tipo H: $S_o=0$ y $y_n=\infty$

Estos son los casos limitantes de **perfiles M** cuando el fondo del canal se vuelve horizontal. Los perfiles H_2 y H_3 corresponden a los perfiles M_2 y M_3 , pero un perfil H_1 no puede establecerse en realidad, debido a que y_n es infinito.

3.4.5 Perfiles Tipo A: $S_o < 0$

El Perfil A_1 es imposible debido a que el valor de y_n no es real. Los perfiles A_2 y A_3 son similares a los perfiles H_2 y H_3 , respectivamente.

3.5 SUBDIVISIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PARA CÁLCULOS DE CONDUCCIÓN.

Las secciones transversales de los ríos, medidos en la naturaleza por medio de batimetría, fotografía aérea, nivelación u obtenidos mediante el Sistema de Información Geográfica (GIS), se representa mediante una poligonal cuyos vértices se representan mediante coordenada (y,z) , Figura N° 3.3. Las secciones transversales de un río pueden subdividirse en cauce principal del río y márgenes o zonas de

inundación. Esta subdivisión se realiza para determinar el caudal total, área total, perímetro mojado, coeficientes de velocidad, valores de “n” de Manning, los que en tramos a distancias considerables cambian de valores, considerando una distribución uniforme de velocidades.

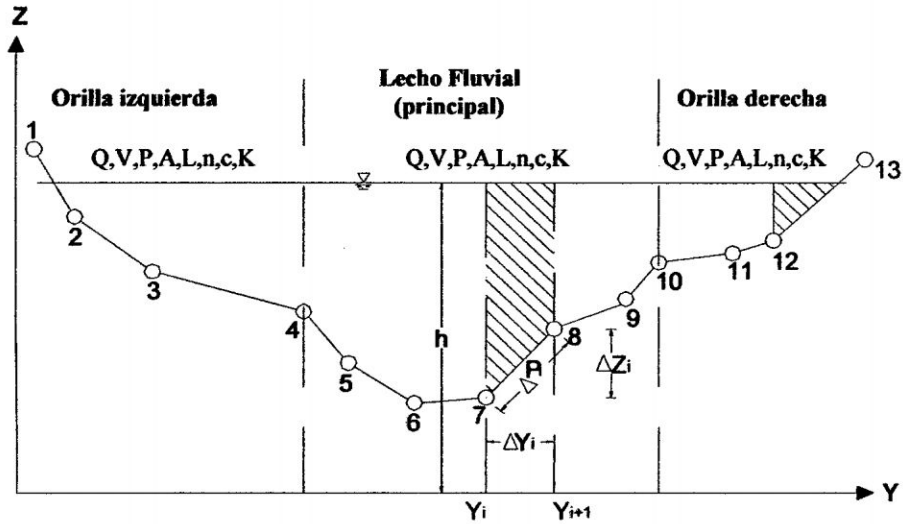


Figura N° 3.3 Sección transversal del río con la subdivisión en cauce principal y orillas.

La numeración de los vértices del perfil se realiza de izquierda a derecha, en dirección del flujo (las coordenadas de “y” deben crecer de izquierda a derecha).

El área transversal del flujo y el perímetro mojado se obtiene mediante la sumatoria de los valores “por franjas”.

3.5.1 El área individual en el interior de la sección transversal, es:

$$A_i = \frac{1}{2} [(h - z_i) + (h - z_{i+1})] (y_{i+1} - y_i) \tag{3.10}$$

y en los extremos (por ejemplo en el extremo derecho)

$$A_i = \frac{1}{2} (h - z_{12})^2 \frac{y_{13} - y_{12}}{z_{13} - z_{12}} \tag{3.11}$$

El área de la sección será:

$$A = \sum A_i \tag{3.12}$$

3.5.2 El perímetro mojado en el interior de la sección transversal:

$$P_i = \sqrt{(y_{i+1} - y_i)^2 + (z_{i+1} - z_i)^2} \quad (3.13)$$

y en los extremos (por ejemplo en el extremo derecho)

$$P_i = \sqrt{(h - z_{12})^2 + \left[\frac{(h - z_{12})(y_{13} - y_{12})}{z_{13} - z_{12}} \right]^2} \quad (3.14)$$

El perímetro mojado de la sección será:

$$P = \sum P_i \quad (3.15)$$

Para los coeficientes α y β es válida las ecuaciones:

$$\alpha = \frac{\int v^3 dA}{V_m^3 A} \quad (3.16)$$

$$\beta = \frac{\int v^2 dA}{V_m^2 A}$$

Donde:

V_m : representa la velocidad media del flujo, que se calcula dividiendo el caudal total Q entre el área total A de la sección transversal del perfil.

3.6 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD COMPUESTO PARA EL CANAL PRINCIPAL

Para poder determinar la rugosidad compuesta en una sección transversal de un río, el área mojada se divide en "N" partes de modo que el perímetro mojado de cada una de las partes se conoce, $P_1, P_2, P_3, \dots, P_N$ y los coeficientes de rugosidad $n_1, n_2, n_3, \dots, n_N$. 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:

$$V_i = \frac{R_i^{2/3} S_i^{1/2}}{n_i} \quad (3.17)$$

$$R = A_i / P_i \quad (3.18)$$

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:

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

$$\text{Entonces: } n = \frac{\sum_{i=1}^N P_i^{2/3} n_i}{\left[\sum_{i=1}^N P_i \right]^{2/3}} \quad (3.19)$$

De donde el Coeficiente de Rugosidad Compuesto de Manning es:

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3} \quad (3.20)$$

Donde:

- n_c : Coeficiente de rugosidad compuesto 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 .

3.7 EVALUACIÓN DE LA CARGA DE ENERGÍA CINÉTICA MEDIA.

En una sección transversal existen varias cargas de energía cinética, para efectuar los cálculos es necesario reducir a una carga de energía cinética media, el cual representa a la carga de energía cinética de la sección.

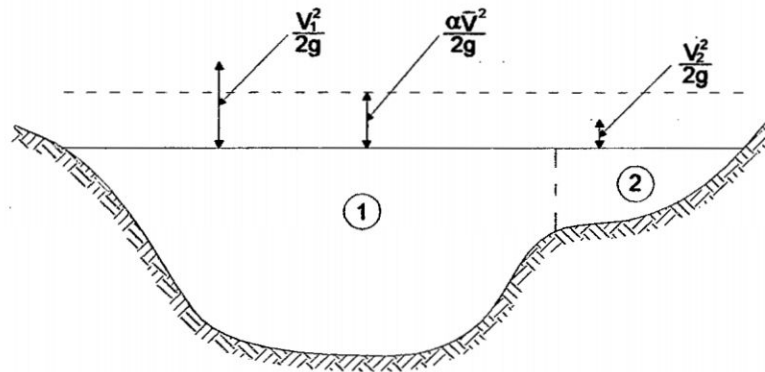


Figura N° 3.4 Obtención de la energía media.

En la figura:

- V_1 : Velocidad para la subárea 1.
- V_2 : Velocidad para la subárea 2.

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.

$$\frac{\alpha \bar{V}^2}{2g} = \frac{Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g}}{Q_1 + Q_2} \quad (3.21)$$

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

$$\text{Simplificando: } \alpha = \frac{Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2}{(Q_1 + Q_2) \bar{V}^2} \quad (3.22)$$

$$\text{En forma general tenemos: } \alpha = \frac{[Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2 + \dots + Q_N V_N^2]}{Q \bar{V}^2} \quad (3.23)$$

$$\text{En función de la conductividad: } K = \frac{Q}{\sqrt{S_f}} \quad (3.24)$$

Donde:

K : Conductividad de la sección.

Q : caudal.

S_f : Pendiente de la línea de energía.

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

$$\text{Entonces: } \alpha = \frac{A_t^2}{K_t^3} \sum_{i=1}^N \frac{K_i^3}{A_i^2} \quad (3.25)$$

Donde:

A_t : Área total del flujo de la sección.

A_i : Área del flujo de las subáreas $i = 1, 2, 3, \dots, N$.

K_t : Conductividad Total de la sección.

K_i : Conductividad de las subáreas $i = 1, 2, 3, \dots, N$.

3.8 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° 3.5, el cual es como sigue:

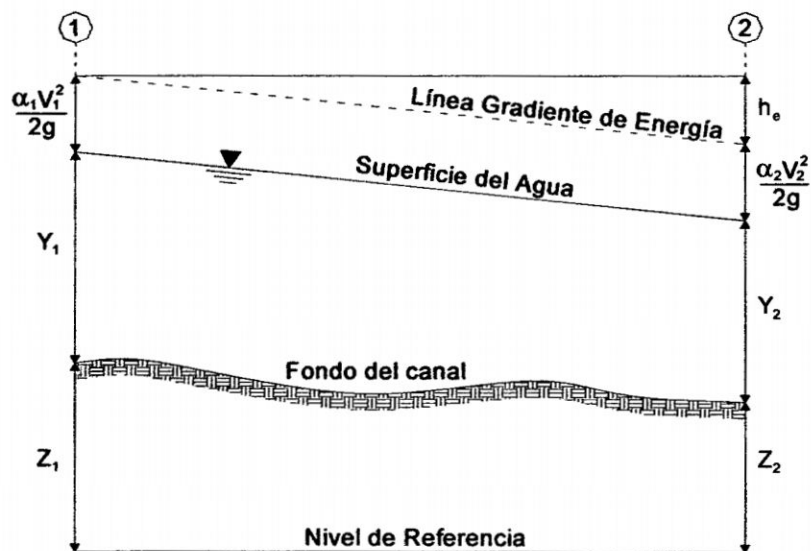


Figura N° 3.5. Representación de términos en la ecuación de Energía

$$Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_e \quad (3.26)$$

Donde:

- Y_1, Y_2 : Profundidad del agua en las secciones.
- Z_1, Z_2 : Elevaciones del fondo del canal por encima del nivel de referencia.
- V_1, V_2 : Velocidades promedio (Q_t/A_t)
- α_1, α_2 : Coeficientes de la altura de velocidad.
- g : Aceleración de la gravedad.
- h_e : 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:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right| \quad (3.27)$$

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 3.23), donde \bar{S}_f es la pendiente de fricción representativa y la distancia de la longitud del tramo, L , es calculado como:

$$L = \frac{\sum_{i=1}^N L_i \bar{Q}_i}{\sum_{i=1}^N \bar{Q}_i} \quad (3.28)$$

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:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad (3.29)$$

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

Ecuación Promedio de Conductividad:

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad (3.30)$$

Ecuación Promedio de Pendiente de Fricción:

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \quad (3.31)$$

Ecuación Media Geométrica de la Pendiente de Fricción:

$$\bar{S}_f = \sqrt{S_{f1} \times S_{f2}} \quad (3.32)$$

Ecuación Media Armónica de la pendiente de Fricción:

$$\bar{S}_f = \frac{2(S_{f1} \times S_{f2})}{S_{f1} + S_{f2}} \quad (3.33)$$

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

3.9 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:

$$h_{ce} = C \left[\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right] \quad (3.34)$$

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.

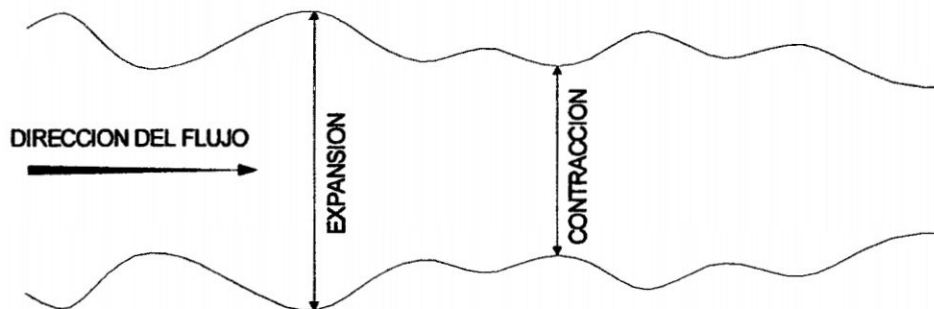


Figura N° 3.6 Esquema de Contracción y Expansión en Ríos

Cuando los cambios en la sección de 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° 3.2

Tabla N° 3.2 Coeficiente de contracción y expansión para flujo subcrítico y supercrítico

Descripción	Contracción	Expansión
a. Para flujo subcrítico		
Cálculo de pérdidas sin transición	0	0
Transición gradual	0.1	0.3
Secciones típicas de puentes	0.3	0.5
Transición abrupta	0.6	0.8
b. Para flujo supercrítico		
Cálculo de pérdidas sin transición	0	0
Transición gradual	0.05	0.1
Transición abrupta	0.1	0.2

Fuente: Ven Te Chow 1994

El valor máximo para el coeficiente de 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 tener variaciones 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 la superficie de agua.

3.10 MÉTODO DEL PASO ESTÁNDAR.

El método del paso estándar tiene muchas ventajas en su aplicación a canales naturales. Cuando la altura de velocidad es pequeña el método del paso estándar puede llevarse aún en la dirección equivocada sin arrojar errores serios, a pesar que siempre es recomendable llevar a cabo los cálculos hacia aguas arriba si el flujo es subcrítico y aguas abajo si el flujo es supercrítico.

La elevación de la superficie de agua en la sección inicial, donde debe empezar el cálculo de un perfil de flujo, puede ser desconocida en un canal natural; el uso del paso de cálculo con respecto a este problema ofrece una ventaja especial. Si el paso de cálculo empieza con una elevación supuesta que es incorrecta para un determinado caudal, el perfil de flujo resultante se hará cada vez más correcto con cada paso de cálculo, siempre y cuando estos se lleven en la dirección correcta. Por consiguiente, si no se conoce una elevación bajo el tramo en consideración o cerca de él, puede suponerse una elevación arbitraria para una sección distante suficientemente lejos, ya sea aguas arriba o aguas debajo de la sección inicial. Una vez que el paso de cálculo ha sido llevado a cabo hasta la sección inicial las elevaciones son correctas. Puede hacerse una verificación llevando a cabo los mismos cálculos con otra elevación supuesta en la sección distante.

La elevación calculada en la sección inicial es la elevación correcta si el segundo valor calculado coincide con el primer valor. Los dos valores a menudo coinciden si la distancia de la sección desde la sección distante hasta la sección inicial es suficiente.

Procedimiento de cálculo

La elevación de superficie de agua desconocida ($WS = Z + Y$) en una sección se determina mediante un proceso de solución iterativo. Conocido los datos hidrológicos, geométricos, el procedimiento de cálculo es como sigue:

- Conocida la elevación de superficie de agua en la sección de control (si esta no se encuentra disponible los cálculos pueden empezar utilizando una elevación supuesta en una sección lo suficientemente lejos de la sección inicial a través de la cual se desea).
- Basándose sobre la elevación de superficie de agua indicada en el paso 1, determinar la correspondiente conductividad total (K_T) y la altura de velocidad ($\alpha V^2 / 2g$).

En la figura siguiente la conductividad total es la suma de las conductividades en la orilla izquierda, en el lecho principal y en la orilla derecha respectivamente

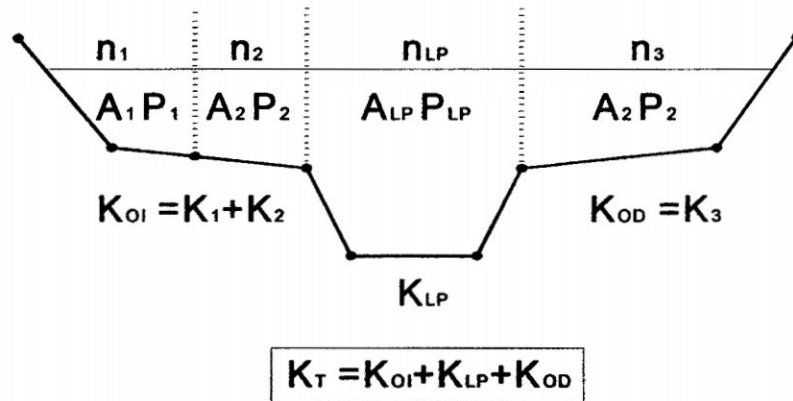


Figura N° 3.7 conductividad total

- Con los valores obtenidos anteriormente, calcular \bar{S}_f y resolver la Ecuación. (3.34) para h_c .

3.11 APLICACIÓN PRÁCTICA AL TRAMO DE ESTUDIO (PREDIMENSIONAMIENTO)

3.11.1 Simulación para el caso sin defensa ribereña.

Teniendo en cuenta el caudal de máximas avenidas para el periodo de retorno de diseño, se muestra los resultados de la simulación en forma completa a través del programa HEC RAS 3.1.3, en la tabla N° 3.3, donde se puede observar los resultados obtenidos acerca de la elevación de la superficie libre de agua, elevación del canal, tirante, velocidad en el canal, velocidad en los bancos de inundación izquierdo y derecho, esfuerzo de corte banco de inundación izquierdo y derecho, esfuerzo de corte en el canal, área del flujo, ancho del espejo de agua, y numero de froude.

En la figura N° 3.8, se muestra el tramo de análisis en planta, donde se puede observar las 101 secciones transversales ingresadas perpendiculares a la línea del thalweg, así mismo también se muestra las secciones transversales cada 60 metros, luego de transitado el caudal de máximas avenidas para el periodo de diseño, realizado en el programa HEC RAS 3.1.3, en el que se puede observar claramente que la parte de Pichari Baja, queda inundada cuando se transita el caudal de diseño, considerando necesario la instalación de una defensa ribereña en una longitud de 1370 m, así mismo existe dos zonas vulnerables: 76 m aguas arriba del puente antiguo Pichari, en la margen derecha y 400 m aguas abajo del puente antiguo Pichari en la margen izquierda, como se observa la distribución de estructuras hidráulicas en el plano PL-01.

3.11.2 Simulación para el caso con defensa ribereña.

Pre dimensionamiento de las estructuras hidráulicas.

Para el caso de la simulación con defensa ribereña, luego de realizar una inspección insitu en la zona de estudio, así como realizado la simulación para el caso sin defensa ribereña, se ha considerado tres zonas vulnerables al paso de la máxima avenida de diseño, que necesitan ser protegidas, las mismas que se describen a continuación:

- Tramo I: 76 m aguas arriba del puente antiguo Pichari, en la margen derecha.
- Tramo II: 400 aguas abajo del puente antiguo Pichari, en la margen izquierda.
- Tramo III: 1370 m de protección para la ciudad de Pichari Baja.

En la figura N° 3.8, se muestra la distribución de las 107 secciones transversales ingresadas al programa HEC RAS 3.1.3 en planta, considerando las estructuras hidráulicas inmersas según dos tipos: Tipo I y Tipo II, como se muestra en el plano PL-01.

Se ha tenido en cuenta un factor muy importante en el diseño del alineamiento de las estructuras hidráulicas, en este caso la instalación del puente Pichari nuevo de 80 m de luz, al que ha sido necesario alinear la defensa ribereña por su margen derecha al estribo de este, el mismo que permitirá proteger la comunidad de Pichari Baja, en una longitud de 1370 m, considerando para ello la instalación de una estructura hidráulica de 4.00 m de altura tipo II. Así mismo se ha incluido otras dos estructuras hidráulicas; una aguas arriba del puente Pichari antiguo en 76 m lineales por la margen derecha y otra de 400 m lineales aguas abajo del puente antiguo Pichari, en la margen izquierda. Para la simulación también fue importante considerar el coeficiente de rugosidad de manning producto de la instalación de las estructuras hidráulicas de gaviones, en donde corresponde, considerando un valor igual a 0.029.

En la Tabla N° 3.3, se muestra los resultados de la simulación hidráulica considerando la instalación de las defensas ribereñas en los tres tramos descritos anteriormente. Para lo cual se ha transitado el caudal de máximas avenidas obtenido en la etapa hidrológica, igual a 788.521 m³/s, para un periodo de retorno de 100 años.

Los resultados obtenidos en esta tabla, permitirán definir la estructura hidráulica a proponer en cada una de las zonas vulnerables descritas anteriormente.

3.11.3 Análisis de las velocidades máximas presentadas en cada una de las secciones transversales.

Para la realización del diseño de la defensa ribereña es necesario contar con las velocidades máximas de diseño presentadas en ambas márgenes, en los lugares donde se ha previsto la instalación de las defensas ribereñas. Previo análisis de las velocidades presentadas, luego del tránsito de la máxima avenida con la ayuda del programa HEC RAS 3.1.3, y los resultados obtenidos en la Tabla N° 3.3, se observa que se presentan velocidades aceptables para considerar una estructura de gaviones, en ambas márgenes del Río Pichari.

Se ha propuesto la instalación de colchones reno y gaviones caja fuerte, que permitan soportar las velocidades presentadas cuando se genera el caudal de máximas avenidas en el Río Pichari, cuyas especificaciones se muestran en el plano PL-01.

3.11.4 Análisis de los esfuerzos de corte máximo en cada una de las secciones transversales.

De igual forma en la Tabla N° 3.3, se muestra los resultados correspondientes a los esfuerzos de corte total, en la margen izquierda y en la margen derecha, los mismos

que servirán para diseñar los dos tipos de defensa a proyectarse en ambas márgenes del Río Pichari, en el tramo en estudio.

3.11.5 Elección del tipo de defensa ribereña.

A partir de los resultados de la Tabla N° 3.3, teniendo en cuenta las velocidades, esfuerzos de corte y altura de agua sobre la línea del thalweg, así como la altura a presentarse en las márgenes donde se instalaran las defensas ribereñas, se ha elegido estructuras hidráulicas de gaviones, considerando dos tipos como se muestra en el plano PL-01.

3.11.6 Descripción de los tramos donde se instalarán las defensas ribereñas en el río Pichari:

- **Defensa ribereña de longitud igual a 76 m – Margen derecha.**

Como se muestra en el plano PL-01, se ha previsto la instalación de las siguientes estructuras hidráulicas:

- Estructura hidráulica denominada Tipo II, de 40 m de longitud, con relleno en la parte posterior.
- Estructura hidráulica denominada Tipo I, de 36 m de longitud.

Ambas estructuras hidráulicas son íntegramente de gaviones, las mismas que se han considerado, teniendo en cuenta las características hidráulicas y las secciones transversales donde se instalarán estas estructuras hidráulicas.

- **Defensa ribereña de longitud igual a 400 m – Margen Izquierda.**

En el plano PL-01, que corresponde a la planta de la defensa ribereña del río Pichari, en el tramo de estudio, se muestra un tramo vulnerable de 400 m, que necesita ser

protegido con una estructura hidráulica de gaviones, los mismos que se describen según el siguiente resumen:

- Estructura hidráulica denominada Tipo II de 20 m de longitud sin terraplén.
- Estructura hidráulica denominada Tipo I de 100 m de longitud.
- Estructura hidráulica denominada Tipo II de 140 de longitud con terraplén en la parte posterior.
- Estructura hidráulica denominada Tipo I de 140 m de longitud.

Estas estructuras hidráulicas se instalarán, como se muestra la distribución en planta en el plano PL-01.

- **Defensa ribereña de longitud igual a 1370 m – Margen Derecha.**

Este tramo de defensa ribereña de longitud igual a 1370 m, fue propuesto teniendo en cuenta la protección de la comunidad de Pichari Baja, producto de las constantes inundaciones que genera el Río Pichari en su banco de inundación derecho, lugar donde se halla ubicada esta comunidad.

Para la ubicación de la defensa ribereña fue necesario tener en cuenta la instalación del puente nuevo Pichari de una longitud de 80 m, para cuyo caso la defensa ribereña de 4.00 m de altura Tipo II con terraplén de material seleccionado y estructura de gaviones con contrafuertes tuvo que alinearse obligadamente con el estribo derecho de este puente.

SIMULACION DE FLUJO PERMANENTE PARA EL CASO SIN DEFENSA RIBEREÑA

Tabla N° 3.3

Estacion Rio	Q Total (m ³ /s)	Elev. Sup. agua (m)	Elev. Canal principal (m)	Tirante (m)	Velocidad canal (m/s)	Velocidad izq. (m/s)	Velocidad der. (m/s)	Esf. corte izq. (N/m ²)	Esf. corte der. (N/m ²)	Esf. corte canal (N/m ²)	Area flujo (m ²)	Espejo (m)	# Froude
107	788.52	594.71	591.81	2.90	6.45	3.03	4.57	155.46	287.19	481.74	132.07	61.08	1.30
106	788.52	594.32	591.29	3.03	6.54	4.18	4.13	244.05	239.80	477.29	133.31	58.76	1.25
105	788.52	595.19	590.76	4.43	6.34	3.63	4.47	167.71	229.23	386.83	145.52	44.35	0.97
104	788.52	595.71	590.47	5.24	6.67	3.93	3.04	182.90	124.84	404.58	141.27	39.73	0.94
103	788.52	593.08	589.93	3.15	9.37	4.87	5.08	363.31	387.01	969.99	94.24	43.50	1.77
102	788.52	592.14	589.91	2.23	9.57	4.32	6.06	352.92	586.12	1163.14	93.01	64.13	2.22
101	788.52	591.46	588.86	2.60	8.97	5.88	5.13	521.91	425.81	983.61	101.46	65.33	1.96
100	788.52	590.63	588.18	2.45	8.98	5.72	4.70	489.04	364.77	963.39	103.74	64.54	1.90
99	788.52	591.09	588.16	2.93	6.83	4.88	3.64	319.26	205.21	527.92	136.94	71.75	1.33
98	788.52	590.56	587.53	3.03	7.20	5.11	3.13	342.60	163.73	572.77	132.17	64.11	1.35
97	788.52	589.59	587.32	2.27	7.59	5.81	3.30	473.58	203.19	707.59	118.02	71.05	1.68
96	788.52	588.68	586.54	2.14	7.54	4.04	3.29	281.17	207.19	718.80	118.65	85.40	1.74
95	788.52	590.02	585.42	4.60	6.00	3.79	2.72	173.00	105.35	344.25	165.96	56.58	0.91
94	788.52	589.52	584.70	4.82	7.06	4.13	4.06	211.40	206.21	472.64	153.72	58.44	1.06
93	788.52	589.63	584.49	5.14	6.59	4.26	3.14	212.02	134.09	407.73	167.89	60.64	0.95
92	788.52	588.69	584.13	4.56	8.13	4.96	3.97	307.24	219.91	643.44	139.91	59.81	1.25
91	788.52	587.39	583.95	3.44	8.95	4.45	6.92	296.46	574.31	845.24	119.54	66.39	1.57
90	788.52	586.80	584.22	2.58	8.50	5.37	5.78	423.13	471.98	842.07	114.85	69.27	1.74
89	788.52	586.51	584.13	2.38	7.57	5.12	5.07	377.97	373.31	680.38	126.09	75.88	1.59
88	788.52	585.96	583.99	1.97	7.03	5.01	5.52	381.45	441.00	633.89	127.04	84.52	1.66
87	788.52	585.33	583.62	1.71	6.48	5.31	5.12	421.35	398.91	568.25	129.48	91.66	1.66
86	788.52	584.80	582.88	1.92	6.05	1.78	4.55	77.94	318.10	487.58	137.34	92.62	1.51
85	788.52	585.33	582.35	2.98	4.97	2.66	3.99	87.68	202.55	281.97	176.46	82.95	0.98
84	788.52	583.94	581.31	2.63	6.96	3.51	4.47	212.45	305.13	592.80	132.59	85.66	1.53
83	788.52	583.06	580.43	2.63	8.15	3.85	4.94	233.69	368.17	780.39	129.91	92.44	1.67
82	788.52	583.41	580.01	3.40	5.81	3.64	3.74	183.64	191.28	370.26	174.15	91.62	1.08
81	788.52	582.52	579.60	2.92	7.03	4.15	4.29	255.39	268.58	562.39	148.24	92.81	1.39

(CONTINUA)

Estacion Rio	Q Total (m3/s)	Elev. Sup. agua (m)	Elev. Canal principal (m)	Tirante (m)	Velocidad canal (m/s)	Velocidad izq. (m/s)	Velocidad der. (m/s)	Esf. corte izq. (N/m2)	Esf. corte der. (N/m2)	Esf. corte canal (N/m2)	Area flujo (m2)	Espejo (m)	# Froude
80	788.52	581.98	579.37	2.61	6.74	3.32	4.34	187.26	280.02	541.98	142.57	90.88	1.43
79	788.52	581.48	579.15	2.33	6.57	2.40	4.85	118.31	339.72	535.95	138.21	86.95	1.47
78	788.52	580.73	578.52	2.21	6.79	2.47	5.03	128.11	372.03	583.35	132.54	86.73	1.57
77	788.52	580.14	578.11	2.03	6.50	2.27	4.93	113.83	364.73	551.43	133.54	90.59	1.57
76	788.52	579.85	577.49	2.36	5.77	1.81	3.76	74.13	221.71	421.21	150.28	95.65	1.32
75	788.52	580.07	577.19	2.88	4.45	1.15	3.23	31.93	149.93	242.68	188.09	99.33	0.97
74	788.52	579.27	577.12	2.15	5.31	1.51	3.03	56.08	159.82	371.84	156.67	105.86	1.30
73	788.52	578.46	576.75	1.71	5.78	1.08	4.07	37.48	275.15	465.26	142.00	107.14	1.54
72	788.52	578.68	576.21	2.47	4.36	1.26	3.23	36.82	151.42	237.82	188.22	101.60	0.99
71	788.52	577.87	575.50	2.37	5.50	3.84	3.81	227.57	224.57	389.62	157.68	103.74	1.30
70	788.52	577.22	575.07	2.15	6.02	4.16	4.16	264.30	264.76	460.54	150.13	102.96	1.40
69	788.52	577.18	574.90	2.28	4.67	2.20	3.96	91.53	221.22	282.77	177.94	108.79	1.12
68	788.52	577.17	574.43	2.74	4.69	2.06	3.43	75.35	161.46	258.90	185.71	93.02	0.97
67	788.52	576.10	573.63	2.47	6.13	2.95	3.89	157.72	238.79	471.91	145.00	95.45	1.40
66	788.52	575.36	573.29	2.07	6.24	2.94	5.25	173.94	415.13	538.27	134.40	101.34	1.65
65	788.52	574.84	572.80	2.04	5.50	2.74	5.49	150.96	427.19	428.47	143.96	105.59	1.50
64	788.52	574.54	572.26	2.28	4.91	1.84	4.76	76.03	316.17	330.59	162.19	109.06	1.28
63	788.52	573.80	571.57	2.23	5.31	2.15	5.08	103.41	374.81	401.05	150.61	113.62	1.46
62	788.52	573.33	571.29	2.04	5.26	2.49	4.12	123.49	262.11	379.20	159.88	119.30	1.37
61	788.52	572.86	570.98	1.88	5.00	2.17	4.32	100.40	282.92	351.57	162.32	122.80	1.35
60	788.52	572.07	570.36	1.71	5.40	2.16	3.95	106.48	262.91	419.20	153.00	130.02	1.51
59	788.52	571.57	569.58	1.99	5.10	1.53	3.14	61.06	178.65	370.79	163.44	140.85	1.41
58	788.52	571.00	568.67	2.33	5.07	0.97	2.80	30.78	151.16	368.79	163.35	142.19	1.41
57	788.52	570.66	568.11	2.55	4.60	0.60	3.27	14.07	180.00	300.95	179.94	146.56	1.26
56	788.52	570.26	567.78	2.48	4.27	1.32	4.30	45.92	270.55	267.79	184.40	149.35	1.23
55	788.52	569.18	567.75	1.43	4.27	1.32	5.87	498.55	498.55	309.15	156.66	159.53	1.53
54	788.52	568.42	567.23	1.19	4.46	1.46	5.58	62.15	463.37	330.61	157.27	159.19	1.55

(CONTINUA)

Estacion Río	Q Total (m3/s)	Elev. Sup. agua (m)	Elev. Canal principal (m)	Tirante (m)	Velocidad canal (m/s)	Velocidad izq. (m/s)	Velocidad der. (m/s)	Esf. corte izq. (N/m2)	Esf. corte der. (N/m2)	Esf. corte canal (N/m2)	Area flujo (m2)	Espejo (m)	# Froude
53	788.52	568.49	566.59	1.90	3.85	1.10	3.34	30.97	164.29	203.55	214.16	152.78	1.00
52	788.52	567.73	566.08	1.65	4.68	0.97	3.66	30.37	221.10	319.50	175.03	150.02	1.34
51	788.52	567.30	565.57	1.73	4.63	1.27	3.49	42.98	194.83	298.50	182.58	144.44	1.23
50	788.52	566.90	564.86	2.04	4.59	0.91	3.12	25.35	160.34	286.62	183.46	136.19	1.18
49	788.52	566.08	564.29	1.79	5.34	1.22	4.38	44.23	301.56	405.38	157.94	130.92	1.47
48	788.52	565.80	563.94	1.86	4.72	1.09	4.00	33.01	233.29	299.34	178.48	123.78	1.19
47	788.52	566.01	562.90	3.11	4.44	1.49	3.16	46.33	143.42	238.36	198.53	111.56	0.95
46	788.52	565.32	562.73	2.59	5.26	1.60	4.21	59.31	253.59	353.65	163.48	101.40	1.23
45	788.52	564.83	562.13	2.70	5.56	1.26	4.23	41.72	256.76	387.22	159.83	99.49	1.25
44	788.52	564.58	561.37	3.21	5.23	1.54	3.52	52.49	181.14	328.41	171.91	98.58	1.10
43	788.52	563.95	561.04	2.91	5.67	1.87	2.53	72.03	113.53	380.72	161.77	110.00	1.18
42	788.52	562.95	560.66	2.29	6.67	1.96	3.37	90.17	202.82	565.29	138.49	110.26	1.54
41	788.52	562.66	560.32	2.34	6.25	2.07	3.58	93.24	211.21	488.17	153.86	118.13	1.41
40	788.52	560.72	559.95	0.77	5.42	1.82	7.85	108.84	974.14	559.58	116.59	158.14	2.31
39	788.52	560.33	559.26	1.07	4.48	1.55	5.64	68.24	471.74	333.79	155.73	157.47	1.56
38	788.52	560.93	558.74	2.19	4.05	1.61	3.45	54.43	171.05	217.84	206.14	136.65	1.01
37	788.52	560.01	557.73	2.28	5.34	1.58	3.88	64.14	246.34	396.84	163.69	138.58	1.42
36	788.52	560.32	557.16	3.16	4.11	1.18	2.94	33.07	130.47	215.89	210.97	136.71	0.96
35	788.52	559.69	556.72	2.97	5.04	1.36	2.90	44.62	138.53	316.51	185.94	137.01	1.13
34	788.52	559.22	556.57	2.65	5.30	0.89	3.76	25.51	221.47	371.56	171.94	133.53	1.30
33	788.52	558.65	556.04	2.61	5.31	1.54	4.03	59.00	219.84	376.11	162.81	124.94	1.32
32	788.52	558.20	555.71	2.49	5.19	2.42	2.49	111.68	116.36	351.05	168.83	133.06	1.25
31	788.52	558.08	555.41	2.67	4.58	0.43	2.18	7.54	85.22	258.45	192.88	131.78	1.02
30	788.52	558.24	555.08	3.16	4.04	0.91	1.56	20.71	46.37	192.10	218.78	143.50	0.84
29	788.52	557.23	554.44	2.79	5.50	0.97	1.61	27.04	57.72	363.96	158.11	120.48	1.17
28	788.52	556.16	553.96	2.20	6.42	1.07	2.95	36.45	166.45	533.89	127.20	81.03	1.53
27	788.52	556.03	553.10	2.93	5.60	2.29	1.81	101.39	71.02	388.44	150.32	102.44	1.25

(CONTINUA)

Estacion Rio	Q Total (m ³ /s)	Elev. Sup. agua (m)	Elev. Canal principal (m)	Tirante (m)	Velocidad canal (m/s)	Velocidad izq. (m/s)	Velocidad der. (m/s)	Esf. corte izq. (N/m ²)	Esf. corte der. (N/m ²)	Esf. corte canal (N/m ²)	Area flujo (m ²)	Espejo (m)	# Froude
26	788.52	554.66	551.97	2.69	6.76	2.12	2.80	111.22	168.40	633.72	120.19	93.70	1.79
25	788.52	555.45	552.96	2.49	4.23	1.25	3.05	36.11	137.25	224.70	200.22	117.30	0.96
24	788.52	554.30	552.63	1.67	5.57	1.15	3.12	42.71	190.58	454.87	147.57	134.64	1.60
23	788.52	553.87	552.00	1.87	4.93	0.80	2.58	22.73	132.64	350.04	163.48	135.31	1.38
22	788.52	553.15	551.33	1.82	5.16	1.62	2.49	67.90	129.23	385.83	155.89	131.37	1.46
21	788.52	552.92	551.08	1.84	4.48	1.86	2.36	73.03	105.12	274.41	181.85	132.76	1.16
20	788.52	552.53	550.62	1.91	4.53	1.55	2.32	55.94	102.74	279.38	181.08	135.15	1.17
19	788.52	552.06	549.77	2.29	4.76	1.21	2.45	38.64	111.85	302.67	177.08	133.85	1.19
18	788.52	551.69	549.77	1.92	4.69	1.77	2.19	68.75	95.10	297.37	177.37	136.30	1.20
17	788.52	551.02	549.31	1.71	5.08	1.28	2.58	45.81	108.33	361.20	161.50	135.10	1.37
16	788.52	550.61	548.66	1.95	4.87	1.57	2.16	59.82	96.74	326.87	170.66	139.84	1.28
15	788.52	550.06	548.32	1.74	4.87	1.23	4.28	47.21	305.07	370.19	167.29	172.15	1.54
14	788.52	549.48	547.63	1.85	4.54	1.24	4.11	45.59	274.25	318.62	177.47	174.05	1.41
13	788.52	548.77	546.94	1.83	4.73	1.27	4.02	47.15	266.00	339.17	172.00	165.11	1.43
12	788.52	548.21	546.37	1.84	4.52	1.73	3.85	74.79	247.59	314.68	178.19	175.07	1.40
11	788.52	547.87	546.51	1.36	3.50	1.95	4.37	80.39	270.34	193.97	203.08	182.27	1.13
10	788.52	548.20	546.24	1.96	3.63	1.20	2.23	34.91	88.90	184.25	223.68	170.43	0.98
9	788.52	547.64	545.75	1.89	4.11	0.93	1.15	26.72	31.64	250.01	193.09	170.77	1.20
8	788.52	547.45	545.18	2.27	3.79	1.70	2.25	58.50	82.49	195.08	229.76	195.82	0.97
7	788.52	546.94	545.05	1.89	4.16	1.34	1.65	45.25	61.78	246.41	203.40	204.20	1.15
6	788.52	546.23	544.54	1.69	4.53	1.81	1.40	81.38	42.69	322.17	176.73	201.11	1.44

SIMULACION DE FLUJO PERMANENTE PARA EL CASO CON DEFENSA RIBEREÑA

Tabla N° 3.4

Estacion Rio	Q Total (m ³ /s)	Elev. Sup. agua (m)	Elev. Canal principal (m)	Tirante (m)	Velocidad canal (m/s)	Velocidad izq. (m/s)	Velocidad der. (m/s)	Esf. corte izq. (N/m ²)	Esf. corte der. (N/m ²)	Esf. corte canal (N/m ²)	Area flujo (m ²)	Espejo (m)	# Froude
107	788.52	594.75	591.81	2.94	6.52	0.66	5.46	15.94	375.30	490.12	130.52	55.78	1.28
106	788.52	594.82	591.29	3.53	5.81	2.28	4.95	87.53	279.81	356.78	148.72	50.80	1.01
105	788.52	594.61	590.76	3.85	6.70	5.71	4.37	355.12	237.52	451.56	132.06	36.92	1.10
104	788.52	595.57	590.47	3.90	6.24	3.95	1.71	193.70	55.21	384.90	136.06	38.89	0.95
103	788.52	592.83	589.93	2.90	9.16	2.42	4.78	131.18	363.85	965.87	93.01	44.72	1.82
102	788.52	592.14	589.91	2.23	9.04	2.32	5.75	135.45	528.10	1040.93	97.24	65.48	2.09
101	788.52	591.42	588.86	2.56	8.27	5.49	5.15	477.39	434.12	882.19	103.35	67.65	1.97
100	788.52	590.68	588.18	2.50	7.94	4.57	4.66	343.74	353.79	788.45	108.02	66.58	1.80
99	788.52	591.23	588.16	3.07	5.94	4.19	3.20	236.30	157.82	398.15	153.10	74.89	1.15
98	788.52	590.62	587.53	3.09	6.41	4.37	2.80	260.72	133.38	462.39	140.80	66.54	1.23
97	788.52	589.64	587.32	2.32	7.16	5.56	2.72	432.11	148.19	630.77	122.01	70.03	1.58
96	788.52	588.73	586.54	2.19	6.94	3.59	7.18	237.08	670.65	637.39	117.16	78.18	1.72
95	788.52	589.95	585.42	4.53	5.80	3.92	1.50	188.96	44.56	340.16	157.34	53.72	0.93
94	788.52	589.82	584.70	5.12	5.86	3.72	1.45	170.30	41.65	337.22	160.43	53.72	0.90
93	788.52	589.71	584.49	5.22	5.84	3.62	2.16	164.03	75.81	336.17	160.18	53.88	0.90
92	788.52	588.69	584.13	4.56	6.95	4.20	1.79	245.97	68.43	522.90	128.88	53.73	1.23
91	788.52	587.19	583.95	3.24	8.10	2.83	7.44	159.08	679.60	772.33	106.20	60.70	1.67
90	788.52	586.74	584.22	2.52	7.83	3.97	6.49	273.51	571.66	757.68	112.22	68.42	1.74
89	788.52	586.51	584.13	2.38	7.05	4.02	5.65	262.04	436.45	607.92	127.69	76.03	1.55
88	788.52	586.01	583.99	2.02	6.57	4.55	5.24	322.59	398.04	559.86	130.41	83.31	1.57
87	788.52	585.83	583.62	2.21	5.68	4.33	5.31	263.86	358.04	396.92	146.68	73.76	1.26
86	788.52	584.99	582.88	2.11	6.47	4.61	5.61	315.54	423.88	524.95	132.65	74.71	1.47
85	788.52	585.18	582.35	2.83	5.03	3.81	4.50	197.88	253.85	300.11	167.11	74.74	1.04
84	788.52	584.07	581.31	2.76	6.75	4.53	5.00	299.23	346.77	543.59	135.80	74.69	1.42
83	788.52	583.39	580.43	2.96	7.17	4.54	4.55	299.22	300.15	593.47	134.06	75.33	1.43

(CONTINUA)

Estacion Rio	Q Total (m ³ /s)	Elev. Sup. agua (m)	Elev. Canal principal (m)	Tirante (m)	Velocidad canal (m/s)	Velocidad izq. (m/s)	Velocidad der. (m/s)	Esf. corte izq. (N/m ²)	Esf. corte der. (N/m ²)	Esf. corte canal (N/m ²)	Area flujo (m ²)	Espejo (m)	# Froude
82	788.52	583.83	580.01	3.82	5.23	3.56	3.61	166.42	170.53	296.60	173.80	73.00	0.96
81	788.52	583.05	579.60	3.45	6.13	2.36	3.84	100.59	208.44	420.10	147.90	70.55	1.17
80	788.52	582.32	579.37	2.95	6.83	3.44	4.31	190.86	267.41	533.57	134.80	70.35	1.35
79	788.52	581.77	579.15	2.62	6.95	2.86	4.82	150.98	329.22	570.28	129.84	70.34	1.45
78	788.52	580.81	578.52	2.29	7.78	6.46	5.32	560.55	419.39	741.33	119.91	74.55	1.71
77	788.52	580.03	578.11	1.92	7.32	7.08	5.59	678.69	475.88	714.32	117.94	82.37	1.83
76	788.52	579.72	578.01	1.71	5.76	6.34	4.12	517.35	270.98	448.26	136.84	89.24	1.47
75	788.52	580.06	577.53	2.53	4.77	4.19	3.40	223.05	163.28	271.27	185.14	94.74	1.01
74	788.52	579.28	577.20	2.08	5.68	5.02	3.47	340.44	195.80	410.27	154.99	98.25	1.32
73	788.52	578.55	576.75	1.80	5.94	5.43	5.44	413.29	413.81	472.76	142.07	95.74	1.49
72	788.52	578.79	576.21	2.58	5.04	3.96	4.34	204.59	234.58	293.28	180.60	87.76	1.02
71	788.52	578.04	575.50	2.54	6.08	4.48	3.93	274.58	226.01	433.64	155.34	86.74	1.26
70	788.52	577.34	575.07	2.27	6.56	5.07	4.93	353.31	339.40	520.71	141.26	83.13	1.42
69	788.52	577.64	574.90	2.74	5.06	4.02	3.88	206.82	195.88	292.14	179.22	84.82	1.00
68	788.52	577.45	574.43	3.02	5.21	2.69	4.04	111.61	205.59	301.74	167.79	69.78	0.99
67	788.52	576.21	573.63	2.58	6.75	1.93	5.50	85.34	408.79	556.64	127.39	68.43	1.47
66	788.52	575.88	573.29	2.59	6.23	1.66	5.55	66.02	401.78	478.17	134.32	69.57	1.37
65	788.52	575.47	572.80	2.67	6.22	2.77	5.46	139.60	386.62	469.05	137.49	70.43	1.34
64	788.52	574.95	572.26	2.69	6.49	2.33	5.39	108.76	383.98	506.11	135.83	71.50	1.38
63	788.52	574.26	571.57	2.69	6.24	3.20	4.88	183.88	346.43	501.18	129.15	72.42	1.48
62	788.52	573.48	571.29	2.19	6.46	2.54	4.76	135.63	348.44	550.77	124.36	75.73	1.59
61	788.52	573.62	570.98	2.64	5.12	2.52	4.94	110.41	301.78	319.13	158.81	75.53	1.11
60	788.52	572.47	570.36	2.11	6.23	3.05	5.07	175.78	376.08	512.14	129.07	78.27	1.53
59	788.52	571.78	569.58	2.20	6.25	2.54	4.82	137.58	360.69	531.81	128.25	85.62	1.61
58	788.52	571.20	568.67	2.53	6.02	1.31	4.49	49.58	316.03	489.93	132.53	84.60	1.53
57	788.52	571.01	568.11	2.90	5.78	1.54	4.61	56.19	292.80	410.48	154.03	88.40	1.26
56	788.52	571.07	567.78	3.29	4.95	1.58	3.87	51.51	196.41	283.87	182.52	89.99	0.99

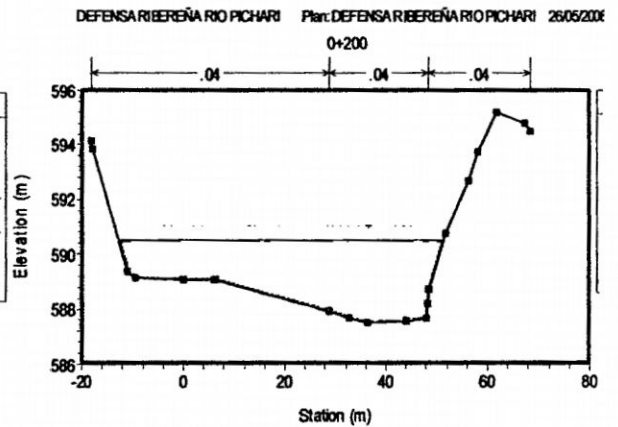
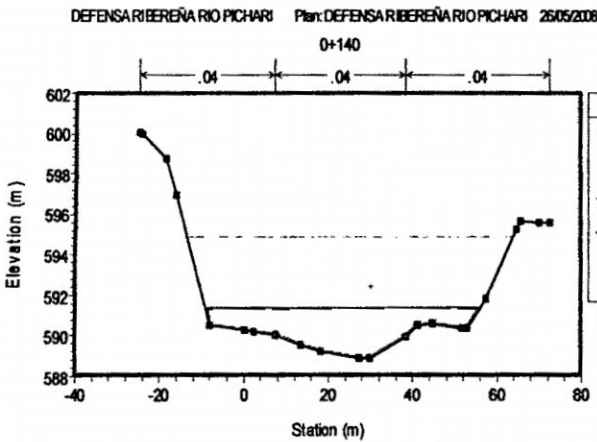
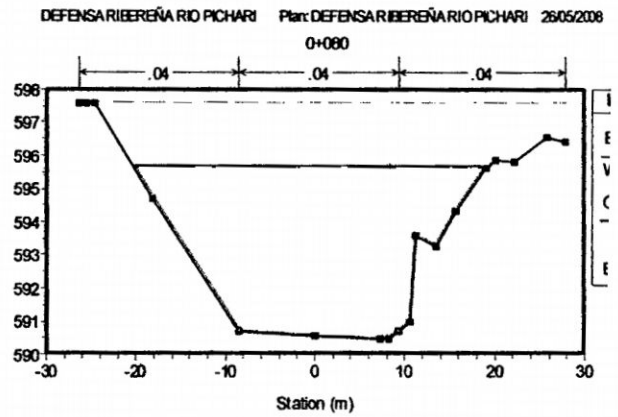
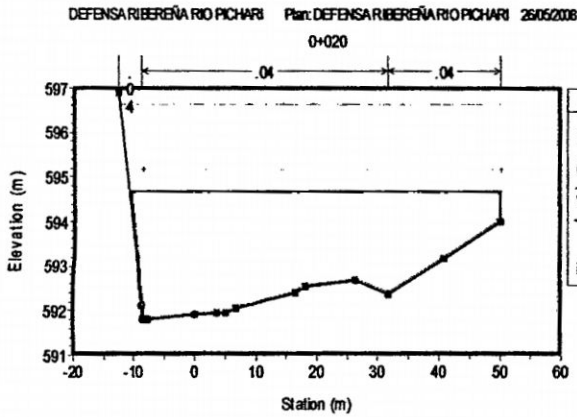
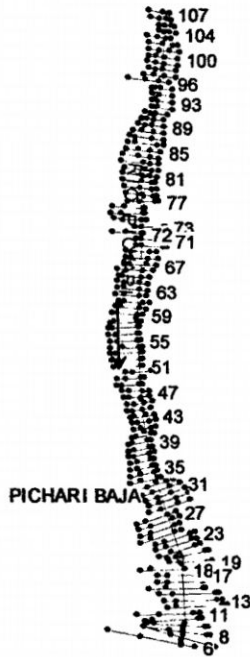
(CONTINUA)

Estacion Rio	Q Total (m3/s)	Elev. Sup. agua (m)	Elev. Canal principal (m)	Tirante (m)	Velocidad canal (m/s)	Velocidad izq. (m/s)	Velocidad der. (m/s)	Esf. corte izq. (N/m2)	Esf. corte der. (N/m2)	Esf. corte canal (N/m2)	Area flujo (m2)	Espejo (m)	# Fronde
55	788.52	569.79	567.75	2.04	5.99	1.48	5.42	62.16	435.74	507.15	132.43	95.18	1.63
54	788.52	568.91	567.12	1.79	6.15	2.91	5.56	174.47	460.51	536.54	129.35	94.85	1.69
53	788.52	568.58	566.59	1.99	5.68	1.98	5.20	87.45	371.74	423.78	146.92	92.30	1.38
52	788.52	568.09	566.08	2.01	5.47	1.57	5.31	61.31	379.62	397.60	147.26	89.89	1.35
51	788.52	567.54	565.57	1.97	5.51	1.98	4.92	86.19	337.09	399.85	144.89	85.40	1.35
50	788.52	567.07	564.86	2.21	5.56	1.85	5.46	76.07	384.84	395.85	144.08	78.03	1.29
49	788.52	566.64	564.33	2.31	5.43	1.45	5.51	52.50	387.70	378.92	143.91	75.79	1.26
48	788.52	566.52	563.90	2.62	5.12	1.10	4.81	30.83	282.23	310.29	160.42	70.37	1.05
47	788.52	566.57	562.90	3.67	5.82	1.94	4.74	68.77	262.66	357.10	155.25	56.25	1.00
46	788.52	566.45	562.73	3.72	5.80	1.64	4.51	52.89	242.17	352.97	150.51	50.72	1.00
45	788.52	565.54	562.13	3.41	6.79	1.62	4.69	58.51	288.29	501.78	128.70	49.90	1.23
44	788.52	564.84	561.37	3.47	7.49	2.68	5.58	130.62	391.76	609.11	120.14	48.13	1.35
43	788.52	563.61	561.04	2.57	8.17	3.02	5.50	176.03	432.91	784.86	107.02	54.95	1.68
42	788.52	563.22	560.66	2.56	7.53	3.67	5.19	227.43	382.21	667.46	111.92	52.68	1.56
41	788.52	562.97	560.32	2.65	7.17	2.76	5.07	141.45	352.89	593.66	122.14	57.72	1.43
40	788.52	561.59	559.60	1.99	7.68	6.03	2.08	557.05	113.01	801.77	105.05	70.39	1.97
39	788.52	561.03	559.12	1.91	6.85	2.82	1.99	167.06	99.33	634.23	115.82	74.34	1.74
38	788.52	561.69	558.74	2.95	5.26	2.43	4.65	98.56	260.10	313.50	161.61	66.03	1.02
37	788.52	560.36	557.73	2.63	6.53	2.59	4.70	135.89	332.03	544.15	123.30	67.14	1.52
36	788.52	560.77	557.16	3.61	5.31	2.18	4.42	82.68	239.27	315.25	164.98	68.06	1.00
35	788.52	559.72	556.72	3.00	6.80	2.61	5.16	129.45	359.78	544.35	134.72	71.42	1.39
34	788.52	560.09	556.57	3.52	5.39	1.87	3.89	64.01	192.18	313.22	177.40	77.11	0.98
33	788.52	558.63	556.04	2.59	7.27	2.48	5.27	130.27	403.91	655.06	127.36	81.53	1.62
32	788.52	557.98	555.71	2.27	7.19	1.96	5.10	92.39	387.67	648.58	128.44	86.14	1.63
31	788.52	557.98	555.41	2.57	5.66	1.97	3.36	77.94	173.90	379.80	157.45	88.72	1.18
30	788.52	558.92	556.16	2.76	4.60	2.03	3.85	76.28	199.00	259.78	180.82	92.71	1.02

(CONTINUA)

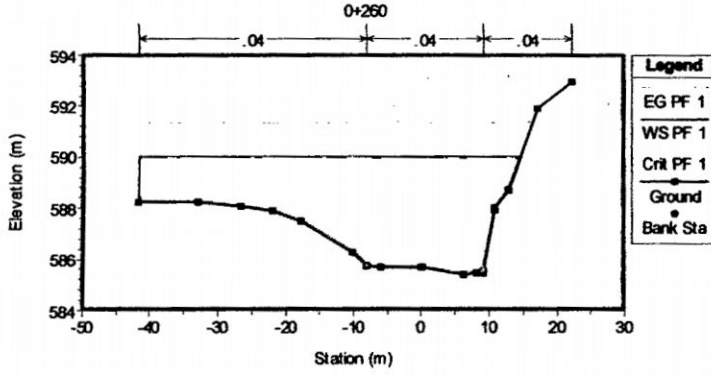
Estacion Río	Q Total (m ³ /s)	Elev. Sup. agua (m)	Elev. Canal principal (m)	Tirante (m)	Velocidad canal (m/s)	Velocidad izq. (m/s)	Velocidad der. (m/s)	Esf. corte izq. (N/m ²)	Esf. corte der. (N/m ²)	Esf. corte canal (N/m ²)	Area flujo (m ²)	Espejo (m)	# Froude
29	788.52	558.25	556.52	1.73	5.25	4.38	4.83	277.46	320.99	363.58	156.87	96.94	1.29
28	788.52	557.11	555.30	1.81	6.65	5.16	5.29	404.46	418.95	590.78	134.62	101.71	1.67
27	788.52	556.76	554.92	1.84	5.82	4.87	4.12	337.06	262.24	440.71	152.47	106.87	1.40
26	788.52	556.51	554.69	1.82	5.04	4.44	3.87	285.96	232.25	345.88	170.95	127.66	1.30
25	788.52	555.14	552.99	2.15	7.07	4.75	4.84	348.90	357.94	633.16	138.16	104.81	1.64
24	788.52	554.19	552.63	1.56	6.59	4.53	5.51	354.58	475.81	621.37	129.68	114.16	1.83
23	788.52	553.81	552.01	1.80	5.40	4.18	5.59	282.71	436.91	414.48	150.93	118.81	1.49
22	788.52	553.17	551.33	1.84	5.41	3.65	5.65	226.77	436.05	409.29	151.48	117.00	1.45
21	788.52	552.78	551.08	1.70	5.28	4.09	4.69	257.20	316.53	377.48	161.99	118.09	1.35
20	788.52	552.61	550.62	1.99	4.74	3.41	3.79	173.89	204.15	284.74	188.47	123.43	1.10
19	788.52	552.05	549.77	2.28	5.27	4.06	2.38	236.34	105.83	349.71	174.62	123.65	1.21
18	788.52	551.66	549.83	1.83	5.13	4.56	3.24	294.74	176.71	351.82	173.85	136.49	1.29
17	788.52	551.05	549.31	1.74	5.52	4.19	3.74	265.81	180.65	402.35	164.74	135.80	1.36
16	788.52	550.61	548.66	1.95	5.34	4.51	3.25	295.99	181.24	381.75	170.83	140.05	1.34
15	788.52	550.09	548.32	1.77	5.33	3.13	4.49	182.77	314.71	406.99	171.98	172.42	1.48
14	788.52	549.44	547.68	1.76	5.39	2.72	4.56	144.18	320.24	411.08	171.33	173.17	1.47
13	788.52	548.71	546.94	1.77	5.34	4.62	4.11	306.68	283.56	420.04	162.71	163.42	1.55
12	788.52	548.30	546.37	1.93	4.94	3.84	3.53	234.06	205.97	341.16	184.16	165.59	1.33
11	788.52	548.22	546.07	2.15	4.16	3.37	0.62	164.62	12.99	225.44	216.36	153.42	1.00
10	788.52	548.24	546.24	2.00	4.03	2.88	3.04	127.35	138.16	210.89	226.99	165.22	0.97
9	788.52	547.65	545.75	1.90	4.70	3.82	3.02	220.56	154.78	300.50	194.48	168.93	1.21
8	788.52	547.36	545.18	2.18	4.73	3.90	2.73	214.69	124.13	286.71	212.08	184.91	1.11

Figura N° 3.8
DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE SECCIONES TRANSVERSALES EN EL TRAMO EN ESTUDIO – CASO SIN DEFENSA RIBEREÑA

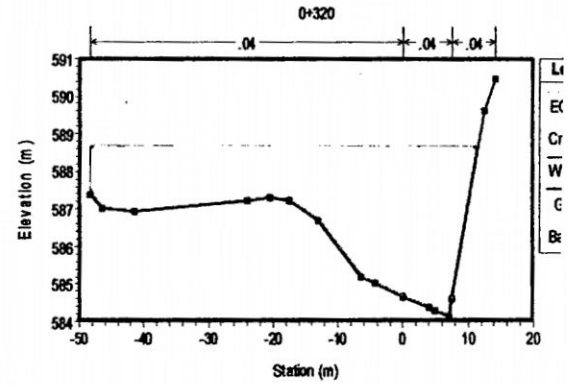


INGENIERÍA CIVIL - UNSCH

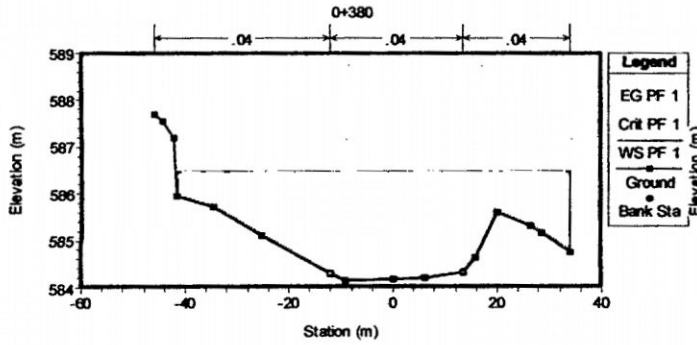
DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 26/05/2008



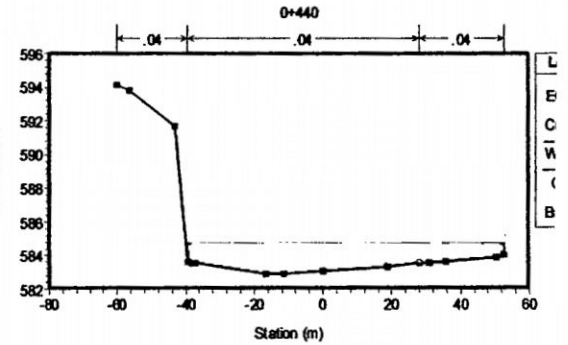
DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 26/05/2008



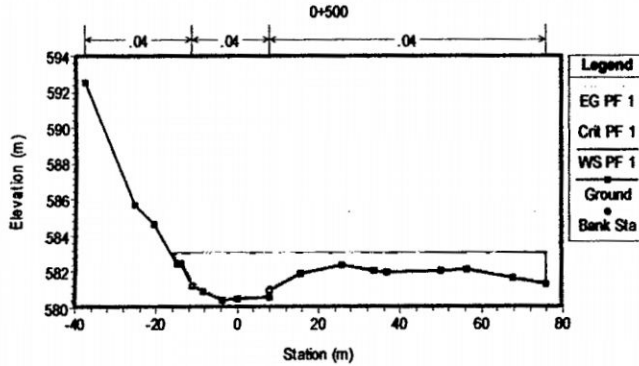
DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 26/05/2008



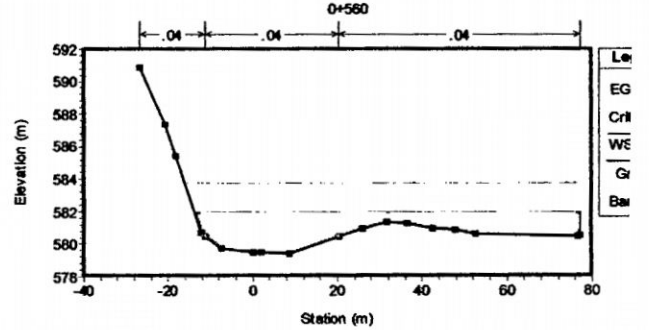
DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 26/05/2008



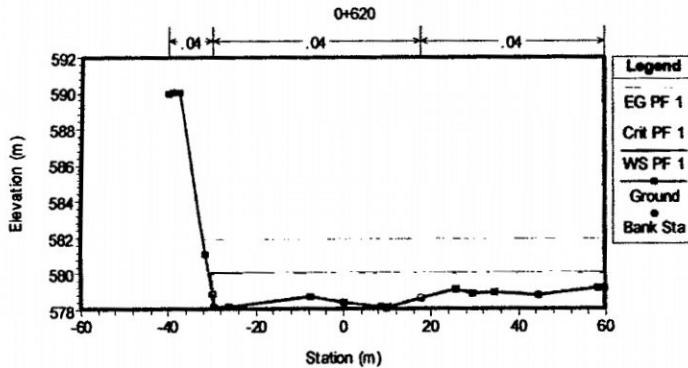
DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 26/05/2008



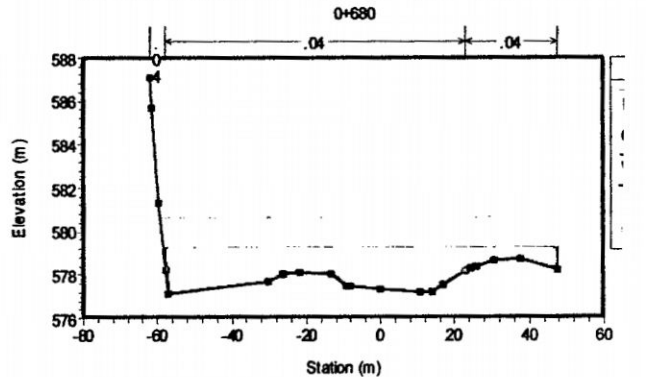
DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 26/05/2008

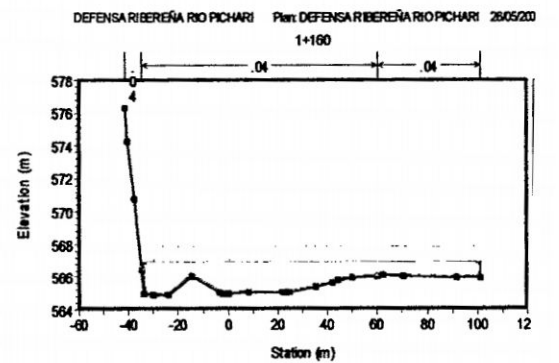
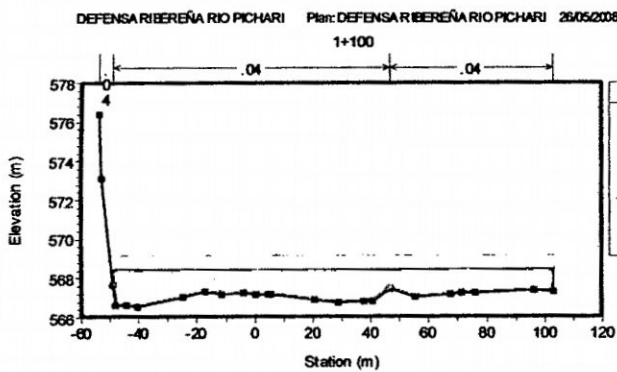
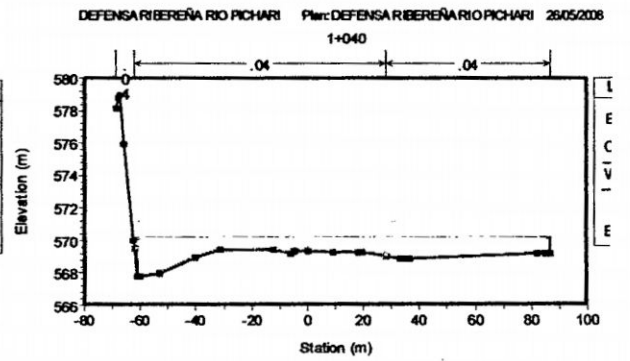
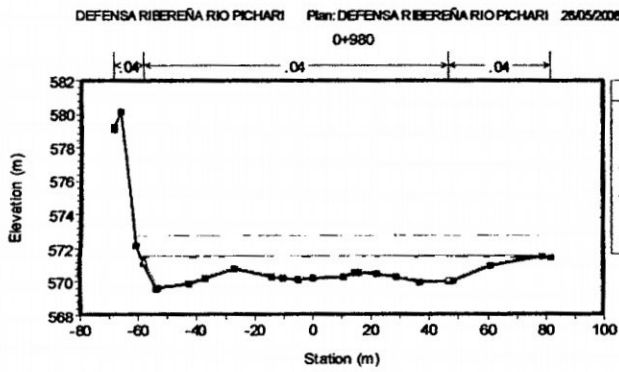
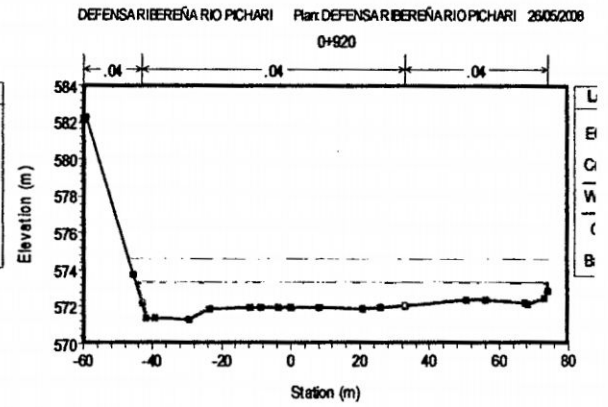
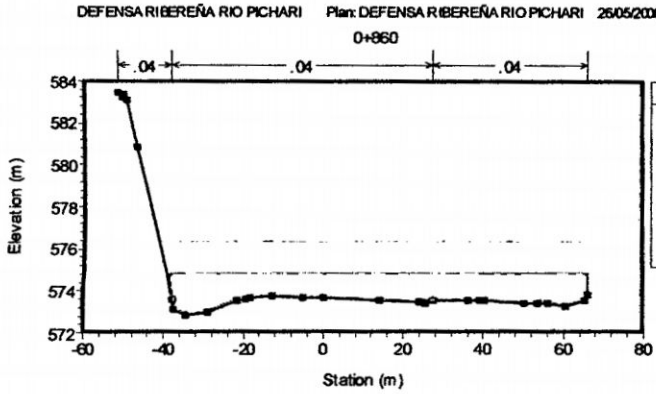
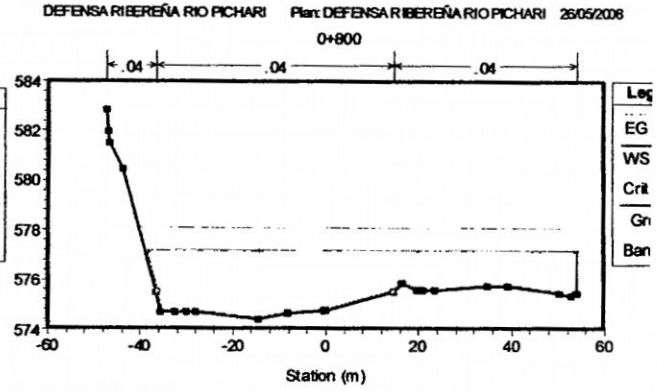
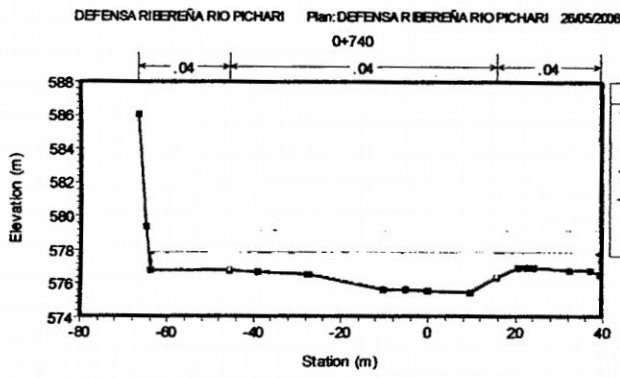


DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 26/05/2008

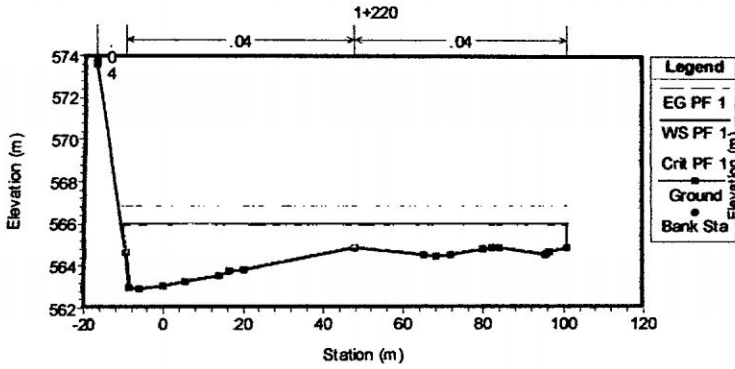


DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 26/05/2008

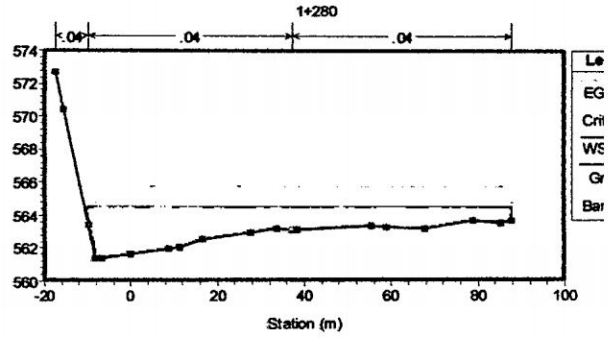




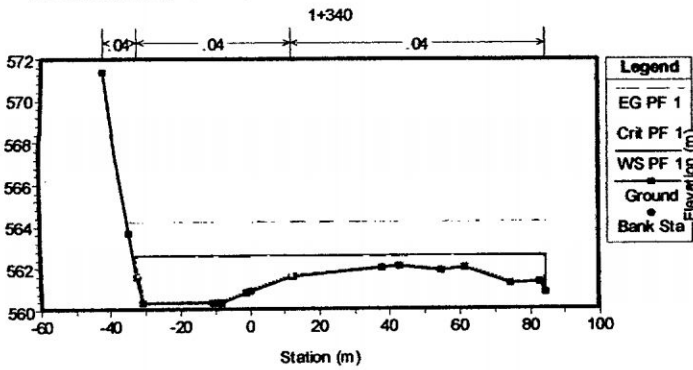
DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 26/05/2008



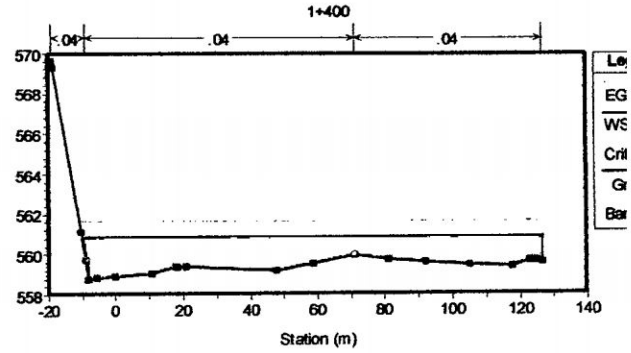
DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 26/05/2008



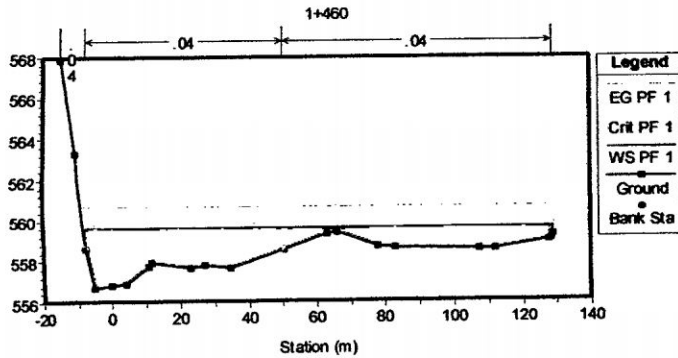
DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 26/05/2008



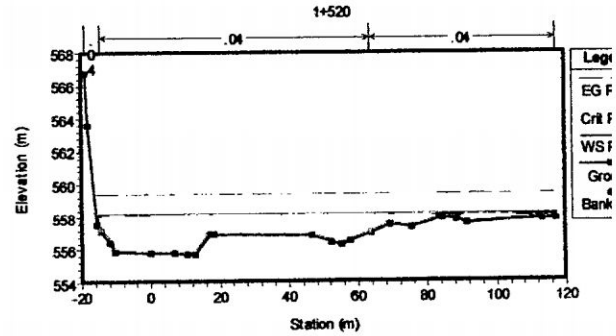
DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 26/05/2008



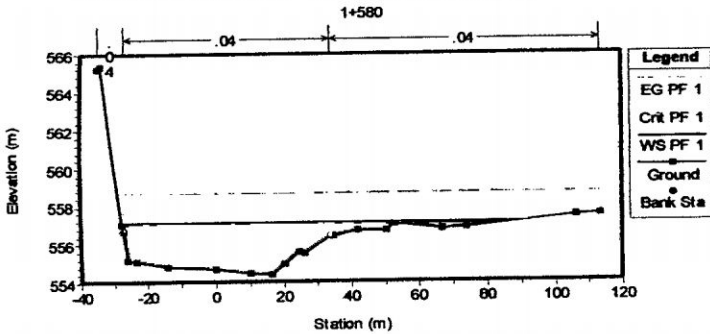
DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 26/05/2008



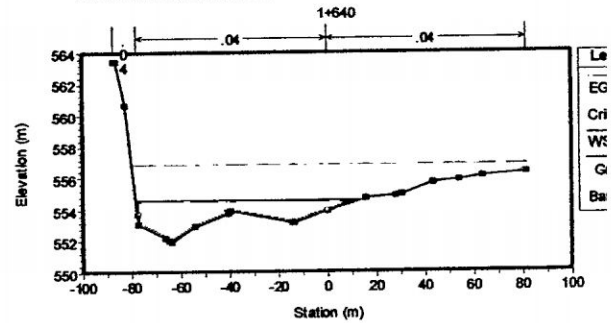
DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 26/05/2008



DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 26/05/2008



DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 26/05/2008



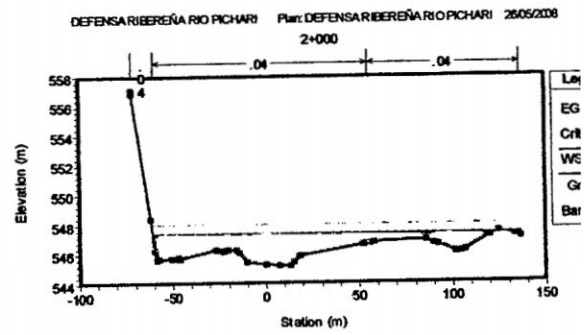
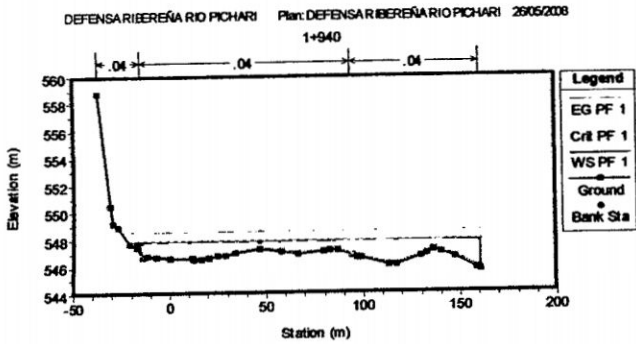
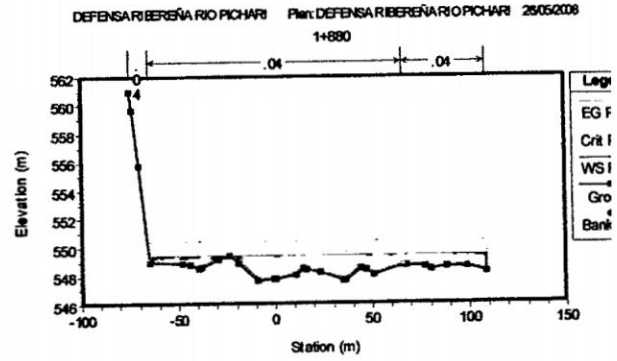
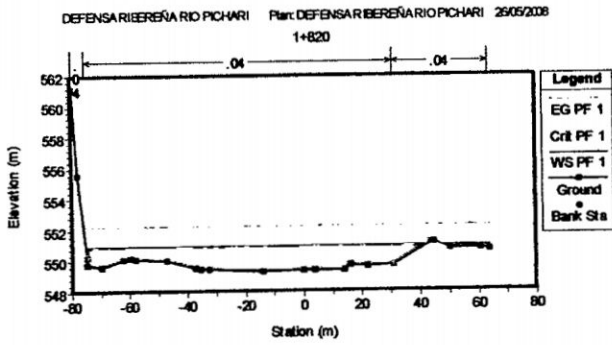
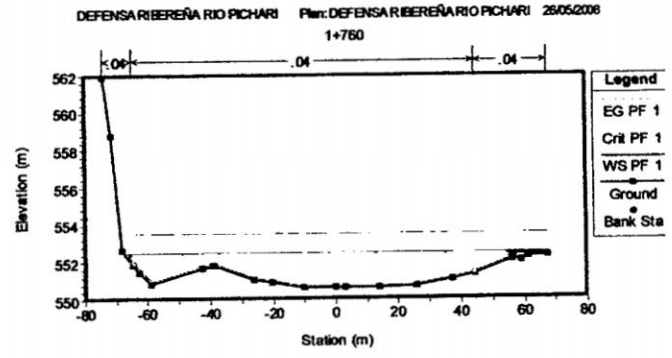
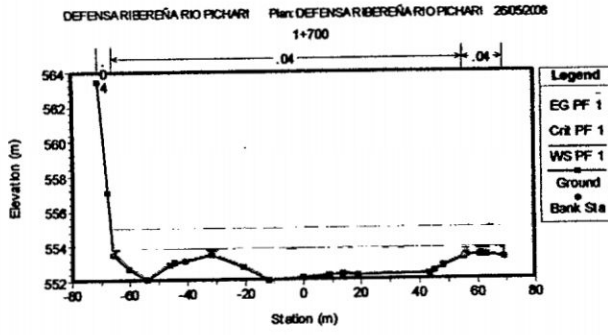
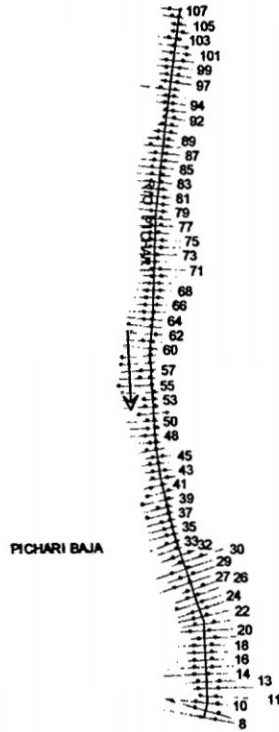
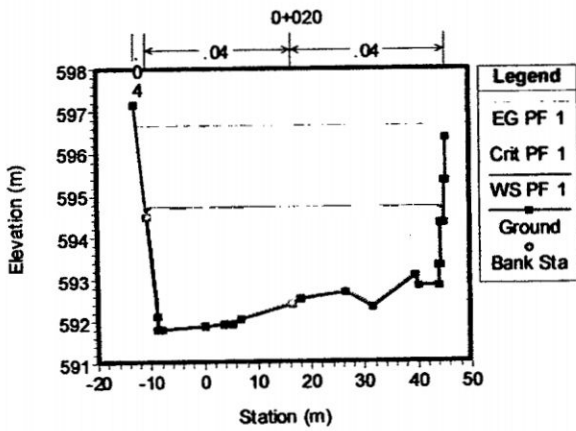


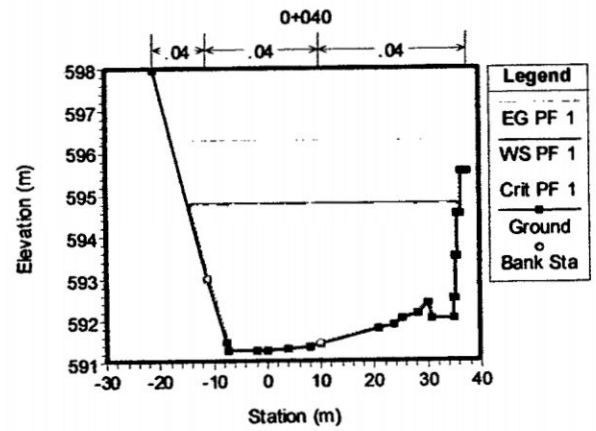
Figura N° 3.9
DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE SECCIONES TRANSVERSALES EN EL TRAMO EN ESTUDIO – CASO CON DEFENSA RIBEREÑA



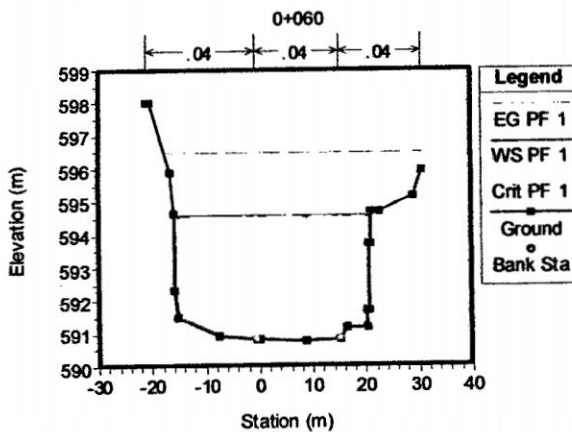
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



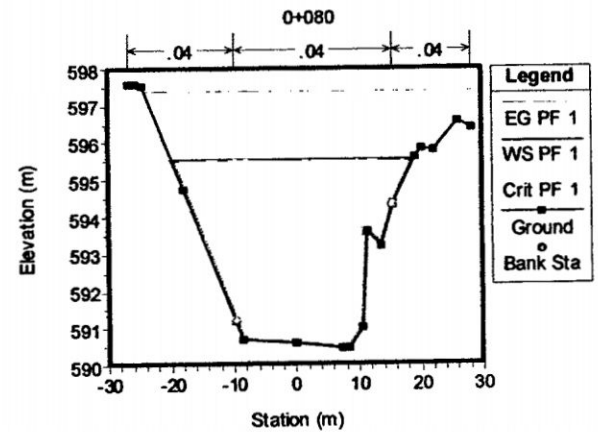
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



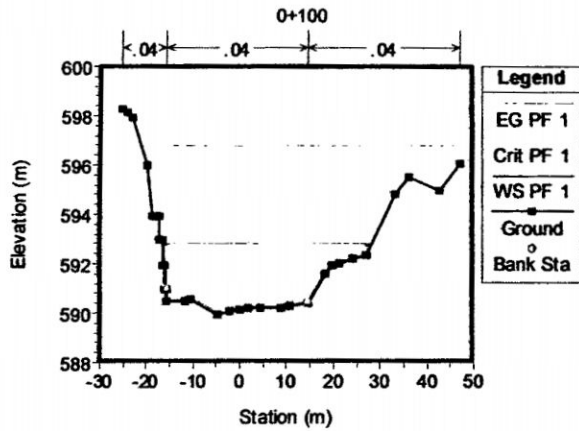
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



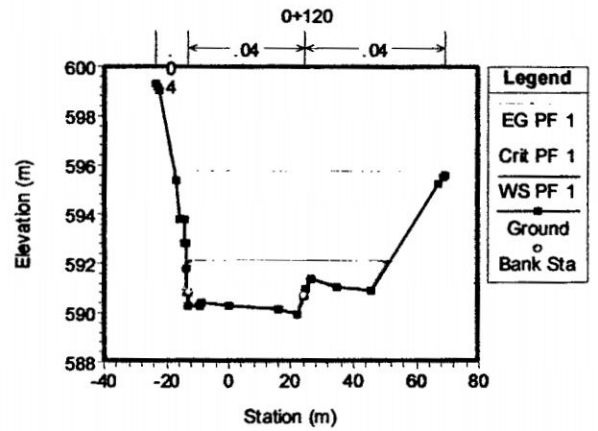
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



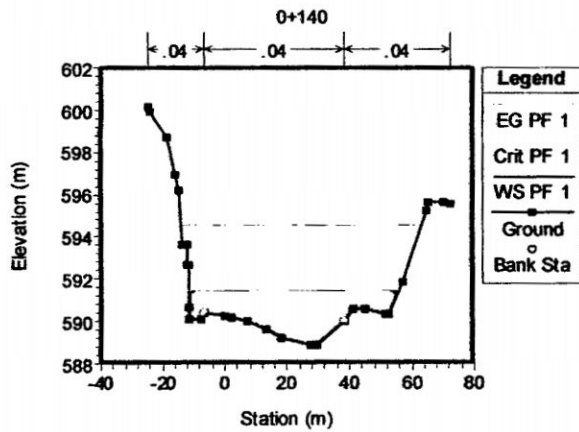
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



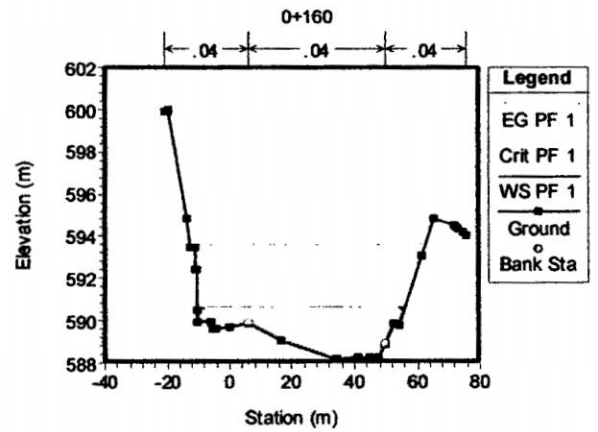
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



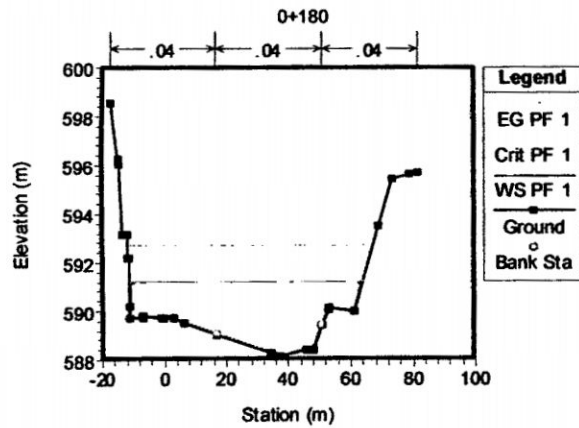
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



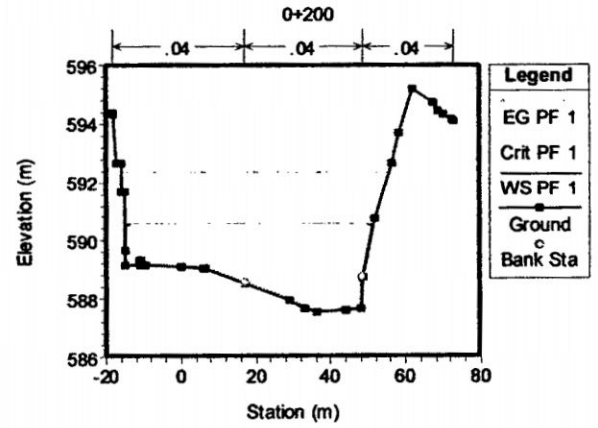
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



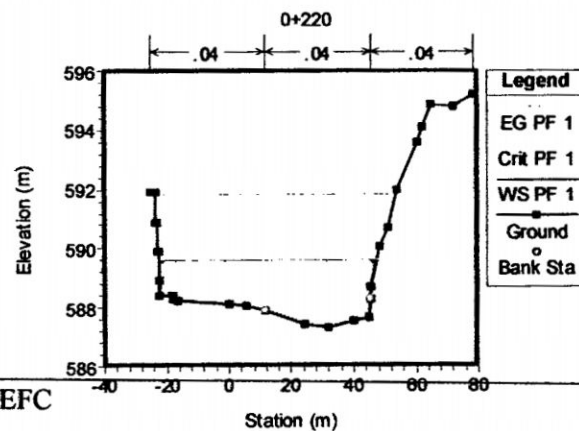
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



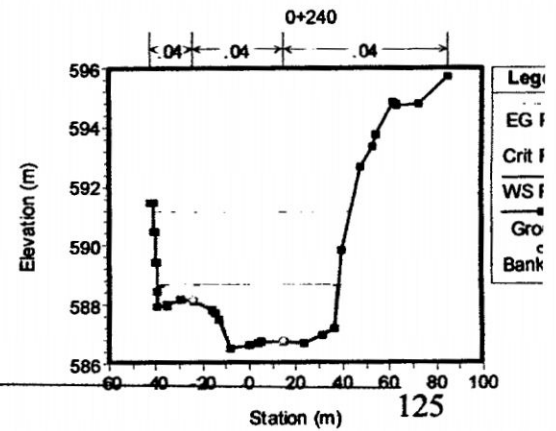
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



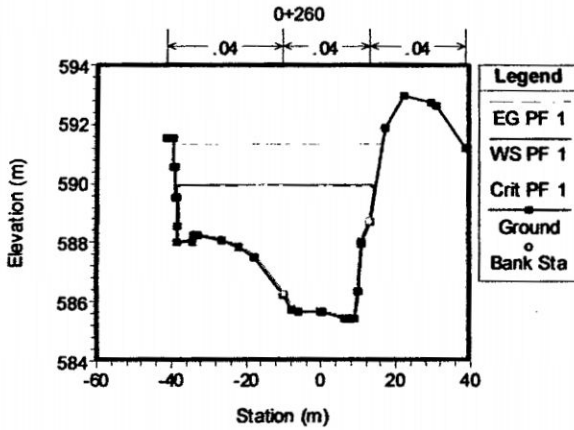
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



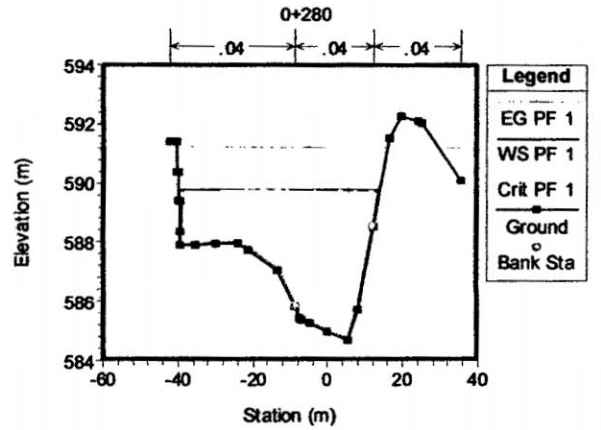
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



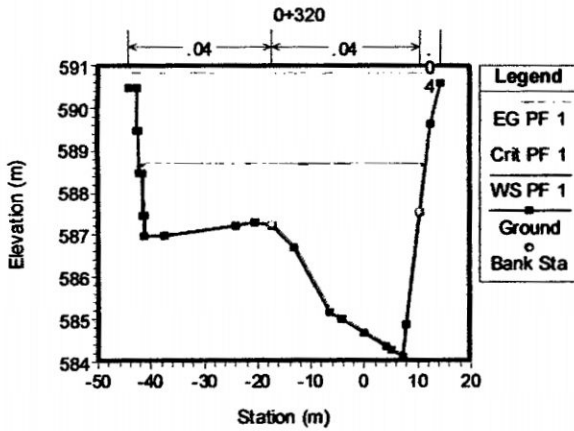
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



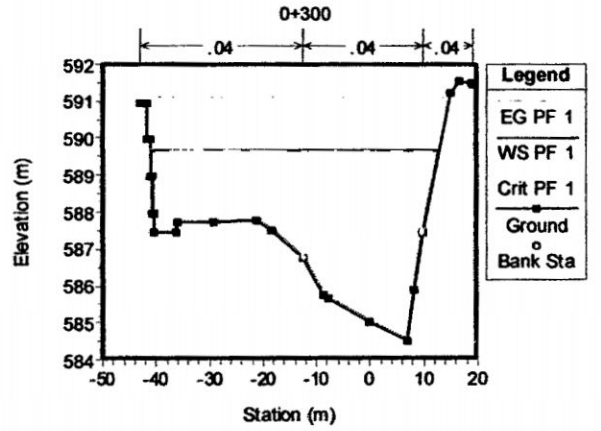
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



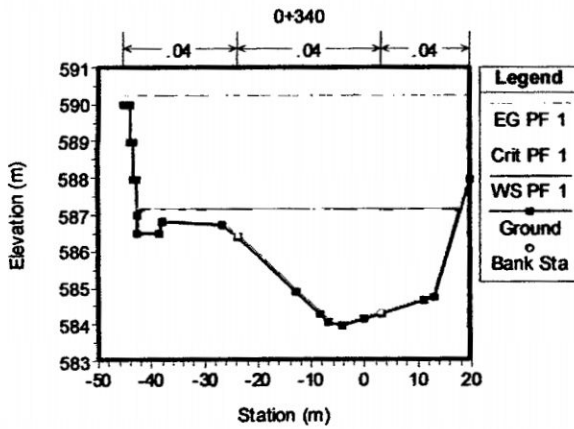
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



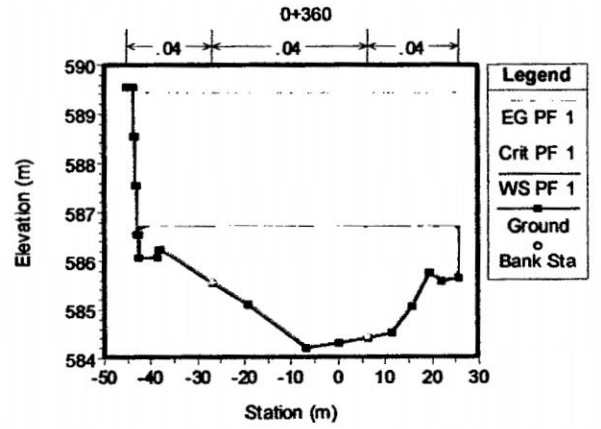
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



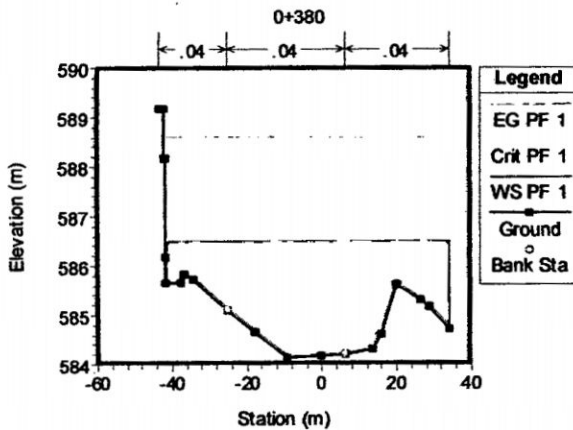
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



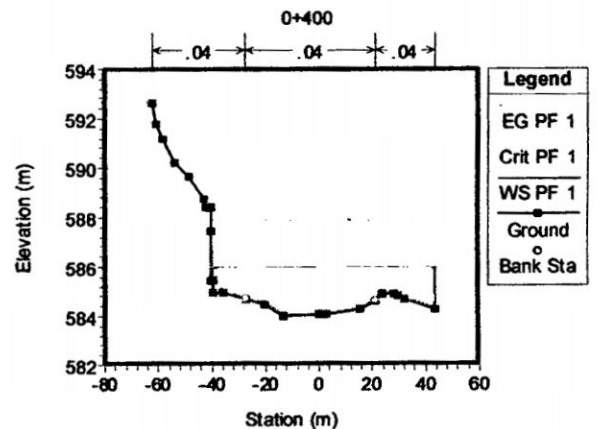
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



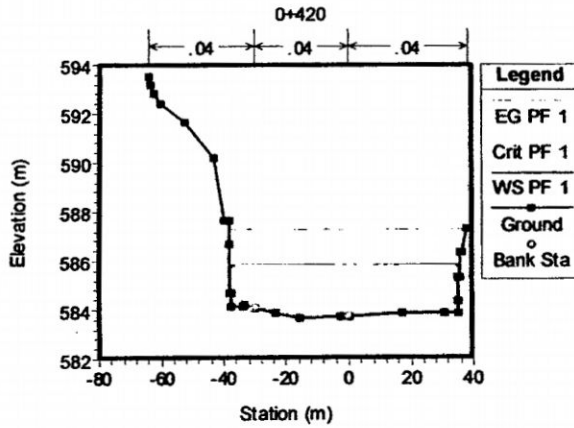
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



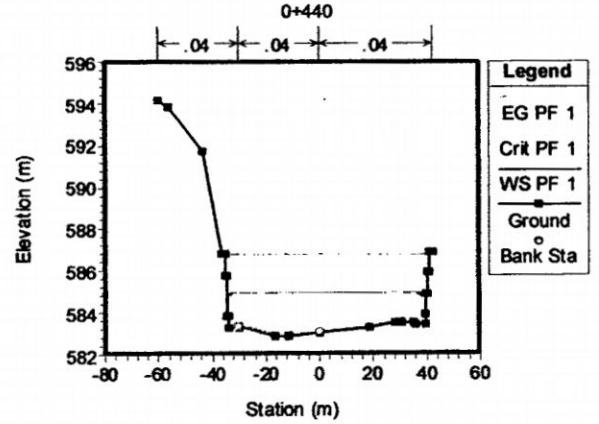
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



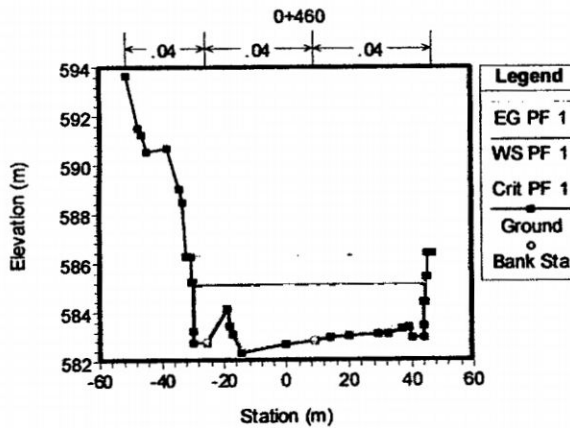
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plant DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



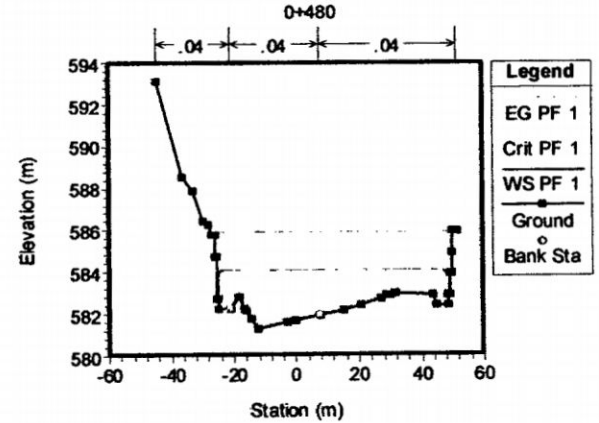
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plant DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



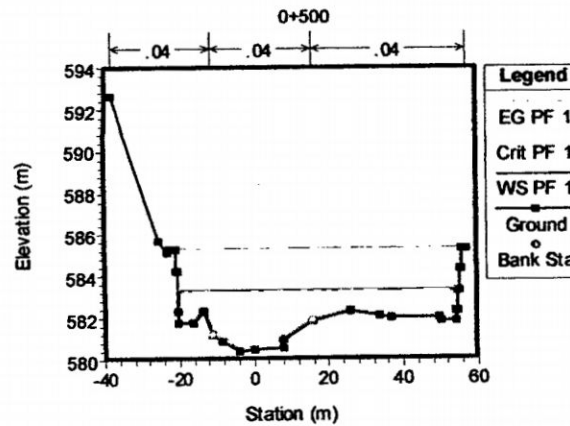
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plant DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



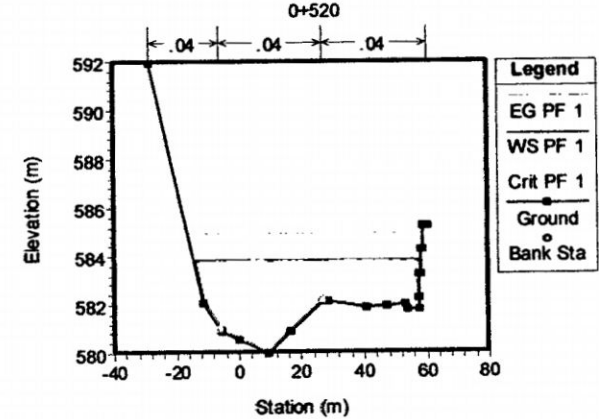
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plant DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



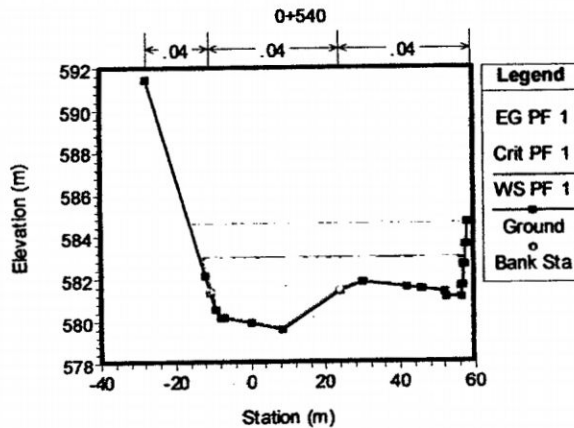
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plant DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



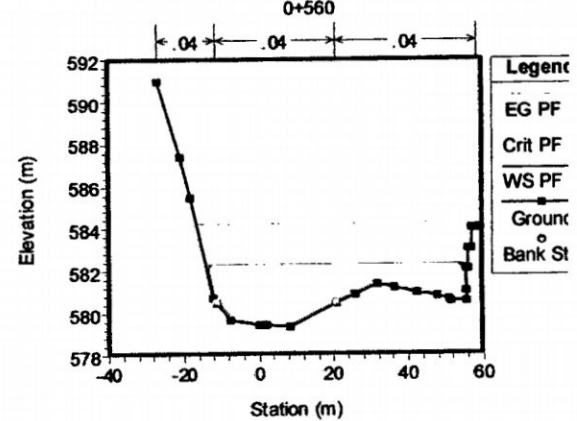
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plant DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



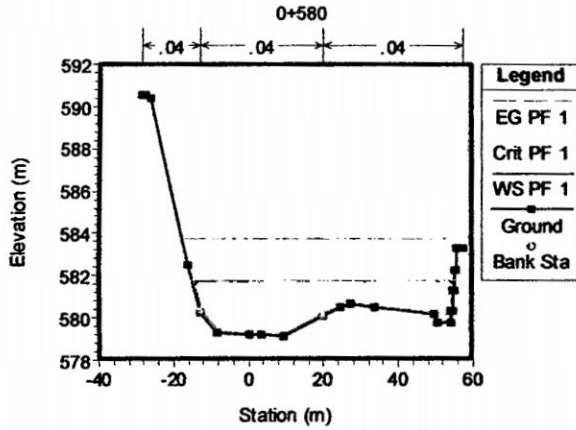
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plant DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



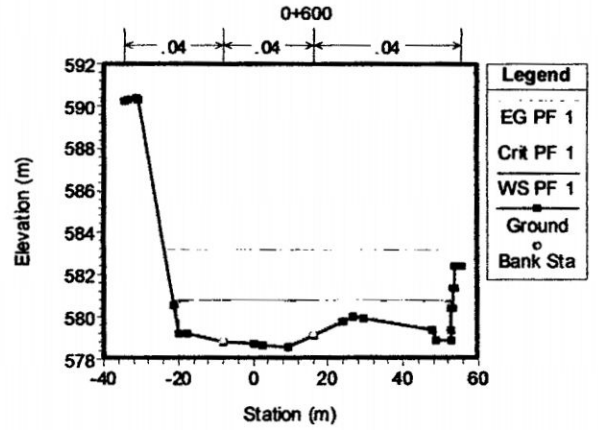
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plant DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



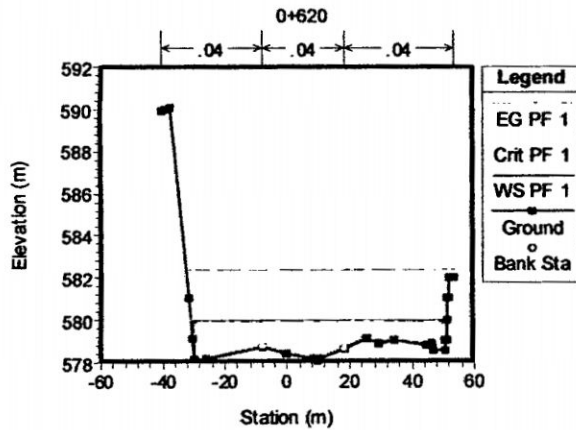
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



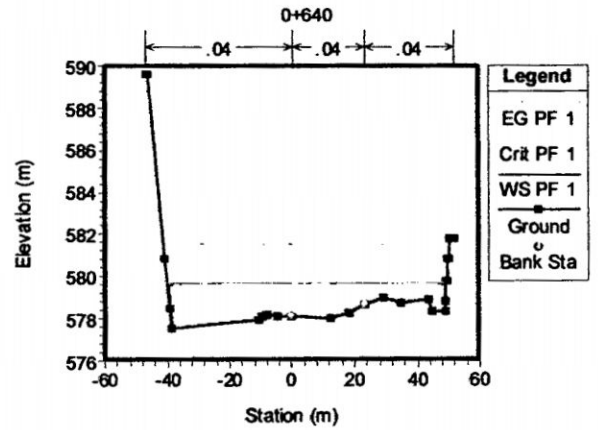
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



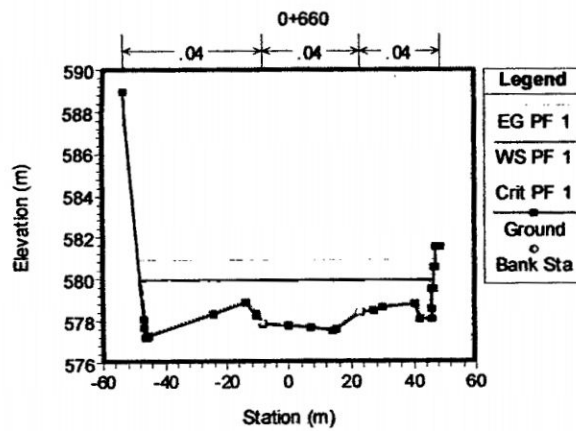
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



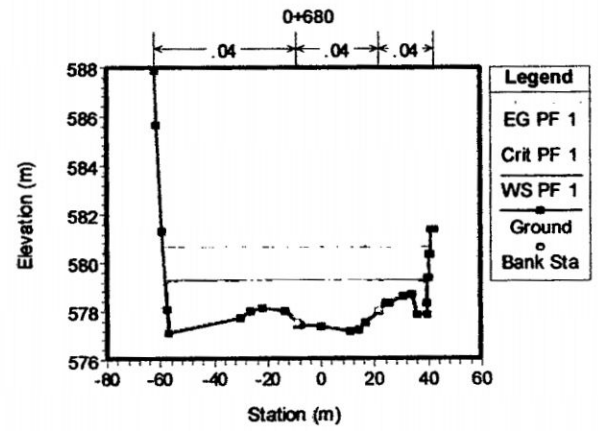
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



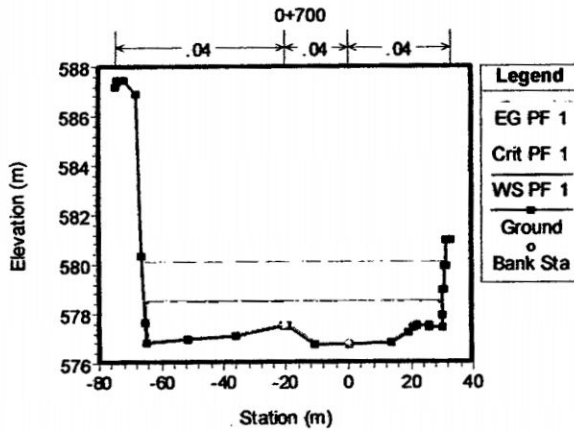
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



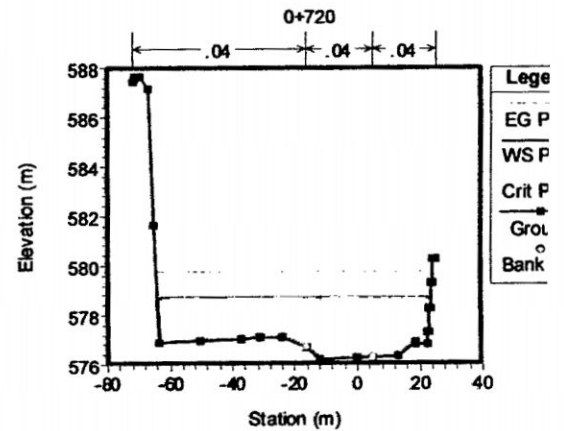
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



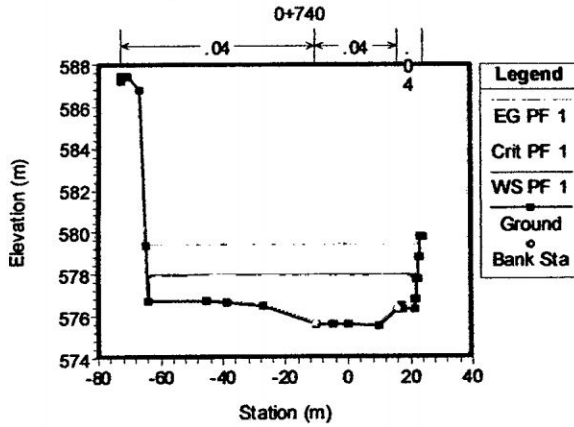
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



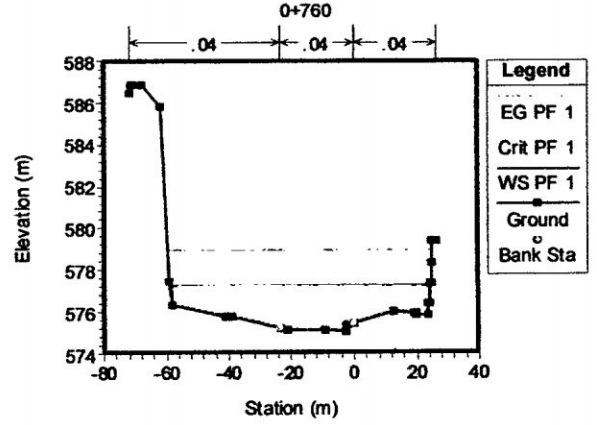
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



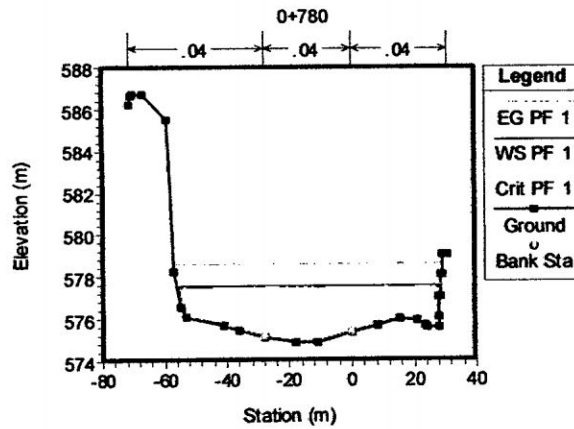
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



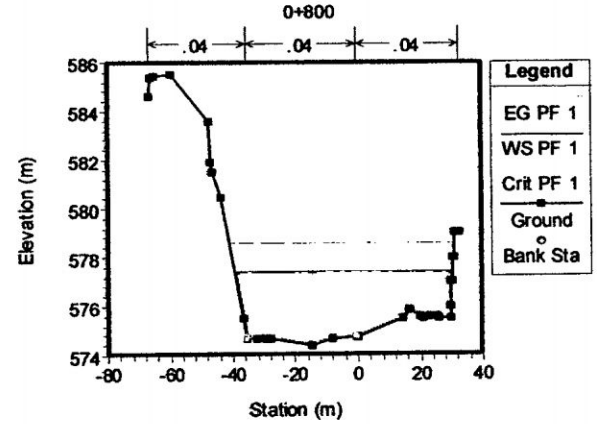
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



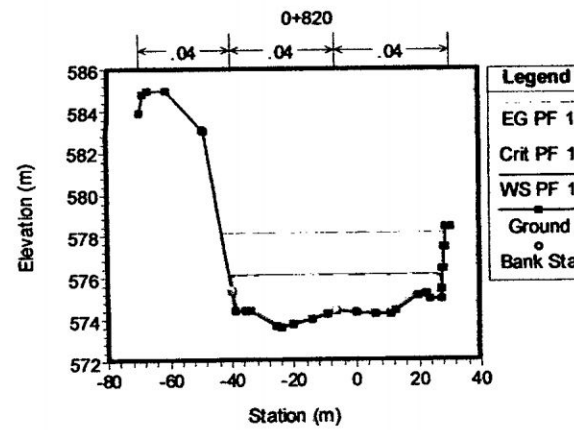
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



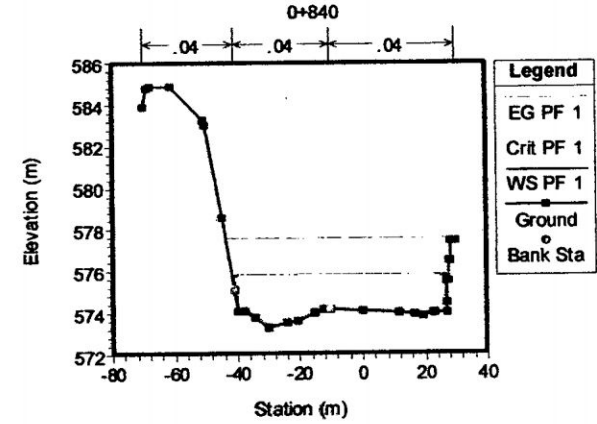
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



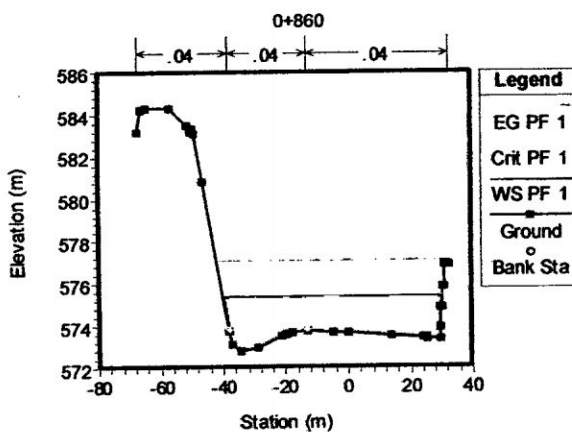
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



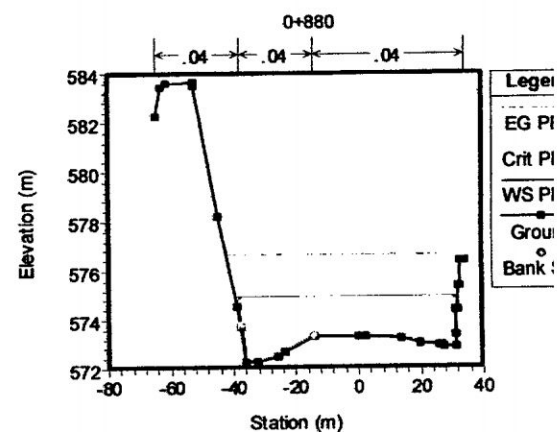
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



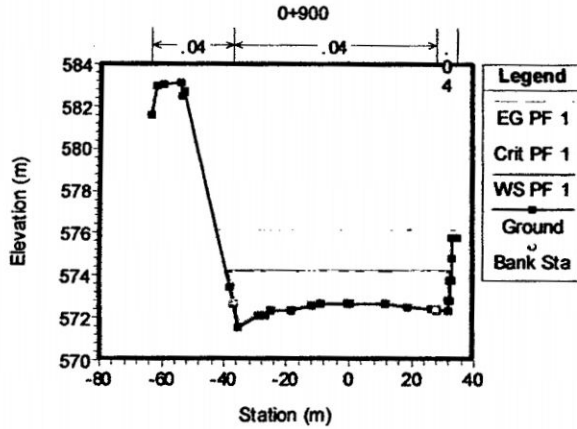
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



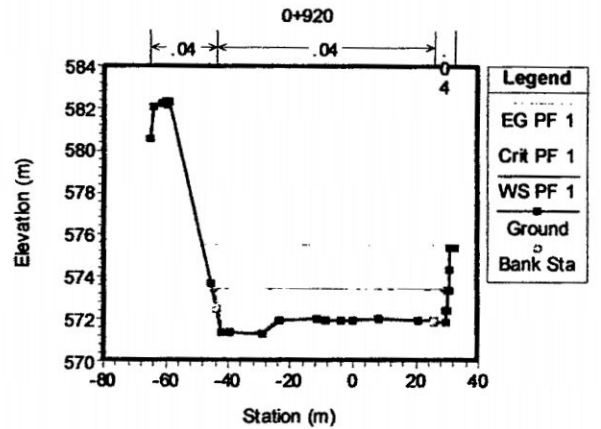
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



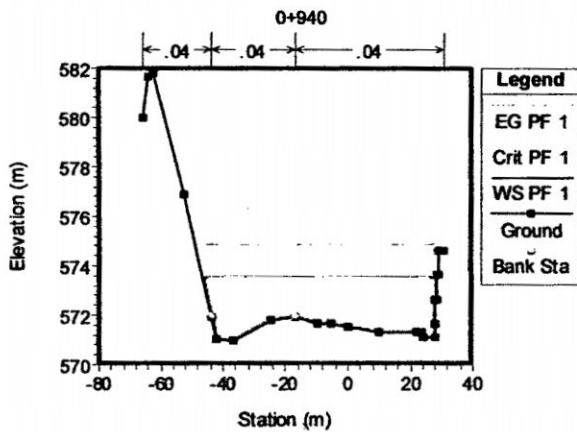
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plant. DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



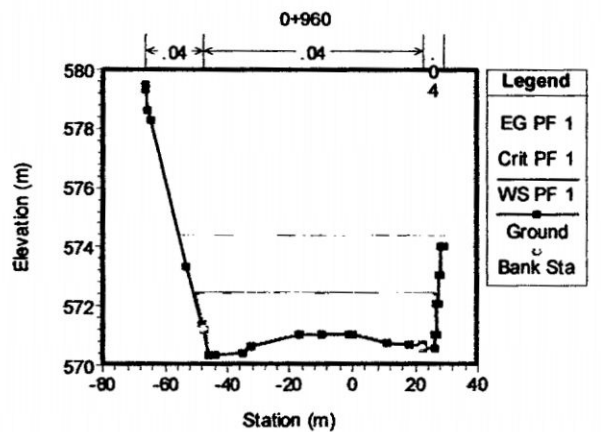
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plant. DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



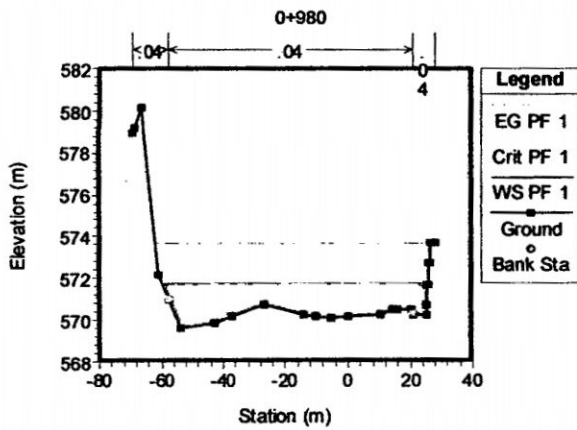
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plant. DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



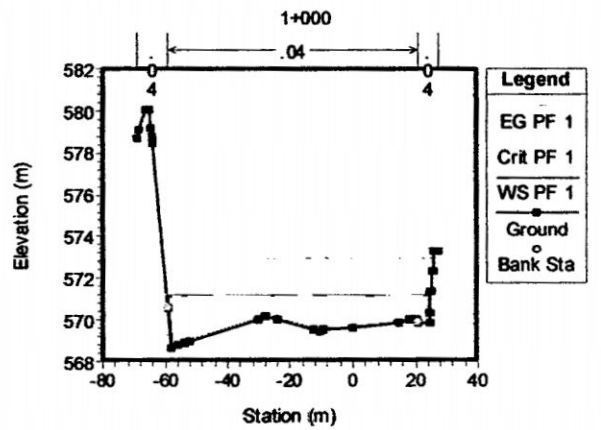
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plant. DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



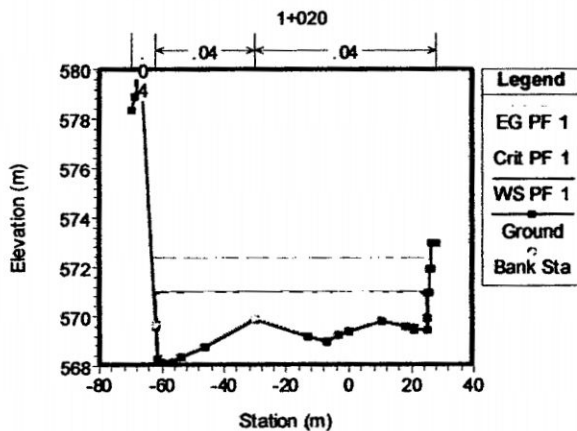
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plant. DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



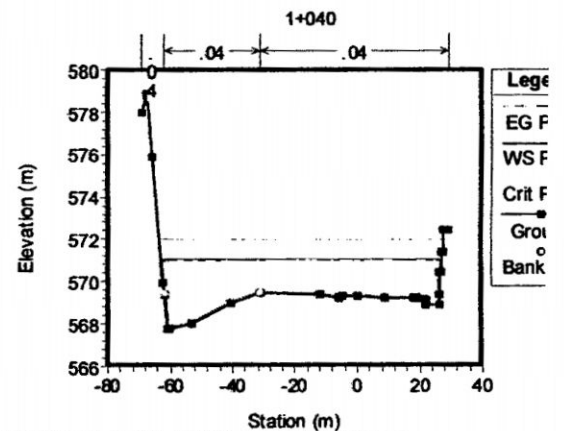
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plant. DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



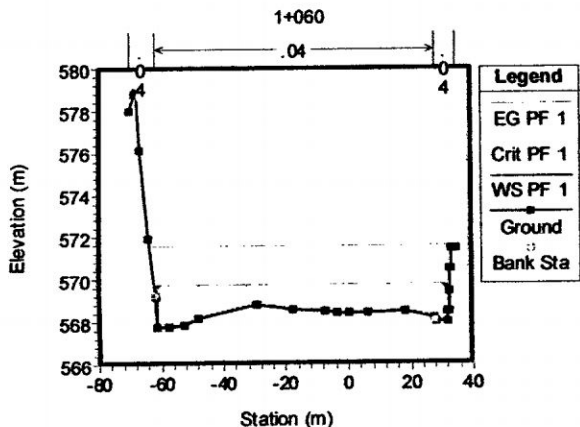
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plant. DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



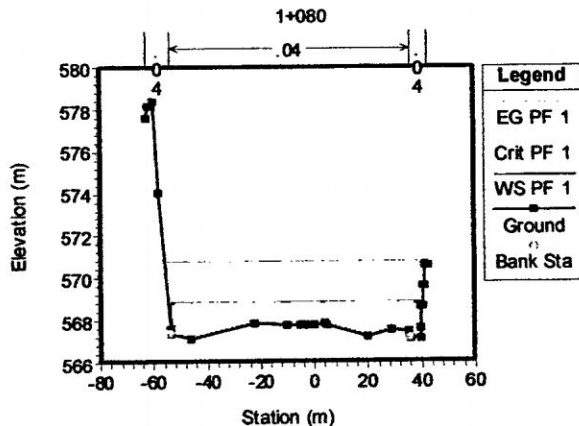
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plant. DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



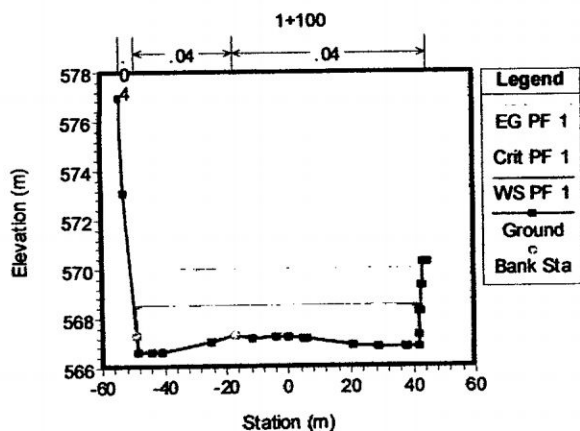
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



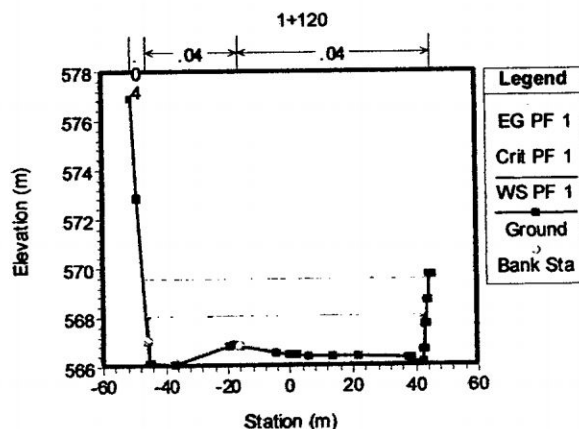
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



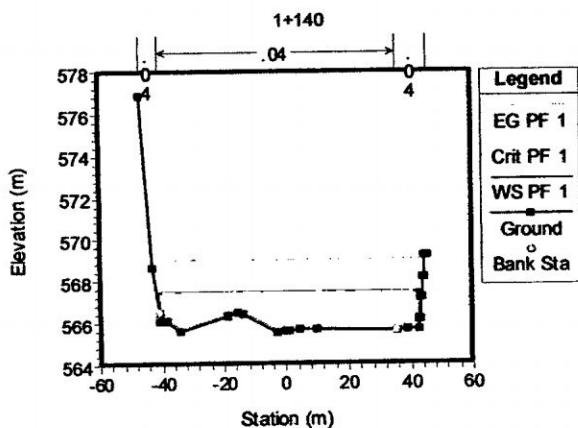
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



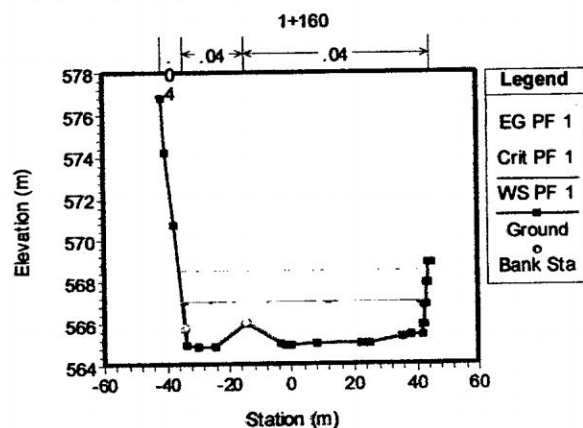
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



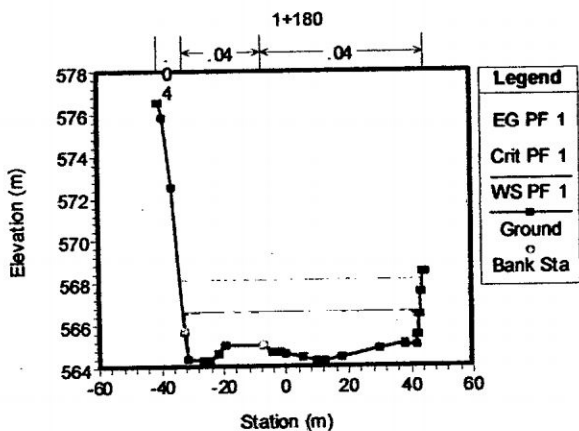
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



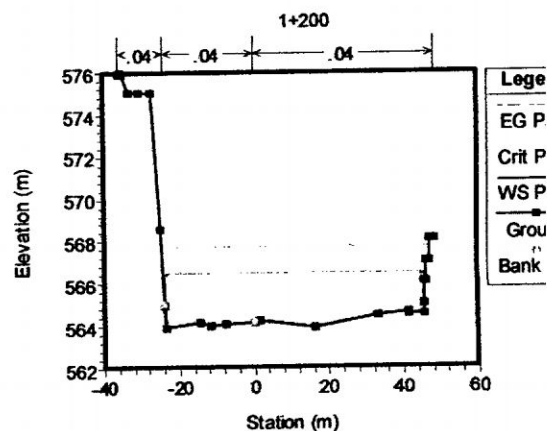
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



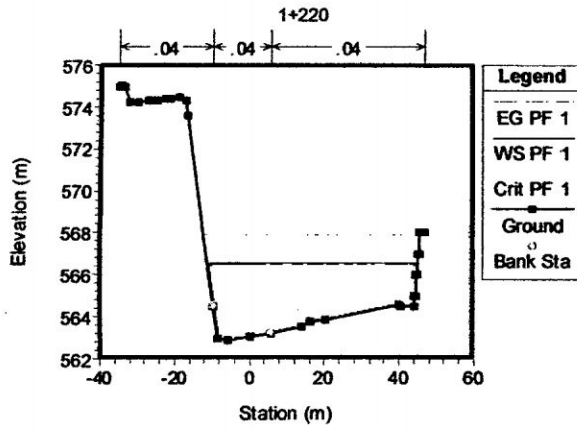
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



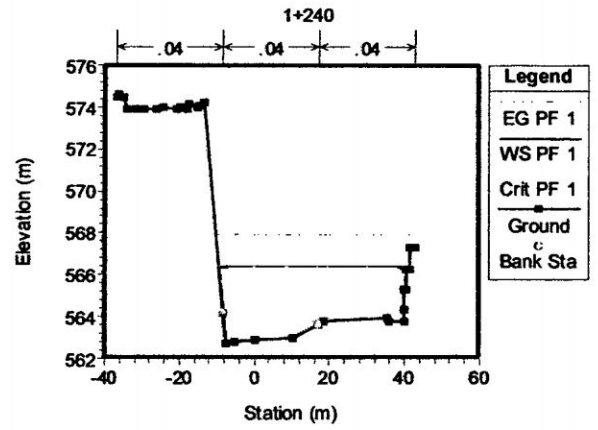
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



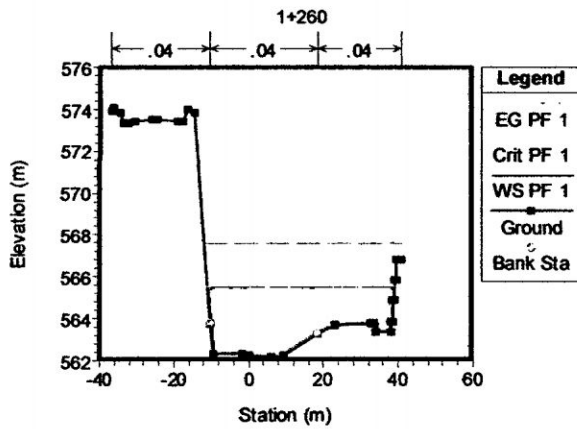
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



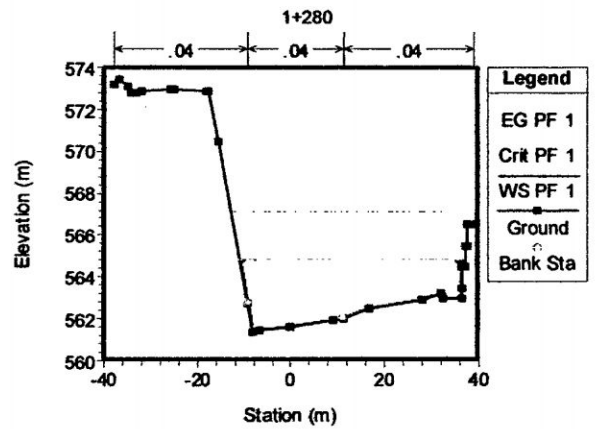
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



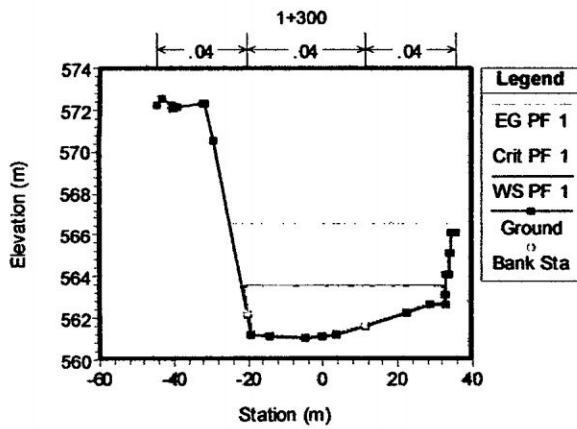
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



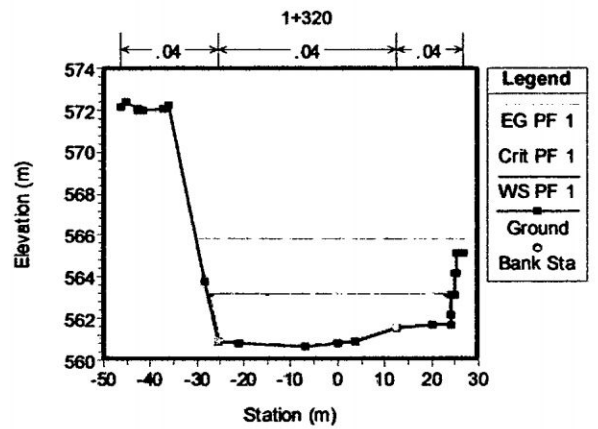
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



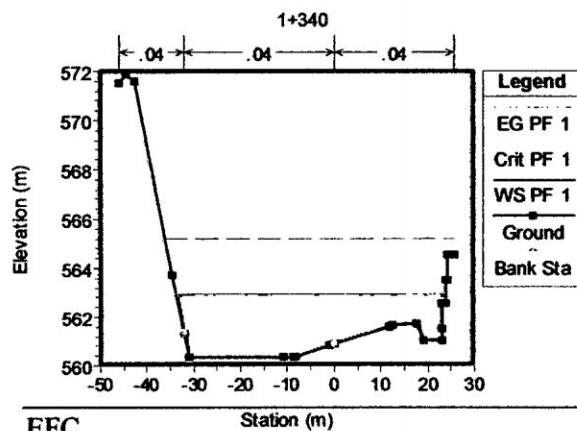
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



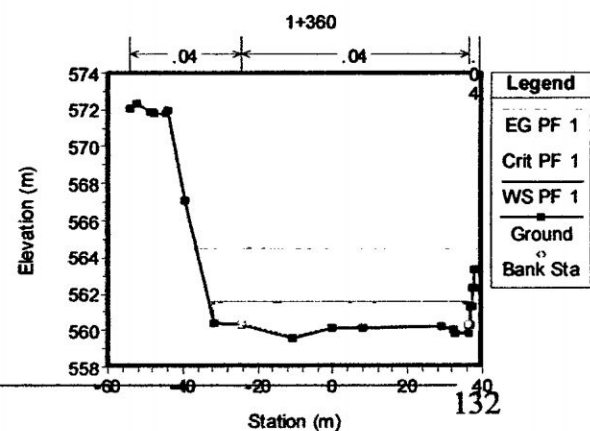
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



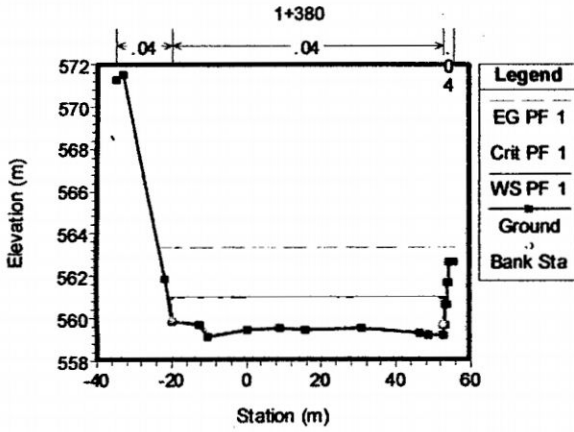
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



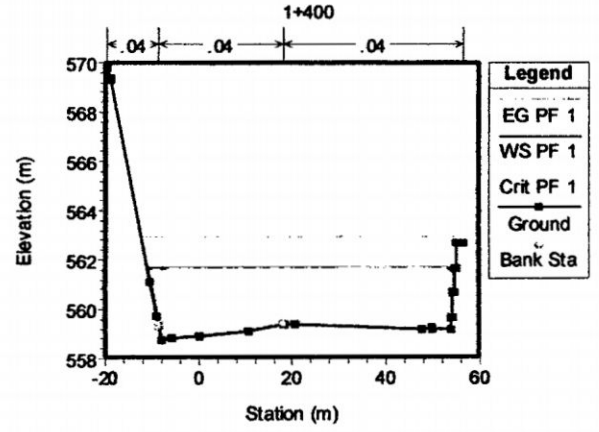
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



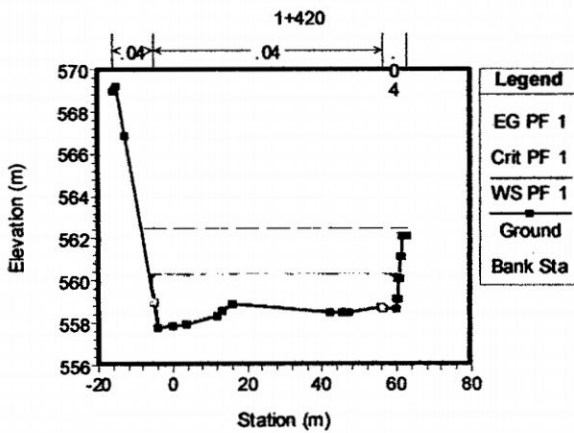
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



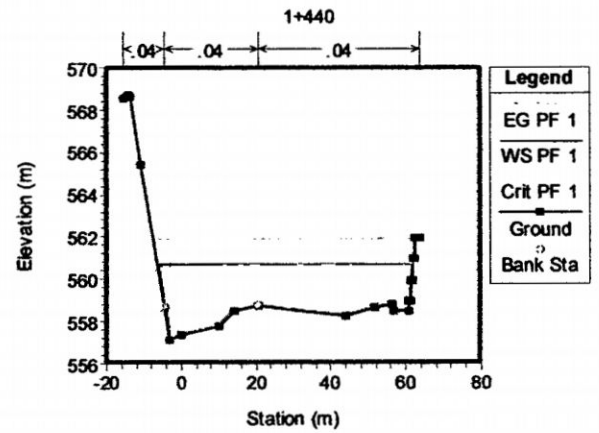
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



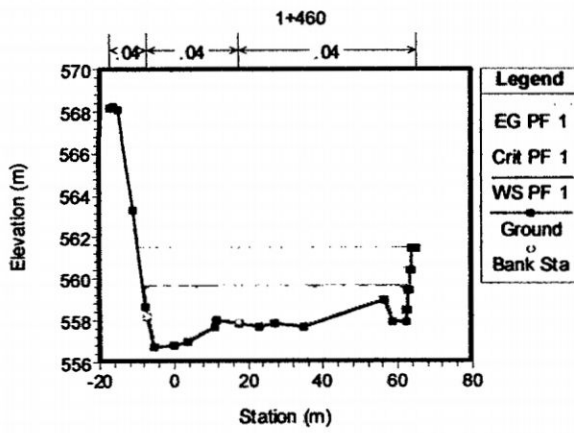
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



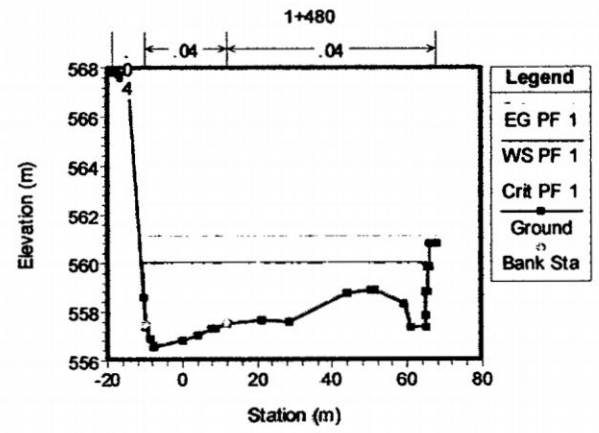
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



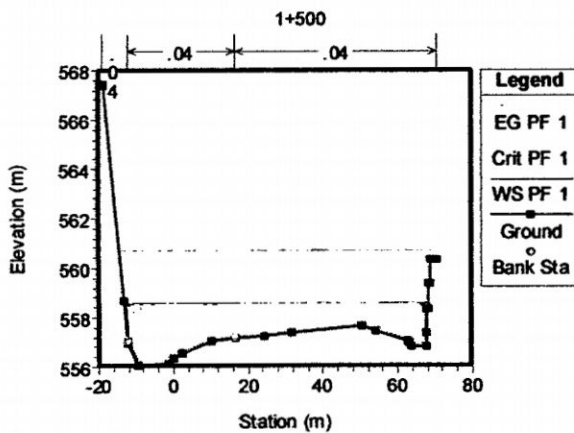
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



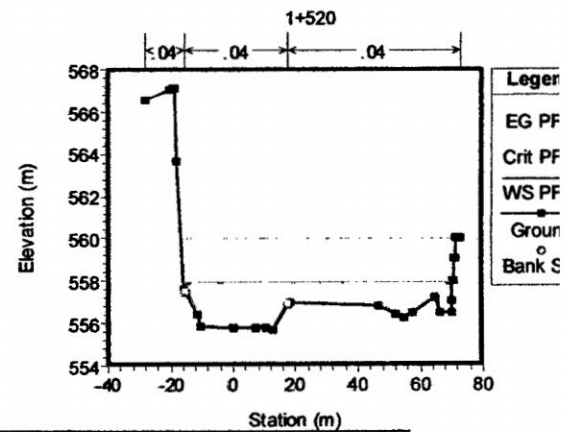
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



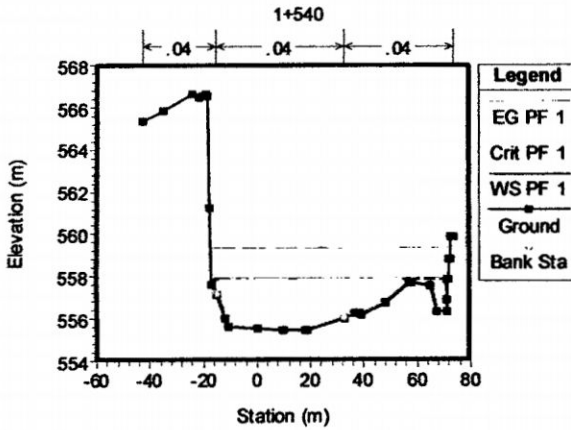
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



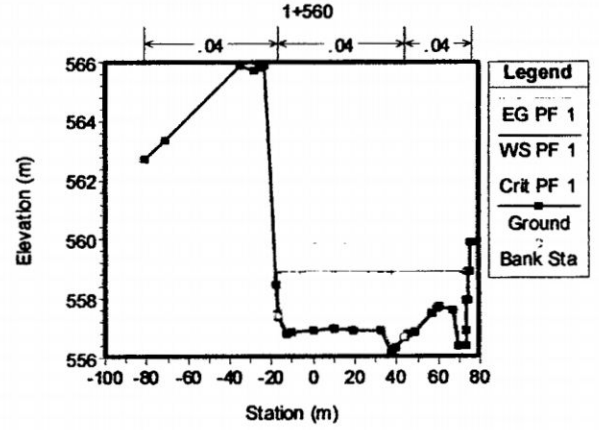
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



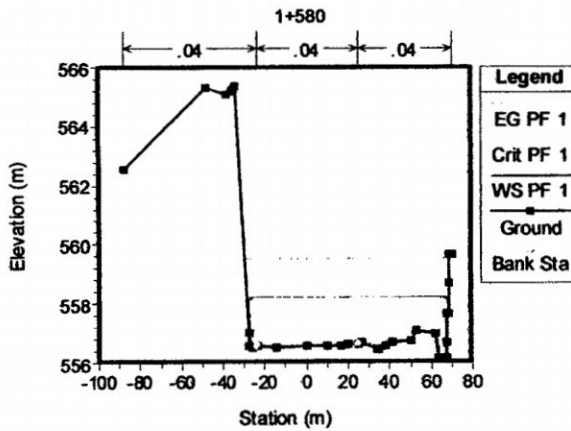
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



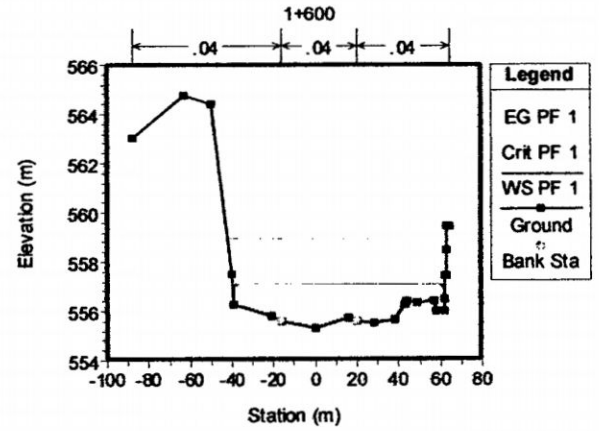
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



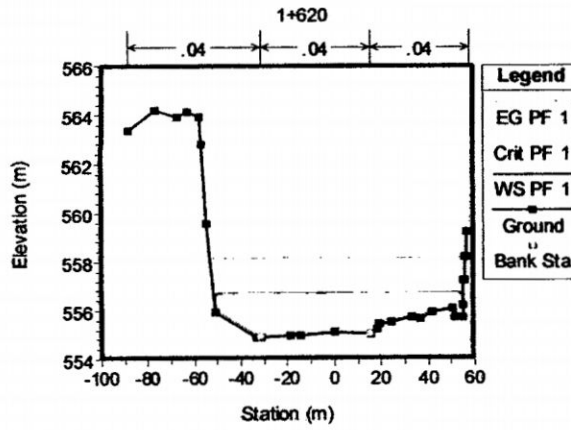
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



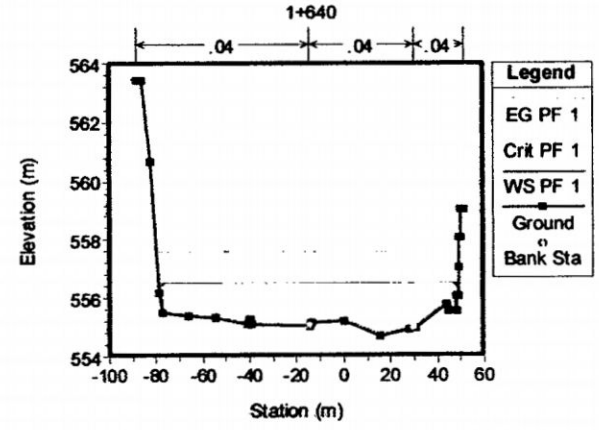
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



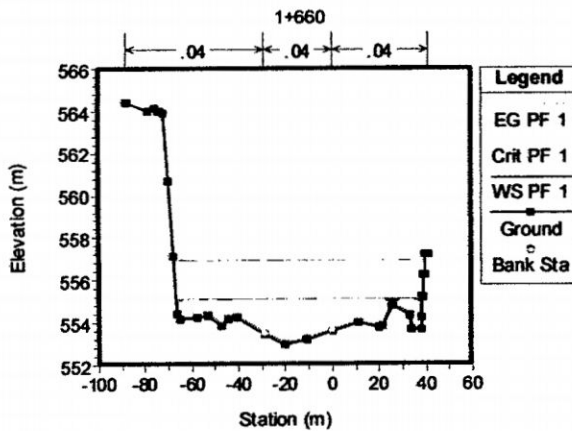
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



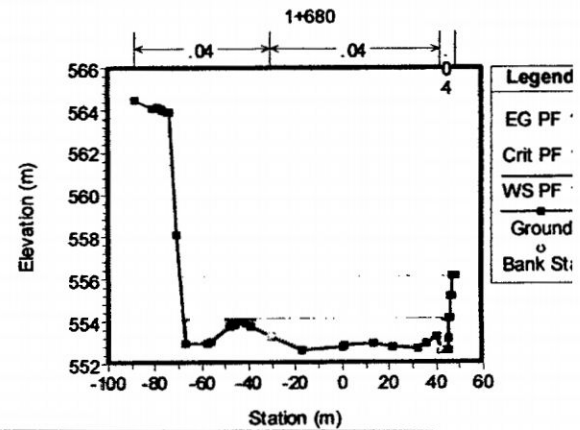
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



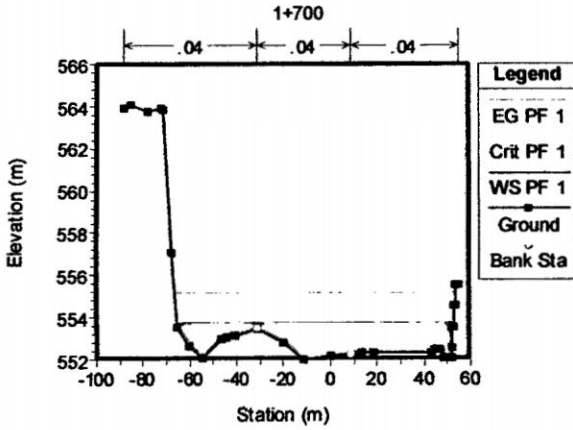
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



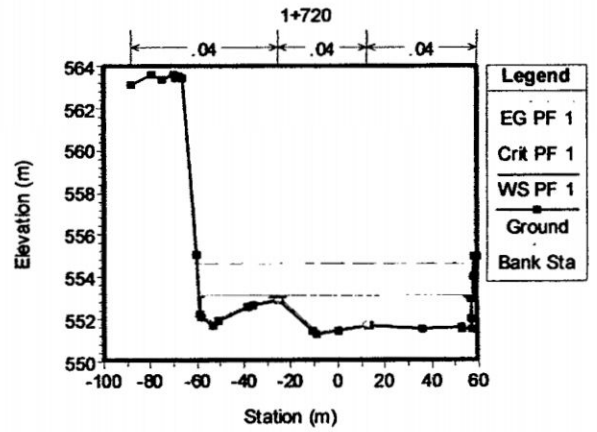
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHARI 02/05/2008



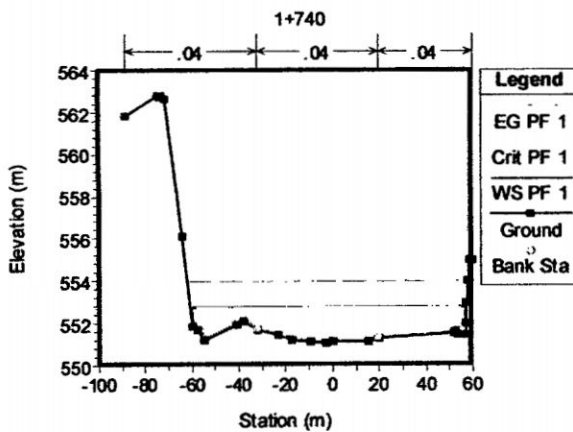
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



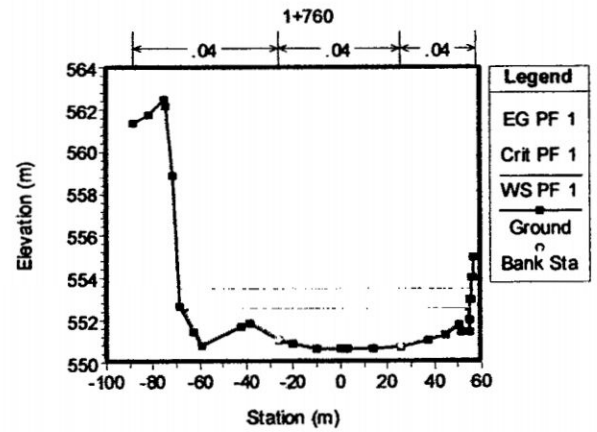
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



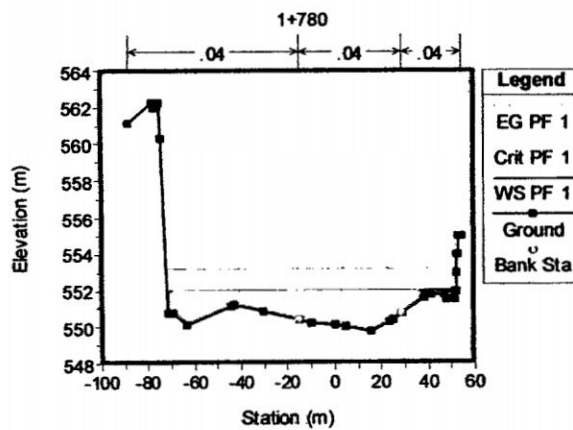
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



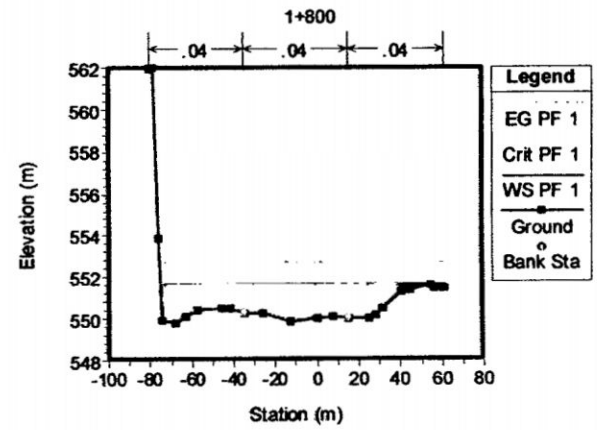
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



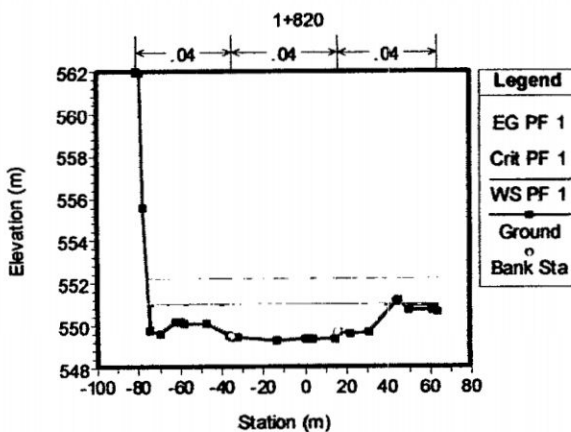
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



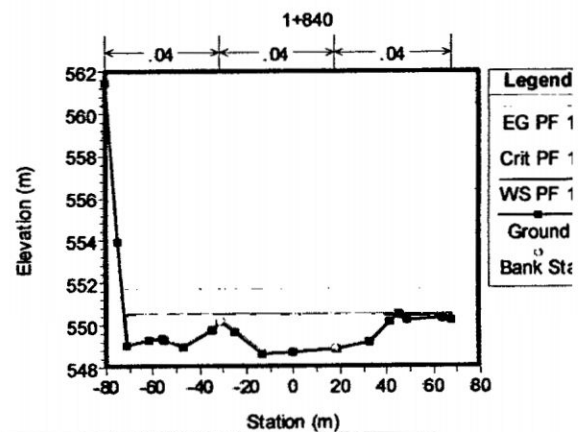
SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



SIMULACION CON DEFENSA RIBEREÑA Plan: DEFENSA RIBEREÑA RIO PICHAR 02/05/2008



CAPÍTULO IV

ESTUDIO DE HIDRÁULICA FLUVIAL

4.1 INTRODUCCIÓN.

En esta etapa del estudio, será necesario determinar la curva granulométrica de las partículas inmersas en el Río Pichari, mediante una metodología adecuada, que incluya gravas, guijarros y cantos rodados, inmersos en el Río Pichari, lo cual permitirá obtener el coeficiente de rugosidad de manning, así como la profundidad de socavación generalizada en el Río Pichari, y local en las estructuras hidráulicas propuestas.

4.2 CONCEPTOS BÁSICOS

4.2.1 Cursos aluviales

Se denominan cursos aluviales a aquellos que forman su lecho en el sedimento que ha transportado.

4.2.2 Erosión o socavación

Se denomina erosión al proceso de remoción de las partículas sólidas constituyentes de un lecho fluvial efectuado por el agua, cuyo resultado es una profundización del cauce.

4.2.3 Sedimentación

Se denomina sedimentación al proceso inverso de la erosión, las partículas sólidas transportadas por el agua son depositadas por el lecho fluvial, originando así la elevación del cauce.

4.2.4 Ríos

Según FRIJLINK “Río, es un sistema de canales naturales por medio de los cuales se descarga el agua de la cuenca”. En el Diccionario de la Lengua Española, encontramos la definición de río como: “corriente de agua continua y más o menos caudalosa que va a desembocar en otra, en un lago o en el mar”.

A estas definiciones podemos agregar en términos de la Hidráulica Fluvial que un río no sólo transporta agua sino también partículas sólidas provenientes de la erosión de la cuenca.

4.2.5 Iniciación de movimiento

Es un fenómeno hidráulico de naturaleza probabilística, debido a que cada uno de los granos constituyentes del lecho tiene diversa granulometría y cada partícula tiene su propia velocidad crítica que posibilite la iniciación del movimiento.

4.2.6 Velocidad crítica

Es la velocidad media de la corriente a la cual empieza el movimiento de las partículas constituyentes del lecho.

4.2.7 Fondo Móvil

Significa que el lecho del río está compuesto por partículas (arena, grava) que se encuentran en movimiento.

4.3 SOCAVACIÓN TOTAL.

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

La profundidad de socavación total (y_t) se calcula sumando la socavación general (y_g), socavación por contracción (y_c) y la socavación local en las estructuras (y_s).

$$y_t = y_g + y_c + y_s \quad (4.1)$$

4.4 SOCAVACIÓN GENERAL.

Consiste en el descenso del fondo de un río debido al aumento de la capacidad de arrastre del material sólido al presentarse una creciente.

Esta erosión puede ocurrir aun en zonas rocosas, con el simple hecho de que la velocidad sea superior a la necesaria para producir el desgaste en la roca.

La socavación general se da hasta conseguir el equilibrio, esto se puede conseguir con el aumento de la sección transversal a la vez esto trae la disminución de la velocidad y de la fuerza de arrastre.

Para su cálculo se recomienda el método de Lischvan Levediev, porque determina la condición de equilibrio del flujo entre la velocidad media del flujo y la velocidad media requerida para erosionar el material de una densidad y diámetros dados.

El método puede ser aplicado si la distribución del subsuelo es homogénea o heterogénea.

4.5 SOCAVACIÓN LOCAL

La socavación local ocurre cuando al colocar una estructura en el cauce del río, éstos producen cambios en la condición hidráulica, específicamente se origina movimientos vorticosos que ocurren al pie del obstáculos puntuales al flujo en un curso fluvial. Se circunscribe a un lugar determinado y a veces también está limitada a una cierta duración.

4.6 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.

4.6.1 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.

4.6.2 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 (g_s)

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 “ g_s ”; y la relación entre el peso y la masa específica está dada por la segunda ley de Newton:

$$g_s = \rho_s g \quad (4.2)$$

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: $g_s = \frac{\bar{g}_s}{g}$, y

Al peso específico relativo del material sólido sumergido a la relación:

$$D = (g_s - g)/g \quad (4.3)$$

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:

$$FF = \frac{c}{\sqrt{ab}} \quad (4.4)$$

Donde:

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 Union.

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_m Diámetro medio, que se define mediante la siguiente relación:

$$D_m = \frac{\sum \Delta P_i D_i}{100} \quad (4.5)$$

Donde:

ΔP_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 Figura N° 4.1)

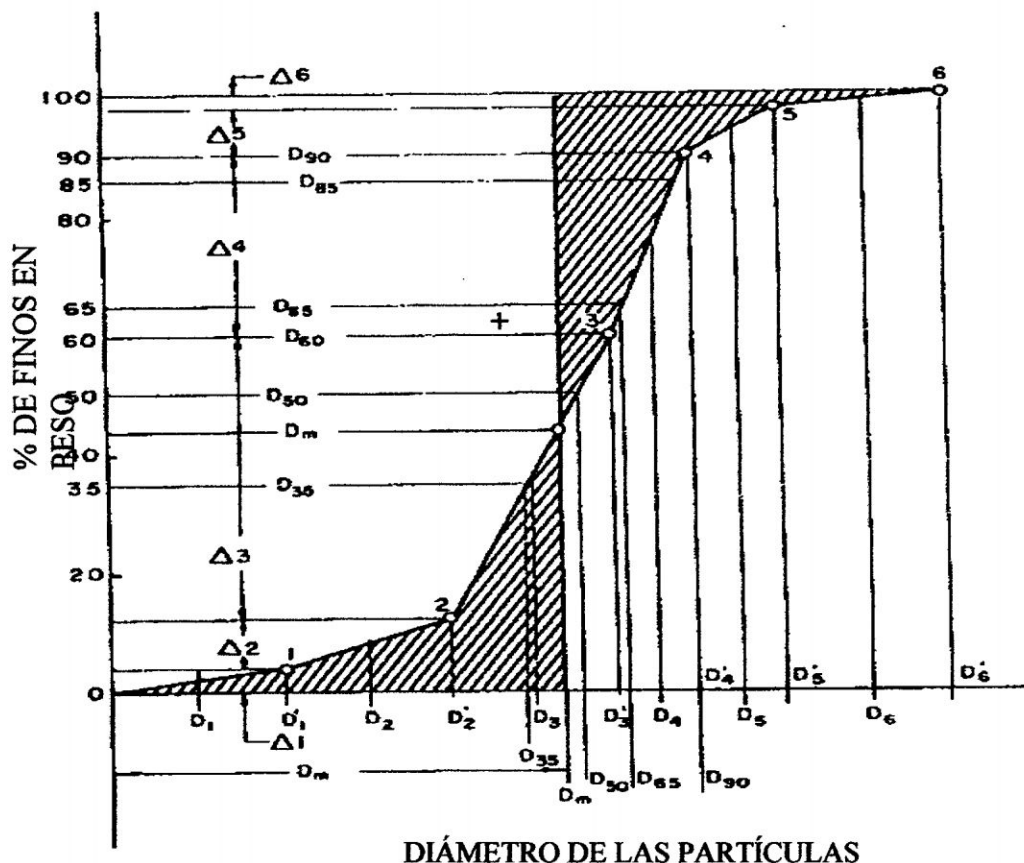


Figura N° 4.1 Curva de distribución de la frecuencia del tamaño de partículas

4.7 APLICACIÓN PRÁCTICA

4.7.1 Granulometría inherente en la zona de estudio.

De la visita realizada insitu se ha medido los diámetros de las piedras en la zona de estudio, habiéndose registrado como máximo un diámetro de piedra igual a 0.50 m, como se muestra en la Fotografía N° 01, el mismo que permitió determinar el coeficiente de rugosidad de manning.

4.7.2 Determinación del ancho estable del cauce.

El caso de la defensa ribereña del río Pichari, es un caso especial, debido a que el ancho del cauce a definirse, está condicionado a la instalación del puente nuevo sobre el Río Pichari de una luz de 80 m como se observa en el plano PL-05. A este puente en arco a construirse sobre el Río Pichari, tiene que alinearse la defensa ribereña en la margen derecha, como protección al estribo del puente y también a la comunidad de Pichari Baja. Al inicio del tramo en estudio se tiene proyectado dos defensas ribereñas, uno en la margen derecha de 76 m y otro en la margen izquierda de 400 m, los mismos que tienen su ubicación, sin importar un ancho estable debido a que estas partes el río es encajonado y tiene definido su ancho, mientras que en la parte de Pichari Baja, esta población se encuentra asentada sobre el delta, que se forma por la intersección del río Pichari con el Río Apurimac.

4.7.3 Ubicación de las estructuras hidráulicas.

Para la ubicación de las estructuras hidráulicas, ha instalarse sobre el Río Pichari, se ha tenido en cuenta la visita realizada, donde se ha podido apreciar claramente las zonas vulnerables, así como la ubicación de la comunidad de Pichari Baja, asentada en el delta, es decir en la confluencia de los Ríos Pichari y Apurimac.

En la Fotografía N° 02, se observa la zona donde se instalará la defensa ribereña, para la protección de la comunidad de Pichari Baja. En la Fotografía N° 03, se observa la zona donde se instalara el muro tipo I, en la margen izquierda del Río Pichari, debido a una constante erosión de esta zona, que pone en peligro las viviendas y el Colegio instalados en esta margen. Finalmente aguas arriba del puente antiguo Pichari, por su margen derecha es necesaria la instalación de la defensa ribereña como protección de este estribo.

4.7.4 Estudios de socavación generalizada.

El objetivo de esta parte del estudio consiste en calcular la socavación generalizada a partir de la ecuación de Lischtvan Lebediev, cuando se transita el caudal de diseño en el tramo de estudio de 2140 m, en el cauce del Río Pichari, donde se instalarán las estructuras hidráulicas. Esta socavación generalizada permitirá definir el ancho del colchón reno de cada una de las estructuras hidráulicas a instalarse en ambas márgenes de este Río. Los datos necesarios para la determinación de la socavación generalizada en diferentes secciones transversales a lo largo del tramo de estudio, se muestran en la Tabla N° 4.1, donde se cuenta con el ancho del espejo del agua, y tirantes en diferentes secciones a lo largo de la sección transversal en estudio.

Para la determinación de la socavación general se presenta el criterio propuesto por Lischtvan – 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:

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

$$x = 0.4101 - 0.0298 \ln(d_m) \quad 2.50 \leq d_m < 60.0mm$$

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

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

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

Donde:

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

β : Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida en estudio, igual a 1 para el $Tr = 100$ años.

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

Los resultados de socavación generalizada se presentan cada 60 m a lo largo del tramo de estudio, los mismos que se muestran en la Tabla N° 4.4, en el que se muestran los cálculos de socavación generalizada para el caudal de máximas avenidas. Para estos cálculos fue necesario tomar en cuenta el área hidráulica, el espejo de agua, así como el tirante máximo alcanzado, mostrados en la Tabla N° 3.4 El espejo de agua fue dividido en 09 tramos para determinar su socavación.

Los resultados presentados en la Tabla N° 4.4, dan un valor máximo de 2.54 m de profundidad de socavación, la misma que multiplicada por 1.5 veces para la determinación del colchón reno, hace un total de 3.81 m, por lo que fue necesario considerar un colchón reno de 4.00 m, como se muestra en los planos de PL-02 a PL-06.

4.8 DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS DEFENSAS RIBEREÑAS.

4.8.1 Diseño de la defensa ribereña aguas arriba del puente antiguo Pichari, en la margen derecha $L = 76$ m.

Para el diseño de esta estructura hidráulica de gaviones ubicada en la margen derecha 76 m aguas arriba del puente antiguo Pichari, mostrado en el plano PL-02, se tienen las características hidráulicas obtenidas de la Tabla N° 3.4, las mismas que se resumen en la Tabla N° 4.1. Así mismo teniendo en cuenta la forma geométrica de las secciones transversales, fue necesario instalar dos tipos de defensa ribereña en este tramo como a continuación se indica:

- Muro Tipo II con terraplén de longitud igual a 40 m.
- Muro Tipo I de longitud igual a 36 m sin terraplén.

Tabla N° 4.1. Velocidades y esfuerzos de corte – 76 m aguas arriba del puente antiguo pichari

Sección	Velocidad izquierda (m/s)	Velocidad derecha (m/s)	Esfuerzo de corte izquierda (N/m ²)	Esfuerzo de corte derecha (N/m ²)	Tirante máximo margen derecha (m)
107	0.66	5.46	15.94	375.30	2.94
106	2.28	4.95	87.53	279.81	3.53
105	5.71	4.37	355.12	237.52	3.55
104	3.95	1.71	193.70	55.21	3.60
103	2.42	4.78	131.18	363.85	2.90

Fuente: Elaboración propia

De la Tabla N° 4.1, se tiene que la velocidad máxima en el banco derecho es igual a 5.46 m/s, para lo cual, será necesario instalar el gavión con las siguientes características:

- Gavión caja de 0.50 m de altura, para el colchón reno.
- Gaviones caja fuerte distribuidos como se muestra en el plano PL-02, que alcancen una altura de 4.0 m, debido a que como se muestra en la Tabla N° 4.1, la altura máxima alcanzada cuando se transita el caudal máximo es 3.60 m.

- Los gaviones caja deben ser plastificados, cuyas especificaciones se muestran en el plano 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 como se muestra en la Tabla N° 4.4 para el tramo en estudio es igual a 2.534 m. Maccaferri recomienda considerar 1.5 veces la profundidad de socavación, por lo tanto se tendrá un colchón reno de 4.0 m de ancho.
- 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.
- El análisis de estabilidad se realizó mediante el programa MACSTARS 2000, para una sección típica, para una situación pseudo estática, en la que se obtienen resultados aceptables de factores de seguridad al deslizamiento y al vuelco mayores que 1.5.

4.8.2 Diseño de la defensa ribereña aguas abajo del puente antiguo Pichari, en la margen izquierda L = 400 m.

Para el diseño de esta estructura hidráulica de gaviones ubicada en la margen izquierda aguas abajo del puente antiguo Pichari, con una longitud de 400 m como se muestra en el plano PL-03, se tienen las características hidráulicas obtenidas de la Tabla N° 3.4, las mismas que se resumen en la Tabla N° 4.2. Así mismo teniendo en cuenta la forma geométrica de las secciones transversales y el ángulo de incidencia del flujo, fue necesario instalar los siguientes tipos de defensa ribereña, como se muestra en el plano PL-03:

- Muro Tipo II sin terraplén de longitud igual a 20 m, debido al ángulo de incidencia del flujo en esta parte del Río Pichari, como se muestra en el plano PL-03.
- Muro Tipo I con terraplén de longitud igual a 100 m.
- Muro Tipo II con terraplén de longitud igual a 140 m.
- Muro Tipo I sin terraplén de longitud igual a 140 m.

Cabe mencionar que las estructuras hidráulicas propuestas en los tramos considerados han sido colocadas teniendo en cuenta en primer lugar, el ángulo de incidencia del flujo y luego la forma de las secciones transversales.

Tabla N° 4.2. Velocidades y esfuerzos de corte l = 400 m aguas abajo del puente antiguo pichari

Sección	Velocidad izquierda (m/s)	Velocidad derecha (m/s)	Esfuerzo de corte izquierda (N/m ²)	Esfuerzo de corte derecha (N/m ²)	Tirante máximo margen izq. (m)
100	4.57	4.66	343.74	353.79	2.50
99	4.19	3.20	236.30	157.82	2.80
98	4.37	2.80	260.72	133.38	2.85
97	5.56	2.72	432.11	148.19	2.27
96	3.59	7.18	237.08	670.65	2.18
95	3.92	1.50	188.96	44.56	3.28
94	3.72	1.45	170.30	41.65	3.22
93	3.62	2.16	164.03	75.81	3.17
92	4.20	1.79	245.97	68.43	3.05
91	2.83	7.44	159.08	679.60	3.21
90	3.97	6.49	273.51	571.66	2.46
89	4.02	5.65	262.04	436.45	2.36
88	4.55	5.24	322.59	398.04	2.00
87	4.33	5.31	263.86	358.04	2.19
86	4.61	5.61	315.54	423.88	2.07
85	3.81	4.50	197.88	253.85	2.75
84	4.53	5.00	299.23	346.77	2.71
83	4.54	4.55	299.22	300.15	2.92
82	3.56	3.61	166.42	170.53	3.28
81	2.36	3.84	100.59	208.44	3.21
80	3.44	4.31	190.86	267.41	2.96

Fuente: Elaboración propia

De la Tabla N° 4.2, se observa que la máxima velocidad presentada en el banco izquierdo es igual a 4.61 m/s, para lo cual, será necesario instalar el gavión con las siguientes características:

- Gavión caja de 0.50 m de altura, para el colchón reno.
- Gaviones caja fuerte distribuidos como se muestra en el plano PL-03, que alcancen una altura de 4.0 m, debido a que como se muestra en la Tabla N° 4.2, la altura máxima alcanzada cuando se transita el caudal máximo es 3.28 m presentado en la margen izquierda.
- Los gaviones caja deben ser plastificados, cuyas especificaciones se muestran en el plano 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 como se muestra en la Tabla N° 4.4 para el tramo en estudio es igual a 2.543 m. Maccaferri recomienda considerar 1.5 veces la profundidad de socavación, por lo tanto se tendrá un colchón reno de 4.0 m de ancho.
- 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.
- El análisis de estabilidad se realizó mediante el programa MACSTARS 2000, para una sección típica, para una situación pseudo estática, en la que se obtienen resultados aceptables de factores de seguridad al deslizamiento y al vuelco mayores que 1.5.

4.8.3 Diseño de la defensa ribereña aguas abajo del puente antiguo Pichari, en la margen derecha $L = 1370$ m.

Para el diseño de esta estructura hidráulica de gaviones ubicada en la margen derecha, como protección a la comunidad de Pichari Baja, la misma que se encuentra alineada con el puente nuevo a construirse de 80 m de luz como se muestra en el plano PL-05. Este tramo de defensa ribereña cuenta con una longitud de 1370 m como se muestra en los planos PL-03, PL-04, PL-05 y PL-06, cuyas características hidráulicas obtenidas de la Tabla N° 3.4, se resumen en la Tabla N° 4.3. Así mismo teniendo en cuenta la forma geométrica de las secciones transversales, y la altura del gavión propuesta, fue necesario colocar en la parte posterior al gavio muros de contrafuertes de gaviones de ancho igual a 1.00 m distribuidos cada 25 m, así como un terraplén con talud de 1.5:1 como se muestra en los planos respectivos:

- Muro Tipo II con terraplén y contrafuertes de longitud igual a 1370 m.

En la Tabla N° 4.3, se resumen las velocidades, esfuerzos de corte y tirantes máximos alcanzados luego de realizar el tránsito de máximas avenidas con la inclusión de la defensa ribereña:

Tabla N° 4.3. Velocidades y esfuerzos de corte $l = 1370$ m como protección a la comunidad de pichari baja

Sección	Velocidad izquierda (m/s)	Velocidad derecha (m/s)	Esfuerzo de corte izquierda (N/m ²)	Esfuerzo de corte derecha (N/m ²)	Tirante máximo margen derecha (m)
87	4.33	5.31	263.86	358.04	2.21
86	4.61	5.61	315.54	423.88	2.11
85	3.81	4.50	197.88	253.85	2.83
84	4.53	5.00	299.23	346.77	2.76
83	4.54	4.55	299.22	300.15	2.96
82	3.56	3.61	166.42	170.53	3.82
81	2.36	3.84	100.59	208.44	3.45
80	3.44	4.31	190.86	267.41	2.95
79	2.86	4.82	150.98	329.22	2.62
78	6.46	5.32	560.55	419.39	2.29

			CONTINUA		
77	7.08	5.59	678.69	475.88	1.92
76	6.34	4.12	517.35	270.98	1.71
75	4.19	3.40	223.05	163.28	2.53
74	5.02	3.47	340.44	195.80	2.08
73	5.43	5.44	413.29	413.81	1.80
72	3.96	4.34	204.59	234.58	2.58
71	4.48	3.93	274.58	226.01	2.54
70	5.07	4.93	353.31	339.40	2.27
69	4.02	3.88	206.82	195.88	2.74
68	2.69	4.04	111.61	205.59	3.02
67	1.93	5.50	85.34	408.79	2.58
66	1.66	5.55	66.02	401.78	2.59
65	2.77	5.46	139.60	386.62	2.67
64	2.33	5.39	108.76	383.98	2.69
63	3.20	4.88	183.88	346.43	2.69
62	2.54	4.76	135.63	348.44	2.19
61	2.52	4.94	110.41	301.78	2.64
60	3.05	5.07	175.78	376.08	2.11
59	2.54	4.82	137.58	360.69	2.20
58	1.31	4.49	49.58	316.03	2.53
57	1.54	4.61	56.19	292.80	2.90
56	1.58	3.87	51.51	196.41	3.29
55	1.48	5.42	62.16	435.74	2.04
54	2.91	5.56	174.47	460.51	1.79
53	1.98	5.20	87.45	371.74	1.99
52	1.57	5.31	61.31	379.62	2.01
51	1.98	4.92	86.19	337.09	1.97
50	1.85	5.46	76.07	384.84	2.21
49	1.45	5.51	52.50	387.70	2.31
48	1.10	4.81	30.83	282.23	2.62
47	1.94	4.74	68.77	262.66	3.67
46	1.64	4.51	52.89	242.17	3.72
45	1.62	4.69	58.51	288.29	3.41
44	2.68	5.58	130.62	391.76	3.47
43	3.02	5.50	176.03	432.91	2.57
42	3.67	5.19	227.43	382.21	2.56
41	2.76	5.07	141.45	352.89	2.65
40	6.03	2.08	557.05	113.01	1.99
39	2.82	1.99	167.06	99.33	1.91
38	2.43	4.65	98.56	260.10	2.95
37	2.59	4.70	135.89	332.03	2.63
36	2.18	4.42	82.68	239.27	3.61
35	2.61	5.16	129.45	359.78	3.00
34	1.87	3.89	64.01	192.18	3.52
33	2.48	5.27	130.27	403.91	2.59
32	1.96	5.10	92.39	387.67	2.27
31	1.97	3.36	77.94	173.90	2.57
30	2.03	3.85	76.28	199.00	2.76
29	4.38	4.83	277.46	320.99	1.73

			<u>CONTINUA</u>		
28	5.16	5.29	404.46	418.95	1.81
27	4.87	4.12	337.06	262.24	1.84
26	4.44	3.87	285.96	232.25	1.82
25	4.75	4.84	348.90	357.94	2.15
24	4.53	5.51	354.58	475.81	1.56
23	4.18	5.59	282.71	436.91	1.80
22	3.65	5.65	226.77	436.05	1.84
21	4.09	4.69	257.20	316.53	1.70
20	3.41	3.79	173.89	204.15	1.99
19	4.06	2.38	236.34	105.83	2.28

Fuente: Elaboración propia

De la Tabla N° 4.3, se observa que la máxima velocidad presentada en el banco derecho, donde se halla ubicada la defensa ribereña es igual a 5.65 m/s, para lo cual, será necesario instalar el gavión con las siguientes características:

- Gavión caja de 0.50 m de altura, para el colchón reno.
- Gaviones caja fuerte distribuidos como se muestra en los planos PL-03, PL-04, PL-05 y PL-06, que alcancen una altura de 4.0 m, debido a que como se muestra en la Tabla N° 4.3, la altura máxima alcanzada cuando se transita el caudal máximo es 3.82 m presentado en la margen derecha.
- Los gaviones caja deben ser plastificados, cuyas especificaciones se muestran en el plano 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 como se muestra en la Tabla N° 3.4 para el tramo en estudio es igual a 2.297 m. Maccaferri recomienda considerar 1.5 veces la profundidad de socavación, por lo tanto se tendrá un colchón reno® de 4.0 m de ancho.

- 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.
- El análisis de estabilidad se realizó mediante el programa MACSTARS 2000, para una sección típica, para una situación pseudo estática, en la que se obtienen resultados aceptables de factores de seguridad al deslizamiento y al vuelco mayores que 1.5.

4.9 ESTUDIO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN EL TRAMO EN ESTUDIO.

El parámetro de Shields a partir de su gráfico propuesto es igual a 0.06, considerando que este tiende a ser constante y no depende ya del número de Reynolds. El esfuerzo de corte crítico de iniciación de movimiento para cada uno de los diámetros encontrados en el tramo de estudio del río Pichari, es como se indica a continuación:

- $D = 0.10 \text{ m}, (\tau_o)_c = 99 \text{ N/m}^2.$
- $D = 0.15 \text{ m}, (\tau_o)_c = 148.5 \text{ N/m}^2.$
- $D = 0.20 \text{ m}, (\tau_o)_c = 198 \text{ N/m}^2$
- $D = 0.25 \text{ m}, (\tau_o)_c = 247.5 \text{ N/m}^2$
- $D = 0.50 \text{ m}, (\tau_o)_c = 495 \text{ N/m}^2$

De la Tabla N° 3.4 se puede observar que el máximo esfuerzo de corte presentado en la margen derecha del Río Pichari, adyacente a la defensa ribereña proyectada es igual a 475.88 N/m². Este esfuerzo de corte, presentado cuando se transita la máxima avenida, según los resultados de esfuerzos de corte crítico de iniciación de

movimiento mediante la fórmula de Shields, puede mover partículas superiores a 0.25 m y eventualmente partículas de 0.50 m.

4.10 CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERALIZADA, PRODUCTO DE LA INSTALACIÓN DE GAVIONES.

La erosión y socavación generalizada de un tramo del río, producto del incremento de la capacidad de transporte de la corriente durante el pasaje de una crecida prolongada, puede ser determinante de la puesta en riesgo, y aun del colapso de estructuras fluviales tales como puentes, defensas de márgenes (defensas ribereñas), conductos enterrados, etc. En este trabajo se ha contrastado el método propuesto por Lischtván y Lebediev (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1984) con un gran número de mediciones de campo y de laboratorio. Los resultados obtenidos demuestran un muy buen grado de ajuste de esta metodología en su aplicación a una amplia gama de condiciones hidráulicas, las que incluyen tanto situaciones de erosión con agua clara como con transporte generalizado.

Ahora entonces aplicaremos al tramo nuestro donde obtenemos los siguientes resultados.

Los cálculos se realizaron en los puntos más críticos, o sea donde se presentaban mayores riesgos de socavación.

Tabla N° 4.4
 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERALIZADA (MÉTODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV)
 SECCION 0+000

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	θ _s (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
200	0.2644	100	1	788.52	148.72	50.80	2.928	2.591	2.20	1.00	2.519	0.319
200	0.2644	100	2	788.52	148.72	50.80	2.928	2.591	2.50	1.00	2.982	0.482
200	0.2644	100	3	788.52	148.72	50.80	2.928	2.591	2.60	1.00	3.140	0.540
400	0.2364	100	4	788.52	148.72	50.80	2.928	2.591	2.80	1.00	3.044	0.244
400	0.2364	100	5	788.52	148.72	50.80	2.928	2.591	3.00	1.00	3.340	0.340
400	0.2364	100	6	788.52	148.72	50.80	2.928	2.591	3.53	1.00	4.159	0.629
400	0.2364	100	7	788.52	148.72	50.80	2.928	2.591	2.80	1.00	3.044	0.244
200	0.2644	100	8	788.52	148.72	50.80	2.928	2.591	2.60	1.00	3.140	0.540
200	0.2644	100	9	788.52	148.72	50.80	2.928	2.591	2.20	1.00	2.519	0.319

SECCION 0+060

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	θ _s (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
200	0.2644	100	1	788.52	136.06	38.89	3.499	2.515	2.50	1.00	2.912	0.412
200	0.2644	100	2	788.52	136.06	38.89	3.499	2.515	2.80	1.00	3.381	0.581
200	0.2644	100	3	788.52	136.06	38.89	3.499	2.515	3.20	1.00	4.032	0.832
400	0.2364	100	4	788.52	136.06	38.89	3.499	2.515	3.60	1.00	4.169	0.569
400	0.2364	100	5	788.52	136.06	38.89	3.499	2.515	3.90	1.00	4.644	0.744
300	0.2494	100	6	788.52	136.06	38.89	3.499	2.515	3.00	1.00	3.435	0.435
300	0.2494	100	7	788.52	136.06	38.89	3.499	2.515	3.20	1.00	3.744	0.544
200	0.2644	100	8	788.52	136.06	38.89	3.499	2.515	2.80	1.00	3.381	0.581
200	0.2644	100	9	788.52	136.06	38.89	3.499	2.515	2.60	1.00	3.067	0.467

(continua)
 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERALIZADA (MÉTODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV)
 SECCION 0+120

$$Y_s = \left(\frac{\alpha \gamma_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m ³ /s)	A (m ²)	β _s (m)	γ _m (m)	α	γ ₀ (m)	β	γ _s (m)	Socavación (m)
200	0.2644	100	1	788.52	103.35	67.65	1.528	5.752	2.00	1.00	4.175	2.175
200	0.2644	100	2	788.52	103.35	67.65	1.528	5.752	2.20	1.00	4.734	2.534
400	0.2364	100	3	788.52	103.35	67.65	1.528	5.752	2.30	1.00	4.450	2.150
400	0.2364	100	4	788.52	103.35	67.65	1.528	5.752	2.28	1.00	4.398	2.118
300	0.2494	100	5	788.52	103.35	67.65	1.528	5.752	2.36	1.00	4.836	2.476
300	0.2494	100	6	788.52	103.35	67.65	1.528	5.752	2.20	1.00	4.404	2.204
200	0.2644	100	7	788.52	103.35	67.65	1.528	5.752	1.90	1.00	3.902	2.002
200	0.2644	100	8	788.52	103.35	67.65	1.528	5.752	1.60	1.00	3.111	1.511
200	0.2644	100	9	788.52	103.35	67.65	1.528	5.752	1.50	1.00	2.857	1.357

SECCION 0+180

$$Y_s = \left(\frac{\alpha \gamma_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m ³ /s)	A (m ²)	β _s (m)	γ _m (m)	α	γ ₀ (m)	β	γ _s (m)	Socavación (m)
300	0.2494	100	1	788.52	140.80	66.54	2.116	3.398	2.65	1.00	3.704	1.054
300	0.2494	100	2	788.52	140.80	66.54	2.116	3.398	2.80	1.00	3.987	1.187
200	0.2644	100	3	788.52	140.80	66.54	2.116	3.398	2.95	1.00	4.596	1.646
200	0.2644	100	4	788.52	140.80	66.54	2.116	3.398	3.09	1.00	4.885	1.795
300	0.2494	100	5	788.52	140.80	66.54	2.116	3.398	2.85	1.00	4.082	1.232
300	0.2494	100	6	788.52	140.80	66.54	2.116	3.398	2.60	1.00	3.611	1.011
200	0.2644	100	7	788.52	140.80	66.54	2.116	3.398	2.42	1.00	3.540	1.120
200	0.2644	100	8	788.52	140.80	66.54	2.116	3.398	2.15	1.00	3.029	0.879
200	0.2644	100	9	788.52	140.80	66.54	2.116	3.398	2.02	1.00	2.790	0.770

(continua)
 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERALIZADA (MÉTODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV)
 SECCION 0+240

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	β _s (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
200	0.2644	100	1	788.52	157.34	53.72	2.929	2.448	2.55	1.00	2.926	0.376
200	0.2644	100	2	788.52	157.34	53.72	2.929	2.448	2.78	1.00	3.279	0.499
200	0.2644	100	3	788.52	157.34	53.72	2.929	2.448	2.99	1.00	3.609	0.619
200	0.2644	100	4	788.52	157.34	53.72	2.929	2.448	3.05	1.00	3.705	0.655
300	0.2494	100	5	788.52	157.34	53.72	2.929	2.448	3.56	1.00	4.224	0.664
300	0.2494	100	6	788.52	157.34	53.72	2.929	2.448	4.53	1.00	5.825	1.295
300	0.2494	100	7	788.52	157.34	53.72	2.929	2.448	3.80	1.00	4.608	0.808
200	0.2644	100	8	788.52	157.34	53.72	2.929	2.448	3.70	1.00	4.780	1.080
100	0.2814	100	9	788.52	157.34	53.72	2.929	2.448	3.25	1.00	4.602	1.352

SECCION 0+300

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	β _s (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
200	0.2644	100	1	788.52	128.88	53.73	2.399	3.414	2.45	1.00	3.611	1.161
200	0.2644	100	2	788.52	128.88	53.73	2.399	3.414	2.69	1.00	4.084	1.394
200	0.2644	100	3	788.52	128.88	53.73	2.399	3.414	3.00	1.00	4.716	1.716
300	0.2494	100	4	788.52	128.88	53.73	2.399	3.414	3.80	1.00	6.014	2.214
500	0.2254	100	5	788.52	128.88	53.73	2.399	3.414	4.56	1.00	7.102	2.542
500	0.2254	100	6	788.52	128.88	53.73	2.399	3.414	3.90	1.00	5.742	1.842
500	0.2254	100	7	788.52	128.88	53.73	2.399	3.414	3.75	1.00	5.444	1.694
200	0.2644	100	8	788.52	128.88	53.73	2.399	3.414	3.10	1.00	4.924	1.824
200	0.2644	100	9	788.52	128.88	53.73	2.399	3.414	2.80	1.00	4.306	1.506

(continua)
 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERALIZADA (MÉTODO DE LISCHITVAN LEVEDEV)
 SECCION 0+360

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

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)
200	0.2644	100	1	788.52	127.69	76.03	1.679	4.371	2.15	1.00	3.696	1.546
200	0.2644	100	2	788.52	127.69	76.03	1.679	4.371	2.29	1.00	4.017	1.727
200	0.2644	100	3	788.52	127.69	76.03	1.679	4.371	2.38	1.00	4.226	1.846
300	0.2494	100	4	788.52	127.69	76.03	1.679	4.371	2.15	1.00	3.428	1.278
500	0.2254	100	5	788.52	127.69	76.03	1.679	4.371	1.90	1.00	2.642	0.742
500	0.2254	100	6	788.52	127.69	76.03	1.679	4.371	1.80	1.00	2.454	0.654
500	0.2254	100	7	788.52	127.69	76.03	1.679	4.371	1.70	1.00	2.271	0.571
200	0.2644	100	8	788.52	127.69	76.03	1.679	4.371	1.60	1.00	2.504	0.904
200	0.2644	100	9	788.52	127.69	76.03	1.679	4.371	1.52	1.00	2.340	0.820

SECCION 0+420

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

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)
200	0.2644	100	1	788.52	132.65	74.71	1.776	4.054	2.03	1.00	3.228	1.198
200	0.2644	100	2	788.52	132.65	74.71	1.776	4.054	2.03	1.00	3.228	1.198
200	0.2644	100	3	788.52	132.65	74.71	1.776	4.054	2.11	1.00	3.397	1.287
300	0.2494	100	4	788.52	132.65	74.71	1.776	4.054	2.05	1.00	3.029	0.979
300	0.2494	100	5	788.52	132.65	74.71	1.776	4.054	1.90	1.00	2.737	0.837
300	0.2494	100	6	788.52	132.65	74.71	1.776	4.054	1.75	1.00	2.453	0.703
300	0.2494	100	7	788.52	132.65	74.71	1.776	4.054	1.66	1.00	2.286	0.626
300	0.2494	100	8	788.52	132.65	74.71	1.776	4.054	1.52	1.00	2.033	0.513
300	0.2494	100	9	788.52	132.65	74.71	1.776	4.054	1.23	1.00	1.532	0.302

(continua)
 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERALIZADA (MÉTODO DE LISCHTVAN LEVEDEV)
 SECCION 0+480

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _s (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
200	0.2644	100	1	788.52	134.06	75.33	1.780	4.005	2.22	1.00	3.598	1.378
200	0.2644	100	2	788.52	134.06	75.33	1.780	4.005	2.25	1.00	3.662	1.412
200	0.2644	100	3	788.52	134.06	75.33	1.780	4.005	2.36	1.00	3.900	1.540
200	0.2644	100	4	788.52	134.06	75.33	1.780	4.005	2.65	1.00	4.544	1.894
400	0.2364	100	5	788.52	134.06	75.33	1.780	4.005	2.96	1.00	4.665	1.705
400	0.2364	100	6	788.52	134.06	75.33	1.780	4.005	2.54	1.00	3.796	1.256
400	0.2364	100	7	788.52	134.06	75.33	1.780	4.005	2.20	1.00	3.127	0.927
300	0.2494	100	8	788.52	134.06	75.33	1.780	4.005	2.18	1.00	3.256	1.076
300	0.2494	100	9	788.52	134.06	75.33	1.780	4.005	2.02	1.00	2.941	0.921

SECCION 0+540

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _s (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
200	0.2644	100	1	788.52	134.80	70.35	1.916	3.792	1.77	1.00	2.556	0.786
200	0.2644	100	2	788.52	134.80	70.35	1.916	3.792	2.12	1.00	3.243	1.123
200	0.2644	100	3	788.52	134.80	70.35	1.916	3.792	2.26	1.00	3.528	1.268
200	0.2644	100	4	788.52	134.80	70.35	1.916	3.792	2.95	1.00	5.012	2.062
400	0.2364	100	5	788.52	134.80	70.35	1.916	3.792	2.60	1.00	3.748	1.148
500	0.2254	100	6	788.52	134.80	70.35	1.916	3.792	2.45	1.00	3.324	0.874
500	0.2254	100	7	788.52	134.80	70.35	1.916	3.792	1.95	1.00	2.437	0.487
200	0.2644	100	8	788.52	134.80	70.35	1.916	3.792	1.63	1.00	2.293	0.663
200	0.2644	100	9	788.52	134.80	70.35	1.916	3.792	1.33	1.00	1.754	0.424

(continua)
 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERALIZADA (MÉTODO DE LISCHTVAN LEVEDEV)
 SECCION 0+600

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

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)
200	0.2644	100	1	788.52	117.94	82.37	1.432	5.263	1.62	1.00	2.948	1.328
200	0.2644	100	2	788.52	117.94	82.37	1.432	5.263	1.78	1.00	3.337	1.557
200	0.2644	100	3	788.52	117.94	82.37	1.432	5.263	1.85	1.00	3.512	1.662
300	0.2494	100	4	788.52	117.94	82.37	1.432	5.263	1.92	1.00	3.421	1.501
300	0.2494	100	5	788.52	117.94	82.37	1.432	5.263	1.69	1.00	2.885	1.195
500	0.2254	100	6	788.52	117.94	82.37	1.432	5.263	1.56	1.00	2.351	0.791
500	0.2254	100	7	788.52	117.94	82.37	1.432	5.263	1.45	1.00	2.128	0.678
200	0.2644	100	8	788.52	117.94	82.37	1.432	5.263	1.23	1.00	2.050	0.820
200	0.2644	100	9	788.52	117.94	82.37	1.432	5.263	1.12	1.00	1.812	0.692

SECCION 0+660

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

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)
200	0.2644	100	1	788.52	154.99	98.25	1.578	3.754	1.35	1.00	1.774	0.424
200	0.2644	100	2	788.52	154.99	98.25	1.578	3.754	1.19	1.00	1.503	0.313
200	0.2644	100	3	788.52	154.99	98.25	1.578	3.754	1.62	1.00	2.257	0.637
200	0.2644	100	4	788.52	154.99	98.25	1.578	3.754	1.85	1.00	2.688	0.838
400	0.2364	100	5	788.52	154.99	98.25	1.578	3.754	2.08	1.00	2.752	0.672
400	0.2364	100	6	788.52	154.99	98.25	1.578	3.754	1.96	1.00	2.540	0.580
400	0.2364	100	7	788.52	154.99	98.25	1.578	3.754	1.65	1.00	2.014	0.364
200	0.2644	100	8	788.52	154.99	98.25	1.578	3.754	1.52	1.00	2.075	0.555
200	0.2644	100	9	788.52	154.99	98.25	1.578	3.754	1.23	1.00	1.570	0.340

(continua)
 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERALIZADA (MÉTODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV)
 SECCION 0+720

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

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)
200	0.2644	100	1	788.52	155.34	86.74	1.791	3.442	1.98	1.00	2.745	0.765
200	0.2644	100	2	788.52	155.34	86.74	1.791	3.442	2.12	1.00	3.003	0.883
200	0.2644	100	3	788.52	155.34	86.74	1.791	3.442	2.35	1.00	3.440	1.090
300	0.2494	100	4	788.52	155.34	86.74	1.791	3.442	2.54	1.00	3.537	0.997
300	0.2494	100	5	788.52	155.34	86.74	1.791	3.442	2.25	1.00	3.009	0.759
300	0.2494	100	6	788.52	155.34	86.74	1.791	3.442	2.12	1.00	2.779	0.659
300	0.2494	100	7	788.52	155.34	86.74	1.791	3.442	2.01	1.00	2.588	0.578
200	0.2644	100	8	788.52	155.34	86.74	1.791	3.442	1.80	1.00	2.421	0.621
200	0.2644	100	9	788.52	155.34	86.74	1.791	3.442	1.62	1.00	2.107	0.487

SECCION 0+780

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

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)
200	0.2644	100	1	788.52	167.79	69.78	2.405	2.618	1.55	1.00	1.601	0.051
200	0.2644	100	2	788.52	167.79	69.78	2.405	2.618	1.72	1.00	1.836	0.116
200	0.2644	100	3	788.52	167.79	69.78	2.405	2.618	2.25	1.00	2.616	0.366
200	0.2644	100	4	788.52	167.79	69.78	2.405	2.618	2.75	1.00	3.409	0.659
400	0.2364	100	5	788.52	167.79	69.78	2.405	2.618	3.02	1.00	3.399	0.379
400	0.2364	100	6	788.52	167.79	69.78	2.405	2.618	2.69	1.00	2.908	0.218
200	0.2644	100	7	788.52	167.79	69.78	2.405	2.618	2.26	1.00	2.632	0.372
200	0.2644	100	8	788.52	167.79	69.78	2.405	2.618	1.97	1.00	2.196	0.226
200	0.2644	100	9	788.52	167.79	69.78	2.405	2.618	1.67	1.00	1.766	0.096

(continua)
 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERALIZADA (MÉTODO DE LISCHIVAN LEVEDEV)
 SECCION 0+840

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _s (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
200	0.2644	100	1	788.52	137.49	70.43	1.952	3.672	1.59	1.00	2.163	0.573
200	0.2644	100	2	788.52	137.49	70.43	1.952	3.672	1.75	1.00	2.455	0.705
200	0.2644	100	3	788.52	137.49	70.43	1.952	3.672	1.96	1.00	2.850	0.890
200	0.2644	100	4	788.52	137.49	70.43	1.952	3.672	2.05	1.00	3.024	0.974
200	0.2644	100	5	788.52	137.49	70.43	1.952	3.672	2.35	1.00	3.621	1.271
300	0.2494	100	6	788.52	137.49	70.43	1.952	3.672	2.67	1.00	3.981	1.311
300	0.2494	100	7	788.52	137.49	70.43	1.952	3.672	2.23	1.00	3.131	0.901
200	0.2644	100	8	788.52	137.49	70.43	1.952	3.672	2.02	1.00	2.966	0.946
200	0.2644	100	9	788.52	137.49	70.43	1.952	3.672	1.87	1.00	2.679	0.809

SECCION 0+900

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _s (m3/s)	A (m2)	B _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
200	0.2644	100	1	788.52	124.36	75.73	1.642	4.555	1.82	1.00	3.066	1.246
200	0.2644	100	2	788.52	124.36	75.73	1.642	4.555	1.97	1.00	3.403	1.433
200	0.2644	100	3	788.52	124.36	75.73	1.642	4.555	2.06	1.00	3.609	1.549
200	0.2644	100	4	788.52	124.36	75.73	1.642	4.555	2.19	1.00	3.912	1.722
200	0.2644	100	5	788.52	124.36	75.73	1.642	4.555	2.02	1.00	3.517	1.497
300	0.2494	100	6	788.52	124.36	75.73	1.642	4.555	1.75	1.00	2.693	0.943
300	0.2494	100	7	788.52	124.36	75.73	1.642	4.555	1.62	1.00	2.429	0.809
200	0.2644	100	8	788.52	124.36	75.73	1.642	4.555	1.44	1.00	2.251	0.811
200	0.2644	100	9	788.52	124.36	75.73	1.642	4.555	1.43	1.00	2.231	0.801

(continua)
 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERALIZADA (MÉTODO DE LISCHTVAN LEVEDEV)
 SECCION 0+960

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	β _s (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
200	0.2644	100	1	788.52	128.25	85.62	1.498	4.696	1.50	1.00	2.434	0.934
200	0.2644	100	2	788.52	128.25	85.62	1.498	4.696	1.75	1.00	2.982	1.232
200	0.2644	100	3	788.52	128.25	85.62	1.498	4.696	1.92	1.00	3.370	1.450
200	0.2644	100	4	788.52	128.25	85.62	1.498	4.696	2.20	1.00	4.032	1.832
300	0.2494	100	5	788.52	128.25	85.62	1.498	4.696	2.02	1.00	3.341	1.321
300	0.2494	100	6	788.52	128.25	85.62	1.498	4.696	1.98	1.00	3.253	1.273
300	0.2494	100	7	788.52	128.25	85.62	1.498	4.696	1.95	1.00	3.188	1.238
200	0.2644	100	8	788.52	128.25	85.62	1.498	4.696	1.85	1.00	3.209	1.359
200	0.2644	100	9	788.52	128.25	85.62	1.498	4.696	1.70	1.00	2.870	1.170

SECCION 1+020

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	β _s (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
200	0.2644	100	1	788.52	182.52	89.99	2.028	2.696	3.02	1.00	3.947	0.927
200	0.2644	100	2	788.52	182.52	89.99	2.028	2.696	3.17	1.00	4.208	1.038
200	0.2644	100	3	788.52	182.52	89.99	2.028	2.696	3.29	1.00	4.419	1.129
400	0.2364	100	4	788.52	182.52	89.99	2.028	2.696	3.05	1.00	3.527	0.477
400	0.2364	100	5	788.52	182.52	89.99	2.028	2.696	2.98	1.00	3.418	0.438
400	0.2364	100	6	788.52	182.52	89.99	2.028	2.696	2.75	1.00	3.067	0.317
200	0.2644	100	7	788.52	182.52	89.99	2.028	2.696	2.67	1.00	3.356	0.686
200	0.2644	100	8	788.52	182.52	89.99	2.028	2.696	2.62	1.00	3.273	0.653
200	0.2644	100	9	788.52	182.52	89.99	2.028	2.696	2.59	1.00	3.224	0.634

(continua)
 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERALIZADA (MÉTODO DE LISCHIVAN LEVEDEV)
 SECCION 1+080

$$Y_s = \left(\frac{\alpha \gamma_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	β _s (m)	γ _m (m)	α	γ ₀ (m)	β	γ _s (m)	Socavación (m)
200	0.2644	100	1	788.52	146.92	92.30	1.592	3.937	1.65	1.00	2.400	0.750
200	0.2644	100	2	788.52	146.92	92.30	1.592	3.937	1.73	1.00	2.555	0.825
200	0.2644	100	3	788.52	146.92	92.30	1.592	3.937	1.85	1.00	2.791	0.941
300	0.2494	100	4	788.52	146.92	92.30	1.592	3.937	1.99	1.00	2.844	0.854
400	0.2364	100	5	788.52	146.92	92.30	1.592	3.937	1.95	1.00	2.621	0.671
400	0.2364	100	6	788.52	146.92	92.30	1.592	3.937	1.92	1.00	2.567	0.647
200	0.2644	100	7	788.52	146.92	92.30	1.592	3.937	1.81	1.00	2.712	0.902
200	0.2644	100	8	788.52	146.92	92.30	1.592	3.937	1.72	1.00	2.536	0.816
200	0.2644	100	9	788.52	146.92	92.30	1.592	3.937	1.56	1.00	2.229	0.669

SECCION 1+140

$$Y_s = \left(\frac{\alpha \gamma_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	β _s (m)	γ _m (m)	α	γ ₀ (m)	β	γ _s (m)	Socavación (m)
200	0.2644	100	1	788.52	144.08	78.03	1.846	3.636	1.89	1.00	2.696	0.806
200	0.2644	100	2	788.52	144.08	78.03	1.846	3.636	1.95	1.00	2.809	0.859
200	0.2644	100	3	788.52	144.08	78.03	1.846	3.636	2.21	1.00	3.313	1.103
300	0.2494	100	4	788.52	144.08	78.03	1.846	3.636	2.12	1.00	2.904	0.784
300	0.2494	100	5	788.52	144.08	78.03	1.846	3.636	2.03	1.00	2.740	0.710
300	0.2494	100	6	788.52	144.08	78.03	1.846	3.636	1.92	1.00	2.544	0.624
200	0.2644	100	7	788.52	144.08	78.03	1.846	3.636	1.85	1.00	2.621	0.771
200	0.2644	100	8	788.52	144.08	78.03	1.846	3.636	1.78	1.00	2.491	0.711
200	0.2644	100	9	788.52	144.08	78.03	1.846	3.636	1.75	1.00	2.436	0.686

(continua)
 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERALIZADA (MÉTODO DE LISCHITVAN LEVEDIEV)
 SECCION 1+200

$$Y_s = \left(\frac{\alpha \cdot Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	β _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
200	0.2644	100	1	788.52	155.25	56.25	2.760	2.581	3.20	1.00	4.116	0.916
200	0.2644	100	2	788.52	155.25	56.25	2.760	2.581	3.28	1.00	4.252	0.972
200	0.2644	100	3	788.52	155.25	56.25	2.760	2.581	3.56	1.00	4.737	1.177
400	0.2364	100	4	788.52	155.25	56.25	2.760	2.581	3.67	1.00	4.369	0.699
400	0.2364	100	5	788.52	155.25	56.25	2.760	2.581	3.25	1.00	3.709	0.459
300	0.2494	100	6	788.52	155.25	56.25	2.760	2.581	3.03	1.00	3.554	0.524
300	0.2494	100	7	788.52	155.25	56.25	2.760	2.581	2.92	1.00	3.383	0.463
300	0.2494	100	8	788.52	155.25	56.25	2.760	2.581	2.81	1.00	3.214	0.404
300	0.2494	100	9	788.52	155.25	56.25	2.760	2.581	2.79	1.00	3.184	0.394

SECCION 1+260

$$Y_s = \left(\frac{\alpha \cdot Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	β _e (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
200	0.2644	100	1	788.52	120.14	48.13	2.496	3.567	3.23	1.00	5.382	2.152
200	0.2644	100	2	788.52	120.14	48.13	2.496	3.567	3.35	1.00	5.647	2.297
300	0.2494	100	3	788.52	120.14	48.13	2.496	3.567	3.47	1.00	5.518	2.048
300	0.2494	100	4	788.52	120.14	48.13	2.496	3.567	3.42	1.00	5.412	1.992
500	0.2254	100	5	788.52	120.14	48.13	2.496	3.567	3.35	1.00	4.840	1.490
500	0.2254	100	6	788.52	120.14	48.13	2.496	3.567	3.05	1.00	4.260	1.210
400	0.2364	100	7	788.52	120.14	48.13	2.496	3.567	2.99	1.00	4.306	1.316
400	0.2364	100	8	788.52	120.14	48.13	2.496	3.567	2.92	1.00	4.171	1.251
200	0.2644	100	9	788.52	120.14	48.13	2.496	3.567	2.90	1.00	4.669	1.769

(continua)
 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERALIZADA (MÉTODO DE LISCHTVAN LEVEDEV)
 SECCION 1+320

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m ³ /s)	A (m ²)	β _s (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
200	0.2644	100	1	788.52	122.14	57.72	2.116	3.917	2.05	1.00	3.183	1.133
200	0.2644	100	2	788.52	122.14	57.72	2.116	3.917	2.23	1.00	3.556	1.326
200	0.2644	100	3	788.52	122.14	57.72	2.116	3.917	2.38	1.00	3.875	1.495
300	0.2494	100	4	788.52	122.14	57.72	2.116	3.917	2.65	1.00	4.151	1.501
300	0.2494	100	5	788.52	122.14	57.72	2.116	3.917	2.37	1.00	3.576	1.206
400	0.2364	100	6	788.52	122.14	57.72	2.116	3.917	2.05	1.00	2.793	0.743
400	0.2364	100	7	788.52	122.14	57.72	2.116	3.917	1.99	1.00	2.683	0.693
200	0.2644	100	8	788.52	122.14	57.72	2.116	3.917	1.97	1.00	3.020	1.050
200	0.2644	100	9	788.52	122.14	57.72	2.116	3.917	1.92	1.00	2.919	0.999

SECCION 1+380

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m ³ /s)	A (m ²)	β _s (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
200	0.2644	100	1	788.52	161.61	66.03	2.448	2.687	2.56	1.00	3.166	0.606
200	0.2644	100	2	788.52	161.61	66.03	2.448	2.687	2.75	1.00	3.479	0.729
200	0.2644	100	3	788.52	161.61	66.03	2.448	2.687	2.83	1.00	3.614	0.784
300	0.2494	100	4	788.52	161.61	66.03	2.448	2.687	2.95	1.00	3.542	0.592
300	0.2494	100	5	788.52	161.61	66.03	2.448	2.687	2.92	1.00	3.494	0.574
400	0.2364	100	6	788.52	161.61	66.03	2.448	2.687	2.87	1.00	3.240	0.370
400	0.2364	100	7	788.52	161.61	66.03	2.448	2.687	2.68	1.00	2.955	0.275
200	0.2644	100	8	788.52	161.61	66.03	2.448	2.687	2.62	1.00	3.264	0.644
200	0.2644	100	9	788.52	161.61	66.03	2.448	2.687	2.55	1.00	3.150	0.600

(continua)
 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERALIZADA (MÉTODO DE LISCHTYAN LEVEDEV)
 SECCION 1+440

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

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)
200	0.2644	100	1	788.52	134.72	71.42	1.886	3.834	2.85	1.00	4.831	1.981
200	0.2644	100	2	788.52	134.72	71.42	1.886	3.834	2.89	1.00	4.921	2.031
200	0.2644	100	3	788.52	134.72	71.42	1.886	3.834	2.96	1.00	5.079	2.119
300	0.2494	100	4	788.52	134.72	71.42	1.886	3.834	2.99	1.00	4.793	1.803
300	0.2494	100	5	788.52	134.72	71.42	1.886	3.834	3.00	1.00	4.814	1.814
300	0.2494	100	6	788.52	134.72	71.42	1.886	3.834	2.85	1.00	4.496	1.646
300	0.2494	100	7	788.52	134.72	71.42	1.886	3.834	2.75	1.00	4.287	1.537
300	0.2494	100	8	788.52	134.72	71.42	1.886	3.834	2.72	1.00	4.224	1.504
300	0.2494	100	9	788.52	134.72	71.42	1.886	3.834	2.69	1.00	4.162	1.472

SECCION 1+500

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

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)
300	0.2494	100	1	788.52	128.44	86.14	1.491	4.704	2.15	1.00	3.636	1.486
300	0.2494	100	2	788.52	128.44	86.14	1.491	4.704	2.18	1.00	3.704	1.524
200	0.2644	100	3	788.52	128.44	86.14	1.491	4.704	2.22	1.00	4.086	1.866
200	0.2644	100	4	788.52	128.44	86.14	1.491	4.704	2.27	1.00	4.208	1.938
200	0.2644	100	5	788.52	128.44	86.14	1.491	4.704	2.13	1.00	3.869	1.739
300	0.2494	100	6	788.52	128.44	86.14	1.491	4.704	2.09	1.00	3.501	1.411
300	0.2494	100	7	788.52	128.44	86.14	1.491	4.704	2.02	1.00	3.346	1.326
200	0.2644	100	8	788.52	128.44	86.14	1.491	4.704	1.95	1.00	3.444	1.494
200	0.2644	100	9	788.52	128.44	86.14	1.491	4.704	1.97	1.00	3.491	1.521

(continua)
 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERALIZADA (MÉTODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV)
 SECCION 1+560

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

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)
200	0.2644	100	1	788.52	156.87	96.94	1.618	3.647	1.68	1.00	2.314	0.634
200	0.2644	100	2	788.52	156.87	96.94	1.618	3.647	1.72	1.00	2.387	0.667
200	0.2644	100	3	788.52	156.87	96.94	1.618	3.647	1.73	1.00	2.405	0.675
300	0.2494	100	4	788.52	156.87	96.94	1.618	3.647	1.69	1.00	2.151	0.461
300	0.2494	100	5	788.52	156.87	96.94	1.618	3.647	1.62	1.00	2.033	0.413
200	0.2644	100	6	788.52	156.87	96.94	1.618	3.647	1.59	1.00	2.152	0.562
200	0.2644	100	7	788.52	156.87	96.94	1.618	3.647	1.57	1.00	2.116	0.546
200	0.2644	100	8	788.52	156.87	96.94	1.618	3.647	1.55	1.00	2.081	0.531
200	0.2644	100	9	788.52	156.87	96.94	1.618	3.647	1.51	1.00	2.010	0.500

SECCION 1+620

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

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)
100	0.2814	100	1	788.52	170.95	127.66	1.339	3.797	1.65	1.00	2.684	1.034
200	0.2644	100	2	788.52	170.95	127.66	1.339	3.797	1.72	1.00	2.464	0.744
200	0.2644	100	3	788.52	170.95	127.66	1.339	3.797	1.82	1.00	2.655	0.835
200	0.2644	100	4	788.52	170.95	127.66	1.339	3.797	1.75	1.00	2.521	0.771
100	0.2814	100	5	788.52	170.95	127.66	1.339	3.797	1.68	1.00	2.747	1.067
100	0.2814	100	6	788.52	170.95	127.66	1.339	3.797	1.62	1.00	2.621	1.001
100	0.2814	100	7	788.52	170.95	127.66	1.339	3.797	1.55	1.00	2.474	0.924
100	0.2814	100	8	788.52	170.95	127.66	1.339	3.797	1.54	1.00	2.453	0.913
100	0.2814	100	9	788.52	170.95	127.66	1.339	3.797	1.51	1.00	2.391	0.881

(continua)
 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERALIZADA (MÉTODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV)
 SECCION 1+680

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dim (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)
100	0.2814	100	1	788.52	150.93	118.81	1.270	4.454	1.72	1.00	3.209	1.489
100	0.2814	100	2	788.52	150.93	118.81	1.270	4.454	1.76	1.00	3.306	1.546
100	0.2814	100	3	788.52	150.93	118.81	1.270	4.454	1.80	1.00	3.404	1.604
200	0.2644	100	4	788.52	150.93	118.81	1.270	4.454	1.75	1.00	2.860	1.110
200	0.2644	100	5	788.52	150.93	118.81	1.270	4.454	1.73	1.00	2.817	1.087
200	0.2644	100	6	788.52	150.93	118.81	1.270	4.454	1.71	1.00	2.774	1.064
300	0.2494	100	7	788.52	150.93	118.81	1.270	4.454	1.66	1.00	2.465	0.805
300	0.2494	100	8	788.52	150.93	118.81	1.270	4.454	1.62	1.00	2.386	0.766
200	0.2644	100	9	788.52	150.93	118.81	1.270	4.454	1.6	1.00	2.541	0.941

SECCION 1+740

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dim (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)
100	0.2814	100	1	788.52	188.47	123.43	1.527	3.155	1.85	1.00	2.695	0.845
100	0.2814	100	2	788.52	188.47	123.43	1.527	3.155	1.90	1.00	2.790	0.890
100	0.2814	100	3	788.52	188.47	123.43	1.527	3.155	1.93	1.00	2.848	0.918
100	0.2814	100	4	788.52	188.47	123.43	1.527	3.155	1.99	1.00	2.964	0.974
200	0.2644	100	5	788.52	188.47	123.43	1.527	3.155	1.95	1.00	2.511	0.561
200	0.2644	100	6	788.52	188.47	123.43	1.527	3.155	1.92	1.00	2.460	0.540
100	0.2814	100	7	788.52	188.47	123.43	1.527	3.155	1.87	1.00	2.733	0.863
100	0.2814	100	8	788.52	188.47	123.43	1.527	3.155	1.81	1.00	2.620	0.810
100	0.2814	100	9	788.52	188.47	123.43	1.527	3.155	1.79	1.00	2.582	0.792

(continua)
 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERALIZADA (MÉTODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV)
 SECCION 1+800

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	β _s (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
100	0.2814	100	1	788.52	164.74	135.80	1.213	4.208	1.65	1.00	2.908	1.258
100	0.2814	100	2	788.52	164.74	135.80	1.213	4.208	1.69	1.00	3.000	1.310
100	0.2814	100	3	788.52	164.74	135.80	1.213	4.208	1.72	1.00	3.069	1.349
200	0.2644	100	4	788.52	164.74	135.80	1.213	4.208	1.74	1.00	2.714	0.974
200	0.2644	100	5	788.52	164.74	135.80	1.213	4.208	1.68	1.00	2.591	0.911
200	0.2644	100	6	788.52	164.74	135.80	1.213	4.208	1.65	1.00	2.530	0.880
200	0.2644	100	7	788.52	164.74	135.80	1.213	4.208	1.61	1.00	2.450	0.840
100	0.2814	100	8	788.52	164.74	135.80	1.213	4.208	1.57	1.00	2.726	1.156
100	0.2814	100	9	788.52	164.74	135.80	1.213	4.208	1.5	1.00	2.569	1.069

SECCION 1+860

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	β _s (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
100	0.2814	100	1	788.52	171.33	173.17	0.989	4.635	1.65	1.00	3.136	1.486
100	0.2814	100	2	788.52	171.33	173.17	0.989	4.635	1.68	1.00	3.210	1.530
100	0.2814	100	3	788.52	171.33	173.17	0.989	4.635	1.72	1.00	3.310	1.590
200	0.2644	100	4	788.52	171.33	173.17	0.989	4.635	1.76	1.00	2.974	1.214
200	0.2644	100	5	788.52	171.33	173.17	0.989	4.635	1.71	1.00	2.863	1.153
200	0.2644	100	6	788.52	171.33	173.17	0.989	4.635	1.65	1.00	2.731	1.081
100	0.2814	100	7	788.52	171.33	173.17	0.989	4.635	1.64	1.00	3.111	1.471
100	0.2814	100	8	788.52	171.33	173.17	0.989	4.635	1.61	1.00	3.037	1.427
100	0.2814	100	9	788.52	171.33	173.17	0.989	4.635	1.58	1.00	2.964	1.384

(continua)
 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERALIZADA (MÉTODO DE LISCHITVAN LEVEDEV)
 SECCION 1+920

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	β _s (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
100	0.2814	100	1	788.52	216.36	154.42	1.401	2.898	1.95	1.00	2.701	0.751
100	0.2814	100	2	788.52	216.36	154.42	1.401	2.898	2.02	1.00	2.828	0.808
100	0.2814	100	3	788.52	216.36	154.42	1.401	2.898	2.07	1.00	2.919	0.849
200	0.2644	100	4	788.52	216.36	154.42	1.401	2.898	2.15	1.00	2.670	0.520
200	0.2644	100	5	788.52	216.36	154.42	1.401	2.898	2.12	1.00	2.621	0.501
200	0.2644	100	6	788.52	216.36	154.42	1.401	2.898	2.06	1.00	2.524	0.464
100	0.2814	100	7	788.52	216.36	154.42	1.401	2.898	2.01	1.00	2.810	0.800
100	0.2814	100	8	788.52	216.36	154.42	1.401	2.898	1.96	1.00	2.719	0.759
100	0.2814	100	9	788.52	216.36	154.42	1.401	2.898	1.93	1.00	2.665	0.735

SECCION 1+980

$$Y_s = \left(\frac{\alpha Y_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

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

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q _d (m3/s)	A (m2)	β _s (m)	Y _m (m)	α	Y ₀ (m)	β	Y _s (m)	Socavación (m)
100	0.2814	100	1	788.52	212.08	184.91	1.147	3.393	2.01	1.00	3.178	1.168
100	0.2814	100	2	788.52	212.08	184.91	1.147	3.393	2.07	1.00	3.302	1.232
100	0.2814	100	3	788.52	212.08	184.91	1.147	3.393	2.15	1.00	3.469	1.319
100	0.2814	100	4	788.52	212.08	184.91	1.147	3.393	2.18	1.00	3.532	1.352
200	0.2644	100	5	788.52	212.08	184.91	1.147	3.393	2.12	1.00	2.970	0.850
200	0.2644	100	6	788.52	212.08	184.91	1.147	3.393	2.03	1.00	2.805	0.775
200	0.2644	100	7	788.52	212.08	184.91	1.147	3.393	1.97	1.00	2.696	0.726
100	0.2814	100	8	788.52	212.08	184.91	1.147	3.393	1.92	1.00	2.994	1.074
100	0.2814	100	9	788.52	212.08	184.91	1.147	3.393	1.87	1.00	2.893	1.023

4.11 Cálculo de la estabilidad del muro (Gavion) aplicando el programa MAC.ST.A.R.S 2000 - Rel. 2.2, para la defensa ribereña proyectada.

PROPIEDADES DEL SUELO

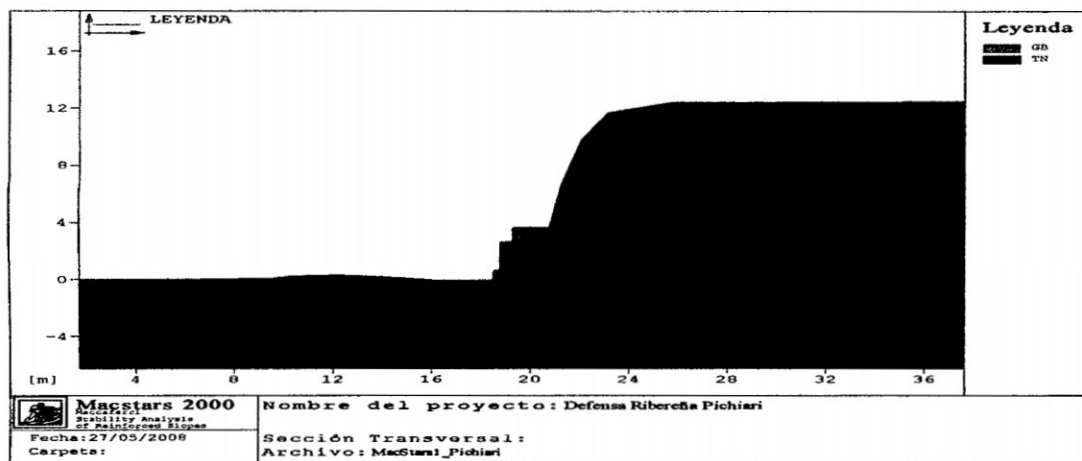


Figura N° 4.2 Propiedades del Suelo

Suelo: GB

Descripción:

Cohesión.....[t/m²].....: 1.75
 Ángulo de Fricción.....[°].....: 40.00
 Valor de Ru.....: 0.00
 Peso unitario – arriba del nivel del agua.....[t/m³].....: 1.80
 Peso unitario – abajo del nivel del agua.....[t/m³].....: 1.80
 Módulo Elástico.....[t/m²].....: 0.00
 Módulo de Poisson.....: 0.30

Suelo: TN

Descripción:

Cohesión.....[t/m²].....: 1.00
 Ángulo de Fricción.....[°].....: 30.00
 Valor de Ru.....: 0.00

Peso unitario – arriba del nivel del agua [t/m³]..... : 1.80
 Peso unitario – abajo del nivel del agua [t/m³]..... : 1.80
 Módulo Elástico [t/m²]..... : 0.00
 Módulo de Poisson : 0.30

PERFIL DE LA CAMADA

Camada: TN Descripción:

Suelo: TN

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	0.00	5.08	0.00	9.48	0.07	10.29	0.2
12.22	0.31	14.55	0.14	18.55	-0.36	20.30	-0.3
20.80	3.64	21.30	6.66	22.13	9.80	23.20	11.6
25.77	12.41	48.84	12.52				

Bloque: CR01

Block dimensions [m]..... : Ancho de la Base = 4.00 Altura = 0.30
 Origen del Bloque [m]..... : Abscisa = 14.55 Ordenada = -0.36
 Inclinación de la Cara... [°]..... : 0.00

Material de relleno para el Gavión : GB

Tipo de relleno estructural : Arena

Relleno estructural : TN

Suelo de relleno : TN

Suelo del talud arriba de la estructura : TN

Suelo de Fundación : TN

Padrón de los refuerzos:Maccaferri - Colchones Reno $e=0.30$ - P - ancho 4.00

Largo.....[m] = 4.00

Gavión.....[m]: Altura..... = 0.30 Ancho..... = 4.00

Bloque: GB_01

Block dimensions.....[m]: Ancho de la Base = 2.50 Altura..... = 1.00

Origen del Bloque.....[m]: Abscisa..... = 18.55 Ordenada = -0.36

Inclinación de la Cara...[°]: 0.00

Material de relleno para el Gavión.....: GB

Tipo de relleno estructural.....: Arena

Relleno estructural.....: TN

Suelo de relleno.....: TN

Suelo del talud arriba de la estructura.....: TN

Suelo de Fundación.....: TN

Padrón de los refuerzos:Maccaferri - Gaviones $H=1.00$ - G - 10x12 - 2,7 - ancho 2.50

Largo.....[m] = 2.50

Gavión.....[m]: Altura..... = 1.00 Ancho..... = 2.50

Bloque: GB_02

Block dimensions.....[m]: Ancho de la Base = 2.00 Altura..... = 1.00

Back Shift.....[m] = 0.25 por GB_01

Inclinación de la Cara ____[°]: 0.00
 Material de relleno para el Gavión.....: GB
 Tipo de relleno estructural.....: Arena
 Relleno estructural.....: TN
 Suelo de relleno.....: TN
 Suelo del talud arriba de la estructura.....: TN
 Suelo de Fundación.....: TN

Padrón de los refuerzos:

Maccaferri - Gaviones H=1.00 - G - 10x12 - 2,7 - ancho 2.00

Largo.....[m]..... = 2.00

Gavión.....[m]: Altura..... = 1.00 Ancho..... = 2.00

Bloque: GB_03

Block dimensions.....[m].....: Ancho de la Base= 2.00 Altura..... = 1.00

Back Shift.....[m]..... = 0.00 por GB_02

Inclinación de la Cara..[°].....: 0.00

Material de relleno para el Gavión.....: GB
 Tipo de relleno estructural.....: Arena
 Relleno estructural.....: TN
 Suelo de relleno.....: TN
 Suelo del talud arriba de la estructura.....: TN
 Suelo de Fundación.....: TN

Padrón de los refuerzos:

Maccaferri - Gaviones H=1.00 - G - 10x12 - 2,7 - ancho 2.00

Largo.....[m]..... = 2.00

Gavión.....[m]: Altura..... = 1.00 Ancho..... = 2.00

Bloque: GB_04

Block dimensions.....[m].....: Ancho de la Base= 1.50 Altura..... = 1.00

Back Shift.....[m]..... = 0.50 por GB_03

Inclinación de la Cara...[°].....: 0.00

Material de relleno para el Gavión.....: GB

Tipo de relleno estructural.....: Arena

Relleno estructural.....: TN

Suelo de relleno.....: TN

Suelo del talud arriba de la estructura.....: TN

Suelo de Fundación.....: TN

Padrón de los refuerzos:

Maccaferri - Gaviones H=1.00 - G - 10x12 - 2,7 - ancho 1.50

Largo.....[m]..... = 1.50

Gavión.....[m]: Altura..... = 1.00 Ancho..... = 1.50

PROPIEDADES DE LOS REFUERZOS UTILISADOS

Maccaferri - Colchones Reno e=0.30 - P - ancho 4.0°0

Resistencia a la Tracción.....[t/m].....: 5.11

Tasa de deformación plástica.....	:	2.00
Coefficiente de deformación elástica..... [m ³ /t].....	:	1.08e-03
Rigidez del refuerzo..... [t/m].....	:	50.97
Largo de anclaje Mínimo..... [m].....	:	0.15
Factor de seg. contra la ruptura (grava).....	:	1.44
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out).....	:	1.00
Factor de seg. contra la ruptura (arena).....	:	1.30
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out).....	:	1.00
Factor de seg. contra la ruptura (arena limosa).....	:	1.30
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out).....	:	1.00
Factor de seg. contra la ruptura (arcilla arenosa).....	:	1.30
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out).....	:	1.00
Factor de interacción refuerzo/refuerzo.....	:	0.30
Coefficiente de interacción refuerzo-grava.....	:	0.90
Coefficiente de interacción refuerzo-arena.....	:	0.65
Coefficiente de interacción refuerzo-limo.....	:	0.50
Coefficiente de interacción refuerzo-arcilla.....	:	0.30

Maccaferri - Gaviones H=1.00 - G - 10x12 - 2,7 - ancho 1.50

Resistencia a la Tracción..... [t/m].....	:	4.21
Tasa de deformación plástica.....	:	2.00
Coefficiente de deformación elástica..... [m ³ /t]:	:	1.08e-03
Rigidez del refuerzo..... [t/m].....	:	42.81
Largo de anclaje Mínimo..... [m].....	:	0.15
Factor de seg. contra la ruptura (grava).....	:	1.44
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out).....	:	1.00

Factor de seg. contra la ruptura (arena).....	1.30
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out).....	1.00
Factor de seg. contra la ruptura (arena limosa).....	1.30
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out).....	1.00
Factor de seg. contra la ruptura (arcilla arenosa).....	1.30
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out).....	1.00
Factor de interacción refuerzo/refuerzo.....	0.30
Coefficiente de interacción refuerzo-grava.....	0.90
Coefficiente de interacción refuerzo-arena.....	0.65
Coefficiente de interacción refuerzo-limo.....	0.50
Coefficiente de interacción refuerzo-arcilla.....	0.30

Maccaferri - Gaviones H=1.00 - G - 10x12 - 2,7 - ancho 2.00

Resistencia a la Tracción..... [t/m].....	4.21
Tasa de deformación plástica.....	2.00
Coefficiente de deformación elástica..... [m ³ /t].....	1.08e-03
Rigidez del refuerzo..... [t/m].....	42.81
Largo de anclaje Mínimo..... [m].....	0.15
Factor de seg. contra la ruptura (grava).....	1.44
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out).....	1.00
Factor de seg. contra la ruptura (arena).....	1.30
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out).....	1.00
Factor de seg. contra la ruptura (arena limosa).....	1.30
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out).....	1.00
Factor de seg. contra la ruptura (arcilla arenosa).....	1.30
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out).....	1.00

Factor de interacción refuerzo/refuerzo.....	: 0.30
Coefficiente de interacción refuerzo-grava.....	: 0.90
Coefficiente de interacción refuerzo-arena.....	: 0.65
Coefficiente de interacción refuerzo-limo.....	: 0.50
Coefficiente de interacción refuerzo-arcilla.....	: 0.30

Maccaferri - Gaviones H=1.00 - G - 10x12 - 2,7 - ancho 2.50

Resistencia a la Tracción..... [t/m].....	: 4.21
Tasa de deformación plástica.....	: 2.00
Coefficiente de deformación elástica..... [m ³ /t].....	: 1.08e-03
Rigidez del refuerzo..... [t/m].....	: 42.81
Largo de anclaje Mínimo..... [m].....	: 0.15
Factor de seg. contra la ruptura (grava).....	: 1.44
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out).....	: 1.00
Factor de seg. contra la ruptura (arena).....	: 1.30
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out).....	: 1.00
Factor de seg. contra la ruptura (arena limosa).....	: 1.30
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out).....	: 1.00
Factor de seg. contra la ruptura (arcilla arenosa).....	: 1.30
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out).....	: 1.00
Factor de interacción refuerzo/refuerzo.....	: 0.30
Coefficiente de interacción refuerzo-grava.....	: 0.90
Coefficiente de interacción refuerzo-arena.....	: 0.65
Coefficiente de interacción refuerzo-limo.....	: 0.50
Coefficiente de interacción refuerzo-arcilla.....	: 0.30

VERIFICACIÓN DE LOS RESULTADOS

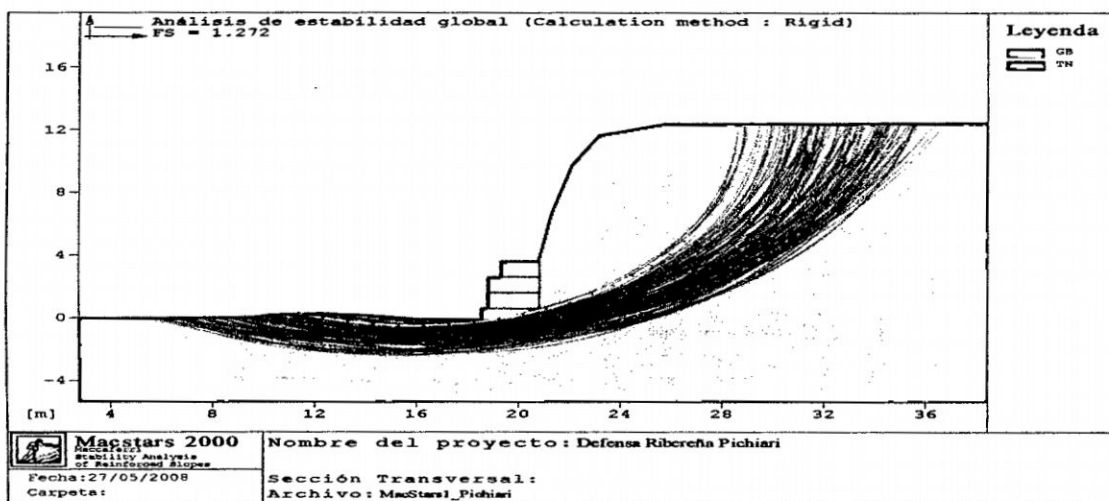


Figura N° 4.2 Verificación de la estabilidad

Verificación de la estabilidad Global:

Fuerza actuante en los Refuerzos de acuerdo con el Método Rígido

Análisis de estabilidad con superficies circulares de acuerdo con el **Método de Bishop**

Factor de Seguridad Calculado : 1.572

Límites de búsqueda para las superficies de ruptura

Limite inicial, abscisas [m]		Limite final, abscisas [m]	
Primer punto	Segundo punto	Primer punto	Segundo punto
5.00	15.00	25.00	40.00
Número de puntos de inicio en el Primer segmento.....		:	100
Número total de superficies verificadas.....		:	1000
Largo mínimo de la base de las lámelas..... [m].....		:	1.00
Ángulo límite superior para la búsqueda..... [°].....		:	0.00
Ángulo límite inferior para la búsqueda..... [°].....		:	0.00

Bloque : CR01

Maccaferri - Colchones Reno $e=0.30$ - P - ancho 4.00

Relación: Carga de Tracción/Resistencia a Tracción

Y [m]	F_{máx}
0.00	0.056

CAPÍTULO V

COSTOS Y PRESUPUESTOS DE LA DEFENSA RIBEREÑA PROPUESTA

5.1 RESUMEN DE HOJA DE METRADOS.

ITEM	DESCRIPCION	CANT.	LARGO (M)	ANCHO (M)	ALTO (M)	PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
01	TRABAJOS PRELIMINARES							
01.01	MOV. Y DESMOV. DE EQUIPO CON PLATAFORMA						1.00	glb
	Movilización y Desmovilización de Equipo	1.00	-	-	-	1.00		
01.02	CARTEL DE IDENT. DE LA OBRA DE 3.60 X 2.40 m						1.00	u
	Cartel de obra	1.00	-	-	-	1.00		
01.03	CAMPAMENTO PROVISIONAL DE LA OBRA						1.00	glb
	Campamento de obra	1.00	-	-	-	1.00		
01.04	TRAZO, NIVELACIÓN Y REPLANTEO						1.85	km
	Desde prog. 0+015.8 @ 0 + 073.5 (MARGEN DERECHO)	1.00	0.08			0.08		
	Desde prog. 0+100 @ 0 + 504.3 (MARGEN IZQUIERDO)	1.00	0.40			0.40		
	Desde prog. 0+400.3 @ 1 + 786 (MARGEN DERECHO)	1.00	1.37			1.37		
01.05	ENCAUZAMIENTO DE CURSOS DE AGUA						1,800.00	m
	Desde la progresiva 0+000 @ 1+800	1.00	1,800.00	-	-	1,800.00		
01.06	LIMPIEZA DE CAUCE						1,850.00	m
	Desde prog. 0+015.8 @ 0 + 073.5 (MARGEN DERECHO)	1.00	80.00	-	-	80.00		
	Desde prog. 0+100 @ 0 + 504.3 (MARGEN IZQUIERDO)	1.00	400.00	-	-	400.00		
	Desde prog. 0+400.3 @ 1 + 786 (MARGEN DERECHO)	1.00	1,370.00	-	-	1,370.00		
02	GAVIÓN TIPO I							
02.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
02.01.01	EXCAVACION EN LECHO DEL RIO, C/MAQUINARIA						4,517.99	m3
	Volumen de Corte (Ver metrado explanaciones)	308.10	-	-	-	308.10		
		1981.19	-	-	-	1,981.19		
		2228.71	-	-	-	2,228.71		
02.01.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE						5,421.59	m3
	Volumen de Eliminación(20%esponjamiento)	1.20	4,517.99	-	-	5,421.59		
02.01.03	ACOPIAM. PIEDRAS LECHO DEL RIO D=6"@10"						2,800.00	m3
	Gavión caja tipo "A" (Ver metrado gaviones)	112.00	5.00	1.00	1.00	560.00		
	Gavión caja tipo "B" (Ver metrado gaviones)	112.00	5.00	1.50	1.00	840.00		
	Gavión caja tipo "D" (Ver metrado gaviones)	112.00	5.00	2.00	0.50	560.00		

CONTINUA

ITEM	DESCRIPCION	CANT.	LARGO (M)	ANCHO (M)	ALTO (M)	PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
	Gavión caja tipo "CF" (Ver metrado gaviones)	420.00	2.00	1.00	1.00	840.00		
02.01.04	RELL. COMP. MAT. SELEC / POSTERIOR AL MURO						1,073.40	m3
	Volumen de Relleno (Ver metrado explanaciones)	1.00	103.26	-	-	103.26		
		1.00	103.95	-	-	103.95		
		1.00	866.19	-	-	866.19		
02.02	GAVIONES							
02.02.01	SUMINISTRO E INST. GAVIÓN CAJA TIPO "A" 5X1X1M						112.00	pza
	Gavión caja tipo "A"	112.00	-	-	-	112.00		
02.02.02	SUMINISTRO E INST. GAVIÓN CAJA TIPO "B" 5X1.5X1M						112.00	pza
	Gavión caja tipo "B"	112.00	-	-	-	112.00		
02.02.03	SUMINISTRO E INST. GAV. CAJA TIPO "D" 5X2X0.5M						112.00	pza
	Gavión caja tipo "D"	112.00	-	-	-	112.00		
02.02.04	SUMINISTRO E INST. GAV. CAJA TIPO "CF" 5X2X0.5M						420.00	pza
	Gavión caja tipo "CF"	420.00	-	-	-	420.00		
02.02.05	GEOTEXTIL NO TEJIDO MACTEX MT200						3,150.00	m2
	Geotextil no tejido MACTEX MT200	1.00	40.00	perim.=	11.25	450.00		
		1.00	100.00	perim.=	11.25	1,125.00		
		1.00	140.00	perim.=	11.25	1,575.00		
03	GAVIÓN TIPO II							
03.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
03.01.01	EXCAVACION EN LECHO DEL RIO, C/MAQUINARIA						11,077.66	m3
	Volumen de Corte (Ver metrado explanaciones)	400.18	-	-	-	400.18		
		451.63	-	-	-	451.63		
		694.23	-	-	-	694.23		
		9531.63	-	-	-	9,531.63		
03.01.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE						13,293.19	m3
	Volumen de Eliminación(20%esponjamiento)	1.20	11,077.66	-	-	13,293.19		
03.01.03	ACOP. PIEDRAS LECHO DEL RIO D=6"@10"						18,570.00	m3
	Gavión caja tipo "A" (Ver metrado gaviones)	942.00	5.00	1.00	1.00	4,710.00		
	Gavión caja tipo "B" (Ver metrado gaviones)	628.00	5.00	1.50	1.00	4,710.00		
	Gavión caja tipo "D" (Ver metrado gaviones)	628.00	5.00	2.00	0.50	3,140.00		
	Gavión caja tipo "CF" (Ver metrado gaviones)	2355.00	2.00	1.00	1.00	4,710.00		

CONTINUA

ITEM	DESCRIPCION	CANT.	LARGO (M)	ANCHO (M)	ALTO (M)	PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
	Gavión contrafuerte caja tipo "X" (Ver met. gaviones)	65.00	5.00	1.00	1.00	325.00		
	Gavión contrafuerte caja tipo "Y" (Ver met. gaviones)	130.00	5.00	1.50	1.00	975.00		
03.01.04	RELL. COMP. MAT. SELEC. /POSTERIOR AL MURO						16,682.95	m3
	Volumen de Relleno (Ver metrado explanaciones)	1.00	387.78	-	-	387.78		
		1.00	33.00	-	-	33.00		
		1.00	650.42	-	-	650.42		
		1.00	15,969.25	-	-	15,969.25		
	Volumen de contrafuertes	-1.00	65.00	5.50	1.00	-357.50		
03.02	GAVIONES							
03.02.01	SUMINISTRO E INST. GAVIÓN CAJA TIPO "A" 5X1X1M						942.00	pza
	Gavión caja tipo "A"	942.00	-	-	-	942.00		
03.02.02	SUMINISTRO E INST. GAVIÓN CAJA TIPO "B" 5X1.5X1M						628.00	pza
	Gavión caja tipo "B"	628.00	-	-	-	628.00		
03.02.03	SUMINISTRO E INST. GAVIÓN CAJA TIPO "D" 5X2X0.5M						628.00	pza
	Gavión caja tipo "D"	628.00	-	-	-	628.00		
03.02.04	SUMINISTRO E INST. GAV. CAJA TIPO "CF" 5X2X0.5M						2,355.00	pza
	Gavión caja tipo "CF"	2355.00	-	-	-	2,355.00		
03.02.05	SUMINISTRO E INST. GAVIÓN CAJA TIPO "X" 1.5X1X1M						65.00	pza
	Gavión caja tipo "x"	65.00	-	-	-	65.00		
03.02.06	SUMINISTRO E INST. GAVIÓN CAJA TIPO "Y" 2X1X1M						130.00	pza
	Gavión caja tipo "Y"	130.00	-	-	-	130.00		
03.02.07	GEOTEXTIL NO TEJIDO MACTEX MT200						19,367.50	m2
	Geotextil no tejido MACTEX MT200	1.00	40.00	perim.=	11.75	470.00		
		1.00	20.00	perim.=	11.75	235.00		
		1.00	140.00	perim.=	11.75	1,645.00		
		1.00	1,370.00	perim.=	11.75	16,097.50		
		-1.00	65.00	perim.=	11.75	-763.75		
	Geotextil no tejido MACTEX MT200 (contrafuerte)							
	longitudinal	65.00	1.00	perim.=	15.75	1,023.75		
	transversal	120.00	5.50			660.00		
04	VARIOS							
04.01	FLETE TERRESTRE						1.00	glb
	Flete terrestre	1.00	-	-	-	1.00		

5.2 METRADO DE MOVIMIENTO DE TIERRA**MURO TIPO I
(MARGEN DERECHA)**

: PROG. 0 + 044.2 @ 0 + 069.5; L= 36.00 m

Sección	AREA (m2)		DIST. ml.	VOL. Corte	VOL. CORTE	VOL. Relleño	VOL. RELLENO
	Corte	Relleño			T.S.R		Prestamo
5	7.30	11.32					
6	6.58	8.27	3.47	24.05	24.05	33.94	33.94
7	6.59	6.20	4.56	30.06	30.06	14.15	14.15
8	9.28	3.54	5.03	39.90	39.90	24.49	24.49
9	9.37	2.88	4.97	46.36	46.36	7.16	7.16
10	6.26	3.37	6.15	48.09	48.09	10.37	10.37
11	13.33	1.93	6.07	59.38	59.38	5.85	5.85
12	18.54	1.93	3.78	60.25	60.25	7.30	7.30
TOTAL				308.10	308.10	103.26	103.26

**MURO TIPO I
(MARGEN IZQUIERDO)**

: PROG. 0 + 121.6 @ 0 + 209.0; L= 100.0m

Sección	AREA (m2)		DIST. ml.	VOL. Corte	VOL. CORTE	VOL. Relleño	VOL. RELLENO
	Corte	Relleño			T.S.R		Prestamo
0+121.6	18.89	1.93					
16	22.89	1.93	20.00	417.85	417.85	19.30	19.30
17	15.61	1.93	20.00	385.05	385.05	19.30	19.30
18	24.70	1.93	26.34	530.85	530.85	25.41	25.41
19	19.65	1.93	17.80	394.81	394.81	17.18	17.18
0+208.7	12.20	2.87	15.86	252.62	252.62	22.76	22.76
TOTAL				1,981.19	1,981.19	103.95	103.95

**MURO TIPO I
(MARGEN IZQUIERDO)**

: PROG. 0 + 361.8 @ 0 + 504.3; L= 140.0m

Sección	AREA (m2)		DIST. ml.	VOL. Corte	VOL. CORTE	VOL. Relleño	VOL. RELLENO
	Corte	Relleño			T.S.R		Prestamo
0+363.3	7.46	13.29					
28	8.08	9.77	15.55	120.82	120.82	179.29	179.29
29	6.59	2.77	20.07	147.17	147.17	125.84	125.84
30	6.51	2.67	0.34	2.23	2.23	0.93	0.93
31	4.19	5.32	18.47	98.84	98.84	73.80	73.80
32	3.99	14.81	20.33	83.15	83.15	204.58	204.58
33	41.92	1.93	20.51	470.79	470.79	171.65	171.65
34	29.15	1.93	20.52	729.27	729.27	39.61	39.61
35	20.30	3.60	19.74	488.08	488.08	54.59	54.59
36	19.27	3.52	4.47	88.35	88.35	15.90	15.90
TOTAL				2,228.71	2,228.71	866.19	866.19

MURO TIPO II (MARGEN DERECHA) : PROG. 0 + 015.8 @ 0+044.2; L= 40.00m

Sección	AREA (m2)		DIST. ml.	VOL. Corte	VOL. CORTE	VOL. Relleño	VOL. RELLENO prestamo
	Corte	Relleño			T.S.R		
2	8.323	8.01					
3	9.970	7.35	4.58	41.90	41.900	35.18	35.18
4	10.291	9.88	22.03	223.20	223.198	189.81	189.81
5	7.300	11.32	15.36	135.08	135.077	162.79	162.79
TOTAL				400.18	400.18	387.78	387.78

MURO TIPO II (MARGEN IZQUIERDA) : PROG. 0 + 100 @ 0 + 121.6; L= 20.00m

Sección	AREA (m2)		DIST. ml.	VOL. Corte	VOL. CORTE	VOL. Relleño	VOL. RELLENO Prestamo
	Corte	Relleño			T.S.R		
14	26.92	1.65					
15	18.91	1.65	18.33	420.08	420.08	30.25	30.25
0+121.6	18.89	1.65	1.67	31.55	31.55	2.75	2.75
TOTAL				451.63	451.63	33.00	33.00

MURO TIPO II (MARGEN IZQUIERDA) : PROG. 0 + 209.0 @ 0 + 361.8; L= 140.00m

Sección	AREA (m2)		DIST. ml.	VOL. Corte	VOL. CORTE	VOL. Relleño	VOL. RELLENO Prestamo
	Corte	Relleño			T.S.R		
0+208.7	12.20	2.87					
20	9.03	2.97	11.96	126.96	126.96	34.94	34.94
22	5.09	8.68	24.39	172.14	172.14	105.86	105.86
23	3.64	11.73	20.02	87.33	87.33	117.43	117.43
24	5.61	11.22	20.26	93.70	93.70	113.68	113.68
25	3.45	11.47	20.03	90.76	90.76	114.89	114.89
26	6.21	9.67	20.03	96.68	96.68	96.84	96.84
27	6.80	6.85	20.00	130.09	130.09	68.51	68.51
0+363.3	7.46	13.29	3.30	23.53	23.53	33.22	33.22
TOTAL				694.23	694.23	650.42	650.42

MURO TIPO II (MARGEN DERECHA) : PROG. 0 + 400. @ 1 + 786; L= 1370.00m

Sección	AREA (m2)		DIST. ml.	VOL. Corte	VOL. CORTE	VOL. Relleño	VOL. RELLENO Prestamo
	Corte	Relleño			T.S.R		
30.00	3.19	12.61					
31.00	2.16	12.30	21.24	56.86	56.86	264.53	264.53
32.00	5.19	11.45	20.51	75.39	75.39	243.59	243.59
33.00	9.35	10.50	20.51	149.11	149.11	225.14	225.14
34.00	7.80	11.80	20.51	175.83	175.83	228.72	228.72
35.00	5.79	12.81	22.57	153.29	153.29	277.76	277.76
38.00	4.47	14.21	22.26	114.07	114.07	300.67	300.67
39.00	4.13	14.30	20.03	86.07	86.07	285.51	285.51
40.00	5.58	13.65	18.15	88.07	88.07	253.66	253.66
41.00	6.14	11.70	20.08	117.61	117.61	254.50	254.50

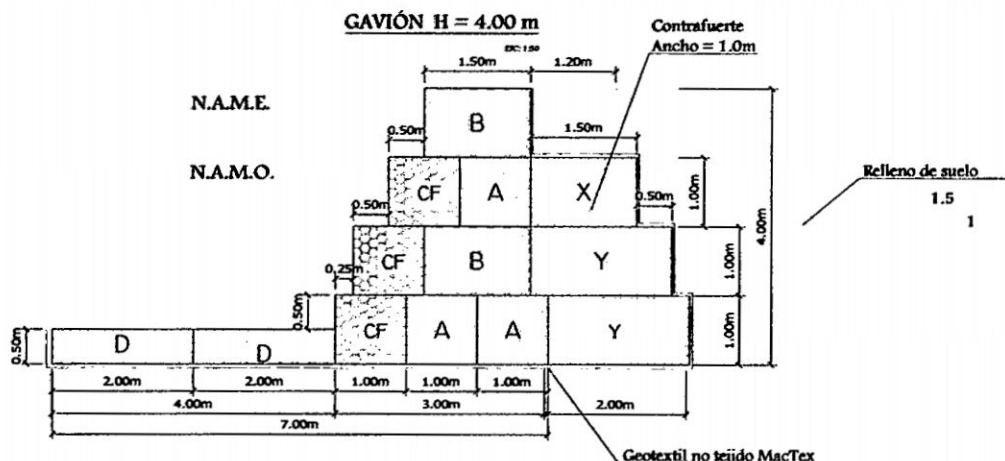
Sección	AREA (m2)		DIST. ml.	VOL. Corte	VOL. CORTE	VOL. Relleño	VOL. RELLENO
	Corte	Relleño			T.S.R		Préstamo
41.00	6.14	11.70	20.08	117.61	117.61	254.50	254.50
42.00	7.92	10.88	20.08	141.14	141.14	226.69	226.69
43.00	10.25	10.60	19.53	177.39	177.39	209.70	209.70
44.00	11.19	10.28	20.25	217.15	217.15	211.44	211.44
45.00	10.60	11.35	17.49	190.55	190.55	189.17	189.17
46.00	9.81	12.47	6.79	69.24	69.24	80.82	80.82
47.00	4.81	12.57	15.37	112.38	112.38	192.43	192.43
48.00	8.30	10.91	30.44	199.54	199.54	357.40	357.40
49.00	8.55	11.50	23.76	200.07	200.07	266.22	266.22
50.00	5.60	11.87	20.11	142.21	142.21	234.93	234.93
51.00	4.91	12.50	25.33	133.08	133.08	308.61	308.61
52.00	4.97	12.40	8.54	42.14	42.14	106.27	106.27
53.00	6.90	11.68	20.13	119.44	119.44	242.39	242.39
54.00	6.23	11.04	26.95	176.95	176.95	306.20	306.20
55.00	4.71	11.47	20.18	110.39	110.39	227.07	227.07
56.00	5.18	12.07	17.43	86.17	86.17	205.09	205.09
57.00	4.86	12.51	20.01	100.41	100.41	245.91	245.91
58.00	4.69	11.99	14.95	71.34	71.34	183.09	183.09
59.00	5.53	12.38	22.50	114.94	114.94	274.10	274.10
60.00	4.60	12.74	20.05	101.57	101.57	251.84	251.84
61.00	5.11	12.70	20.06	97.43	97.43	255.20	255.20
62.00	4.45	12.96	22.70	108.51	108.51	291.22	291.22
63.00	3.82	13.64	20.01	82.74	82.74	266.07	266.07
64.00	5.00	13.41	21.33	94.09	94.09	288.47	288.47
65.00	5.13	12.80	28.95	146.51	146.51	379.32	379.32
66.00	8.62	11.02	21.42	147.23	147.23	255.08	255.08
67.00	6.05	11.47	7.95	58.30	58.30	89.38	89.38
68.00	5.30	10.95	17.04	96.64	96.64	191.01	191.01
69.00	5.67	11.80	20.00	109.63	109.63	227.50	227.50
70.00	5.74	11.35	18.33	104.53	104.53	212.15	212.15
71.00	5.44	11.73	28.33	158.38	158.38	326.92	326.92
72.00	5.63	11.94	20.26	112.11	112.11	239.73	239.73
73.00	5.55	12.14	3.21	17.96	17.96	38.68	38.68
74.00	5.40	12.62	25.46	139.45	139.45	315.18	315.18
75.00	5.91	12.51	20.07	113.53	113.53	252.23	252.23
76.00	5.04	12.37	17.29	94.59	94.59	215.05	215.05
77.00	5.26	11.68	11.88	61.19	61.19	142.87	142.87
78.00	4.94	11.32	30.00	153.01	153.01	345.02	345.02
79.00	10.92	10.24	20.50	162.58	162.58	221.02	221.02
80.00	5.17	10.45	42.08	338.57	338.57	435.30	435.30
82.00	5.54	11.24	25.58	137.00	137.00	277.46	277.46
83.00	6.41	11.01	20.98	125.31	125.31	233.37	233.37
84.00	8.53	10.63	6.01	44.84	44.84	64.97	64.97
85.00	17.14	9.73	20.06	257.36	257.36	204.17	204.17
86.00	10.89	11.87	23.79	333.30	333.30	256.90	256.90
87.00	3.51	13.72	20.18	145.28	145.28	258.16	258.16
88.00	11.99	10.06	20.18	156.41	156.41	239.90	239.90
89.00	13.52	10.47	14.64	186.76	186.76	150.31	150.31
91.00	10.03	10.68	15.62	183.88	183.88	165.13	165.13
92.00	8.29	11.12	18.80	172.20	172.20	204.87	204.87

INGENIERIA CIVIL - UNSCH

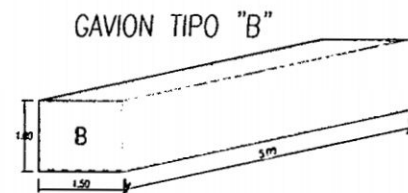
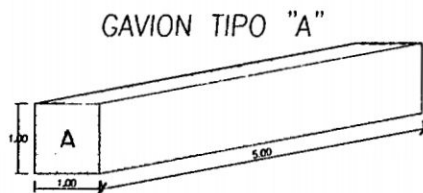
Sección	AREA (m2)		DIST. ml.	VOL. Corte	VOL. CORTE	VOL. Relleno	VOL. RELLENO
	Corte	Relleno			T.S.R		Préstamo
63.00	3.82	13.64	20.01	82.74	82.74	266.07	266.07
64.00	5.00	13.41	21.33	94.09	94.09	288.47	288.47
65.00	5.13	12.80	28.95	146.51	146.51	379.32	379.32
66.00	8.62	11.02	21.42	147.23	147.23	255.08	255.08
67.00	6.05	11.47	7.95	58.30	58.30	89.38	89.38
68.00	5.30	10.95	17.04	96.64	96.64	191.01	191.01
69.00	5.67	11.80	20.00	109.63	109.63	227.50	227.50
70.00	5.74	11.35	18.33	104.53	104.53	212.15	212.15
71.00	5.44	11.73	28.33	158.38	158.38	326.92	326.92
72.00	5.63	11.94	20.26	112.11	112.11	239.73	239.73
73.00	5.55	12.14	3.21	17.96	17.96	38.68	38.68
74.00	5.40	12.62	25.46	139.45	139.45	315.18	315.18
75.00	5.91	12.51	20.07	113.53	113.53	252.23	252.23
76.00	5.04	12.37	17.29	94.59	94.59	215.05	215.05
77.00	5.26	11.68	11.88	61.19	61.19	142.87	142.87
78.00	4.94	11.32	30.00	153.01	153.01	345.02	345.02
79.00	10.92	10.24	20.50	162.58	162.58	221.02	221.02
80.00	5.17	10.45	42.08	338.57	338.57	435.30	435.30
82.00	5.54	11.24	25.58	137.00	137.00	277.46	277.46
83.00	6.41	11.01	20.98	125.31	125.31	233.37	233.37
84.00	8.53	10.63	6.01	44.84	44.84	64.97	64.97
85.00	17.14	9.73	20.06	257.36	257.36	204.17	204.17
86.00	10.89	11.87	23.79	333.30	333.30	256.90	256.90
87.00	3.51	13.72	20.18	145.28	145.28	258.16	258.16
88.00	11.99	10.06	20.18	156.41	156.41	239.90	239.90
89.00	13.52	10.47	14.64	186.76	186.76	150.31	150.31
91.00	10.03	10.68	15.62	183.88	183.88	165.13	165.13
92.00	8.29	11.12	18.80	172.20	172.20	204.87	204.87
93.00	6.83	11.68	21.09	159.44	159.44	240.46	240.46
94.00	5.90	11.35	14.18	90.19	90.19	163.24	163.24
95.00	7.33	10.70	48.81	322.71	322.71	538.11	538.11
96.00	14.00	9.74	33.50	357.26	357.26	342.36	342.36
97.00	13.70	9.65	21.06	291.74	291.74	204.21	204.21
98.00	8.77	10.20	20.55	230.89	230.89	204.01	204.01
99.00	8.85	10.90	6.97	61.33	61.33	73.48	73.48
100.00	8.56	10.67	20.13	175.17	175.17	217.07	217.07
101.00	6.42	11.84	19.06	142.75	142.75	214.51	214.51
102.00	5.87	12.36	6.26	38.44	38.44	75.72	75.72
			TOTAL	9,531.63	9,531.63	15,969.25	15,969.25

5.3 METRADO DE GAVIONES

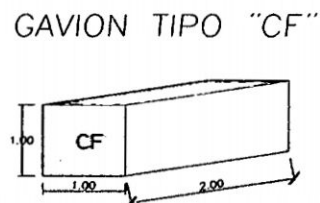
GAVION TIPO II



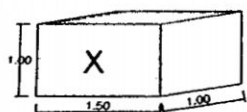
N° PIEZAS MURO TIPO II				
LONGITUD MURO	TIPO "A"	TIPO "B"	TIPO "D"	TIPO "CF"
Prog. 0+015.8 @ 0+044.2 , MARGEN DERECHO				
40	8	8	8	20
Prog. 0+100 @ 0+121.6 , MARGEN IZQUIERDO				
20	4	4	4	10
Prog. 0+209.0 @ 0+361.8 , MARGEN IZQUIERDO				
140	28	28	28	70
Prog. 0+400 @ 1+786 , MARGEN DERECHO				
1370	274	274	274	685
N° PIEZAS	942	628	628	2355



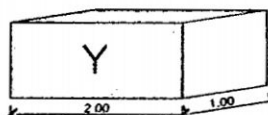
N° PIEZAS CONTRAFUERTE TIPO II		
LONGITUD MURO	TIPO "x"	TIPO "y"
65	65	65
N° PIEZAS	65.00	130.00



GAVION CONTRAFUERTE TIPO "X"



GAVION CONTRAFUERTE TIPO "Y"



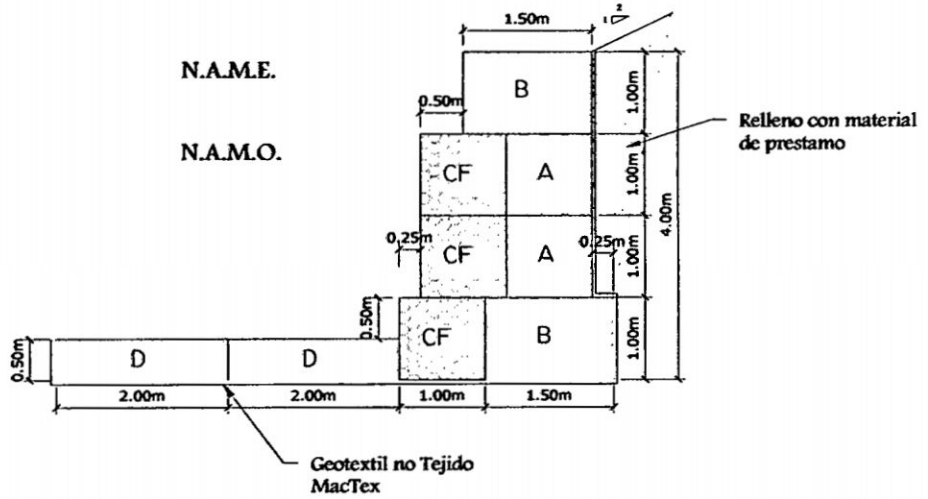
GAVION TIPO "D"



GAVION TIPO I

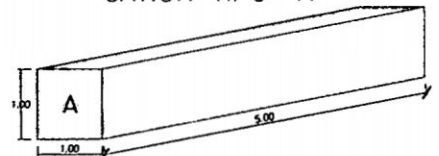
GAVIÓN H = 4.00 m

ESC: 1:50

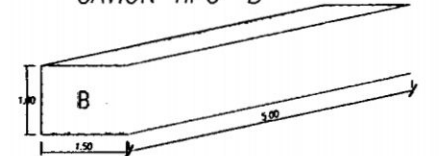


N° PIEZAS MURO TIPO I				
LONGITUD MURO	TIPO "A"	TIPO "B"	TIPO "D"	TIPO "CF"
Prog. 0+044.2 @ 0+069.5, MARGEN DERECHO				
40	8	8	8	20
Prog. 0+121.6 @ 0+209, MARGEN IZQUIERDO				
100	20	20	20	50
Prog. 0+361.8 @ 0+504.3, MARGEN IZQUIERDO				
140	28	28	28	70
N° PIEZAS	112	112	112	420

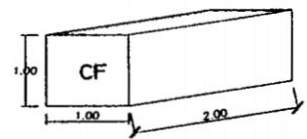
GAVION TIPO "A"



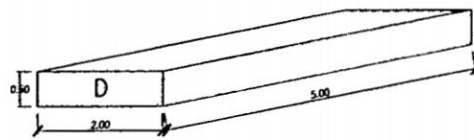
GAVION TIPO "B"



GAVION TIPO "CF"



GAVION TIPO "D"



5.4 PRECIOS Y CANTIDADES DE INSUMOS

Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
---------	--------	----------	------------	-------------

MANO DE OBRA

TOPOGRAFO	hh	42.29	11.95	505.31
OPERARIO	hh	3673.35	11.98	44,006.70
OFICIAL	hh	2525.23	10.69	26,994.74
PEON	hh	15521.81	9.66	149,940.68
				221,447.43

MATERIALES

PIEDRA DE RIO D=6"@8"	m ³	21200.00	20.00	424,000.00
YESO EN BOLSAS DE 25 kg	bis	9.25	5.00	46.25
WINCHA	u	1.39	40.00	55.50
FLETE TERRESTRE DESDE LIMA D=1300 km	glb	3.00	2,000.00	6,000.00
CAMPAMENTO	glb	1.00	5,000.00	5,000.00
CARTEL DE OBRA, INC. INSTALACION Y TRANSPORTE	u	1.00	700.00	700.00
ESTACA DE MADERA	p ²	18.50	2.50	46.25
GAVION CAJA FUERTE 2.0X1.0X1.0	pza	2775.00	173.00	480,075.00
GAVIONES CAJA PLASTIFICADOS 5.0X1.0X1.0M	pza	1056.00	344.70	364,003.20
GAVIONES CAJA PLASTIFICADOS 5.0X1.5X1.0M	pza	740.00	472.60	349,724.00
GEOTEXILES NO TEJIDOS MACTEX MT200	m ²	24050.40	2.90	69,746.16
COLCHÓN RENO PLASTIFICADO 5.0X2.0X0.50M	pza	740.00	518.50	383,690.00
GAVIONES CAJA PLASTIFICADOS 1.5X1.0X1.0M	pza	56.00	111.90	6,266.40
GAVIONES CAJA PLASTIFICADOS 2.0X1.0X1.0M	pza	112.00	152.20	17,046.40
PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal	2.78	30.00	83.25
				2,106,482.41

EQUIPOS

HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			6,704.73
CAMION PLATAFORMA 17 ton	hm	1.20	4,000.00	4,800.00
CARGADOR SOBRE LLANTAS 125-155 HP 3 yd3	hm	509.94	172.46	87,943.89
TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm	1115.65	253.00	282,258.46
NIVEL TOPOGRAFICO CON TRIPODE	hm	42.29	10.00	422.85
TEODOLITO	hm	42.29	10.00	422.85
				382,552.78

TOTAL S/. **2,710,482.62**

5.5 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

Presupuesto **CONSTRUCCIÓN DEFENSA RIBEREÑA RÍO PICHARI**
 Subpresupuesto **CONSTRUCCION DEFENSA RIBEREÑA RÍO PICHARI** Fecha **19/07/2010**

Partida	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO CON PLATAFORMA						
Rendimiento	glb/DIA	1.0000	EQ. 1.00		Costo unitario directo por : glb	4,800.00	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
		Equipos					
0348130006	CAMION PLATAFORMA 17 ton		hm	0.1500	1.2000	4,000.00	4,800.00
							4,800.00

Partida	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 3.60 X 2.40 m						
Rendimiento	u/DIA	1.0000	EQ. 1.00		Costo unitario directo por : u	777.28	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
		Mano de Obra					
0147010004	PEON		hh	1.0000	8.0000	9.66	77.28
							77.28
		Materiales					
0239130017	CARTEL DE OBRA, INC. INST. Y TRANSPORTE		u		1.0000	700.00	700.00
							700.00

Partida	CAMPAMENTO PROVISIONAL DE LA OBRA						
Rendimiento	glb/DIA	1.0000	EQ. 1.00		Costo unitario directo por : glb	5,240.08	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
		Mano de Obra					
0147010003	OFICIAL		hh	1.0000	8.0000	10.69	85.52
0147010004	PEON		hh	2.0000	16.0000	9.66	154.56
							240.08
		Materiales					
0239020100	CAMPAMENTO		glb		1.0000	5,000.00	5,000.00
							5,000.00

Partida	01.04 TRAZO, NIVELACIÓN Y REPLANTEO					
Rendimiento	km/DIA	0.3500	EQ.	0.35	Costo unitario directo por : km	1,773.17
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
014700032	TOPOGRAFO	hh	1.0000	22.8571	11.95	273.14
014701004	PEON	hh	4.0000	91.4286	9.66	883.20
						1,156.34
Materiales						
022906002	YESO EN BOLSAS DE 25 kg	bls		5.0000	5.00	25.00
023099080	WINCHA	u		0.7500	40.00	30.00
024401001	ESTACA DE MADERA	p2		10.0000	2.50	25.00
025401001	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal		1.5000	30.00	45.00
						125.00
Equipos						
033701001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1,156.34	34.69
034919003	NIVEL TOPOGRAFICO CON TRIPODE	he	1.0000	22.8571	10.00	228.57
034988003	TEODOLITO	hm	1.0000	22.8571	10.00	228.57
						491.83

Partida	01.05 ENCAUZAMIENTO DE CURSOS DE AGUA					
Rendimiento	m/DIA	120.0000	EQ.	120.00	Costo unitario directo por : m	18.36
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
014701002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0667	11.98	0.80
014701004	PEON	hh	1.0000	0.0667	9.66	0.64
						1.44
Equipos						
033701001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.44	0.04
0349040034	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm	1.0000	0.0667	253.00	16.88
						16.92

Partida	01.06 LIMPIEZA DE CAUCE					
Rendimiento	m/DIA	85.0000	EQ.	85.00	Costo unitario directo por : m	25.91
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
014701002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0941	11.98	1.13
014701004	PEON	hh	1.0000	0.0941	9.66	0.91
						2.04
Equipos						
033701001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	2.04	0.06
0349040034	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm	1.0000	0.0941	253.00	23.81
						23.87

Partida	02.01.01 EXCAVACION EN LECHO DEL RIO, C/MAQUINARIA					
Rendimiento	m3/DIA	240.0000	EQ.	240.00	Costo unitario directo por : m3	9.16
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0333	11.98	0.40
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.0333	9.66	0.32
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.72	0.02
0349040034	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm	1.0000	0.0333	253.00	8.42
						8.44

Partida	02.01.02 ACOPIAMIENTO DE PIEDRAS EN LECHO DEL RIO D=6"@8"					
Rendimiento	m3/DIA	350.0000	EQ.	350.00	Costo unitario directo por : m3	22.21
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	0.2500	0.0057	11.98	0.07
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0229	10.69	0.24
0147010004	PEON	hh	4.0000	0.0914	9.66	0.88
Materiales						
0205000039	PIEDRA DE RIO D=6"@8"	m3		1.0000	20.00	20.00
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.19	0.04
0349040010	CARGADOR SOBRE LLANTAS 125-155 HP 3 yd3	hm	0.2500	0.0057	172.46	0.98
						1.02

Partida	02.01.03 RELLENO CON MATERIAL PROPIO CON EQUIPO/POSTERIOR AL MURO					
Rendimiento	m3/DIA	800.0000	EQ.	800.00	Costo unitario directo por : m3	4.60
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	0.0200	11.98	0.24
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.0100	9.66	0.10
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.34	0.01
0349040010	CARGADOR SOBRE LLANTAS 125-155 HP 3 yd3	hm	1.0000	0.0100	172.46	1.72
0349040034	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm	1.0000	0.0100	253.00	2.53
						4.26

Partida	02.02.01 SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN CAJA TIPO "A" 5.0X1.0X1.0M						
Rendimiento	pza/DIA	30.0000	EQ.	30.00	Costo unitario directo por : pza	366.86	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.2667	11.98	3.20	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.2667	10.69	2.85	
0147010004	PEON	hh	6.0000	1.6000	9.66	15.46	
						21.51	
Materiales							
0246900002	GAVIONES CAJA PLASTIFICADOS 5.0X1.0X1.0M	pza		1.0000	344.70	344.70	
						344.70	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	21.51	0.65	
						0.65	

Partida	02.02.02 SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN CAJA TIPO "B" 5.0X1.5X1.0M						
Rendimiento	pza/DIA	25.0000	EQ.	25.00	Costo unitario directo por : pza	499.17	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.3200	11.98	3.83	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.3200	10.69	3.42	
0147010004	PEON	hh	6.0000	1.9200	9.66	18.55	
						25.80	
Materiales							
0246900003	GAVIONES CAJA PLASTIFICADOS 5.0X1.5X1.0M	pza		1.0000	472.60	472.60	
						472.60	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	25.80	0.77	
						0.77	

Partida	02.02.03 SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN CAJA TIPO "D" 5.0X2.0X0.50M						
Rendimiento	pza/DIA	25.0000	EQ.	25.00	Costo unitario directo por : pza	545.07	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.3200	11.98	3.83	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.3200	10.69	3.42	
0147010004	PEON	hh	6.0000	1.9200	9.66	18.55	
						25.80	
Materiales							
0246900007	COLCHÓN RENO PLASTIFICADO 5.0X2.0X0.50M	pza		1.0000	518.50	518.50	
						518.50	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	25.80	0.77	
						0.77	

Partida	02.02.04 SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN CAJA TIPO "CF" 2.0X1.0X1.0M						
Rendimiento	pza/DIA	25.0000	EQ.	25.00	Costo unitario directo por : pza	199.57	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.3200	11.98	3.83	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.3200	10.69	3.42	
0147010004	PEON	hh	6.0000	1.9200	9.66	18.55	
25.80							
Materiales							
0246000005	GAVION CAJA FUERTE 2.0X1.0X1.0	pza		1.0000	173.00	173.00	
173.00							
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	25.80	0.77	
0.77							

Partida	02.02.05 SUMINISTRO E INST. GAVIÓN PARA CONTRAFUERTE CAJA TIPO "X" 1.5X1.0X1.0M						
Rendimiento	pza/DIA	30.0000	EQ.	30.00	Costo unitario directo por : pza	134.06	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.2667	11.98	3.20	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.2667	10.69	2.85	
0147010004	PEON	hh	6.0000	1.6000	9.66	15.46	
21.51							
Materiales							
0246900009	GAVIONES CAJA PLASTIFICADOS 1.5X1.0X1.0M	pza		1.0000	111.90	111.90	
111.90							
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	21.51	0.65	
0.65							

Partida	02.02.06 SUMINISTRO E INST. GAVIÓN PARA CONTRAFUERTE CAJA TIPO "Y" 2.0X1.0X1.0M						
Rendimiento	pza/DIA	25.0000	EQ.	25.00	Costo unitario directo por : pza	178.77	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.3200	11.98	3.83	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.3200	10.69	3.42	
0147010004	PEON	hh	6.0000	1.9200	9.66	18.55	
25.80							
Materiales							
0246900010	GAVIONES CAJA PLASTIFICADOS 2.0X1.0X1.0M	pza		1.0000	152.20	152.20	
152.20							
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	25.80	0.77	
0.77							

Partida	02.02.07 GEOTEXTIL NO TEJIDO MACTEX MT200						
Rendimiento	m2/DIA	500.0000	EQ.	500.00	Costo unitario directo por : m2	4.52	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0160	11.98	0.19	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0160	10.69	0.17	
0147010004	PEON	hh	6.0000	0.0960	9.66	0.93	
							1.29
Materiales							
0246900006	GEOTEXTILES NO TEJIDOS MACTEX MT200	m2		1.1000	2.90	3.19	
							3.19
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.29	0.04	
							0.04

Partida	03.01.01 EXCAVACION EN LECHO DEL RIO, C/MAQUINARIA						
Rendimiento	m3/DIA	240.0000	EQ.	240.00	Costo unitario directo por : m3	9.16	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0333	11.98	0.40	
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.0333	9.66	0.32	
							0.72
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.72	0.02	
0349040034	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm	1.0000	0.0333	253.00	8.42	
							8.44

Partida	03.01.02 ACOPIAMIENTO DE PIEDRAS EN LECHO DEL RIO D=6"@8"						
Rendimiento	m3/DIA	350.0000	EQ.	350.00	Costo unitario directo por : m3	22.21	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	0.2500	0.0057	11.98	0.07	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0229	10.69	0.24	
0147010004	PEON	hh	4.0000	0.0914	9.66	0.88	
							1.19
Materiales							
0205000039	PIEDRA DE RIO D=6"@8"	m3		1.0000	20.00	20.00	
							20.00
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.19	0.04	
0349040010	CARGADOR SOBRE LLANTAS 125-155 HP 3 yd3	hm	0.2500	0.0057	172.46	0.98	
							1.02

Partida	03.01.03 RELLENO CON MATERIAL PROPIO CON EQUIPO/POSTERIOR AL MURO						
Rendimiento	m3/DIA	800.0000	EQ.	800.00	Costo unitario directo por : m3	4.60	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	0.0200	11.98	0.24	
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.0100	9.66	0.10	
							0.34
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.34	0.01	
0349040010	CARGADOR SOBRE LLANTAS 125-155 HP 3 yd3	hm	1.0000	0.0100	172.46	1.72	
0349040034	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm	1.0000	0.0100	253.00	2.53	
							4.26

Partida	03.02.01 SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN CAJA TIPO "A" 5.0X1.0X1.0M						
Rendimiento	pza/DIA	30.0000	EQ.	30.00	Costo unitario directo por : pza	366.86	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.2667	11.98	3.20	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.2667	10.69	2.85	
0147010004	PEON	hh	6.0000	1.6000	9.66	15.46	
							21.51
Materiales							
0246900002	GAVIONES CAJA PLASTIFICADOS 5.0X1.0X1.0M	pza		1.0000	344.70	344.70	
							344.70
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	21.51	0.65	
							0.65

Partida	03.02.02 SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN CAJA TIPO "B" 5.0X1.5X1.0M						
Rendimiento	pza/DIA	25.0000	EQ.	25.00	Costo unitario directo por : pza	499.17	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.3200	11.98	3.83	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.3200	10.69	3.42	
0147010004	PEON	hh	6.0000	1.9200	9.66	18.55	
							25.80
Materiales							
0246900003	GAVIONES CAJA PLASTIFICADOS 5.0X1.5X1.0M	pza		1.0000	472.60	472.60	
							472.60
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	25.80	0.77	
							0.77

5.6 PRESUPUESTO TOTAL DE OBRA.						
ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	METRADO	PRECIO	PARCIAL	TOTAL
01	TRABAJOS PRELIMINARES					72,312.82
01.01	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPO CON PLATAFORMA	gib	1.00	4,800.00	4,800.00	
01.02	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 3.60 X 2.40 m	u	1.00	777.28	777.28	
01.03	CAMPAMENTO PROVISIONAL DE LA OBRA	gib	1.00	5,240.08	5,240.08	
01.04	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO	km	1.85	1,773.17	3,280.36	
01.05	ENCAUZAMIENTO DE CURSOS DE AGUA	m	560.00	18.36	10,281.60	
01.06	LIMPIEZA DE CAUCE	m	1,850.00	25.91	47,933.50	
02	MURO TIPO 01: GAVIÓN					2,280,854.72
02.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				687,505.48	
02.01.01	EXCAVACION EN LECHO DEL RIO, C/MAQUINARIA	m3	11,310.62	9.16	103,605.28	
02.01.02	ACOPIAMIENTO DE PIEDRAS EN LECHO DEL RIO D=6'@8"	m3	18,500.00	22.21	410,885.00	
02.01.03	RELLENO CON MATERIAL PROPIO CON EQUIPO POSTERIOR AL MURO	m3	37,612.00	4.60	173,015.20	
02.02	GAVIONES				1,593,349.24	
02.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN CAJA TIPO "A" 5.0X1.0X1.0M	pza	948.00	366.86	347,783.28	
02.02.02	SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN CAJA TIPO "B" 5.0X1.5X1.0M	pza	632.00	499.17	315,475.44	
02.02.03	SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN CAJA TIPO "D" 5.0X2.0X0.50M	pza	632.00	545.07	344,484.24	
02.02.04	SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN CAJA TIPO "CF" 2.0X1.0X1.0M	pza	2,370.00	199.57	472,980.90	
02.02.05	SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN PARA CONTRAFUERTE CAJA TIPO "X" 1.5X1.0X1.0M	pza	56.00	134.06	7,507.36	
02.02.06	SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN PARA CONTRAFUERTE CAJA TIPO "Y" 2.0X1.0X1.0M	pza	112.00	178.77	20,022.24	
02.02.07	GEOTEXTIL NO TEJIDO MACTEX MT200	m2	18,826.50	4.52	85,095.78	
03	MURO TIPO 02: GAVIÓN II					351,315.11
03.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				104,360.96	
03.01.01	EXCAVACION EN LECHO DEL RIO, C/MAQUINARIA	m3	4,123.81	9.16	37,774.10	
03.01.02	ACOPIAMIENTO DE PIEDRAS EN LECHO DEL RIO D=6'@8"	m3	2,700.00	22.21	59,967.00	
03.01.03	RELLENO CON MATERIAL PROPIO CON EQUIPO POSTERIOR AL MURO	m3	1,439.10	4.60	6,619.86	
03.02	GAVIONES				246,934.15	
03.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN CAJA TIPO "A" 5.0X1.0X1.0M	pza	108.00	366.86	39,620.88	
03.02.02	SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN CAJA TIPO "B" 5.0X1.5X1.0M	pza	108.00	499.17	53,910.36	
03.02.03	SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN CAJA TIPO "D" 5.0X2.0X0.50M	pza	108.00	545.07	58,867.36	
03.02.04	SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN CAJA TIPO "CF" 2.0X1.0X1.0M	pza	405.00	199.57	80,825.85	
03.02.05	GEOTEXTIL NO TEJIDO MACTEX MT200	m2	3,037.50	4.52	13,729.50	
04	VIARIOS					6,000.00
04.01	FLETE TERRESTRE	gib	1.00	6,000.00	6,000.00	
CD	COSTO DIRECTO DE LA OBRA					2,710,482.65
GG	GASTOS GENERALES % DE CD					216,838.61
UTI	UTILIDAD 10% DE CD					271,048.37
S T	SUB TOTAL					3,198,369.63
IGV 19% DE S T						667,690.31
T P	COSTO TOTAL DE LA OBRA A CONTRATAR					3,866,059.74
G S	GASTOS DE SUPERVISION 1.5% DE CD					40,657.24
G A	GASTOS ADMINISTRATIVOS 1% DE CD					27,104.83
T P	COSTO TOTAL DEL PROYECTO					3,873,821.80

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

a. CONCLUSIONES.

El estudio realizado para diseñar la Defensa Ribereña sobre el Río Pichari mediante Gaviones Caja Fuerte, utilizando la cuenca del Río Pichari, nos permite elaborar las siguientes conclusiones:

HIDROLOGÍA:

- Se ha considerado subdividir la cuenca en 07 subcuencas mas 03 canales de transito, hasta el punto de aforo, como se muestra en el plano C-02.
- Para cada una de las 07 subcuencas se ha obtenido los hietogramas de diseño para un tiempo de 24 horas, para los periodos de retorno de 10, 15, 20, 50, 100, 200, 500 y 100 años, mediante la metodología del IILA – SENAMHI – UNI y el método de bloques alternos, considerando para ello la variabilidad de la

altura promedio para cada una de las subcuencas que han permitido determinar los parámetros en forma independiente para cada una de las subcuencas.

- Se ha obtenido las abstracciones a partir del hietograma de precipitación total, considerando la metodología del USDA NRCS, para la obtención final de los hietogramas de precipitación de exceso para los periodos de retorno de 10, 15, 20, 50, 100, 200, 500 y 1000 años, habiendo considerado los números de curva teniendo en cuenta la superposición de la vista aérea obtenida a partir del google earth, sobre la cuenca de estudio, como se muestra en el plano C-04, para cada una de las 07 subcuencas de drenaje.
- Para la obtención de los hidrogramas unitarios de cada una de las 07 subcuencas 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.
- Para la obtención del tránsito de hidrogramas de máximas avenidas para los diferentes periodos de retorno de análisis, se ha utilizado la técnica del modelo de onda cinemática a través de los tres canales de transito, hasta el punto de aforo, que corresponde al inicio de la defensa ribereña.
- Los caudales de máximas avenidas obtenidas en el punto de aforo, son los que a continuación se indican:
 - $Tr = 10$ años, $Q = 371.243$ m³/s.
 - $Tr = 15$ años, $Q = 436.246$ m³/s.
 - $Tr = 20$ años, $Q = 483.397$ m³/s.
 - $Tr = 50$ años, $Q = 650.466$ m³/s.
 - **$Tr = 100$ años, $Q = 788.521$ m³/s.**

- $Tr = 200$ años, $Q = 930.961$ m³/s.
 - $Tr = 500$ años, $Q = 1126.083$ m³/s.
 - $Tr = 1000$ años, $Q = 1380.853$ m³/s.
- Para el diseño de la defensa ribereña del Río Pichari, en el tramo en estudio se ha considerado un periodo de retorno de diseño igual a 100 años, al que corresponde un caudal de diseño igual a 788.521 m³/s.

HIDRÁULICA

- En la etapa Hidráulica se realizó la simulación mediante el programa HEC RAS 3.1.3, habiendo transitado el caudal de máximas avenidas de diseño $Q = 788.521$ m³/s para un periodo de retorno de 100 años, para el caso sin defensa ribereña, en la que se pudo observar la inundación de la comunidad de Pichari Baja.
- Considerando el tránsito del caudal de máximas avenidas igual a $Q = 788.521$ m³/s, se ha obtenido los tirantes máximos, velocidades, esfuerzos de corte, entre otras características hidráulicas como se muestran en la Tabla N° 3.4, a través de dichos datos ha sido posible diseñar las estructuras hidráulicas a lo largo de los 2140 m de análisis en el río Pichari.
- Luego de la simulación hidráulica incluyendo las estructuras hidráulicas como medida de protección contra posibles inundaciones a la Comunidad de Pichari Baja, y los tramos vulnerables, como se muestra en los planos PL-02, PL-03, PL-04, PL-05 y PL-06, se ha considerado incluir los siguientes tipos de defensas ribereñas:

DEFENSA RIBEREÑA DE LONGITUD = 76 m – MARGEN DERECHA.

- Muro Tipo II de 4.0 m de altura con terraplén de longitud igual a 40 m.
- Muro Tipo I DE 4.0 m de altura sin terraplén de longitud igual a 36 m.

DEFENSA RIBEREÑA DE LONGITUD = 400 m – MARGEN IZQUIERDA.

- Muro Tipo II de 4.0 m de altura sin terraplén de longitud igual a 20 m.
- Muro Tipo I de 4.0 m de altura sin terraplén de longitud igual a 100 m.
- Muro Tipo II de 4.0 m de altura con terraplén de longitud igual a 140 m.
- Muro Tipo I de 4.0 m de altura sin terraplén de longitud igual a 140 m.

DEFENSA RIBEREÑA DE LONGITUD = 1370 m – MARGEN DERECHA.

- Muro Tipo II de 4.0 m de altura con terraplén de longitud igual a 1370 m.
- Cabe mencionar que producto de la instalación del puente nuevo de luz igual a 80 m sobre el río Pichari, ha sido necesario alinear la defensa ribereña con el estribo derecho.

HIDRÁULICA FLUVIAL:

- En la etapa de Hidráulica Fluvial se ha determinado la socavación generalizada mediante el método de Lischtván Lebediev, teniendo en cuenta la simulación hidráulica para el caso con defensa ribereña. La socavación generalizada se ha determinado considerando un intervalo de distancia de 60 m, teniendo en cuenta para ello la subdivisión del espejo del agua de cada una de las secciones

transversales en 09 puntos, además de tener en cuenta la granulometría inherente en cada una de las secciones.

- 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 3.1.0. Así mismo ha sido necesario considerar los nuevos gaviones caja fuerte en la cara frente al flujo de agua para mayor seguridad.
- 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, para un análisis pseudo estático mediante el programa MAC.ST.A.R.S 2000, obteniéndose factores de seguridad aceptables mayores que 1.5 para deslizamiento y volteo.
- Finalmente se ha obtenido el presupuesto total, teniendo en cuenta al detalle el metrado, costos unitarios y cronogramas, como a continuación se describe:

COSTO DIRECTO (CD)	=	S/.	2'710,482.65
GASTOS GENERALES (8%CD)	=	S/.	216,838.61
UTILIDAD (10%CD)	=	S/.	271,048.27
SUBTOTAL	=	S/.	3'198,369.53
I.G.V. 19%	=	S/.	607,690.21
COSTO DE OBRA A CONTRATAR	=	S/.	3'806,059.74
GASTOS DE SUPERVISIÓN (1.5%CD)	=	S/.	40,657.24
GASTOS ADMINISTRATIVOS (1%CD)	=	S/.	27,104.83
PRESUPUESTO TOTAL	=	S/.	3'873,821.80

b. RECOMENDACIONES.

- 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 fuerte, los contrafuertes, etc., para garantizar la vida útil de las estructuras hidráulicas propuestas.
- Aplicar la metodología de la presente tesis “Estudio de la Defensas Ribereñas mediante Gaviones Caja Fuerte” 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.
- 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.
- 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 6%, debido a que si se evalúan con pendientes mayores a lo indicado, se conllevaría a grandes errores en los cálculos.
- Los procesos morfológicos en ríos aún no son bien entendidos, se requiere entonces investigaciones en esta área, pues las necesidades de articulación en nuestro país aún no están cubiertas y los puentes cobran singular importancia.

CAPÍTULO VII

BIBLIOGRAFÍA

- [01] CHOW, VEN TE
1994 Hidrología Aplicada
Colombia Editorial McGraw - Hill Interamericana S.A.
- [02] CHOW, VEN TE
1994 Hidráulica de Canales Abiertos
Colombia Editorial McGraw - Hill Interamericana S.A.
- [03] CHEREQUE MORAN, WENDOR
1992 Hidrología para Estudiantes de Ingeniería Civil
Perú Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú
- [04] NAUDASCHER, EDUARDO
2000 Hidráulica de Canales
México Editorial Limusa.
- [05] CHANSON, HUMBERT
2001 Hidráulica del Flujo en Canales Abiertos
Colombia Editorial McGraw - Hill
- [06] MARTIN VIDE, JUAN P.
2003 Ingeniería de Ríos
España Editorial UPC.
- [07] VILLÓN BÉJAR, MÁXIMO
2002 Hidrología
Perú Editorial Villón.

- [08] ROCHA FELICES, ARTURO
1998 Introducción a la Hidráulica Fluvial
Perú Editorial W.H. S.R.L.
- [09] F. M. HENDERSON
1966 Open Channel Flow
EEUU The Macmillan Company
- [10] MACCAFERRI
2007 Manual Técnico de Obras de Contención
Perú Editorial MACCAFERRI.
- [11] MACCAFERRI
2007 Manual Técnico de Revestimientos de Canales y Curso de Agua
Perú Editorial MACCAFERRI.
- [12] CONVENIO DE COOPERACIÓN TÉCNICA: IILA, SENAMHI, UNI
1983 Estudio de la Hidrología del Perú
 Volumen III Estudio de Avenidas
- [13] U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS – HYDROLOGIC ENGINEERING
CENTER
2000 HEC-HMS Hydrologic Modeling
EE.UU

APÉNDICE A

Registro Fotográfico Del Río Pichari.



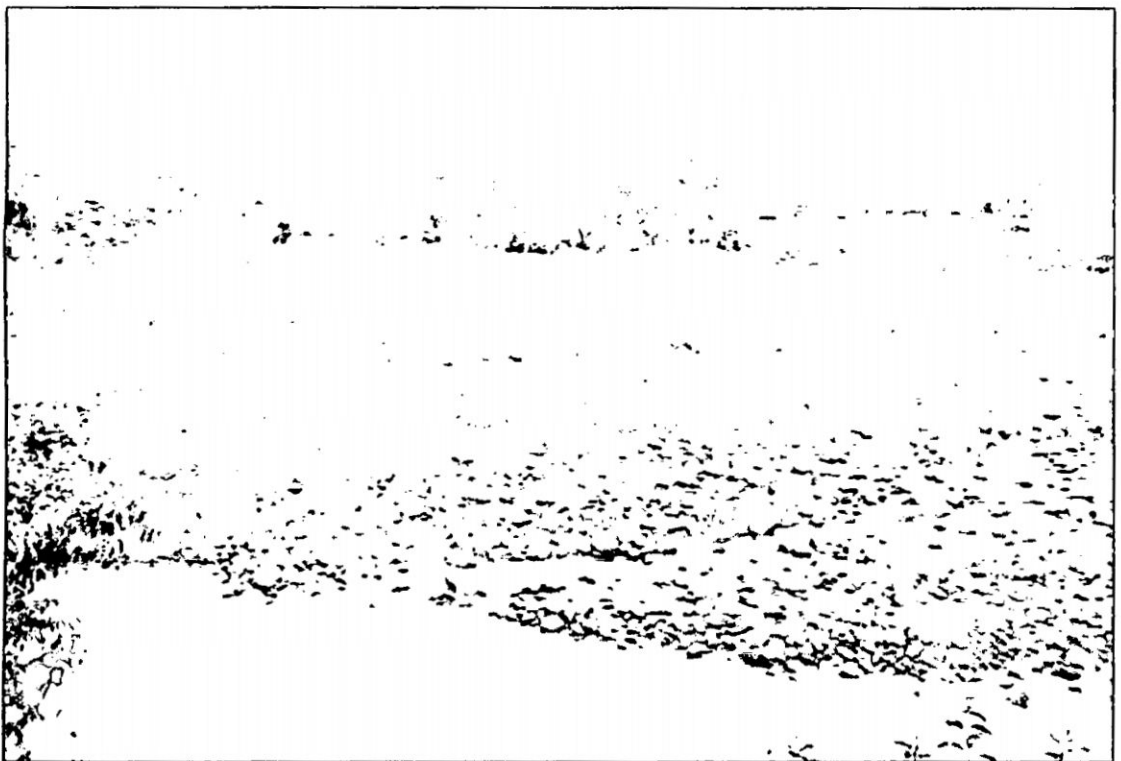
Fotografía N° 01: Partículas inherentes en el lecho del río pichari de diámetro máximo igual a 50 cm.



Fotografía N° 02: Partículas inherentes en el lecho del río pichari de diámetro máximo igual a 50 cm.



Fotografía N° 03: vista de la margen derecha del rio pichari donde se ubicara la defensa ribereña para la comunidad de pichari baja.



Fotografía N° 04: vista de la margen derecha del rio pichari donde se ubicara la defensa ribereña para la comunidad de pichari baja.



Fotografía N° 07: Inicio del encausamiento para la construcción de la defensa ribereña del Río Pichari.



Fotografía N° 08: Acopiamiento de piedras previa selección para la construcción de la defensa ribereña



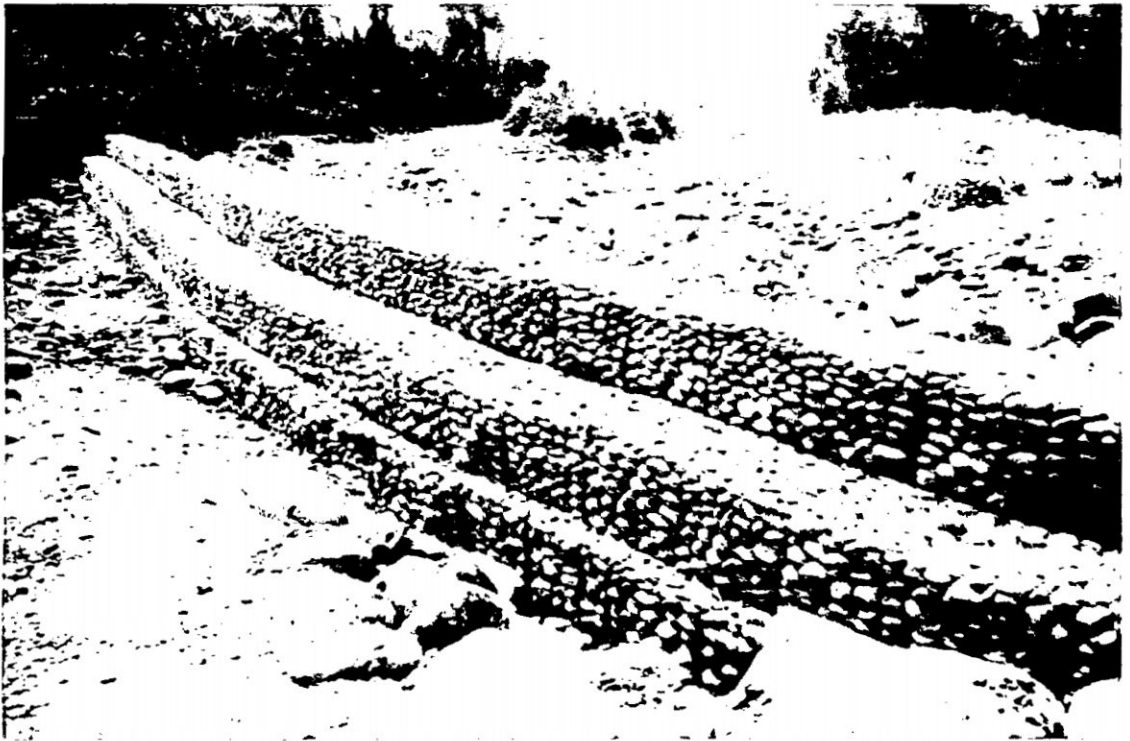
Fotografía N° 09: Tendido de los Gaviones en la margen izquierda del Río Pichari



Fotografía N° 10: Llenado manualmente de Gaviones



Fotografía N° 11: Inspección del llenado de Gaviones en la margen izquierda del Río Pichari



Fotografía N° 12: Vista posterior a la defensa ribereña en la margen derecha del Río Pichari

APÉNDICE B

IMPACTO AMBIENTAL

El análisis de impacto ambiental es principalmente la labor tendiendo a detectar cuales de las actividades asociadas a la Tesis en sus fases de: **COSTRUCION; OPERACIÓN Y PLAN DE CIERRE DE OPERACIONES**, producen alteraciones a los tres componentes del ecosistema.

Se incluye en este tipo de impactos a todos aquellos efectos positivos o negativos de un proyecto que siendo de relevancia para el estudio (explicitados o no en los objetivos), no quedan considerados en la evaluación económica. Este análisis adquiere de esta forma un carácter complementario a la evaluación económica, estableciéndose entre ambos el conjunto de elementos que servirán a la autoridad competente para tomar una decisión.

El presente proyecto de **CONSTRUCCION** se da de un contexto rural, pero cercano a viviendas en un número de consideración, tratándose de una zona rural por lo que puede provocar un número apreciable de impactos que no quedan recogidos en la evaluación económica, algunos de ellos son:

- Riesgos en la alteración medioambiental por mal uso y disposición de materiales extraídos y excedentes, por tratarse de trabajos cerca del río.
- Riesgos de contaminación de suelos.
- Calidad de aire.
- Riesgos de accidentes.
- Mejora en la dinámica comercial del distrito.

La valoración de los efectos urbanos y ambientales no tiene un esquema rígido y de hecho presenta dificultades metodológicas. Por esta razón, en general estos efectos, más que valorizarse, se califican en términos cualitativos utilizando criterios, utilizando criterios predefinidos que describen su importancia. Posteriormente lo relevante es considerar adecuadamente en el estudio de factibilidad los costos asociados a la mitigación de tales impactos, en concordancia con la normativa vigente.

ETAPA DE PLANIFICACIÓN

En esta etapa no es necesario desarrollar una metodología específica para la identificación y evaluación de impactos ambientales, debido a que no se prevé la aparición de más de tres impactos significativos

Expectativa de generación de empleo

Es evidente que de ejecutarse el proyecto se generara empleo temporal entre peones, operarios y oficiales; y movimiento económico en los proveedores de materiales de construcción y afines. Por lo que la expectativa de la población respecto al proyecto es buena y muchos de ellos con aptitudes para los trabajos de construcción

Así mismo se implementaran venta de comidas y bebidas de manera ambulatoria para los trabajadores de obra.

Riesgos de conflictos sociales

Considerando que la construcción de la defensa ribereña no va a afectar un área de terreno que actualmente tenga un uso beneficioso; porque es un área cubierta por malezas. Es posible, también que pueda ocasionarse conflictos sociales entre algunos pobladores con intereses políticos y el ente ejecutor, que lo único que pretende es dar un servicio apropiado a toda la comuna del sector.

Medidas de mitigación

En esta fase se detallaran las medidas correctoras, precautorias y compensatorias a tomar. Así mismo, se definirá un programa de vigilancia ambiental, con el fin de verificar su operatividad.

Participación pública

Un aspecto importante a ser considerado en todo el proceso es la participación pública. A través de reuniones en capacitación en protección de márgenes de río con representantes de jefes de familia de los sectores que son representantes de la comuna tienen un papel decisivo en la fase de pre inversión.

Identificación y evaluación de impactos ambientales

En esta fase se procede a la identificación de las acciones potencialmente impactantes del proyecto y a la identificación de los atributos ambientales susceptibles de ser impactadas.

El método consistió en abarcar el área de influencia del proyecto de Construcción, se considero de suma importancia ampliar los problemas ambientales para posteriormente proveer un sólido argumento en la toma de decisiones sobre como corregirlos.

En esta etapa fue necesario desarrollar una metodología específica para la identificación y evaluación de impactos ambientales, teniendo en consideración las fases actuales del proyecto.

ETAPA DE CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO

De acuerdo a las características físicas y socioeconómicas del área de influencia; y considerando las actividades a desarrollar en el proyecto. Se ha realizado la

identificación y evaluación de los posibles impactos ambientales que pueden presentarse durante los trabajos de construcción.

Riesgo de alteración de la vegetación

La construcción se realizara en un área cubierta de vegetación y por consiguiente existirá un impacto negativo, en el proceso constructivo será necesario el uso de maquinaria pesada por lo que será necesario la tala de árboles.

- **Riesgo en la situación medio ambiental por mal uso y disposición de materiales extraídos**

Al realizar los trabajos de excavación con maquinaria el lecho de rio se generara una cantidad considerable de material extraído y que será excedente el mismo que producirá grandes cantidades de polvadera e incomodara a los vecinos.

- **Riesgos de contaminación de los suelos**

Existe la posibilidad que durante la instalación y funcionamiento de los campamentos, patio de maquinarias, grasa combustible, desechos domésticos o industriales. De la misma manera.

- **Niveles de ruido o uso de explosivos**

Las actividades consideradas en la ejecución, generaran emisiones de ruidos, como consecuencia del desplazamiento y funcionamiento de las maquinarias, proceso de transporte, carga y descarga de materiales, remoción de materiales, etc. Es preciso mencionar que cuando los niveles sonoros sobrepasan el umbral de los 80 decibeles (DB), se comienza a generar traumas acústicos, siendo el más perjudicado el personal de obra por ser mas expuesto. Cabe señalar que el ser humano pierde su capacidad

auditiva al ritmo de medio decibel por año, como consecuencia de la contaminación sonora si está expuesta de manera permanente, por otro lado no es necesario el uso de explosivos.

- **Calidad de aire**

Al momento de realizar las excavaciones, movimiento de tierras transporte de material, el desplazamiento de equipos pesados, transporte, etc. Generara el incremento de emisión de material en partículas (polvo), y gases contaminantes, los cuales repercuten en el aire del medio ambiente donde se realiza los trabajos, afectando directamente a los trabajadores y población colindante con la obra.

- **Riesgos de accidente**

Durante la etapa constructiva la presencia de vehículos, maquinas, trabajadores podrían incrementar el riesgo de accidentes, en desmedro de la integridad física de las personas.

Estos accidentes podrían ser por ejemplo, accidentes por atropellos e impactos de vehículos pesados, colisiones, caídas, etc.

- **Mejora en la dinámica comercial del distrito**

La mayor presencia de trabajadores en la zona de trabajo ocasionara un incremento en la dinámica comercial de la zona colindante, es decir de la pequeña tienda existente en la comunidad modificara sus ventas diarias, así como la creación de negocios nuevos, para el expendio de comidas, artículo de ferretería, etc. El aumento en la demanda de productos favorecerá a mejorar el nivel de vida de la población local, contribuyendo a un leve crecimiento económico y comercial de la zona

PLAN DE MANEJO AMBIENTAL

Generalidades:

Se entiende como el conjunto de medidas técnicas para evitar o mitigar los impactos ambientales negativos que se originarían durante la construcción, operación y cierre del proyecto, así como para potenciar el aprovechamiento de los medios generados.

En este sentido luego de haber identificado y cuantificado los impactos adversos y positivos sobre el ambiente y la salud por las actividades propias del proyecto en estudio se dictan medidas que están orientadas a prevenir, controlar, atenuar y compensar las alteraciones que se originaran y pongan en riesgo la estabilidad del ecosistema teniendo al hombre como elemento más importante.

Medidas de mitigación de la etapa de construcción

Las medidas de mitigación consideradas para el presente estudio se detallan a continuación.

- **Mitigación del riesgo de alteración de la vegetación**

Como ya se menciona el área destinada a la obra está cubierta de vegetación y además se deforestara, el corte de vegetación debe hacerse con moto sierra de mano, para evitar daños en los suelos en zonas aledañas a otra vegetación cercana.

Para mitigar la posible tala de árboles que signifique el proyecto se procederá a plantar plantas de cómo medida de protección de barrera viva.

- **Mitigación del riesgo en la alteración medioambiental por mal uso y disposición de materiales extraídos y excedidos**

Si la calidad del material lo permita, se aprovechara para realizar los rellenos, como relleno posterior al muro, de esta manera se minimiza la necesidad de explotar otras fuentes y disminuir los costos ambientales y económicos.

Los desechos de los cortes en este caso se considerara un porcentaje a relleno como posterior al muro el resto serán acarreados a botaderos seleccionados.

- **Mitigación del riesgo de contaminación de los suelos**

Por ningún motivo los ejecutores podrán lavar sus vehículos o maquinarias en las inmediaciones de la obra, no arrojar basura toxica al suelo.

Como se sabe el aprovisionamiento de combustible y el mantenimiento del equipo móvil y maquinaria, incluyendo lavado y cambios de aceite, no debe realizarse en zonas de vegetación; todos estos trabajos deberán realizarse fuera de la zona de trabajo de tal manera que estas actividades no contaminen los suelos.

Los cambios de aceites de las maquinarias, deberán ser cuidadoso, disponiéndose el aceite desecho en bidones para ser retirados a sitios adecuados en las poblaciones cercanas. Por ningún motivo estos aceites serán vertidos a las corrientes del agua o al suelo.

Colocación de SS.HH. portátiles para el uso del personal de obra y técnicos.

En los talleres de mantenimiento deben evitarse el contacto de los aceites grasas, hidrolina, petróleo con el suelo y con el rio que se encuentra muy

cerca, para lo cual deberán contar con un sistema adecuado de manejo de aceites y grasa en cada taller.

- **Mitigación de problemas que afecten la calidad de aire**

El equipo móvil, incluyendo maquinaria pesada, deberá estar en buen estado mecánico y de carburación, además de cumplir con las exigencias contractuales, deberá cumplir con los controles límites permisibles de emisión de gases para vehículos de encendido por chispa y que usen gas licuado, petróleo, gasolina. Para el control se deberá solicitar el certificado de emisión de gases de cada vehículo emitido por un taller autorizado, de tal manera que se quemé el mínimo necesario de combustible, por ejemplo:

El control de material particulado, realizara la supervisión de la obra el cual deberá cuidar que este material no sea expuesta a la intemperie, para lo cual se deberá realizar riego constante (de la tierra seca), del material particulado y así evitar su emisión.

- **Mitigación de riesgo de accidentes**

Se deberá realizar capacitaciones durante la ejecución del proyecto en cuanto a los riesgos de accidentes diversos que puedan representar en la obra.

Deberá efectuarse diversos tipos de señalización, previniendo los riesgos en cada etapa de los trabajos del proyecto.

Los trabajadores directos deberán contar con el equipamiento necesario para disminuir los riesgos ante probables accidentes eventuales, como por ejemplo: el uso adecuado de cascos de trabajo, guantes de seguridad y botas.

Medidas de mitigación de la etapa de operación

- **Mitigación de niveles de ruido**

Los ruidos emitidos por el personal obrero durante las horas de trabajo no sobrepasan los estándares permitidos.

- **Mitigación de riesgos de acciones**

La oficina de defensa civil, correspondiente al distrito de Pichari deberá realizar constantes capacitaciones y simulaciones de accidentes sísmicos, inundaciones y primeros auxilios.

PROGRAMA DE EDUCACIÓN AMBIENTAL PARA TRABAJADORES Y POBLADORES

Este programa contiene los lineamientos principales de capacitación y educación ambiental para educar al personal que tendrá su cargo la ejecución de la obra, tanto el personal, Ingenieros y técnicos.

Objetivos

Sensibilizar y concienciar al personal de la obra y población en general, a cerca de la importancia en la conservación y protección del medio ambiente.

Desarrollar actividades de capacitación y educación, orientadas a la conservación del medio ambiente, como manejo adecuado de desechos sólidos y desechos livianos.

Desarrollar la capacitación institucional para el cumplimiento de este programa.

Actividades

Al personal de la obra:

Curso de seguridad ambiental, riesgo en obra y sistemas ecológicos.

Al personal profesional:

Capacitación ambiental, desarrollo de los conceptos de desarrollo sostenible o sostenibilidad del proyecto

A la población

Educar a las diferentes organizaciones sociales y principalmente a los jefes de familia quienes tendrán que contribuir en la formación de hábitos en proteger la naturaleza y primordialmente las acciones de prevención de accidentes naturales, para ello el instituto de defensa civil deberán realizar capacitaciones y simulaciones constantes.

PLAN DE CIERRE DE OPERACIONES

Comprende desde un periodo de clausura, hasta la declaración de abandono de área. En este proceso, el ente ejecutor deberá presentar a la autoridad competente, el plan de cierre de operaciones y restauración del área, cuya implementación deberá considerarse incluso desde la etapa de operación, asimismo algunas medidas pueden ser implementadas desde la fase de estudio y construcción del proyecto. El plan de cierre de operaciones y restauración del área, contara con un responsable técnico del ente ejecutor que coordinara permanentemente los trabajos de abandono y restauración del área de interés, las principales mediadas planteadas se refiere a:

- Para cierre de operaciones, se deberá comunicar a las autoridades sectoriales a fin de coordinar la puesta en práctica de las medidas consideradas en el Plan de Abandono y Restauración del área aprobado.
- El plan se inicia con la comunicación de este hecho a la entidad de asuntos ambientales, el que de acuerdo con la normatividad vigente podrá nombrar un interventor y/o una entidad consultora para que actualice planos, realice inventarios valorizados de bienes y derechos.

- El periodo de clausura debe considerar como mínimo una duración de 5 años con el objeto de asegurar que se han tomado todas las medidas necesarias para la estabilidad de la zona post clausurada.

Las acciones para el plan de cierre de operaciones comprenden:

- Todo material sobrante en las obras deberá ser retirado o recolectado y enterrado si es orgánico.
- Roturación de superficies compactadas, acondicionadas con material orgánico - mineral y reforestados.

Tabla B-1 : Costos del Plan de Manejo Ambiental

PLAN DE MANEJO AMBIENTAL				
Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial
MEDIDAS DE MITIGACION				
Estabilización en Taludes de Relleno	ha	2.00	1,308.42	2,616.84
MEDIDAS DE CONTROL				
Construcción de Pozo de Residuos	m3	2.00	26.29	52.58
Recolección Manual de Residuos del Área Circundante	m3	2.00	12.59	25.18
Letrinas Móviles	u	2.00	519.06	1,038.12
MEDIDAS DE PREVENCIÓN				
Equipo de Protección al Personal	glb	1.00	2,200.00	2,200.00
COSTO TOTAL IMPACTO AMBIENTAL				5,932.72

Fuente: Elaboración Propia

APÉNDICE C

ESTUDIO TOPOGRÁFICO

OBJETIVO DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

El objeto de un levantamiento topográfico es la determinación, tanto en planta como en altura, de puntos especiales del terreno, necesarios para el trazado de curvas de nivel y para la construcción del plano topográfico. El levantamiento topográfico de un terreno consiste:

- Establecer sobre toda su extensión las redes de apoyo horizontal y vertical, constituidas por puntos representativos relacionados entre sí por mediciones de precisión relativamente alta.
- Situar todos los detalles que interesen, incluyendo los puntos antes citados, mediante mediciones de menor precisión apoyadas en las estaciones principales.
- Tomar todos los datos posibles que sirvan en los estudios de hidrología y diseños respectivos.

1. GENERALIDADES

Hoy en día la autoridad local, orienta todos sus esfuerzos a mejorar los servicios del área tanto urbana como rural; para ello, impulsa los procesos de participación ciudadana.

El Departamento de Cusco, está situado en la Región Sur central del Perú, en plena Región Andina y una parte sustancial en ceja de selva. El Departamento de Cusco

limita por el Norte con el Departamento de Ucayali y Junín, por el Este con el Departamento de Madre de Dios y Puno, por el Sur con el Departamento de Arequipa, y el Oeste con los Departamentos de Apurímac y Ayacucho.

El distrito de Pichari y sus localidades, se encuentran ubicados en la Provincia de La Convención, Departamento de Cusco y está situado dentro del mapa de pobreza del Perú como, EXTREMA POBREZA en plena Región de ceja de selva. Su altitud oscila entre los 580 y los 1200 m.s.n.m.

2. TRABAJO DE CAMPO

Los trabajos de campo consistieron básicamente en el control topográfico, el cual, fue llevado a cabo en forma diaria, los datos correspondientes al levantamiento topográfico han sido procesados en sistemas computarizados, utilizando el software “AutoCAD Land Development Desktop 2005, civil surver” para el procesamiento y representación de los datos tomados en campo a planos topográficos.

La toma de datos se efectuó con Teodolito Electrónico, miras, jalones y equipos de radio que permitían una constante comunicación entre topógrafos y ayudantes.

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Cabe resaltar que el levantamiento topográfico se realizó en coordenadas UTM reales, estos datos se obtuvieron a partir de un navegador. Ya una vez obtenido las coordenadas UTM totales se hicieron el procesamiento respectivo en el software “AutoCAD Land Development Desktop 2005, civil surver”

El control topográfico de campo fue llevado a cabo en forma diaria utilizando:

- Una Teodolito Electrónico.

- El software “AutoCAD Land Development Desktop 2005”, para el procesamiento de los datos tomados en campo.
- El Software AutoCAD 2009, para la presentación en planos topográficos a escalas convenientes.

Todas las medidas de ángulos horizontales, de ángulos verticales y de distancias se efectuaron con teodolito electrónico.

PRECISION EN LA NIVELACION

- **NIVELACIÓN APROXIMADA (TERCER ORDEN)** Se utiliza para reconocimientos, levantamientos preliminares, donde las visuales pueden ser de hasta 300 m. Lectura a la mira con la aproximación de 3 cm sin la necesidad de que la distancia de vista atrás y vista adelante sean iguales.

$$\text{ERROR TOLERABLE} = \pm 0.15 \cdot \sqrt{\text{DISTANCIA EN km}}$$

- **NIVELACIÓN ORDINARIA** Se utiliza para trazos de rutas en camino, visuales de hasta 150 m, lectura en la mira con aproximación de 3 a 5 mm. La distancia de vista atrás aproximadamente igual a la distancia de vista adelante. Puntos de cambio sólidos.

$$\text{ERROR TOLERABLE} = \pm 0.04 \cdot \sqrt{\text{DISTANCIA EN km}}$$

- **NIVELACIÓN PRECISA (SEGUNDO ORDEN)** Se utiliza para colocar BM. en obras de ingeniería, visuales de hasta 100 m, lecturas en la mira con aproximación de 1 mm. Usar miras de buena calidad, distancia de vista atrás y vista adelante iguales medidas a pasos. Se debe de tener precaución antes de

tomar las lecturas empleando para los puntos de cambio estacas con clavos o escogiendo objetos bien fijos.

$$\text{ERROR TOLERABLE} = \pm 0.02 \cdot \sqrt{\text{DISTANCIA EN km}}$$

- **NIVELACIÓN DE PRECISIÓN (PRIMER ORDEN)** Se utiliza para establecer BM. con gran precisión, niveles de alta calidad, miras de calidad, lecturas en la mira con aproximación de 1 mm, leyendo con los 3 hilos estadimétricos para promediar y corroborar la lectura del hilo medio. El nivel debe estar protegido del sol para que la burbuja de nivel no se desfase. La distancia de vista atrás y vista adelante deben ser iguales y medidos con los hilos estadimétricos

$$\text{ERROR TOLERABLE} = \pm 0.01 \cdot \sqrt{\text{DISTANCIA EN km}}$$

MEDICIÓN DE DISTANCIAS ELECTRÓNICAS Y ÁNGULOS VERTICALES

La medición electrónica de distancias se ha ejecutado con el distanciómetro. El módulo de medición de distancia opera dentro del área de infrarroja del espectro electromagnético. Transmite un rayo de luz infrarroja, el rayo de luz reflejado es recibido por el instrumento y, con ayuda de un comparador, se puede medir el desfase entre la señal transmitida y recibida. Gracias a un microprocesador incorporado, la medida de tiempo del desfase se convierte en medida de distancia y se almacena en memoria como tal, con precisión de mm. El tiempo de medida para cada punto toma 3.5 segundos. La precisión de la medida de distancia es de $\pm (5\text{mm} + 3\text{ppm})$. El factor PPM (partes por millón) puede ser considerado en términos de milímetros por kilómetro. Por ello, 3PPM significa 3 mm / Km.

CÁLCULO DEL ÁNGULO HORIZONTAL

La fórmula que a continuación se explica, se emplea para calcular el ángulo horizontal.

$$AH = AH_s + E_H \cdot \frac{1}{\text{sen } V} + Y_H \cdot \frac{1}{\text{tan } V} + V \cdot \frac{1}{\text{tan } V}$$

Donde :

- AH_s : Angulo Horizontal medido por el sensor electrónico.
- E_H : Error de colimación horizontal
- Y_H : Error de nivelado en ángulo recto al telescopio
- V : Error de eje horizontal

CÁLCULO DEL ÁNGULO VERTICAL

La fórmula que a continuación se explica, se emplea para calcular el ángulo vertical.

$$AV = AV_s + E_v + Y_v$$

Donde :

- AV_s : Angulo vertical medido por el círculo electrónico
- E_v : Error de colimación vertical
- Y_v : Desviación en el vertical, medida por el compensador automático del nivel.

TRABAJO DE GABINETE

Los trabajos de gabinete consistieron básicamente en:

- Procesamiento de los datos de campo, se utilizó el software “AutoCAD Land Development Desktop”
- Elaboración del Plano Topográfico.

3. CONCLUSIONES

El presente informe abarca el levantamiento topográfico, en coordenadas relativas, a lo largo del proyecto “ESTUDIO DE LA DEFENSA RIBEREÑA SOBRE EL RIO PICHARI – LA CONVENCION – CUSCO MEDIANTE GAVIONES CAJA FUERTE”

El control topográfico de campo fue llevado a cabo en forma diaria utilizando:

- Un teodolito electrónico.
- El software “AutoCAD Land Development Desktop 2005”, para el procesamiento de los datos tomados en campo.
- El Software AutoCAD 2009, para la presentación en planos topográficos a escalas convenientes.

4. DATOS DE CAMPO PARA HEC RAS (SECCIONES)

P 0+020

No.	Distancia desde la Línea Thalewg	Elevación de Vértice	Pendiente de Entrada a la Sección	Pendiente de Salida a la Sección
1	-12.6738	596.8815m		-126.43%
2	-8.9178	592.1329m	-126.43%	-125.97%
3	-8.6588	591.8067m	-125.97%	1.21%
4	-7.8511	591.8165m	1.21%	1.09%
5	0	591.9022m	1.09%	1.09%
6	3.4991	591.9403m	1.09%	-0.55%
7	5.1107	591.9314m	-0.55%	7.99%
8	6.7194	592.0599m	7.99%	3.48%
9	16.4695	592.3989m	3.48%	8.20%
10	18.0773	592.5307m	8.20%	1.79%
11	26.2629	592.6777m	1.79%	-6.36%
12	31.5095	592.3441m	-6.36%	8.90%
13	40.8806	593.1784m	8.90%	8.89%
14	50.1235	594.0001m	8.89%	

(Continua)

P 0+080

1	-26.3796m	597.5703m		0.13%
2	-25.6281m	597.5713m	0.13%	-1.19%
3	-24.6488m	597.5596m	-1.19%	-43.28%
4	-18.0814m	594.7173m	-43.28%	-42.15%
5	-8.5631m	590.7057m	-42.15%	-1.46%
6	0.0000m	590.5810m	-1.46%	-1.46%
7	7.2213m	590.4759m	-1.46%	-0.23%
8	8.2754m	590.4735m	-0.23%	22.41%
9	10.6105m	590.9968m	22.41%	403.34%
10	11.2471m	593.5643m	403.34%	-14.60%
11	13.4882m	593.2372m	-14.60%	53.35%
12	15.5650m	594.3451m	53.35%	37.59%
13	18.9561m	595.6199m	37.59%	21.03%
14	20.0452m	595.8490m	21.03%	-1.60%

P 0+140

1	-24.7105m	600.0824m		-21.70%
2	-24.0832m	599.9463m	-21.70%	-21.83%
3	-18.5415m	598.7368m	-21.83%	-68.34%
4	-15.9105m	596.9388m	-68.34%	-82.11%
5	-8.0548m	590.4888m	-82.11%	-2.88%
6	0.0000m	590.2569m	-2.88%	-2.88%
7	2.1632m	590.1946m	-2.88%	-3.75%
8	7.2970m	590.0019m	-3.75%	-6.89%
9	13.3861m	589.5822m	-6.89%	-7.70%
10	18.2082m	589.2107m	-7.70%	-3.63%
11	27.1762m	588.8850m	-3.63%	-1.05%
12	29.8156m	588.8572m	-1.05%	13.05%
13	38.3890m	589.9763m	13.05%	20.78%
14	41.1965m	590.5597m	20.78%	0.76%

P 0+200

1	-18.1516m	594.1486m		-94.03%
2	-17.8210m	593.8377m	-94.03%	-66.01%
3	-11.0434m	589.3641m	-66.01%	-12.50%
4	-9.4491m	589.1648m	-12.50%	-0.61%
5	0.0000m	589.1072m	-0.61%	-0.61%
6	5.9743m	589.0708m	-0.61%	-1.70%
7	6.0847m	589.0689m	-1.70%	-4.17%
8	6.3860m	589.0563m	-4.17%	-5.03%
9	28.6779m	587.9345m	-5.03%	-6.30%
10	32.7484m	587.6780m	-6.30%	-4.05%
11	36.3553m	587.5319m	-4.05%	0.86%
12	43.8353m	587.5965m	0.86%	1.66%

(continua)

P 0+080

1	-26.3796m	597.5703m		0.13%
2	-25.6281m	597.5713m	0.13%	-1.19%
3	-24.6488m	597.5596m	-1.19%	-43.28%
4	-18.0814m	594.7173m	-43.28%	-42.15%
5	-8.5631m	590.7057m	-42.15%	-1.46%
6	0.0000m	590.5810m	-1.46%	-1.46%
7	7.2213m	590.4759m	-1.46%	-0.23%
8	8.2754m	590.4735m	-0.23%	22.41%
9	10.6105m	590.9968m	22.41%	403.34%
10	11.2471m	593.5643m	403.34%	-14.60%
11	13.4882m	593.2372m	-14.60%	53.35%
12	15.5650m	594.3451m	53.35%	37.59%
13	18.9561m	595.6199m	37.59%	21.03%
14	20.0452m	595.8490m	21.03%	-1.60%

P 0+140

1	-24.7105m	600.0824m		-21.70%
2	-24.0832m	599.9463m	-21.70%	-21.83%
3	-18.5415m	598.7368m	-21.83%	-68.34%
4	-15.9105m	596.9388m	-68.34%	-82.11%
5	-8.0548m	590.4888m	-82.11%	-2.88%
6	0.0000m	590.2569m	-2.88%	-2.88%
7	2.1632m	590.1946m	-2.88%	-3.75%
8	7.2970m	590.0019m	-3.75%	-6.89%
9	13.3861m	589.5822m	-6.89%	-7.70%
10	18.2082m	589.2107m	-7.70%	-3.63%
11	27.1762m	588.8850m	-3.63%	-1.05%
12	29.8156m	588.8572m	-1.05%	13.05%
13	38.3890m	589.9763m	13.05%	20.78%
14	41.1965m	590.5597m	20.78%	0.76%

P 0+200

1	-18.1516m	594.1486m		-94.03%
2	-17.8210m	593.8377m	-94.03%	-66.01%
3	-11.0434m	589.3641m	-66.01%	-12.50%
4	-9.4491m	589.1648m	-12.50%	-0.61%
5	0.0000m	589.1072m	-0.61%	-0.61%
6	5.9743m	589.0708m	-0.61%	-1.70%
7	6.0847m	589.0689m	-1.70%	-4.17%
8	6.3860m	589.0563m	-4.17%	-5.03%
9	28.6779m	587.9345m	-5.03%	-6.30%
10	32.7484m	587.6780m	-6.30%	-4.05%
11	36.3553m	587.5319m	-4.05%	0.86%
12	43.8353m	587.5965m	0.86%	1.66%

(Continua)

P 0+260

1	-41.8532m	588.2454m		-0.01%
2	-32.9332m	588.2443m	-0.01%	-2.32%
3	-26.6221m	588.0980m	-2.32%	-4.91%
4	-21.9715m	587.8695m	-4.91%	-9.33%
5	-17.8790m	587.4876m	-9.33%	-16.13%
6	-10.2802m	586.2618m	-16.13%	-25.27%
7	-8.1570m	585.7252m	-25.27%	-2.02%
8	-6.0109m	585.6819m	-2.02%	-0.24%
9	0.0000m	585.6676m	-0.24%	-0.24%
10	17.2538m	591.8788m	73.49%	21.98%

P 0+320

1	-48.3138m	587.3580m		-19.73%
2	-46.5426m	587.0085m	-19.73%	-1.62%
3	-41.5991m	586.9282m	-1.62%	1.68%
4	-23.9530m	587.2255m	1.68%	1.80%
5	-20.4592m	587.2883m	1.80%	-2.51%
6	-17.5433m	587.2150m	-2.51%	-11.94%
7	-13.1856m	586.6948m	-11.94%	-22.98%
8	4.8615m	584.2961m	-8.07%	-7.46%
9	7.0738m	584.1311m	-7.46%	103.22%
10	12.3996m	589.6282m	103.22%	47.69%
11	14.1937m	590.4838m	47.69%	

P 0+380

1	-45.6837m	587.6816m		-10.29%
2	-44.2319m	587.5322m	-10.29%	-15.99%
3	-42.1927m	587.2061m	-15.99%	-205.91%
4	-41.5879m	585.9608m	-205.91%	-3.34%
5	-34.4418m	585.7218m	-3.34%	-6.67%
6	-25.2724m	585.1104m	-6.67%	-6.12%
7	-9.3198m	584.1345m	-6.12%	0.45%
8	28.3913m	585.1602m	-7.34%	-7.21%
9	34.0297m	584.7535m	-7.21%	

P 0+440

1	-60.0345m	594.1465m		-10.00%
2	-56.5096m	593.7941m	-10.00%	-15.74%
3	-43.3331m	591.7196m	-15.74%	-205.77%
4	-39.3927m	583.6113m	-205.77%	-3.47%
5	-38.2804m	583.5726m	-3.47%	-2.71%
6	-37.1164m	583.5411m	-2.71%	-3.25%
7	-16.7774m	582.8801m	-3.25%	0.59%
8	-11.5092m	582.9110m	0.59%	1.22%

(Continua)

P 0+500

1	-37.7825m	592.5519m		-55.44%
2	-25.3840m	585.6782m	-55.44%	-22.21%
3	-20.6917m	584.6362m	-22.21%	-39.25%
4	-15.0965m	582.4398m	-39.25%	1.11%
5	-13.9631m	582.4524m	1.11%	-46.09%
6	-11.2566m	581.2049m	-46.09%	-11.62%
7	-8.4840m	580.8827m	-11.62%	-9.72%
8	-3.7903m	580.4265m	-9.72%	1.22%
9	56.4665m	582.0969m	0.41%	-4.19%
10	67.7518m	581.6238m	-4.19%	-3.63%
11	75.7767m	581.3322m	-3.63%	

P 0+560

1	-26.6853m	590.8363m		-58.35%
2	-20.7908m	587.3966m	-58.35%	-71.85%
3	-18.0713m	585.4426m	-71.85%	-82.25%
4	-12.3147m	580.7079m	-82.25%	-22.88%
5	-11.3207m	580.4805m	-22.88%	-20.65%
6	-7.4093m	579.6726m	-20.65%	-2.64%
7	0.0000m	579.4774m	-2.64%	-2.64%
8	1.9387m	579.4263m	-2.64%	-0.92%
9	8.5422m	579.3655m	-0.92%	8.90%
10	76.4880m	580.4503m	-0.78%	10.59%
11	77.0162m	580.5062m	10.59%	

P 0+620

1	-40.1864m	589.9373m		6.86%
2	-39.0006m	590.0187m	6.86%	3.71%
3	-37.5855m	590.0711m	3.71%	-150.45%
4	-31.6175m	581.0920m	-150.45%	-145.20%
5	-29.6154m	578.1849m	-145.20%	-1.64%
6	-26.1956m	578.1289m	-1.64%	3.10%
7	-7.7272m	578.7021m	3.10%	-3.40%
8	0.0000m	578.4396m	-3.40%	-3.40%
9	8.5972m	578.1475m	-3.40%	-3.58%
10	59.5710m	579.2497m	4.32%	8.75%
11	59.6322m	579.2550m	8.75%	

(Continua)

P 0+680

1	-61.8098m	587.0984m		-367.39%
2	-61.4214m	585.6716m	-367.39%	-255.55%
3	-59.7056m	581.2868m	-255.55%	-170.23%
4	-57.2575m	577.1195m	-170.23%	2.19%
5	-30.3900m	577.7086m	2.19%	7.55%
6	-26.2408m	578.0218m	7.55%	2.28%
7	-21.9163m	578.1202m	2.28%	-1.19%
8	-13.2005m	578.0163m	-1.19%	-13.20%
9	-9.1593m	577.4828m	-13.20%	-19.73%
10	-9.0618m	577.4636m	-19.73%	-0.69%

P 0+740

1	-66.6622m	586.0213m		-373.75%
2	-64.8794m	579.3581m	-373.75%	-264.17%
3	-63.8978m	576.7651m	-264.17%	-0.03%
4	-45.4677m	576.7598m	-0.03%	-1.73%
5	-39.0980m	576.6495m	-1.73%	-0.99%
6	-27.4847m	576.5342m	-0.99%	-1.29%
7	-27.4559m	576.5339m	-1.29%	-5.89%
8	-27.4176m	576.5316m	-5.89%	-5.24%
9	-10.2049m	575.6302m	-5.24%	-0.32%
10	39.4265m	576.5123m	-11.07%	

P 0+800

1	-47.4090m	582.8242m		-384.69%
2	-47.1803m	581.9446m	-384.69%	-77.51%
3	-46.6271m	581.5158m	-77.51%	-37.43%
4	-43.8271m	580.4678m	-37.43%	-68.79%
5	-36.5922m	575.4910m	-68.79%	-90.98%
6	-35.7187m	574.6963m	-90.98%	0.20%
7	-32.4950m	574.7027m	0.20%	0.71%
8	-29.8446m	574.7216m	0.71%	-1.10%

P 0+860

1	-51.4167m	583.4273m		-22.06%
2	-50.3776m	583.1981m	-22.06%	47.09%
3	-49.9817m	583.3846m	47.09%	-43.69%
4	-49.3373m	583.1030m	-43.69%	-85.27%
5	-46.6862m	580.8425m	-85.27%	-83.74%
6	-37.4502m	573.1082m	-83.74%	-10.34%
7	-34.5163m	572.8048m	-10.34%	2.63%
8	-28.9058m	572.9522m	2.63%	8.11%
9	-21.5516m	573.5487m	8.11%	3.87%
10	65.1415m	573.5425m	6.65%	29.70%

(Continuar)

P 0+920

1	-59.8406m	582.1403m		27.00%
2	-59.2537m	582.2988m	27.00%	-63.12%
3	-45.6956m	573.7404m	-63.12%	-63.41%
4	-41.9215m	571.3471m	-63.41%	0.10%
5	-39.3747m	571.3495m	0.10%	-0.60%
6	-29.2645m	571.2884m	-0.60%	10.52%
7	72.9188m	572.4643m	7.57%	31.60%
8	74.2577m	572.8874m	31.60%	

P 0+980

1	-68.7217m	579.0569m		54.56%
2	-68.4684m	579.1951m	54.56%	45.39%
3	-66.3907m	580.1382m	45.39%	-146.42%
4	-60.9313m	572.1448m	-146.42%	-35.80%
5	-53.7763m	569.5834m	-35.80%	6.19%
6	60.6956m	570.9286m	6.95%	3.10%
7	78.5234m	571.4818m	3.10%	-1.23%
8	81.5293m	571.4447m	-1.23%	

P 1+040

1	-68.8467m	578.1065m		54.58%
2	-67.6135m	578.7795m	54.58%	45.38%
3	-67.3401m	578.9036m	45.38%	1.68%
4	-67.1535m	578.9067m	1.68%	-218.59%
5	-65.7907m	575.9279m	-218.59%	-176.76%
6	-62.4210m	569.9714m	-176.76%	-159.01%
7	-61.0438m	567.7815m	-159.01%	1.62%
8	-60.0350m	567.7978m	1.62%	2.46%
9	-52.9419m	567.9724m	2.46%	7.78%
10	-40.3135m	568.9552m	7.78%	5.40%
11	86.7692m	569.1753m	-1.72%	

P 1+100

1	-54.0158m	576.4286m		-264.29%
2	-52.7547m	573.0956m	-264.29%	-146.09%
3	-48.3264m	566.6264m	-146.09%	-0.74%
4	-44.1467m	566.5956m	-0.74%	-0.20%
5	-40.7464m	566.5889m	-0.20%	2.88%
6	-24.8567m	567.0458m	2.88%	3.58%
7	-17.4138m	567.3122m	3.58%	-1.87%
8	-11.6488m	567.2046m	-1.87%	0.68%
9	96.4386m	567.4291m	0.95%	-1.65%
10	103.1806m	567.3180m	-1.65%	

(Continua)

P 1+160

1	-41.4189m	576.3202m		-222.32%
2	-40.4762m	574.2243m	-222.32%	-122.14%
3	-37.6498m	570.7720m	-122.14%	-150.49%
4	-33.7933m	564.9683m	-150.49%	-2.96%
5	-30.1097m	564.8592m	-2.96%	0.29%
6	-24.1993m	564.8764m	0.29%	11.95%
7	-14.4740m	566.0390m	11.95%	-8.89%
8	-3.6597m	565.0778m	-8.89%	-9.29%
9	101.1137m	565.9650m	-0.16%	

P 1+220

1	-17.0166m	573.7879m		-255.89%
2	-16.9277m	573.5604m	-255.89%	-125.07%
3	-8.4767m	562.9906m	-125.07%	-3.46%
4	-5.9173m	562.9021m	-3.46%	2.91%
5	0.0000m	563.0745m	2.91%	2.91%
6	5.4567m	563.2335m	2.91%	3.33%
7	14.0585m	563.5201m	3.33%	11.03%
8	96.4884m	564.6510m	6.85%	5.69%
9	100.6713m	564.8888m	5.69%	

P 1+280

1	-17.5292m	572.6683m		-114.60%
2	-15.5756m	570.4296m	-114.60%	-125.24%
3	-8.3409m	561.3688m	-125.24%	2.58%
4	-6.6285m	561.4129m	2.58%	3.49%
5	0.0000m	561.6444m	3.49%	3.49%
6	8.7890m	561.9513m	3.49%	2.94%
7	85.1744m	563.5055m	-2.25%	6.75%
8	87.6703m	563.6740m	6.75%	

P 1+340

1	-42.4099m	571.3659m		-100.21%
2	-34.7821m	563.7222m	-100.21%	-93.21%
3	-31.1337m	560.3217m	-93.21%	0.13%
4	-10.8450m	560.3482m	0.13%	0.11%
5	-8.5727m	560.3507m	0.11%	2.48%
6	-8.4043m	560.3548m	2.48%	2.49%
7	74.2788m	561.2657m	-6.12%	1.00%
8	82.6664m	561.3496m	1.00%	-27.45%
9	84.4838m	560.8506m	-27.45%	

(Continua)

P 1+400

1	-19.3112m	569.6264m		-70.06%
2	-18.9512m	569.3742m	-70.06%	-33.53%
3	-18.7874m	569.3193m	-33.53%	-98.28%
4	-10.4479m	561.1232m	-98.28%	-102.46%
5	-9.1143m	559.7567m	-102.46%	-96.20%
6	-8.0529m	558.7357m	-96.20%	3.75%
7	-5.8292m	558.8192m	3.75%	1.53%
8	0.0000m	558.9081m	1.53%	1.53%
9	122.7193m	559.6762m	4.96%	-1.13%
10	125.0439m	559.6499m	-1.13%	-2.13%
11	126.3923m	559.6212m	-2.13%	

P 1+460

1	-14.8488m	567.8275m		-108.93%
2	-10.6911m	563.2986m	-108.93%	-149.62%
3	-7.6071m	558.6842m	-149.62%	-81.14%
4	-5.1871m	556.7207m	-81.14%	2.28%
5	0.0000m	556.8391m	2.28%	2.28%
6	127.3154m	559.0199m	2.92%	5.76%
7	128.1321m	559.0670m	5.76%	30.39%
8	128.7245m	559.2470m	30.39%	

P 1+520

1	-18.7595m	566.7421m		-410.07%
2	-17.9992m	563.6244m	-410.07%	-254.83%
3	-15.6425m	557.6187m	-254.83%	-29.99%
4	-11.7449m	556.4497m	-29.99%	-40.33%
5	-10.2632m	555.8521m	-40.33%	-0.55%
6	0.0000m	555.7957m	-0.55%	-0.55%
7	91.2489m	557.5653m	-8.29%	1.08%
8	113.0833m	557.8014m	1.08%	0.05%
9	117.1856m	557.8035m	0.05%	

P 1+580

1	-34.9840m	565.2598m		13.09%
2	-34.2967m	565.3497m	13.09%	-127.11%
3	-27.7691m	557.0527m	-127.11%	-110.48%
4	-26.0876m	555.1950m	-110.48%	-2.90%
5	-23.7137m	555.1262m	-2.90%	-2.73%
6	-14.2193m	554.8669m	-2.73%	-1.42%
7	0.0000m	554.6653m	-1.42%	-1.42%
8	73.7469m	556.8922m	1.10%	1.81%
9	106.2286m	557.4799m	1.81%	0.98%
10	113.0825m	557.5471m	0.98%	

(Continua)

P 1+640

1	-87.5150m	563.4297m		-2.06%
2	-86.2190m	563.4030m	-2.06%	-77.94%
3	-82.7155m	560.6723m	-77.94%	-148.84%
4	-77.6047m	553.0655m	-148.84%	-7.72%
5	-66.3101m	552.1937m	-7.72%	-13.35%
6	-64.8479m	551.9986m	-13.35%	-1.96%
7	42.9895m	555.7381m	6.17%	1.35%
8	53.4963m	555.8803m	1.35%	2.01%
9	63.3217m	556.0780m	2.01%	1.30%
10	81.2514m	556.3117m	1.30%	

P 1+700

1	-71.1176m	563.4397m		-197.48%
2	-67.8998m	557.0852m	-197.48%	-178.87%
3	-65.9093m	553.5249m	-178.87%	-15.69%
4	-60.4719m	552.6716m	-15.69%	-10.04%
5	-54.4224m	552.0642m	-10.04%	10.83%
6	-46.3220m	552.9414m	10.83%	6.33%
7	-44.4618m	553.0592m	6.33%	2.30%
8	63.1652m	553.4033m	-1.28%	-3.02%
9	69.0841m	553.2248m	-3.02%	41.53%
10	69.2062m	553.2755m	41.53%	

P 1+760

1	-74.1680m	561.9242m		-127.89%
2	-71.7446m	558.8249m	-127.89%	-184.16%
3	-68.3883m	552.6440m	-184.16%	-20.50%
4	-62.6332m	551.4640m	-20.50%	-17.00%
5	-58.7831m	550.8095m	-17.00%	5.29%
6	-42.4222m	551.6756m	5.29%	4.98%
7	-38.9909m	551.8464m	4.98%	-5.99%
8	67.3178m	552.3368m	1.92%	

P 1+820

1	-79.6071m	561.2097m		-369.28%
2	-78.0770m	555.5593m	-369.28%	-176.03%
3	-74.7949m	549.7820m	-176.03%	-2.97%
4	-69.8536m	549.6352m	-2.97%	6.51%
5	-62.2059m	550.1328m	6.51%	2.86%
6	-59.9783m	550.1964m	2.86%	-4.07%
7	49.8977m	550.7355m	-8.72%	0.26%
8	60.7649m	550.7633m	0.26%	-2.68%
9	63.4016m	550.6926m	-2.68%	

(Continua)

P 1+880

1	-74.9595m	560.9880m		-134.67%
2	-73.9591m	559.6408m	-134.67%	-107.55%
3	-70.3164m	555.7231m	-107.55%	-123.05%
4	-64.8538m	549.0014m	-123.05%	-0.64%
5	-48.1820m	548.8947m	-0.64%	-2.63%
6	-43.7712m	548.7788m	-2.63%	-6.39%
7	-39.5009m	548.5059m	-6.39%	10.25%
8	-38.1949m	548.6398m	10.25%	6.63%
9	108.8046m	548.2381m	-3.19%	

P 1+940

1	-37.0452m	558.8369m		-129.40%
2	-30.6160m	550.5177m	-129.40%	-185.54%
3	-29.8914m	549.1733m	-185.54%	-9.06%
4	-27.2510m	548.9341m	-9.06%	-18.70%
5	-20.8674m	547.7401m	-18.70%	-6.36%
6	-16.8024m	547.4815m	-6.36%	-32.19%
7	147.4859m	546.5773m	-5.24%	-7.07%
8	158.7143m	545.7840m	-7.07%	-4.34%
9	159.8482m	545.7348m	-4.34%	-2.69%
10	160.7285m	545.7111m	-2.69%	

P 2+000

1	-71.7814m	557.1366m		-94.23%
2	-71.4667m	556.8400m	-94.23%	-90.41%
3	-62.1252m	548.3948m	-90.41%	-84.07%
4	-58.8332m	545.6274m	-84.07%	8.57%
5	-57.4841m	545.7430m	8.57%	-0.39%
6	-50.5959m	545.7160m	-0.39%	0.64%
7	-47.2666m	545.7373m	0.64%	7.12%
8	124.6540m	547.4836m	5.29%	-3.22%
9	132.8305m	547.2205m	-3.22%	-2.43%
10	136.4840m	547.1315m	-2.43%	

APÉNDICE D

JUEGO DE PLANOS

T-01 Red topológica cuenca Río Pichari

C-01 Cartografía cuenca Río Pichari.

C-02 Relación altitud Río Pichari.

C-03 Aspecto físico cuenca Río Pichari.

PL-01 Planta defensa ribereña.

PL-02 Planta y secciones KM: 0+000 @ 0+600

PL-03 Planta y secciones KM: 0+000 @ 0+780

PL-04 Planta y secciones KM: 0+320 @ 1+100

PL-05 Planta y secciones KM: 1+000 @ 1+800

PL-06 Planta y secciones KM: 1+000 @ 1+800