

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE  
HUAMANGA  
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS GEOLOGÍA Y  
CIVIL  
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE  
INGENIERÍA CIVIL



Estudio Hidráulico y Estimación de  
Socavación en el Puente Interconexión  
Muyurina- Ayacucho

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

PAVEL DANNY ENCISO NAVARRO

DIRIGIDO POR:

ING. EDMUNDO CANCHARI GUTIÉRREZ

AYACUCHO - PERÚ

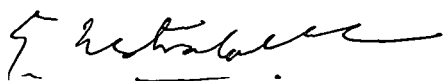
2015

102  
CIV 436  
ENC  
g.1

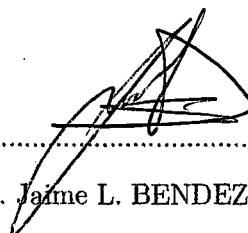
**“ESTUDIO HIDRÁULICO Y ESTIMACIÓN DE SOCAVACIÓN EN EL  
PUENTE INTERCONEXIÓN MUYURINA-AYACUCHO”**

RECOMENDADO : 30 de Julio del 2015

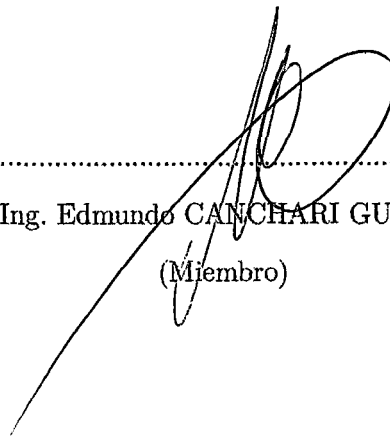
APROBADO : 22 de diciembre del 2015



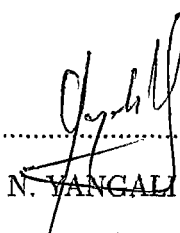
.....  
MSc. Ing. José E. ESTRADA CÁRDENAS  
(Presidente)



.....  
MSc. Ing. Jaime L. BENDEZU PRADO  
(Miembro)



.....  
MSc. Ing. Edmundo CANCHARI GUTIÉRREZ  
(Miembro)

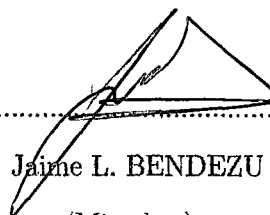


.....  
Ing. Floro N. YANCALI GUERRA  
(Secretario Docente)

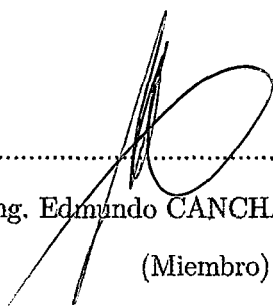
Según el acuerdo constatado en el Acta, levantada el 22 de diciembre del 2015, en la Sustentación de Tesis Profesional, presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil señor **Pavel Danny ENCISO NAVARRO**, con el Trabajo Titulado **“ESTUDIO HIDRÁULICO Y ESTIMACIÓN DE SOCAVACIÓN EN EL PUENTE INTERCONEXIÓN MUYURINA-AYACUCHO”**, fue calificado con la nota de **QUINCE (15)** por lo que se da la respectiva **APROBACIÓN**.



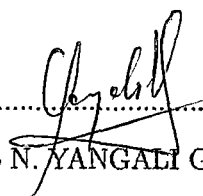
.....  
MSc. Ing. José E. ESTRADA CÁRDENAS  
(Presidente)



.....  
MSc. Ing. Jaime L. BENDEZU PRADO  
(Miembro)



.....  
MSc. Ing. Edmundo CANCHARI GUTIÉRREZ  
(Miembro)



.....  
Ing. Floro N. YANGALI GUERRA  
(Secretario Docente)

# Presentación

Esta tesis que lleva por título *Estudio Hidráulico y Estimación de socavación en el Puente Interconexión Muyurina-Ayacacuho* , es presentado como parte de los requisitos para optar el título profesional de Ingeniero Civil, de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga y no ha sido presentado previamente para la obtención de otro grado o título en esta universidad u otras. Esperando que este aporte sirva a los profesionales y estudiantes inmersos en este campo.

ENCISO NAVARRO, PAVEL DANNY

Pavelon1@hotmail.com

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

AYACUCHO, NOVIEMBRE DE 2015.

# Dedicatoria

*A mis padres Washington Enciso, Teofila  
Navarro y hermanos.*

# Agradecimientos

*A la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga y a la Escuela de Formación Profesional Ingeniería Civil por haberme albergado en sus aulas durante estos años de formación.*

*A mis padres, Washington y Teofila, por su dedicación y apoyo incondicional durante mi formación. A mis hermanos, por su apoyo y aliento en cada logro obtenido.*

*A los ingenieros Edmundo Canchari y Jaime Bendezu, maestros y amigos, por su orientación en el desarrollo de esta tesis.*

*Al personal del area de Ingenieria de la municipalidad de Huamanga por haberme facilitado la obtención del Expediente Técnico del Puente Interconexión Muyurina - Ayacucho.*

*Finalmente, a todos mis profesores, amigos y compañeros que colaboraron en el desarrollo de este trabajo.*

# Resumen

El puente carrozable interconexión Muyurina sufrió el asentamiento del pilar central y del estribo derecho a causa de la socavación el 16 de febrero del 2011 día de precipitación máxima, esto ha hecho que la superestructura de concreto armado se fracture y sufra una torsión encontrándose intransitable. El presente estudio es el resultado de la comparación y estimación de socavación del expediente técnico y la investigación del presente estudio.

El presente trabajo trata de fijar y Desarrollar los fundamentos para la estimación de socavación máxima, A partir del desarrollo de modelos determinísticos, para el puente Muyurina se hizo uso de la forma del estribo (trapezoidal) con un ancho de 3.10m, Luz de 9.20m. y tamaños de partícula  $d_{50} = 13,23mm$  y determinar en que medida afecta la variación de los tiempos de retorno en el análisis de socavación.

Como resultado de la investigación se obtiene la profundidad de socavación del Puente Interconexión Muyurina con resultados del expediente técnico con un Periodo de retorno de 200años y un Caudal de  $460m^3/s$  y la socavación promedio de 3.02m a comparación del presente Estudio con un caudal de  $189.40m^3/s$  y una estimación de socavación promedio de 3.99m con la utilización de diferentes Formulas empíricas.

Las formulas planteadas por el expediente Técnico no están consideradas en el MTC, en el Presente estudio de investigación se considero las Formulas empíricas tales como Artamonov, Froehlich, Melville y Venegas, para la socavación local del estribo.

# Índice general

Portada	I
Acta de Sustentación	
Presentación	I
Dedicatoria	II
Agradecimientos	III
Resumen	IV
Índice General	V
Índice de Cuadros	VI
Índice de Figuras	VII
1. Introducción	1
1.1. Antecedentes . . . . .	1
1.2. Planteamiento del problema . . . . .	2
1.2.1. Problema Principal . . . . .	3
1.2.2. Problemas Secundarios . . . . .	3
1.3. Justificación e Importancia . . . . .	4
1.4. Objetivos de la Tesis . . . . .	5
1.4.1. Objetivos Generales . . . . .	5



1.4.2. Objetivos Específicos . . . . .	5
1.5. Organización del Estudio . . . . .	5
<b>2. Estado de Conocimiento de Socavación</b>	<b>8</b>
2.1. Fenómeno de la Socavación . . . . .	8
2.1.1. Origen de socavación en causas fluviales . . . . .	9
2.1.2. Socavación en Estribos de Puentes . . . . .	10
2.2. Flujo de Fluidos en canales abiertos . . . . .	11
2.2.1. Factor de Transporte K . . . . .	13
2.2.2. Longitud Ponderada Aguas Abajo . . . . .	14
2.2.3. Ponderación del Coeficiente de Manning en el cauce central . .	14
2.2.4. Coeficiente de Coriolis . . . . .	15
2.2.5. Pérdidas de Carga Localizadas . . . . .	16
2.2.6. Concepto de Energía específica, Régimen crítico, subcrítico y Supercrítico . . . . .	17
2.2.7. Ecuación de la Cantidad de Movimiento . . . . .	18
2.3. Modelos de socavación . . . . .	19
2.3.1. Métodos Empíricos . . . . .	19
2.3.2. Modelos Determinísticos . . . . .	33
2.4. Características Fisiográficas y Parámetros de Forma . . . . .	35
2.4.1. Área (A): . . . . .	36
2.4.2. Perímetro de la cuenca (P) . . . . .	37
2.4.3. Longitud de cauce principal (L) . . . . .	37
2.4.4. Forma de la cuenca . . . . .	38
2.4.5. Ancho promedio . . . . .	38
2.4.6. Pendiente media del curso principal (S) . . . . .	38
2.4.7. Coeficiente de compacidad $K_c$ . . . . .	39
2.4.8. Factor de Forma $F_f$ . . . . .	40
2.4.9. Altitud Media de la Cuenca (H) . . . . .	40

2.4.10. Parámetros de Drenaje: . . . . .	41
2.4.11. Pendiente media del río (Ic) . . . . .	42
<b>3. Materiales y Métodos</b>	<b>43</b>
3.1. Parámetros Morfometricos de la Cuenca . . . . .	43
3.2. Hidrograma de máximas avenidas . . . . .	45
3.2.1. Reconocimiento de la Estaciones Pluviométricas . . . . .	45
3.2.2. Prueba de Ajuste de la serie de datos Pluviométricos . . . . .	45
3.2.3. Determinación de caudales de diseño . . . . .	57
3.3. Información Geotécnica . . . . .	65
3.4. Estudio Batimetrico del Rio Cchacco . . . . .	66
3.5. Obtención de socavación . . . . .	67
3.5.1. Metodos deterministicos-Saint Venant . . . . .	67
3.5.2. Generación de base de datos Datos . . . . .	71
3.5.3. Socavación General . . . . .	74
3.5.4. Socavación Local . . . . .	75
3.5.5. Socavación Total . . . . .	77
<b>4. Analisis y Discución de resultados</b>	<b>79</b>
4.1. Resultados Obtenidos Apartir de Modelos Empíricos . . . . .	79
4.2. Analisis de resultados . . . . .	80
4.2.1. Expediente Técnico . . . . .	80
4.2.2. Comparación deresultados . . . . .	81
<b>5. Conclusiones y Recomendaciones</b>	<b>84</b>
5.1. Conclusiones . . . . .	84
5.2. Recomendaciones . . . . .	86
5.3. Temas Afines de Investigación . . . . .	87
<b>Referencias</b>	<b>88</b>

A. PLANOS DEL PUENTE INTERCONEXIÓN MUYURINA	91
B. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO PARA LA OBTENCIÓN DE DIAMETRO 50	95
C. PANEL FOTOGRÁFICO	101
C.1. Levantamiento Topografico del Puente Interconxi3n Muyurina . . . .	102
C.2. Medici3n del Puente Interconexi3n Muyurina . . . . .	104

# Índice de cuadros

2.1. Coeficiente según forma del estribo (Froehlich 1989) . . . . .	24
2.2. Factores de forma para estribos (Melville 1992)[15] . . . . .	28
2.3. Factores de alineamiento del estribo (Melville 1992)[15] . . . . .	28
3.1. Parámetros Morfometricos de la Cuenca . . . . .	44
3.2. Relación de Estaciones Pluviometricas . . . . .	45
3.3. Registro de Precipitación Maxima en 24 Hrs de Cada Año (mm)- Allpachaca . . . . .	49
3.4. Registro de Precipitación Maxima en 24 Hrs de Cada Año (mm)-Chiara	49
3.5. Registro de Precipitación Maxima en 24 Hrs de Cada Año (mm)- Putacca . . . . .	50
3.6. Registro de Precipitación Maxima en 24 Hrs de Cada Año (mm)- Tambillo . . . . .	50
3.7. Resumen de Precipitación Maxima en 24 Hrs de Cada Año (mm) . .	51
3.8. Distribución de Probabilidades y Prueba de ajuste de Smirnov-Colmogorov, Estación Allpachaca . . . . .	52
3.9. Distribución de Probabilidades y Prueba de ajuste de Smirnov-Colmogorov, Estación Chiara . . . . .	53
3.10. Distribución de Probabilidades y Prueba de ajuste de Smirnov-Colmogorov, Estación Putacca . . . . .	54
3.11. Distribución de Probabilidades y Prueba de ajuste de Smirnov-Colmogorov, Estación Tambillo . . . . .	55

## ÍNDICE DE CUADROS

3.12. Parámetros y coeficientes de bondad de ajuste . . . . .	56
3.13. Precipitación Maxima en 24 Horas - Estaciones Aledañas . . . . .	56
3.14. Obtención de Precipitación máxima en 24 horas . . . . .	57
3.15. Tiempo de concentración . . . . .	62
3.16. Cálculo de la Distribución de la Precipitación Total y Efectiva Máxi- ma en 24 Horas . . . . .	62
3.17. Calculo del Hidrograma Unitario Sintético Triangular (SCS) . . . . .	64
3.18. Obtención de caudales de Hidrograma . . . . .	64
3.19. Obtención de la velocidad del río Chacco . . . . .	66
3.20. Obtención de la velocidad del río Chacco . . . . .	67
3.21. Obtención de la velocidad del río Chacco . . . . .	67
3.22. Obtención de resultados del Hecras para un $Tr = 500$ años . . . . .	68
3.23. Tabla de resumen obtenidos del puente Interconexión Muyurina . . . . .	72
3.24. Cálculo de socavación del puente Interconexión muyurina- Ayacucho . . . . .	76
3.25. Socavación total Con la formula de Venegas . . . . .	77
3.26. Socavación total Con la formula de Artamonov . . . . .	78
3.27. Socavación total Con la formula de Froehlich . . . . .	78
3.28. Socavación total Con la formula de Melville . . . . .	78
4.1. Resumen de Socavación de Puente Interconxió n muyurina . . . . .	80
4.2. Obtención de Datos del Puente Interconexión muyurina . . . . .	81
4.3. Obtención de Datos A partir del Expediente técnico . . . . .	81
4.4. Obtención de Datos A partir de la tesis Enciso . . . . .	81

# Índice de figuras

1.1. Puente carrozable colapsado a consecuencia de socavación. . . . .	1
2.1. Representación de los terminos del balance de energía . . . . .	11
2.2. División por defecto de las secciones en HEC-RAS . . . . .	13
2.3. Distribución de la sección para obtener el factor de transporte $K_T$ . .	13
2.4. Valor ponderado de la energía cinética . . . . .	15
2.5. Variación de energía especifica en un canal, en regimen gradualmente variado . . . . .	17
2.6. Fuerzas actuantes sobre el volumen de control definido entre dos sec- ciones 1 y 2 . . . . .	19
2.7. Esquema de definición para aplicar el Método de Artamanov . . . . .	20
2.8. Coeficientes de Artamonov para determinar la Profundidad de soca- vación para estribos[19]. . . . .	20
2.9. Máxima profundidad de socavación en un estribo sobre el área de inundación en avenidas (Laursen 1958)[10]. . . . .	22
2.10. Máxima profundidad de socavación en un estribo sobre el cauce prin- cipal (Laursen 1958)[10]. . . . .	22
2.11. Efecto del ángulo de incidencia en la profundidad de socavación (Laur- sen 1958)[10]. . . . .	23
2.12. Coeficiente del ángulo de ataque (Froehlich 1989)[19] . . . . .	24
2.13. Formas de estribos (Froehlich 1989)[19] . . . . .	24
2.14. Ubicación del puente y punto de estudio . . . . .	36

2.15. Forma y determinación de la cuenca Foramto TIM . . . . .	36
2.16. En la figura se muestra la proyección de los ríos . . . . .	37
2.17. En la figura se muestra El numero de orden . . . . .	41
3.1. Curva: Hipsométrica & Frecuencia de Altitudes . . . . .	43
3.2. Ajuste de Distribucion de Probabilidad Empirica y Teorica Estacion Allpachaca . . . . .	52
3.3. Ajuste de Distribucion de Probabilidad Empirica y Teorica Estacion Chiara . . . . .	53
3.4. Ajuste de Distribucion de Probabilidad Empirica y Teorica Estacion Putacca . . . . .	54
3.5. Ajuste de Distribucion de Probabilidad Empirica y Teorica Estacion Tambillo . . . . .	55
3.6. Ajuste de Distribucion de Probabilidad Empirica y Teorica Estacion Tambillo . . . . .	57
3.7. Hidrograma Unitario Triangular SCS . . . . .	58
3.8. Hidrograma Unitario Triangular SCS . . . . .	65
3.9. Análisis granulometrico . . . . .	66
3.10. Variación de Flujo en función del Area Mojada . . . . .	69
3.11. Variación del Tirante de río Cchacco . . . . .	69
3.12. Variación del Tirante de río Cchacco . . . . .	70
3.13. Variación de velocidad del río Cchacco . . . . .	70
3.14. Vista Frontal del Puente Interconexión Muyurina . . . . .	71
3.15. Sección en planta del estribo del puente . . . . .	71
3.16. Perfil Longitudinal del Flujo para Periodo de retorno de 500años . . .	73
3.17. Sección Transversal de puente para $Tr= 500$ años . . . . .	73
3.18. Sección Transversal de Puente para $Tr 200$ años (Expediente técnico) .	74
3.19. Socavación general del tramo del río Cchacco con la formula de L.L. Lischtván-Ledeviev . . . . .	75

3.20. Foso de socavación al pie de Estribos . . . . .	76
3.21. Profundidad de socavación al pie de estribos . . . . .	77
4.1. Profundidad de socavación al pie de estribos con Diferentes Métodos empíricos . . . . .	79
4.2. Profundidad de socavación al pie de estribos . . . . .	82
C.1. Levantamiento Topográfico de Puente Interconexión Muyurina . . . .	102
C.2. Seccionamiento del Tramo Cada 10.00m para la generación de pen- dientes . . . . .	102
C.3. Vista Aguas Arriba del Puente Interconexión Muyurina . . . . .	103
C.4. Vista Aguas Abajo del Puente interconxió n Muyurina . . . . .	103
C.5. Medición de la Luz del puente Interconexión Muyurina . . . . .	104
C.6. Muestra la altura del Estribo Derecho del Puente . . . . .	104



# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1. Antecedentes

El puente carrozable interconexión Muyurina sufrió el asentamiento del pilar central y del estribo derecho a causa del socavamiento el 16 de febrero del 2011 día de precipitación máxima, esto ha hecho que la superestructura de concreto armado se fracture y sufra una torsión encontrándose intransitable, Afectando la actividad económica en los distritos que se benefician con esta infraestructura. La superestructura se trata de Concreto armado la losa de un solo carril, los estribos y el pilar central es de concreto ciclópeo, Condiciones que no cumplen con los requerimientos mínimos del reglamento de puentes, Se muestra en la figura la destrucción total del puente Interconexión Muyurina a consecuencia de la socavación.

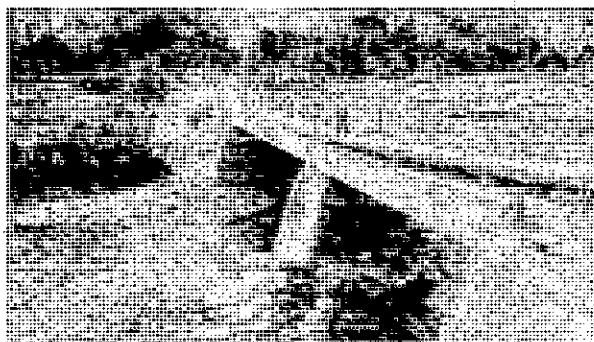


Figura 1.1: Puente carrozable colapsado a consecuencia de socavación.

## *1.2. Planteamiento del problema*

Laursen (1970)<sup>1</sup> recomienda que la socavación en un puente debe diseñarse para el caudal máximo probable y no para un caudal de retorno específico, debido a que la posibilidad de que ocurra la precipitación máxima probable durante la vida útil del puente es muy alta y en el caso de que esta ocurra, si el puente no está diseñado para este caudal, la socavación destruye totalmente el puente y los daños tanto económicos como sociales son muy superiores a los costos de construir el puente para este caudal.

Arturo Rocha Felices (2010). Presenta un trabajo de socavación y trata para efectos del mejor conocimiento de los problemas antes señalados. Corresponden a la Hidrología, Hidráulica Fluvial, Transporte de Sedimentos y al Diseño en los aspectos pertinentes. Precisamente se determina como Hidráulica de Puentes a los aspectos de la Hidráulica General aplicados al Diseño de Puentes en los Proyectos Hidráulicos, Trabajo presentado al IV Congreso Internacional de la Construcción-ICG, Lima diciembre 2008. Fue incorporado como Capítulo 10 del libro Introducción a la Hidráulica de las Obras Viales, publicado por el ICG.

## **1.2. Planteamiento del problema**

Los estudios de socavación que se realizaran en el Puente Muyurina toma en cuenta la velocidad del agua y en el caso del río que pasa por el Puente, esto ha variado con los años debido al calentamiento global y las repentinas precipitaciones que existe en la sierra, que ocasionan que el ancho del cauce y la profundidad del río acrecienten y es fundamental determinar la socavación de dicho puente, estos factores podría haber excedido los estudios que se pudieron haber realizado con anterioridad.

Al contar con un río caudaloso en las temporadas de abundante precipitación, la cual implica la peligrosidad del colapso del puente, es de vital importancia enfocar el tema de socavación debido La mayoría de los puentes de la sierra pasan por ríos

---

<sup>1</sup>La FHWA de los EE.UU. recomienda utilizar periodos de retorno de 500 años para puentes importantes, cuya destrucción pueda generar daños sociales o económicos importantes.

que tienen la particularidad de tener poca agua casi todo el año pero cuando es época de lluvias, arrastran agua con mucha pendiente que penetra debajo del cauce, lo que produce una socavación. (Este fenómeno afloja el apoyo de los cimientos del puente Muyurina, y esto ocasiona el cede, este no ha sido un problema del peso de la carga, la causa es el agua), es por eso que se hará el siguiente estudio.

El aumento del nivel de agua puede causar inundación aguas arriba del puente y hasta el vertido de agua por encima del mismo, lo que causa la destrucción del puente. Por otro lado, la erosión socava la cimentación de los pilares y estribos del puente, pudiendo causar su falla. Es evidente que uno de los aspectos más importantes del diseño de un puente que estrechen un cauce, es precisamente el dimensionamiento hidráulico de su longitud y elevación para minimizar los riesgos de falla.

Finalmente las interrogantes para la presente investigación quedan planteadas como sigue.

### 1.2.1. Problema Principal

- ¿Cuál es la socavación máxima estimada en base al desarrollo de modelos determinísticos para el puente Muyurina?

### 1.2.2. Problemas Secundarios

- ¿En qué medida afecta la variación de los hidrogramas en la generación de la socavación en el puente Muyurina?
- ¿De qué manera las condiciones geológicas y de mecánica de suelos locales influye en la socavación?
- ¿Influyen las condiciones topográficas en la generación del problema de la socavación?
- ¿Cuánto es el tiempo de retorno adecuado a utilizarse para la obtención del hidrograma con fines de análisis de la socavación?

## 1.3. Justificación e Importancia

Como consecuencia de las intensas lluvias ocurridas durante El Niño de 1998 en el Perú, en sólo los primeros 3 meses de ese año 68 puentes fueron destruidos, 13 de los cuales no tenían más de 14 años de antigüedad, y ocho de ellos fueron construidos en los últimos cinco años previos a El Niño. Los mayores daños se produjeron en la costa norte del país, demostrando la vulnerabilidad hidráulica de nuestros puentes que simplemente no están diseñados para soportar este tipo de caudales producidos por las lluvias: no son adecuadamente largos o sus estribos y pilares no son suficientemente profundos y el nivel del tablero no es lo suficientemente alto, es por eso que se hará una comparación de resultados con métodos determinísticos Modelación Numerica <sup>2</sup>.

Como antecedente tenemos en febrero 2013. Tras la caída del puente de concreto que une a los distritos de Huamanga y la comunidad de Muyurina (Tambillo), la Municipalidad Provincial de Huamanga dispuso un estudio a consecuencia de la caída de dicho puente, para la construcción de un nuevo puente para que tenga mayor resistencia ante las precipitaciones que ocurre en esta cuenca. de Niño Yucay, Tambillo y otras comunidades que quedaron aisladas tras el colapso del puente mencionado. La falla de estos puentes se produce por socavación hidráulica, en la mayoría de casos porque la longitud del puente es demasiado corta. En la sierra los ríos tienen caudales torrenenciales debido a las fuertes precipitaciones en los meses de Diciembre a abril, el puente no cubre el ancho total del río sino sólo una parte del cauce principal y el resto es cubierto mediante la construcción de terraplenes. Este estrechamiento del cauce genera dos efectos negativos: aumenta los niveles de agua e incrementa la profundidad de erosión.

---

<sup>2</sup>En ríos en Regimen permanente y variable, da una visión apartir del modelo de Hec-ras con los resultados del diseño del Puente.

## 1.4. Objetivos de la Tesis

Los objetivos que guían el desarrollo de esta investigación son:

### 1.4.1. Objetivos Generales

- Fijar y Desarrollar los fundamentos para la estimación de socavación máxima, estimada a partir del desarrollo de modelos determinísticos para el puente Muyurina.

### 1.4.2. Objetivos Específicos

- Determinar en qué medida afecta la variación de los hidrogramas en la generación de la socavación en el puente Muyurina.
- Determinar las condiciones geológicas y de mecánica de suelos locales influye en la socavación.
- Demostrar cómo influyen las condiciones topográficas en la generación del problema de la socavación.
- Determinar el tiempo de retorno adecuado a utilizarse para la obtención del hidrograma con fines de análisis de la socavación.

## 1.5. Organización del Estudio

El presente trabajo esta organizado de tal forma que primero se haga un recuento de los conocimientos sobre conceptos de métodos Determinísticos y metedos empíricos sobre la socavación en estribos de puentes, luego se explica a detalle las formulas relacionadas sobre la modelación numérica aplicado al Hec-Ras , para luego proceder con la el estudio de granulometría y desarrollar los objetivos planteados para la presente tesis. A continuación se detalla la estructura que seguirá el desarrollo de la presente investigación:

- El **Capítulo 1**, Describe todo lo concerniente a la parte introductoria de la presente investigación. Se hace un análisis de lo que se quiere investigar, su evolución con el transcurrir de los años y se formula el problema, se describe el sustento que justifique la importancia de la investigación y se delimita los objetivos que persigue la presente investigación.
- En el **Capítulo 2**, Se hace una mirada al estado del arte de socavación, que se explicara los modelos empíricos y modelos determinísticos, Teniendo en cuenta estos dos tipos de modelos se procederá a detallar el modelo matemático que se propondrá para luego hacer un estudio comparativo y detallar los objetivos.
- **Capítulo 3**, En esta parte se describe ampliamente los conceptos relacionados al estudio Hidrológico, descripción de las características de la Sub cuenca tales como Ubicación Geográfica, Hidrográfica, Delimitación de la cuenca, Longitud, Area, Pendiente promedio, Delimitación de caudales medios, Hidograma de diseño y obtención de caudales máximos, luego se determinara la selección de información de estudio hidrológico, Información de estudio Geotécnico, Topografía y batimetría. .
- En el **Capítulo 4**, Análisis de resultados, tanto los resultados del expediente técnico como los resultados del estudio de la tesis tales como la comparación de modelos determinísticos como Saint Venant y métodos empíricos.
- El **Capítulo 5**, abarca las conclusiones que se obtuvieron durante la realización de la presente tesis y las recomendaciones según las experiencias adquiridas, además se menciona algunos temas afines de investigación.
- En la **Bibliografía**, Se presenta el material e información utilizada en el presente estudio (libros, tesis, revistas, apuntes).
- En el **Apéndice A**, Se adjunta Los planos del Expediente Técnico que es vital la forma de los estribos y la longitud total del Puente.

### *1.5. Organización del Estudio*

- En el **Apéndice B**, se muestra el resultado de los ensayos de laboratorio realizado para el estudio Granulometrico del Rio Chacco.
- En el **Apéndice C**,se adjunta la galería fotográfica del estudio Topográfico, Pendiente y la velocidad media del Flujo.

## Capítulo 2

# Estado de Conocimiento de Socavación

### 2.1. Fenómeno de la Socavación

La erosión en general es la profundización del cauce de un lecho resultado de la acción del flujo del agua<sup>1</sup>.

La erosión puede ser local o generalizada; la erosión local o socavación propiamente dicha, está circunscrita a un lugar determinado, y a veces está limitada a una cierta duración, y se debe a una perturbación del flujo.

La socavación, como fenómeno hidráulico, se origina en movimientos vorticosos que ocurren al pie de determinadas estructuras hidráulicas, como un pilar y estribo de puente, o en la descarga de un vertedero.

La erosión generalizada, o degradación, se produce a lo largo y ancho de un cauce fluvial. La degradación del cauce es extensa y progresiva.

En general el estudio de la erosión local no es sencilla. Es un fenómeno tridimensional, impermanente, en el que hay una gran interacción entre la corriente y el lecho que está siendo erosionado. La profundidad de erosión es variable hasta que llegue a su valor máximo, el que se presenta cuando la velocidad de la corriente disminuye hasta

---

<sup>1</sup>Departamento de Transportes de los Estados Unidos, Administración Federal de Carreteras, Washington, 2001.



hacerse igual a la velocidad crítica de iniciación de movimiento de los sólidos. La hidráulica Experimental es muy importante para el estudio de la erosión.

La erosión es un fenómeno que se desarrolla con el tiempo hasta llegar a una situación de equilibrio. Mientras el estribo interrumpe el proceso natural de degradación la fosa local, por la generación de corrientes que la profundizan hasta llegar a una profundidad de equilibrio de acuerdo a las dimensiones de los sólidos del cauce.

### 2.1.1. Origen de socavación en causas fluviales

Hay varias circunstancias típicas en las que se presenta la erosión. Entre ellas se pueden señalar las siguientes[18]:

#### Aumento de Caudal

Cuando ocurre una avenida, también aumentan la velocidad media de la corriente, la fuerza tractiva y la capacidad de transporte.

Esta es una forma de originarse la erosión y que puede conducir a un acorazamiento del lecho, a una erosión generalizada, a erosiones locales en determinados puntos, etc. Cuando el aumento de caudal se combina con otras circunstancias, el fenómeno de erosión puede ser muy grande.

#### Interrupción del Transporte Sólido

Un cauce fluvial tiene una tendencia hacia el estado de equilibrio. Si por alguna circunstancia se interrumpe, o se disminuye el aporte sólido, el río conserva su capacidad de transporte, pero como posee menos sólido obtiene estos del lecho fluvial.

#### Estrechamiento del Cauce

Muchas veces por diversas circunstancias, se presenta el estrechamiento del ancho de un tramo fluvial. Esto ocurre cuando se ha ejecutado un encauzamiento del río en el

que se ha exagerado la disminución del ancho del río. Otras veces los estrechamientos excesivos tienen que ver con la construcción de puentes. Cualquiera que sea el origen del estrechamiento, implica aumento de la velocidad y de la capacidad de transporte de la corriente. El resultado es la profundización del cauce por el estrechamiento.

### **Flujo en curva**

En la margen exterior de una curva fluvial hay tendencia a la erosión. Por el contrario, en la curva interior hay tendencia a la sedimentación. Estos son fenómenos propios de la dinámica fluvial. En algunos casos se tiene que contrarrestar sus efectos y en otros usarlos.

### **Pilares y Estribos**

Cuando en un cauce fluvial hay elementos extraños, como un pilar de puente o un estribo, aparece la tendencia de erosión local o socavación.

#### **2.1.2. Socavación en Estribos de Puentes**

La socavación al pie de estribos, se genera por la acción de vórtices. La duración para llegar a la máxima profundidad de socavación, depende principalmente del tipo de suelo de fundación aunque algunos investigadores no lo consideran y otros factores como la capacidad de erosión del flujo y de la penetración del estribo en el cauce. Los suelos granulares no cohesivos son rápidamente erosionados por el flujo de agua, mientras que los suelos cohesivos presentan una resistencia inicial mayor.

Las ecuaciones para el cálculo de la profundidad de socavación al pie de estribos en lechos no cohesivos están basadas enteramente en datos de laboratorio. Por ejemplo, Las ecuaciones hechas por Liu y otros, Laursen, Froehlich y Melville, están basadas enteramente en datos de laboratorio. Desde que existe pocos datos de campo, las ecuaciones de Liu y otros fueron desarrollados por análisis dimensional de las variables con los datos de laboratorio[19].

Las ecuaciones de Laursen están basadas en el razonamiento inductivo del cambio en las relaciones del transporte debido a la aceleración del flujo causado por el estribo. La ecuación de Froehlich fue derivada desde el análisis dimensional y análisis de regresión de los datos de laboratorio disponibles y propios. Las ecuaciones de Melville fueron derivadas con análisis dimensional y desarrollo de relaciones entre parámetros adimensionales.

## 2.2. Flujo de Fluidos en canales abiertos

La ecuación básica para la estimación de la posición de la superficie libre del agua, en regimen permanente, es la ecuación del balance energía, esto es, es el trinomio de bernoulli, Hec ras para poder aceptar que la vertical y la perpendicular en el punto cualquiera coincidan, si la sección 1 es una sección aguas arriba de 2 Hec ras cosidera el balance de energía entre ambas secciones transversales como:

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H \quad (2.2.1)$$

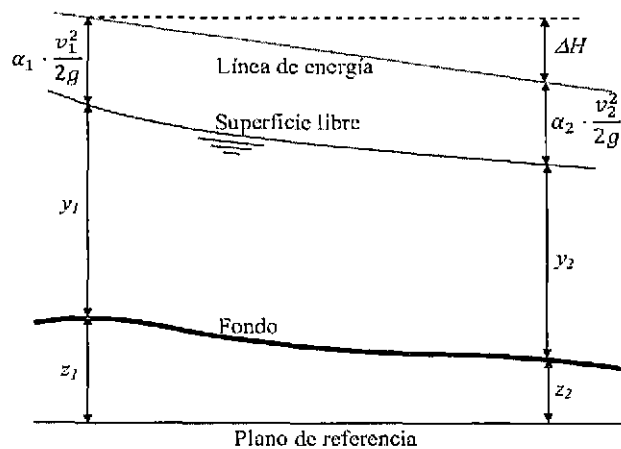


Figura 2.1: Representación de los terminos del balance de energía

Donde:

## 2.2. Flujo de Fluidos en canales abiertos

- $Z_1$  y  $z_2$  son la cota de la sección respecto a un plano de referencia arbitrario. En caso de geometrias irregulares, como en general sucede en un río, se toma la cota del punto mas bajo de la sección.
- $Y_1$  e  $y_2$  son los calados en cada una de las secciones consideradas. En caso de geometrias irregulares, se considera la profundidad respecto del punto mas bajo de la sección.
- $V_1$  y  $v_2$  so las velocidades medias en cada sección, en el caso de regimen permanente se obtienen como el cociente entre el caudalcirculante y el area de la sección.
- $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  son los coeficientes de coriolis estimados en cada sección, que permiten corregir el hecho de que la distribución de velocidad en la sección s aleja de una distribución uniforme.
- $\Delta H$  es el termino que estima la energía por unidad de peso que se disipa entre las secciones 1 y 2. En concreto, dicha energia debe incluir las perdidas continuas por rozamiento en el contorno, así como las perdidas localizadas que se den entre ambas.

$$\Delta H = IL_{12} + \Delta H_{local} \quad (2.2.2)$$

Si bien una de las hipótesis básicas es la unidimensionalidad del flujo, HEC-RAS permite representar la sección caracterizándola según las llanuras de inundación derecha (right over bank) e izquierda (left over bank), separadas ambas por el cauce principal (main channel), Así, cada una de dichas partes hay que describirla con su valor de coeficiente de Manning y su distancia a la sección inmediatamente aguas abajo

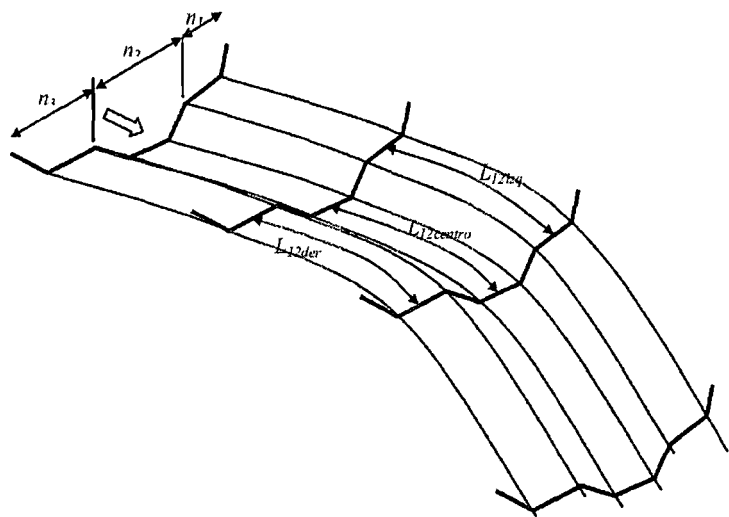


Figura 2.2: División por defecto de las secciones en HEC-RAS

2.2.1. Factor de Transporte K

Se calcula subdividiendo la sección en aquellos tramos en donde cambie el coeficiente de Manning . Por defecto cambia en las llanuras derecha e izquierda en el canal principal. Puede imponerse que cambie en más puntos.

Puede establecerse que calcule K entre cada dos puntos de la sección de estudio.

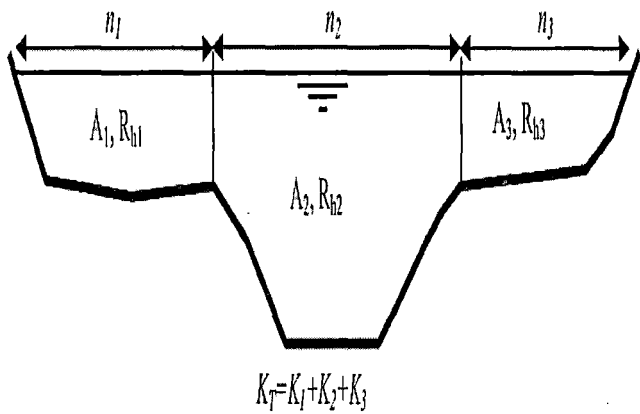


Figura 2.3: Distribución de la sección para obtener el factor de transporte  $K_T$

La tendencia es que el método por defecto de HEC-RAS da resultados del lado de

seguridad (mayores niveles).

### 2.2.2. Longitud Ponderada Aguas Abajo

La longitud  $L_{12}$  entre las dos secciones de cálculo se obtiene como valor ponderado de las distancias respectivas, desde cada parte, de la sección a la que se encuentra aguas abajo con el reparto de caudales en cada una de dichas porciones.

$$L_{12} = \frac{L_{12izq}Q_{12izq} + L_{12centr}Q_{12centr} + L_{12der}Q_{12der}}{Q_T} \quad (2.2.3)$$

El reparto de Caudales se determina según el área activa de Flujo en cada zona de la sección transversal

### 2.2.3. Ponderación del Coeficiente de Manning en el cauce central

Igualmente, el coeficiente de fricción de Manning se divide por defecto, en las tres partes citadas (llanura derecha e izquierda y el canal principal) aunque en este caso puede configurarse para tener en cuenta mas puntos de cambio dentro de la sección (opcion horizontal variation in n values ).El flujo en el cauce principal sólo se subdivide cuando el coeficiente de fricción cambia dentro de él. Sólo en dos casos el programa obtiene un valor equivalente del coeficiente de Manning dentro del cauce principal:

Si la pendiente transversal del cauce principal es superior a 5 h:1 v

Si el coeficiente de fricción varía dentro del cauce principal.

$$n_{total} = \left| \frac{\sum_{i=1}^N P_i n_i^{1,5}}{P_{total}} \right|^{\frac{2}{3}} \quad (2.2.4)$$

Donde:

- $P_i$  es el perímetro mojado de la porción  $i$  de la sección.
- $n_i$  es el coeficiente de Manning de la porción  $i$  de la sección.
- $P_{total}$  es el perímetro mojado de la sección completa.
- $N$  es el número de partes en el que se divide el cauce central.

#### 2.2.4. Coeficiente de Coriolis

Como es obvio por el propio concepto de coeficiente de Coriolis, se utiliza en HEC-RAS una mera aproximación al mismo. De hecho, en realidad se trata de un procedimiento que permite ponderar la energía cinética dentro de la sección. Ello resulta necesario en el momento en que se acepta la distribución del caudal en las tres zonas en la que se divide ésta.

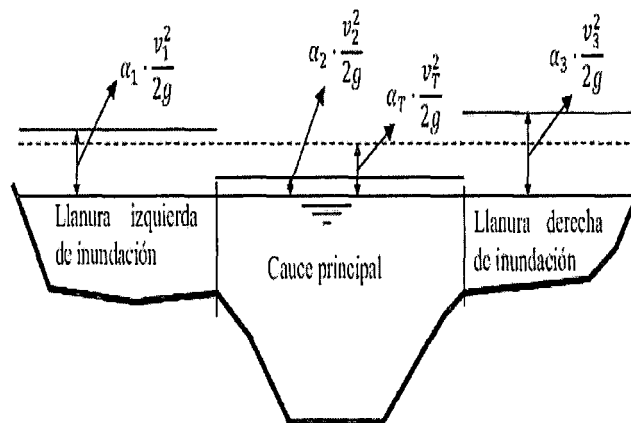


Figura 2.4: Valor ponderado de la energía cinética

Todo el proceso se basa en establecer la siguiente relación:

$$\alpha_T = \frac{\sum_{i=1}^3 \frac{k_i^3}{A_i^2}}{\frac{K_T^3}{A_T^2}} \quad (2.2.5)$$

Donde:

- $K_1, K_2, K_3$  son el factor de transporte de la llanura de inundación izquierda, cauce central y llanura derecha.
- $A_1, A_2, A_3$  son las áreas correspondientes a cada una de dichas zonas.
- $K_T$  es el factor de transporte total de la sección.
- $A_T$  es el área total de la sección.

### 2.2.5. Pérdidas de Carga Localizadas

Las pérdidas de carga localizadas que se considera por defecto son pérdidas por ensanchamiento y contracción. La metodología de cálculo es como sigue (HEC 2002):

$$\Delta H_{Local} = \lambda \left| \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} - \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} \right| \quad (2.2.6)$$

Donde:  $\lambda$  es el coeficiente de pérdidas de carga localizadas. Por defecto HEC-RAS considero  $\lambda=0.1$  si hay una contracción de sección y  $\lambda=0.3$  en el caso de ensanchamiento en el sentido de flujo.





### 2.2.6. Concepto de Energía específica, Régimen crítico, subcrítico y Supercrítico

Del trinomio de Bernoulli se puede definir el concepto de energía específica:

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (2.2.7)$$

Se define el numero de Froude como:

$$Fr^2 = \frac{V^2}{g \frac{A}{B}} \quad (2.2.8)$$

Por lo que se determina concluyendo el regimen crítico corresponde un valor de numero d Froude igual a la unidad.

$$Fr^2 = 1, \text{Regimen} \rightarrow \text{critico} \quad (2.2.9)$$

$$Fr^2 < 1, \text{Regimen} \rightarrow \text{Subcritico} \quad (2.2.10)$$

$$Fr^2 > 1, \text{Regimen} \rightarrow \text{Supercritico} \quad (2.2.11)$$

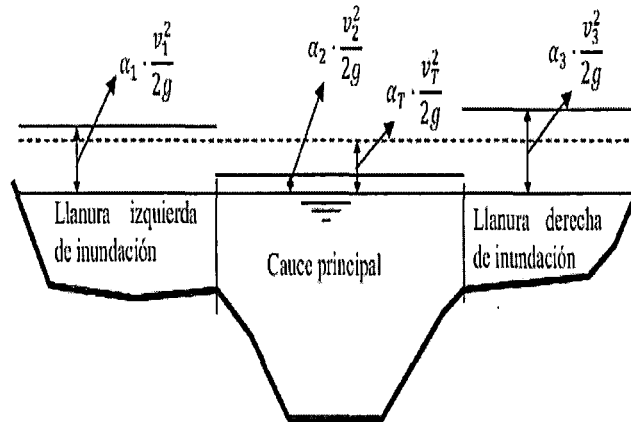


Figura 2.5: Variación de energía específica en un canal, en regimen gradualmente variado

### 2.2.7. Ecuación de la Cantidad de Movimiento

En el caso de que la superficie libre del agua pase por el régimen Crítico, el flujo deja de ser gradualmente variado y pasa a ser rápidamente variado. En dicha situación la ecuación de la energía deja de ser aplicable. Dichos casos corresponden a ciertos cambios en la pendiente del cauce, contracciones bruscas provocadas por la presencia de puentes, estructuras de aforo, confluencias de flujo y en la hidráulica de puentes. La ecuación de cantidad de movimiento o de momentum se obtiene de aplicar la segunda ley de Newton aplicada en la dirección del movimiento a un volumen de control como el delimitado entre las secciones 1 y 2 de la figura 2.6.

$$P_{2x} - P_{1x} + W_x - F_f = \rho Q(\beta_2 v_2 - \beta_1 v_1) \quad (2.2.12)$$

Donde:

- $P_{1x}$  y  $P_{2x}$  son respectivamente las componentes en la dirección del movimiento de la resultante de la distribución de presiones hidrostáticas en las secciones 1 y 2.
- $W_x$  es la componente del peso del volumen de control en la dirección del movimiento.
- $F_f$  es la fricción del flujo en movimiento sobre el contorno de las secciones 1 y 2.
- $Q$  es el caudal circulante.
- $\rho$  es la densidad del agua.
- $v_1$  y  $v_2$  son respectivamente las velocidades medias del flujo en las secciones 1 y 2.

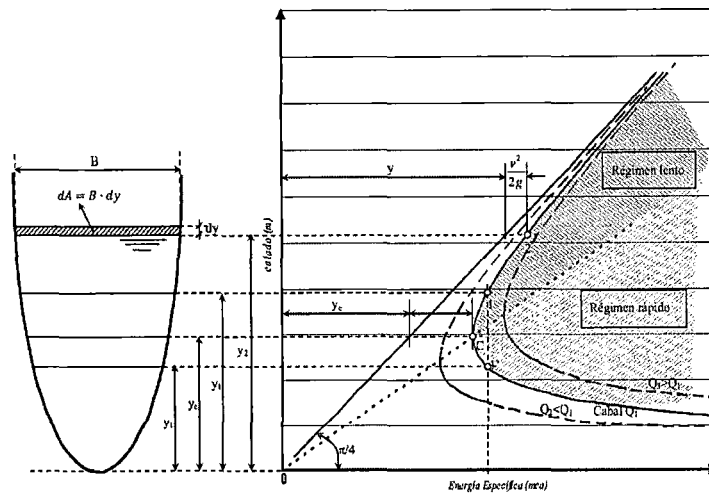


Figura 2.6: Fuerzas actuantes sobre el volumen de control definido entre dos secciones 1 y 2

## 2.3. Modelos de socavación

En la actualidad existen varios métodos empíricos para calcular la profundidad de socavación al pie de estribos de puentes en lechos no cohesivos como también métodos determinísticos, de los cuales a continuación se presentan algunos métodos más conocidos:

### 2.3.1. Métodos Empíricos

#### Método de Artamonov (1956)

Artamonov, según Maza (1967) define una ecuación independiente del tipo de sedimento presente en el lecho del cauce [19]:

$$Y_s = P_q \times P_\phi \times P_m \times Y_n \quad (2.3.1)$$

Donde:

$Y_s$  = Profundidad de socavación al pie del estribo.

$Y_n$  = Tirante normal, anterior al proceso erosivo, aguas arriba del estribo.

### 2.3. Modelos de socavación

$P_q$  = Coeficiente dependiente de la relación entre el caudal que intercepta

A partir del estribo  $Q_o$  y el caudal de diseño  $Q_d$ .

$P_\phi$  = Coeficiente que depende del ángulo de incidencia  $\phi$ .

$P_m$  = Coeficiente que depende de la inclinación de los lados del estribo,  $m$  es el talud del estribo.

Según el esquema de definición de la Figura 2.7 y con los valores de la Figura 2.8

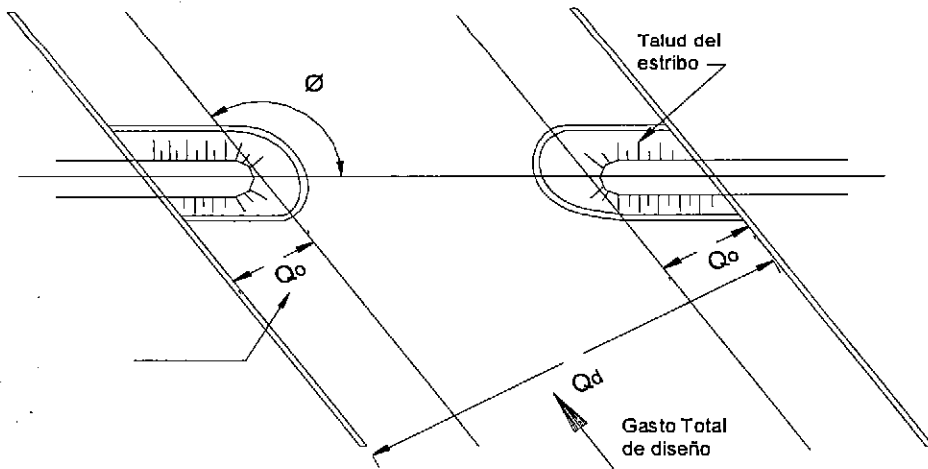


Figura 2.7: Esquema de definición para aplicar el Método de Artamanov

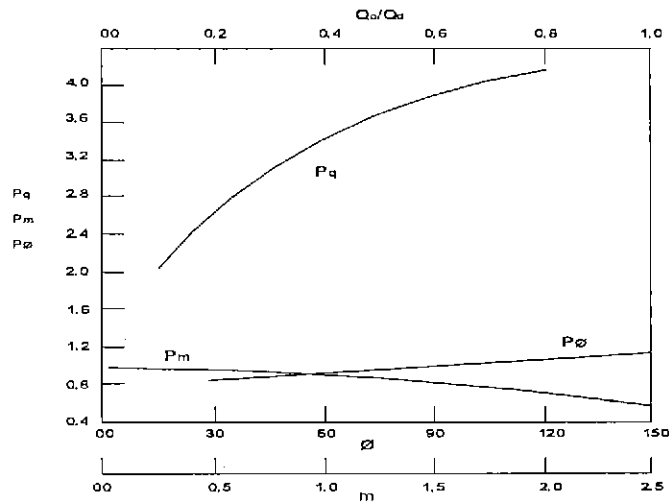


Figura 2.8: Coeficientes de Artamonov para determinar la Profundidad de socavación para estribos[19].

**Método de Laursen (1958)**

Laursen en 1958 propuso un método para la determinación de la profundidad de socavación al pie de los estribos, siguiendo procesos análogos a los utilizados en la determinación de socavación en pilares. Laursen considera dos casos; en el primero cuando el estribo se ubica en el área de inundación, y en el segundo cuando se ubica en el cauce principal [10].

Cuando el estribo cubre completamente el cauce de inundación en avenidas, la profundidad de socavación local frente al estribo, propone obtener con la ecuación 2.3.2 con las variables definidas de la Fig. 1.03 en la que:

$$\frac{Y_s}{Y_n} = f \left( \frac{Q_o \times C}{Q_c \times Y_n} \right) \times K_\theta \quad (2.3.2)$$

Donde:

$Q_o$  = Caudal interceptado por el estribo en el cauce de avenidas.

$C$  = Ancho del foso de socavación, medida desde el límite del cauce principal  $C = 2,75Y_s$ , según Laursen.

$Q_c$  = Caudal correspondiente a la franja de ancho medida desde el mismo límite.

$Y_n$  = Tirante normal, aguas arriba del estribo.

$K_\theta$  = Coeficiente que depende del ángulo de incidencia.

La Figura.2.10 muestra la relación básica de diseño en el caso de un estribo que intercepta la corriente sobre el cauce principal. La longitud efectiva del estribo  $L_e$ , es igual al ancho del cauce interceptado por el estribo  $L$ . Cuando el estribo no es perpendicular a la dirección de la corriente, Laursen multiplica la profundidad de socavación por el coeficiente  $K_\theta$  obtenido de la Figura2.11

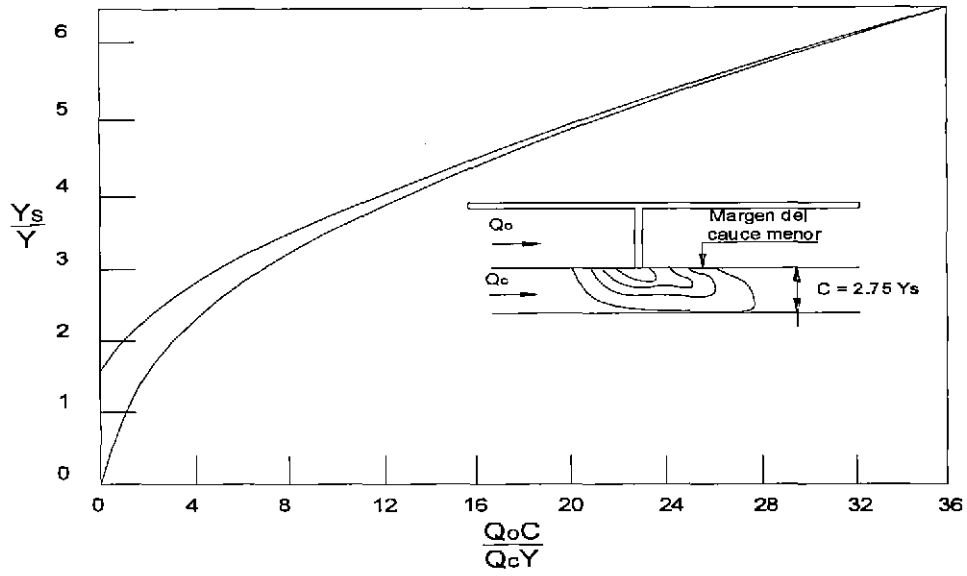


Figura 2.9: Máxima profundidad de socavación en un estribo sobre el área de inundación en avenidas (Laursen 1958)[10].

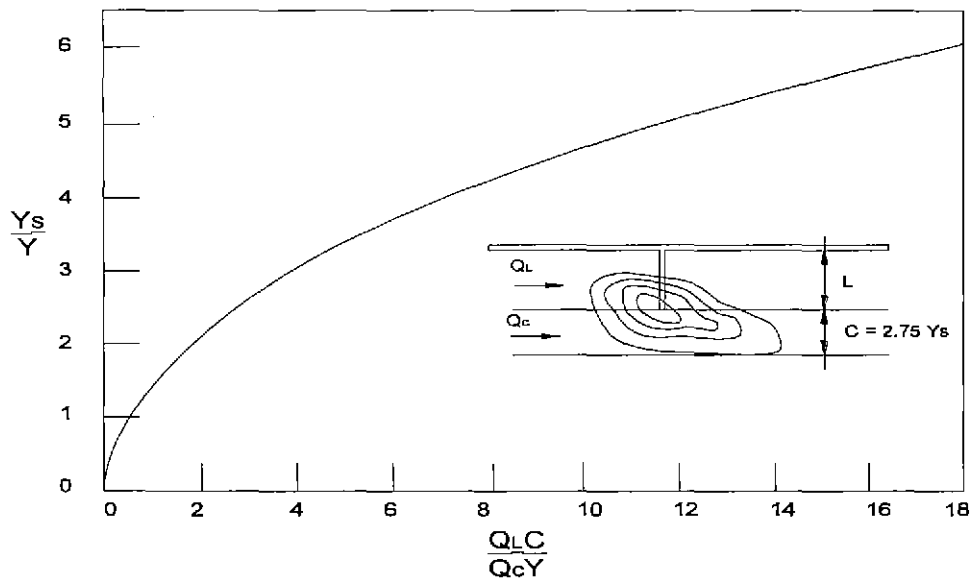


Figura 2.10: Máxima profundidad de socavación en un estribo sobre el cauce principal (Laursen 1958)[10].

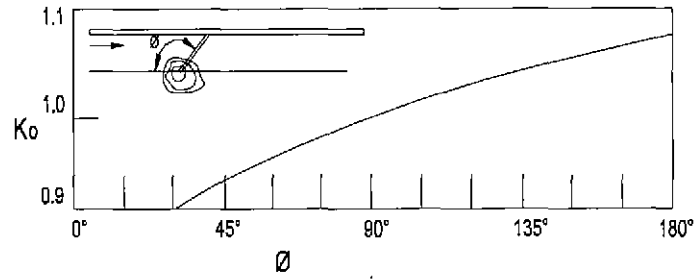


Figura 2.11: Efecto del ángulo de incidencia en la profundidad de socavación (Laur- sen 1958)[10].

### Metodo de Froehlich (1989)

Froehlich analizó 170 profundidades de socavaciones en lecho móvil en canal artificial de laboratorio para proponer la siguiente ecuación 2.3.3, en la cual se recomienda el HEC-18 (1993)<sup>2</sup>.

$$\frac{Y_s}{Y_n} = 2,77 K_1 K_2 \left( \frac{L}{Y_n} \right)^{0,43} F_r^{0,61} + 1 \quad (2.3.3)$$

Donde:

$K_1$ = Coeficiente que depende de la forma del estribo (ver cuadro 2.1 ).

$K_2$ = Coeficiente del ángulo de ataque del flujo, igual a (ver Fig.2.13 ).

$L$ = Longitud del estribo proyectado normalmente al flujo.

$Y_s$ = Profundidad de socavación.

$Y_n$ = Tirante normal del flujo.

$F_r$ = Número de Froude del flujo de aproximación.

Coeficiente según forma del estribo:

<sup>2</sup>recomienda su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce principal o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación.

Cuadro 2.1: Coeficiente según forma del estribo (Froehlich 1989)

DESCRIPCIÓN	K1
ESTRIBO DE PARED VERTICAL SIN ALAS	1
ESTRIBO DE PARED VERTICAL CON ALAS	0.82
ESTRIBO DE PARED INCLINADA CON ALAS	0.55

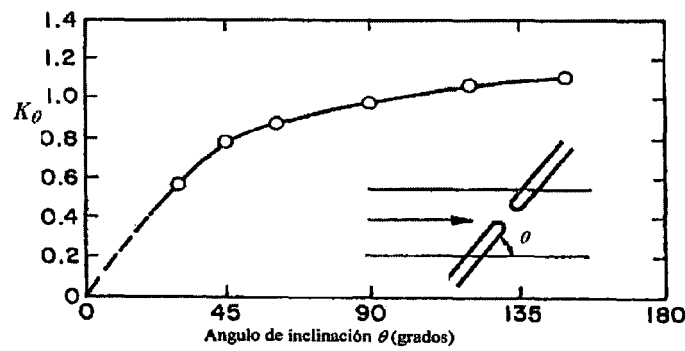


Figura 2.12: Coeficiente del ángulo de ataque (Froehlich 1989)[19]

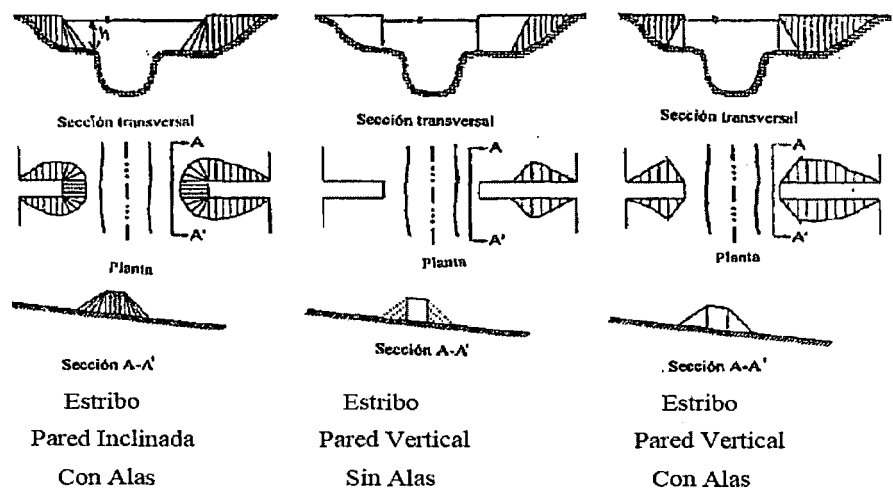


Figura 2.13: Formas de estribos (Froehlich 1989)[19]

Metodo de Melville (1997)

Es el resultado de un programa extensivo de investigación de socavaciones de puentes tomadas en la Universidad de Auckland, Nueva Zelanda. Es un método integrado para la estimación de la profundidad de la socavación local de pilares y estribos de



puentes, está basado en las relaciones empíricas, denominados Factores K.[15]

La profundidad de socavación máxima en equilibrio, plantea calcular con la siguiente ecuación 2.3.4.

$$Y_s = K_{YL} K_I K_d K_S K_\theta K_G \quad (2.3.4)$$

Donde:

$Y_s$ = Profundidad de socavación local.

$K_{YL}$ = Factor de tirante medio del flujo y longitud del estribo.

$K_I$ = Factor de intensidad del flujo.

$K_d$ = Factor de tamaño del sedimento.

$K_S$ = Factor de forma del estribo.

$K_\theta$ = Factor de alineamiento del estribo.

$K_G$ = Factor de geometría del cauce.

Esta ecuación es aplicable para determinar la profundidad de socavación local y es restringida para puentes con efectos de contracción en el cauce del río.

■ **Factor de profundidad del flujo y tamaño del estribo  $K_{YL}$**

Para obtener las ecuaciones que permiten determinar el factor de profundidad de flujo y tamaño del estribo, Melville, empleó resultados de los estudios realizados por Kandasamy (1989), Dongol (1994) y otros; donde, Kandasamy concluyó que la profundidad de socavación depende del tamaño del estribo y del tirante del flujo para estribos intermedios.

El factor  $K_{YL}$ , se determina con las siguientes ecuaciones 2.3.5 2.3.6 2.3.7:

$$K_{YL} = 2L, \text{ Para } \frac{L}{Y} < 1 \quad (2.3.5)$$

$$K_{YL} = 2\sqrt{YL}, \text{ para } 1 < \frac{L}{Y} < 25 \quad (2.3.6)$$

$$K_{YL} = 2Y, \text{ para } \frac{L}{Y} > 25 \quad (2.3.7)$$

Donde:

$L$ = Longitud del estribo

$Y$ = Tirante del flujo

Las ecuaciones se aplican a estribos cortos, intermedios y largos, respectivamente.

■ **Factor de intensidad del flujo  $K_I$**

La socavación local en los estribos de puentes pueden ser clasificados como ocurren bajo condiciones de lecho en movimiento y con agua limpia. Las socavaciones en agua limpia ocurre para velocidades menores a la velocidad crítica de iniciación de movimiento de los sólidos del lecho ( $\frac{V}{V_c}$  menor a 1), mientras que la socavación en lecho móvil ocurre cuando  $\frac{V}{V_c}$  mayor 1.

La siguiente ecuación permite determinar el factor de intensidad del flujo para estribo y pilares de puentes.

$$K_I = \frac{V - (V_a - V_c)}{V_c}, \text{ para } \frac{V - (V_a - V_c)}{V_c} < 1 \quad (2.3.8)$$

$$K_I = \frac{V - (V_a - V_c)}{V_c} \geq 1 \quad (2.3.9)$$

Donde:

$V$ = Es la velocidad media del flujo

$K_c$ = Es la velocidad crítica de iniciación de movimiento

$K_a$ = Igual a 0.8 , dado por Melville y Sutherland (1988)

$K_{ca}$ = Velocidad crítica de acorazamiento del lecho

A pesar de la dispersión en los resultados de laboratorio, es considerado apropiado usar la ecuación 2.3.9 para propósitos de diseño en condiciones de lecho móvil. La ecuación 2.3.8 es apropiado para propósitos de diseño solamente cuando se sabe con certeza las condiciones de flujo en agua limpia.

Las velocidades críticas , se pueden determinar desde la forma logarítmica.

$$\frac{V_C}{V_{*C}} = 5,75 \text{Log} \left( 5,53 \frac{Y}{d_{50}} \right) \quad (2.3.10)$$

$$\frac{V_C}{V_{*ca}} = 5,75 \text{Log} \left( 5,53 \frac{Y}{d_{50a}} \right) \quad (2.3.11)$$

Donde:

$V_{*C}$  = es la velocidad de corte crítica basado en el tamaño  $d_{50}$ .

$V_{*ca}$  = es la velocidad de corte crítica para el tamaño  $d_{50a}$ .

$d_{50a}$  = Tamaño medio de acorazamiento del lecho.

El tamaño de la partícula  $d_{50} = \frac{d_{m\acute{a}x}}{1,80}$ , encontrada por Chin (1985) usando una expresión empírica.

■ **Factor de tamaño de sedimento  $K_d$**

Debido a la existencia de pocos datos para estribos, se considera que las ecuaciones son adecuadas para definiciones preliminares de para propósitos de diseño.

$$K_d = 0,57 \text{Log} \left( 2,24 \frac{L}{d_{50}} \right), \text{ para } \frac{L}{d_{50}} \leq 25 \quad (2.3.12)$$

$$K_d = 1, \text{ para } \frac{L}{d_{50}} > 25 \quad (2.3.13)$$

Donde:

$L$  = es la longitud del estribo

■ **Factor de forma del estribo  $K_s$**

Los factores de forma para los estribos de puentes están dadas en el siguiente cuadro 2.2.

**Factores de forma para estribos**

Cuadro 2.2: Factores de forma para estribos (Melville 1992)[15]

FORMA DEL ESTRIBO	$K_s$
ESTRIBO DE PARED VERTICAL	1
ESTRIBO CON ALAS	0.75
ESTRIBO DE PARED INCLINADA (H:V = 0.5:1)	0.6
ESTRIBO DE PARED INCLINADA (H:V = 1:1)	0.5
ESTRIBO DE PARED INCLINADA (H:V = 1.5:1)	0.45

■ **Factor de alineamiento del estribo  $K_\theta$**

El alineamiento del estribo tiene un efecto relativamente insignificante en la profundidad de la socavación. Debido a que es definido como la longitud proyectada del estribo (medida perpendicular al flujo), los estribos de diferentes alineamientos se extienden a la misma distancia lateral hacia los canales que tienen diferentes longitudes reales.

Melville (1992) recomendó que el factor de alineamiento sea aplicado sólo para estribos largos y dan el factor de alineamiento ajustado  $K_\theta^*$  como:

$$K_\theta^* = K_\theta, \text{ para } \frac{L}{Y} \geq 3 \quad (2.3.14)$$

$$K_\theta^* = K_\theta + (1 - K_\theta) \left( 1,5 - 0,5 \frac{L}{Y} \right), \text{ para } 1 < \frac{L}{Y} < 3 \quad (2.3.15)$$

$$K_\theta^* = 1, \text{ para } \frac{L}{Y} \leq 1 \quad (2.3.16)$$

El siguiente cuadro muestra los valores del factor de alineamiento para estribos.

Cuadro 2.3: Factores de alineamiento del estribo (Melville 1992)[15]

DESCRIPCIÓN	$K_\theta$					
ALINEAMIENTO DEL ESTRIBO	30°	45°	60°	90°	120°	150°
VALORES DEL FACTOR	0.9	-	0.97	1	1.1	1.08

(Fuente: Melville, 2000, p.45)[15]

■ **Factor de geometría del canal  $K_G$**

Melville y Ettema (1993), derivaron la siguiente ecuación para  $K_G$ :

$$K_G = \sqrt{1 - \frac{L^*}{L} \left[ 1 - \left( \frac{Y^*}{Y} \right) \frac{n}{n^*} \right]} \quad (2.3.17)$$

Donde:

$L^*$  = Longitud del estribo proyectado al cauce de avenida

$Y^*$  = Tirante del agua en el cauce de avenida

$n, n^*$  = Coeficiente de rugosidad de Manning del cauce principal y de avenida

### Método de Lim y Cheng (1998)

El método presentado por Lim y Cheng es el resultado de un análisis semi-empírico de la profundidad de socavación en equilibrio alrededor de un estribo en lecho móvil, localizado perpendicular a la dirección del flujo. Está basado en las ecuaciones de continuidad del flujo y sedimento, geometría de la socavación, resistencia del flujo, y una relación de capacidad de transporte de sedimento del lecho en un cauce fluvial [3].

Un total de 111 datos compilados desde estudios realizados por Dongol (1994), Kandasamy(1989), Cunha (1975), Gill (1972), y Liu et al. (1961), realizados en canales rectangulares de laboratorio con sedimentos uniformes y no cohesivos fueron usadas para obtener la siguiente formula:

$$\left( 1 + \frac{Y_s}{2Y} \right)^{4/3} = \frac{1 + 1,2\sqrt{\frac{L}{Y}}}{\sqrt{\frac{V_{*c}^2}{V_*^2} + \left( \frac{L \tan \phi}{Y_s} + 1 \right)^{2/3} \left( 1 + \frac{V_{*c}^2}{V_*^2} \right)}} \quad (2.3.18)$$

Donde:

$Y_s$  = Profundidad de socavación en equilibrio.

$Y$  = Profundidad de flujo.

$L$  = Longitud del estribo proyectado.

$V_{*c}$  = Velocidad de corte critica de Shields.

$V_\phi$  = Velocidad de corte.

$\phi$  = Ángulo de reposo de las partículas del lecho.

La base de datos cubre un amplio rango de parámetros hidráulicos, con  $2,60 \leq F_o \leq 20,83$ ,  $0,017 \leq d_{50}/Y \leq 0,064$ ,  $0,28 \leq L/Y \leq 12$  y  $1,017 \leq V_*/V_{*C} \leq 5,94$

Los valores de , pueden ser calculados de la ecuación mostrado por Lim (1997)

$$\frac{V_*}{V_{*C}} = \left( \frac{0,323}{\sqrt{\theta_C}} \right) (F_o) \left( \frac{d_{50}}{Y} \right)^{1/3} \quad (2.3.19)$$

Donde:

$F_o = V / \sqrt{(S-1)gd_{50}}$  , Numero de Froude del sedimento,

$\theta_C = V_*^2 / [(S-1)gd_{50}]$ , Parámetro de esfuerzo critico de Shields

$S$  = Gravedad específica del sedimento.

El ancho lateral de la socavación, puede ser estimado desde la geometría de la socavación en equilibrio, donde  $b = Ys/Tan\phi$  además,  $\phi$  se asume que es igual al ángulo de reposo de las partículas del sedimento, el cual puede ser evaluado usando la siguiente expresión empírica (cheng 1993).

$$Tan\phi = 0,457 \left( \frac{d_{50}\sqrt{gd_{50}}}{v} \right)^{0,05} \left( \frac{S-1}{S} \right)^{0,106} S_f^{-0,8} \sigma_g^{0,12} \quad (2.3.20)$$

Donde:

$Y$  = Viscosidad cinemática del fluido.

$S_f$  = Factor de forma de las partículas del sedimento.

$\sigma_g$  = Desviación estándar geométrico de la distribución de tamaños del sedimento.

### Método de Liu, Chang y Skinner (1961)

El método se basa en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensional realizado en 1961 y se aplica para las siguientes condiciones [12]:

- Socavación en lecho móvil.
- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal.

- No existe flujo sobre las bancas del cauce de inundación
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ( $L/Y < 25$ )
- Flujo subcrítico
- Lecho del cauce arenoso
- Las ecuaciones deben ser ajustadas por un factor de corrección  $K_\theta$  para considerar el efecto del ángulo del ataque del flujo
- Los valores de las profundidades de socavación deben ser incrementados en un 30 % cuando se presentan dunas en el cauce de aproximación al estribo.
- Si existe lecho plano o lecho con antidunas, las ecuaciones deben aplicarse tal como se exponen a menos que las antidunas ocurran en el estribo, caso para el cual la profundidad de socavación debe incrementarse en un 20 %.

$$\frac{Y_s}{Y} = K_f \left( \frac{L}{Y} \right)^{0,4} F_r^{0,33} \quad (2.3.21)$$

Donde:

$F_r$  = Numero de Froude en la sección de aguas arriba,  $F_r = \frac{V}{\sqrt{gY}}$

$Y_s$  = Profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hueco de socavación

$Y$  = Profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal.

$L$  = Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua.

$V$  = Velocidad media del flujo aguas arriba.

$K_f$  = Coeficiente de corrección por la forma del estribo.

$K_f$  = para estribos con pared inclinada hacia el cauce.

$K_f$  = para estribos con pared vertical.

**Método de Hire (1990)**

HEC-18 (1993), incluye otra ecuación desarrollada a partir de datos del Cuerpo de Ingenieros Militares de los Estados Unidos para la socavación en la punta de espigones construidos en el Río Mississippi. La ecuación de Hire es por lo tanto aplicable cuando el estribo penetra el cauce principal [19].

$$Y_s = 4Y \left( \frac{K_f}{0,55} \right) K_\theta F_r^{0,33} \quad (2.3.22)$$

$Y_s$  = Profundidad de socavación.

$Y$  = Profundidad media del flujo al pie del estribo en la sobrebanca o en el cauce principal, considerando la sección transversal inmediatamente aguas arriba del puente.

$F_r$  = Número de Froude basado en la velocidad y profundidad al pie y justo aguas arriba del estribo.

$K_f$  = coeficiente de corrección por la forma del estribo. Cuadro ??.

$K_\theta$  = coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo, Figura 2.13.

Según Richardson[19], esta ecuación es aplicable cuando la relación longitud de estribo entre tirante de flujo es mayor que 25  $L/Y > 25$ .

**Modelo L.L. Lischvan-Ledevievs**

La socavación general de un río es aquella que se produce sobre el lecho en condiciones naturales; es decir, cuando las condiciones del cauce y flujo del río no han sido alterados por efectos de la instalación de alguna estructura como es el puente. cuya expresión matemática<sup>3</sup>, con un resumen descriptivo que se presenta a continuación:

$$H_s = \left( \frac{\alpha H_0^{5/3}}{0,68 b d_m^{0,28}} \right)^{\left( \frac{1}{1+x} \right)} \quad (2.3.23)$$

---

<sup>3</sup>Se encuentra en el libro: Mecánica de Suelos Tomo III Juárez Badillo



donde:

$H_0$  : Tirante medio del agua

$S$  : Pendiente del río

$n$  : Coeficiente de rugosidad de Manning

$u$  : Coeficiente de contracción igual a 0.91 para el presente caso

$d_m$  : Diámetro medio de las partículas del lecho del río

$b$  : Constante que depende de la probabilidad de ocurrencia del caudal

$1/(1+x)$ : Exponente que depende del diámetro medio de las partículas del lecho.

$h_s$ : Tirante medio de socavación.

$Z_g$ : Profundidad de socavación general.

### 2.3.2. Modelos Determinísticos

#### Modelos de Saint Venant Unidimensionales

Para la modelación de la programación de avenidas en ríos se deben resolver las ecuaciones de flujo variable en lamina libre o ecuaciones de Saint Venant, Estas ecuaciones se deducen Apartir de las leyes físicas de Conservación que rigen el flujo de fluido general.

Muchos problemas de hidráulica general, y hidráulica fluvial en concreto, tienen un carácter marcadamente unidimensional, Por otro Lado el estudio de la ecuaciones unidimensionales se puede seguir por dos caminos.

- Apartir de la ecuaciones bidimensionales suprimir las dependencias de la dimensión y, lo que equivaldría a hacer un promedio en la anchura; esto es factible para para cauces rectangulares.
- Deducir directamente las ecuaciones utilizando las leyes de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento.

Para el segundo camino se puede aplicar a cauces de sección arbitraria, incluso no prismático, mientras se pueda considerar cierta la hipótesis de unidimensionalidad.

Las ecuaciones de Saint Venant para canal no prismático que resultan son:

$$\frac{\partial}{\partial t}U + \frac{\partial}{\partial x}F = H \quad (2.3.24)$$

con:

$$U = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix}; F = \begin{pmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + gI_1 \end{pmatrix}; H = \begin{pmatrix} 0 \\ gI_2 + gA(S_0 - S_f) \end{pmatrix} \quad (2.3.25)$$

En canales prismáticos, canales rectangulares, donde el área es el ancho multiplicado por el calado las ecuaciones se pueden simplificar utilizando como variables Hidráulicas el calado y el caudal, resultando.

con.

$$U = \begin{pmatrix} h \\ hu \end{pmatrix}; F = \begin{pmatrix} hu \\ hu^2 + g\frac{h^2}{2} \end{pmatrix}; H = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_0 - S_f) \end{pmatrix} \quad (2.3.26)$$

Si las ecuaciones unidimensionales para cauces no prismáticos incorporamos la ecuación de continuidad de movimiento, podemos obtener otra forma de las mismas ecuaciones, la forma no conservativa, como:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.3.27)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) \quad (2.3.28)$$

### Modelos de Saint Venant bidimensionales

Las ecuaciones de Saint Venant se obtienen a partir de las leyes Físicas de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento, junto con la primera y segunda leyes de la termodinámica, de ellas para un fluido Newtoniano e isótropo se obtienen las

## 2.4. Características Fisiográficas y Parámetros de Forma

ecuaciones de Navier Stokes, particularizadas para describir las variables promediadas en un pequeño incremento de tiempo, se concentran las ecuaciones de Reynolds. Se puede escribir las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones en forma conservativa como:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \nabla F = H \quad (2.3.29)$$

Donde U es el vector de variables de flujo, F es el tensor de flujo y H es el termino independiente o termino fuente, que corresponden a las expresiones:

$$U = \begin{pmatrix} h \\ hu \\ hv \end{pmatrix}; F = \begin{pmatrix} hu & hv \\ hu^2 + g\frac{h^2}{2} & huv \\ huv & hv^2 + g\frac{h^2}{2} \end{pmatrix}; H = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{ox} - S_{fx}) \\ gh(S_{oy} - S_{fy}) \end{pmatrix} \quad (2.3.30)$$

Las ecuaciones de Saint Venant en forma conservativa presentan grandes ventajas a la hora de plantear esquemas de resolución que permitan obtener soluciones con discontinuidades, aparte que son la expresión mas directa de las leyes de conservación que gobiernan el fenómeno físico.

## 2.4. Características Fisiográficas y Parámetros de Forma

Se caracterizaron los parámetros geomorfológicos de la cuenca d unión del rio Chacco y Cuchihuaycco en los puntos de interés básicamente en función de la respuesta de la cuenca a la precipitación para el análisis de la escorrentía superficial se muestra en punto de interés en la Figura 2.14.

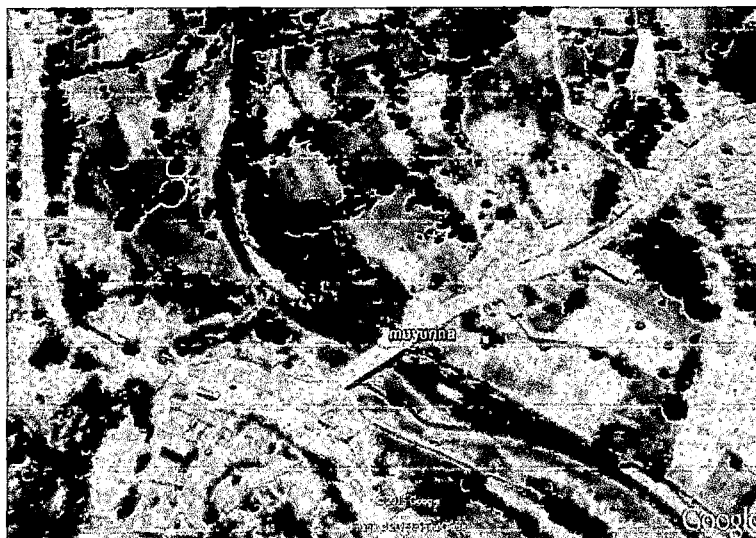


Figura 2.14: Ubicación del puente y punto de estudio

#### 2.4.1. Área (A):

Se refiere al área proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular, se obtiene después de delimitar la cuenca <sup>4</sup> se muestra en la figura la determinación de la cuenca en la Figura 2.15.



Figura 2.15: Forma y determinación de la cuenca Foramto TIM

---

<sup>4</sup>El libro de Hidróloga Máximo Villón Béjar - Pag. 23.[20]

### 2.4.2. Perímetro de la cuenca (P)

El perímetro de las microcuencas, está definido por la longitud de la línea de división de aguas, que se conoce como el "Divortium Acuarium", la unidad de medida es en Km <sup>5</sup>.

### 2.4.3. Longitud de cauce principal (L)

Recibe éste nombre, el mayor cauce longitudinal que tiene una cuenca determinada, es decir, el recorrido que realiza el río desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidades hasta un punto fijo, que puede ser una estación de aforo o desembocadura o punto de interés <sup>6</sup>.

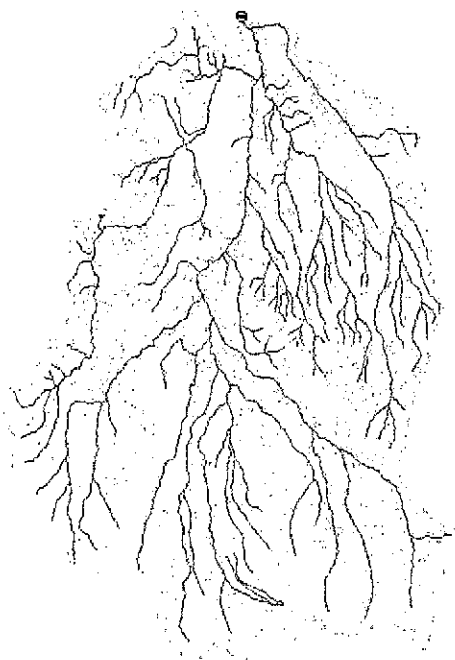


Figura 2.16: En la figura se muestra la proyección de los ríos

<sup>5</sup>El libro de Hidróloga Máximo Villón Béjar - Pag. 32.[20]

<sup>6</sup>El libro de Hidróloga Máximo Villón Béjar - Pag. 28.[20]

#### 2.4.4. Forma de la cuenca

Es la que determina la distribución de las descargas de agua a lo largo del curso principal o cursos principales, y es en gran parte responsable de las características de las crecientes que se presentan en la cuenca.

Es expresada por parámetros, tales como el Ancho Promedio, Coeficiente de Compacidad y el Factor de Forma <sup>7</sup>.

#### 2.4.5. Ancho promedio

Es la relación entre el área de la cuenca y la longitud mayor del curso del Río. La expresión es la siguiente:

$$Ap = \frac{A}{L} \quad (2.4.1)$$

Dónde:

$A_p$  = Ancho promedio de la cuenca o Unidad Hidrográfica (km)

$A$  = Área de la cuenca o Unidades Hidrográficas (km<sup>2</sup>)

$L$  = Longitud mayor del río (km)

#### 2.4.6. Pendiente media del curso principal (S)

Es la relación entre la diferencia de altitudes del cauce principal y la proyección horizontal del mismo. Su influencia en el comportamiento hidrológico se refleja en la velocidad de las aguas en el cauce, lo que a su vez determina la rapidez de respuesta de la cuenca ante eventos pluviales intensos y la capacidad erosiva de las aguas como consecuencia de su energía cinética. Se ha determinado la pendiente del cauce principal del río Chacco y para cada una de las Unidades Hidrográficas seleccionadas que la conforman, expresado en porcentaje %.

---

<sup>7</sup>El libro de Hidróloga Máximo Villón Béjar - Pag. 39.[20]

### 2.4.7. Coeficiente de compacidad $K_c$

El Coeficiente de Compacidad ( $K_c$ , adimensional), o Índice de Gravelious, constituye la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de una circunferencia cuya área - igual a la de un círculo - es equivalente al área de la cuenca en estudio, se determina mediante la siguiente expresión <sup>8</sup>.

$$K_c = 0,28 \frac{P}{A^{1/2}} \quad (2.4.2)$$

Dónde:

$K_c$  = Coeficiente de compacidad

P = Perímetro de la cuenca (Km)

A = Área de la cuenca (Km<sup>2</sup>)

Este coeficiente define la forma de la cuenca, respecto a la similitud con formas redondas, dentro de rangos que se muestran a continuación (FAO, 1985):

- **Clase  $K_{c1}$ :** Rango entre 1 y 1.25 corresponde a forma redonda a oval redonda.
- **Clase  $K_{c2}$ :** Rango entre 1.25 y 1.5 corresponde a forma oval redonda a oval oblonga..
- **Clase  $K_{c3}$ :** Rango entre 1.5 y 1.75 corresponde a forma oval oblonga a rectangular oblonga.

Una cuenca se aproximará a una forma circular cuando el valor  $K_c$  se acerque a la unidad. Cuando se aleja de la unidad, presenta una forma más irregular en relación al círculo.

---

<sup>8</sup>El libro de Hidróloga Máximo Villón Béjar - Pag. 41.[20]

### 2.4.8. Factor de Forma $F_f$

El Factor de Forma ( $F_f$ , adimensional), es otro índice numérico con el que se puede expresar la forma y la mayor o menor tendencia a crecientes de una cuenca, en tanto la forma de la cuenca hidrográfica afecta los hidrogramas de esorrentía y las tasas de flujo máximo.

El Factor de Forma tiene la siguiente expresión:

$$F_f = \frac{A_m}{L} = \frac{A}{L^2} \quad (2.4.3)$$

Donde:

$F_f$  = Factor de forma

$A_m$  = Ancho medio de la cuenca (km)

$L$  = Longitud del curso más largo (km)

$A$  = Área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

Una cuenca con factor de forma bajo, está sujeta a menos crecientes que otra del mismo tamaño pero con factor de forma mayor. Con este valor de  $F_f = 0.23$ , la cuenca del río Chacco en el punto de captación, no estaría sujeta a crecientes continuas.

### 2.4.9. Altitud Media de la Cuenca (H)

La Altitud Media (H) de una cuenca es importante por la influencia que ejerce sobre la precipitación, sobre las pérdidas de agua por evaporación, transpiración y consecuentemente sobre el caudal medio. Se calcula midiendo el área entre los contornos de las diferentes altitudes características consecutivas de la cuenca; en la altitud media, el 50 % del área está por encima de ella y el otro 50 % por debajo de ella.



#### 2.4.10. Parámetros de Drenaje:

Es otra característica importante en el estudio de una cuenca, ya que manifiesta la eficiencia del sistema de drenaje en el escurrimiento resultante, es decir la rapidez con que desaloja la cantidad de agua que recibe. La forma de drenaje, proporciona también indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca.

El Sistema o Red de Drenaje de una cuenca está conformado por un curso de agua principal y sus tributarios; observándose por lo general, que cuanto más largo sea el curso de agua principal, más llena de bifurcaciones será la red de drenaje. La definición de los parámetros de drenaje se presenta a continuación:

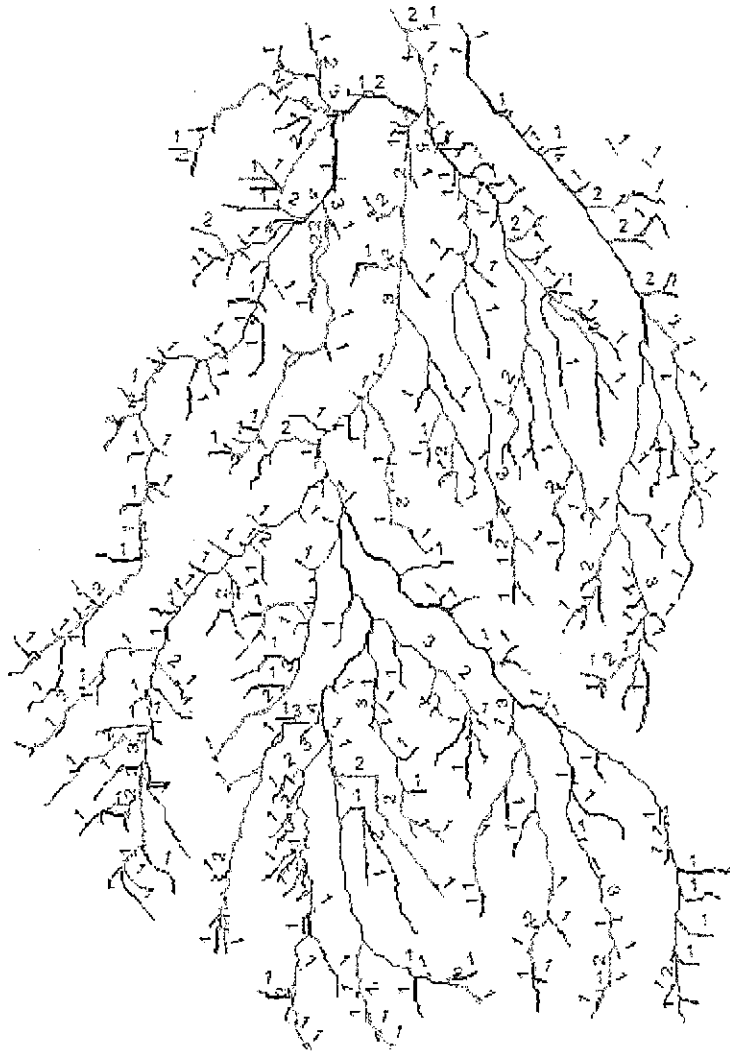


Figura 2.17: En la figura se muestra El numero de orden

### 2.4.11. Pendiente media del río ( $I_c$ )

El agua superficial concentrada en los lechos fluviales escurre con una velocidad que depende directamente de la declividad de éstos, así a mayor declividad habrá mayor velocidad de escurrimiento.

La pendiente media del río es un parámetro empleado para determinar la declividad de un curso de agua entre dos puntos. Se determina mediante la siguiente relación:

$$I_c = \frac{H_{\text{máx}} - H_{\text{mín}}}{1000 * L} \quad (2.4.4)$$

Siendo:

$I_c$  = Pendiente media del río.

$L$  = Longitud del río (Km)

# Capítulo 3

## Materiales y Métodos

### 3.1. Parámetros Morfométricos de la Cuenca

En resumen se aprecian los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Chacco para el proyecto de estudio junto a la curva Hipsométrica & Frecuencia de Altitudes de curva en la Figura 3.1, También se presentan los Parámetros Morfométricos en la tabla 3.1.

∴

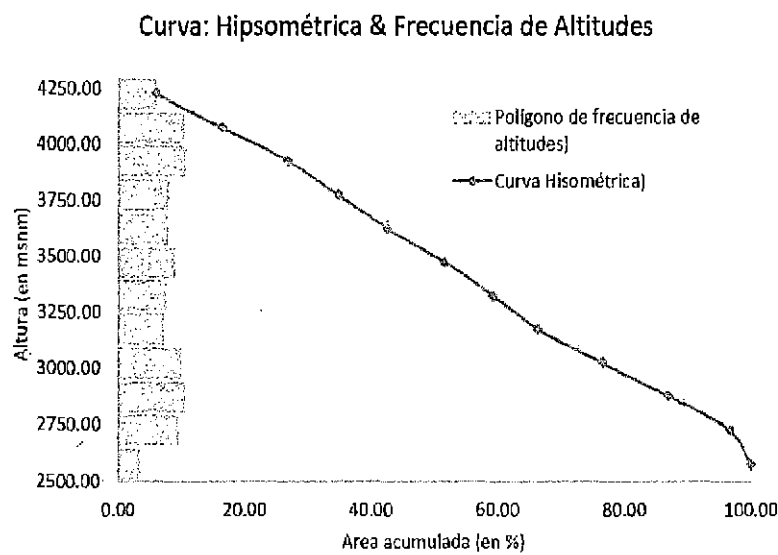


Figura 3.1: Curva: Hipsométrica & Frecuencia de Altitudes

### 3.1. Parámetros Morfométricos de la Cuenca

Cuadro 3.1: Parámetros Morfométricos de la Cuenca

DESCRIPCIÓN	UND	VALOR
Superficie		
Area	km <sup>2</sup>	409.22
Perímetro de la cuenca	km	94.59
Coefficiente de Compacidad (Gravelius)	1	1.32
Ancho Medio	Km	11.72
Radio de Circularidad	1	0.57
Factor de Forma	1	0.34
Cotas		
Cota máxima	msnm	4300
Cota mínima	msnm	2500
Centroide (PSC:wgs 1984 UTM Zone 18S)		
X centroide	m	587247.64
Y centroide	m	8536583.67
Z centroide	msnm	3494.42
Altitud		
Altitud media	msnm	3494.42
Altitud más frecuente	msnm	4075.00
Altitud de frecuencia media (1/2)	msnm	3528.61
Pendiente		
pendiente promedio de la cuenca	%	17.83
De la Red Hídrica		
Longitud del curso principal	km	34.91
Orden de la Red Hídrica	UND	5
Longitud de la red hídrica	km	531.79
Pendiente Promedio de la Red Hídrica	%	1.82
Parámetros Generados		
Tiempo de concentración	horas	3.20
pendiente del cauce prinpal	m/km	51.56

(Fuente: Elaboración Propia)

## 3.2. Hidrograma de máximas avenidas

### 3.2.1. Reconocimiento de la Estaciones Pluviométricas

Se ha realizado un reconocimiento de las estaciones, principalmente las pluviométricas a fin de conocer su ubicación, su operatividad, la forma de realizar aforos y también los cálculos realizados en la toma de datos. Las estaciones Pluviométricas existentes en las cuencas cercanas con funcionamiento a la fecha son: Allpachaca, Chiara, Putacca, Huamanga y Tambillo, entre otros, el cual es operado y administrado por el SENAMHI, siendo la estación más cercana la de Huamanga.

Para el cálculo de máximas avenidas para el diseño del puente Interconexión Muyurina se usó la siguiente información pluviométrica:

Cuadro 3.2: Relación de Estaciones Pluviometricas

Nº	ESTACION	LONGITUD			LATITUD			ALTURA msnm	PERIODO	
		G	M	S	G	M	S			
1	HUAMANGA	74°	13.0'	0.0'	13°	8.0'	0.0'	2,772.0	1962	2007
2	ALLPACHACA	74°	16.0'	0.0'	13°	23.0'	19.0'	3,550.0	1992	2010
3	CHIARA	74°	12.0'	27.0'	13°	16.0'	0.0'	3,400.0	1993	2010
4	PUTACCA	74°	21.0'	13.0'	13°	23.0'	37.0'	3,550.0	1991	2010
5	TAMBILLO	74°	6.0'	19.0'	13°	12.0'	54.0'	3,250.0	1991	2010

(Fuente: SENAMHI - GRA)

### 3.2.2. Prueba de Ajuste de la serie de datos Pluviométricos

Los sistemas hidrológicos son eventualmente afectados por eventos extremos, tormentas severas, crecientes, etc. La magnitud del evento extremo se relaciona con la frecuencia de ocurrencia mediante una distribución de probabilidades.

#### Prueba de Ajuste de Smirnov - Kolmogorov

Consiste en comparar las diferencias existentes entre la probabilidad de los datos agrupados y la probabilidad ajustada, tomando la distancia más grande entre el

valor observado y la curva del modelo:

$$\Delta = \max. |F_{(x)} - P_{(x)}| \quad (3.2.1)$$

Donde:

$\Delta$  : Estadístico, diferencia máxima entre probabilidad empírica y ajustada

$F(x)$  : probabilidad de la bondad de ajuste

$P(x)$  : Probabilidad de los datos no agrupados

El estadístico  $\Delta$  tiene una distribución muestral. Si  $\Delta_0$  es un valor crítico para un valor  $\alpha$  seleccionado, se tiene que:

$$P(\max. |F_{(x)} - P_{(x)}| \geq \Delta_0) = \alpha \quad (3.2.2)$$

Presentado de la otra manera  $\Delta_0 > \Delta$ :

Los valores críticos del estadístico  $\Delta_0$ , se obtiene de tablas elaborados función al tamaño de muestra, para un nivel de significancia de 0.05, o al 95 % de probabilidad, o en todo caso se calcula con la siguiente en relación:

$$\Delta_0 = \frac{1,36}{N^{0,5}} \quad (3.2.3)$$

Si se cumple que delta tabular  $\Delta$  es menor que el delta teórico  $\Delta_0$ , se construye la curva teórica de la serie considerada.

### Distribución de probabilidades

Los métodos estadísticos se basan en la existencia de una serie de datos de eventos extremos, los que son sometidos a un análisis de frecuencias, lo que implica se efectúe el ajuste por las diferentes distribuciones teóricas a una determinada muestra, para comparar y decidir cuál de ellas se aproxima a la mejor distribución empírica.

Las distribuciones teóricas más comunes para el análisis de máximas avenidas son: Gumbel I, Normal y Log Normal.

### 1. *Distribución teórica de la serie Gumbel Tipo I*

La función de distribución doble exponencial de valores extremos, llamada también distribución Gumbel Tipo I, en su forma acumulativa está definido como:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\mu)}} \quad (3.2.4)$$

Donde:

$F(x)$ : Distribución de probabilidad de los valores extremos "x"

$\alpha$ : Parámetro de escala

$\mu$ : Parámetro de localización.

Aplicando el método de los momentos en la estimación de los parámetros, arriba indicados, se obtiene:

$$B = X_m - 0,45\sigma \quad (3.2.5)$$

$$A = \frac{1,281}{\sigma} \quad (3.2.6)$$

Donde:  $X_m$ : Media de la muestra  $\sigma$ : Desviación estándar de la muestra

### 2. *Distribución teórica de la serie Normal*

La función de distribución normal, llamada también distribución gaussiana, en su forma acumulativa está definido como:

$$F(z) = \left(\frac{1}{2\pi}\right)^{0,5} e^{-\frac{z^2}{2}} \quad (3.2.7)$$

$$Z = \frac{X - X_m}{S} \quad (3.2.8)$$

Donde:

$F(z)$ : Función densidad normal.

S: Parámetro de escala (desviación estándar).

X: Variable independiente.

$X_m$ : Parámetro de localización (media aritmética).

### 3. Distribución teórica de la serie Log Normal

La función de distribución log normal, en su forma acumulativa está definido como:

$$Y = \ln X \quad (3.2.9)$$

$$Z = \frac{Y - Y_m}{S} \quad (3.2.10)$$

$$F(z) = \left[ \frac{1}{(2\pi)^{0,5}} \right] e^{\left(\frac{-z^2}{2}\right)} \quad (3.2.11)$$

Donde:

$F(z)$  : Función densidad normal.

S : Parámetro de escala (desviación estándar).

Y : Variable independiente.

$Y_m$  : Parámetro de localización (media aritmética).

### 4. Precipitación máxima en 24Hras

El estudio de las precipitaciones máximas es necesario para múltiples aplicaciones. Para el análisis Hidrológico es la estimación de avenidas necesario para conocer el valor máximo de precipitación probable registrada para un determinado período de retorno. Para nuestro análisis se muestran los datos de las precipitaciones máximas en 24Hrs para las estaciones aledañas a la cuenca:

Precipitación Maxima en 24 Hrs de Cada Año (mm) en la tabla 3.3 3.4 3.5 3.6, copiados apartir de la hoja excel se tiene:

Acontinuacion se presentara las precipitaciones máximas de 24hras



### 3.2. Hidrograma de máximas avenidas

Cuadro 3.3: Registro de Precipitación Maxima en 24 Hrs de Cada Año (mm)-Allpachaca

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1992	45.70	22.20	19.60	17.00	0.00	3.90	11.70	1.30	0.00	18.30	3.90	45.70	45.70
1993	27.40	28.70	57.40	17.00	18.30	3.90	10.40	10.40	10.40	18.30	13.10	31.30	57.40
1994	14.40	35.90	18.30	18.30	14.40	1.30	0.00	3.90	9.10	5.20	13.10	14.20	35.90
1995	20.20	34.50	34.10	17.60	5.50	2.20	8.50	1.30	10.30	29.20	21.40	15.80	34.50
1996	38.10	27.70	31.50	12.00	4.70	1.80	2.30	8.00	8.50	20.40	10.40	21.00	38.10
1997	26.10	17.00	28.30	7.80	4.20	0.00	2.50	11.00	14.20	6.00	20.20	22.80	28.30
1998	35.20	12.50	20.90	10.40	1.30	4.40	0.00	9.70	7.20	8.90	9.40	20.60	35.20
1999	21.10	18.80	14.60	11.50	7.40	3.70	3.90	S/D	20.40	7.50	13.90	11.10	21.10
2000	26.80	41.90	17.30	8.00	21.50	8.30	7.40	22.50	6.80	15.40	11.50	18.50	41.90
2001	26.50	20.50	28.50	8.80	11.70	3.00	4.90	10.60	8.10	8.10	18.20	19.30	28.50
2002	20.00	20.30	28.50	9.00	3.20	2.20	10.30	4.70	10.70	12.50	19.33	27.20	28.50
2003	25.40	12.90	19.00	12.80	14.30	0.00	2.00	6.80	11.40	4.60	8.50	24.30	25.40
2004	28.20	23.00	22.00	19.00	5.00	19.00	16.00	6.00	36.00	1.80	14.10	23.20	36.00
2005	15.60	21.20	25.80	7.90	2.50	0.00	7.00	15.20	23.70	10.50	10.50	27.60	27.60
2006	25.40	24.20	28.20	12.60	0.00	2.90	0.00	7.00	4.10	22.50	18.20	16.10	28.20
2007	17.30	30.00	43.50	8.00	12.80	0.00	3.70	0.00	5.30	8.80	10.50	28.50	43.50
2008	16.60	26.00	28.90	4.80	13.40	5.40	1.40	1.50	22.50	21.20	17.00	17.50	28.90
2009	19.10	28.00	12.80	17.30	6.00	0.00	6.00	3.00	1.50	16.30	15.00	14.80	28.00
2010	37.40	28.50	20.00	8.50	7.00	0.40	5.90	6.00	11.80	13.20	4.00	25.60	37.40

(Fuente: SENAMHI - GRA : Estación Allpachaca)

Cuadro 3.4: Registro de Precipitación Maxima en 24 Hrs de Cada Año (mm)-Chiara

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1993	0.00	25.00	26.40	20.40	9.20	4.00	4.00	6.60	16.50	15.20	31.00	16.50	31.00
1994	30.30	23.70	20.40	6.60	4.00	2.00	0.00	3.30	8.60	18.50	19.10	15.80	30.30
1995	22.40	15.80	18.50	7.80	3.30	2.50	2.90	5.40	11.70	12.40	20.40	8.60	22.40
1996	14.50	21.10	27.90	21.90	1.30	1.30	5.30	6.70	7.10	8.00	4.00	11.30	27.90
1997	21.10	23.70	12.00	10.30	2.60	1.30	S/D	10.30	8.60	8.60	14.60	18.10	23.70
1998	23.90	13.80	18.50	6.60	4.90	7.90	S/D	S/D	4.00	5.30	13.20	21.10	23.90
1999	18.70	23.30	24.40	11.20	4.20	4.00	6.60	S/D	12.50	10.80	17.80	17.92	24.40
2000	19.11	14.10	13.84	1.98	3.30	5.67	13.58	7.91	3.69	16.74	6.46	14.50	19.11
2001	37.96	20.30	21.48	15.82	12.39	3.03	6.19	7.91	3.43	15.03	14.50	11.86	37.96
2002	14.37	20.30	17.79	7.12	11.86	4.22	9.09	9.60	12.92	27.28	21.62	10.02	27.28
2003	8.30	30.20	28.50	23.50	6.00	0.00	0.70	10.20	6.10	3.90	23.50	15.00	30.20
2004	7.60	23.60	11.60	7.60	5.90	3.70	9.40	10.40	8.80	9.60	12.00	25.50	25.50
2005	23.30	15.90	19.40	18.60	7.30	0.00	2.90	8.40	8.20	19.60	17.80	27.30	27.30
2006	26.00	25.50	23.10	8.60	0.00	5.50	0.00	20.00	3.50	18.00	13.00	14.00	26.00
2007	17.50	22.00	20.60	3.80	3.60	0.00	1.30	0.00	2.00	11.90	6.40	15.20	22.00
2008	17.90	18.40	9.50	13.10	4.00	2.50	0.00	2.10	8.60	18.00	4.00	18.00	18.40
2009	22.40	24.00	14.30	16.80	20.60	1.80	7.20	1.00	2.40	8.80	19.20	13.80	24.00
2010	28.10	20.00	13.20	10.80	6.20	5.20	0.00	8.80	6.50	16.00	8.00	17.00	28.10

(Fuente: SENAMHI - GRA : Estación Chiara)

## 3.2. Hidrograma de máximas avenidas

Cuadro 3.5: Registro de Precipitación Maxima en 24 Hrs de Cada Año (mm)-Putacca

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1991	S/D	20.80	27.30	10.30	9.50	4.00	3.80	0.00	10.50	12.50	12.50	12.00	27.30
1992	13.50	23.50	6.80	5.50	0.00	3.50	9.30	20.30	5.50	16.30	18.50	22.00	23.50
1993	24.00	25.30	19.90	7.50	16.40	2.00	10.30	6.90	6.20	15.00	22.30	31.80	31.80
1994	21.00	21.80	29.00	19.90	12.30	23.30	0.00	0.00	3.50	7.50	10.70	21.00	29.00
1995	25.80	37.10	28.10	19.20	1.50	4.90	7.00	3.20	17.10	10.60	21.00	18.50	37.10
1996	35.40	32.20	30.80	22.30	9.20	0.60	2.10	11.20	7.70	23.10	13.40	24.50	35.40
1997	27.30	43.40	25.90	16.20	12.60	0.00	1.70	15.40	11.20	16.50	22.00	31.60	43.40
1998	39.20	19.00	23.80	25.90	1.40	8.70	0.00	17.10	0.00	13.20	16.20	16.10	39.20
1999	17.90	32.10	21.70	45.10	3.90	7.30	5.90	0.70	19.50	20.20	14.00	16.00	45.10
2000	33.60	45.92	25.48	8.96	30.38	26.88	6.44	6.44	5.88	20.30	10.08	32.76	45.92
2001	23.24	22.54	24.00	12.04	15.68	9.80	7.28	3.50	5.88	8.12	23.38	35.70	35.70
2002	15.96	23.38	17.22	10.08	6.58	1.40	17.22	6.90	29.10	26.32	20.58	8.80	29.10
2003	21.50	18.50	19.00	12.50	6.60	0.10	1.90	10.20	7.60	5.40	18.60	8.80	21.50
2004	7.70	19.10	35.10	6.60	4.40	5.50	8.40	4.60	20.80	15.30	7.60	16.70	35.10
2005	31.40	17.70	13.50	12.90	20.80	0.00	8.60	10.50	21.30	12.80	6.60	27.70	31.40
2006	17.90	29.70	21.30	10.80	3.20	3.00	0.00	16.70	6.10	19.80	15.50	16.30	29.70
2007	19.80	15.30	19.50	16.50	4.60	1.20	5.70	1.70	4.40	11.70	9.20	29.00	29.00
2008	21.56	39.06	23.94	8.40	13.58	7.00	2.52	1.96	35.00	53.34	14.56	26.60	53.34
2009	41.60	28.60	11.20	7.50	5.10	2.40	15.50	2.10	4.70	18.70	15.90	23.30	41.60
2010	34.60	16.40	15.50	10.50	2.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	34.60

(Fuente: SENAMHI - GRA : Estación Putacca)

Cuadro 3.6: Registro de Precipitación Maxima en 24 Hrs de Cada Año (mm)-Tambillo

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1992	21.20	35.30	24.39	17.50	3.10	11.10	10.00	15.50	12.74	12.80	14.00	14.00	35.30
1993	29.96	37.90	15.30	16.52	5.60	7.00	5.88	9.10	21.00	10.80	19.60	25.90	37.90
1994	21.40	27.40	52.20	25.20	2.10	4.50	10.00	6.00	5.30	7.80	16.10	18.20	52.20
1995	16.20	16.50	17.40	24.50	5.30	1.00	7.80	4.50	7.30	16.10	16.00	22.40	24.50
1996	21.70	15.40	28.30	14.10	7.00	1.40	0.30	8.10	12.20	17.90	8.50	14.40	28.30
1997	21.30	41.70	19.90	14.80	2.80	0.00	3.10	12.20	15.10	23.50	27.70	27.00	41.70
1998	31.20	24.90	21.40	18.50	2.10	8.40	0.00	0.60	16.80	13.40	7.60	15.10	31.20
1999	28.60	20.90	16.50	5.30	0.30	1.60	1.80	0.00	12.10	8.50	14.40	26.90	28.60
2000	15.08	41.47	16.38	5.20	20.80	9.75	16.64	1.30	3.38	15.99	7.28	14.82	41.47
2001	22.10	13.26	27.95	11.31	15.99	5.33	11.31	7.15	5.20	11.05	48.49	9.10	48.49
2002	17.16	28.08	41.08	12.48	6.63	1.82	13.26	5.50	13.91	8.45	11.96	23.79	41.08
2003	21.50	38.40	17.00	19.50	5.40	0.00	0.00	14.30	4.00	1.90	4.60	25.50	38.40
2004	12.20	27.90	14.50	6.30	5.60	2.40	15.80	5.50	14.20	15.30	22.40	25.20	27.90
2005	29.20	18.00	47.00	8.30	0.20	0.00	3.50	1.50	8.20	12.50	14.20	26.40	47.00
2006	21.50	13.50	20.20	18.20	1.50	1.50	0.00	6.70	3.80	20.50	8.00	10.20	21.50
2007	17.16	17.68	20.41	27.04	2.47	0.00	14.69	1.04	8.19	19.50	10.14	24.44	27.04
2008	14.69	17.68	17.60	3.50	4.60	2.00	0.00	0.91	8.06	6.76	9.62	18.33	18.33
2009	25.40	21.10	15.60	19.10	12.90	0.00	4.20	0.20	6.60	8.20	17.20	17.60	25.40
2010	25.50	13.00	19.90	7.10	5.20	0.00	0.00	7.50	6.30	14.20	7.80	21.10	25.50

(Fuente: SENAMHI - GRA : Estación Tambillo)

5. *Resumen de Precipitación máxima en 24Hras*

Apartir de los cuadros 3.3 3.4 3.5 3.6, Se han elaborado la tabla de resumen de las precipitaciones máximas y se indica en el cuadro 3.7 Para lo cual se tuvo que obtener los resultados de las estaciones que se indicaron anteriormente: Aplicando de la prueba de ajuste y distribución de probabilidades de las tres funciones.

Cuadro 3.7: Resumen de Precipitación Maxima en 24 Hrs de Cada Año (mm)

N ro	AÑO	ALLPACHACA 3550 m.s.n.m.	CHIARA 3400 m.s.n.m.	PUTACCA 3550 m.s.n.m.	TAMBILLO 3250 m.s.n.m.
1	1991			27.30	
2	1992	45.70		23.50	35.30
3	1993	57.40		31.80	37.90
4	1994	35.90	31.00	29.00	52.20
5	1995	34.50	30.30	37.10	24.50
6	1996	38.10	22.40	35.40	28.30
7	1997	28.30	27.90	43.40	41.70
8	1998	35.20	23.70	39.20	31.20
9	1999	21.10	23.90	45.10	28.60
10	2000	41.90	24.40	45.92	41.47
11	2001	28.50	19.11	35.70	48.49
12	2002	28.50	37.96	29.10	41.08
13	2003	25.40	27.28	21.50	38.40
14	2004	36.00	30.20	35.10	27.90
15	2005	27.60	25.50	31.40	47.00
16	2006	28.20	27.30	29.70	21.50
17	2007	43.50	26.00	29.00	27.04
18	2008	28.90	22.00	53.34	18.33
19	2009	28.00	18.40	41.60	25.40
20	2010	37.40	24.00	34.60	25.50

(Fuente: SENAMHI - GRA : Elaboración propia)

6. *Distribución de Probabilidades y Prueba de ajuste Para cada estación*

- Estación Allpachaca

Cuadro 3.8: Distribución de Probabilidades y Prueba de ajuste de Smirnov-Colmogorov, Estación Allpachaca

N°	P max	A. z.	f(x)= Ln(x)	weibull	Gumbel		Normal		Log-Normal	
				f(x)= i/(n+1)	F(x)	f(x)-F(x)	F(x)	f(x)-F(x)	F(x)	f(x)-F(x)
1	45.70	21.10	3.049	0.050	0.020	0.030	0.065	0.015	0.029	0.021
2	57.40	25.40	3.235	0.100	0.125	0.025	0.154	0.054	0.131	0.031
3	35.90	27.60	3.318	0.150	0.223	0.073	0.222	0.072	0.218	0.068
4	34.50	28.00	3.332	0.200	0.244	0.044	0.236	0.036	0.236	0.036
5	38.10	28.20	3.339	0.250	0.254	0.004	0.243	0.007	0.246	0.004
6	28.30	28.30	3.343	0.300	0.259	0.041	0.247	0.053	0.250	0.050
7	35.20	28.50	3.350	0.350	0.269	0.081	0.254	0.096	0.260	0.090
8	21.10	28.50	3.350	0.400	0.269	0.131	0.254	0.146	0.260	0.140
9	41.90	28.90	3.364	0.450	0.291	0.159	0.269	0.181	0.279	0.171
10	28.50	34.50	3.541	0.500	0.584	0.084	0.513	0.013	0.560	0.060
11	28.50	35.20	3.561	0.550	0.616	0.066	0.545	0.005	0.593	0.043
12	25.40	35.90	3.581	0.600	0.646	0.046	0.577	0.023	0.624	0.024
13	36.00	36.00	3.584	0.650	0.650	0.000	0.582	0.068	0.629	0.021
14	27.60	37.40	3.622	0.700	0.705	0.005	0.644	0.056	0.687	0.013
15	28.20	38.10	3.640	0.750	0.729	0.021	0.673	0.077	0.714	0.036
16	43.50	41.90	3.735	0.800	0.836	0.036	0.813	0.013	0.832	0.032
17	28.90	43.50	3.773	0.850	0.868	0.018	0.859	0.009	0.868	0.018
18	28.00	45.70	3.822	0.900	0.903	0.003	0.908	0.008	0.907	0.007
19	37.40	57.40	4.050	0.950	0.982	0.032	0.996	0.046	0.988	0.038
N	19	$\Delta_{\text{máx}} =$	0.312		$\Delta_{\text{máx}} =$	0.159	$\Delta_{\text{máx}} =$	0.181	$\Delta_{\text{máx}} =$	0.171

(Fuente: Elaboración propia)

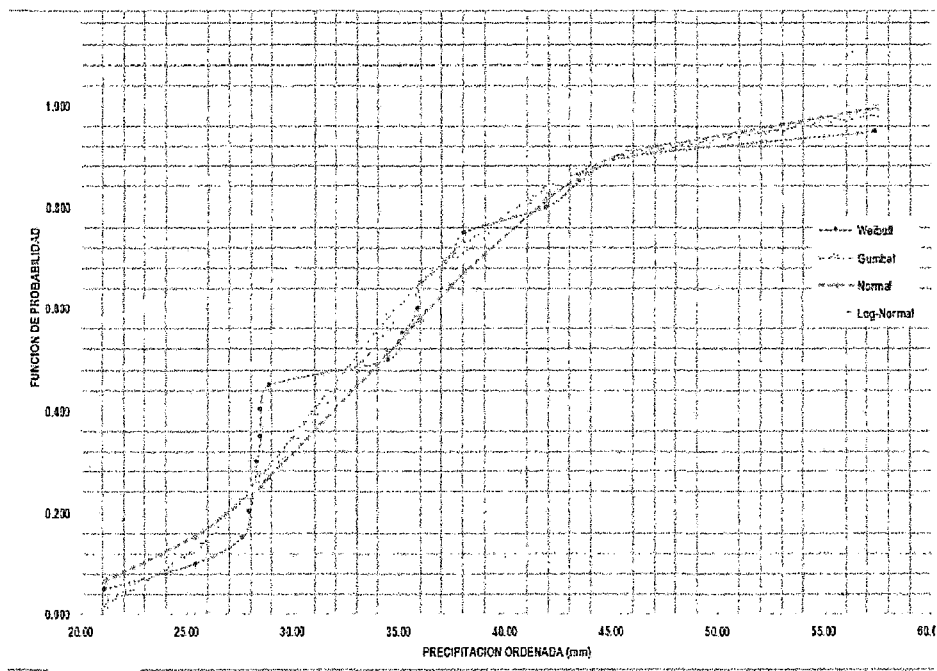


Figura 3.2: Ajuste de Distribucion de Probabilidad Empirica y Teorica Estacion Allpachaca

Enseguida la estación Chiara

■ Estación Chiara

Cuadro 3.9: Distribución de Probabilidades y Prueba de ajuste de Smirnov-Colmogorov, Estación Chiara

Nº	P <sub>max</sub>	A. z.	f(x)= Ln(x)	weibull	Gumbel		Normal		Log-Normal	
				f(x)= i/(n+1)	F(x)	f(x)-F(x)	F(x)	f(x)-F(x)	F(x)	f(x)-F(x)
1	31.00	18.40	2.912	0.053	0.009	0.043	0.049	0.004	0.028	0.024
2	30.30	19.11	2.950	0.105	0.021	0.084	0.067	0.039	0.046	0.060
3	22.40	22.00	3.091	0.158	0.177	0.019	0.190	0.032	0.188	0.030
4	27.90	22.40	3.109	0.211	0.212	0.001	0.214	0.003	0.217	0.006
5	23.70	23.70	3.165	0.263	0.338	0.075	0.304	0.041	0.322	0.059
6	23.90	23.90	3.174	0.316	0.358	0.043	0.319	0.003	0.339	0.024
7	24.40	24.00	3.178	0.368	0.369	0.000	0.327	0.041	0.348	0.020
8	19.11	24.40	3.195	0.421	0.409	0.012	0.359	0.062	0.384	0.037
9	37.96	25.50	3.239	0.474	0.517	0.044	0.450	0.023	0.482	0.008
10	27.28	26.00	3.258	0.526	0.563	0.037	0.493	0.033	0.526	0.000
11	30.20	27.28	3.306	0.579	0.668	0.089	0.602	0.023	0.633	0.054
12	25.50	27.30	3.307	0.632	0.670	0.038	0.604	0.028	0.634	0.003
13	27.30	27.90	3.329	0.684	0.712	0.028	0.652	0.032	0.680	0.004
14	26.00	28.10	3.336	0.737	0.725	0.012	0.668	0.069	0.694	0.043
15	22.00	30.20	3.408	0.789	0.835	0.046	0.813	0.023	0.821	0.031
16	18.40	30.30	3.411	0.842	0.839	0.003	0.818	0.024	0.826	0.016
17	24.00	31.00	3.434	0.895	0.866	0.029	0.855	0.039	0.857	0.038
18	28.10	37.96	3.636	0.947	0.979	0.032	0.995	0.047	0.987	0.039
N	18	Δ <sub>máx</sub> =	0.321		Δ <sub>máx</sub> =	0.089	Δ <sub>máx</sub> =	0.069	Δ <sub>máx</sub> =	0.060

(Fuente: Elaboración propia)

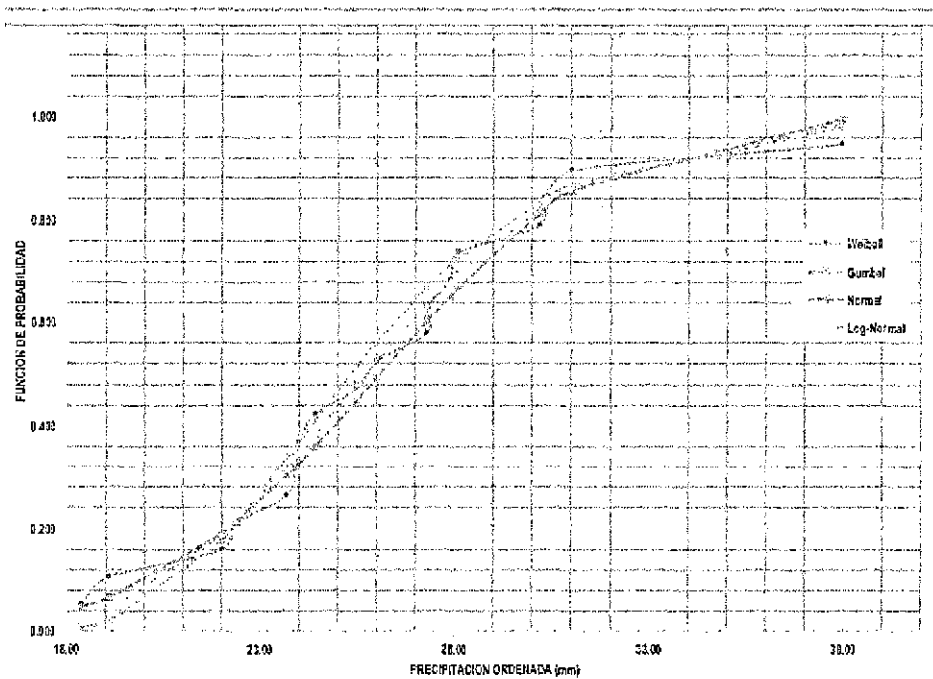


Figura 3.3: Ajuste de Distribucion de Probabilidad Empirica y Teorica Estacion Chiara

■ Estación Putacca

Cuadro 3.10: Distribución de Probabilidades y Prueba de ajuste de Smirnov-Colmogorov, Estación Putacca

N°	P max	A. z.	f(x)= Ln(x)	weibull	Gumbel		Normal		Log-Normal	
				f(x)= i/(n+1)	F(x)	f(x)-F(x)	F(x)	f(x)-F(x)	F(x)	f(x)-F(x)
1	27.30	21.50	3.068	0.050	0.008	0.042	0.047	0.003	0.023	0.027
2	23.50	23.50	3.157	0.100	0.031	0.069	0.077	0.023	0.053	0.047
3	31.80	27.30	3.307	0.150	0.150	0.000	0.171	0.021	0.168	0.018
4	29.00	29.00	3.367	0.200	0.235	0.035	0.230	0.030	0.242	0.042
5	37.10	29.00	3.367	0.250	0.235	0.015	0.230	0.020	0.242	0.008
6	35.40	29.10	3.371	0.300	0.240	0.060	0.234	0.066	0.246	0.054
7	43.40	29.70	3.391	0.350	0.274	0.076	0.257	0.093	0.275	0.075
8	39.20	31.40	3.447	0.400	0.372	0.028	0.330	0.070	0.361	0.039
9	45.10	31.80	3.459	0.450	0.396	0.054	0.348	0.102	0.382	0.068
10	45.92	34.60	3.544	0.500	0.553	0.053	0.483	0.017	0.526	0.026
11	35.70	35.10	3.558	0.550	0.579	0.029	0.508	0.042	0.551	0.001
12	29.10	35.40	3.567	0.600	0.594	0.006	0.523	0.077	0.566	0.034
13	21.50	35.70	3.575	0.650	0.608	0.042	0.538	0.112	0.580	0.070
14	35.10	37.10	3.614	0.700	0.672	0.028	0.606	0.094	0.644	0.056
15	31.40	39.20	3.669	0.750	0.752	0.002	0.702	0.048	0.729	0.021
16	29.70	41.60	3.728	0.800	0.824	0.024	0.797	0.003	0.807	0.007
17	29.00	43.40	3.770	0.850	0.865	0.015	0.854	0.004	0.854	0.004
18	53.34	45.10	3.809	0.900	0.895	0.005	0.897	0.003	0.889	0.011
19	41.60	45.92	3.827	0.950	0.907	0.043	0.914	0.036	0.903	0.047
20	34.60	53.34	3.977	1.000	0.971	0.029	0.989	0.011	0.974	0.026
N	20	$\Delta_{m\acute{a}x} =$	0.304		$\Delta_{m\acute{a}x} =$	0.077	$\Delta_{m\acute{a}x} =$	0.081	$\Delta_{m\acute{a}x} =$	0.058

(Fuente: Distribución de Probabilidades y Prueba de ajuste de Smirnov-Colmogorov, Estación Putacca)

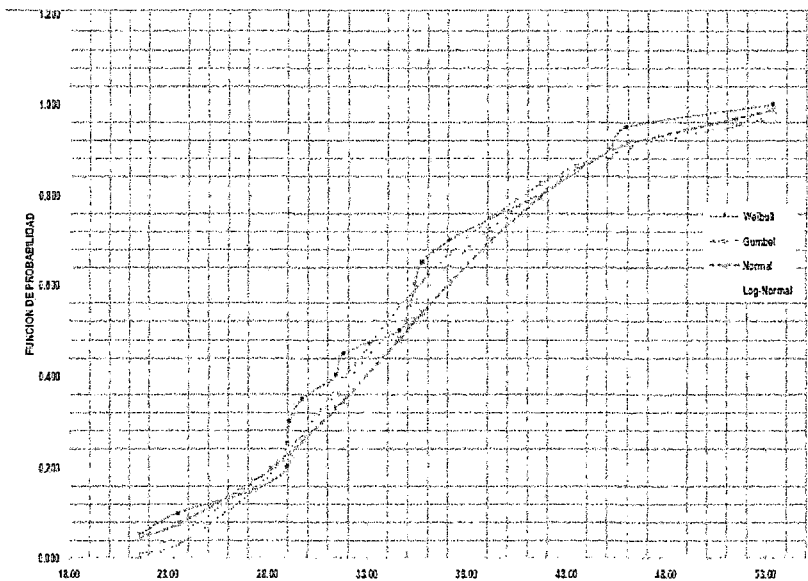


Figura 3.4: Ajuste de Distribucion de Probabilidad Empirica y Teorica Estacion Putacca

Enseguida la estación Tambillo

- Estación Tambillo

Cuadro 3.11: Distribución de Probabilidades y Prueba de ajuste de Smirnov-Colmogorov, Estación Tambillo

N°	P max	A. z.	f(x)= Ln(x)	weibull	Gumbel		Normal		Log-Normal	
				f(x)= i/(n+1)	F(x)	f(x)-F(x)	F(x)	f(x)-F(x)	F(x)	f(x)-F(x)
1	35.30	18.33	2.909	0.050	0.014	0.036	0.056	0.006	0.026	0.024
2	37.90	21.50	3.068	0.100	0.059	0.041	0.103	0.003	0.080	0.020
3	52.20	24.50	3.199	0.150	0.148	0.002	0.170	0.020	0.169	0.019
4	24.50	25.40	3.235	0.200	0.184	0.016	0.195	0.005	0.202	0.002
5	28.30	25.50	3.239	0.250	0.188	0.062	0.197	0.053	0.205	0.045
6	41.70	27.04	3.297	0.300	0.255	0.045	0.244	0.056	0.267	0.033
7	31.20	27.90	3.329	0.350	0.296	0.054	0.273	0.077	0.303	0.047
8	28.60	28.30	3.343	0.400	0.315	0.085	0.287	0.113	0.320	0.080
9	41.47	28.60	3.353	0.450	0.329	0.121	0.297	0.153	0.333	0.117
10	48.49	31.20	3.440	0.500	0.454	0.046	0.395	0.105	0.447	0.053
11	41.08	35.30	3.564	0.550	0.631	0.081	0.562	0.012	0.613	0.063
12	38.40	37.90	3.635	0.600	0.722	0.122	0.664	0.064	0.702	0.102
13	27.90	38.40	3.648	0.650	0.737	0.087	0.683	0.033	0.717	0.067
14	47.00	41.08	3.716	0.700	0.807	0.107	0.773	0.073	0.789	0.089
15	21.50	41.47	3.725	0.750	0.816	0.066	0.785	0.035	0.798	0.048
16	27.04	41.70	3.731	0.800	0.821	0.021	0.792	0.008	0.804	0.004
17	18.33	47.00	3.850	0.850	0.906	0.056	0.913	0.063	0.897	0.047
18	25.40	48.49	3.881	0.900	0.922	0.022	0.935	0.035	0.915	0.015
19	25.50	52.20	3.955	0.950	0.952	0.002	0.971	0.021	0.947	0.003
N	19	$\Delta_{m\acute{a}x} =$	0.312		$\Delta_{m\acute{a}x} =$	0.122	$\Delta_{m\acute{a}x} =$	0.153	$\Delta_{m\acute{a}x} =$	0.117

(Fuente: Elaboración propia)

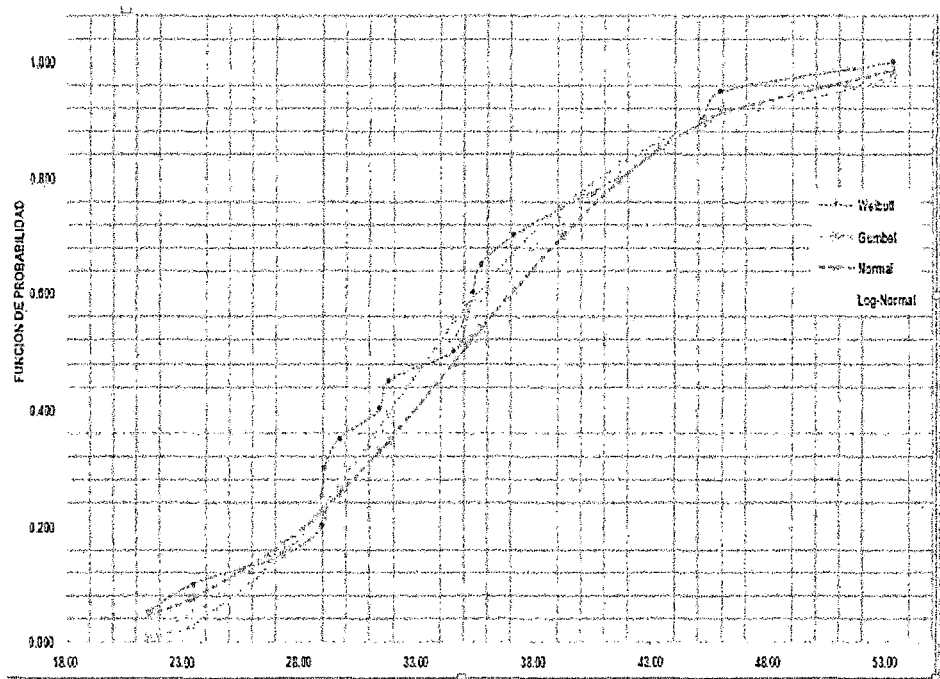


Figura 3.5: Ajuste de Distribucion de Probabilidad Empirica y Teorica Estacion Tambillo

■ Resumen de Parámetros y coeficientes de bondad de ajuste:

Se comparara los parámetros para cada Método con la distribución mas

critica que son las que se muestran en el cuadro 3.12:

Cuadro 3.12: Parámetros y coeficientes de bondad de ajuste

ESTACIONES	PARÁMETROS		DISTRIBUCIÓN	$\Delta_0$	$\Delta$	$\Delta_0 > \Delta$
	$\alpha/X_P$	$\mu/D_{S\text{ tan.d.}}$				
ALLPACHACA	6.740	30.328	Gumbel I	0.312	0.159	OK
CHIARA	3.247	0.176	Log-Normal	0.321	0.060	OK
PUTACCA	3.529	0.230	Log-Normal	0.312	0.076	OK
TAMBILLO	3.480	0.293	Log-Normal	0.312	0.117	OK

(Fuente: Elaboración propia)

Se considera que los resultados obtenidos en las pruebas realizadas se ajustan a una de las distribuciones teóricas, con un nivel de significancia del 5 %, ya que en todos los casos el valor del delta teórico ( $\delta$ ) es menor que el delta tabular ( $\Delta_0$ ), tal como se muestra en el cuadro 3.13 Donde  $\mu$  es la media y  $\delta$  es la desviación estándar<sup>1</sup>.

Cuadro 3.13: Precipitación Maxima en 24 Horas - Estaciones Aledañas

ESTACIONES	ALTITUD m.s.n.m.	DISTRIBUCION	PARAMETROS $\alpha/X_p$ $\mu/D_{Estan\ d.}$		PERIODO DE RETORNO (años)					
					30	50	100	200	250	500
ALLPACHACA	3550.0	Gumbel I	6.740	30.328	53.14	56.63	61.33	66.02	67.53	72.20
CHIARA	3400.0	Log-Normal	3.247	0.176	35.47	36.86	38.67	40.40	40.95	42.61
PUTACCA	3550.0	Log-Normal	3.529	0.230	51.95	54.65	58.18	61.62	62.71	66.06
TAMBILLO	3250.0	Log-Normal	3.480	0.293	55.57	59.26	64.20	69.07	70.63	75.47

(Fuente: Elaboración propia)

- Ecuación de la Regionalización de la Precipitación Diaria para Diferentes Periodos de Retorno:

La ecuacion resulta entre las cotas de cada estación y la precipitación maxima diaria(mm) como muestra en la figura 3.6. La cual representa apartir de la Linealización la precipitacon representativa de la cuenca.

Ecuación regional de precipitation diaria para un Tr=500 años se representa en la ecuación 3.2.12:

$$P_{(mm)} = -0,0031H_{msnm} + 74,89$$

(3.2.12)

<sup>1</sup>Fuente Hidrología Estadística Máximo Villón Bejar Pag. 210.



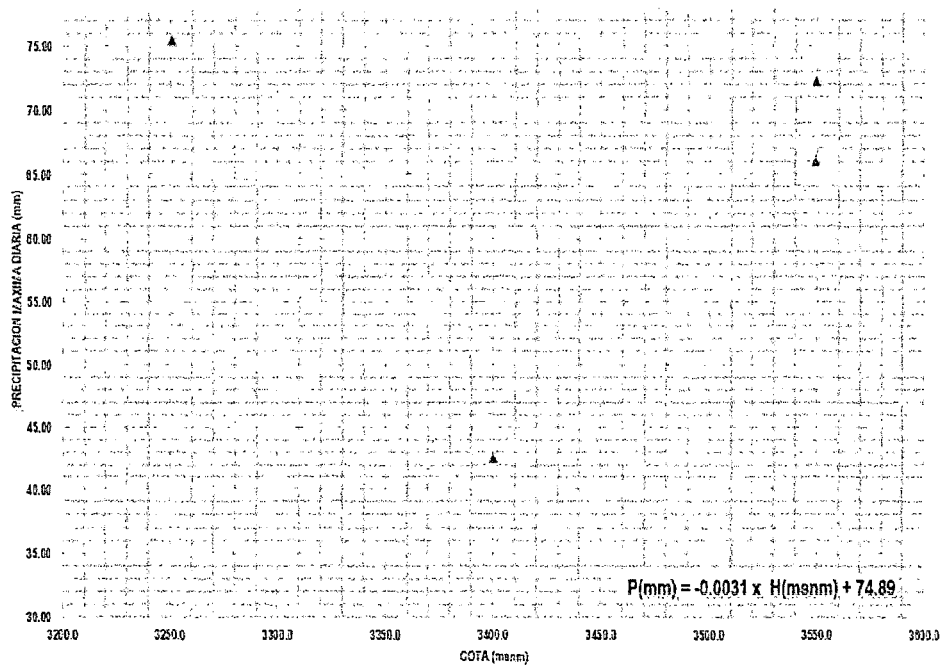


Figura 3.6: Ajuste de Distribucion de Probabilidad Empirica y Teorica Estacion Tambillo

■ Obtención de Precipitación máxima en 24 horas

Luego de obtener la ecuaciones se reemplaza con la ecuaciones 3.2.12 obtenemos las precipitaciones máximas en 24 horas en el Cuadro 3.14:

Cuadro 3.14: Obtención de Precipitación máxima en 24 horas

CUENCA	AREA) (Km2	PERIODO DE RETORNO (años)					
		30	50	100	200	250	500
PRECIPITACION CALCULADA							
Cuenca Muyurina	409.22	49.10	51.87	55.56	59.18	60.34	<b>63.91</b>

(Fuente: Elaboración propia)

3.2.3. Determinación de caudales de diseño

Máximas Avenidas por el Método del Hidrograma Unitario

El método fue desarrollado por el U.S. Soil Conservation Services (SCS) y es utilizada para el estudio de cuencas hidrográficas con áreas mayores a 10 km2. Representa la

### 3.2. Hidrograma de máximas avenidas

comparación gráfica de los gastos de escurrimiento contra el tiempo necesario para que estos se presenten.

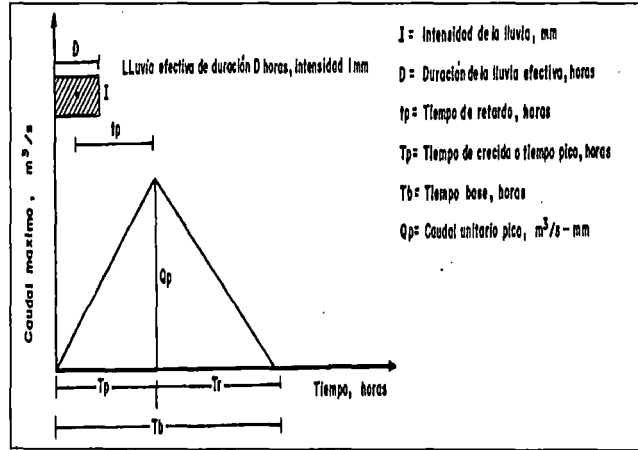


Figura 3.7: Hidrograma Unitario Triangular SCS

El procedimiento de cálculo para la determinación del caudal máximo de escurrimiento es la siguiente:

Tiempo de retraso

$$T_{(p)} = 0,6T_c + 74,89 \quad (3.2.13)$$

Tiempo al pico

$$T_p = D/2 + t_p \quad (3.2.14)$$

Caudal pico

$$q_p = 0,208A/T_p \quad (3.2.15)$$

Tiempo base

$$T_b = 2,67T_p \quad (3.2.16)$$

Donde:

A : Área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

qp : Descarga pico (m<sup>3</sup>/s/mm)

Tp : Tiempo al pico (hr)

tc : Tiempo de concentración (hr)

tp : Tiempo de retraso (hr)

D : Duración de lluvia efectiva (hr)

### Precipitación Efectiva

$T_b = 2,67T_p$  Es la parte de la lluvia total resultante de descontar las perdidas por escorrentía superficial, percolación profunda y evaporación de la lluvia interceptada por el follaje o que puede aprovechar la vegetación para suplir sus demandas.

El método del SCS permite el cálculo de la lluvia neta o efectiva a partir de las siguientes relaciones:

$$P_e = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (3.2.17)$$

Donde:

P : Precipitación total

S : Máxima retención potencial

El valor de S se deduce del número de la curva de escurrimiento (CN-curve number), calculado en función al manejo de cultivos, de las propiedades y condiciones hidrológicas de infiltración de suelos.

El valor de CN puede variar entre 0 y 100, siendo CN=0 cuando no hay escurrimiento (S adopta valores muy grandes o infinito), y CN=100, cuando el volumen de escurrimiento igual a la precipitación (S adopta el valor cero).

$$S(II) = 25400/CN - 254 \quad (3.2.18)$$

### Umbral de Escorrentía (Po)

La precipitación comienza a producir escorrentía, cuando la precipitación total caída hasta ese momento supera un umbral inicial (Po) o abstracción inicial (Ia). Se considera que ese umbral inicial es el 20 % de la máxima abstracción posible S. Por tanto, en la bibliografía española adaptada del US SCS suele encontrarse la siguiente relación:

$$P_0 = 0,20S \quad (3.2.19)$$

Para la condición II (humedad de suelo medio) Por tanto, es usual encontrar la ecuación de precipitación efectiva de la siguiente manera:

$$P_e = \frac{(P - P_0)^2}{P + 4P_0} \quad (3.2.20)$$

Los cálculos de precipitación efectiva se evalúan y presentan en el cuadro 3.16 .

### Hidrograma de Máximas Avenidas

Finalmente la determinación de los hidrogramas de máximas avenidas, se realiza mediante la ecuación de convolución directa a partir de la siguiente ecuación:

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad (3.2.21)$$

Donde:

$Q_n$ : Caudales (m<sup>3</sup>/s.)

$P_m$ : Pulsos de precipitación efectiva (mm).

$U_{n-m+1}$ : Pulsos del hidrograma unitario (m<sup>3</sup>/s/mm).

Para la utilización de la ecuación anterior, es necesaria la utilización de los pulsos

de precipitación de exceso y los pulsos de los hidrogramas unitarios. Previamente, se calcula los parámetros geomorfológicos de la cuenca en estudio y el tiempo de concentración.

### Tiempo de concentración

Se desarrolla con las tres ecuaciones más utilizadas en cuencas no urbanas se muestran en el Cuadro 3.14 .

Kirpich

$$T_C = 0,95 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (3.2.22)$$

Temes

$$T_C = 0,30 \left( L J^{-1/4} \right)^{0,77} \quad (3.2.23)$$

Bransby Williams

$$T_C = 0,2433 (L A^{-0,1} S^{-0,2}) \quad (3.2.24)$$

Donde:

Tc : Tiempo de concentración (hr)

A : Área de la cuenca ( $Km^2$ )

L : Longitud de cauce principal (km)

H : Desnivel de cauce principal (m)

J, S : Pendiente de cuenca o cauce principal (m/m)

Cuadro 3.15: Tiempo de concentración

A Km <sup>2</sup>	L Km	Cota Superior	Cota Inferior	S m/m	kirpich tc (horas)	Temes t(horas)	Bransby Williams
409.2233	34.91	4300.00	2500.00	0.052	3.20	8.19	8.42

(Fuente: Elaboración propia)

**Obtención de resultados de Hidrograma y Caudales máximos.**

Se hará mención los resultados obtenidos para el Hidrograma en los cuadros 3.16 y 3.17, la cual muestra un resumen de los caudales máximos obtenidos por los métodos del Hidrograma Unitario SCS.

Resumen en el cuadro 3.16

Cuadro 3.16: Cálculo de la Distribución de la Precipitación Total y Efectiva Máxima en 24 Horas

Tr (horas)	Pp acum. %	Pp acum. (mm)	Pp int (mm)	K	Pp. Ef. acum. (mm)	Pp. Ef. hr. (mm)
0	0.00	0.00	0.00	-12.70	0.00	
1	2.00	1.28	1.28	-11.42	0.00	0.00
2	3.50	2.24	0.96	-10.46	0.00	0.00
3	5.00	3.20	0.96	-9.50	0.00	0.00
4	7.50	4.79	1.60	-7.91	0.00	0.00
5	10.00	6.39	1.60	-6.31	0.00	0.00
6	13.00	8.31	1.92	-4.39	0.00	0.00
7	16.00	10.22	1.92	-2.48	0.00	0.00
8	20.00	12.78	2.56	0.08	0.00	0.00
9	26.50	16.94	4.15	4.24	0.26	0.26
10	52.50	33.55	16.62	20.85	5.15	4.89
11	63.00	40.26	6.71	27.56	8.34	3.19
12	68.50	43.78	3.51	31.08	10.21	1.87
13	73.00	46.65	2.88	33.95	11.83	1.62
14	76.50	48.89	2.24	36.19	13.14	1.31
15	80.00	51.12	2.24	38.42	14.49	1.35
16	83.00	53.04	1.92	40.34	15.67	1.19
17	86.00	54.96	1.92	42.26	16.89	1.21
18	89.00	56.88	1.92	44.18	18.12	1.24
19	91.00	58.15	1.28	45.45	18.96	0.84
20	93.00	59.43	1.28	46.73	19.81	0.85
21	95.00	60.71	1.28	48.01	20.67	0.86
22	96.50	61.67	0.96	48.97	21.32	0.65
23	98.00	62.63	0.96	49.93	21.98	0.66
24	100.00	63.91	1.28	51.21	22.86	0.88

(Fuente: Elaboración propia)

### 3.2. Hidrograma de máximas avenidas

Nota:

- Tenemos el valor  $S = 1000/CN-10$  en (pulg.)
- Tenemos el valor  $S = 25.4 * S$  en (mm.)
- El valor  $K = P_{pacum} - 0.2S(\text{mm.})$ , K en mm.
- El  $N = 80$

En los siguientes cuadros obtenemos valores de Pp efectiva acumulada

- Si  $K \neq 0$ , entonces  $P_{p\text{ef acum}} = 0$
- Si  $K \neq 0$ , entonces  $P_{p\text{ef acum}} = (K^2) / (P_{p.\text{Acumulado}} + 0,8s(\text{mm}))$

Datos de la Geomorfología obtenidos anteriormente

Determinación del area  $A = 409.22$

Longitud  $L = 34.91\text{m}$

Cota superior = 4300 m.s.n.m.

Cota inferior = 2500 m.s.n.m.

Pendiente del Río  $S = 0.052$

Obtención de hidrogramas para diferentes Periodos de retornos, la cual se muestra en el siguiente cuadro 3.21

Cuadro 3.17: Calculo del Hidrograma Unitario Sintético Triangular (SCS)

Tiempo (horas)	Pp. Ef. hr. (mm)	Qp (m3/s)	TIEMPO DEL HIDROGRAMA		
			to	to + tp	to + tb
0-1	0.00	0.00	0.00	2.42	6.47
1-2	0.00	0.00	1.00	3.42	7.47
2-3	0.00	0.00	2.00	4.42	8.47
3-4	0.00	0.00	3.00	5.42	9.47
4-5	0.00	0.00	4.00	6.42	10.47
5-6	0.00	0.00	5.00	7.42	11.47
6-7	0.00	0.00	6.00	8.42	12.47
7-8	0.00	0.00	7.00	9.42	13.47
8-9	0.26	9.30	8.00	10.42	14.47
9-10	4.89	171.79	9.00	11.42	15.47
10-11	3.19	112.00	10.00	12.42	16.47
11-12	1.87	65.68	11.00	13.42	17.47
12-13	1.62	56.84	12.00	14.42	18.47
13-14	1.31	45.97	13.00	15.42	19.47
14-15	1.35	47.40	14.00	16.42	20.47
15-16	1.19	41.70	15.00	17.42	21.47
16-17	1.21	42.63	16.00	18.42	22.47
17-18	1.24	43.51	17.00	19.42	23.47
18-19	0.84	29.47	18.00	20.42	24.47
19-20	0.85	29.83	19.00	21.42	25.47
20-21	0.86	30.18	20.00	22.42	26.47
21-22	0.65	22.85	21.00	23.42	27.47
22-23	0.66	23.04	22.00	24.42	28.47
23-24	0.88	30.99	23.00	25.42	29.47

(Fuente: Elaboración propia)

Cuadro 3.18: Obtención de caudales de Hidrograma

Nro	Tr	CAUDALES DEL HIDROGRAMA																
		Años	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
1	30	12.9	36.3	66.1	98.5	115.6	121.7	122.1	118.0	110.9	99.3	89.6	82.6	75.6	69.7	64.9	58.1	
2	50	43.2	77.9	115.1	133.5	139.4	138.8	133.2	124.3	110.4	99.1	91.2	83.3	76.7	71.3	63.8	54.9	
3	100	53.2	94.8	138.4	158.5	164.1	162.0	154.2	142.7	125.5	112.0	102.8	93.8	86.1	80.0	71.4	61.4	
4	200	64.0	112.6	162.7	184.4	189.4	185.7	175.6	161.1	140.6	124.9	114.3	104.1	95.5	88.6	79.1	67.9	
5	250	67.6	118.5	170.7	192.9	197.7	193.4	182.5	167.1	145.5	129.1	118.1	107.5	98.5	91.4	81.5	70.0	
6	500	79.2	137.6	196.3	219.9	223.9	217.8	204.3	185.9	160.7	142.0	129.7	117.9	107.9	100.0	89.1	76.5	

(Fuente: Elaboración propia)



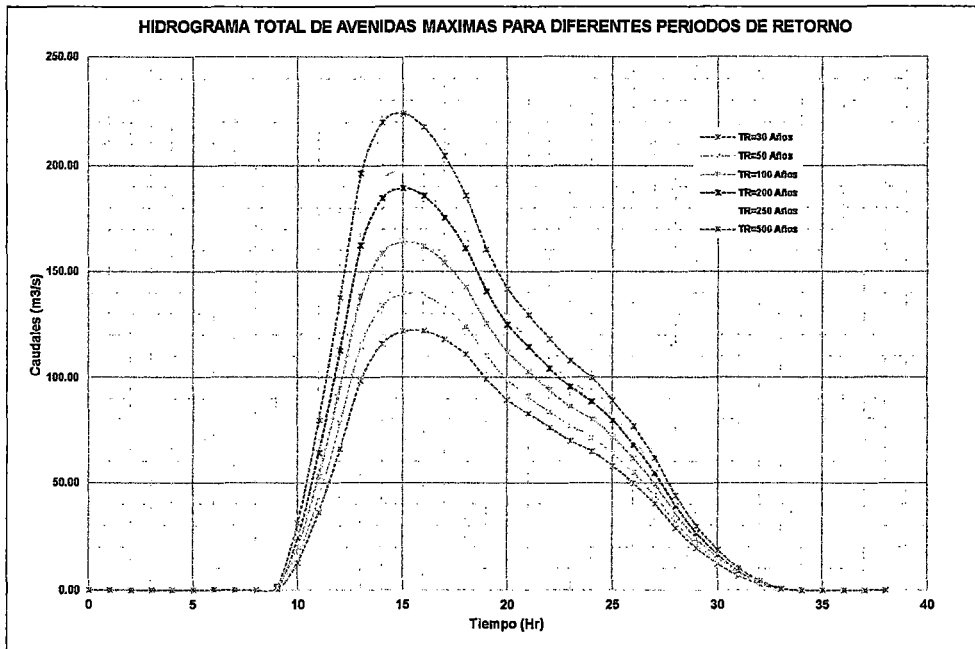


Figura 3.8: Hidrograma Unitario Triangular SCS

### 3.3. Información Geotécnica

Para el análisis de sedimentos del río Chacco fueron empleados los sedimentos de  $d_{50}$ , fue determinado usando la curva granulometrica, la misma se obtuvo a través de un análisis granulometrico por tamizado, se muestra en la figura 3.9 la cual muestra las curvas granulometricas empleado en los ensayos.

Se determina el peso especifico del material, el  $d_{50}$  la cual se determina que el tipo de suelo es de Grava Fina la cual se muestra los valores.

$$d_{50} = 13,23$$

$$\gamma_s = 2650 \text{ Kg/m}^3$$

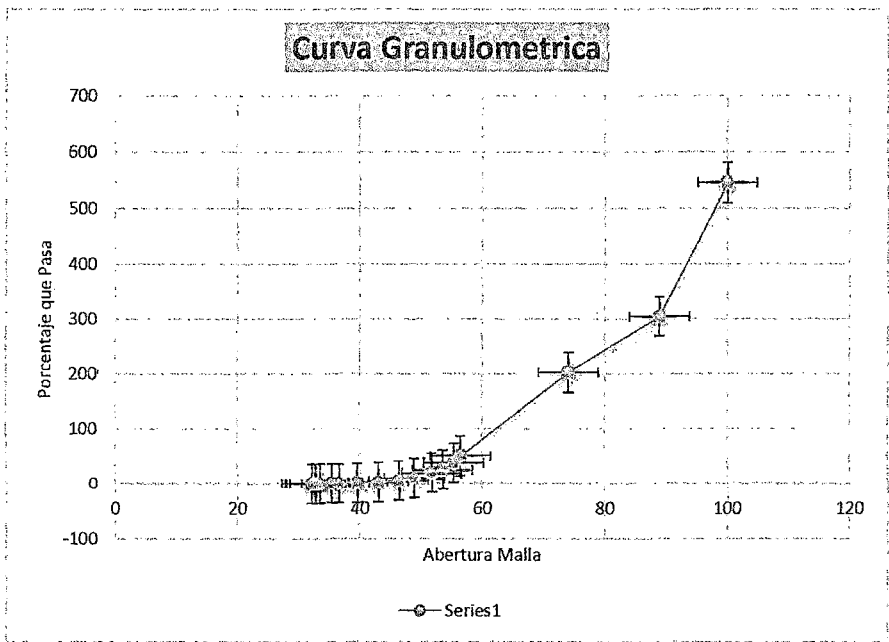


Figura 3.9: Análisis granulometrico

3.4. Estudio Batimetrico del Rio Cchacco

El estudio barométrico que es muy importante para determinar la topografía, la pendiente y hallar el Manning en el siguiente cuadro muestra los datos fundamentales tales como la velocidad, Pendiente para una determinada distancia la cual se obtuvo los siguientes resultados.

Cuadro 3.19: Obtención de la velocidad del río Chacco

DISTANCIA m	VELOCIDAD km/h		PROMEDIO	FACTOR
	0.2H	0.8H		
6	3.4	2.6	3	3.00
8	4.8	4.6	4.7	4.70
10	5.4	4.8	5.1	5.10
12	6.4	5.8	6.1	6.10
14	7.2	6.6	6.9	6.90
16	6	5.4	5.7	5.70
18	5	4.4	4.7	4.70

Ahora determinamos el valor de Manning para el tramo del río que es fundamental para hallar la Socavación del estribo de Puente.

Cuadro 3.20: Obtención de la velocidad del río Chacco

VELOCIDAD PROM.	AREA MOJADA	Q	P	R	MANNING
m/s	m2	m <sup>3</sup> /s			n
0.83	0.47	0.39	2.45	0.191837	0.04
1.31	0.71	0.93	2.72	0.261029	0.03
1.42	0.82	1.16	2.82	0.29078	0.03
1.69	0.88	1.49	2.86	0.307692	0.03
1.92	0.94	1.80	2.92	0.321918	0.02
1.58	0.91	1.44	2.92	0.311644	0.03
1.31	0.99	1.29	3.55	0.278873	0.03
total	5.72	8.51	PROMEDIO=		0.03

Cuadro 3.21: Obtención de la velocidad del río Chacco

Pendiente río Chacco		DV	DH	Pendiente
distancia	nivel	m	m	%
0	1.52			
10	1.41	0.11	9.9994	0.0110
20	1.37	0.15	19.9994	0.0075
30	1.27	0.25	29.9990	0.0083
			Promedio	0.0089

3.5. Obtención de socavación

Para la determinación de socavación del presente trabajo de investigación es estimar la profundidad de socavación al pie de estribos de puentes, incluye todos los parámetros fundamentales, que influyen en el proceso de socavación.

3.5.1. Metodos deterministicos-Saint Venant

Con la ecuación de Saint Venant para cada tramo de estudio se obtuvo los siguientes resultados:

$$\frac{\partial}{\partial t}U + \frac{\partial}{\partial x}F = H \tag{3.5.1}$$

con:

$$U = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix}; F = \begin{pmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + gI_1 \end{pmatrix}; H = \begin{pmatrix} 0 \\ gI_2 + gA(S_0 - S_f) \end{pmatrix} \tag{3.5.2}$$

Cuadro 3.22: Obtención de resultados del Hecras para un Tr = 500años

Progresiva Km	Tirante (m)	Flow Area	Numero Froude	Velocidad de Canal
0+000	1.00	27.65	2.99	8.16
0+010	1.04	33.84	2.37	5.67
0+020	1.21	36.72	2.32	6.8
0+030	1.49	42.48	1.85	5.84
0+040	1.57	49.51	1.5	5
0+050	2.02	76.15	0.84	3.19
0+060	1.85	68.09	0.97	3.61
0+070	1.87	66.87	0.99	3.69
0+080	1.88	58.97	1.15	4.22
0+090	1.94	54.7	1.23	4.54
0+100	1.99	55.26	1.23	4.51
0+110	1.59	49.15	1.45	5.02
0+120	1.39	48.46	1.55	5.15
0+130	2.12	94.52	0.59	2.57
0+140	2.05	84.36	0.67	2.78
0+150	1.74	63.86	0.99	3.32
0+160	1.45	55.99	1.2	3.69
0+170	1.44	53.97	1.28	4.18
0+180	1.75	49.92	1.42	4.93
0+190	1.58	49.65	1.43	5.01
0+200	1.68	56.02	1.21	4.36
0+210	1.50	55.02	1.32	4.66
0+220	1.46	59.74	1.28	4.38
0+230	1.54	73.92	0.99	3.71
0+240	1.16	59.99	1.3	4.35
0+250	1.24	67.37	1.14	3.96
0+260	1.98	93.62	0.73	3.12
0+270	2.47	109.58	0.58	2.71
0+280	2.4	103.73	0.61	2.91
0+290	2.26	91.98	0.71	3.3
0+300	2.33	109.3	0.56	2.69
0+310	1.92	70.11	0.94	4.08
0+320	1.72	63.49	1.11	4.52
0+330	2.06	104.69	0.6	2.67
0+340	2.1	124.31	0.47	2.11
0+350	2.11	127.08	0.45	2
0+360	2.19	168.94	0.33	1.49
0+370	2.22	179.05	0.3	1.38
0+380	2.25	189.34	0.28	1.26
0+390	2.6	194.84	0.27	1.35
0+400	3.09	195.84	0.25	1.37
0+410	3.54	200.29	0.23	1.36
0+420	4.04	209.73	0.21	1.3
0+430	4.08	195.58	0.23	1.42
0+440	3.95	159.97	0.3	1.9
0+460	3.54	73.51	0.74	4.27
0+470	1.6	34.46	1.93	6.95
0+480	1.74	35.47	2.02	7.83
0+490	1.96	43.19	1.62	6.59
0+500	2.87	106.11	0.56	2.92
0+510	2.9	121.59	0.46	2.44
0+520	2.93	143.66	0.36	1.93
0+530	2.93	147.34	0.34	1.84
0+540	2.89	132.41	0.39	2.1
0+550	2.26	63.9	0.95	4.5

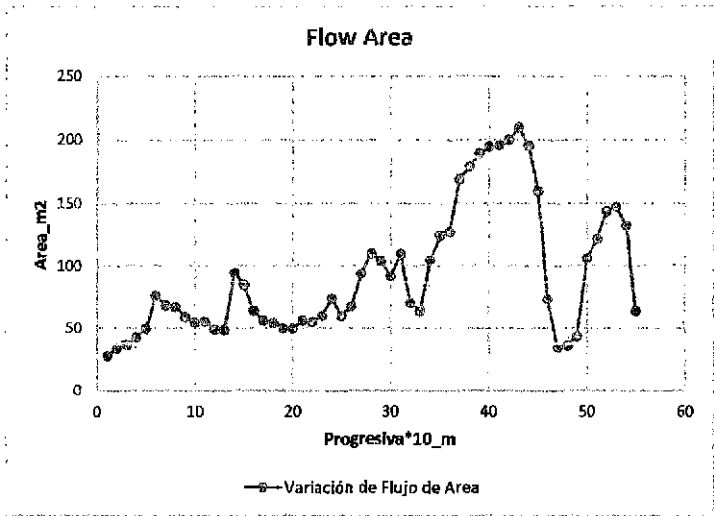


Figura 3.10: Variación de Flujo en función del Area Mojada

Observamos la variación del Tirante en el trayecto del río mediante las ecuaciones de Saint Venant

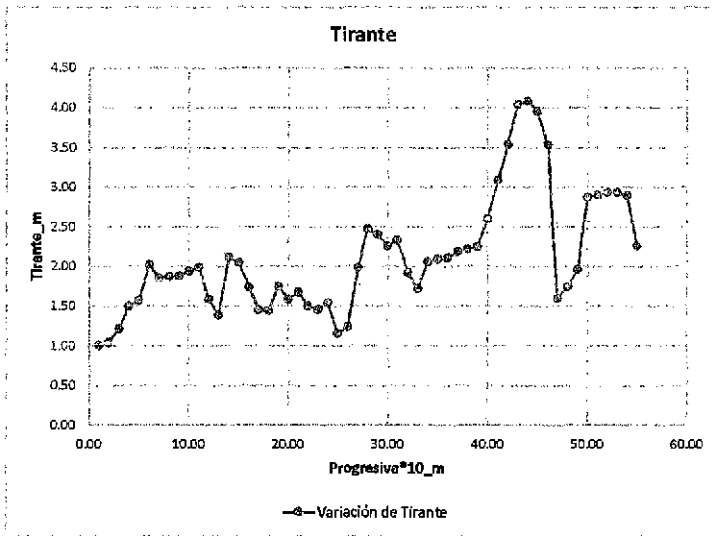


Figura 3.11: Variación del Tirante de río Cchacco

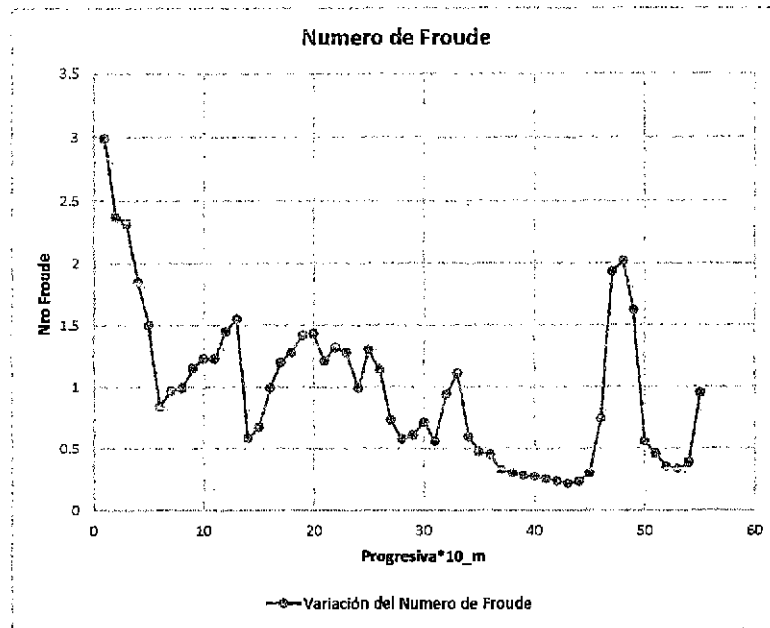


Figura 3.12: Variación del Tirante de río Cchacco

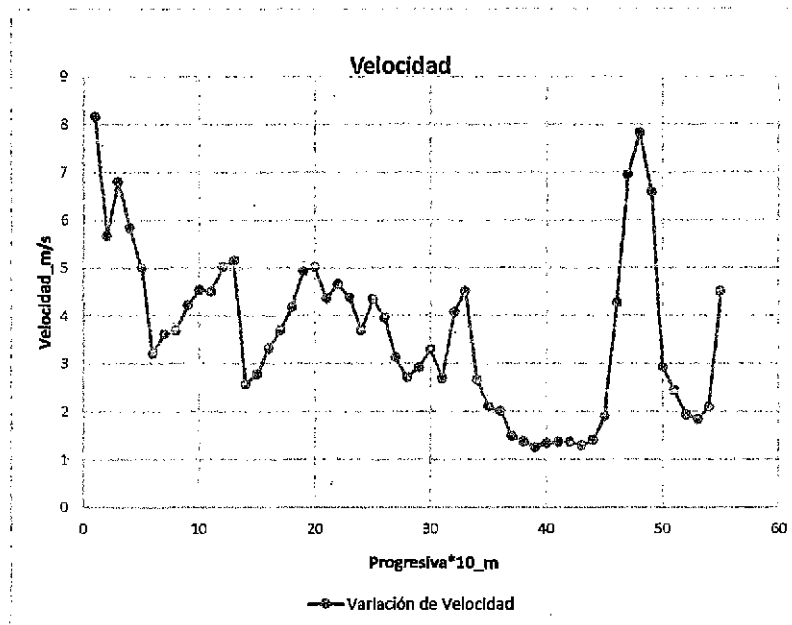


Figura 3.13: Variación de velocidad del río Cchacco

A partir de los datos generados por el Hecras y la utilización de métodos determinísticos se procede a analizar los resultados para generar la socavación del río.

3.5.2. Generación de base de datos Datos

Respecto a los anchos de estribos, se cuenta con el Expediente Técnico<sup>2</sup>, donde fue posible obtener el tipo de estribo, los anchos de estribos que se utilizan como objeto de estudio que es importante para la generación de socavación. En la Figura 3.15 se muestra un estribo de los planos tipo y cuál es la medida que se toma como ancho de estribo, es decir, aquella medida que reduce el área hidráulica y repercute directamente el ancho efectivo del puente que también se muestra en la figura 3.14. Luz del Puente: L= 43.25m

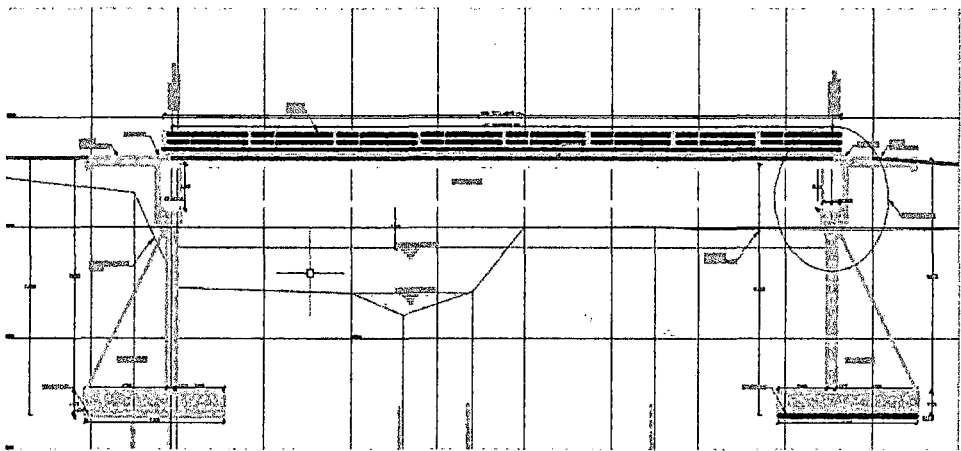


Figura 3.14: Vista Frontal del Puente Interconexión Muyurina

TIPO	FORMA	DIMENSIONES		SECCION EN PLANTA
		Ancho	Longitud	
TRAP.	TRAPEZOIDAL PARED VERTICAL	9.2	3.078	

Figura 3.15: Sección en planta del estribo del puente

<sup>2</sup>Construcción Puente Carrozable de interconexión Muyurina

Estudio Hidrológico e Hidráulico

Los datos ya obtenidos anteriormente tenemos lo siguiente:

- Área de la Cuenca  $A = 409,22Km^2$
- Pendiente = 1.29 %
- Caudal de Diseño para  $Tr = 500años$   $Q = 223,9m^3/s$
- Coeficiente Manning  $n=0.030$

Cuadro 3.23: Tabla de resumen obtenidos del puente Interconexión Muyurina

Tabla de resumen unicamente del Puente							
Periodo Retorno	E.G. US. m	Min EI m	Area m2	Qtotal m3/s	Elev. Flujo m	Delta m	
Tr=30años	2520.08	2521.5	105.16	122.1	2523.8	0.19	
Tr=50años	2520.31	2521.5	105.16	139.4	2523.8	0.21	
Tr=100años	2520.57	2521.5	105.16	164.1	2523.8	0.22	
Tr=200años	2520.84	2521.5	105.16	189.4	2523.8	0.23	
Tr=250años	2520.94	2521.5	105.16	197.7	2523.8	0.26	
Tr=500años	2521.13	2521.5	105.16	223.9	2523.8	0.21	
Expediente	2522.76	2521.5	105.16	460	2523.8	0.24	

(Fuente: Elaboración propia)

En la siguiente figura muestra el perfil del puente Proyectado en el río Chacco para un  $Tr=500años$  con un caudal de diseño de  $223.9m^3/s$ , como se observa en la figura.



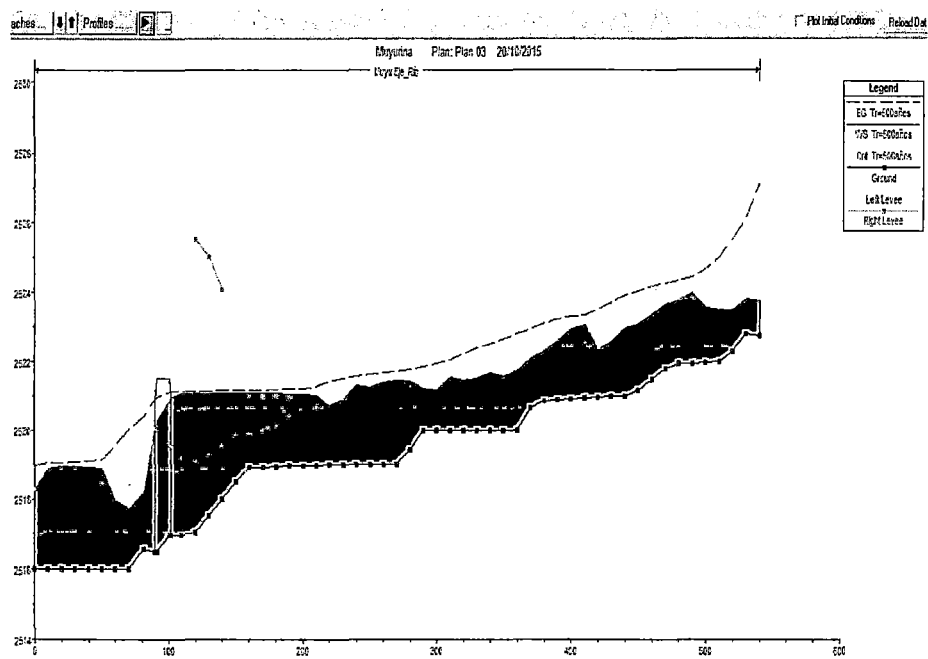


Figura 3.16: Perfil Longitudinal del Flujo para Periodo de retorno de 500años

En la figura se muestra para un  $Tr= 500$  años con los resultados obtenidos a partir de la tesis mostramos el calado con un caudal de  $223.9m^3/s$

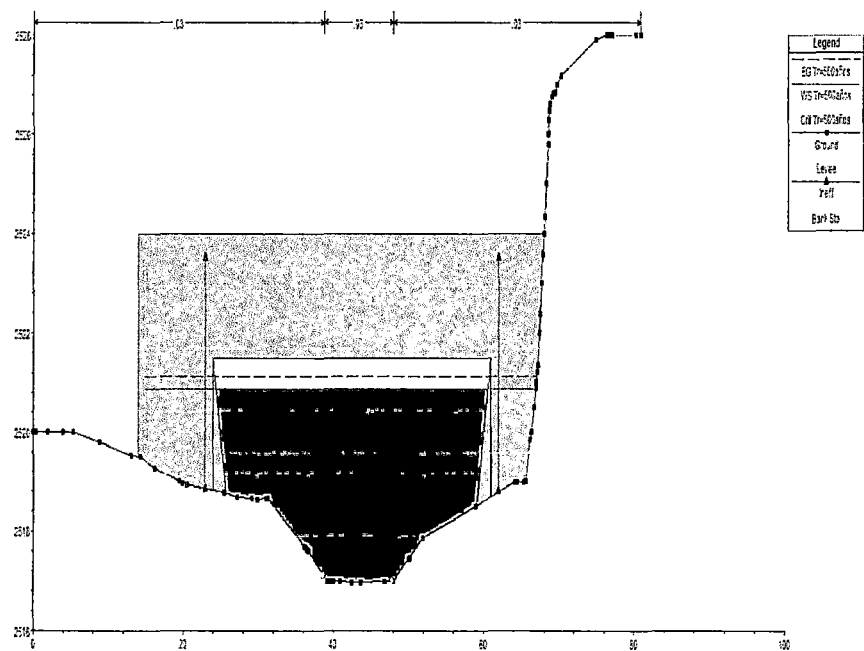


Figura 3.17: Sección Transversal de puente para  $Tr= 500$  años

En la figura muestra que el calado llega hasta el borde de la viga principal del puente. Utilizando el caudal del expediente técnico que es de  $460m^3/s$ .

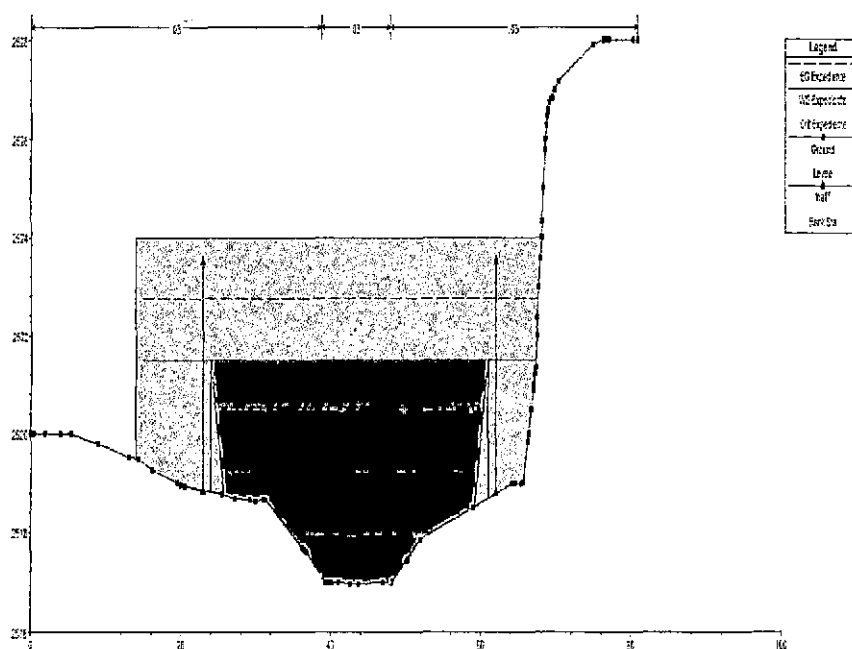


Figura 3.18: Sección Transversal de Puente para Tr 200años (Expediente técnico)

## Estudio de suelos

Según la granulometría del lecho del río.

$$d_{50} = 13,23$$

$$\gamma_s = 2650 \text{ Kg/m}^3$$

### 3.5.3. Socavación General

Para el cálculo de la socavación general se ha utilizado la fórmula propuesta por L.L. Lischtvan-Ledeviev se muestra en la ecuación 2.3.24, se muestra en el gráfico la variación a través del tramo en la figura 3.19,

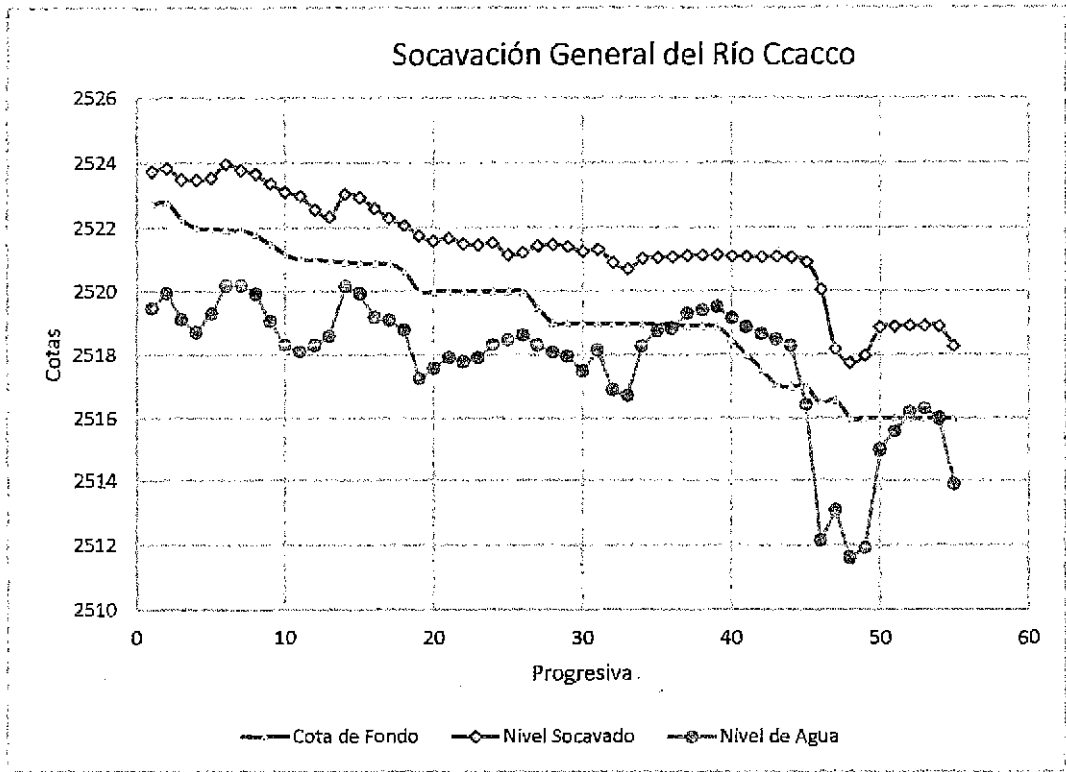


Figura 3.19: Socavación general del tramo del río Cchacco con la formula de L.L. Lischtván-Ledeviev

Para la socavación general que ocurre durante todo el cauce del río, solo nos fijamos en la parte de interés que viene a ser el puente, es decir, cuando las condiciones del cauce y flujo del río no han sido alterados por efectos de la instalación de alguna estructura.

3.5.4. Socavación Local

En este caso se determino con formulas empíricas para diferentes Periodos de retorno, la cual se representa el foso de socavación al pie de estribos en la figura 3.20, .

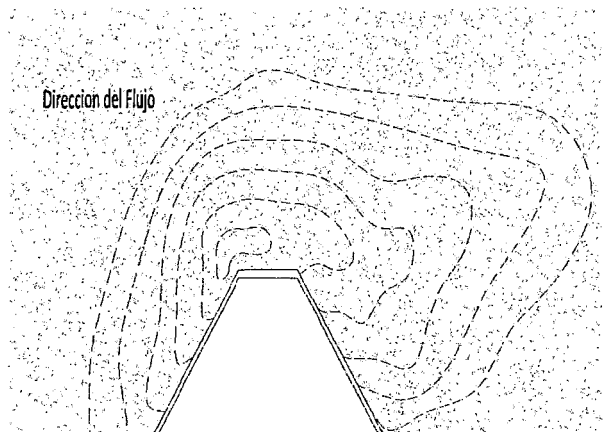


Figura 3.20: Foso de socavación al pie de Estribos

Dado que la profundidad de socavación típica para estribos de secciones Trapezoidales tiene lugar en la parte frontal del estribo la cual genera la máxima socavación como se muestra en la figura3.21

Cuadro 3.24: Cálculo de socavación del puente Interconexión muyurina- Ayacucho

Características Hidraulicas					Tesis Venegas	Artamonov	Froehlich	Melville
Tr	Y	U	Q	Fr	Ys	Ys	Ys	Ys
Años	(m)	(m/s)	(m3/s)		(m)	(m)	(m)	(m)
30	2.97	1.34	122.1	0.36	3.25	4.28	3.99	2.78
50	3.18	2.85	139.4	0.35	3.32	4.58	4.17	3.09
100	3.03	3.67	164.1	0.35	3.23	4.36	4.02	3.26
200	3.21	3.8	189.4	0.35	3.34	4.62	4.20	3.81
250	3.78	2.97	197.7	0.35	3.68	5.44	4.76	4.30
500	3.77	3.39	223.9	0.36	3.73	5.43	4.79	4.50
Expediente	4.5	5.19	460	0.41	4.46	6.48	5.73	4.83

(Fuente: Elaboración propia)

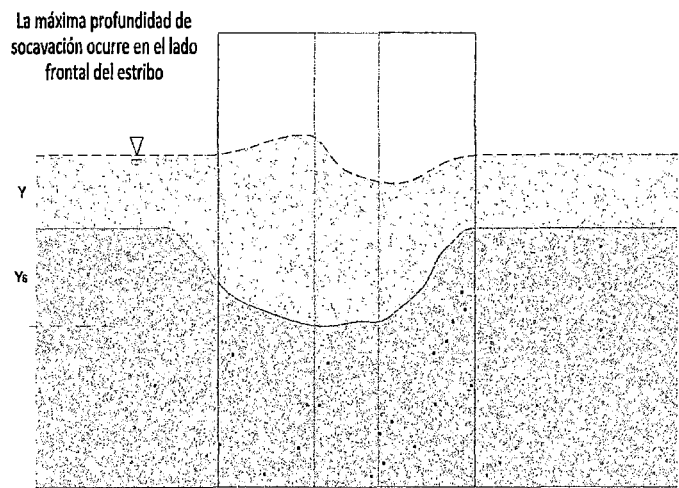


Figura 3.21: Profundidad de socavación al pie de estribos

3.5.5. Socavación Total

La socavación total es la suma de todos los tipos de socavación y dado que existen dos expresiones para la socavación general y la socavación local, ésta se obtiene durante el recorrido del río y en el punto de estudio que es el estribo del puente, se muestra en la expresión en la ecuación 3.5.3, Para el caso de considerar la socavación total en estribos se tiene:

$$Y_{Total} = Y_{Local} + Y_{General} \tag{3.5.3}$$

Cuadro 3.25: Socavación total Con la formula de Venegas

Periodo de Retorno	Gasto m3/s	Ancho de estribo 3.1		
		Tesis Venegas	general	Ytotal
30	122.1	3.25	0.6	3.85
50	139.4	3.32	0.6	3.92
100	164.1	3.23	0.6	3.83
200	189.4	3.34	0.6	3.94
250	197.7	3.68	0.6	4.28
500	223.9	3.73	0.6	4.33
Expediente	460	4.46	0.6	5.06

Cuadro 3.26: Socavación total Con la formula de Artamonov

Periodo de Retorno	Gasto m3/s	Ancho de estribo 3.1		
		Artamonov	general	Ytotal
30	122.1	4.28	0.6	4.88
50	139.4	4.58	0.6	5.18
100	164.1	4.36	0.6	4.96
200	189.4	4.62	0.6	5.22
250	197.7	5.44	0.6	6.04
500	223.9	5.43	0.6	6.03
Expediente	460	6.48	0.6	7.08

Cuadro 3.27: Socavación total Con la formula de Froehlich

Periodo de Retorno	Gasto m3/s	Ancho de estribo 3.1		
		Froehlich	general	Ytotal
30	122.1	3.99	0.6	4.59
50	139.4	4.17	0.6	4.77
100	164.1	4.02	0.6	4.62
200	189.4	4.20	0.6	4.80
250	197.7	4.76	0.6	5.36
500	223.9	4.79	0.6	5.39
Expediente	460	5.73	0.6	6.33

Cuadro 3.28: Socavación total Con la formula de Melville

Periodo de Retorno	Gasto m3/s	Ancho de estribo 3.1		
		Melville	general	Ytotal
30	122.1	2.78	0.6	3.38
50	139.4	3.09	0.6	3.69
100	164.1	3.26	0.6	3.86
200	189.4	3.81	0.6	4.41
250	197.7	4.30	0.6	4.90
500	223.9	4.50	0.6	5.10
Expediente	460	4.83	0.6	5.43

# Capítulo 4

## Analisis y Discución de resultados

### 4.1. Resultados Obtenidos Apartir de Modelos Em- píricos

Los valores obtenidos por los modelos empíricos nos muestra la socavación total del puente para diferentes periodos de retorno:

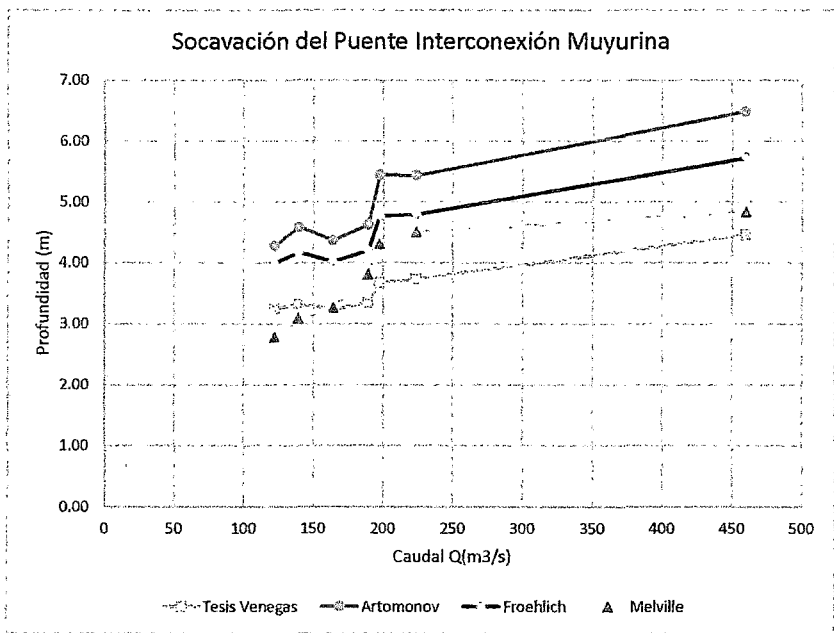


Figura 4.1: Profundidad de socavación al pie de estribos con Diferentes Métodos empíricos

Notamos que la variación de socavación para cada Fórmula empírica tiene una marcada distorsión de resultados. Para nuestro caso el estudio de Socavación de Puentes sera para un Periodo de Retorno de  $Tr= 500$  años

Cuadro 4.1: Resumen de Socavación de Puente Interconxi3n muyurina

Periodo de Retorno	Gasto m3/s	Ancho de estribo 3.1				
		Melville	Tesis Venegas	Artamonov	Froehlich	Exp. $Tr=200$ años
500	223.9	4.50	3.73	5.43	4.79	4.00

(Fuente: Elaboraci3n propia)

Dado que los resultados difieren por las diferentes formulas empíricas, que son producto de experimentos de Laboratorio se tomara el promedio de 4.5m

## 4.2. Analisis de resultados

### 4.2.1. Expediente Técnico

Se basa en el análisis de la cuenca para determinar las máximas avenidas, El punto de aforo se ubica en el trayecto del río Chacco (puente Interconxi3n Muyurina) cuyo levantamiento topográfico se hizo 200m aguas arriba y 100m aguas abajo y la cuenca presenta la siguientes características como se muestra en el cuadro4.2.

- El periodo de retorno para dicho estudio es de  $Tr=200$  años  $Q=460m^3/s$ , la cual no a merita para el estudio de Socavación de Puentes ni para el estudio Hidráulico de puentes
- Los resultados obtenidos de Suelos corresponden Datos del expediente Técnico que se hizo uso para el estudio de socavación de Puente.

En la siguiente tabla nos muestra datos que se obtuvieron apartir del expediente técnico en una forma resumida.



Cuadro 4.2: Obtención de Datos del Puente Interconexión muyurina

Datos generales del estudio del Puente Interconexión Muyurina			
Area de la Cuenca	km2	465.26	
Pendiente	%	1.29	
Tr	años	200	
Caudal	m3/s	460.00	
Long. Estribo	m	3.10	
d <sub>50</sub>	mm	13.23	
Long. Estribo	m	3.10	
Altura total Puente	m	5.00	
Ancho Puente	m	39.00	
Socavación Local	m	4.00	

(Fuente: Expediente Técnico, Puente Interconexión Muyurina)

4.2.2. Comparación de resultados

Para la comparación de resultados se tomo en cuenta el caudal del estudio Hidrológico de la tesis y los caudales obtenidos a partir del expediente Técnico con un caudal para un Periodo de Retorno de 200 años que se muestra en el cuadro 4.3.

Cuadro 4.3: Obtención de Datos A partir del Expediente técnico

Periodo de Retorno	Gasto m3/s	Ancho de estribo 3.1				
		Neill	Lacey	Blench	Ecuación Tipo B	Promedio
200	460	2.86	2.44	4.39	2.40	3.02

(Fuente: Expediente Técnico, Puente Interconexión Muyurina)

Cuadro 4.4: Obtención de Datos A partir de la tesis Enciso

Periodo de Retorno	Gasto m3/s	Ancho de estribo 3.1				
		Tesis Venegas	Artamonov	Froehlich	Melville	Promedio
200	189.4	3.34	4.62	4.20	3.81	3.99

(Fuente: Elaboración Propia)

Se muestra que ambos resultados tienen una marcada diferencia y con este fin se opta por dar como respuesta el promedio de las formulas empíricas utilizadas tanto en el estudio de la Tesis como el expediente técnico Para un Periodo de Retorno de 200 años la socavación se aproxima a 4.00m.

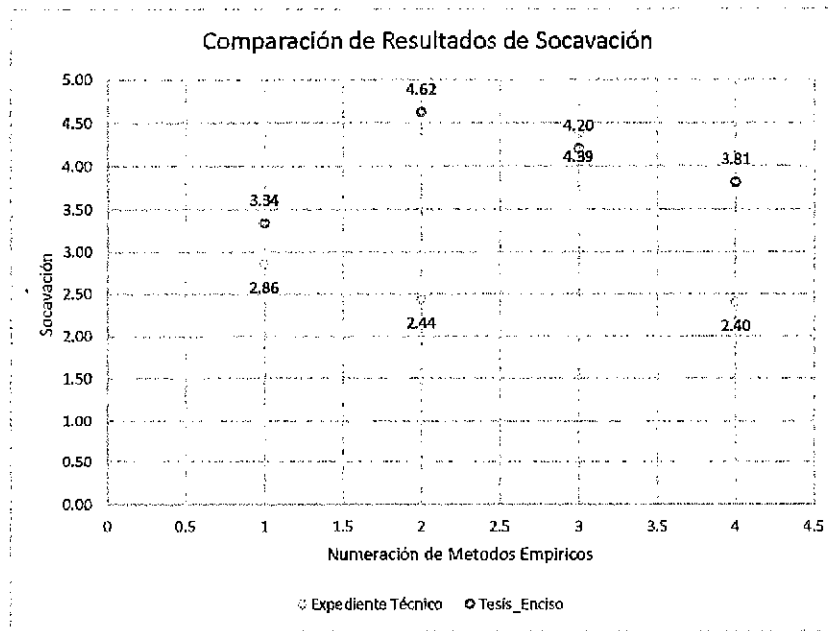


Figura 4.2: Profundidad de socavación al pie de estribos

Notamos que para este caso de estudio la Socavación vario por la influencia de algunos parámetros que se mostrara en de la siguiente manera.

1. Para analizar, la influencia de la forma de estribo en la socavación se tuvo que analizar dependiendo del Caudal para diferentes periodos de retorno, encontrándose una influencia significativa, para este caso el Numero de Froude por sus características de un puente suele ser Subcritico
2. Se observa que los valores de los caudales obtenidos por el expediente técnico son demasiados a comparación de los resultados de la tesis la cual difieren demasiado, es por eso que la socavación al pie de estribos obtienen diferentes resultados.
3. La socavación general para el puente no es significativo a comparación de la socavación Local, que nos arroja valores considerables se muestra en el cuadro 3.25
4. Existe Formulas empíricas que en su mayoría dependen del tamaño de sólidos,

del Numero de Froude, Longitud del estribo, Angulo de ataque hacia los estribos y lo que diferencia al resto la formula de Venegas interviene la densidad de la muestra

## Capítulo 5

# Conclusiones y Recomendaciones

### 5.1. Conclusiones

Después de realizar obtener los resultados de Socavación local en los estribos del puente Muyurina la cual emplea un ancho de puente 3.10m la longitud de 39.00m y una altura de 5.00m, Utilizando el tipo de suelo que se encontró en el río Chacco como un suelo no Cohesivo, el estribo de forma trapezoidal y con una relación del numero de Froude de 0.33 a 0.95 con una pendiente en el trayecto del canal de río que varía desde 1.29 %, el tamaño de partícula que varía desde  $d_{50} = 13,23\text{mm}$  , y se ha llegado a las siguiente conclusiones:

1. Al determinar y comparar los resultados de la sección del puente con el caudal del “Expediente Técnico”, presenta una inundación y por lo tanto el sobre dimensionamiento del caudal que es de  $460\text{m}^3/\text{s}$  que se muestra en la figura 3.17, A comparación del resultado del presente estudio que presenta un valor acorde a las sección del puente la cual se muestra en el la figura 3.18
2. Los resultados de la estimación de socavación con referencia al expediente técnico para un periodo de retorno de 200años resulta un caudal de  $460\text{m}^3/\text{s}$  y con la utilización de formulas empíricas que no recomienda en el M.T.C. se obtiene como resultado un promedio de 3.02m, A comparación con los resultados obte-

nidos por el presente estudio tales como modelos empíricos para la socavación local de estribos como Artamonov, Froehlich, Melville y Venegas, obteniendo un caudal para un periodo de retorno de 200 años  $189,4m^3/s$ , obteniendo una socavación de 3.99m, se muestra en la tabla 4.2 y 4.4

3. Los resultados de la estimación de socavación del río Muyurina se toma como referencia la ubicación y la forma del estribo y este fenómeno ocurre al lado frontal de la estructura, varia en función del caudal y el periodo de retorno. Tal es así que se hizo un cuadro comparativo en las tablas 3.25, 3.26, 3.27 y 3.28
4. El análisis de métodos determinísticos (Saint Venant) y los resultados obtenidos como los calados en diferentes tramos del río determinan la socavación por la influencia de los parámetros fundamentales para el fenómeno de socavación tales como el Numero de Froude, tamaño de la muestra  $d_{50}$ , etc permitió comprobar y determinar la profundidad en diferentes puntos la socavación general se muestra en la figura 3.19.
5. Para la estimación de la profundidad de socavación, el período de retorno mínimo deberá ser igual al utilizado en el diseño del puente y para un caudal de no más de 500 años de periodo de retorno que es el caudal para verificar la estabilidad de la cimentación del puente. En este caso, se considera que se trata de un evento extremo.
6. El programa HEC-RAS permite al usuario seleccionar la ecuación de HIRE o FROEHLICH para calcular la profundidad de socavación al pie de estribos de puentes, o por defecto el programa selecciona automáticamente teniendo en cuenta los valores de la relación Longitud de estribo entre tirante de flujo ( $L/Y$ ). Cuando  $L/Y$  es mayor que 25, el programa selecciona automáticamente la ecuación de HIRE y cuando el valor de  $L/Y$  es menor o igual que 25, selecciona la ecuación de FROEHLICH. De los ejemplos de aplicación, se concluye

que los valores de profundidad de socavación calculados con la ecuación de FROEHLICH arrojan profundidades hasta 10 % mayores.

7. El programa HEC-RAS Utiliza Modelos Deterministicos tales como es el de Saint Venant en su forma Unidimensional la solución se da con diferencias finitas, y con modelos propios para determinar los tirantes para cada sección tales como Energy (Standerd Step), Momentum y Yarnell.

## 5.2. Recomendaciones

1. A consecuencia de los resultados obtenidos de la tesis y la comparación con el expediente Técnico se debería de tener mayor cuidado en tener una relación del caudal de diseño con la sección del puente.
2. Que las instituciones y organismos estatales y privados del Perú brinden mayor apoyo a investigaciones nacionales dentro de esta área técnica la cual requiere un mejor equipamiento para hacer experimento en el laboratorio de Hidráulica, La UNSCH posee pero el equipamiento no permite hacer este tipo de estudio.
3. Debido a que no se ha encontrado mayor información sobre las condiciones en las que fue obtenido el valor del ancho del foso de socavación,propuesto por Laursen, se recomienda realizar mayores investigaciones sobre el parámetro C de Laursen.
4. Estudiar el efecto de acorazamiento del lecho, en particular empleando granulometrías no uniformes con presencia de piedras.
5. Debido al estudio de Socavación con formulas empíricas del Puente Interconexión Muyurina en suelos no cohesivos y con la utilización de Métodos numéricos tales como la Formula de Saint Venant en Hecras, comparar el modelamiento del Río con Programas propios y elaboradas con diferencias finitas para luego hacer la comparación.

## 5.3. Temas Afines de Investigación

En el desarrollo de la investigación surgieron interrogantes que no se pudieron abordar y que serían materia de otras tesis, por lo que dejo a consideración:

1. Realizar un análisis experimental con un laboratorio de Hidráulica y equipado para la estimación de socavación con formulas empiricas pero aplicadas en los ríos aledaños del departamento de Ayacucho.

# Referencias Bibliográficas

- [1] BLADÉ, AND SÁNCHEZ. *Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable*. Edicions UPC., 2009.
- [2] CARLOS, AND JORGE. *Diseño hidráulico de puentes fluviales. Caso: Puente Primavera con la aplicación de Ortofotos y HEC-RAS*. Universidad Nacional Autónoma De México, Febrero, 2011.
- [3] CHENG, L. Y. *Prediction Of Live-Bed At Bridge Abutments*. Asce, Journal of Hydraulic Engineering, Pag 635-638, Junio 1998.
- [4] CÉSAR, AND VÍCTOR. Cálculo de la socavación en puentes. *Viciministerio de Obras Públicas de la República de el Salvador* (2002).
- [5] FRANCISCO, AND DÁVILA. Introducción a los sistemas de información geográfica. *Artículo* (Junio, 2010).
- [6] GUNDUZ, O. Numerical solution of flow equations. *Numerical Modeling of Flow and Contaminant Transport in Rivers* (2011).
- [7] JAMES, F. One dimensional saint - venant system. *University of Orleans* (June 2008).
- [8] JORGE, AND VELASQUEZ. *Propuesta de diseño de un puente ubicado al final de la segunda calle poniente de la Ciudad de el Transito*. Universidad Nacional Autónoma De México, Febrero, 2006.



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [9] KUROIWA. Uso de rampa de rocas para protección de puentes-caso puente dueñas. *XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil* (Iquitos 2003).
- [10] LAURSEN, E. *Ananalysis of Relief Bridges*. ASCE, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 92, No. HY3, 2003.
- [11] LÓPEZ, AND ARENAS. *Análisis de la falla de una de las pilas del puente Naltahua en el Río Maipo, Chile*. Instituto Nacional de Hidráulica, Santiago, Chile. Publicado en el XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica São Pedro, Estado de São Paulo, Brasil, Octubre 2004.
- [12] ÁLVAREZ, G., AND ELVIRA, M. *Socavacion en Puentes*. Universidad del Cauca, Popayán, 2001.
- [13] MARCOS, AND VELASCO. *Investigación Hidráulica y Sedimentológica del Tramo Urbano del Río Piura*. Universidad De Piura, 2002.
- [14] MARTÍN V.. Ingeniería de ríos. *Universidad Politécnica de Cataluña Barcelona* (2007).
- [15] MELVILLE, C. *Bridge Scour*. Water Resources Publications, LLC, Colorado, USA., 2000.
- [16] MIRELES. Erosión en pilares de puentes: Análisis comparativo en base a mediciones de campo. *En Hidráulica PT-45. Segunda Edición. Instituto de la Construcción y Gerencia* (Mayo 2011).
- [17] M.T.C. *Manual de Carreteras Hidrología, Hidráulica y Drenaje*. Libro dedicado para el estudio Hidráulico, 2002.
- [18] ROCHA, A. Introducción a la hidráulica de las obras viales. *ICG-Segunda Edición, 2010. La presente versión está revisada y actualizada a febrero* (Lima 2013).

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [19] VENEGAS, Z. *Socavación al pie de estribos de puentes en lechos no cohesivos*. U.N.I., 2011.
- [20] VILLÓN, M. *Hidrología*. Ediciones Villón, 2011.

## Apéndice A

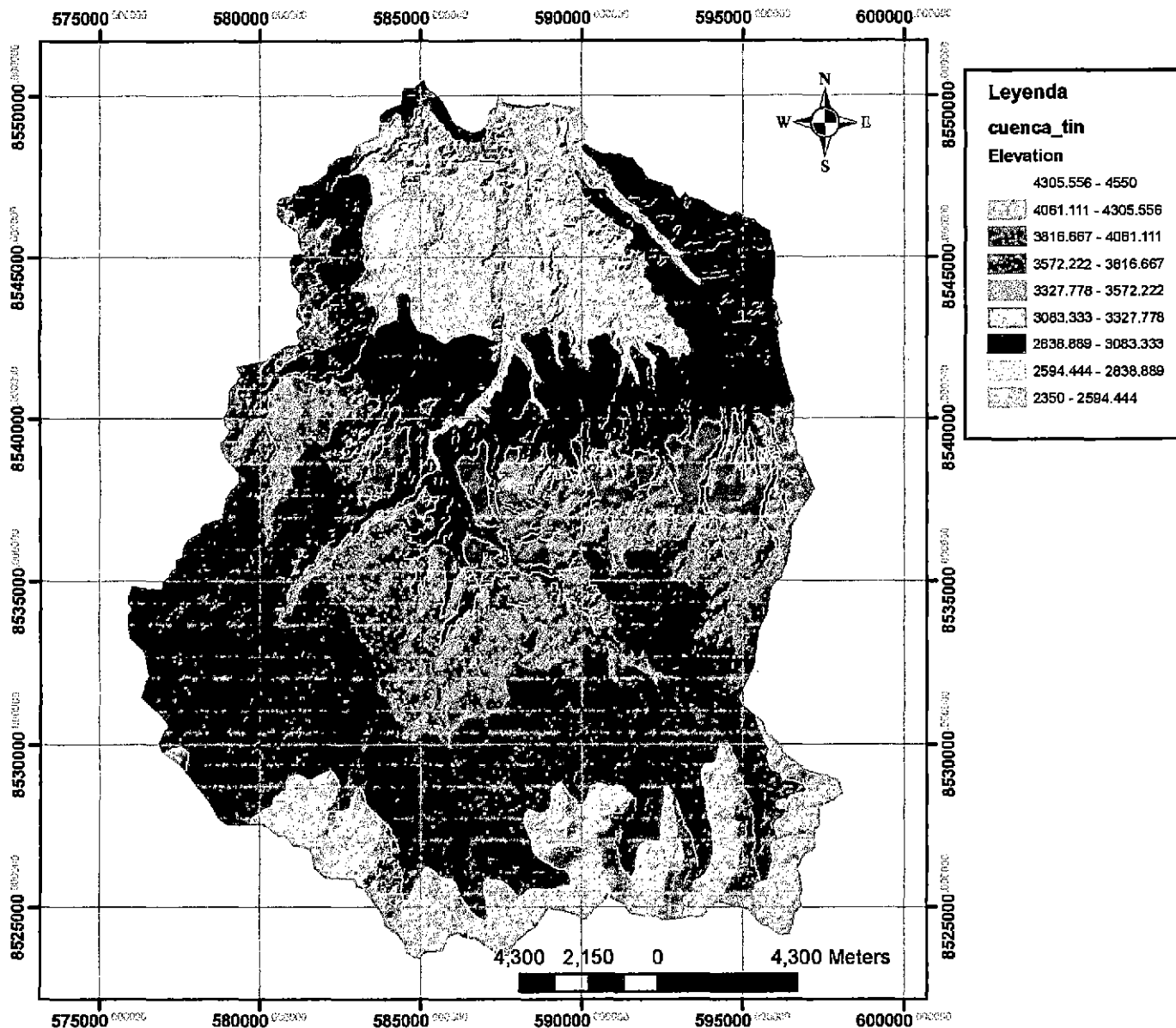
### PLANOS DEL PUENTE

### INTERCONEXIÓN MUYURINA

En este apéndice muestra los resultados de diseño de Estructuración, Topográfico y delimitación de la cuenca con el GIS del Proyecto “Construcción Puente carrozable de Interconexión Muyurina Distrito de Tambillo Humanga Ayacucho”.



# Cuenca Formato TIN



**Leyenda Areas entre secciones**

GRIDCODE	Count_GRIDCODE	Sum_Area
1	1	13.757791
2	2	39.410161
3	9	43.005417
4	5	41.447181
5	4	29.630229
6	1	31.030466
7	2	36.558701
8	2	32.410086
9	2	31.927937
10	2	43.004384
11	3	42.664325
12	2	24.318213

**Leyenda de Nro orden de Longitudes**

GRID_CODE	Count_GRID_CODE	Sum_Longitud
1	390	256.858726
2	165	123.827293
3	135	99.279093
4	51	37.413594
5	24	14.416335

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA			
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL			
	ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
	TESIS:		PLANO:
	ESTUDIO HIDROLÓGICO Y ESTIMACIÓN DE SOCAVACIÓN EL PUENTE INTERCONEXIÓN MUYURINA - AYACUCHO		AC
	PLANO:		Nº
AREA DE CUENCAS		01	
DISEÑO: Bach/Ing. P. Enciso N.	ASESOR: Ing. Edmundo Canchari	ESCALA: S/E	FECHA:

## **Apéndice B**

# **RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO PARA LA OBTENCIÓN DE DIAMETRO 50**



APENDICE D. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO PARA  
**ANALISIS GRANULOMETRICO DEL AGREGADO FINO**  
LA OBTENCION DE DIAMETRO 50.  
(MTC E 204-2000)

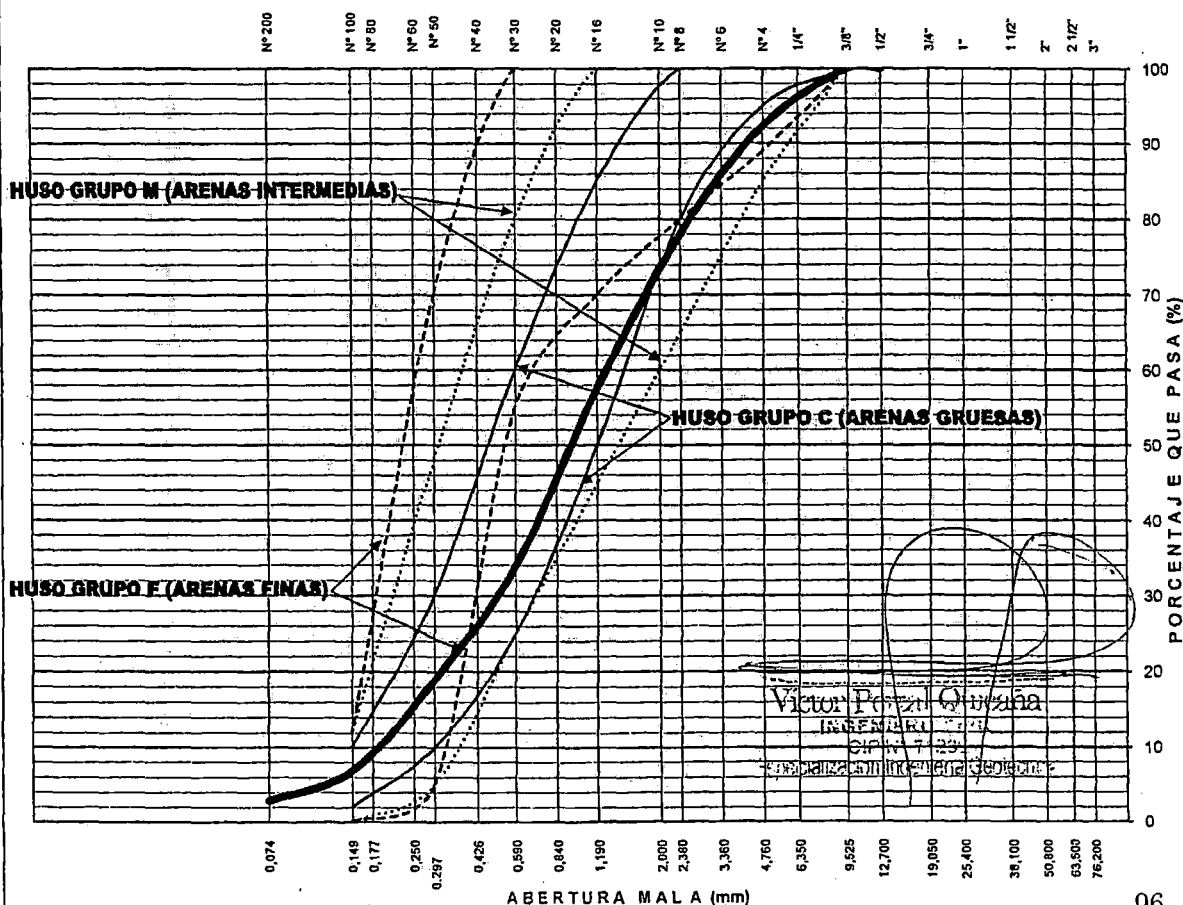
Proyecto : CONSTRUCCION DE PUENTE CARROZABLE MUYURINA.

Solicitante : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE TAMBILLO  
Cantera : CHANCHARA EXPLOTADO POR CROPER SAC  
Material : Arena zarandeada  
Fecha : MAYO DEL 2011

Region : AYACUCHO  
Provincia : HUAMANGA  
Distrito : TAMBILLO  
Lugar : MUYURINA

TAMIZ ASTM	Abertura (mm)	PESO (gr) RETENIDO	% RETEN PARCIAL	% RETEN ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF. LIM. TOTAL	DATOS DEL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO							PESOS (gr)
							Peso seco inicial580.96
3"	76.200		-	-	100.00		Peso seco lavado564.56
2 1/2"	63.500		-	-	100.00		Pérdida por lavado16.4
2"	50.800		-	-	100.00		ENSAYOS ESTÁNDAR
1 1/2"	38.100		-	-	100.00		% Grava7.7
1"	25.400		-	-	100.00		% Arcilla2.8
3/4"	19.050		-	-	100.00		% de Finos2.8
1/2"	12.700		-	-	100.00		D <sub>10</sub> = D <sub>e(mm)</sub> =0.1859
3/8"	9.525		-	0.00	100.00	100	D <sub>30(mm)</sub> =0.5222
1/4"	6.350	11.84	2.04	2.04	97.96	89 - 100	D <sub>60(mm)</sub> =1.3275
Nº 4	4.760	33.01	5.68	7.72	92.28		Cu =7.1
Nº 6	3.360		-	7.72	92.28		Cc =1.1
Nº 8	2.380	83.00	14.29	22.01	77.99	65 - 100	D <sub>15(mm)</sub> =0.2611
Nº 10	2.000	37.63	6.48	28.48	71.52		D <sub>50(mm)</sub> =0.8965
Nº 16	1.190	80.58	13.87	42.35	57.65	45 - 100	D <sub>85(mm)</sub> =2.8606
Nº 20	0.840	52.97	9.12	51.47	48.53	25 - 100	Clasificación SUCS <b>SW</b>
Nº 30	0.590	84.71	14.58	66.05	33.95		AREN BIEN GRADUADA
Nº 40	0.426	55.51	9.56	75.61	24.39		
Nº 50	0.297	32.01	5.51	81.12	18.88	5 - 70	
Nº 60	0.250	29.55	5.09	86.20	13.80		
Nº 80	0.177	25.13	4.33	90.53	9.47		Gravedad específica2.65
Nº 100	0.149	15.23	2.62	93.15	6.85	0 - 12	Módulo de Fineza3.1
Nº 200	0.074	23.39	4.03	97.18	2.82		Superficie específica (cm²/gr)50.4
Fondo			-	-	-		
Lavado		16.4	2.82	100.00	0.00		
TOTAL		580.96					

**CURVA GRANULOMÉTRICA**

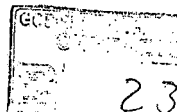


LIMO Y ARCILLA	ARENA			GRAVA		BOLEOS/ BLOQUE
	FINA	MEDIA	GRUESA	FINA	GRUESA	

APÉNDICE B. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO PARA  
LA OBTENCIÓN DE DIAMETRO 50



INGEOTECON  
CONSULTORES Y EJECUTORES EN INGENIERIA  
AREA DE LABORATORIO DE GEOTECNIA Y CONCRETO  
EMADI MZ K1 LOTE 3 CELULAR 966 155110 RPM 800344



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL AGREGADO GLOBAL

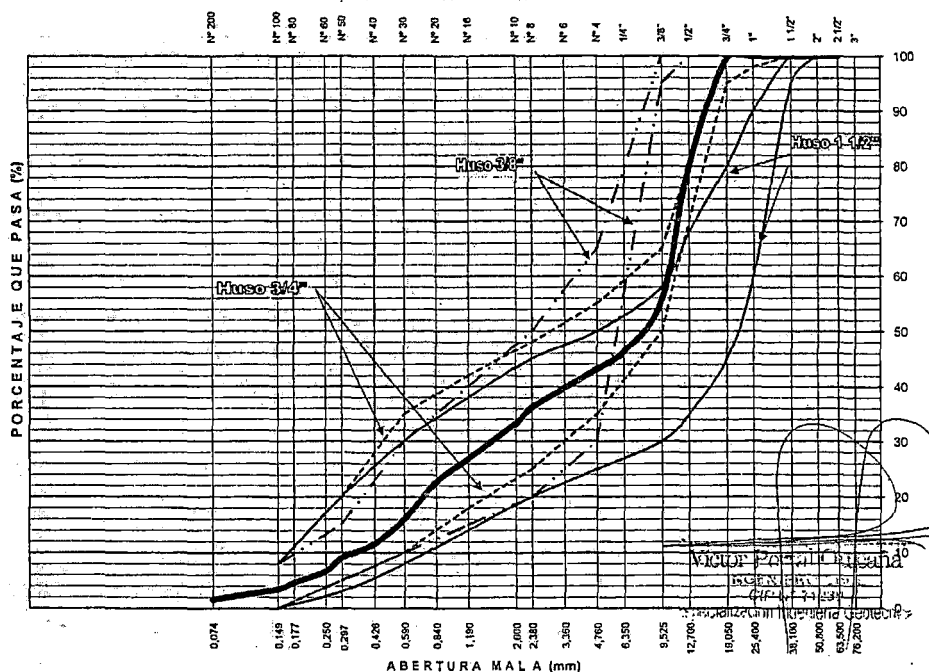
Proyecto : CONSTRUCCION DE PUENTE CARROZABLE MUYURINA.

Solicitante : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE TAMBILLO  
Cantera : CHANCHARA EXPLOTADO POR CROPER SAC  
Material : Piedra Chancada de 3/4" - Arena  
Fecha : MAYO DEL 2011

Region : AYACUCHO  
Provincia : HUAMANGA  
Distrito : TAMBILLO  
Lugar : MUYURINA

TAMIZ ASTM	PESO (A.G.) 1.20	PESO (A.F.) 1.00	PESO AG + AF	% RETEN ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF. HUSO 3/4"	DATOS DEL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
3"	-	-	-	-	100.00	-	<b>RESULTADOS</b> % Grava 56.9 % Arena 41.5 % de Finos 1.6 $D_{10} = D_{60(mm)}$ = 0.3453 $D_{30(mm)}$ = 1.5903 $D_{50(mm)}$ = 3.0379 Cu = 29.2 Cc = 0.7 $D_{15(mm)}$ = 0.5536 $D_{30(mm)}$ = 7.5944 $D_{50(mm)}$ = 14.3481 Clasificación SUCS GP <b>GRAVA MAL GRADUADA CON ARENA</b> Tamaño Maximo 1" Tamaño Maximo Nominal 3/4" Módulo de Fineza 5.1 Porcentaje según analisis del Agregado Global Porcentaje de Agregado Grueso 54.5 Porcentaje de Agregado fino 45.5
2 1/2"	-	-	-	-	100.00	-	
2"	-	-	-	-	100.00	-	
1 1/2"	-	-	-	-	100.00	100 - 100	
1"	-	-	-	-	100.00	98 - 100	
3/4"	15.43	-	15.43	0.61	99.39	95 - 100	
1/2"	489.95	-	489.95	27.04	72.96	70 - 80	
3/8"	611.65	-	611.65	44.30	55.70	50 - 65	
1/4"	212.96	11.84	224.80	53.67	46.33	-	
Nº 4	15.46	33.01	48.47	56.87	43.13	35 - 55	
Nº 6	-	-	-	56.87	43.13	-	
Nº 8	11.08	83.00	94.08	63.80	36.20	25 - 48	
Nº 10	0.77	37.63	38.40	66.78	33.22	-	
Nº 16	1.72	80.58	82.30	73.15	26.85	18 - 42	
Nº 20	0.96	52.97	53.93	77.33	22.67	-	
Nº 30	1.67	84.71	86.38	84.03	15.97	10 - 35	
Nº 40	1.16	55.51	56.68	88.42	11.58	-	
Nº 50	0.71	32.01	32.72	90.95	9.05	5 - 20	
Nº 60	0.95	29.55	30.50	93.30	6.70	-	
Nº 80	1.07	25.13	26.20	95.31	4.69	-	
Nº 100	0.46	15.23	15.69	96.52	3.48	0 - 8	
Nº 200	1.44	23.39	24.83	98.40	1.60	-	
Fondo	-	-	-	100.00	-	-	

CURVA GRANULOMÉTRICA  
AGREGADO GLOBAL



LIMO Y ARCILLA	ARENA			GRAVA		BOLEOS/ BLOQUE
	FINA	MEDIA	GRUESA	FINA	GRUESA	



INGEOTECON

CONSULTORES Y EJECUTORES EN INGENIERIA

AREA DE LABORATORIO DE GEOTECNIA Y CONCRETO

UNIDAD LOTE 2 CELULAN 300 455 13 R.M. 1005044

GOB

CAP

ANALISIS GRANULOMETRICO DEL AGREGADO GRUESO  
(MTC E 204 - 2000)

Proyecto : CONSTRUCCION DE PUENTE CARROZABLE MUYURINA.

Solicitante : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE TAMBILLO

Region : AYACUCHO

Cantera : CHANCHARA EXPLOTADO POR CROPER SAC

Provincia : HUAMANGA

Material : Piedra chancada

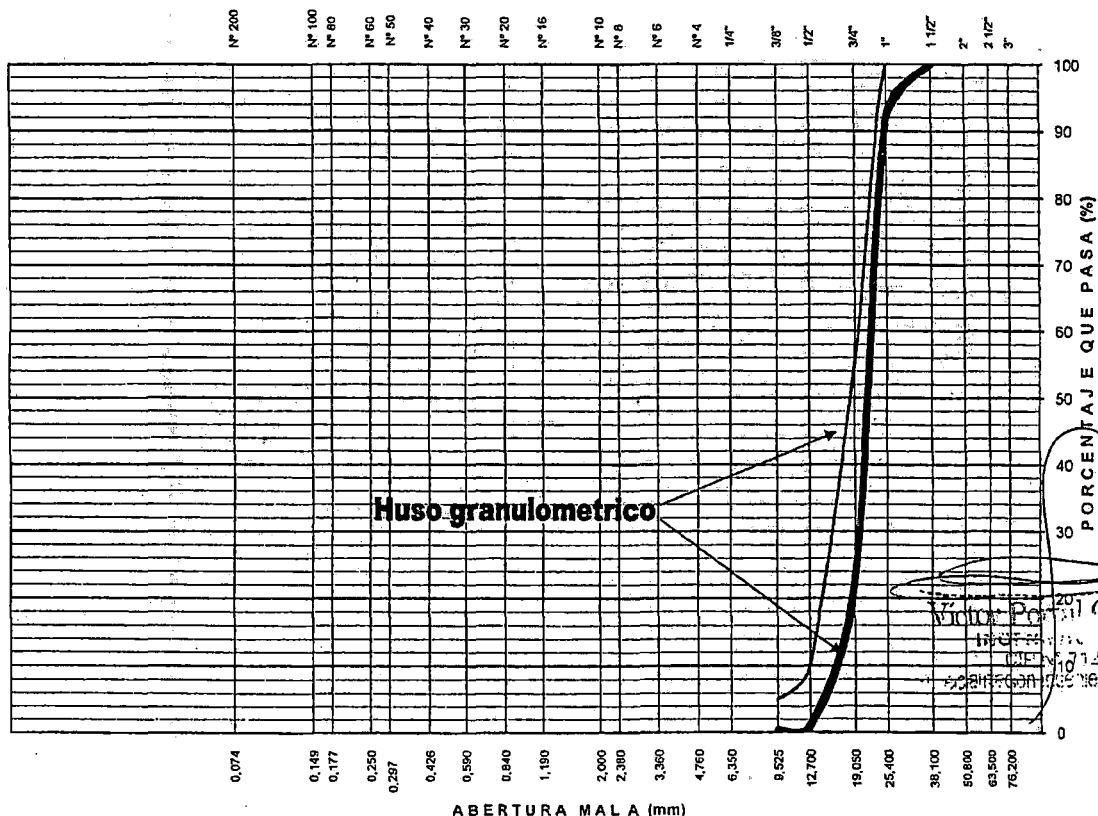
Districto : TAMBILLO

Fecha : MAYO DEL 2011

Lugar : MUYURINA

TAMIZ ASTM	Abertura (mm)	PESO RETENIDO (gr)	% RETEN PARCIAL	% RETEN ACUMULADO	% QUE PASA	NORMA NTP TMN 1'-1/2'	DATOS DEL ANALISIS GRANULOMETRICO
3"	76.200						PESOS (gr)
2 1/2"	63.500						Peso seco inicial 1792.2
2"	50.800						Peso seco lavado 1790.2
1 1/2"	38.100						Pérdida por lavado 2.0
1"	25.400	146.86	8.19	8.19	91.81	100 - 100	ENSAYOS ESTANDAR
3/4"	19.050	1,243.00	69.36	77.55	22.45	90 - 100	% Grava 99.7
3/8"	12.700	381.6	21.30	98.85	1.15	20 - 55	% Arena 0.1
3/16"	9.525	14.09	0.79	99.63	0.37	0 - 10	% de Finos 0.2
1/4"	6.350	0.70	0.04	99.67	0.33	0 - 5	D <sub>10</sub> = D <sub>60</sub> (mm) = 15.3382
Nº 4	4.760	0.15	0.01	99.68	0.32		D <sub>30</sub> (mm) = 19.7414
Nº 6	3.360	0.17	0.01	99.69	0.31		D <sub>60</sub> (mm) = 22.4880
Nº 8	2.380	-	-	99.69	0.31		Cu = 1.5
Nº 10	2.000	-	-	99.69	0.31		Cc = 1.1
Nº 16	1.190	0.12	0.01	99.70	0.30		D <sub>15</sub> (mm) = 16.8290
Nº 20	0.840	0.08	0.00	99.70	0.30		D <sub>50</sub> (mm) = 21.5725
Nº 30	0.590	0.12	0.01	99.71	0.29		D <sub>85</sub> (mm) = 24.7769
Nº 40	0.426	0.13	0.01	99.72	0.28		Clasificación SUCS GP
Nº 50	0.297	0.08	0.00	99.72	0.28		GRAVA MAL GRADUADA
Nº 60	0.250	0.12	0.01	99.73	0.27		Tamaño Maximo 1 1/2"
Nº 80	0.177	0.19	0.01	99.74	0.26		Tamaño Maximo Nominal 1"
Nº 100	0.149	0.12	0.01	99.74	0.26		Gravedad especifica 2.67
Nº 200	0.074	0.60	0.03	99.78	0.22		Módulo de Fineza 7.8
Fondo Lavado		4.0	0.22	100.00	-0.00		Superficie especifica (cm²/gr) 2.1
TOTAL		1792.2	100.0				

CURVA GRANULOMETRICA



LIMO Y ARCILLA	ARENA			GRAVA		BOLEOS/ BLOQUE
	FINA	MEDIA	GRUESA	FINA	GRUESA	



APÉNDICE B. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO PARA LA OBTENCIÓN DE DIAMETRO 50



INGEOTECON  
CONSULTORES Y EJECUTORES EN INGENIERIA  
AREA DE LABORATORIO DE GEOTECNIA Y CONCRETO  
ENADI ME K1 LOTE 3 CELULAR 930 155110 RPM 889344

240

ANALISIS GRANULOMETRICO DEL AGREGADO GRUESO  
(MTC E 204 - 2000)

Proyecto : CONSTRUCCION DE PUENTE CARROZABLE MUYURINA.

Solicitante : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE TAMBILLO

Centra : CHANCHARA EXPLOTADO POR CROPER SAC

Material : Piedra chancada

Fecha : MAYO DEL 2011

Region : AYACUCHO

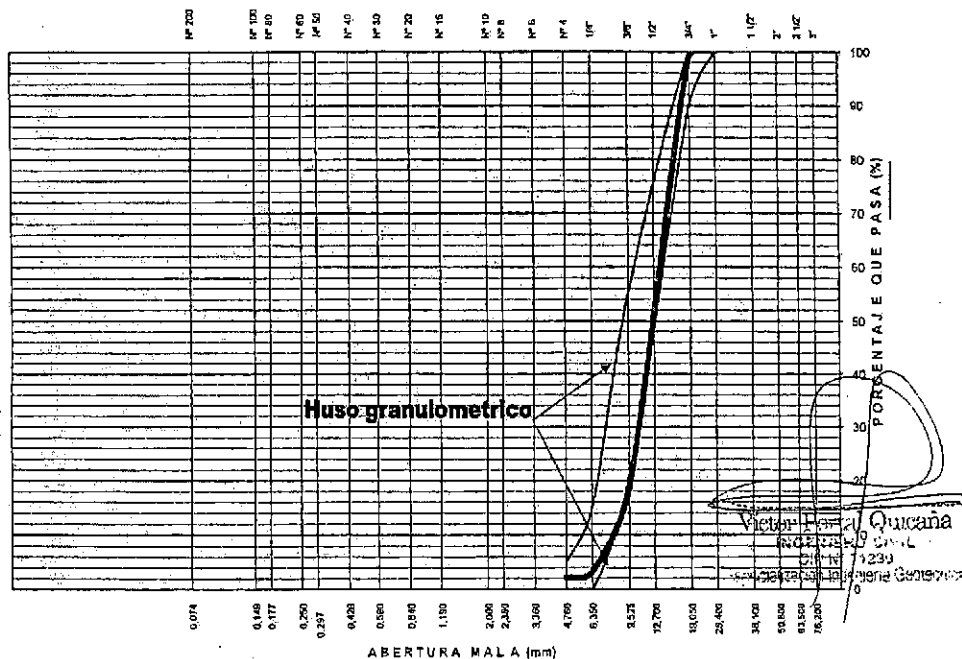
Provincia : HUAMANGA

Distrito : TAMBILLO

Lugar : MUYURINA

TAMIZ ASTM	Abertura (mm)	PESO RETENIDO (gr)	% RETEN PARCIAL	% RETEN ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF. TAMIZ 3/4" N° 4	DATOS DEL ANALISIS GRANULOMETRICO
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO							
3"	76.200		-	-	100.00		PESOS (gr)
2 1/2"	63.500		-	-	100.00		Peso seco inicial 1146.1
2"	50.800		-	-	100.00		Peso seco lavado 1139.5
1 1/2"	38.100		-	-	100.00		Pérdida por lavado 6.6
1"	25.400		-	-	100.00	100 - 100	ENSAYOS ESTANDAR
3/4"	19.050	12.86	1.12	98.88	98.88	90 - 100	% Grava
1 1/2"	12.700	44.47	35.62	96.75	63.25		% Arena
3/8"	9.525	509.71	44.47	81.22	18.78	20 - 55	% de Finos
1/4"	6.350	177.47	15.48	96.70	3.30	0 - 15	$D_{10} = D_{(10\%)} =$ 7.7244
N° 4	4.760	12.86	1.12	97.83	2.17	0 - 5	$D_{30(mm)} =$ 10.3253
N° 6	3.360			98.83	2.17		$D_{50(mm)} =$ 12.4677
N° 8	2.380	9.23	0.81	98.63	1.37		Cu = 1.6
N° 10	2.000	0.64	0.06	98.69	1.31		Cc = 1.1
N° 16	1.190	1.43	0.12	98.81	1.19		$D_{10(mm)} =$ 8.7496
N° 20	0.840	0.80	0.07	98.88	1.12		$D_{30(mm)} =$ 11.7537
N° 30	0.590	1.33	0.12	99.00	1.00		$D_{50(mm)} =$ 16.5762
N° 40	0.426	0.97	0.08	99.09	0.91		Clasificación SUCS GP
N° 50	0.297	0.53	0.05	99.14	0.86		GRAVA MAL GRADUADA
N° 60	0.250	0.39	0.07	99.21	0.79		Tamaño Maximo 2"
N° 80	0.177	0.83	0.08	99.29	0.71		Tamaño Maximo Nominal 3/4"
N° 100	0.149	0.38	0.03	99.32	0.68		Gravedad especifica 2.65
N° 200	0.074	1.20	0.10	99.42	0.58		Módulo de Fineza 6.8
Fondo				99.42	0.58		Superficie especifica (cm²/gr) 4.9
Lavado		6.6	0.58	100.00	-		
TOTAL		1146.1	100.0				

CURVA GRANULOMETRICA



LIMO Y ARCILLA	ARENA			GRAVA		BOLEOS/ BLOQUE
	FINA	MEDIA	GRUESA	FINA	GRUESA	

# APÉNDICE B. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO PARA LA OBTENCIÓN DE DIAMETRO 50



INGEOTECNIA  
CONSULTORES Y EJECUTORES EN INGENIERIA  
AREA DE LABORATORIO DE GEOTECNIA Y CONCRETO  
EMADI N° 11 LOTE 3 CELULAR 968 155116 RPM 9093466

232

## ANALISIS GRANULOMETRICO DEL AGREGADO GLOBAL

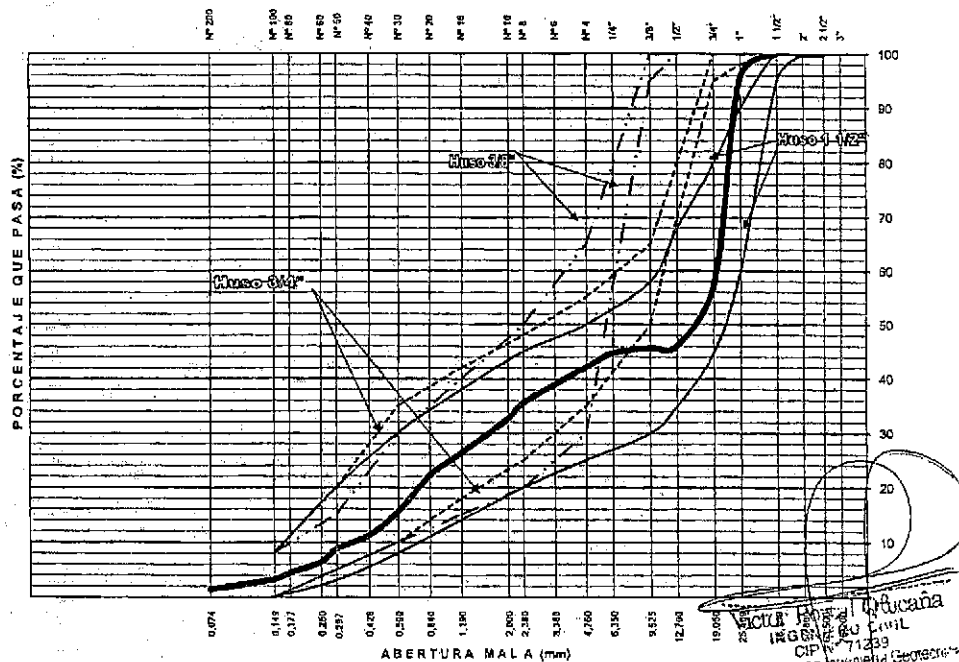
Proyecto : CONSTRUCCION DE PUENTE CARROZABLE MUYURINA.

Solicitante : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE TAMBILLO  
Cantera : CHANCHARA EXPLOTADO POR CROPER SAC  
Material : Piedra Chancada de 1" - Arena  
Fecha : MAYO DEL 2011

Region : AYACUCHO  
Provincia : HUAMANGA  
Distrito : TAMBILLO  
Lugar : MUYURINA

TAMIZ ASTM	PESO (A.C.) 1.20	PESO (A.F.) 1.00	PESO AG + AF	% RETEN ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF. HMSO 1 1/2"	DATOS DEL ANALISIS GRANULOMETRICO
3"	-	-	-	-	100.00	-	RESULTADOS
2"	-	-	-	-	100.00	-	% Grava 57.9
1 1/2"	-	-	-	-	100.00	100 - 100	% Arena 40.7
1"	176.23	-	176.23	4.47	95.53	95 - 100	% de Finos 1.4
3/4"	1,491.60	-	1,491.60	42.30	57.70	60 - 90	$D_{10} = D_{4(arena)} =$ 0.3621
1/2"	458.00	-	458.00	53.92	46.08	45 - 80	$D_{30(arena)} =$ 1.8664
3/8"	11.21	-	11.21	54.33	45.67	35 - 68	$D_{60(arena)} =$ 19.4362
1/4"	0.84	11.84	12.68	55.29	44.71	30 - 58	$C_u =$ 53.7
Nº 4	0.18	33.01	33.19	57.88	42.12	-	$C_c =$ 0.4
Nº 6	0.20	-	0.20	57.89	42.11	25 - 50	$D_{15(arena)} =$ 0.5678
Nº 8	-	83.00	83.00	64.38	35.62	-	$D_{30(arena)} =$ 14.8412
Nº 10	-	37.63	37.63	67.32	32.68	20 - 45	$D_{50(arena)} =$ 23.6325
Nº 16	0.14	80.58	80.72	73.63	26.37	-	Clasificación SUCS <b>QP</b>
Nº 20	0.10	52.97	53.07	77.78	22.22	14 - 38	GRAVA MAL GRADUADA CON ARENA
Nº 30	0.14	84.71	84.85	84.41	15.59	-	Tamaño Máximo 1 1/2"
Nº 40	0.16	55.51	55.67	88.76	11.24	8 - 30	Tamaño Máximo Nominal 1"
Nº 50	0.10	32.01	32.11	91.26	8.74	-	Módulo de Fineza 5.6
Nº 60	0.14	29.55	29.69	93.58	6.42	3 - 20	Porcentajes (%) Según Analisis del Agregado Global
Nº 80	0.23	25.13	25.36	95.55	4.45	-	Porcentaje de Agregado Grueso 54.5
Nº 100	0.14	15.23	15.37	96.75	3.25	-	Porcentaje de Agregado fino 45.5
Nº 200	0.72	23.39	24.11	98.60	1.40	0 - 8	
Fondo	-	-	-	100.00	-	-	

## CURVA GRANULOMETRICA AGREGADO GLOBAL



VICTOR MANUEL GUZMAN  
INGENIERO CIVIL  
CIP N° 71233  
Geotecnia y Obras de Arte

LIMO Y ARCILLA	ARENA			GRAVA		BOLEOS/ BLOQUE
	FINA	MEDIA	GRUESA	FINA	GRUESA	

## Apéndice C

### PANEL FOTOGRÁFICO

## **C.1. Levantamiento Topografico del Puente Interconxi3n Muyurina**

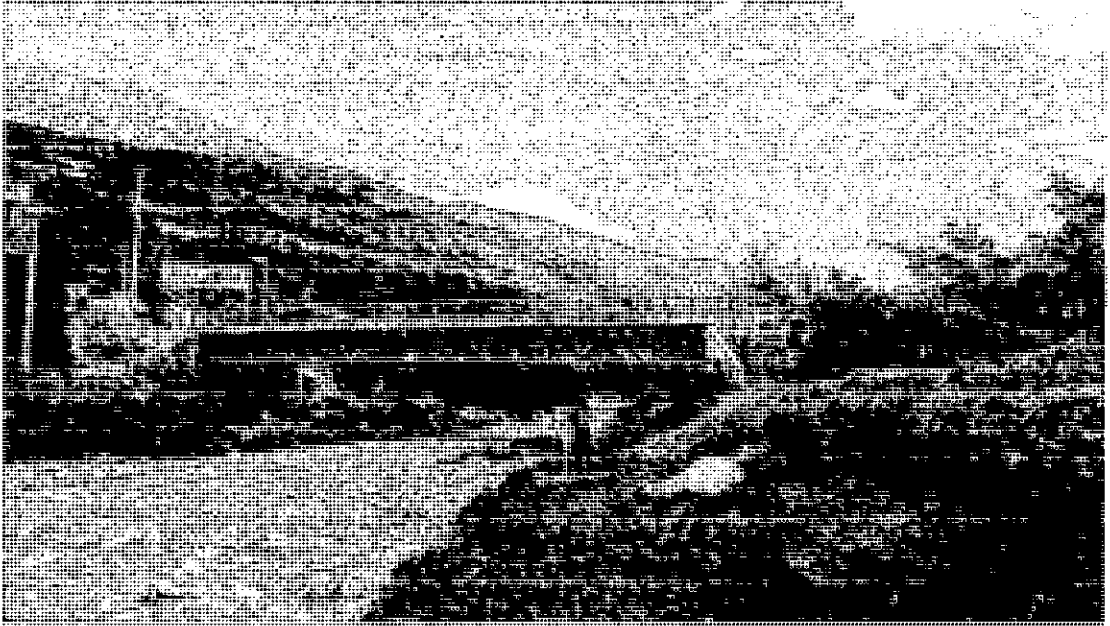


Figura C.1: Levantamiento Topogr3fico de Puente Interconexi3n Muyurina



Figura C.2: Seccionamiento del Tramo Cada 10.00m para la generaci3n de pendientes



Figura C.3: Vista Aguas Arriba del Puente Interconexi3n Muyurina

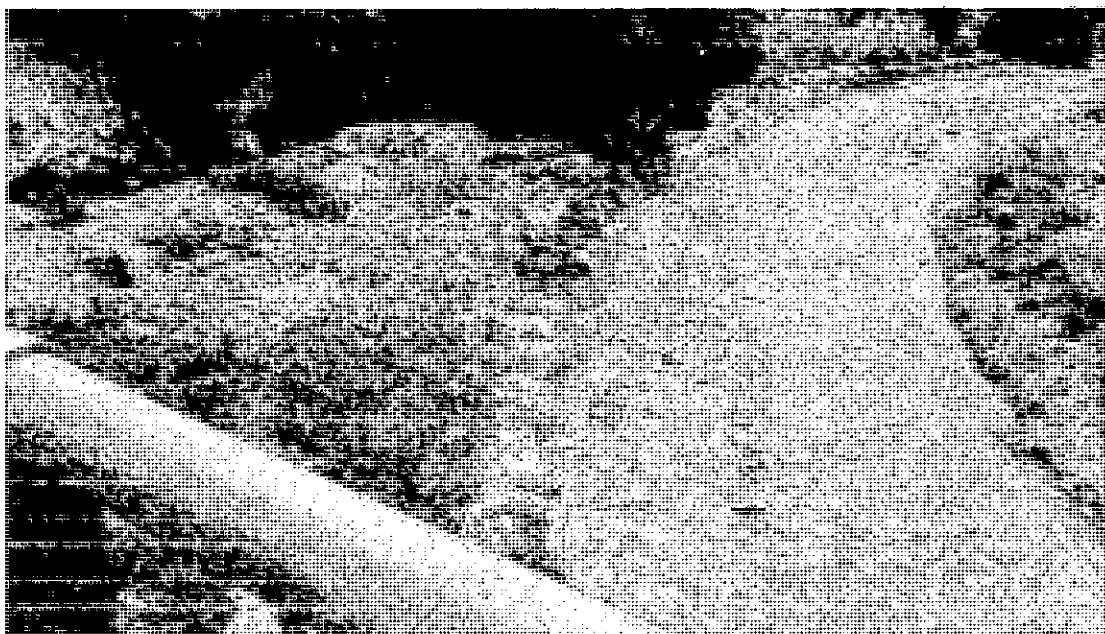


Figura C.4: Vista Aguas Abajo del Puente interconxi3n Muyurina

## C.2. Medición del Puente Interconexión Muyurina



Figura C.5: Medición de la Luz del puente Interconexión Muyurina

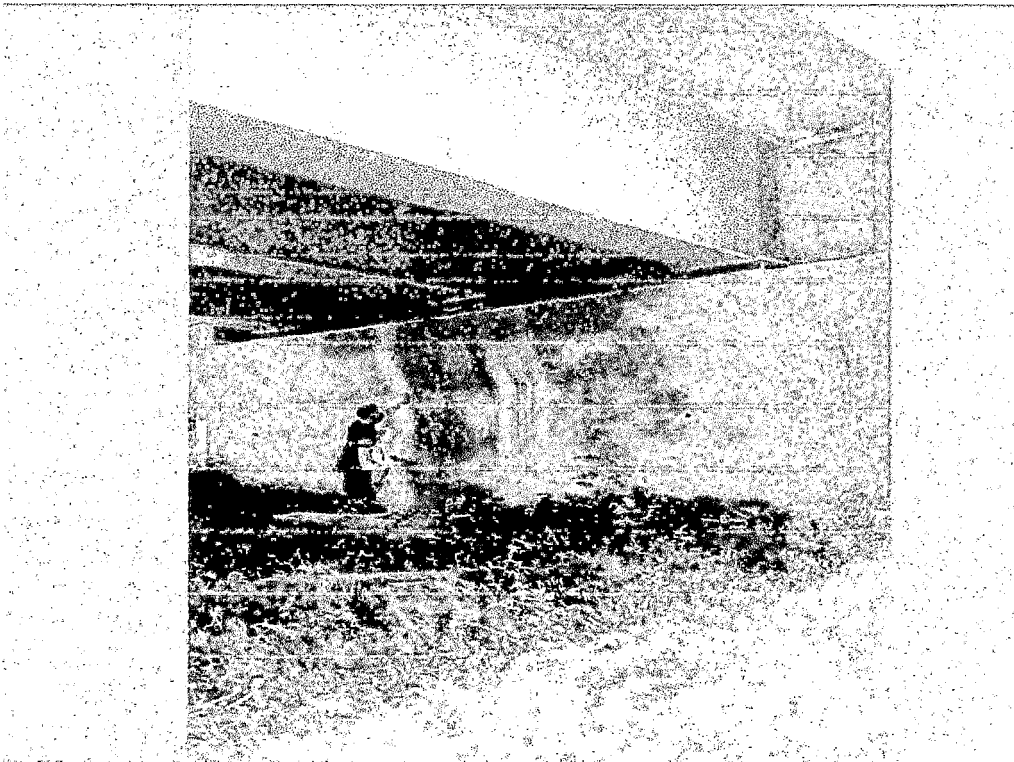


Figura C.6: Muestra la altura del Estribo Derecho del Puente