

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**“TRATAMIENTO DE LOS EFECTOS DE LA SOCAVACIÓN EN
LOS ESTRIBOS DEL PUENTE MATACHICO CARRETERA
LA OROYA – HUANCAYO”**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

CARLOS ANDRÉS EGÚSQUIZA JACOBO

Lima- Perú

Digitalizado por:

2010

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

Dedico este trabajo a Dios, a mis padres, familia y amigos

Por el apoyo brindado durante mi carrera universitaria.

Una mención especial para el

Ing. Francisco Coronado del Águila

Que con su gran apoyo y orientación contribuyó

Al desarrollo de este proyecto.

ÍNDICE

	Página
RESUMEN	1
LISTA DE CUADROS	3
LISTA DE FIGURAS	6
LISTA DE GRÁFICOS	9
INTRODUCCIÓN	10
CAPÍTULO I: RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN	13
1.1. RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN BÁSICA EXISTENTE	13
1.1.1. Información Cartográfica	13
1.1.2. Información Hidrológica	13
1.1.3. Información Pluviométrica	14
1.2. RECONOCIMIENTO DE CAMPO	16
CAPITULO II: ESTUDIOS BÁSICOS PARA LA ELABORACIÓN DEL PROYECTO	22
2.1. EVALUACIÓN GEOGRÁFICA	22
2.1.1. Delimitación de la Cuenca.....	22
2.1.2. Características de la Cuenca	22
2.1.3. Ubicación Geográfica del Puente Matachico	23
2.2. ESTUDIOS DE AVENIDAS MÁXIMAS	24
2.2.1. Tratamiento de la Información Pluviométrica.....	24
2.2.2. Determinación de Caudales Máximos Diarios	28
2.2.3. Tiempos de Retorno de Descargas Máximas.....	31
CAPÍTULO III: ANÁLISIS ESTADÍSTICOS DE LAS DESCARGAS	33
3.1. PARÁMETROS ESTADÍSTICOS	33
3.1.1 Media μ	33
3.1.2. Varianza σ^2	33

3.1.3. Coeficiente de Variación (Cv).....	34
3.1.4. Coeficiente de Asimetría (γ).....	34
3.2. ANÁLISIS DE FRECUENCIAS	35
3.2.1. Distribución de la Probabilidad Existente	36
A. Distribución Normal.....	36
B. Distribución Log Normal de Dos Parámetros.....	38
C. Distribución Pearson III	40
D. Distribución Log Pearson Tipo III o Gamma de Tres Parámetros.....	42
E. Distribución Gumbel o Extrema Tipo I	45
3.3. MÁXIMAS DESCARGAS EN EL PUENTE MATACHICO	55
3.4. PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE	55
3.4.1. Prueba Smirnov-Kolmogorov	55
3.4.2. Procedimiento General de la Prueba Smirnov-Kolmogorov.....	55
3.4.3. Aplicación de las Pruebas de Bondad de Ajuste	56
CAPITULO IV: HIDRÁULICA FLUVIAL.....	68
4.1. INTRODUCCIÓN.....	68
4.1.1 Fallas más Comunes en Puentes.....	68
4.2. CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO	70
4.3. CURVAS DE DESCARGA	71
4.4. CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN.....	75
4.4.1. Granulometría del Cauce	75
4.4.2. Coeficiente de Rugosidad.....	82
4.4.3. Métodos para el cálculo de la Socavación General.....	84
4.4.4. Cálculo de la Socavación local en pilares circulares	87
4.4.5. Cálculo de la Socavación local en Estribos	91

Hoja de Cálculo N°1: Cálculo de la Profundidad de Socavación General.....	94
Hoja de Cálculo N°2 : Cálculo de la Profundidad de Socavación en Pilares y Estribos	96
4.4.6. Datos para el Diseño.....	97
CAPÍTULO V: DISEÑO DE LAS OBRAS PROTECCIÓN	98
CAPÍTULO VI: MODELAMIENTO HIDRÁULICO UNIDIMENSIONAL USANDO EL PROGRAMA HEC RAS 4.0	101
CONCLUSIONES	112
RECOMENDACIONES	116
BIBLIOGRAFÍA	118
ANEXOS	119

RESUMEN

El presente trabajo revisa y desarrolla una metodología básica para realizar el estudio hidrológico e hidráulico necesario para el diseño de un elemento de protección para una estructura existente, en este caso el puente Matachico, el cual tiene un alto grado de vulnerabilidad ante una posible avenida, ya que por el tiempo de transcurrido no se encuentran los criterios de su diseño, sobre todo la profundidad de socavación, debido a que actualmente existe variación de lluvias y avenidas que están en proceso de aumento.

La información cartográfica recopilada fue utilizada para la delimitación de la cuenca, determinando las áreas correspondientes a las subcuencas tomadas en cuenta para el estudio que junto con la información hidrológica y pluviométrica fueron analizadas y procesadas para ser utilizadas en el método de extrapolación para obtener los caudales máximos diarios para un periodo de 25 años. Los caudales obtenidos se analizaron estadísticamente utilizando distribuciones probabilísticas como Normal, Log Normal de dos Parámetros, Gumbel o Extrema Tipo I, Pearson III y Log Pearson III o Gamma de Tres Parámetros, para determinar caudales para diferentes periodos de retorno. Estas distribuciones fueron sometidas a la prueba de bondad de ajuste de Smirnov – Kolmogorov determinando la distribución que más se ajusta para el cálculo del caudal de diseño.

La hidráulica fluvial es utilizada para contribuir y definir la luz y gálibo del puente, así como la profundidad de la cimentación, régimen de flujo, o para lo cual se valió de métodos recomendados por el U.S. Bureau of Reclamation, hallando de esta manera los datos de diseño para las obras de protección. Todo este proceso fue complementado por el uso de un programa de modelamiento hidráulico (HEC-RAS 4.0) que proporcionó las características hidráulicas de flujo como tirante máximo, velocidad, área mojada, datos utilizados para los cálculos finales.

Los resultados obtenidos al final son producto de seguir una metodología adecuada y ordenada, que permita proyectar otros puentes.

La confiabilidad de los resultados obtenidos dependerá de la calidad de datos procesados, por ello es necesario revisarlos y completarlos para realizar un correcto análisis dando como resultado parámetros de diseño con un alto grado de aceptación.

La profundidad de socavación general y socavación local en pilares calculada permite diseñar una defensa para cada una de las estructuras del puente proponiendo en el caso del Puente Matachico una protección de enrocado para los estribos y pilares lo que garantizará el cumplimiento de la vida útil del Puente.

LISTA DE CUADROS

	Página
Cuadro N° 1.1: Ubicación de la Estación Hidrométrica “La Mejorada”	14
Cuadro N° 1.2: Ubicación Estaciones Pluviométricas – Cuenca Mantaro	14
Cuadro N° 2.3: Características Topográficas de la Sub Cuenca Mantaro - La Mejorada.....	22
Cuadro N° 2.4: Características Topográficas de la Sub Cuenca Mantaro - Puente Matachico	23
Cuadro N° 2.5: Precipitación Mensual Corregida y Extendida (mm)	25
Cuadro N° 2.6: Precipitación Mensual Corregida y Extendida (mm)	26
Cuadro N° 2.7: Descargas Máximas – Estación “La Mejorada”.....	27
Cuadro N° 2.8: Coeficiente de Extrapolación para un Periodo de 25 años.....	29
Cuadro N° 2.9: Caudales Máximos Diarios para un Periodo de 25 años.....	30
Cuadro N° 2.10: Probabilidades Teóricas y Tiempos de Retorno.....	32
Cuadro N° 3.11: Forma y Localización de la moda – Distribución Log Pearson Tipo III	43
Cuadro N° 3.12: Análisis Estadístico de Máximas Descargas.....	49
Cuadro N° 3.13: Distribución Normal	50
Cuadro N° 3.14: Distribución Log Normal de Dos Parámetros	51
Cuadro N° 3.15: Distribución Pearson Tipo III.....	52
Cuadro N° 3.16: Distribución Log Pearson Tipo III o Gamma de Tres Parámetros	53
Cuadro N° 3.17: Distribución Gumbel o Extrema Tipo I	54

Cuadro N° 3.18: Distribución Normal y Bondad de Ajuste.....	60
Cuadro N° 3.19: Distribución Log Normal y Bondad de Ajuste.....	61
Cuadro N° 3.20: Distribución Gumbel y Bondad de Ajuste.....	62
Cuadro N° 3.21: Distribución Pearson III y Bondad de Ajuste.....	63
Cuadro N° 3.22: Distribución Log Pearson III y Bondad de Ajuste.....	64
Cuadro N° 3.23: Valores Usados para hallar el F(KT) por interpolación.....	65
Cuadro N° 3.24: Tabla Resumen de Valores de Dn max.....	65
Cuadro N° 3.25: Valor Crítico D_α de la Prueba de Smirnov – Kolmogorov para varios valores de N y Niveles de Significación.....	66
Cuadro N° 3.26: Correlaciones entre el Tiempo de Retorno y los Caudales.....	67
Cuadro N° 4.27: Datos usados en la generación de la Curva de Descargas.....	72
Cuadro N° 4.28: Evaluación Hidráulica del cauce del Río Mantaro en el tramo Puente Matachico – Tr 2 años.....	73
Cuadro N° 4.29: Evaluación Hidráulica del cauce del Río Mantaro en el tramo Puente Matachico – Tr 224 años.....	74
Cuadro N° 4.30: Muestra N° 1 (Aguas Abajo – Puente Matachico).....	78
Cuadro N° 4.31: Cálculo % retenido de partículas gruesas.....	78
Cuadro N° 4.32: Muestra N° 2 (Aguas Abajo – Puente Matachico).....	79
Cuadro N° 4.33: Cálculo % retenido de partículas gruesas.....	79
Cuadro N° 4.34: Análisis Granulométrico Global – Muestra N° 1.....	80
Cuadro N° 4.35: Análisis Granulométrico Global – Muestra N° 2.....	81

Cuadro N° 4.36: Factores para Determinar la Rugosidad del Cauce	83
Cuadro N° 4.37: Valores de x y $\frac{1}{1+x}$, para suelos cohesivos y no cohesivos.....	86
Cuadro N° 4.38: Factor de Forma del Estribo	92
Cuadro N° 5.39: Diámetros Mínimos en cm de los fragmentos de protección en función de su Peso Específico y de la velocidad de la corriente.....	98
Cuadro N° 5.40: Relación Tamaños de Partículas entre Materiales.....	100
Cuadro N° 6.41: Resultados de la Evaluación Hidráulica del Río Mantaro”	109

LISTA DE FIGURAS

	Página
Figura N° 1.1: Material gravo-arenoso posicionado como barra en abanico	16
Figura N° 1.2: Terrazas relativamente erosionadas	17
Figura N° 1.3: Aguas arriba del Puente Matachico – Vista desde el Puente	18
Figura N° 1.4: Terrazas ubicadas aguas arriba del Puente Matachico	19
Figura N° 1.5: Cauce del río Mantaro – Vista aguas arriba del Puente Matachico	19
Figura N° 1.6: Aguas abajo – Vista desde el Puente Matachico.....	20
Figura N° 1.7: Puente Matachico – Vista desde Aguas Abajo	21
Figura N° 1.8: Deterioro de Estribo Izquierdo del Puente Matachico.....	21
Figura N° 4.9: Área de muestra de 1m x 1 m	76
Figura N° 4.10: Medición de Material Grueso.....	76
Figura N° 4.11: Área de muestra de 1m x 1 m	77
Figura N° 4.12: Medición de Material Grueso.....	77
Figura N° 4.13: Valores de K1	90
Figura N° 4.14: Valores de K2	90
Figura N° 4.15: Vórtices alrededor de Pilares y estribos	93
Figura N° 4.16: Sistema de vórtices alrededor de un estribo durante la erosión.....	93

Figura N° 6.17: Recorrido del cauce del río Mantaro – Secciones ingresadas y ubicación del puente	102
Figura N° 6.18: Introducción de Pilares y estribos – Secciones aguas arriba y aguas abajo del Puente Matachico	102
Figura N° 6.19: Sección Transversal ingresada de la progresiva 0+464.81	103
Figura N° 6.20: Sección Transversal ingresada de la progresiva 0+455.18	103
Figura N° 6.21: Visualización de la sección del río en el eje del puente 0+460	104
Figura N° 6.22: Visualización de la sección del río aguas abajo del eje del puente Matachico 0+455.18	104
Figura N° 6.23: Visualización de la sección del río aguas abajo del eje del puente Matachico 0+464.81	105
Figura N° 6.24: Visualización del Perfil del río a lo largo del recorrido en estudio para un caudal de 893.36 m ³ /s	105
Figura N° 6.25: Gráfico de la variación de velocidades en el eje del cauce del río a lo largo del recorrido en estudio	106
Figura N° 6.26: Gráfico en perspectiva 3D del río a lo largo del recorrido en estudio y la ubicación del puente para un caudal de 893.36 m ³ /s.....	106
Figura N° 6.27: Gráfico en de la curva de descargas en la sección correspondiente al eje del Puente Matachico.....	107
Figura N° 6.28: Datos de salida en el eje del Puente Matachico Progresiva 0+460.....	108
Figura N° 6.29: Datos computados para la socavación en Pilares	110

Figura N° 6.30: Datos computados para la socavación en los Estribos 110

Figura N° 6.31: Reporte de Resultados de Socavación 111

LISTA DE GRÁFICOS

	Página
Gráfico N° 3.1: Tiempo de retorno vs. Caudales.....	67
Gráfico N° 4.2: Curva de Descargas del río Mantaro en el Eje del Puente Matachico	72
Gráfico N° 4.3: Curva Granulométrica Muestra N° 1	80
Gráfico N° 4.4: Curva Granulométrica Muestra N° 2	81

INTRODUCCIÓN

Un gran porcentaje de fallas ocurridas en puentes a nivel mundial se debe a causa de grandes avenidas, las que ocasionan a su vez socavación en el cauce del río originando inestabilidad en los elementos que sostienen al puente como son los estribos y pilares.

El diseño de estos puentes, en su mayoría, no consideró como punto importante la socavación ocasionada, producto de un evento extremo de grandes avenidas, por lo que sus estructuras de soporte se encuentran cimentadas de forma superficial, estando la cota de fondo de cimentación alejada de la cota que delimita la profundidad máxima a la que llegaría el lecho del río en una posible avenida.

Por lo expuesto anteriormente, el objetivo principal del trabajo es presentar una metodología que permita tratar mediante el diseño de la protección de estribos y pilares la acción de socavación producida por las aguas del río Mantaro, protegiendo de esta forma los estribos y pilares del Puente Matachico, evitando de esta manera el colapso de la estructura lo que originaría el bloqueo total de esta importante vía que une ciudades importantes como: Lima, Jauja y Huancayo.

Otro de los objetivos que busca el presente trabajo es integrar los conocimientos adquiridos en asignaturas separadas a lo largo de los estudios universitarios, consolidándolos y logrando de esta manera adquirir la experiencia necesaria para la elaboración de este tipo de proyectos.

Para lograr ambos objetivos se ha dividido el trabajo en 6 capítulos, los que han sido separados de acuerdo a sus características, ordenados y desarrollados según la etapa que le corresponde dentro del proyecto.

La primera parte comprende la recolección de la información disponible en las entidades correspondientes como el IGN, SENAMHI y SN POWER PERU, dicha

información es de vital importancia para la realización del proyecto ya que de ella parte el análisis hidrológico.

Después de recabar toda la información necesaria, se procedió a realizar una visita de la zona de estudio recorriendo a lo largo de la carretera central el tramo desde la Oroya hasta la altura del Puente Matachico ubicado 60 km aguas abajo de esta ciudad; con el fin de hacer un reconocimiento de la geomorfología en la zona de estudio.

Luego de realizar estas actividades se dio inicio a la fase de gabinete, en la que están comprendidos los estudios básicos para la elaboración del proyecto donde figuran como partes importantes la evaluación geográfica y el estudio de las avenidas máximas hallando de esta manera los caudales máximos diarios para un período de 25 años, dato importante para el análisis hidrológico realizado en el siguiente capítulo.

Para el análisis hidrológico se tuvo que hacer uso de las distribuciones de probabilidad, utilizando para este caso cinco de ellas; la distribución normal, Log Normal de dos Parámetros, Pearson Tipo III, Log Pearson Tipo III o Gamma de Tres Parámetros y Gumbel o extrema Tipo I, siendo estas las más confiables y por consecuencia las más utilizadas en hidrología. Este análisis derivó al cálculo del caudal para diferentes períodos de retorno, los que serán usados para el cálculo de la socavación.

La hidráulica fluvial es utilizada para contribuir a definir la luz y gálibo del puente, así como la profundidad de la cimentación, régimen de flujo, para lo cual se valió de métodos recomendados por el U.S. Bureau of Reclamation, hallando de esta manera los datos de diseño para las obras de protección, además del uso de fórmulas para hallar la socavación en pilares, como la fórmula planteada por la C.S.U. (Colorado State University).

En base a los datos de profundidad de socavación obtenidos luego de efectuados los cálculos, se procedió a realizar el diseño de las obras de protección de las subestructuras, estribos y pilares del Puente Matachico, para lo cual se plantea la construcción de enrocados cimentados por debajo del nivel máximo de socavación.

Paralelamente al cálculo de la socavación por los métodos especificados líneas arriba, se tuvo que recurrir al modelamiento hidráulico unidimensional usando el programa HEC RAS versión 4.0., que a su vez proporcionó los datos necesarios para el cálculo de socavación mediante fórmulas.

TRATAMIENTO DE LOS EFECTOS DE LA SOCAVACIÓN EN LOS ESTRIBOS DEL PUENTE MATACHICO – CARRETERA LA OROYA - HUANCAYO

CAPITULO I: RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN

1.1. RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN BÁSICA EXISTENTE

Luego de haber identificado el problema y definido claramente los objetivos es necesario recopilar y actualizar toda la información básica disponible en hidrología, meteorología, topografía, cartografía, etc, de las cuencas o subcuencas existentes en la zona de estudio.

Para el presente estudio se consideró la siguiente información:

1.1.1. Información Cartográfica:

La zona del proyecto en estudio se ubica en la carta nacional del Instituto Geográfico Nacional (IGN) a escala 1:100,000 denominada La Oroya, PERU 1747 (24-L). Asimismo para toda la cuenca del estudio se tiene una zona de influencia delimitada con las cartas nacionales referidas principalmente a los cuadrángulos Tarma (23-L), Ondores (23-K), Cerro de Pasco (22-K), Jauja (24-M), Huancayo (25-M), Pampas (25-N), lo cual resulta traducido en la Lámina N° P-01 que se presenta adjunta en los anexos.

1.1.2. Información Hidrológica:

De la información o registros indagados sobre descargas máximas diarias en el SENAMHI, se encontró la estación Puente Stuart, que se encuentra ubicada aproximadamente a unos 22 kilómetros aguas abajo del Puente Matachico, cuenta con información de 11 años necesitándose como mínimo 15 años para tener una buena correlación, y por lo cual se tuvo que analizar con los registros obtenidos o datos de descargas máximas mensuales en tanto que la Estación Hidrológica “La Mejorada” ubicada en el departamento de Huancavelica sobre el río Mantaro, aproximadamente a 50 kilómetros de aguas abajo de la zona de

estudio, cuenta con 25 años de registros por lo que se selecciona dicha información para el estudio.

Cuadro N° 1.1

Estación Hidrométrica	Ubicación		Provincia	Altitud m.s.n.m.
	Latitud Sur	Latitud Oeste		
La Mejorada	12° 30'	75° 15'	Huancavelica	2799

Fuente: SENAMHI

1.1.3. Información Pluviométrica:

De igual modo en cuanto a la información o registros indagados, recopilados y analizados por ELECTROPERU S.A., esto es la entidad que hoy en día realiza tal labor y se denomina SN POWER PERU; por lo cual se han encontrado los siguientes datos de precipitación máxima mensual.

Cuadro N° 1.2

Estación Pluviométrica	Ubicación		Provincia	Altitud m.s.n.m.
	Latitud Sur	Longitud Oeste		
Atocsaico	11° 17' 55"	76° 04' 40"	Junín	4200
Carhuamayo	10° 55' 25"	76° 03' 25"	Junín	4125
Casa de patos	10° 58' 50"	76° 02' 20"	Junín	4100
Corpacancha	11° 21' 55"	76° 12' 55"	Yauli	4150
Hacienda Huanca	10° 40' 45"	76° 05' 00"	Pasco	4150
Malpaso	11° 24' 35"	76° 02' 30"	Yauli	3795
Morococha	11° 36' 05"	76° 08' 05"	Yauli	4505
Paragsha	10° 40' 25"	76° 15' 25"	Pasco	4310
Huaron	11° 00' 18"	76° 25' 20"	Junín	4525
Punrun	10° 49' 15"	76° 26' 13"	Pasco	4350
San Blas	11° 06' 10"	76° 10' 55"	Junín	4300
Shelby	10° 48' 35"	76° 13' 30"	Pasco	4120
Upamayo	10° 55' 30"	76° 16' 40"	Pasco	4093

Fuente: SN POWER PERU

De lo observado en los presentes datos, estos resultan ubicados en la parte superior, es decir en la subcuencas superior y media del Río Mantaro, esto es por encima de la zona del proyecto, además de ya estar corregidos y extendidos por la entidad mencionada anteriormente, se verificaron los datos y se comprobó que estaban correctos.

Todo esto resulta adecuado y propicio para poder efectuar un análisis regional mediante el factor de extrapolación correspondiente, tomando como datos las características físicas de las subcuencas y los presentes datos registrados en la cuenca del río Mantaro.

1.2. RECONOCIMIENTO DE CAMPO:

Se ha efectuado la visita de campo con el fin de determinar principalmente las características generales del río Mantaro y con lo cual se parte principalmente para su respectivo análisis hidrológico, hidráulico y morfológico desde la zona de la Oroya hasta el lugar del proyecto o puente Matachico.

Observamos el tramo del río Mantaro en la zona de La Oroya ubicada aproximadamente 60 kilómetros aguas arriba de la zona del proyecto. En esta zona podemos apreciar material gravo-arenoso posicionado como barra en abanico por efectos de velocidades mínimas del flujo en dicha zona y efectos de la concavidad formada por la concavidad del cauce. Estas características nos dicen que la corriente o flujo del río tiene capacidad para arrastrar consigo material gravo-arenoso en una gran proporción, mientras que el material limo arcilloso es transportado en menor escala.



Figura N° 1: Material gravo-arenoso posicionado como barra en abanico.

Este material transportado es producto también de las erosiones locales o desprendimientos del valle en sus laderas desde agua arriba, las cuales provienen principalmente de la erosión de las rocas o materiales constituidos en

la época del cretáceo, y las cuales a pesar de su relativa dureza se encuentra en proceso de meteorización y degradación por efectos naturales y ambientales.

Es de notar que el efecto del transporte de sedimento resulta al momento de moderada magnitud dado también la condición morfo-geológica para este tipo de cauce en "V", predominante de valles relativamente mas estables y/o de menor proceso erosivo y capacidad de aporte al río.

Asimismo en ambas laderas derecha e izquierda, se puede apreciar material relativamente inestable pero que por efectos de la capa de vegetación superficial así como otro tipo de protecciones brindadas resulta estabilizada en cierto grado.

Aproximadamente a 50 kilómetros aguas arriba de la zona del proyecto, se aprecian terrazas relativamente erosionadas y/o socavadas por efecto de la humedad y velocidades circundantes del flujo del río efectuadas aparentemente en las épocas de crecida.

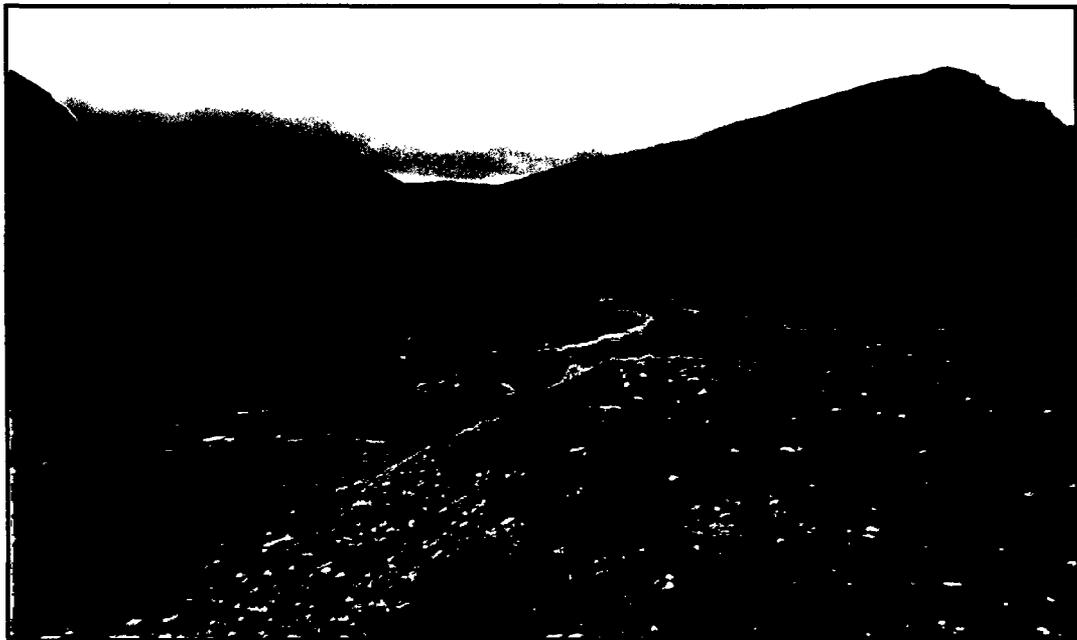


Figura N° 1.2: Terrazas relativamente erosionadas.

De este modo a lo largo del tramo recorrido del río Mantaro el material del cauce o barras superficiales resultan presentarse en poca cantidad a excepción de

encontrarse zonas del río donde este se presenta como playa llana, y las cuales resultan también de contado número a lo largo de este tramo. Estas zonas o barras asimismo han sido formadas en durante el paso de varias décadas de años, por lo cual la corriente continua un régimen estable a menos se produzcan otros fenómenos o acontecimientos anormales por efectos exógenos. Asimismo a lo largo de este se han apreciado diversas formas locales de protección de terrazas y mediante métodos no convencionales principalmente.

Las fotos de abajo muestra el cauce del río Mantaro aguas arriba de la zona del proyecto o puente Matachico, en esta zona destacan las terrazas, las cuales se encuentran en un estado relativamente estable, ya que por efectos de la naturaleza tienen una “protección” superficial de capa pasto, la cual incide en su mejor estabilidad.



Figura N° 1.3: Aguas arriba del Puente Matachico – Vista desde el Puente

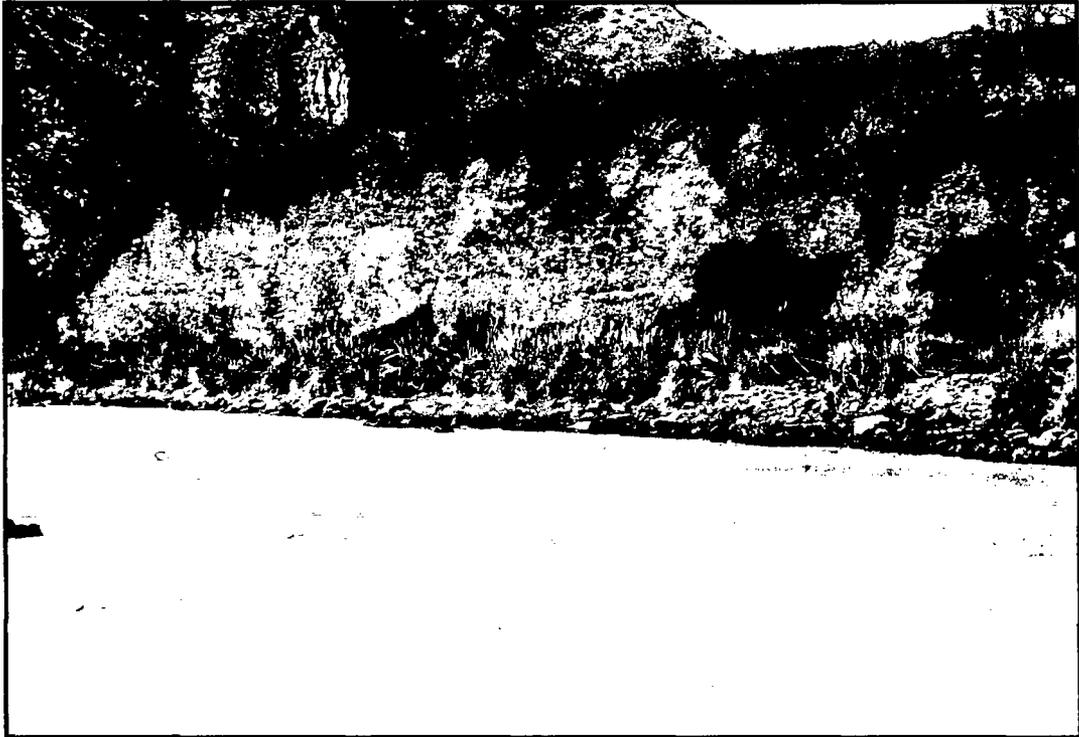


Figura N° 1.4: Terrazas ubicadas aguas arriba del Puente Matachico



Figura N° 1.5: Cauce del río Mantaro – Vista aguas arriba del Puente Matachico

Cabe destacar que en cuanto a los niveles de incidencia y que permanecen como “registros de huellas” dentro del puente Matachico, se nota un tirante máximo de 5 o 6 metros por encima de la sección hidráulica en esta zona. Por ello durante el tiempo histórico de funcionamiento del actual puente Matachico (aproximadamente en 45 años), no se ha producido un nivel mayor de incidencia al indicado o en todo caso un desborde de la sección hidráulica y que ocasione un colapso de esta estructura.

Las últimas vistas pertenecen al tramo aguas abajo del Puente Matachico en la cual destaca una zona del flujo relativamente limpio de material de escombros o transportado. Se aprecia asimismo la formación de un cuenco natural.



Figura N° 1.6: Aguas abajo – Vista desde el Puente Matachico



Figura N° 7: Puente Matachico – Vista desde aguas abajo

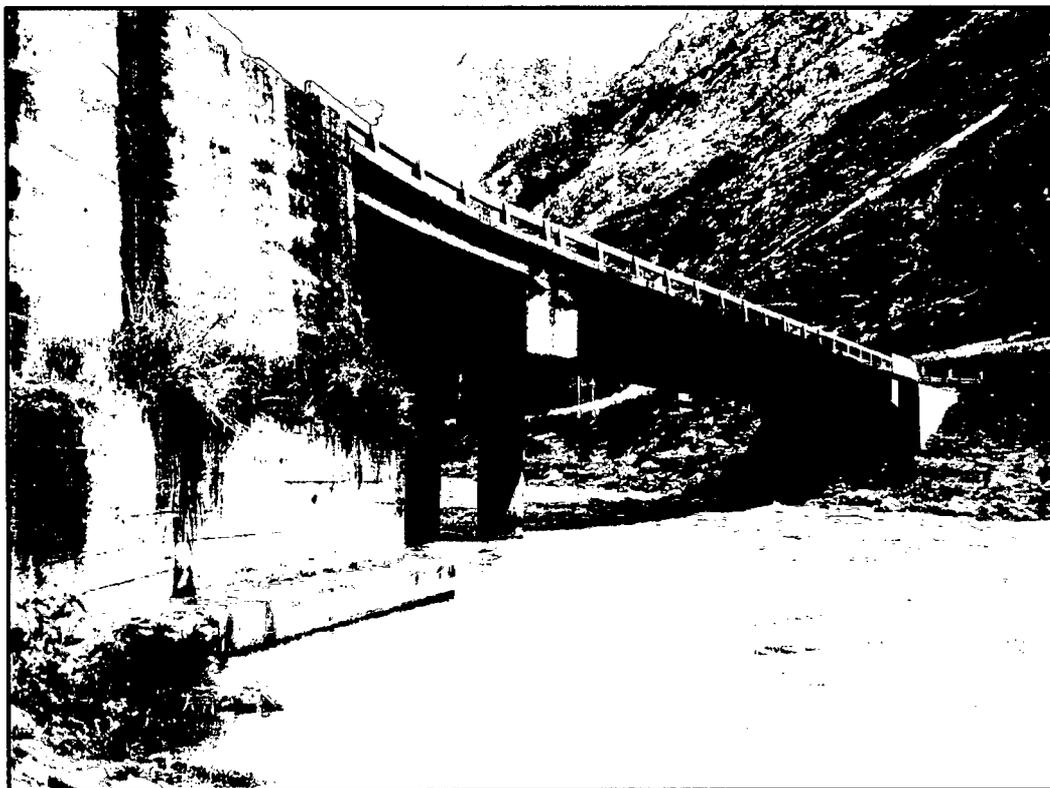


Figura N° 8: Deterioro de estribo izquierdo del Puente Matachico

CAPITULO II: ESTUDIOS BÁSICOS PARA LA ELABORACIÓN DEL PROYECTO

2.1. EVALUACIÓN GEOGRÁFICA:

2.1.1. Delimitación de la Cuenca:

Como se ha mencionado la cuenca del río Mantaro y referida a la zona del Proyecto como subcuencas o también denominadas Cuenca Superior y Media del Mantaro, se delimita sobre las hojas La Oroya (24-L), Tarma (23-L), Ondores (23-K), Cerro de Pasco (22-K), Jauja (24-M), Huancayo (25-M) y Pampas (25-N); para ello se tuvo que digitalizar dicho mosaico y hacer uso de los criterios hidrológicos para trazar la línea de cumbres o divisorias.

Asimismo referido a las zonas de las subcuencas preestablecidas superior y media del Mantaro y con los fines de interés básico del presente estudio, esta limitan por su lado oeste con la cuenca del río Rimac y Río Cañete, por la zona norte con la cuenca del río Huallaga, mientras que por el lado este con la cuenca del río Perené.

2.1.2 Características de la Cuenca:

Las características de la cuenca hasta la sección o estación hidrográfica “La Mejorada”, y perteneciente a la zona superior y media de la subcuenca Mantaro se muestran en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 2.3: Características Topográficas de la Cuenca

Subcuenca	Área (Km^2)	Longitud (Km)	Pendiente Promedio (‰)
Mantaro hasta La Mejorada	17,000	248	7.0

Fuente: Generación Propia – Ver Lámina N°P-03 y N°P-04.

De acuerdo a las características locales medidas in situ y referido al área de influencia del Proyecto se tiene las siguientes características de la cuenca:

Cuadro N° 2.4: Características Topográficas de la Cuenca

Subcuenca	Área (Km ²)	Longitud (Km)	Pendiente Promedio (‰)
Mantaro hasta Puente Matachico	8200	144	7.5

Fuente: Generación Propia - Ver Lámina N° P-03 y N° P-04.

2.1.3. Ubicación Geográfica del Puente Matachico:

El Puente Matachico forma parte de la infraestructura vial de la Carretera La Oroya – Huancayo, la cual resulta en Red Vial Nacional Ruta N° 003 S, Km 61+450, ubicándose sobre el río Mantaro, en el distrito de Izcuchaca y Provincia de Jauja, departamento de Junín. Las coordenadas aproximadas de posicionamiento del punto central se encuentra entre Latitud Sur 11°47'30" y Longitud Oeste 75°35'15" respectivamente y altitud media entre los 3450 msnm. (Ver Anexo N° 4).

2.2. ESTUDIOS DE AVENIDAS MÁXIMAS:

2.2.1. Tratamiento de la Información Pluviométrica:

2.2.1.1. Estudio de la Precipitación:

Las precipitaciones medidas con pluviómetro en altura de agua (mm) son muy variables de un lugar a otro, y en un mismo lugar de un tiempo a otro. Estas mediciones son numerosas, desordenadas y muchas veces incompletas; por tal motivo es necesario analizar y sintetizar en unos pocos valores más tratables y fáciles de manejar para su utilización en proyectos hidráulicos.

Para manejar estadísticamente la información pluviométrica, es decir el estudio de su comportamiento siguiendo algún modelo matemático solo será posible si cumple con los requisitos obligatorios de ser completa, consistente y tener la extensión suficiente. Por tal motivo que una información pluviométrica debe ser revisada en estos tres aspectos.

El estudio de las precipitaciones se utiliza para determinar el caudal máximo de diseño que se presentará en la ubicación del puente o estructura, esto permitirá conocer sus características de socavación, el nivel de aguas máximas y el ancho mínimo para esa avenida en la sección del puente; datos que permitirán realizar un óptimo diseño de la protección.

2.2.1.2 Precipitaciones Mensuales Corregidas y Extendidas:

Para la ejecución de este estudio se recurrió a la información de las precipitaciones mensuales corregidas y extendidas de las estaciones Malpaso y Paragsha, ambas con un periodo de registros de 40 años de registro. En los Cuadros N° 4, 5 y 6 se aprecia el registro de las Precipitaciones Mensuales Corregidas y Extendidas de las Estaciones Pluviométricas consideradas para el presente estudio y los caudales máximos diarios de la Estación Hidrográfica "La Mejorada".

CUADRO N° 2.7

DESCARGAS MAXIMAS DIARIAS

ESTACION LA MEJORADA

FECHA	Caudal (m³/s)
2 Feb. 76	854.30
5 Mar.77	538.50
21 Feb.78	772.70
25 Mar.79	769.80
22 Mar.80	528.40
27 Feb.81	1192.00
8 Feb.82	1078.40
3 Abr.83	435.10
20 Feb.84	1177.30
2 Abr.85	646.40
1 Mar.86	1241.90
11 Feb.87	572.70
5 Feb.88	923.00
17 Mar.89	894.60
26 Ene.90	423.50
15 Mar.91	608.00
20 Mar.92	237.40
11 Mar.93	791.60
13 Feb.94	1192.60
16 Mar.95	743.90
5 Mar.96	577.40
23 Feb.97	692.20
09 Feb.98	649.60
19 Feb. 99	859.10
25 Feb.2000	859.50

Fuente: SENAMHI

2.2.2. Determinación del Caudales Máximos Diarios:

Sobre la información de caudal de la cuenca del río Mantaro se realizaron estimaciones del caudal máximo hasta el área de influencia del Puente Matachico en el río Mantaro, usando el análisis regional mediante el factor de extrapolación, que se presenta a continuación:

$$Q1 = KxQ2$$

$$K = \frac{(A1xP1)}{(A2xP2)}$$

Donde:

K = Factor de Extrapolación

Q2 = Caudal de la cuenca de la estación con datos (m3/seg).

A2 = Área de Cuenca de la estación con datos (km2)

P2 = Precipitación media de la estación con datos (mm/año)

Q1 = Caudal Medio de cuenca de interés (m3/seg)

A1 = Área de cuenca de interés (km2)

P1 = Precipitación de cuenca de interés (mm/año)

Cálculo del Factor de Extrapolación:

A1= 8200 Km2 Subcuenca: Mantaro hasta Puente Matachico

A2= 17000 Km2 Subcuenca: Mantaro hasta La Mejorada

P1: Precipitación Mensual Máxima de la Estación Pluviométrica Paragsha a partir del año 1976 hasta el año 2000. Tomados del Cuadro N° 4.

P2: Precipitación Mensual Máxima de la Estación Pluviométrica Malpaso a partir del año 1976 hasta el año 2000. Tomados del Cuadro N° 5.

De esta forma hallamos el factor de extrapolación para el año 1976 y posteriormente para cada uno de los años siguientes:

$$K_{1976} = \frac{(P_{mm.Paragsha.1976} * A1)}{(P_{mm.Malpaso.1976} * A2)} = \frac{(138.4 * 8200)}{(131.6 * 17000)} = 0.5074$$

En el Cuadro N° 7 se presentan los Factores de Extrapolación para un periodo de 25 años.

CUADRO N° 2.8

COEFICIENTE DE EXTRAPOLACION

AÑO	K
1976	0.5074
1977	0.5888
1978	0.5053
1979	0.5611
1980	0.5449
1981	0.4759
1982	0.4918
1983	0.4205
1984	0.4976
1985	0.4494
1986	0.3492
1987	0.3613
1988	0.4010
1989	0.5554
1990	0.4094
1991	0.6144
1992	0.6922
1993	0.5911
1994	0.7027
1995	0.8049
1996	0.6082
1997	0.5218
1998	0.5438
1999	0.3932
2000	0.5449

Fuente: Generación Propia

Utilizando el Cuadro N° 6 en donde se encuentran las descargas máximas diarias registradas por la estación "La Mejorada" y multiplicando por los factores de extrapolación correspondiente a cada año según el Cuadro N° 7 tenemos

como resultado los Caudales Máximos Diarios en la zona de interés para un periodo de 25 años.

En el Cuadro N° 8 se tiene los Caudales máximos diarios para un periodo de 25 años.

CUADRO N° 2.9

CAUDALES MAXIMOS DIARIOS

AÑO	Q (m³/s)
1976	433.46
1977	317.07
1978	390.45
1979	431.95
1980	287.91
1981	567.22
1982	530.36
1983	182.98
1984	585.83
1985	290.46
1986	433.70
1987	206.93
1988	370.15
1989	496.82
1990	173.39
1991	373.53
1992	164.34
1993	467.92
1994	838.02
1995	598.75
1996	351.17
1997	361.20
1998	353.23
1999	337.77
2000	468.32

Fuente: Generación Propia

2.2.3 Tiempos de Retorno de Descargas Máximas:

Una vez determinados la serie de caudales máximos del periodo considerado para realizar el análisis de frecuencia se procederá a ordenar los valores de mayor a menor sin tomar en cuenta el año de ocurrencia.

Luego se deberá asignarle a cada valor una probabilidad de excedencia. Esta probabilidad de excedencia que se asigna a cada valor de la serie es lo que se conoce como posición de trazado, su inversa será el periodo de retorno (Tr). Para hallar estos valores se tiene que considerar lo siguiente:

Si N es el total de valores y m es el rango de un valor en una lista ordenada de mayor a menor (m=1 para el valor máximo) la probabilidad de excedencia se puede obtener por medio de varias expresiones, pero se usará la formula propuesta por **Weibull** ya que es la mas usada y aceptada.

$$\text{Weibull (1939): } \frac{m}{N+1}$$

Donde:

N : Número total de valores de la muestra.

m : Número de orden de los valores ordenados de mayor a menor.

Los resultados obtenidos en el cuadro deberán interpretarse de la siguiente manera:

Es probable que el caudal de 598.75 m³/s se presente una vez cada 13 años y así para cada caudal se podrá observar la probabilidad de ocurrencia según el periodo de retorno (Tr) obtenido.

CUADRO N° 2.10

TIEMPOS DE RETORNO DE DESCARGAS MÁXIMAS

No Ordenado		Ordenado		M	Tr (Años)
Año	Q Máx. D	Año	Q Máx. D		
1976	433.46	1994	838.02	1.00	26.00
1977	317.07	1995	598.75	2.00	13.00
1978	390.45	1984	585.83	3.00	8.67
1979	431.95	1981	567.22	4.00	6.50
1980	287.91	1982	530.36	5.00	5.20
1981	567.22	1989	496.82	6.00	4.33
1982	530.36	2000	468.32	7.00	3.71
1983	182.98	1993	467.92	8.00	3.25
1984	585.83	1986	433.70	9.00	2.89
1985	290.46	1986	433.46	10.00	2.60
1986	433.70	1979	431.95	11.00	2.36
1987	206.93	1978	390.45	12.00	2.17
1988	370.15	1991	373.53	13.00	2.00
1989	496.82	1988	370.15	14.00	1.86
1990	173.39	1997	361.20	15.00	1.73
1991	373.53	1998	353.23	16.00	1.63
1992	164.34	1996	351.17	17.00	1.53
1993	467.92	1999	337.77	18.00	1.44
1994	838.02	1977	317.07	19.00	1.37
1995	598.75	1985	290.46	20.00	1.30
1996	351.17	1980	287.91	21.00	1.24
1997	361.20	1987	206.93	22.00	1.18
1998	353.23	1983	182.98	23.00	1.13
1999	337.77	1990	173.39	24.00	1.08
2000	468.32	1992	164.34	25.00	1.04

Fuente: Generación Propia

CAPITULO III: ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LAS DESCARGAS

El comportamiento de las variables aleatorias discretas o continuas se describe con la ayuda de Distribuciones de Probabilidad. A continuación se definirán algunos parámetros estadísticos que serán necesarios para realizar la correcta distribución probabilística de datos.

3.1. PARÁMETROS ESTADÍSTICOS

Los estadísticos extraen información de una muestra, indicando las características de la población. Los principales estadísticos son los momentos de primer, segundo y tercer orden correspondiente a la media, varianza, y asimetría respectivamente.

3.1.1. Media μ :

Es el valor esperado de la variable misma. Primer momento respecto al origen. Muestra la tendencia central de la distribución.

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} x f(x) dx$$

El valor estimado de la media a partir de la muestra es:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

3.1.2. Varianza σ^2 :

Mide la variabilidad de los datos. Es el segundo momento respecto a la media.

$$\sigma^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^2 f(x) dx$$

El valor estimado de la varianza a partir de la muestra es:

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

En el cual el divisor es n-1 en lugar de "n" para asegurar que la estadística de la muestra no tenga una tendencia, en promedio, a ser mayor o menor que el valor

verdadero. Las unidades de la varianza son la media al cuadrado, la desviación estándar σ es una medida de la variabilidad que tiene las mismas dimensiones que la media y simplemente es la raíz cuadrada de la varianza, se estima por s .

3.1.3. Coeficiente de Variación (Cv):

Es una medida adimensional de la variabilidad que se define como:

$$Cv = \frac{\sigma}{\mu}$$

Su valor estimado es:

$$Cv = \frac{s}{\bar{x}}$$

3.1.4. Coeficiente de Asimetría (γ):

La distribución de los valores de una distribución alrededor de la media se mide por la asimetría. Se obtiene a partir del tercer momento alrededor de la media, dividiéndolo por el cubo de la desviación estándar para que sea adimensional. Es el tercer momento respecto a la media.

$$E[(x - \mu)^3] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^3 f(x) dx$$

$$\gamma = \frac{1}{\sigma^3} E[(x - \mu)^3]$$

El valor estimado del coeficiente de asimetría está dado por:

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2) * s^3}$$

3.2. ANÁLISIS DE FRECUENCIAS

El análisis de frecuencias es una herramienta que se utiliza para predecir el comportamiento futuro de los caudales en un sitio de interés a partir de la información histórica de caudales. Es un método basado en procedimientos estadísticos que permite calcular la magnitud del caudal asociado a un período de retorno. El grado de confianza de sus resultados obtenidos en este análisis dependerá de la longitud y calidad de la serie histórica, además de la incertidumbre propia de cada una de las distribuciones de probabilidades existentes.

Cuando se necesite realizar extrapolaciones, es decir se tenga que el periodo de retorno es mayor que la longitud de la serie disponible, se deberá tener en cuenta que el error relativo asociado a la distribución de probabilidades es importante, mientras que en interpolaciones la incertidumbre está asociada principalmente a la calidad de los datos a modelar; en ambos casos la incertidumbre es alta dependiendo de la cantidad de datos disponibles (*Ashkar, et al. 1994*). La extrapolación de frecuencias extremas en una distribución empírica de crecientes es extremadamente riesgosa (*Garcon, 1994*).

Para determinar la magnitud de eventos extremos cuando la distribución de probabilidades no es una función fácilmente invertibles se requiere conocer la variación de la variable respecto a la media. Chow en 1951 propuso determinar esta variación a partir de un factor de frecuencia K_T que puede ser expresado:

$$X_T = \mu + K_T \sigma$$

Este se puede estimar a partir de los datos:

$$X_T = \bar{x} + K_T s$$

Para una distribución dada, puede determinarse una relación entre K y el período de retorno T_r . Esta relación puede expresarse en términos matemáticos o por medio del uso de una tabla estadística.

El análisis de frecuencia consiste en determinar los parámetros de las distribuciones de probabilidad y determinar con el factor de frecuencia la magnitud del evento para un período de retorno dado.

A continuación se describen las principales distribuciones de probabilidad utilizadas en hidrología, la forma de estimar sus parámetros, el factor de frecuencia y los límites de confianza. Estos últimos son indicadores de que tanta incertidumbre se tiene con las extrapolaciones, puesto que determinar el rango de valores donde realmente estaría la variable, si el rango es muy grande la incertidumbre es muy alta y si es pequeño, por el contrario, habrá mucha confianza en el valor estimado.

3.2.1. Distribución de la Probabilidad Existente:

Entre los métodos estadísticos más usados en hidrología, se consideran los siguientes:

- A. Distribución Normal.
- B. Distribución Log – Normal de dos parámetros.
- C. Distribución Pearson III
- D. Distribución Log – Pearson III o Gamma de tres parámetros.
- E. Distribución Gumbel o extrema Tipo I.

Con la finalidad de ajustar la serie anual de precipitaciones máximo diaria de la estación La Mejorada, se analizó la serie disponible para las diferentes distribuciones referidas.

A. Distribución Normal

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

A.1. Función de densidad:

La función de densidad está dada por

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

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

A.2. Estimación de parámetros:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \dots\dots\dots (2)$$

$$s = \left\{ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (3)$$

A.3. Factor de frecuencia:

1. 1. Si se trabaja con los X sin transformar el K se calcula como

$$K_T = \frac{x_T - \mu}{\sigma} \dots\dots\dots (4)$$

Este factor es el mismo de la variable normal estándar:

$$K_T = F^{-1}\left(1 - \frac{1}{Tr}\right) \dots\dots\dots (5)$$

A.4. Límites de confianza:

$$X_{Tr} \pm t_{(1-\alpha)} S_e \dots\dots\dots (6)$$

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

B. Distribución Log - Normal de dos parámetros

Si tenemos que X es una variable aleatoria con distribución normal, se puede esperar una variable $Y = \ln x$ también con distribución normal, con media μ_y , y variancia σ_y^2 , se usan estos parámetros para especificar que la distribución es logarítmica, puesto que también puede usarse la media y la variancia de x.

B.1. Función de densidad:

La función densidad de distribución normal para Y es:

$$F(y) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} \dots\dots\dots (7)$$

Para $-\infty < y < \infty$

Refiriendo la función de distribución de F (y) con f(x), se tiene:

$$f(x) = f(y) \left| \frac{d_y}{d_x} \right|$$

Como: $y = \ln x \Rightarrow \left| \frac{d_y}{d_x} \right| = \frac{1}{x}, \quad x > 0$

$$f(x) = \frac{1}{x \sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} \quad \text{Para } x > 0 \dots\dots\dots (8)$$

F(y) = Función de densidad de la distribución normal para "y" con media μ_y y variancia σ_y^2 .

f(x) = Función de densidad de la distribución Log-Normal para "x" con parámetros μ_y y σ_y^2 .

μ_y = Media de los logaritmos de la población (Parámetro escalar), valor estimado \bar{y} .

σ_y = Desviación estándar de los logaritmos de la población, valor estimado S_y .

Las tablas de distribución normal estándar pueden ser usadas para evaluar la distribución Log Normal.

Como $f(x) = f(y)/x$; pero $f(y)$ es una distribución normal tenemos: $f(x) = f(z)/x\sigma_y$

B.2. Estimación de Parámetros:

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \dots\dots\dots (9)$$

$$S_y = \left\{ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(x_i) - \bar{y})^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (10)$$

B.3. Factor de Frecuencia:

Puede trabajarse en el campo original y en el campo transformado.

Si se trabaja en el campo transformado se deberá usar la media y la desviación estándar de los logaritmos, así:

$$\ln(X_{Tr}) = \bar{x}_{Tr} + KS_y \dots\dots\dots (11)$$

De donde,

$$X_{Tr} = e^{(\bar{x}_{Tr} + KS_y)} \dots\dots\dots (12)$$

X_{Tr} = Valor esperado para el T_r dado.

K = Variable normal estandarizada para el T_r dado. Tabla Normal.

\bar{x}_{Tr} = Media de los Logaritmos.

S_y = Desviación Estándar de los Logaritmos.

B.4. Límites de Confianza:

En el campo transformado se hallarán de la siguiente manera:

$$e^{(\ln(X_{Tr}) \pm t_{(1-\alpha)} S_e)} \dots\dots\dots (13)$$

$$S_e = \frac{(\delta S_y)}{\sqrt{N}} \dots\dots\dots (14) \quad \delta = \left(1 + \frac{K_T^2}{2}\right)^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (15)$$

En donde:

N = Numero de Datos.

K = Variable normal estandarizada para el T_r dado.

S_e = Error estándar.

X_{Tr} = Valor esperado para el T_r dado.

$t_{(1-\alpha)}$ = Variable normal estandarizada para una probabilidad de no excedencia de $1-\alpha$.

C. Distribución Pearson III

Esta distribución ha sido una de las más utilizadas en hidrología. Como la mayoría de las variables hidrológicas son sesgadas, la función Gamma se utiliza para ajustar la distribución de frecuencia de variables tales como crecientes máximas anuales, caudales mínimos, volúmenes de flujo anuales y estacionales, valores de precipitaciones extremas y volúmenes de lluvia de corta duración. La función de distribución Gamma tiene dos o tres parámetros.

C.1. Función de densidad:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta_1)} \left(\frac{\log x - x_0}{\alpha}\right)^{\beta-1} * e^{-\frac{(x-x)}{\alpha}} \dots\dots\dots (16)$$

Donde:

$x_0 \leq x < \alpha$ para $\alpha > 0$

$\alpha < x \leq x_0$ para $\alpha < 0$

α y β son los parámetros de escala y forma, respectivamente, y x_0 es el parámetro de localización.

C.2. Estimación de parámetros:

$$\alpha = s \frac{Cs}{2} \dots\dots\dots (17)$$

$$\beta = \left(\frac{2}{Cs} \right)^2 \dots\dots\dots (18)$$

$$x_0 = \bar{x} - \alpha\beta \dots\dots\dots (19)$$

Cs es el coeficiente de asimetría, \bar{x} y s son la media y la desviación estándar de la muestra respectivamente.

C.3. Factor de frecuencia:

$$K \approx z + (z^2 - 1) \frac{Cs}{6} + \frac{1}{3} (z^3 - 6z) \left(\frac{Cs}{6} \right)^2 - (z^2 - 1) \left(\frac{Cs}{6} \right)^3 + z \left(\frac{Cs}{6} \right)^4 + \frac{1}{3} \left(\frac{Cs}{6} \right)^5 \quad (20)$$

Donde z es la variable normal estandarizada

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

C.4. Intervalos de confianza:

$$Xt \pm t_{(1-\alpha)} S_e \dots\dots\dots (21)$$

$$S_e = \frac{\delta \cdot S}{\sqrt{n}} \dots\dots\dots (22)$$

Donde S es la desviación estándar de la muestra, n es el número de datos y δ se encuentra tabulado en función de Cs y Tr.

D. Distribución Log Pearson Tipo III o Gamma de Tres Parámetros

En 1995 Ven Te Chow sostuvo que la distribución Log-Pearson Tipo III o Gamma de Tres Parámetros se desarrolló como un método para ajustar una curva a cierta información. Su uso está justificado porque se ha encontrado que arroja buenos resultados en muchas aplicaciones por lo que es ampliamente usada en el mundo para el análisis de frecuencia de caudales máximos.

Cuando $\text{Log } X$ es simétrico alrededor de su media, la distribución Log-Pearson Tipo III se reduce a la distribución Log Normal.

El ajuste de la distribución a la información puede probarse utilizando la prueba X^2 . La localización del límite X_0 en la distribución Log-Pearson Tipo III depende de la asimetría de la información, se plantea 2 casos:

Si la información tiene asimetría positiva, entonces $\text{Log } x \geq X_0$ y X_0 es un límite inferior.

Si la información tiene asimetría negativa, entonces $\text{Log } x < X_0$ y X_0 es un límite superior.

Bobbe sostuvo en 1975 que la transformación Log reduce la asimetría de la información transformada y puede producir información transformada con asimetría negativa utilizando información original con asimetría positiva. En este caso, la aplicación de la distribución Log-Pearson Tipo III o Gamma de Tres Parámetros impondría un límite superior artificial a la información.

Dependiendo de los valores de los parámetros, la distribución Log-Pearson Tipo III puede asumir muchas formas diferentes.

Forma y localización de la moda para la distribución Log-Pearson Tipo III como una función de sus parámetros.

Cuadro N° 3.11

Forma y localización de la moda – Distribución Log-Pearson Tipo III

Parámetro de Forma β	$\alpha < -Ln10$	$Ln10 < \alpha < 0$	$\alpha > 0$
$0 < \beta < 1$	Sin moda, forma en J	Moda mínima Forma en U	Sin moda, forma en J invertida
$\beta > 1$	Unimodal	Sin moda, forma en J invertida	Unimodal

Fuente: Bobbe, 1975

D.1. Función de densidad:

El primer paso es tomar los logarítmicos de la información hidrológica, $Y = \text{Log}x$, usualmente se utilizan logaritmos con base 10. Si los logaritmos Y de una variable aleatoria x se ajustan a una distribución Pearson Tipo III, se dice que la variable x se ajusta a una distribución Log Pearson Tipo III.

Se calculan la media X_y , la desviación estándar S_y y el coeficiente de asimetría C_s para los logaritmos de los datos.

La función de densidad para X y Y se dan a continuación:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha\Gamma(\beta_1)} \left(\frac{\log x - x_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} * e^{-(\log x - x)/\alpha} \dots\dots\dots (23)$$

Si se hace una transformación: $y = \log x$. La función densidad reducida es:

$$f(z) = \frac{(y - y_0)^{\beta-1} * e^{-(y-y_0)/\alpha}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} \dots\dots\dots (24)$$

Donde:

y = variable aleatoria con distribución Pearson Tipo III

x = variable aleatoria con distribución Log-Pearson Tipo III

y_0 = parámetro de posición

α = parámetro de escala

β = parámetro de forma

D.2. Estimación de Parámetros:

Los parámetros de escala (α) y de forma (β) se calculan de la siguiente forma:

$$\alpha = S_y \frac{C_s}{2} \dots\dots (25) \qquad \beta = \left(\frac{2}{C_s} \right)^2 \dots\dots (26)$$

$$x_0 = \overline{x_y} - \alpha\beta \dots\dots\dots (27)$$

Donde:

C_s = Coeficiente de Asimetría.

$\overline{x_y}$ = Media de los logaritmos de la muestra.

S_y = Desviación estándar de los logaritmos de la muestra.

D.3. Factor de Frecuencia:

Será usado en la siguiente expresión:

$$\ln(Y_{Tr}) = \overline{x_y} + K * S_y \dots\dots\dots (28)$$

Donde:

Y_{Tr} = Valor esperado para el T_r dado.

$\overline{x_y}$ = Media de los logaritmos de la muestra.

S_y = Desviación estándar de los logaritmos de la muestra.

K Se hallara mediante la siguiente aproximación:

$$K \approx z + (z^2 - 1) \frac{C_s}{6} + \frac{1}{3} (z^3 - 6z) \left(\frac{C_s}{6} \right)^2 - (z^2 - 1) \left(\frac{C_s}{6} \right)^3 + z \left(\frac{C_s}{6} \right)^4 + \frac{1}{3} \left(\frac{C_s}{6} \right)^5 \quad (29)$$

Donde:

z = Variable normal estandarizada.

K = Factor de frecuencia.

C_s = Coeficiente de Asimetría.

$t_{(1-\alpha)}$ = Variable normal estandarizada para una probabilidad de no excedencia de $1-\alpha$.

D.4. Intervalos de Confianza:

$$e^{Ln(Y_{Tr}) \pm t_{(1-\alpha)} Se} \dots\dots\dots (30)$$

$$Se = \frac{\delta \cdot Sy}{\sqrt{N}} \dots\dots\dots (31)$$

$$\delta = \left(1 + \frac{K_T^2}{2} \right)^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (32)$$

En donde:

N = Numero de Datos.

K_T = Factor de frecuencia.

Se = Error estándar.

Y_{Tr} = Valor esperado para el T_r dado.

$t_{(1-\alpha)}$ = Variable normal estandarizada para una probabilidad de no excedencia de $1-\alpha$.

E. Distribución Gumbel o Extrema Tipo I

Según Paulet, 1977, el método de Gumbel o Extrema Tipo I se utiliza para predecir magnitudes máximas de variables hidrológicas asumiendo que esos valores son independientes entre si, también son usadas frecuentemente para el estudio de magnitud-duración-frecuencias de lluvias (Hershfiel, 1961).

Esta distribución también ha sido ampliamente utilizada para representar el comportamiento de crecientes y sequías (máximos y mínimos).

Lindley la aplico el río Clear Water en Idaho Estados Unidos. Este método es adecuado cuando se utiliza como datos las descargas máximas anuales en un punto de control de una vertiente o un río.

E.1. Función Acumulada:

La distribución acumulada de la distribución Gumbel, tiene la forma:

$$F(x) = e^{-e^{\alpha(x-\beta)}} \dots\dots\dots (33)$$

Para $-\infty < x < +\infty$, $0 < \alpha < +\infty$, $-\infty < \beta < +\infty$

Donde:

El parámetro α se le conoce como parámetro de escala.

El parámetro β se le conoce como parámetro de posición.

E.2 Función Densidad:

Derivando la función de distribución acumulada, ecuación (21), con respecto a x, se obtiene la función densidad de probabilidad, es decir:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx}$$

Con lo cual, la función densidad reducida Gumbel es:

$$f(y) = e^{(\pm y - e^{\pm y})} \dots\dots\dots (34)$$

El signo (+) se emplea para eventos mínimos y el signo (-) para eventos máximos.

La función de distribución acumulada es:

$$F(y) = e^{-e^{-y}} \rightarrow (\text{Máximo}) \qquad F(y) = 1 - e^{-e^y} \rightarrow (\text{Mínimo})$$

$$F(y) \text{ min.} = 1 - F(-y) \text{ max.}$$

Los valores correspondientes de x e y, están relacionados por: $F(x) = F(y)$ y la relación:

$$y = \alpha(x - \beta) \quad \text{ó} \quad x = \beta + \frac{y}{\alpha} \quad \dots\dots\dots (35)$$

E.3. Estimación de Parámetros:

Los parámetros se hallaran de la siguiente manera:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S \quad \dots\dots (36)$$

$$\beta = \bar{x} - 0.5772\alpha \quad \dots\dots (37)$$

Donde:

\bar{x} = Media de la muestra.

S = Desviación estándar de la muestra.

E.4. Factor de Frecuencia:

Será usado en la siguiente expresión:

$$X_{T_r} = \bar{x}_y + K_T * S_y \quad \dots\dots\dots (38)$$

X_{T_r} = Valor esperado para el T_r dado.

K_T = Factor de Frecuencia.

\bar{x}_y = Media de los Logaritmos.

S_y = Desviación Estándar de los Logaritmos.

El factor de frecuencia se hallara mediante la expresión:

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right] \right\} \quad \dots\dots\dots (39)$$

Donde:

T_r = Periodo de Retorno.

E.5. Intervalos de Confianza:

$$X_t \pm t_{(1-\alpha)} Se \dots\dots\dots (40)$$

$$Se = \frac{\delta \cdot s}{N} \dots\dots\dots (41)$$

$$\delta = \left[1 + 1.1396 K_T + 1.1 K_T^2 \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (42)$$

Donde:

X_{Tr} = Valor esperado para el T_r dado.

N = Numero de Datos.

K_T = Factor de frecuencia.

Se = Error estándar.

$t_{(1-\alpha)}$ = Variable normal estandarizada para una probabilidad de no excedencia de $1-\alpha$.

3.3. MÁXIMAS DESCARGAS EN EL PUENTE MATACHICO

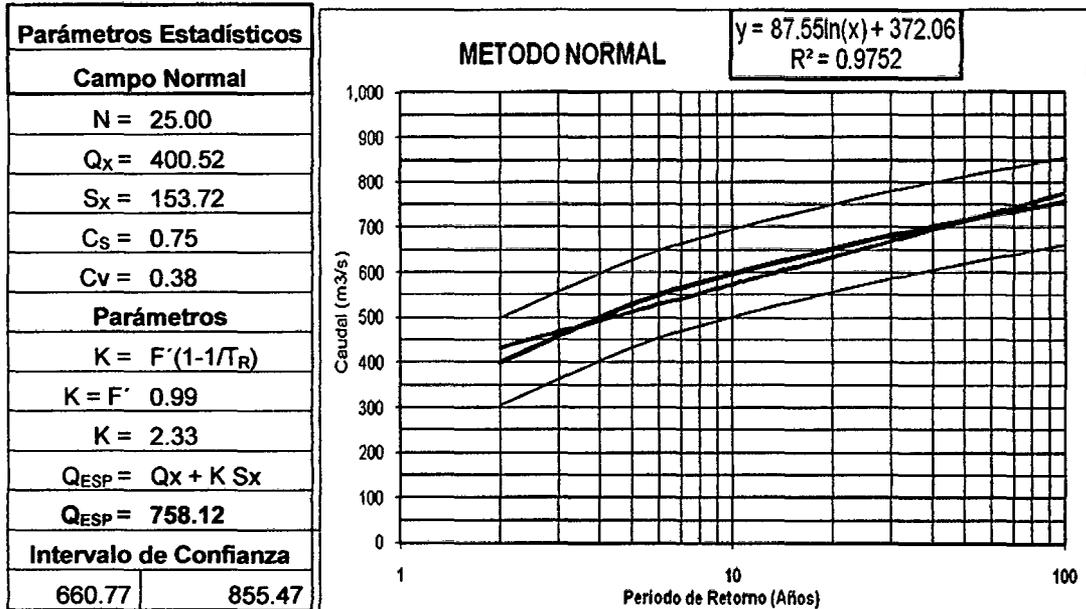
En los cuadros N° 3.12, 3.13, 3.14, 3.15, 3.16 y 3.17, se muestran los análisis estadísticos y los resultados de las máximas descargas para el Puente Matachico.

Cuadro N° 3.12
Análisis Estadístico de Máximas Descargas

ESTUDIO DEFINITIVO DEL PUENTE MATACHICO Y ACCESOS						
Cuenca Hidrográfica:		Mantaro				
Información Básica:		Descargas Máximas Diarias				
Tiempo de Retorno (T_R) =		100.00				
Medición de Caudales (Año) =		1.976				
Año	Caudal (Q_x)	$(Q_x - Q_p)^2$	$(Q_x - Q_p)^3$	$\ln(Q_x)$	$(\ln(Q_x) - Q_y)^2$	$(\ln(Q_x) - Q_y)^3$
1.976	433.46	1.085.31	35.754.54	6.07	0.02	0.00
1.977	317.07	6.963.69	-581.111.61	5.76	0.03	0.00
1.978	390.45	101.37	-1.020.63	5.97	0.00	0.00
1.979	431.95	987.94	31.052.50	6.07	0.02	0.00
1.980	287.91	12.681.36	-1.428.067.10	5.66	0.07	-0.02
1.981	567.22	27.790.08	4.632.705.50	6.34	0.18	0.08
1.982	530.36	16.858.87	2.188.984.59	6.27	0.13	0.04
1.983	182.98	47.322.04	-10.294.259.93	5.21	0.50	-0.36
1.984	585.83	34.339.40	6.363.398.90	6.37	0.21	0.09
1.985	290.46	12.112.01	-1.332.981.71	5.67	0.06	-0.02
1.986	433.70	1.100.82	36.523.78	6.07	0.02	0.00
1.987	206.93	37.474.20	-7.254.350.22	5.33	0.34	-0.20
1.988	370.15	922.29	-28.009.46	5.91	0.00	0.00
1.989	496.82	9.275.27	893.284.20	6.21	0.08	0.02
1.990	173.39	51.586.47	-11.716.656.92	5.16	0.58	-0.44
1.991	373.53	728.41	-19.659.14	5.92	0.00	0.00
1.992	164.34	55.780.43	-13.174.157.23	5.10	0.67	-0.54
1.993	467.92	4.543.25	306.231.77	6.15	0.05	0.01
1.994	838.02	191.413.02	83.744.679.81	6.73	0.66	0.54
1.995	598.75	39.297.16	7.790.075.89	6.39	0.23	0.11
1.996	351.17	2.435.30	-120.178.90	5.86	0.00	0.00
1.997	361.20	1.545.55	-60.760.68	5.89	0.00	0.00
1.998	353.23	2.236.19	-105.745.91	5.87	0.00	0.00
1.999	337.77	3.937.58	-247.083.41	5.82	0.01	0.00
2.000	468.32	4.597.28	311.710.92	6.15	0.05	0.01
Suma =	10.012.91	567.115.30	59.970.359.55	147.97	3.92	-0.67

Fuente: Generación Propia

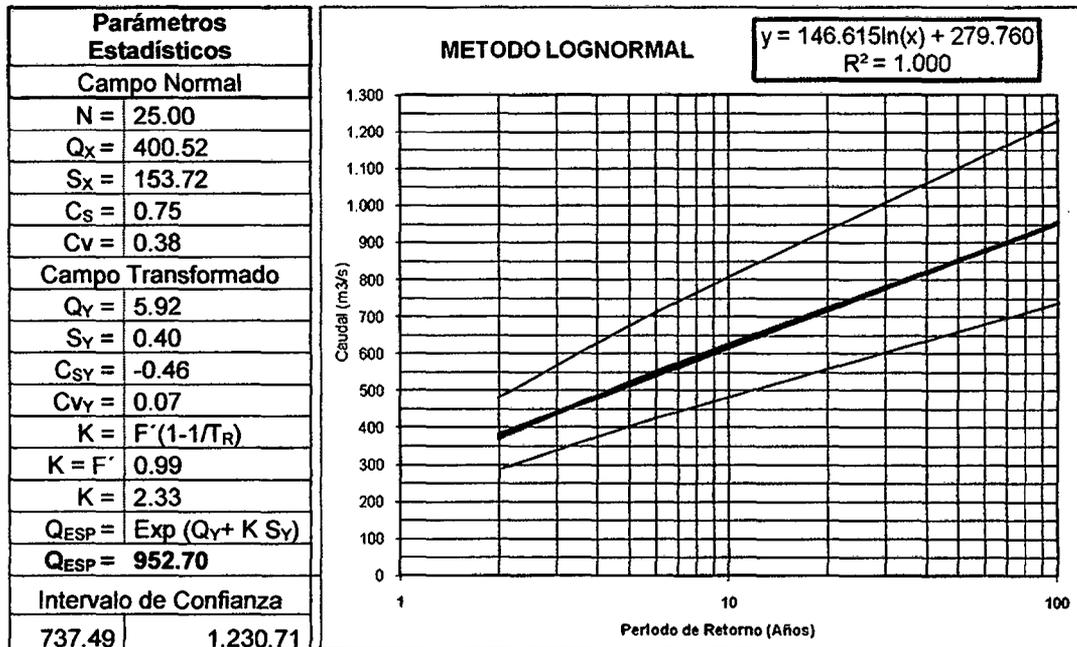
Cuadro N° 3.13
Distribución Normal



T _R (Años)	Probabilidad	F'(1-1/T _R)	K = Z	Q _{ESP}	Intervalo de confianza	
					(-)	(+)
2	0.50	0.50	0.00	400.52	303.17	497.87
5	0.20	0.80	0.84	529.89	432.54	627.24
10	0.10	0.90	1.28	597.52	500.17	694.87
25	0.04	0.96	1.75	669.63	572.28	766.98
50	0.02	0.98	2.05	716.22	618.87	813.57
75	0.01	0.99	2.22	741.22	643.87	838.57
100	0.01	0.99	2.33	758.12	660.77	855.47
150	0.01	0.99	2.47	780.93	683.58	878.28
200	0.01	1.00	2.58	796.47	699.12	893.82
300	0.00	1.00	2.71	817.57	720.22	914.92
400	0.00	1.00	2.81	832.01	734.66	929.36
500	0.00	1.00	2.88	842.95	745.60	940.30
1000	0.00	1.00	3.09	875.55	778.20	972.90

Fuente: Generación Propia

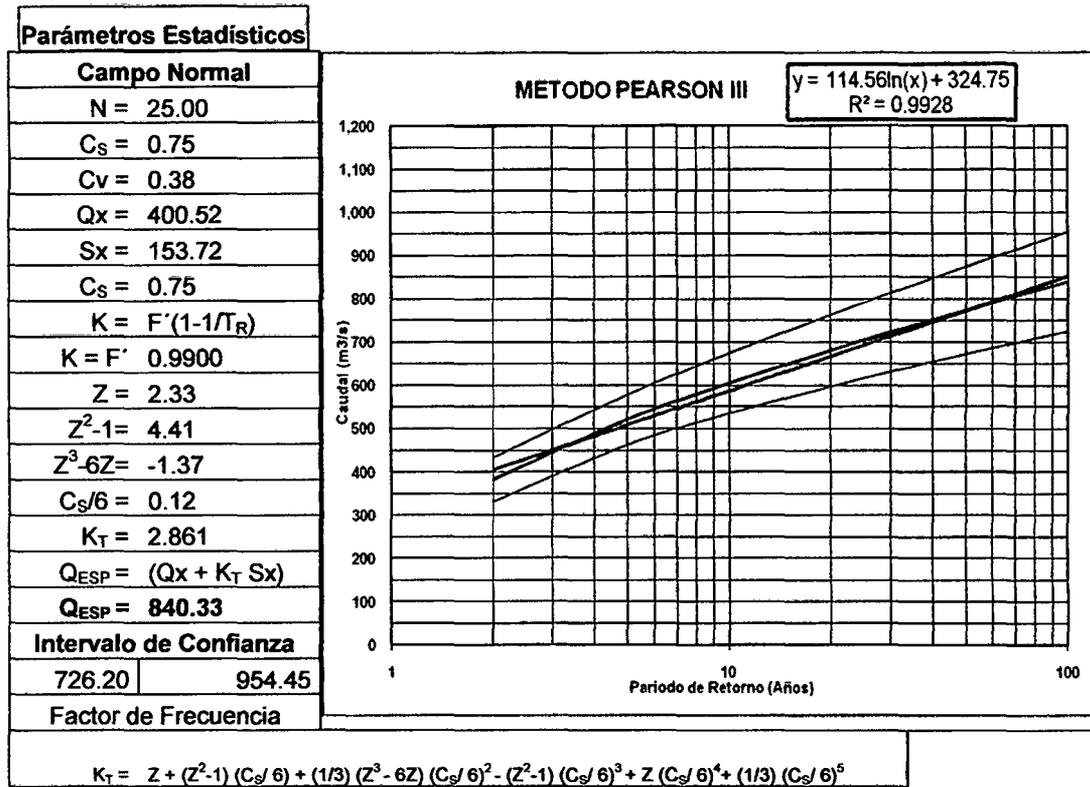
Cuadro N° 3.14
Distribución Log Normal de dos Parámetros



T _R (Años)	Probabilidad	F'(1-1/T _R)	K = Z	Q _{ESP}	Intervalo de confianza	
					(-)	(+)
2	0.50	0.50	0.00	371.94	287.92	480.48
5	0.20	0.80	0.84	522.70	404.62	675.23
10	0.10	0.90	1.28	624.45	483.39	806.68
25	0.04	0.96	1.75	754.87	584.35	975.16
50	0.02	0.98	2.05	853.28	660.52	1.102.28
75	0.01	0.99	2.22	911.26	705.41	1.177.18
100	0.01	0.99	2.33	952.70	737.49	1.230.71
150	0.01	0.99	2.47	1.011.61	783.09	1.306.81
200	0.01	1.00	2.58	1.053.81	815.76	1.361.33
300	0.00	1.00	2.71	1.113.93	862.29	1.438.99
400	0.00	1.00	2.81	1.157.07	895.69	1.494.72
500	0.00	1.00	2.88	1.190.83	921.82	1.538.33
1000	0.00	1.00	3.09	1.297.44	1.004.35	1.676.05

Fuente: Generación Propia

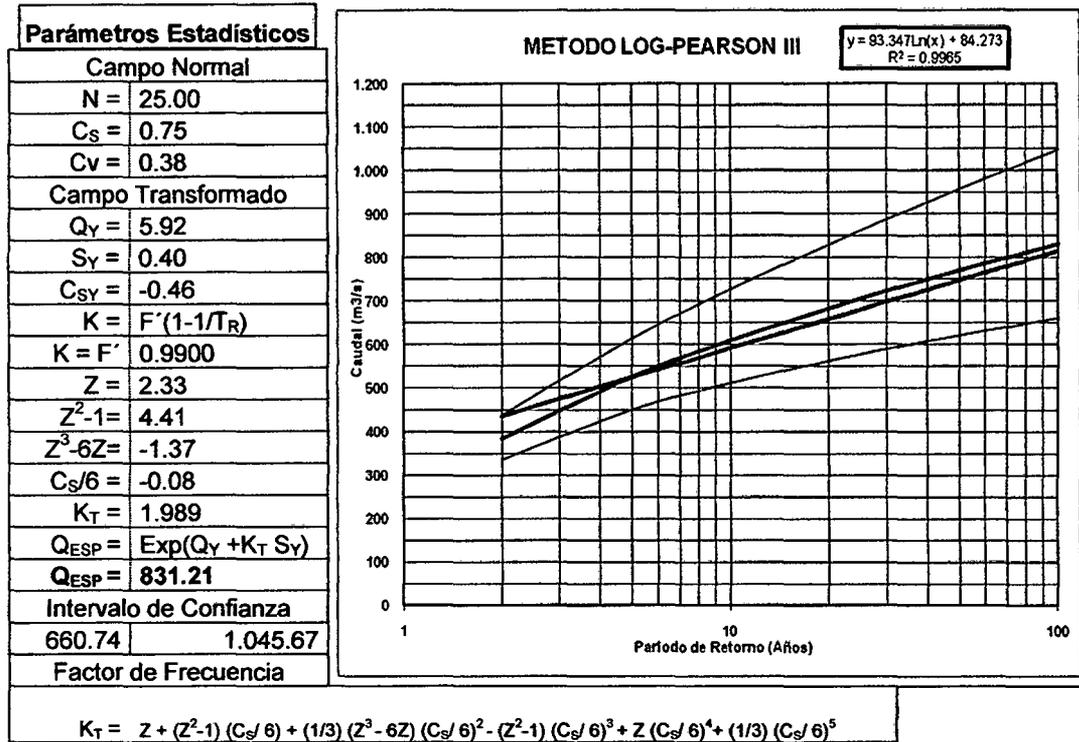
Cuadro N° 3.15
Distribución Pearson III



T _R (Años)	Probabilidad d	Z	K _T	Q _{ESP}	Intervalo de confianza	
					(-)	(+)
2	0.50	0.00	-0.12	381.66	330.90	432.42
5	0.20	0.84	0.78	520.88	463.08	578.68
10	0.10	1.28	1.33	605.24	535.77	674.70
25	0.04	1.75	1.98	704.55	617.61	791.50
50	0.02	2.05	2.43	774.07	673.53	874.61
75	0.01	2.22	2.68	813.16	704.67	921.66
100	0.01	2.33	2.86	840.33	726.20	954.45
150	0.01	2.47	3.11	877.91	755.89	999.94
200	0.01	2.58	3.28	904.14	776.54	1,031.74
300	0.00	2.71	3.51	940.56	805.14	1,075.99
400	0.00	2.81	3.68	966.06	825.12	1,107.00
500	0.00	2.88	3.81	985.65	840.45	1,130.86
1000	0.00	3.09	4.20	1,045.63	887.27	1,203.99

Fuente: Generación Propia

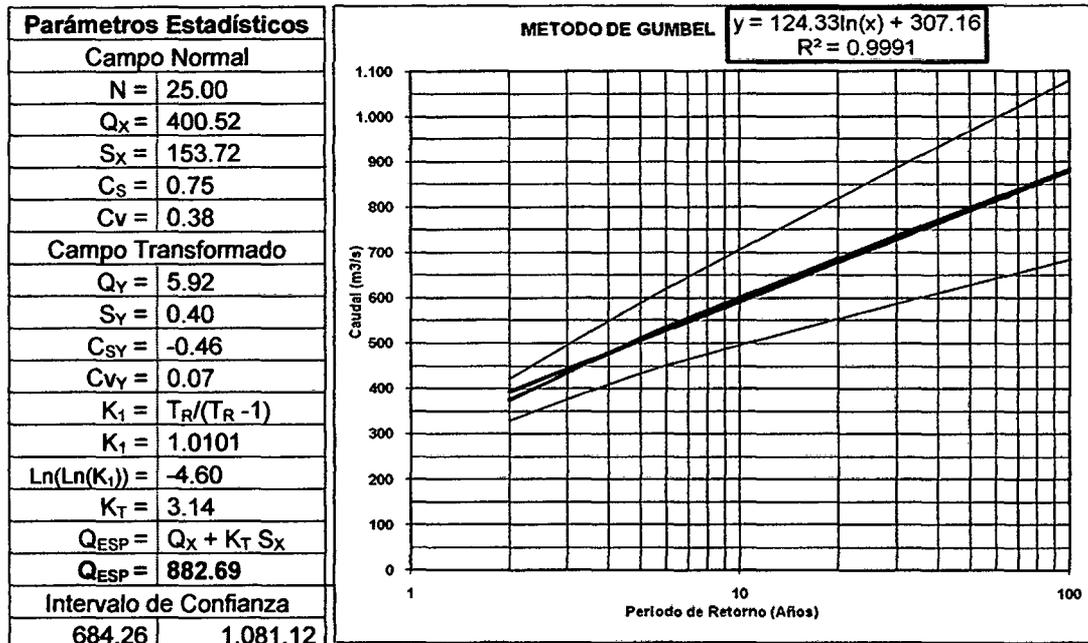
Cuadro N° 3.16
Distribución Log-Pearson III o Gamma de Tres Parámetros



T _R (Años)	Probabilidad	Z	K _T	Q _{ESP}	Intervalo de confianza	
					(-)	(+)
2	0.50	0.00	0.08	383.53	335.70	438.17
5	0.20	0.84	0.86	525.56	449.90	613.94
10	0.10	1.28	1.22	609.60	511.33	726.75
25	0.04	1.75	1.58	705.69	577.94	861.69
50	0.02	2.05	1.80	770.86	621.43	956.21
75	0.01	2.22	1.91	806.68	644.87	1.009.10
100	0.01	2.33	1.99	831.21	660.74	1.045.67
150	0.01	2.47	2.09	864.66	682.17	1.095.99
200	0.01	2.58	2.15	887.66	696.76	1.130.87
300	0.00	2.71	2.24	919.12	716.56	1.178.95
400	0.00	2.81	2.30	940.82	730.10	1.212.34
500	0.00	2.88	2.34	957.30	740.34	1.237.84
1000	0.00	3.09	2.46	1.006.75	770.76	1.314.99

Fuente: Generación Propia

Cuadro N° 3.17
Distribución de Gumbel o Extrema Tipo I



T _R (Años)	Probabilidad d	Ln Ln T _R /(T _R - 1)	K _T	Q _{ESP}	Intervalo de confianza	
					(-)	(+)
2	0.50	-0.37	-0.16	375.26	328.85	421.68
5	0.20	-1.50	0.72	511.11	432.94	589.28
10	0.10	-2.25	1.30	601.05	495.48	706.63
25	0.04	-3.20	2.04	714.70	572.34	857.05
50	0.02	-3.90	2.59	799.00	628.66	969.34
75	0.01	-4.31	2.91	848.00	661.25	1.034.76
100	0.01	-4.60	3.14	882.69	684.26	1.081.12
150	0.01	-5.01	3.45	931.48	716.58	1.146.39
200	0.01	-5.30	3.68	966.06	739.45	1.192.68
300	0.00	-5.70	4.00	1.014.76	771.62	1.257.90
400	0.00	-5.99	4.22	1.049.29	794.41	1.304.17
500	0.00	-6.21	4.39	1.076.07	812.07	1.340.06
1000	0.00	-6.91	4.94	1.159.20	866.86	1.451.54

Fuente: Generación Propia

3.4. PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE

El problema radica en verificar si un conjunto de datos observados se puede ajustar o afirmar que proviene de una determinada distribución o función matemática. Para realizar dicha verificación existen pruebas estadísticas que tratan este problema y reciben el nombre de "Pruebas de Bondad de Ajuste".

Para este proyecto se aplicará la prueba de Smirnov-Kolmogorov ya que esta es una de las pruebas más aceptadas para realizar dicho ajuste. Esta prueba cae en la categoría de lo que en estadística se denominan pruebas de "Bondad de Ajuste" y mide, como su nombre lo indica, el grado de ajuste que existe entre la distribución obtenida a partir de la muestra o datos observados y la distribución teórica que se supone debe seguir esa muestra.

3.4.1. Prueba Smirnov-Kolmogorov

El estadístico Smirnov Kolmogorov considera la desviación de la función de distribución de probabilidades de la muestra $F_n(x)_i$ de la función de probabilidades teórica, escogida $F(x)_i$, tal que:

$$Dn = \max |F_n(x)_i - F(x)_i|$$

$F_n(x)_i$: Frecuencia observada acumulada.

$F(x)_i$: Frecuencia teórica acumulada.

La prueba requiere que el valor Dn calculado con la expresión anterior sea menor que el valor tabulado $D\alpha$ para un nivel de probabilidad requerido.

3.4.2. Procedimiento General de la Prueba Smirnov-Kolmogorov:

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

- a) El estadístico Dn es la máxima diferencia entre la función de distribución acumulada de la muestra y la función de distribución acumulada teórica escogida.

- b) Se fija el nivel de probabilidad α , valores de 0.05 y 0.01 son los más usuales.
- c) El valor crítico $D\alpha$ de la prueba debe ser obtenido de tablas en función de α y N .
- d) Si el valor calculado Dn es mayor que el $D\alpha$, la distribución escogida se debe rechazar.

3.4.3. Aplicación de las Pruebas de Bondad de Ajuste:

Para aplicar el test de Smirnov Kolmogorov es necesario determinar la frecuencia observada acumulada de la muestra.

Para tal efecto en el caso de Normal, Log Normal y Gumbel, se ordenará la información de menor a mayor y para el caso de Pearson III y Log Pearson III de mayor a menor y se hallara según:

$$P_n = \frac{n}{N+1}$$

Donde:

P_n : Frecuencia observada acumulada.

n : Número de orden de los datos.

N : Número total de datos.

Como se mencionó en el procedimiento general, una vez determinadas ambas frecuencias, se deberá obtener el máximo valor de las diferencias entre ambas a la cual se denominará Dn .

$$Dn = \max |P_n(x)_i - F(x)_i|$$

Asumiendo un valor de probabilidad y considerando el número de datos, se recurre a la tabla de valores críticos de $D\alpha$ para la prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov.

Finalmente comparamos los valores obtenidos y si $Dn < D\alpha$ se acepta que el ajuste es adecuado para el nivel de probabilidad adecuado, de lo contrario se deberá rechazar.

3.4.3.1. Normal y Smirnov Kolmogorov:

En el cuadro N° 17 se muestran los cálculos respectivos a la Prueba de Bondad de Ajuste mencionada.

Con los datos de la cuarta columna se determinó los siguientes parámetros.

Media Aritmética (\bar{x}) = 400.52

Desviación Estándar (s) = 153.72

El valor Z de la séptima columna se obtuvo de la siguiente manera:

$$Z = \frac{(x - \bar{x})}{s} \quad (\text{Del Libro de Hidrología Estadística de Máximo Villón, pág. 131})$$

La frecuencia teórica acumulada $F(Z)$ se halló con ayuda de una hoja de cálculo Excel y muestra la Distribución Normal Estándar de la variable Z.

3.4.3.2. Log Normal y Smirnov Kolmogorov:

En el cuadro N° 18 se muestran los cálculos respectivos a la Prueba de Bondad de Ajuste mencionada.

Con los datos de la cuarta columna se determinó los siguientes parámetros.

Media Aritmética (\bar{y}) = 5.92

Desviación Estándar (S) = 0.404

El valor Z de la séptima columna se obtuvo de la siguiente manera:

$$Z = \frac{(Y - \bar{y})}{S} \quad (\text{Del Libro de Hidrología Estadística de Máximo Villón, pág. 131})$$

La frecuencia teórica acumulada $F(Z)$ se halló con ayuda de una hoja de cálculo Excel y muestra la Distribución Normal Estándar de la variable Z.

3.4.3.3. Gumbel y Smirnov Kolmogorov:

En este caso la distribución teórica acumulada está determinada a través de la función de Gumbel.

$$F(x) = e^{-e^{-d(x-u)}}$$

En el cuadro N° 19 se muestran los cálculos respectivos a la Prueba de Bondad de Ajuste mencionada.

Con los datos de la tercera columna se determinó los siguientes parámetros.

$$\text{Media Aritmética } (\bar{x}) = 400.51658$$

$$\text{Desviación Estándar } (S) = 153.71989$$

Luego los parámetros u y d se determinan:

$$u = \bar{x} - 0.450047S = 400.51658 - 0.450047 * 153.71989 = 331.33541$$

$$d = \frac{1}{0.779696S} = \frac{1}{0.779696 * 153.71989} = 0.00834343$$

Por tal motivo la función de Gumbel se define como:

$$F(x) = e^{-e^{-0.00834343(x-331.33541)}}$$

3.4.3.4. Pearson III y Smirnov Kolmogorov:

En el cuadro N° 20 se muestran los cálculos respectivos a la Prueba de Bondad de Ajuste mencionada.

Con los datos de la quinta columna se determinó los siguientes parámetros.

$$\text{Media Aritmética } (\bar{x}) = 400.52$$

$$\text{Desviación Estándar } (S) = 153.72$$

Luego el valor de KT se obtiene:

$$KT = \left(\frac{x - \bar{x}}{S} \right) \quad (\text{Del libro de Hidrología Aplicada de Ven Te Chow, pág. 400})$$

El valor de $F(KT)$ se obtiene del cuadro N° 18 extraída de la tabla 12.3.1. del libro de Hidrología Aplicada de Ven Te Chow, pág. 404) por interpolación, según el valor de KT .

3.4.3.5. Log Pearson III y Smirnov Kolmogorov:

En el cuadro N° 17 se muestran los cálculos respectivos a la Prueba de Bondad de Ajuste mencionada.

Con los datos de la quinta columna se determinó los siguientes parámetros.

$$\text{Media Aritmética } (\bar{y}) = 2.57$$

$$\text{Desviación Estándar } (S) = 0.176$$

$$\text{Coeficiente de Asimetría } (Cs) = -0.458$$

Luego el valor de KT se obtiene:

$$KT = \left(\frac{Y - \bar{y}}{S} \right) \quad (\text{Del libro de Hidrología Aplicada de Ven Te Chow, pág. 400})$$

El valor de $F(KT)$ se obtiene del cuadro N° 18 extraída de la tabla 12.3.1. del libro de Hidrología Aplicada de Ven Te Chow, pág. 404) por interpolación, según el valor de KT .

Cuadro N° 3.18
Distribución Normal y Bondad de Ajuste

Año	Caudal Qx	Orden Ascendente Qx	Número de Orden	Frecuencia Relativa Absoluta P(x)	Z	Frecuencia Teórica Acumulada a F(Z)	Diferencia Suprema F(Z)-P(x)
1976	433.46	164.34	1	0.0385	-1.5364	0.0622	0.0238
1977	317.07	173.39	2	0.0769	-1.4775	0.0698	0.0072
1978	390.45	182.98	3	0.1154	-1.4151	0.0785	0.0369
1979	431.95	206.93	4	0.1538	-1.2593	0.1040	0.0499
1980	287.91	287.91	5	0.1923	-0.7326	0.2319	0.0396
1981	567.22	290.46	6	0.2308	-0.7159	0.2370	0.0062
1982	530.36	317.07	7	0.2692	-0.5429	0.2936	0.0244
1983	182.98	337.77	8	0.3077	-0.4082	0.3416	0.0339
1984	585.83	351.17	9	0.3462	-0.3210	0.3741	0.0279
1985	290.46	353.23	10	0.3846	-0.3076	0.3792	0.0054
1986	433.70	361.20	11	0.4231	-0.2557	0.3991	0.0240
1987	206.93	370.15	12	0.4615	-0.1976	0.4005	0.0610
1988	370.15	373.53	13	0.5000	-0.1756	0.4103	0.0897
1989	496.82	390.45	14	0.5385	-0.0655	0.4739	0.0646
1990	173.39	431.95	15	0.5769	0.2045	0.5810	0.0041
1991	373.53	433.46	16	0.6154	0.2143	0.5848	0.0305
1992	164.34	433.70	17	0.6538	0.2158	0.5854	0.0684
1993	467.92	467.92	18	0.6923	0.4385	0.6695	0.0228
1994	838.02	468.32	19	0.7308	0.4411	0.6704	0.0603
1995	598.75	496.82	20	0.7692	0.6265	0.7345	0.0347
1996	351.17	530.36	21	0.8077	0.8447	0.8009	0.0068
1997	361.20	567.22	22	0.8462	1.0845	0.8609	0.0148
1998	353.23	585.83	23	0.8846	1.2055	0.8860	0.0014
1999	337.77	598.75	24	0.9231	1.2896	0.9014	0.0217
2000	468.32	838.02	25	0.9615	2.8461	0.9978	0.0362
						Dmáx =	0.0897

Fuente: Generación Propia

Del cuadro se obtiene:

$$Dn = 0.0897$$

Cuadro N° 3.19
Distribución Log-Normal y Bondad de Ajuste

Año	Caudal Q _x	Orden Ascendente Q _x	Ln Q _x (Y)	Número de Orden	Frecuencia Relativa Absoluta P(x)	Z	Frecuencia Teórica Acumulada F(Z)	Diferencia Suprema F(Z)-P(x)
1976	433.46	164.34	5.1019	1	0.0385	-2.0202	0.0217	0.0168
1977	317.07	173.39	5.1555	2	0.0769	-1.8876	0.0295	0.0474
1978	390.45	182.98	5.2094	3	0.1154	-1.7545	0.0397	0.0757
1979	431.95	206.93	5.3324	4	0.1538	-1.4502	0.0735	0.0803
1980	287.91	287.91	5.6626	5	0.1923	-0.6334	0.2632	0.0709
1981	567.22	290.46	5.6715	6	0.2308	-0.6115	0.2704	0.0397
1982	530.36	317.07	5.7591	7	0.2692	-0.3948	0.3465	0.0773
1983	182.98	337.77	5.8224	8	0.3077	-0.2384	0.4058	0.0981
1984	585.83	351.17	5.8613	9	0.3462	-0.1421	0.4435	0.0973
1985	290.46	353.23	5.8671	10	0.3846	-0.1277	0.4492	0.0646
1986	433.70	361.20	5.8894	11	0.4231	-0.0724	0.4711	0.0481
1987	206.93	370.15	5.9139	12	0.4615	-0.0119	0.4952	0.0337
1988	370.15	373.53	5.9230	13	0.5000	0.0105	0.5042	0.0042
1989	496.82	390.45	5.9673	14	0.5385	0.1201	0.5478	0.0093
1990	173.39	431.95	6.0683	15	0.5769	0.3700	0.6443	0.0674
1991	373.53	433.46	6.0718	16	0.6154	0.3786	0.6475	0.0321
1992	164.34	433.70	6.0723	17	0.6538	0.3799	0.6480	0.0058
1993	467.92	467.92	6.1483	18	0.6923	0.5678	0.7149	0.0226
1994	838.02	468.32	6.1492	19	0.7308	0.5699	0.7156	0.0151
1995	598.75	496.82	6.2082	20	0.7692	0.7161	0.7630	0.0062
1996	351.17	530.36	6.2736	21	0.8077	0.8776	0.8099	0.0022
1997	361.20	567.22	6.3407	22	0.8462	1.0438	0.8517	0.0056
1998	353.23	585.83	6.3730	23	0.8846	1.1236	0.8694	0.0152
1999	337.77	598.75	6.3948	24	0.9231	1.1776	0.8805	0.0426
2000	468.32	838.02	6.7310	25	0.9615	2.0091	0.9777	0.0162
							D_{máx} =	0.0981

Fuente: Generación Propia

Del cuadro se obtiene:

$$D_n = 0.0981$$

Cuadro N° 3.20
Distribución Gumbel y Bondad de Ajuste

Año	Caudal Q _x	Orden Ascendente	Numero de Orden	Frecuencia Relativa Acumulada P(x)	Frecuencia Teórica Acumulada F(x)	Diferencia Suprema P(x) - F(x)
1976	433.46	164.34	1	0.04	0.018	0.021
1977	317.07	173.39	2	0.08	0.024	0.053
1978	390.45	182.98	3	0.12	0.032	0.084
1979	431.95	206.93	4	0.15	0.059	0.094
1980	287.91	287.91	5	0.19	0.238	0.045
1981	567.22	290.46	6	0.23	0.245	0.014
1982	530.36	317.07	7	0.27	0.324	0.055
1983	182.98	337.77	8	0.31	0.388	0.080
1984	585.83	351.17	9	0.35	0.428	0.082
1985	290.46	353.23	10	0.38	0.435	0.050
1986	433.70	361.20	11	0.42	0.459	0.036
1987	206.93	370.15	12	0.46	0.485	0.024
1988	370.15	373.53	13	0.50	0.495	0.005
1989	496.82	390.45	14	0.54	0.543	0.005
1990	173.39	431.95	15	0.58	0.649	0.072
1991	373.53	433.46	16	0.62	0.653	0.037
1992	164.34	433.70	17	0.65	0.653	0.001
1993	467.92	467.92	18	0.69	0.726	0.034
1994	838.02	468.32	19	0.73	0.727	0.004
1995	598.75	496.82	20	0.77	0.778	0.008
1996	351.17	530.36	21	0.81	0.827	0.019
1997	361.20	567.22	22	0.85	0.870	0.023
1998	353.23	585.83	23	0.88	0.887	0.003
1999	337.77	598.75	24	0.92	0.898	0.025
2000	468.32	838.02	25	0.96	0.986	0.024
					Dn max =	0.094

Fuente: Generación Propia

Del cuadro se obtiene:

$$Dn = 0.094$$

Cuadro N° 3.21
Distribución Pearson III y Bondad de Ajuste

Año	Caudal Qx	Numero de Orden	Orden Descendente Qx	Log Qx (Y)	KT	Frecuencia Teórica Acumulada F(KT)	Frecuencia Relativa Absoluta P(x)	Diferencia Suprema F(KT)-P(x)
1976	433.46	1	838.02	2.9233	2.8461	-0.0167	0.0385	0.0552
1977	317.07	2	598.75	2.7772	1.2896	0.0816	0.0769	0.0047
1978	390.45	3	585.83	2.7678	1.2055	0.1046	0.1154	0.0108
1979	431.95	4	567.22	2.7538	1.0845	0.1376	0.1538	0.0162
1980	287.91	5	530.36	2.7246	0.8447	0.2031	0.1923	0.0108
1981	567.22	6	496.82	2.6962	0.6265	0.2883	0.2308	0.0575
1982	530.36	7	468.32	2.6705	0.4411	0.3596	0.2692	0.0904
1983	182.98	8	467.92	2.6702	0.4385	0.3606	0.3077	0.0529
1984	585.83	9	433.70	2.6372	0.2158	0.4462	0.3462	0.1000
1985	290.46	10	433.46	2.6369	0.2143	0.4468	0.3846	0.0622
1986	433.70	11	431.95	2.6354	0.2045	0.4506	0.4231	0.0275
1987	206.93	12	390.45	2.5916	-0.0655	0.5543	0.4615	0.0928
1988	370.15	13	373.53	2.5723	-0.1756	0.5850	0.5000	0.0850
1989	496.82	14	370.15	2.5684	-0.1976	0.5925	0.5385	0.0540
1990	173.39	15	361.20	2.5578	-0.2557	0.6121	0.5769	0.0352
1991	373.53	16	353.23	2.5481	-0.3076	0.6297	0.6154	0.0143
1992	164.34	17	351.17	2.5455	-0.3210	0.6342	0.6538	0.0196
1993	467.92	18	337.77	2.5286	-0.4082	0.6637	0.6923	0.0286
1994	838.02	19	317.07	2.5012	-0.5429	0.7092	0.7308	0.0216
1995	598.75	20	290.46	2.4631	-0.7159	0.7677	0.7692	0.0015
1996	351.17	21	287.91	2.4592	-0.7326	0.7734	0.8077	0.0343
1997	361.20	22	206.93	2.3158	-1.2593	0.8461	0.8462	0.0000
1998	353.23	23	182.98	2.2624	-1.4151	0.8622	0.8846	0.0224
1999	337.77	24	173.39	2.2390	-1.4775	0.8686	0.9231	0.0545
2000	468.32	25	164.34	2.2157	-1.5364	0.8747	0.9615	0.0869
							Dmáx =	0.1000

Fuente: Generación Propia

Del cuadro se obtiene:

$$Dn = 0.1000$$

Cuadro N° 3.22
Distribución Log Pearson III y Bondad de Ajuste

Año	Caudal Qx	Numero de Orden	Orden Descendente Qx	Log Qx (Y)	KT	Frecuencia Teórica Acumulada F(KT)	Frecuencia Relativa Absoluta P(x)	Diferencia Suprema F(KT)-P(x)
1976	433.46	1	838.02	2.9233	2.0091	0.0093	0.0385	0.0292
1977	317.07	2	598.75	2.7772	1.1776	0.1122	0.0769	0.0353
1978	390.45	3	585.83	2.7678	1.1236	0.1270	0.1154	0.0116
1979	431.95	4	567.22	2.7538	1.0438	0.1488	0.1538	0.0051
1980	287.91	5	530.36	2.7246	0.8776	0.1941	0.1923	0.0018
1981	567.22	6	496.82	2.6962	0.7161	0.2539	0.2308	0.0231
1982	530.36	7	468.32	2.6705	0.5699	0.3101	0.2692	0.0408
1983	182.98	8	467.92	2.6702	0.5678	0.3109	0.3077	0.0032
1984	585.83	9	433.70	2.6372	0.3799	0.3831	0.3462	0.0369
1985	290.46	10	433.46	2.6369	0.3786	0.3836	0.3846	0.0010
1986	433.70	11	431.95	2.6354	0.3700	0.3869	0.4231	0.0361
1987	206.93	12	390.45	2.5916	0.1201	0.4830	0.4615	0.0214
1988	370.15	13	373.53	2.5723	0.0105	0.5221	0.5000	0.0221
1989	496.82	14	370.15	2.5684	-0.0119	0.5297	0.5385	0.0088
1990	173.39	15	361.20	2.5578	-0.0724	0.5501	0.5769	0.0268
1991	373.53	16	353.23	2.5481	-0.1277	0.5688	0.6154	0.0466
1992	164.34	17	351.17	2.5455	-0.1421	0.5737	0.6538	0.0801
1993	467.92	18	337.77	2.5286	-0.2384	0.6062	0.6923	0.0861
1994	838.02	19	317.07	2.5012	-0.3948	0.6591	0.7308	0.0716
1995	598.75	20	290.46	2.4631	-0.6115	0.7324	0.7692	0.0368
1996	351.17	21	287.91	2.4592	-0.6334	0.7398	0.8077	0.0679
1997	361.20	22	206.93	2.3158	-1.4502	0.8658	0.8462	0.0196
1998	353.23	23	182.98	2.2624	-1.7545	0.8971	0.8846	0.0125
1999	337.77	24	173.39	2.2390	-1.8876	0.9108	0.9231	0.0122
2000	468.32	25	164.34	2.2157	-2.0202	0.9245	0.9615	0.0370
							Dmáx =	0.0861

Fuente: Generación Propia

Del cuadro se obtiene:

$$D_n = 0.0861$$

Cuadro N° 3.23

Cuadro de valores usados para hallar el F(KT) por interpolación

Coeficiente	Periodo de retorno, años								
	1.0101	1.25	2	5	10	25	50	100	200
De	Nivel de probabilidad – Porcentaje								
Asimetria									
Ag	99.000099	80	50	20	10	4	2	1	0.5
	0.99	0.8	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005
-0.4	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	-2.686	-0.808	0.083	0.857	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.458	-2.656	-0.811	0.076	0.856	1.222	1.583	1.801	1.986	2.147

Fuente: Ven Te Chow, "Hidrología Aplicada", Pag.404

De la tabla de Valores Críticos D_α de la Prueba de Smirnov – Kolmogorov para varios valores de $N=25$ y Niveles de Significación $\alpha=0.05$:

$$D_\alpha = 0.27$$

Cuadro N° 3.24

Tabla Resumen de Valores de D_n max.

Distribución	D_{max}	$D_{critico}$	Ajuste	Observación
Normal	0.0897	0.27	Bueno	
Log-Normal	0.0981	0.27	Bueno	
Gumbel	0.0944	0.27	Bueno	
Pearson III	0.1000	0.27	Bueno	
Log-Pearson III		0.27	Bueno	Presenta el menor D_{max}

Conclusión:

Comparando que $D_n < D_\alpha$ las tres distribuciones con un 95% de seguridad que el ajuste es bueno.

La distribución Log – Pearson III presenta el D_{max} menor por lo que se concluye que es la que mejor se ajusta de las cinco.

Cuadro N° 3.25

Valor Crítico D_α de la Prueba de Smirnov – Kolmogorov para varios valores de N y Niveles de Significación α :

Prueba de Smirnov-Kolmogorov. Valores críticos $D_{\max}(\alpha, n)$					
Tamaño de la muestra	Nivel de significancia α				
	.20	.15	0.10	0.05	0.01
1	.900	.925	.950	.875	.995
2	.684	.726	.776	.842	.929
3	.565	.597	.642	.708	.828
4	.494	.525	.564	.624	.733
5	.446	.474	.510	.565	.669
6	.410	.436	.470	.521	.618
7	.381	.405	.438	.486	.577
8	.358	.381	.411	.457	.543
9	.339	.360	.388	.432	.514
10	.322	.342	.368	.410	.490
11	.307	.326	.352	.391	.468
12	.295	.313	.338	.375	.450
13	.284	.302	.325	.361	.433
14	.274	.292	.314	.349	.418
15	.266	.283	.304	.338	.404
16	.258	.274	.295	.328	.392
17	.250	.266	.286	.318	.381
18	.244	.259	.278	.309	.371
19	.237	.252	.272	.301	.363
20	.231	.246	.264	.294	.356
25	.210	.220	.240	.270	.320
30	.190	.200	.220	.240	.290
35	.18	.190	.201	.230	.270
≥ 35	$1.07/\sqrt{N}$	$1.14/\sqrt{N}$	$1.22/\sqrt{N}$	$1.36/\sqrt{N}$	$1.63/\sqrt{N}$

Fuente: Tablas Estadísticas, Curso: Estadísticas 2, Departamento de Matemáticas, Universidade Da Coruña - España

Las Pruebas de Bondad de ajuste, determinaron que el valor del caudal de diseño corresponde a la distribución Log Pearson III; por lo que se puede decir que los valores proporcionados por esta distribución son los que mas se ajustan a los datos en análisis. Con ello se encontró los periodos de retorno (Tr) para diferentes descargas.

Cuadro N° 3.26

CORRELACIONES ENTRE EL TIEMPO DE RETORNO Y LOS CAUDALES

Tr (Años)	Q (m3/s)
2.00	383.53
5.00	525.56
10.00	609.60
25.00	705.69
50.00	770.86
75.00	806.68
100.00	831.21
150.00	864.66
200.00	887.66
300.00	919.12
400.00	940.82
500.00	957.30
1000.00	1006.75

Fuente: Generación Propia

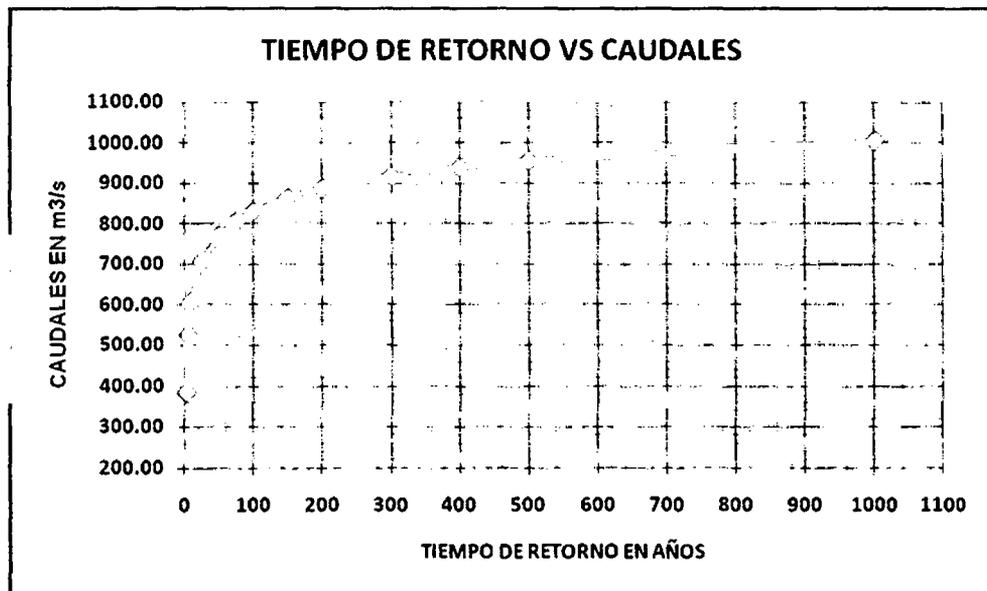


Gráfico N° 1: Tiempo de retorno vs. Caudales

Fuente: Generación Propia

CAPITULO IV: HIDRÁULICA FLUVIAL

4.1. INTRODUCCIÓN:

El proceso de erosión de la corriente de agua en los ríos provoca la socavación del lecho de los mismos en función básicamente a las características hidráulicas del río y las características granulométrica del material que conforma el cauce.

La erosión en el lecho de un río en el lugar en donde se encuentra ubicado un puente es la causa hidráulica mas frecuente de falla, esto sucede cuando afecta a las cimentaciones insuficientes o imperfectas.

En general en un puente se distinguen la superestructura constituida por el tablero y la infraestructura formada por los pilares, los estribos y la cimentación. Los pilares son los apoyos intermedios cuando el puente tiene mas de un tramo los estribos se ubican en los extremos y empalman con los terraplenes de aproximación al puente. Los cimientos transmiten al lecho fluvial el peso de la estructura.

Los pilares y estribos son elementos extraños dentro de la corriente. El choque del flujo contra ellos produce corrientes vorticosas que causan la erosión local tal como se aprecia esquemáticamente en las Figuras N° 13 y N° 14.

La socavación resulta más intensa a medida que se incrementa el caudal y las velocidades del flujo del agua superan la velocidad crítica de erosión del material del lecho del río.

4.1.1 FALLAS MÁS COMUNES EN PUENTES

El estudio de las fallas que ocurren en las estructuras es una fuente importante de conocimiento. Para intentar responder a la pregunta de por qué fallan los puentes es conveniente presentar información estadística.

Afortunadamente se dispone de diversas investigaciones sobre las causas de las fallas más comunes ocurridas en puentes de diversos tipos en varios países.

En un estudio muy detallado titulado Bridge Failures que realizó D.W. Smith sobre el número de fallas, de acuerdo a su origen, ocurridas en 143 puentes de todo el mundo obtuvo los siguientes resultados:

- a) Corrosión (1)
- b) Fatiga de los materiales (4)
- c) Viento (4)
- d) Diseño inadecuado (5)
- e) Sismos (11)
- f) Construcción (12)
- g) Sobrecarga e impacto de embarcaciones (14)
- h) Materiales defectuosos (22)
- i) Avenidas (70)

Se observa que según la investigación de Smith prácticamente el 50% de las fallas tuvo su origen en las grandes descargas presentadas.

En lo que respecta al Perú se podría mencionar, por ejemplo, que durante el Meganiño 1982-1983, caracterizado por fuertes crecidas fluviales especialmente en la costa norte, resultaron afectados o destruidos 55 puentes. Con ocasión del Meganiño de 1997-1998 de similares características al antes mencionado los daños en infraestructura real fueron también considerables. En el informe que preparo el Colegio de Ingenieros del Perú, señalo que en 1998 hubo 58 puentes destruidos y 28 puentes afectados. Prácticamente la totalidad de las fallas ocurridas en ambos meganiños tuvo su origen en problemas de hidráulica fluvial¹.

Siendo de interés para el estudio la granulometría del cauce del río es que durante los trabajos de campo del estudio se tomaron las muestras necesarias y representativas del lecho del río.

Con los resultados de la granulometría del lecho del río se ha calculado el diámetro medio para las partículas tratándose de un material fluvio aluvional conformado la terraza de material granular.

¹ Rocha F, Arturo, "Hidráulica Fluvial", 2009, pág. 200.

Para los efectos del cálculo de socavación se han utilizado varios métodos comúnmente usados en el dimensionamiento de puentes, asumiendo las características hidráulicas en función de las curvas de descarga del río y las características granulométricas del material que conforma su lecho.

Los resultados mostrados en cuanto a la socavación son aparentemente conservadores, no obstante se tiene como respaldo que durante el funcionamiento del puente actual durante 45 años aproximadamente y con la ocurrencia de dos grandes avenidas se puede asegurar en cierto grado un régimen aparentemente estable del río.

4.2. CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO:

Conociendo los caudales de diseño para el tiempo de retorno, se determinan las características hidráulicas del flujo en la sección del puente, lo cual permite determinar el perfil de flujo en un tramo dado ante el paso de cierto caudal, proporcionando además datos de velocidad, régimen de flujo, área, ancho superficial y demás características hidráulicas de interés de acuerdo a la vida útil del puente.

Para el presente estudio el MTC solicitó considerar una vida útil de 50 años y un riesgo de falla de 20%. Estos parámetros son variables y dependerán de la envergadura del proyecto y el nivel de riesgo solicitado por la entidad.

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

Donde:

R : Riesgo de falla.

n : Años de vida útil.

Reemplazando: $T_r = 224,57$ años

Interpolando: QT_r (200 años) = 887.66 m³/s

QT_r (500 años) = 957.30 m³/s

Se tiene:

$$QT_r (224,57 \text{ años}) = 893.36 \text{ m}^3/\text{s}.$$

En el cuadro N° 19 se muestran las características hidráulicas de la zona de estudio.

4.3. CURVAS DE DESCARGA:

La curva de descargas se determina experimentalmente por medidas repetidas de caudales y alturas en diversas condiciones. A partir de ella, basta con medir la altura para determinar el caudal, o lo que es lo mismo, basta con determinar la variación de la altura del agua con el tiempo, para obtener la variación de los caudales con el tiempo.

Normalmente, la curva de gastos se obtiene mediante el dibujo de una curva suave que se ajuste lo mejor posible a los puntos obtenidos por los pares de valores (Y_i, Q_i) , pero también se puede hacer un ajuste estadístico para obtener la ecuación de la curva que normalmente es una parábola de segundo grado, del tipo:

$$Q = ah^2 + bh + c$$

En la que los parámetros a , b y c se obtienen por ajuste de mínimos cuadrados.

La curva presentada describe las características hidráulicas del río, en función al radio medio hidráulico, perímetro mojado, área de la sección transversal y el número de Froude que define el régimen del flujo, en este caso subcrítico, como se apreciará en campo. De la sección transversal del río correspondiente a la ubicación del eje del puente se elaboró la gráfica de la curva de descargas del río Mantaro.

Los datos presentados en el cuadro N° 26 fueron extraídos de la simulación hidráulica del río utilizando el programa HEC RAS.

Se realizó una corrida para cada uno de los caudales mostrados en el cuadro N° 26 hallando la cota de nivel de agua en el eje del puente correspondiente a cada uno de los caudales.

Cuadro N° 3.27

Datos utilizados para la generación de la Curva de Descargas

Q (m3/s)	Nivel msnm
0.00	3450.44
383.53	3455.24
525.56	3455.97
609.60	3456.36
705.69	3456.78
770.86	3457.05
806.68	3457.19
831.21	3457.29
864.66	3457.42
887.66	3457.50
919.12	3457.62
940.82	3457.70
957.30	3457.76
1006.75	3457.94

Fuente: Generación Propia – HEC RAS 4.0

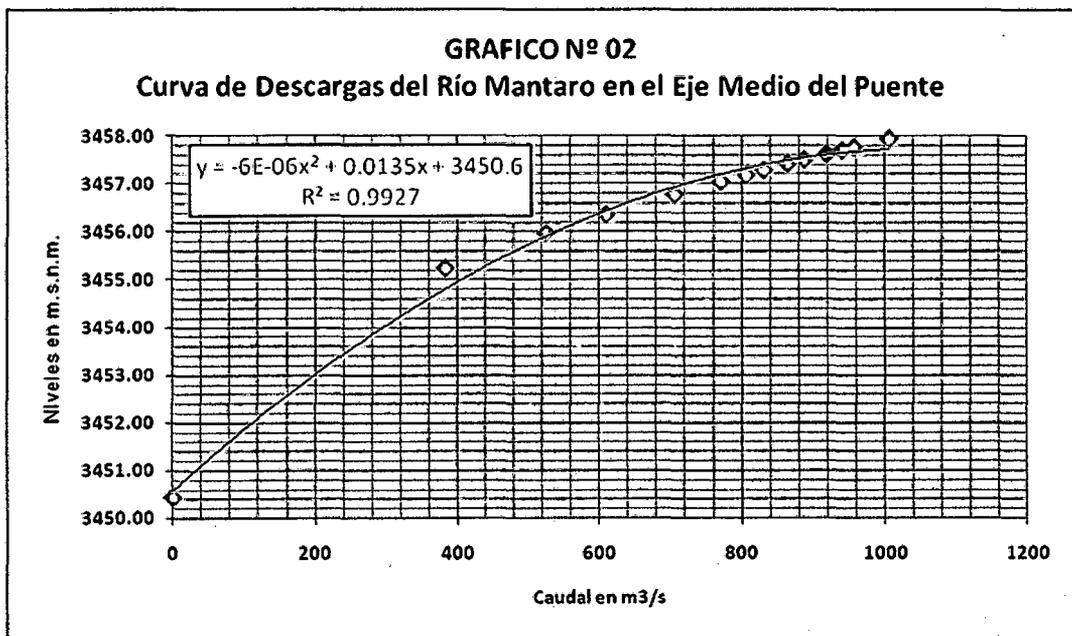


Gráfico N° 2: Curva de Descargas del río Mantaro en el Eje del Puente Matachico.

Fuente: Generación Propia

Cuadro N° 3.28
Evaluación Hidráulica del cauce del Río Mantaro en el tramo Puente
Matachico – Tr 2 años

Sección Hidráulica	Periodo de Retorno	Caudal de Diseño (m³/s)	Fondo Mínimo del Cauce (m)	Nivel de Agua (m)	Nivel de la Línea de Energía (m)	Gradiente Hidráulica (m/m)	Velocidad de Cauce (m/s)	Area Mojada (m²)	Ancho del Espejo de Agua (m)	Radio Hidráulico (m)	Numero de Froude
0+860	2 años	383.53	3452.89	3456.27	3457.02	0.004825	3.83	100.08	38.74	2.58	0.76
0+840	2 años	383.53	3452.37	3456.43	3456.88	0.002196	2.97	129.02	40.62	3.18	0.53
0+820	2 años	383.53	3452.36	3456.45	3456.82	0.001784	2.70	142.12	44.55	3.19	0.48
0+800	2 años	383.53	3452.30	3456.35	3456.77	0.002346	2.89	132.84	46.70	2.84	0.55
0+780	2 años	383.53	3452.19	3456.31	3456.73	0.002168	2.88	133.16	43.69	3.05	0.53
0+760	2 años	383.53	3451.75	3456.13	3456.67	0.002766	3.25	118.10	38.56	3.06	0.59
0+740	2 años	383.53	3451.70	3456.16	3456.59	0.002020	2.90	132.24	40.71	3.25	0.51
0+720	2 años	383.53	3452.16	3455.89	3456.52	0.003736	3.50	109.45	40.11	2.73	0.68
0+700	2 años	383.53	3452.03	3455.93	3456.41	0.002552	3.07	124.81	41.87	2.98	0.57
0+680	2 años	383.53	3452.03	3455.86	3456.36	0.002750	3.13	122.60	42.87	2.86	0.59
0+660	2 años	383.53	3452.14	3455.85	3456.29	0.002419	2.95	130.22	45.31	2.87	0.55
0+640	2 años	383.53	3451.95	3455.85	3456.22	0.001980	2.68	142.97	49.52	2.89	0.50
0+620	2 años	383.53	3452.10	3455.80	3456.18	0.002027	2.73	140.39	48.19	2.91	0.51
0+600	2 años	383.53	3452.07	3455.65	3456.12	0.002719	3.05	125.66	45.07	2.79	0.58
0+580	2 años	383.53	3451.37	3455.58	3456.07	0.002567	3.10	123.77	41.40	2.99	0.57
0+560	2 años	383.53	3451.61	3455.40	3456.00	0.003242	3.44	111.61	37.91	2.94	0.64
0+540	2 años	383.53	3451.58	3455.27	3455.92	0.003768	3.60	106.60	37.97	2.81	0.69
0+520	2 años	383.53	3451.39	3455.24	3455.84	0.003251	3.41	112.40	38.98	2.88	0.64
0+500	2 años	383.53	3451.26	3455.22	3455.76	0.002895	3.25	118.17	40.32	2.93	0.61
0+480	2 años	383.53	3451.37	3454.99	3455.67	0.004086	3.67	104.44	38.08	2.74	0.71
0+464.81	2 años	383.53	3450.44	3455.24	3455.52	0.001276	2.36	162.54	48.17	3.37	0.41
0+460	Bridge	Bridge	Bridge	Bridge	Bridge	Bridge	Bridge	Bridge	Bridge	Bridge	Bridge
0+455.18	2 años	383.53	3450.38	3455.19	3455.48	0.001279	2.36	162.32	48.10	3.37	0.41
0+440	2 años	383.53	3451.26	3454.44	3455.28	0.005776	4.06	94.43	39.29	2.40	0.84
0+420	2 años	383.53	3450.73	3454.55	3455.10	0.003260	3.28	116.88	43.60	2.68	0.64
0+400	2 años	383.53	3450.44	3454.58	3455.00	0.002742	2.89	132.92	52.99	2.51	0.58
0+380	2 años	383.53	3449.71	3454.57	3454.95	0.001746	2.74	139.88	41.08	3.41	0.47
0+360	2 años	383.53	3449.54	3454.63	3454.88	0.001039	2.21	173.60	49.03	3.54	0.37
0+340	2 años	383.53	3449.28	3454.68	3454.84	0.000590	1.79	214.80	54.68	3.93	0.29
0+320	2 años	383.53	3449.28	3454.62	3454.82	0.000871	2.02	190.07	54.20	3.51	0.34
0+300	2 años	383.53	3448.67	3454.51	3454.80	0.001188	2.35	163.30	46.47	3.51	0.40
0+280	2 años	383.53	3450.18	3454.29	3454.74	0.002400	2.99	128.09	43.28	2.96	0.56
0+260	2 años	383.53	3450.20	3453.87	3454.65	0.004848	3.90	98.44	37.54	2.62	0.77
0+240	2 años	383.53	3450.07	3453.96	3454.50	0.002935	3.27	117.46	40.29	2.92	0.61
0+220	2 años	383.53	3450.10	3453.99	3454.42	0.002174	2.89	132.84	43.48	3.06	0.53
0+200	2 años	383.53	3450.64	3453.84	3454.36	0.003292	3.18	120.64	47.43	2.54	0.64
0+180	2 años	383.53	3450.49	3453.79	3454.29	0.003127	3.11	123.18	48.19	2.56	0.62
0+160	2 años	383.53	3450.28	3453.67	3454.21	0.003361	3.28	116.78	44.38	2.63	0.65
0+140	2 años	383.53	3450.38	3453.56	3454.14	0.003613	3.38	113.34	43.25	2.62	0.67
0+120	2 años	383.53	3450.40	3453.26	3454.03	0.005607	3.91	98.13	42.15	2.33	0.82
0+100	2 años	383.53	3450.31	3453.16	3453.91	0.005569	3.86	99.47	43.11	2.31	0.81
0+080	2 años	383.53	3450.29	3453.09	3453.79	0.005122	3.71	103.34	44.71	2.31	0.78
0+060	2 años	383.53	3450.17	3453.11	3453.66	0.003777	3.28	117.09	48.99	2.39	0.68
0+040	2 años	383.53	3449.99	3453.06	3453.57	0.003566	3.19	120.23	50.20	2.40	0.66
0+020	2 años	383.53	3449.90	3452.94	3453.50	0.003925	3.29	116.41	49.90	2.33	0.69
0+000	2 años	383.53	3449.83	3452.90	3453.41	0.003501	3.14	122.10	51.55	2.37	0.65

Fuente: Generación Propia – Programa HEC RAS 4.0

Cuadro N° 3.29
Evaluación Hidráulica del cauce del Río Mantaro en el tramo Puente
Matachico – Tr 224 años

Sección Hidráulica	Periodo de Retorno	Caudal de Diseño (m³/s)	Fondo Mínimo del Cauce (m)	Nivel de Agua (m)	Nivel de la Línea de Energía (m)	Gradiente Hidráulica (m/m)	Velocidad de Cauce (m/s)	Área Mojada (m²)	Ancho del Espejo de Agua (m)	Radio Hidráulico (m)	Número de Froude
0+860	224 años	893.36	3452.89	3458.52	3459.59	0.003638	4.59	194.42	45.38	4.28	0.71
0+840	224 años	893.36	3452.37	3458.69	3459.45	0.002379	3.86	231.51	51.60	4.49	0.58
0+820	224 años	893.36	3452.36	3458.73	3459.38	0.001841	3.55	251.31	52.28	4.81	0.52
0+800	224 años	893.36	3452.30	3458.68	3459.34	0.001923	3.60	248.44	52.77	4.71	0.53
0+780	224 años	893.36	3452.19	3458.59	3459.29	0.002083	3.71	241.06	51.63	4.67	0.55
0+760	224 años	893.36	3451.75	3458.32	3459.22	0.002923	4.21	212.13	48.42	4.38	0.64
0+740	224 años	893.36	3451.70	3458.38	3459.12	0.002232	3.82	233.80	50.76	4.61	0.57
0+720	224 años	893.36	3452.16	3458.22	3459.06	0.002845	4.06	219.80	51.36	4.28	0.63
0+700	224 años	893.36	3452.03	3458.25	3458.98	0.002243	3.78	236.17	52.81	4.47	0.56
0+680	224 años	893.36	3452.03	3458.17	3458.93	0.002312	3.86	231.20	50.13	4.61	0.57
0+660	224 años	893.36	3452.14	3458.22	3458.85	0.001987	3.51	254.88	57.84	4.41	0.53
0+640	224 años	893.36	3451.95	3458.24	3458.79	0.001615	3.26	274.02	59.31	4.62	0.48
0+620	224 años	893.36	3452.10	3458.18	3458.75	0.001695	3.33	268.06	57.74	4.64	0.49
0+600	224 años	893.36	3452.07	3458.00	3458.70	0.002145	3.71	240.70	52.61	4.58	0.55
0+580	224 años	893.36	3451.37	3457.89	3458.65	0.002377	3.86	231.22	51.69	4.47	0.58
0+560	224 años	893.36	3451.61	3457.66	3458.58	0.003059	4.24	210.69	49.38	4.27	0.66
0+540	224 años	893.36	3451.58	3457.46	3458.50	0.003302	4.51	197.96	44.10	4.49	0.68
0+520	224 años	893.36	3451.39	3457.47	3458.41	0.002911	4.30	207.85	45.63	4.56	0.64
0+500	224 años	893.36	3451.26	3457.45	3458.34	0.002658	4.18	213.98	45.35	4.72	0.61
0+480	224 años	893.36	3451.37	3457.17	3458.26	0.003643	4.62	193.25	44.50	4.34	0.71
0+464.81	224 años	893.36	3450.44	3457.53	3458.06	0.001356	3.23	276.83	51.69	5.36	0.45
0+460	Bridge	Bridge	Bridge	Bridge	Bridge	Bridge	Bridge	Bridge	Bridge	Bridge	Bridge
0+455.18	224 años	893.36	3450.38	3457.42	3457.97	0.001406	3.27	273.43	51.53	5.31	0.45
0+440	224 años	893.36	3451.26	3456.65	3457.76	0.003989	4.68	190.75	47.60	4.01	0.75
0+420	224 años	893.36	3450.73	3456.87	3457.58	0.002558	3.72	240.00	60.49	3.97	0.60
0+400	224 años	893.36	3450.44	3456.96	3457.48	0.001779	3.20	279.37	68.50	4.08	0.51
0+380	224 años	893.36	3449.71	3456.76	3457.42	0.002037	3.62	246.94	52.31	4.72	0.53
0+360	224 años	893.36	3449.54	3456.85	3457.34	0.001247	3.11	286.90	53.35	5.38	0.43
0+340	224 años	893.36	3449.28	3456.94	3457.27	0.000809	2.56	348.37	64.42	5.41	0.35
0+320	224 años	893.36	3449.28	3456.85	3457.25	0.001002	2.81	318.31	60.17	5.29	0.39
0+300	224 años	893.36	3448.67	3456.65	3457.21	0.001471	3.32	269.05	52.32	5.14	0.47
0+280	224 años	893.36	3450.18	3456.29	3457.14	0.002574	4.09	218.64	47.19	4.63	0.61
0+260	224 años	893.36	3450.20	3455.58	3457.01	0.005526	5.30	168.68	44.23	3.81	0.87
0+240	224 años	893.36	3450.07	3455.75	3456.81	0.003649	4.58	195.24	46.91	4.16	0.72
0+220	224 años	893.36	3450.10	3455.84	3456.68	0.002744	4.06	220.14	51.01	4.32	0.62
0+200	224 años	893.36	3450.64	3455.76	3456.62	0.003006	4.10	217.79	53.60	4.06	0.65
0+180	224 años	893.36	3450.49	3455.74	3456.55	0.002789	3.99	223.71	54.08	4.14	0.63
0+160	224 años	893.36	3450.28	3455.53	3456.48	0.003429	4.32	206.80	52.30	3.95	0.69
0+140	224 años	893.36	3450.38	3455.35	3456.39	0.003858	4.52	197.46	50.65	3.90	0.73
0+120	224 años	893.36	3450.40	3454.71	3456.25	0.006618	5.50	162.47	46.65	3.48	0.94
0+100	224 años	893.36	3450.31	3454.65	3456.08	0.006293	5.30	168.58	49.24	3.42	0.91
0+080	224 años	893.36	3450.29	3454.63	3455.92	0.005589	5.04	177.15	51.18	3.46	0.87
0+060	224 años	893.36	3450.17	3454.75	3455.74	0.003934	4.40	203.12	55.74	3.64	0.74
0+040	224 años	893.36	3449.99	3454.72	3455.64	0.003671	4.25	210.04	57.68	3.64	0.71
0+020	224 años	893.36	3449.90	3454.60	3455.56	0.003929	4.35	205.45	57.62	3.57	0.74
0+000	224 años	893.36	3449.83	3454.59	3455.46	0.003501	4.15	215.34	59.38	3.63	0.70

Fuente: Generación Propia – Programa HEC RAS 4.0

4.4. CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN:

Durante las grandes crecidas se produce un aumento de la sección transversal del río, lo cual produce acciones de socavación generalizada del lecho fluvial por aumento de la fuerza tractiva. Se trata de una erosión generalizada que se desarrolla en una extensión mayor a lo largo del lecho del río y casi siempre de manera más lenta a la socavación local. Es decir esta se da independientemente de la ejecución de las obras correspondientes al puente.

La socavación local es la producida por la interacción entre los elementos del puente (pilares y estribos) y el río; elementos catalogados como extraños; que originan variaciones en la sección transversal del río originando socavación en los alrededores de dichas estructuras.

Para el cálculo de la socavación se deberá tomar en cuenta diversos factores los que se calcularán y definirán a continuación.

4.4.1. Granulometría del Cauce

La granulometría del cauce se determinó previa inspección de campo para lo cual se aplicó el método de US Bureau of Reclamation.

Este método consiste en seleccionar áreas de 1m x 1m que presentan una presencia de sólidas representativas del material del lecho del río, a la cual previa inspección visual se establece a criterio el porcentaje de gruesos y finos representados en el metro cuadrado seleccionado, para luego proceder al conteo y medición (L=largo, A=ancho, e=espesor) del material grueso y al tamizado para las dimensiones menores.

Para el presente estudio se tomó dos muestras representativas, una aguas abajo (Cuadro N° 29) y la otra aguas arriba (Cuadro N°31), los datos tomados de campo de material grueso se presentarán a continuación.

La muestra de material fino se tamizó para luego integrarla con la distribución de material grueso hallando la granulometría global del lecho del río.

4.4.1.1. Registro fotográfico: Toma de muestras de material de lecho del río.

Muestra N°1: Aguas abajo del Puente Matachico



Figura N° 4.9: Área de muestra de 1m x 1 m



Figura N° 4.10: Medición de Material Grueso.

Muestra N° 2: Aguas arriba del Puente Matachico

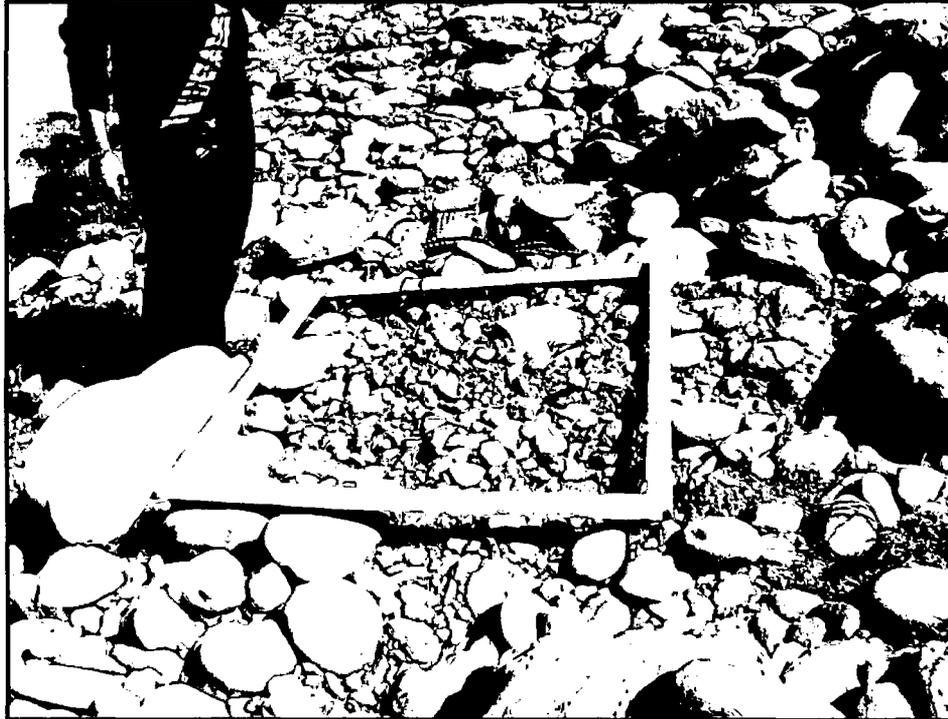


Figura N° 4.11: Área de muestra de 1m x 1 m



Figura N° 4.12: Medición de Material Grueso

Cuadro N° 4.30
Muestra N° 1 (Aguas Abajo – Puente Matachico)
Finos=40%, Gruesos=60%

Rango (mm)		L	A	E	D PROM.	PROM.	N
15	20	16	14	8	12.67		
15	20	18	12	10	13.33		
15	20	16	13	7	12.00		
15	20	16	12	9	12.33		
15	20	15	12	6	11.00		
15	20	17	8	7	10.67		
15	20	12	12	12	12.00		
15	20	17	14	9	13.33		
15	20	17	14	6	12.33		
15	20	17	15	9	13.67		
15	20	20	10	10	13.33		
15	20	20	10	9	13.00		
15	20	18	18	18	18.00	12.90	13
20	25	25	17	10	17.33	17.33	1
10	15	14	11	8	11.00		
10	15	13	10	5	9.33		
10	15	12	10	5	9.00		
10	15	13	10	5	9.33		
10	15	11	10	4	8.33		
10	15	12	9	6	9.00		
10	15	15	9	5	9.67	9.38	6
30	35	33	28	18	26.33	26.33	1
5	10						
		8	6	4	6.00		
		9	8	4.5	7.17		
		9	8	7	8.00	7.06	32

Cuadro N° 4.31: Cálculo % retenido de partículas gruesas

Rango (mm)	D PROM	N	D3	ND3	% RET
60-80	70.6	32	351895.82	11260666.11	0.17
80-110	93.8	6	825293.67	4951762.032	0.07
110-140	129	13	2146689.00	27906957	0.41
140-180	173.3	1	5204699.84	5204699.837	0.08
200-270	263.3	1	18253770.14	18253770.14	0.27
				67577855.12	

Fuente: Cuadro N° 4.30: Datos de Campo, Cuadro N° 4.31: Autogenerado

Cuadro N° 4.32
Muestra N° 2 (Aguas Arriba – Puente Matachico)
Finos=40%, Gruesos=60%

Rango (mm)		L	A	E	D PROM.	PROM.	N
15	20	19	16	3	12.67		
15	20	20	17	8	15.00		
15	20	20	18	9	15.67		
15	20	22	16	7	15.00		
15	20	18	15	5	12.67	14.20	5
20	25	24	16	5	15.00		
20	25	25	18	9	17.33		
20	25	24	22	8	18.00		
20	25	23	19	10	17.33		
20	25	18	16	13	15.67	16.67	5
10	15	16	12	4	10.67		
10	15	15	10	5	10.00		
10	15	15	14	4	11.00		
10	15	15	15	9	13.00		
10	15	15	12	8	11.67		
10	15	14	12	8	11.33	11.28	6
7.5	10	10	8	5	7.67		
7.5	10	10	10	9	9.67		
7.5	10	10	8	7	8.33		
7.5	10	10	8	6	8.00		
7.5	10	10	8	5	7.67		
7.5	10	10	7	4	7.00		
7.5	10	10	8	3	7.00		
7.5	10	10	7	8	8.33		
7.5	10	10	9	7	8.67		
7.5	10	10	9	5	8.00		
7.5	10	10	9	4	7.67	8.00	11
5	10						
5	5	5	5	3	4.33	4.33	18
7.5	7.5	7.5	5	3	5.17	5.17	30
10	10	10	5	3	6.00	6.00	15

Cuadro N° 4.33: Cálculo % retenido de partículas gruesas

RANGO	D PROM	N	D3	ND3	% RET
30-60	51.7	63	137921.2963	8689041.667	14.4
70-100	80.0	11	512000	5632000	9.3
100-130	112.8	6	1435249.152	8611494.912	14.3
130-160	142.0	5	2863288	14316440	23.7
160-180	166.7	5	4632407.963	23162039.82	38.3
				60411016.39	

Fuente: Cuadro N° 4.32: Datos de Campo, Cuadro N° 4.33: Autogenerado

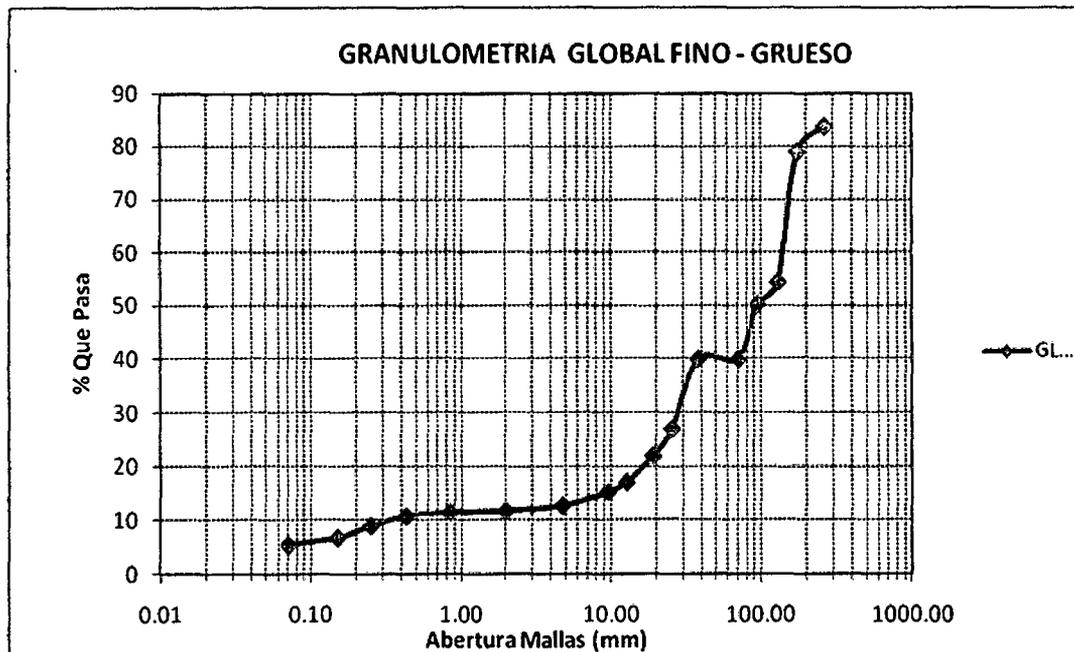
Cuadro N° 4.34

**Análisis Granulométrico Global – Muestra N° 1
Aguas Abajo - Margen Derecha Rio Mantaro**

RANGO		PESO RETENIDO	PORCENTAJE RETENIDO	FACTOR	% RETENIDO PARCIAL	% PASA
MAILLA	DIMENSION (mm)					
200-270	263.30		27.00	0.60	16.20	83.80
140-180	173.30		8.00	0.60	4.80	79.00
110-140	129.00		41.00	0.60	24.60	54.40
80-110	93.80		7.00	0.60	4.20	50.20
60-80	70.60		17.00	0.60	10.20	40.00
1 1/2"	38.10	4.84	0.08	0.40	0.03	39.97
1"	25.40	1980	32.59	0.40	13.04	26.93
3/4"	19.10	754	12.41	0.40	4.96	21.97
1/2"	12.70	750	12.35	0.40	4.94	17.03
3/8"	9.53	274	4.51	0.40	1.80	15.22
N°4	4.76	394	6.49	0.40	2.59	12.63
N°10	2.00	152	2.50	0.40	1.00	11.63
N°20	0.84	44	0.72	0.40	0.29	11.34
N°40	0.43	102	1.68	0.40	0.67	10.67
N° 60	0.25	272	4.48	0.40	1.79	8.88
N°100	0.15	334	5.50	0.40	2.20	6.68
N°200	0.07	208	3.42	0.40	1.37	5.31
Fondo		806.16	13.27	0.40	5.31	0.00
		6075				

Fuente: Generación Propia

Gráfico N° 4.3 – Curva Granulométrica Muestra N° 1



Fuente Generación Propia

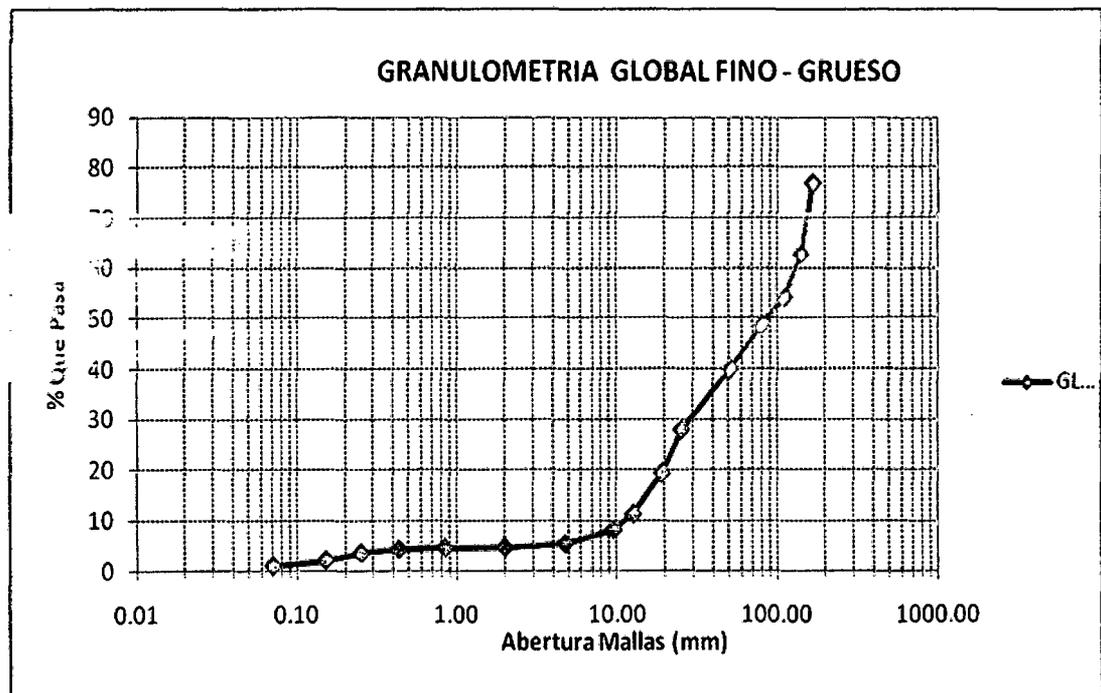
Cuadro N° 4.35

**Analisis Granulométrico Global – Muestra N° 2
Aguas Arriba - Margen Izquierda Rio Mantaro**

RANGO MALLA DIMENSION (mm)		PESO RETENIDO	PORCENTAJE RETENIDO	FACTOR	% RETENIDO PARCIAL	% PASA
160-180	166.70		38.30	0.60	22.98	77.02
130-160	142.00		23.70	0.60	14.22	62.80
100-130	112.80		14.30	0.60	8.58	54.22
70-100	80.00		9.30	0.60	5.58	48.64
30-90	51.70		14.40	0.60	8.64	40.00
1"	25.40	1306.00	30.13	0.40	12.05	27.95
3/4"	19.10	932.00	21.50	0.40	8.60	19.35
1/2"	12.70	876.00	20.21	0.40	8.08	11.27
3/8"	9.53	334.00	7.70	0.40	3.08	8.18
N°4	4.76	296.00	6.83	0.40	2.73	5.45
N°10	2.00	86.00	1.98	0.40	0.79	4.66
N°20	0.84	8.00	0.18	0.40	0.07	4.59
N°40	0.43	28.00	0.65	0.40	0.26	4.33
N° 60	0.25	82.00	1.89	0.40	0.76	3.57
N°100	0.15	152.00	3.51	0.40	1.40	2.17
N°200	0.07	116.00	2.68	0.40	1.07	1.10
Fondo		119.00	2.75	0.40	1.10	0.00
		4335				

Fuente: Generación Propia

Gráfico N° 4.4 – Curva Granulométrica Muestra N° 2



Fuente: Generación Propia

Con el análisis granulométrico global se hallará el D_{50} , que viene a ser el diámetro medio del material de lecho de río.

Para la muestra N° 1: 93.30 mm.

Para la muestra N° 2: 88.00 mm.

Por lo tanto:

$$D_{50} = 90.70mm$$

4.4.2. Coeficiente de Rugosidad:

Para el cálculo del coeficiente de rugosidad del cauce se consideraron diversas formulas empíricas que se presentan en el cuadro N° 18, para la expresión siguiente:

$$n = K * dxx^{\frac{1}{6}}$$

Donde:

dxx : Diámetro característico del cauce.

K : Constante.

Cuadro N° 4.36: Factores para determinar la Rugosidad del cauce

Autor	K	d_{xx}	Unidades	D	n
STRICKLER (1923)	0.0400	dm	mm.	90.7	0.0848
LAURSEN (1958)	0.0410	d_{50}	m.	0.0907	0.0275
CHANG (1962)	0.0166	dm	mm.	90.7	0.0352
HENDERSON (1966)	0.0340	dm	mm.	90.7	0.0721
GARDE Y RAJU (1976)	0.0390	d_{50}	Pies.	0.298	0.0319
SUBRAMANYA (1982)	0.0470	d_{50}	m.	0.0907	0.0315

Teniendo en cuenta la presencia del material grueso incluyendo bolonería en el lecho se selecciona un coeficiente de resistencia al flujo de Manning de $n = 0.033$.

4.4.3. Métodos para el cálculo de la Socavación General:

Para efectos del cálculo de la socavación se utilizaron las formulas siguientes:

4.4.3.1. Ecuación de Abbott:

$$ds = K(q)^{0.24}$$

Fuente: *US Bureau of Reclamation pag. 32*

Donde:

- ds : Profundidad más baja erosionada (m)
 K : 1.32 (Constante – Navajo Indian Irrigation Project)
 q : Descarga unitaria (m³/s/m)

4.4.3.2. Ecuación de Blench:

$$d_{fo} = 1.23 * \left(\frac{q_f^{\frac{2}{3}}}{F_{bo}^{\frac{1}{3}}} \right)$$

$$ds = Zxd_{fo}$$

Fuente: *US Bureau of Reclamation pag. 34*

Donde:

- ds : Profundidad de Socavación (m)
 d_{fo} : Profundidad donde no hay transporte de partículas (m)
 q : Caudal unitario (m³/s/m)
 d_{50} : Tamaño tal que el 50% del peso del material es menor que el (mm).
 Z : Factor de ajuste empírico. *Ver Tabla 7 del Anexo N° 9.*
 F_{bo} : Factor de Blench. *Ver Tabla del Anexo N° 8.*

4.4.3.3. Ecuación de Lacey:

$$d_m = 0.47 * \left(\frac{Q}{f} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$f = 1.76 * dm^{\frac{1}{2}}$$

$$ds = Zxd_m$$

Fuente: US Bureau of Reclamation pag. 34

Donde:

ds : Profundidad de Socavación (m).

d_m : Profundidad media para el caudal de diseño (m).

Q : Caudal (m³/s).

Z : Factor de ajuste empírico. Ver Tabla 7 del Anexo N° 9.

f : Factor de Lacey.

dm : Tamaño medio (mm).

4.4.3.4. Ecuación de Lischvan Levediev:

a) Cálculo del Coeficiente de Sección α :

$$\alpha = \frac{Q_d}{D_m^{\frac{5}{3}} B_e}$$

Donde:

α : Coeficiente de Sección

Q_d : Caudal Máximo de Diseño

B_e : Ancho efectivo de la sección (sin obstáculos)

D_m : Tirante medio de la Sección A / B_e

A : Area Mojada (Obtenido del HEC RAS)

V : Velocidad Media (Obtenido del HEC RAS)

b) Cálculo de la Socavación General:

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_o^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} \beta} \right)^{\frac{1}{(1+x)}}$$

Donde:

d_s : Tirante después de la socavación

d_o : Tirante sin socavación

D_m : Diámetro medio de las partículas del lecho

β : Coeficiente que depende de Tr

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 \text{LogTr}$$

Cuadro N° 4.37: Valores de x y $\frac{1}{1+x}$, para suelos cohesivos y no cohesivos

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
□s en Kf/m3	x	$\frac{1}{1+x}$	□s en Kf/m3	x	$\frac{1}{1+x}$	Dm en Mm	x	$\frac{1}{1+x}$	Dm en mm	x	$\frac{1}{1+x}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.0	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

Fuente: Estructuras de Captación (Bocatomas), Arias N., Moisés, pág. 43

4.4.3.5. Ecuación de Neill:

$$d_f = d_i \left(\frac{q_f}{q_i} \right)^m$$

Fuente: *US Bureau of Reclamation pag. 32.*

Donde:

- d_f : Profundidad después de la Socavación.
- d_i : Tirante medio para un caudal con un Tr determinado.
- q_f : Descarga de diseño por unidad de ancho.
- q_i : Descarga para 2 años por unidad de ancho.
- m : 0.65 para arenas hasta 0.85 para gravas.

4.4.4. Cálculo de la Socavación local en pilares circulares

4.4.4.1. Fórmula de Laursen

Esta fórmula se originó en las investigaciones realizadas en Iowa por E.M. Laursen y A. Tosch.

$$y_s = 1.11y^{0.5} D^{0.5}$$

Fuente: *Hidráulica Fluvial, Rocha, Pag. 212.*

Donde:

- y : Tirante de escurrimiento (m).
- y_s : Socavación debida exclusivamente al pilar (m).
- D : Diámetro del pilar (m).

Nota.- La fórmula de Laursen fue establecida para flujos netamente subcríticos, con números de Froude inferiores a 0.5 y lechos arenosos con transporte sólido de fondo.

4.4.4.2. Fórmula de Shen

Para flujos sin transporte de sedimentos la fórmula de Shen es:

$$y_s = 1.17V^{0.62} D^{0.62}$$

Para flujos con transporte de sedimentos la fórmula de Shen es:

$$y_s = 1.59V^{0.67} D^{0.67}$$

Fuente: Hidráulica Fluvial, Rocha, Pag. 212.

Donde:

y_s : Socavación debida exclusivamente al pilar (m).

V : Velocidad media del escurrimiento correspondiente al caudal de diseño (m^3/s).

D : Diámetro del pilar (m).

Nota.- La fórmula de Shen fue establecida para pilares circulares de puentes en lechos arenosos, con flujos subcríticos cuyos números de Froude estén comprendidos entre 0.5 y 0.8.

4.4.4.3. Profundidad de socavación bajo diversas condiciones

A partir de los trabajos de un grupo de investigadores de Colorado State University se estableció una importante fórmula, de carácter bastante general sustentada en investigaciones de laboratorio. Esta fórmula del CSU cubre la posibilidad de diversas secciones transversales del pilar y otras condiciones particulares.

$$\frac{y_s}{D} = 2K_1K_2K_3K_4 \left(\frac{D}{y} \right)^{0.65} F^{0.43}$$

Fuente: *Hidráulica Fluvial*, Rocha, Pag. 213.

Donde:

y_s : Profundidad de erosión (m)

K_1 : Factor de corrección por la sección transversal del pilar. (Ver Figura N°13).

K_2 : Factor de corrección por el ángulo de ataque. (Ver Figura 14).

K_3 : Factor de corrección por condición del lecho.

K_4 : Factor de corrección por acorazamiento del material del lecho.

y : Tirante inmediatamente aguas arriba del puente. (m)

D : Diámetro del Pilar. (m)

F : Número de Froude inmediatamente aguas arriba del pilar.

Nota.- La fórmula fue establecida para lechos no cohesivos (arenosos) con números de Froude menores que 0.8.

Aplicando las ecuaciones anteriores se obtuvieron las profundidades de socavación en el tramo del río donde se ubica el Puente Matachico.

El coeficiente K_1 se refiere a la influencia de la forma de la sección transversal del pilar en la socavación producida. La más frecuente es la sección circular del pilar para la que K_1 es igual a 1. En la Figura N° 13 se aprecia otros valores del coeficiente K_1 .²

² Rocha F. Arturo, "Hidráulica Fluvial", 2009, pag.213.

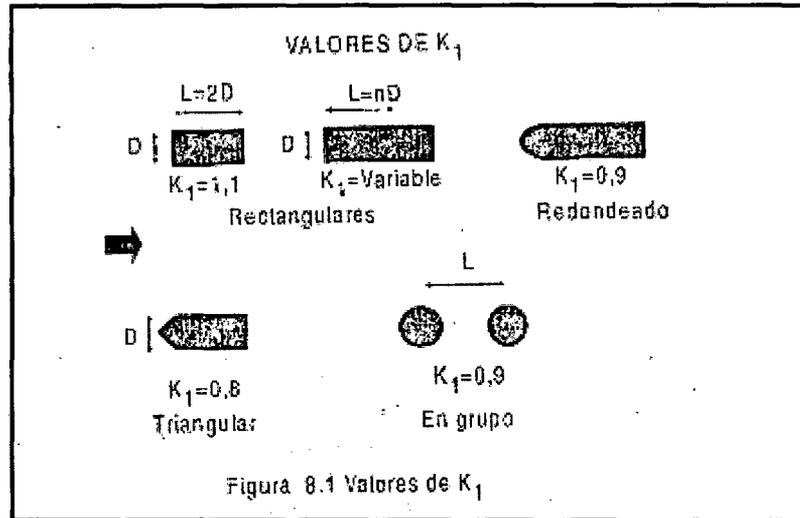


Figura N° 4.13: Valores de K_1 .

Fuente: *Hidráulica Fluvial*, Arturo Rocha Felices, Pág. 213

El coeficiente K_2 es muy importante y se refiere a la influencia del ángulo de ataque de la corriente. Esta influencia no se da en las secciones circulares, puesto que so simétricas en todas las direcciones. En la Figura N° 14 se presentan los valores del coeficiente K_2 en función del ángulo de ataque θ y de la relación L/D .

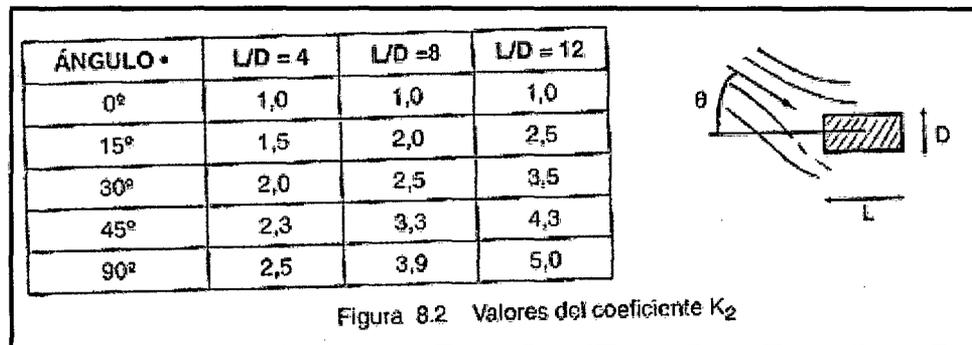


Figura N° 14: Valores de K_2 .

Fuente: *Hidráulica Fluvial*, Arturo Rocha Felices, Pág. 214

El coeficiente K_3 se refiere a la condición del lecho del río, específicamente a la fase de transporte sólido por influencia de las dunas. Cuando el transporte de fondo es inexistente o se produce con un lecho plano, o dunas de pequeña altura, comprendida entre 0.60 y 3 m (2 y 10ft) el valor de K_3 . Para dunas de mediana altura, comprendida entre 3 y 10 m (10 y 30 ft), el valor de K_3 es igual a 1.1. Para dunas grandes, mayores a 10 m, el valor de K_3 es de 1.3.

El coeficiente K_4 depende de la granulometría y se refiere a la posibilidad de que el lecho esté acorazado. El acorazamiento disminuye la profundidad de socavación y entonces K_4 es igual o menor que 1. Puede ser tan bajo como 0.4 en una situación extrema.³

4.4.5. Cálculo de la Socavación local en Estribos

Para el cálculo de la socavación en estribos se aplicará la fórmula de Froehlich

$$\frac{y_s}{y_a} = 2.27 K_1 K_\theta \left(\frac{a'}{y_a} \right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1$$

Fuente:

Donde:

y_s : Profundidad de erosión máxima de equilibrio (m).

y_a : Profundidad media en la planicie de inundación (m).

K_1 : Factor de forma del estribo (Ver Cuadro N° 37)

K_θ : Factor que considera el ángulo del estribo con respecto al flujo
($\theta/90$)^{0.13}

Fr : Numero de Froude inmediatamente aguas arriba del estribo.

a' : Longitud del estribo proyectada en la dirección perpendicular del flujo.

³ Rocha F. Arturo, "Hidráulica Fluvial", 2009, pag.214, 215.

Cuadro N°4.38
Factor de Forma del Estribo

Descripción	K_1
Estribos de paredes verticales (Muros de Acompañamiento).	1.0
Estribos de paredes verticales con aletas.	0.82
Estribos inclinados	0.55

Fuente: Martínez G., "Tesis: Socavación en Obras Civiles y Problemática", Instituto Politécnico Nacional, México, 2007.

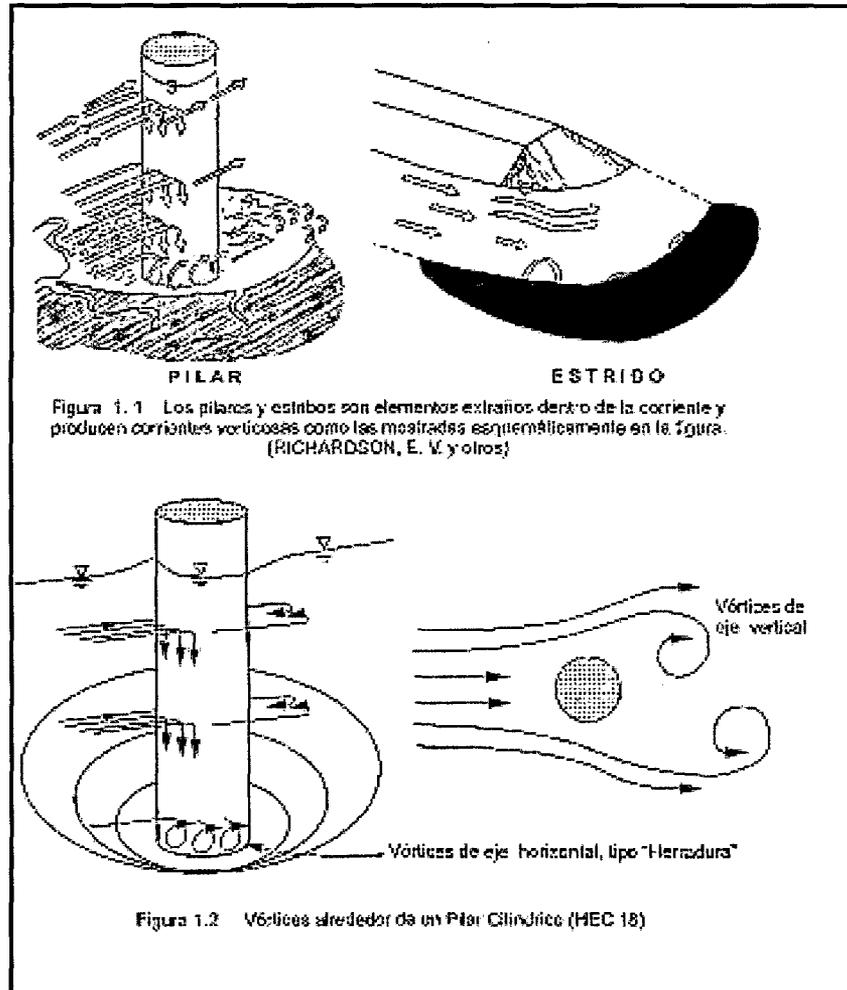


Figura N° 4.15: Vórtices alrededor de Pilares y estribos.

Fuente: Hidráulica Fluvial, Arturo Rocha Felices, Pág. 201

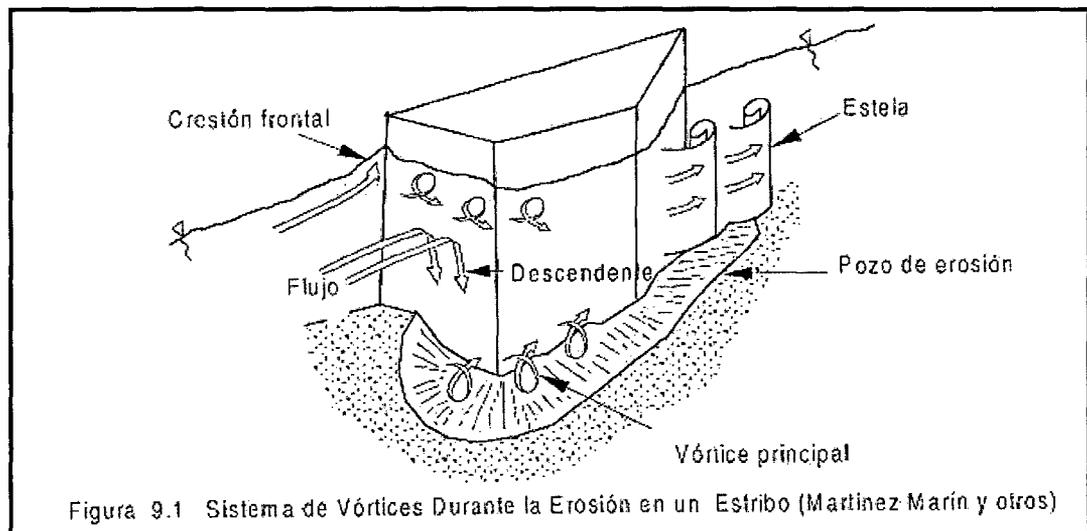


Figura N° 4.16: Sistema de vórtices alrededor de un estribo durante la erosión.

Fuente: Hidráulica Fluvial, Arturo Rocha Felices, Pág. 216

HOJA DE CALCULO Nº 1
CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION GENERAL

Para calcular la socavación general se usaron las siguientes fórmulas:

1.- LACEY

$$d_m = 0.47 \left(\frac{Q}{f} \right)^{1/3}$$

d_m : m

Q: Descarga de diseño en m³/s

f: factor de Lacey

D_m : Tamaño medio del material del lecho(mm)

$$f = 1.76 * D_m^{1/2}$$

$$d_s = z * d_m$$

Datos: Q(m³/s) = 893.36
D_m(mm) = 90.70

- Calculando se obtiene:

$$f = 16.76$$

$$d_m = 1.77$$

- Calculo de d_s

considerando $z = 1$

$$d_s = 1.77 \text{ m}$$

2.- BLENCH

$$d_{fo} = \frac{(q_f)^{2/3}}{(F_{bo})^{1/3}}$$

d_{fo} : m

q_f : (m³/s/m)

D: Diametro medio del material del lecho de rio, en mm

F_{bo} : Factor de Blench (m/s²) (De fig. Nº 9. de Technical Guideline for Bureau of Reclamation para D - Anexo Nº8)

$$d_s = z * d_{fo}$$

De la Ec.: $q_f = Q/B$

$$Q = 893.36 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 51.69 \text{ m} \quad (\text{Ancho del cauce})$$

Se obtiene:

$$q_f = 17.2830 \text{ (m}^3/\text{s/m)}$$

Para D=90.7 mm se obtiene $F_{bo} = 1.81$

Reemplazando se obtiene:

$$d_{fo} = 5.49 \text{ m}$$

- Calculo de d_s

considerando $z = 0.60 \text{ m}$

$$d_s = 3.29 \text{ m}$$

3.- LISCHTVAN LEBEDIEV

a) Calculo del coeficiente de seccion α :

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

α : Coeficiente de seccion

Q_d : Caudal Maximo de diseño (T=224 años)= 893.36

B_e : ancho efectivo de la seccion (sin obstaculos)= 51.69

d_m : Tirante medio de la seccion (A/Be)= 5.36

A: Area mojada (obtenido del HEC RAS)= 276.83

V: Velocidad media (Obtenida del HEC RAS)= 3.23

$$\alpha = 1.05$$

b) Calculo de la socavacion general

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_o^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} \beta} \right)^{\frac{1}{(1+x)}}$$

ds: Tirante despues de producirse la socavacion

Cota del nivel de agua

3457.53

Cota del fondo del cauce

3450.44

do: Tirante sin socavacion

7.09

D_m: Diametro medio de las particulas del lecho(mm)

90.7

β: Coeficiente que depende de Tr(224 años)

1.02

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 \text{Log} Tr =$$

1/(1+x):

0.78 (De tabla)

$$d_s = 6.60$$

La socavacion general es igual a:

0.29953001

$$d_s - d_o = 0.49 \text{ m}$$

4.- **NELL**

$$d_f = d_i \left(\frac{q_f}{q_i} \right)^m$$

ds: Profundidad de socavación

df: Tirante total después de socavación TR=224 años

7.09

do: Tirante antes de la socavación con TR=224 años

4.8

di: Tirante promedio para un caudal con TR=2 años

17.28

qf: Descarga de diseño por unidad de ancho

8.17

qi: Descarga para 2 años por unidad de ancho

0.85

m: 0.85 para grava

$$df = 9.08 \text{ m}$$

$$ds = df - do = 1.37 \text{ m}$$

5.- **ABOTT**

$$ds = K (q)^{0.24}$$

ds: Profundidad mas baja erosionada (m)

K: 1.32

q: Descarga unitaria (m³/s/m) 17.28

$$ds = 2.82 \text{ m}$$

$$\text{Socavacion Promedio} = 2.14 \text{ m}$$

Del promedio de los valores obtenidos con las 4 formulas; obtenemos 2.14 m de socavacion general

HOJA DE CALCULO N° 2
CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION EN PILARES Y ESTRIBOS

Para calcular la socavación en pilares se usó la siguiente fórmula:

1.- FORMULA DE SHEN

$$Y_s = 1.17V^{0.62} D^{0.62}$$

Ys = Socavación debida exclusivamente al pilar (m)
V= Velocidad media correspondiente a la Avenida de Diseño (m/s)
D= Diámetro del Pilar (m)

Datos: V (m/s)= 3.23
D (m)= 1.20

$$Y_s = 1.17 \cdot 3.23^{0.62} \cdot 1.20^{0.62} = 2.77$$

2.- FORMULA DE LAURSEN

$$Y_s = 1.11y^{0.5} D^{0.5}$$

Ys = Socavación debida exclusivamente al pilar (m)
Y= Tirante del escurrimiento (m)
D= Diámetro del pilar (m)

Datos: Y (m)= 7.09
D (m)= 1.20

$$Y_s = 1.11 \cdot 7.09^{0.5} \cdot 1.20^{0.5} = 6.24$$

3.- FORMULA DE CSU

$$\frac{Y_s}{Y} = 2K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{D}{Y}\right)^{0.65} F^{0.43}$$

K1= Forma de la Sección Transversal
K2= Ángulo de ataque
K3= Condición del Lecho
K4= Posibilidad de Acorasamiento
Ys= Profundidad de Máxima de Socavación (m)
Y= Tirante inmediatamente aguas arriba del puente (m)
D= Dimensión del pilar (m)
F= Numero de Froude (Dato obtenido del HEC RAS)

Datos: K1= 1.00
K2= 1.00
K3= 1.10
K4= 0.40
Y= 7.09
D= 1.20
F= 0.45

$$\frac{Y_s}{Y} = 2 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.10 \cdot 0.40 \cdot \left(\frac{1.20}{7.09}\right)^{0.65} \cdot 0.45^{0.43} = 1.69$$

4.- FORMULA DE FROEHLICH - SOCAVACION EN ESTRIBOS

$$\frac{y_s}{y_a} = 2.27K_1 K_2 \left(\frac{a'}{y_a}\right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1$$

K1= Factor de forma del Estribo (Ver Cuadro N° 37).
K2= $(\theta/90) \times 0.13$
a'= Longitud del estribo proyectado perpendicular al flujo (m).
Fr= Numero de Froude (Dato obtenido del HEC RAS)
Ya= Profundidad media en la planicie de inundación
Ys= Profundidad de erosión máxima de Equilibrio (m).

K1= 0.55
K2= 0.009
 $\theta = 6.0$
a'= 15.5
Fr= 0.45
Ya= 4.36

$$\frac{y_s}{y_a} = 2.27 \cdot 0.55 \cdot 0.009 \cdot \left(\frac{15.5}{4.36}\right)^{0.43} \cdot 0.45^{0.61} + 1 = 3.37$$

4.4.6. Datos para el Diseño:

El estudio permite recomendar un valor para el tirante medio de 7.09 m, definiendo el nivel de aguas máximas extraordinarios NAME, de modo que de la sección transversal del río, a la altura del eje del puente, se determina un ancho en la superficie de 51.69 m.

La profundidad de socavación general se establece en 2.14 m.

La profundidad de socavación en los estribos se establece en 4.34 m. (Dato proporcionado por el HEC – RAS). Dato verificado utilizando la Fórmula de Froehlich.

CAPITULO V: DISEÑO DE LAS OBRAS PROTECCIÓN

El diseño de las obras utiliza los resultados del estudio hidrológico, de hidráulica fluvial, de las condiciones de la ribera de la margen izquierda y de la exposición del estribo derecho, buscando de ofrecer un cauce relativamente uniforme y protegido.

En la margen derecha, la protección se concreta sólo al estribo derecho con una medida que consta de una protección de enrocado emboquillado que rodea el estribo con taludes externo con una coronación de 1.25 m de ancho, y taludes de corte y externo de 1:1.5, con profundización de 4.80 m, para contención de socavación, por debajo de la grada inferior de la cimentación, desde que se aprecia una erosión que alcanza por debajo de la grada superior.

Los pilares se protegerán con un enrocado que rodea los dos pilares circulares y la base de los mismos, se colocará en una zanja con un talud de 1:1 y en tres capas, las rocas utilizadas tendrán un Diámetro mínimo=46 cm con un peso específico de 1800 Kg/m² según cuadro N° 38. El diámetro mínimo variará de acuerdo al peso específico de la roca disponible en la zona.

Cuadro N° 4.39

TABLA A-3.12					
DIÁMETRO MÍNIMO, EN CM. DE LOS FRAGMENTOS DEL ENROCAMIENTO DE PROTECCIÓN, EN FUNCIÓN DE SU PESO ESPECÍFICO Y DE LA VELOCIDAD DE LA CORRIENTE					
<i>Velocidad de la corriente m/s</i>	<i>Peso específico del enrocamiento (kg/m³)</i>				
	1600	1800	2000	2200	2400
1.0	8	8	7	6	6
1.5	15	13	12	11	10
2.0	18	16	15	13	12
2.5	27	24	21	19	18
3.0	38	34	31	28	26
3.5	53	46	42	38	35
4.0	68	60	54	50	46
4.5	86	77	69	63	58

Fuente: Juarez B., Mecánica de Suelos: Flujo de Agua en Suelos, Apéndice III.

El talud de la cara húmeda de la roca será de 1:1.5 correspondiente a su colocación al volteo y el talud en contacto con el filtro será de 1.5:1.

En la margen izquierda, la protección se plantea con un enrocado de talud interno 1:1 y externo de 1:1.50 de 1.25m de coronación. Con 4.00m de profundidad asimismo por debajo de la segunda grada de la cimentación. El trazo presenta un alineamiento que se adecua a los taludes de la ribera.

Entre el enrocado y el terreno de la ribera, se colocaría un filtro de 0.15m de espesor sobre un relleno compactado en capas de 0.30m de altura y geotextil de 470 gr/cm².

De acuerdo con la ubicación del talud izquierdo referente a la dirección de la corriente y su exposición a impactos del flujo, y la magnitud de la velocidad del flujo, se ha considerado para el dimensionamiento del enrocado la velocidad de diseño de 3.75 m/s. El espesor de este enrocado es variable.

El talud de la cara húmeda de la roca será de 1:1.50 correspondiente a su colocación al volteo y el talud en contacto con el filtro será de 1:1.

En ambos casos entre el enrocado y el terreno de la ribera, se colocaría un filtro de 0.15m de espesor sobre un relleno compactado en capas de 0.30m de altura y geotextil de 470 gr/cm².

La composición granulométrica de la roca para los enrocados emboquillados deberá cumplir los siguientes límites:

Dr (100%) : 900mm

Dr (50%) : 700mm

Dr (10%) : 400mm

(Dr(%): Abertura (mm) que deja pasar el porcentaje indicado)

Esto quiere decir que el 50% del enrocado estará entre los diámetros de 700 a 900 mm, el 40% deberá estar entre los diámetros 400 a 700 mm y que el 10% será menor a 400 mm.

El material para filtro para proteger el geotextil tendrá que ser de mezcla arena y grava, si fuese necesario los materiales tendrán que ser obtenidos por trituración, cribado y/o mezcla de material rocoso, el espesor del filtro tendrá un espesor medio de 15 cm

La granulometría tendrá que ser lo más uniforme posible y determinada con el siguiente criterio:

Cuadro N° 4.40

Tamaños de Partículas entre Materiales	Relación
D15 Filtro / D15 Material Base	5 a 40
D15 Filtro / D85 Material Base	5
D85 Filtro	0.1

Donde D15 Filtro y D85 Filtro, representan los diámetros del material de filtro que atraviesan el 15 y 85 % en peso del material. Y El D15 y D85 Material Base, son los diámetros del material de base que atraviesan el 15 y el 85% en peso.

El diámetro del material de filtro no deberá exceder de 1 1/2", y la fracción que pasa por el tamiz # 200 no podrá exceder de 3% en peso.

Como protección del material del talud debidamente perfilado y compactado se especifica la colocación de la membrana de geotextil.

CAPÍTULO VI: MODELAMIENTO HIDRÁULICO UNIDIMENSIONAL USANDO EL PROGRAMA HEC RAS 4.0.

Modelo unidimensional de flujo El U.S. Army Corps of Engineers River Analysis System (HEC-RAS) es un software que permite la modelación hidráulica e hidrodinámica unidimensional de flujo permanente e no permanente en canales naturales y artificiales a superficie libre. El mismo fue desarrollado por el Hydrologic Engineering Center (HEC), una división del Institute for Water Resources (IWR), U.S. Army Corps of Engineers. HEC-RAS supera al software HEC-2, el cual es un modelo unidimensional que permite el cálculo del perfil del flujo permanente.

Para este modelo es requerida información sobre la topografía de la zona a estudiar, una estimación de los niveles de rugosidad presente en el cauce, infraestructura presente, la cual impacta sobre los patrones de flujo del río, además de los escenarios de caudales a modelar hallados para un tiempo de retorno determinado. Las principales características del modelado unidimensional del río Mantaro son:

- Análisis del comportamiento hidráulico del río en un tramo de 880 m.
- Incorporación de 1 puente en el tramo analizado.
- Utilización de una topografía detallada en las proximidades del puente y el cauce comprendido entre la progresiva 0+000 hasta la progresiva 0+880.
- La rugosidad del río se estableció a partir de un número de Manning de 0,033 para el cauce principal.
- El caudal de simulación se estableció para un periodo de retorno de 224 años calculado para un tiempo de vida útil de 50 años y un riesgo de falla de 20%. El caudal fue de 893.36 m³/s.

A continuación se presenta las evaluaciones hidráulicas hechas con el HEC RAS y los resultados obtenidos.

6.1. EVALUACIONES HIDRÁULICAS – HEC RAS

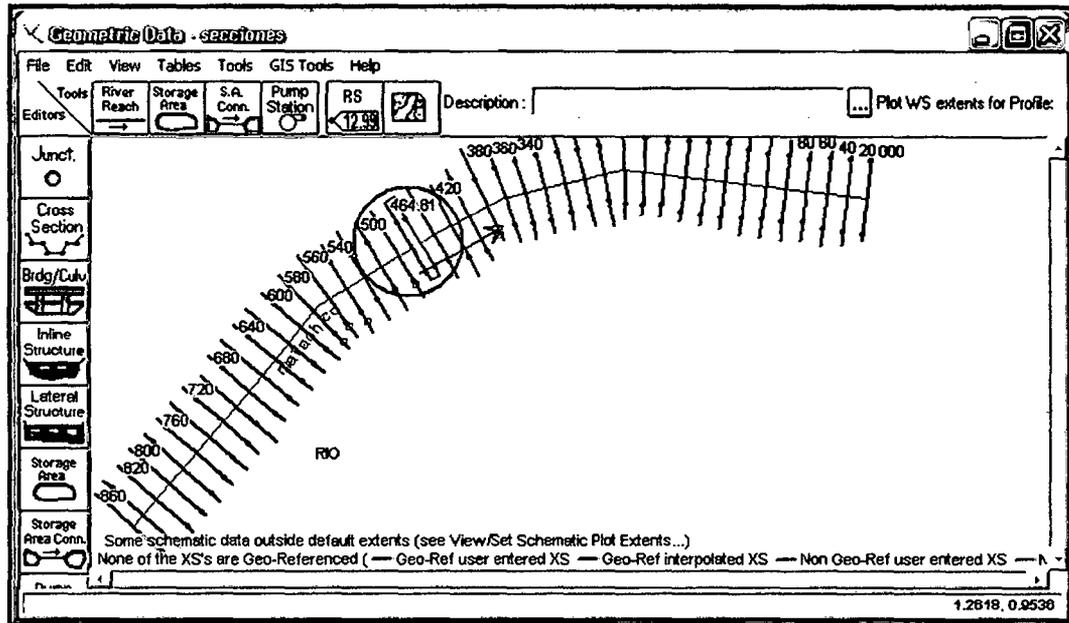


Figura N° 6.17: Recorrido del cauce del río Mantaro – Secciones ingresadas y ubicación del puente.

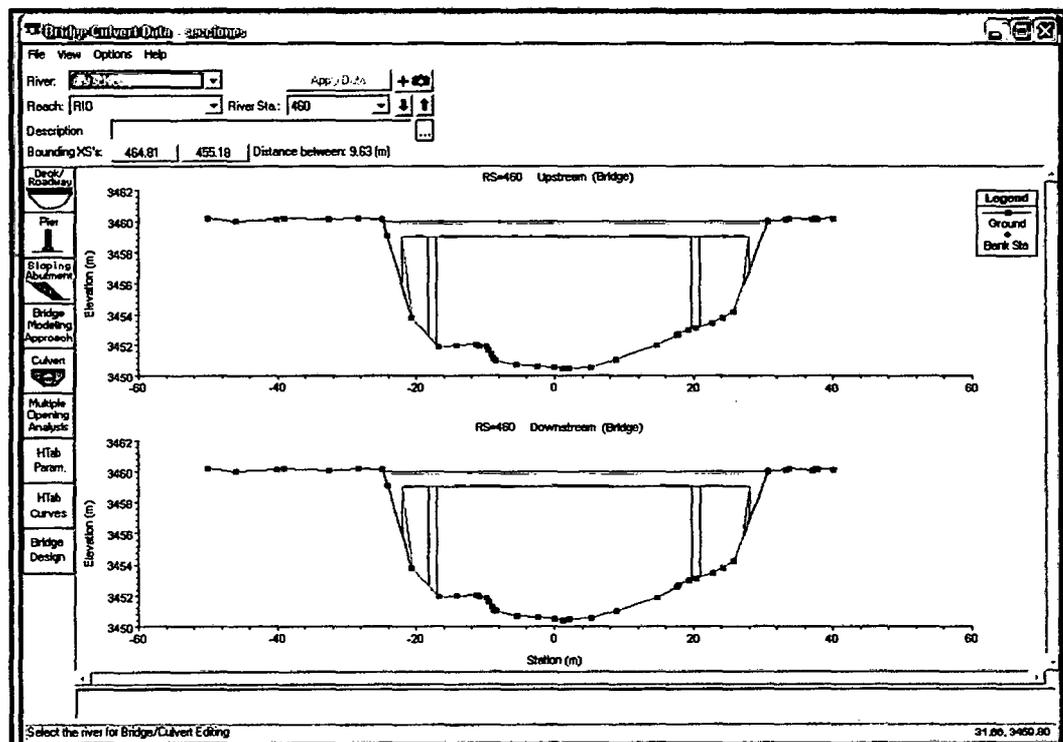


Figura N° 6.18: Introducción de Pilares y estribos – Secciones aguas arriba y aguas abajo del Puente Matachico.

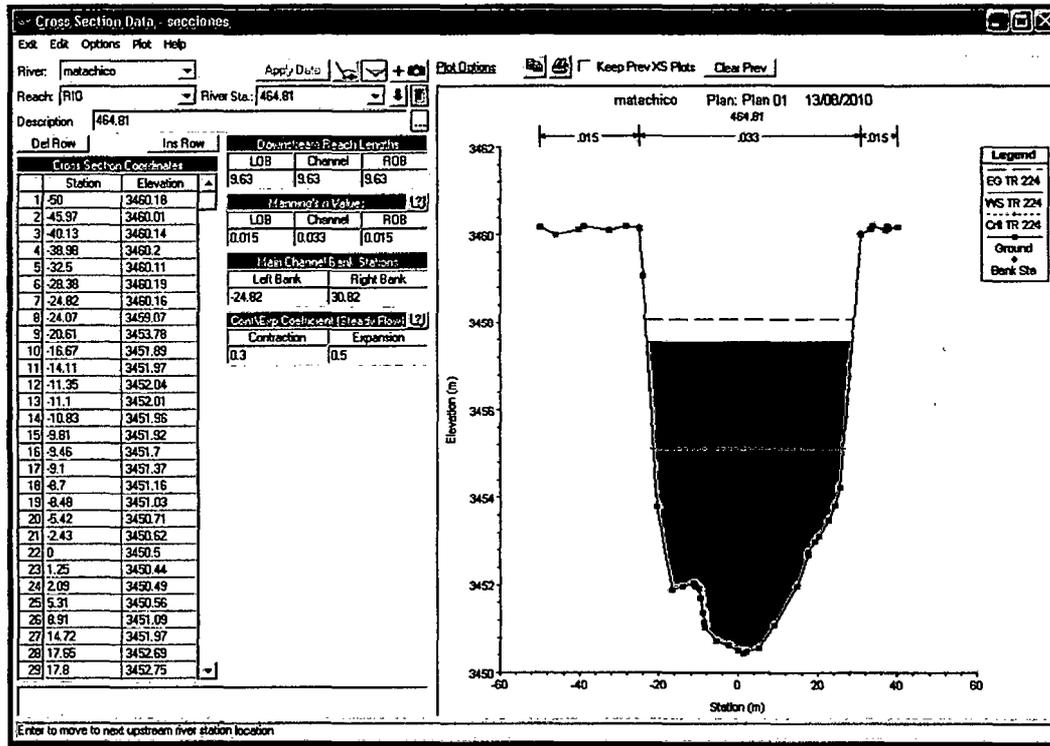


Figura Nº 6.19: Sección Transversal ingresada de la progresiva 0+464.81.

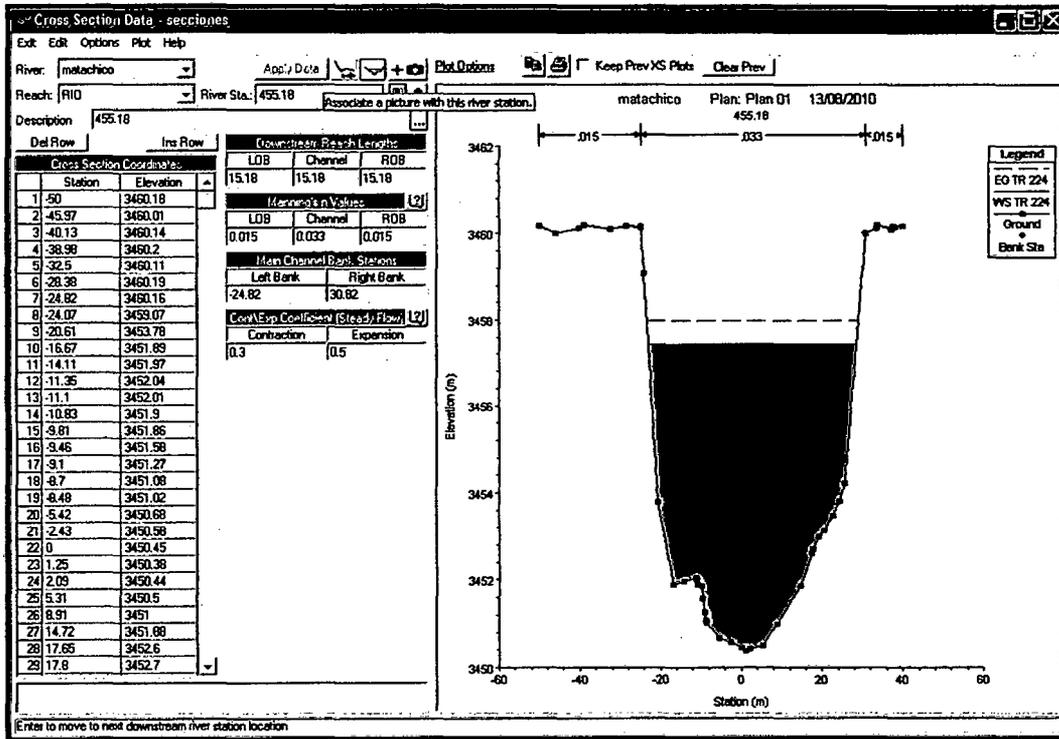


Figura Nº 6.20: Sección Transversal ingresada de la progresiva 0+455.18.

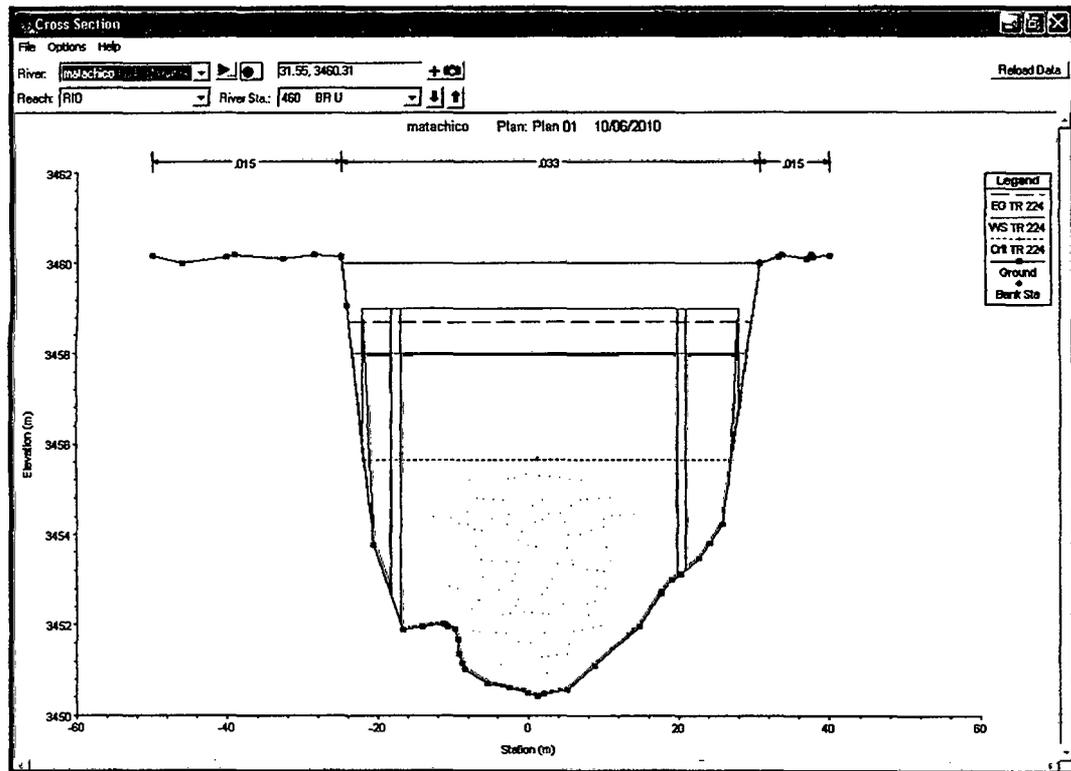


Figura N° 6.21: Visualización de la sección del río en el eje del puente 0+460.

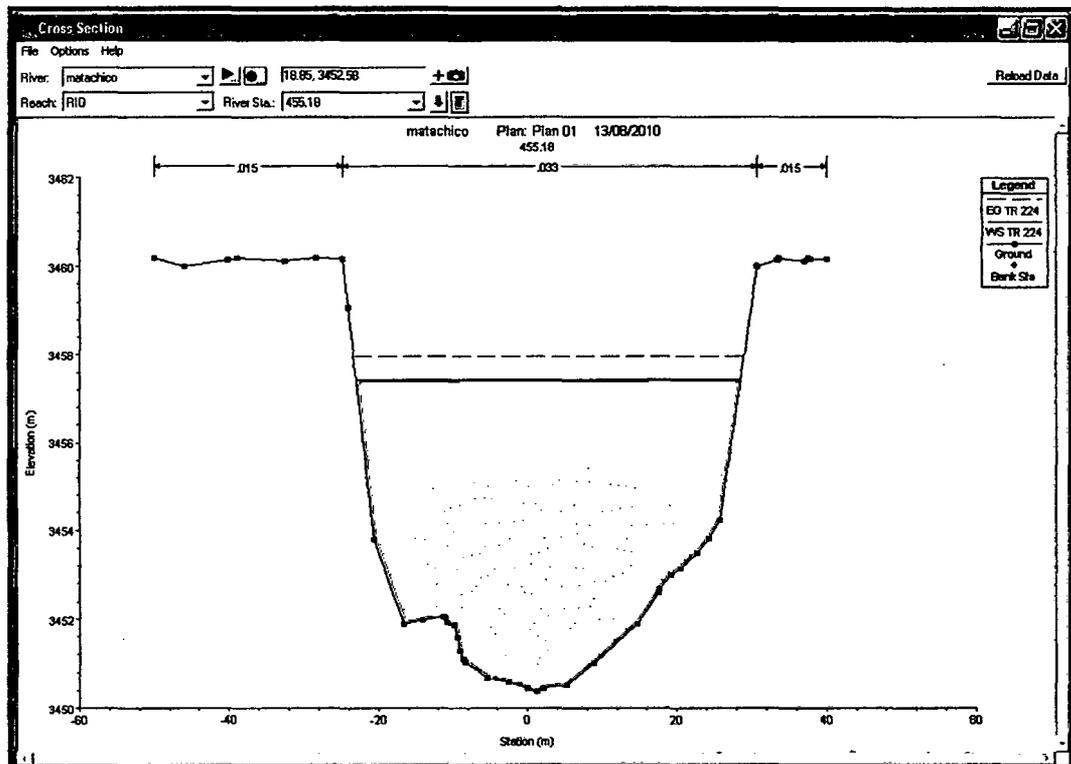


Figura N° 6.22: Visualización de la sección del río aguas abajo del eje del puente Matachico 0+455.18.

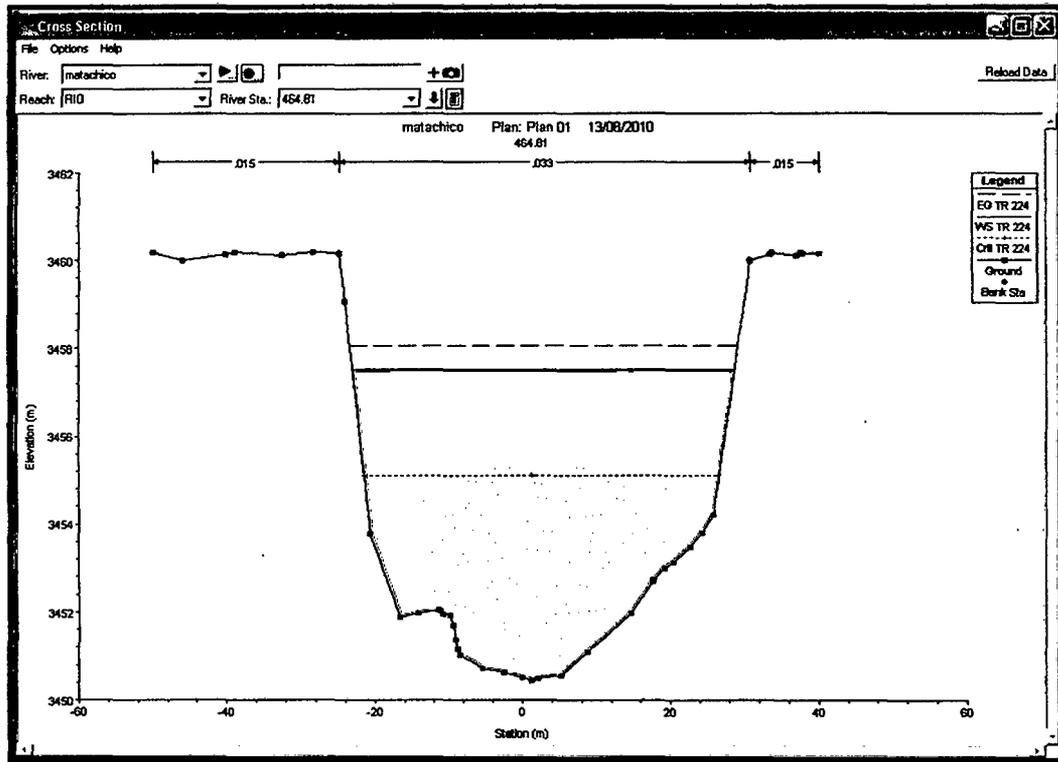


Figura N° 6.23: Visualización de la sección del río aguas abajo del eje del puente Matachico 0+464.81.

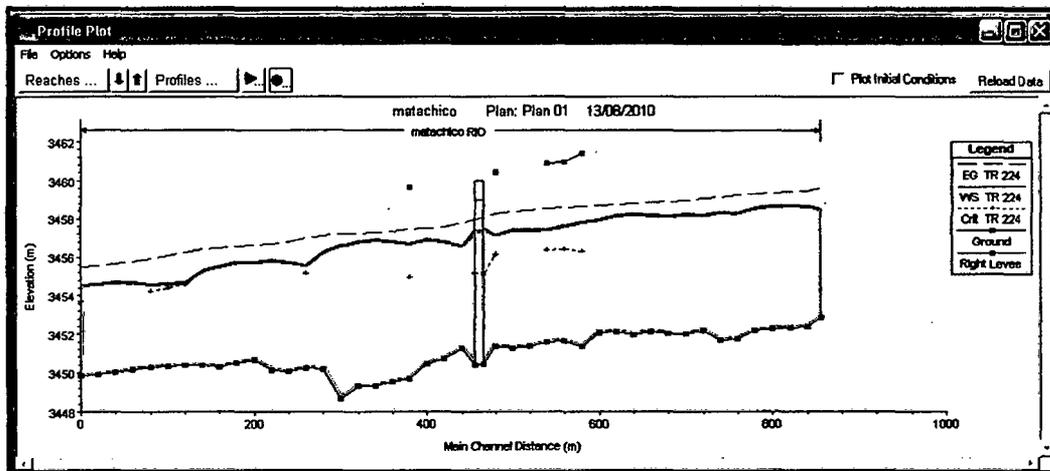


Figura N° 6.24: Visualización del Perfil del río a lo largo del recorrido en estudio para un caudal de 893.36 m³/s.

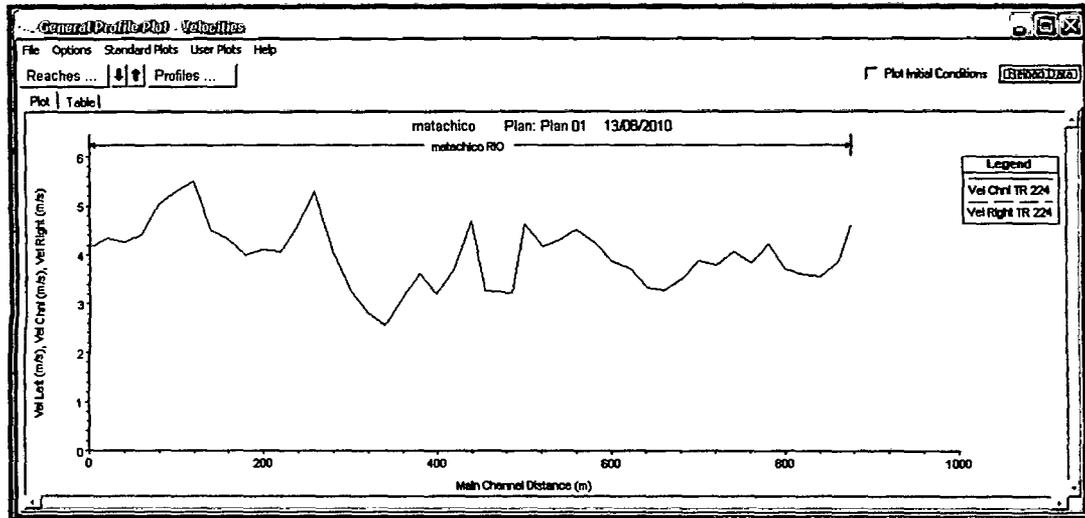


Figura N° 6.25: Gráfico de la variación de velocidades en el eje del cauce del río a lo largo del recorrido en estudio.

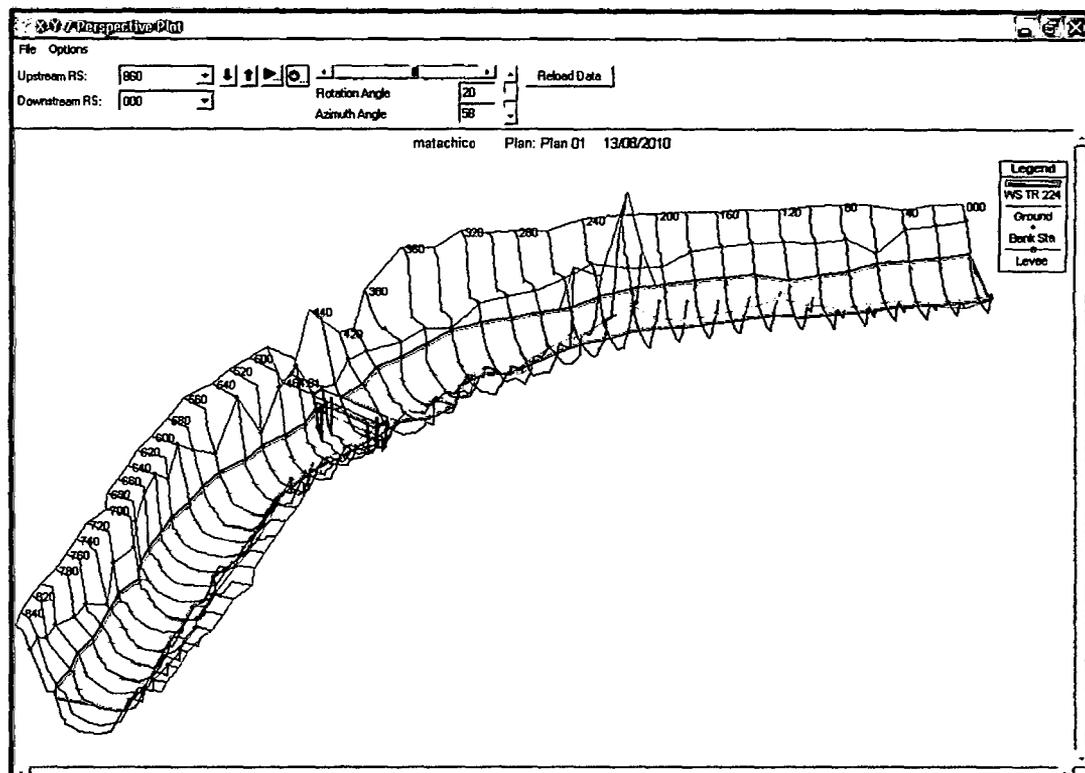


Figura N° 6.26: Gráfico en perspectiva 3D del río a lo largo del recorrido en estudio y la ubicación del puente para un caudal de 893.36 m³/s.

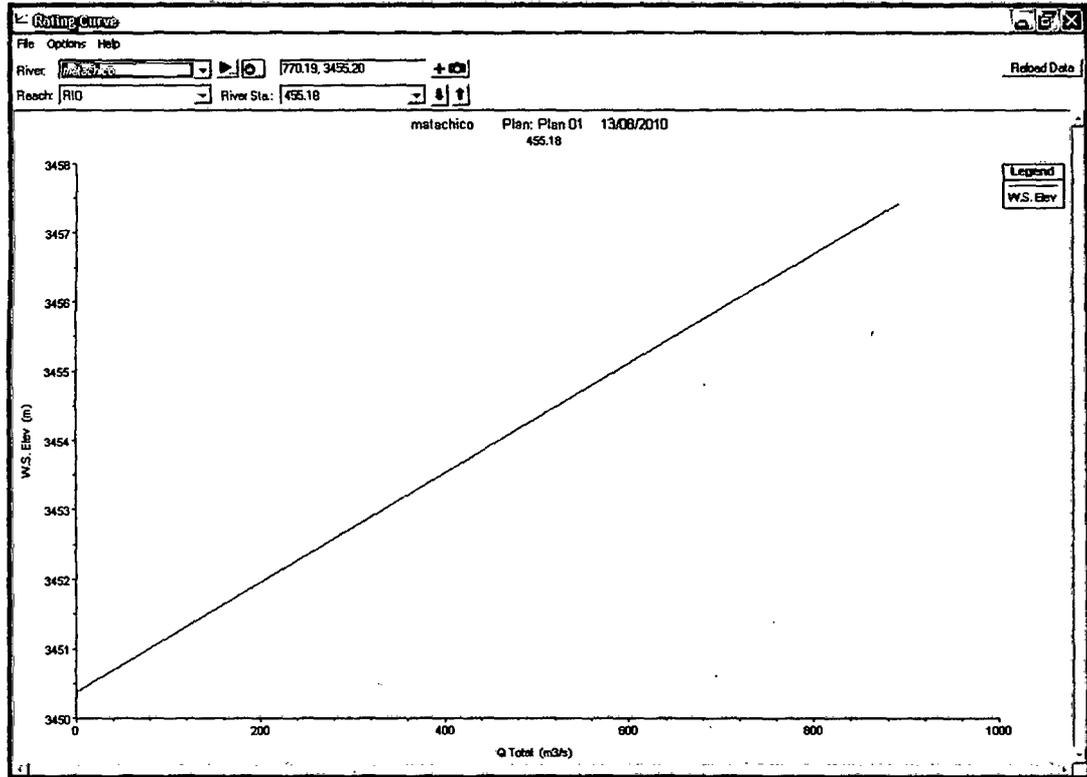


Figura N° 6.27: Gráfico en de la curva de descargas en la sección correspondiente al eje del Puente Matachico.

Gross Section Output					
File Type Options Help					
River: matachico		Profile: TR 224			
Reach: RIO		RS: 460 BR D		Plan: Plan 01	
Plan: Plan 01 matachico: RIO RS:460 BR D Profile: TR 224					
E.G. Elev (m)	3458.00	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.62	Wt. n-Val		0.033	
W.S. Elev (m)	3457.39	Reach Len. (m)	0.02		0.02
Crit W.S. (m)	3455.18	Flow Area (m2)		256.87	
E.G. Slope (m/m)	0.002368	Area (m2)		256.87	
Q Total (m3/s)	893.36	Flow (m3/s)		893.36	
Top Width (m)	46.68	Top Width (m)		46.68	
Vel Total (m/s)	3.48	Avg. Vel. (m/s)		3.48	
Max Chl Dpth (m)	7.01	Hydr. Depth (m)		5.50	
Conv. Total (m3/s)	18356.9	Conv. (m3/s)		18356.9	
Length Wtd. (m)	0.02	Wetted Per. (m)		70.93	
Min Ch El (m)	3450.38	Shear (N/m2)		84.11	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		292.54	
Frothn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)		102.87	0.00
C & E Loss (m)	0.04	Cum SA (1000 m2)		24.41	0.00
Errors, Warnings and Notes					

**Figura N° 6.28: Datos de salida en el eje del Puente Matachico
Progresiva 0+460**

Cuadro N° 4.41: Resultados de la Evaluación Hidráulica del Río Mantaro.

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: matachico Reach: RIO Profile: TR 224

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
RIO	860	TR 224	1065.03	3452.89	3459.14		3460.30	0.003468	4.77	223.12	47.23	0.70
RIO	840	TR 224	1065.03	3452.37	3459.33		3460.15	0.002305	4.02	265.22	54.26	0.58
RIO	820	TR 224	1065.03	3452.36	3459.37		3460.08	0.001839	3.73	285.43	55.04	0.52
RIO	800	TR 224	1065.03	3452.30	3459.32		3460.04	0.001910	3.76	283.26	55.85	0.53
RIO	780	TR 224	1065.03	3452.19	3459.24		3460.00	0.002146	3.85	276.54	57.33	0.56
RIO	760	TR 224	1065.03	3451.75	3458.96		3459.92	0.003376	4.34	245.58	60.28	0.69
RIO	740	TR 224	1065.03	3451.70	3459.01		3459.82	0.002338	3.88	267.55	56.80	0.59
RIO	720	TR 224	1065.03	3452.16	3458.86		3459.76	0.002935	4.19	254.15	58.08	0.64
RIO	700	TR 224	1065.03	3452.03	3458.89		3459.68	0.002093	3.95	271.92	58.04	0.55
RIO	680	TR 224	1065.03	3452.03	3458.80		3459.63	0.002232	4.05	262.98	51.24	0.57
RIO	660	TR 224	1065.03	3452.14	3458.87		3459.54	0.001889	3.63	293.20	60.28	0.53
RIO	640	TR 224	1065.03	3451.95	3458.89		3459.48	0.001561	3.40	313.33	61.69	0.48
RIO	620	TR 224	1065.03	3452.10	3458.83		3459.45	0.001649	3.48	306.22	60.20	0.49
RIO	600	TR 224	1065.03	3452.07	3458.63		3459.40	0.002090	3.88	274.78	54.92	0.55
RIO	580	TR 224	1065.03	3451.37	3458.52	3456.78	3459.35	0.002276	4.03	264.59	53.54	0.58
RIO	560	TR 224	1065.03	3451.61	3458.32	3456.93	3459.28	0.003051	4.34	245.56	55.24	0.66
RIO	540	TR 224	1065.03	3451.58	3458.05	3456.85	3459.20	0.003271	4.76	223.98	45.44	0.68
RIO	520	TR 224	1065.03	3451.39	3458.06		3459.10	0.002895	4.53	235.23	47.15	0.65
RIO	500	TR 224	1065.03	3451.26	3458.04		3459.03	0.002666	4.42	240.99	46.62	0.62
RIO	480	TR 224	1065.03	3451.37	3457.60	3456.64	3458.85	0.003845	4.76	223.92	51.37	0.73
RIO	464.81	TR 224	1065.03	3450.44	3458.15	3455.54	3458.75	0.001380	3.44	309.46	52.65	0.45
RIO	460			Bridge								
RIO	455.18	TR 224	1065.03	3450.38	3458.03		3458.65	0.001443	3.50	304.72	52.45	0.46
RIO	440	TR 224	1065.03	3451.26	3457.26		3458.45	0.003739	4.83	220.60	49.91	0.73
RIO	420	TR 224	1065.03	3450.73	3457.51		3458.25	0.002338	3.81	279.89	63.27	0.58
RIO	400	TR 224	1065.03	3450.44	3457.61		3458.16	0.001632	3.27	325.38	72.06	0.49
RIO	380	TR 224	1065.03	3449.71	3457.35	3455.41	3458.10	0.002030	3.82	278.57	53.68	0.54
RIO	360	TR 224	1065.03	3449.54	3457.45		3458.01	0.001380	3.33	320.22	57.90	0.45
RIO	340	TR 224	1065.03	3449.28	3457.55		3457.94	0.000808	2.75	388.12	65.02	0.36
RIO	320	TR 224	1065.03	3449.28	3457.45		3457.91	0.001029	3.00	355.11	61.50	0.40
RIO	300	TR 224	1065.03	3448.67	3457.22		3457.87	0.001526	3.55	299.64	53.78	0.48
RIO	280	TR 224	1065.03	3450.18	3456.83		3457.80	0.002634	4.36	244.23	48.27	0.62
RIO	260	TR 224	1065.03	3450.20	3456.06	3455.65	3457.66	0.005503	5.61	190.01	45.25	0.87
RIO	240	TR 224	1065.03	3450.07	3456.25		3457.45	0.003727	4.86	219.23	48.76	0.73
RIO	220	TR 224	1065.03	3450.10	3456.36		3457.31	0.002809	4.31	247.22	53.18	0.64
RIO	200	TR 224	1065.03	3450.64	3456.30		3457.25	0.002944	4.31	247.21	55.46	0.65
RIO	180	TR 224	1065.03	3450.49	3456.28		3457.18	0.002745	4.20	253.48	55.90	0.63
RIO	160	TR 224	1065.03	3450.28	3456.07		3457.11	0.003347	4.52	235.62	54.51	0.69
RIO	140	TR 224	1065.03	3450.38	3455.88		3457.02	0.003770	4.73	225.03	52.89	0.73
RIO	120	TR 224	1065.03	3450.40	3455.07	3455.00	3456.86	0.006986	5.93	179.68	47.87	0.98
RIO	100	TR 224	1065.03	3450.31	3455.05	3454.86	3456.68	0.006477	5.66	188.23	50.82	0.94
RIO	80	TR 224	1065.03	3450.29	3455.04	3454.69	3456.51	0.005702	5.37	198.43	52.90	0.88
RIO	60	TR 224	1065.03	3450.17	3455.19		3456.30	0.003980	4.67	228.02	57.54	0.75
RIO	40	TR 224	1065.03	3449.99	3455.17		3456.20	0.003692	4.50	236.41	59.70	0.72
RIO	20	TR 224	1065.03	3449.90	3455.05		3456.12	0.003930	4.60	231.74	59.69	0.74
RIO	000	TR 224	1065.03	3449.83	3455.04	3454.10	3456.02	0.003501	4.39	242.87	61.51	0.70

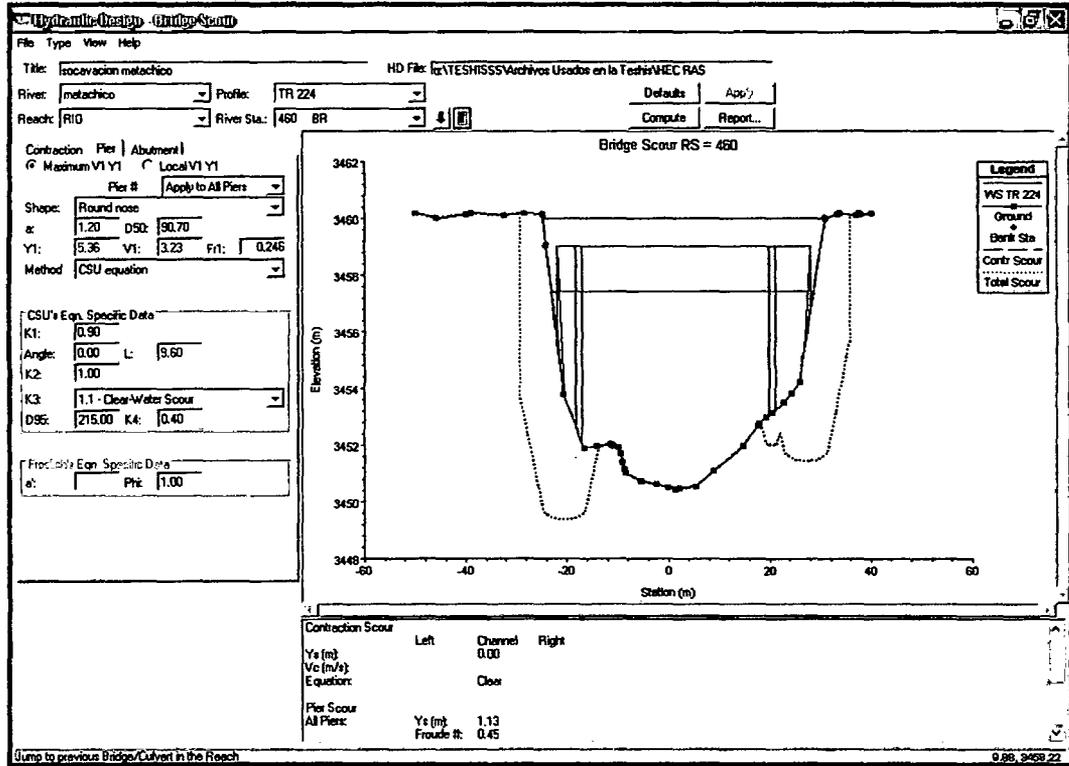


Figura N° 6.29: Datos computados para la socavación en Pilares.

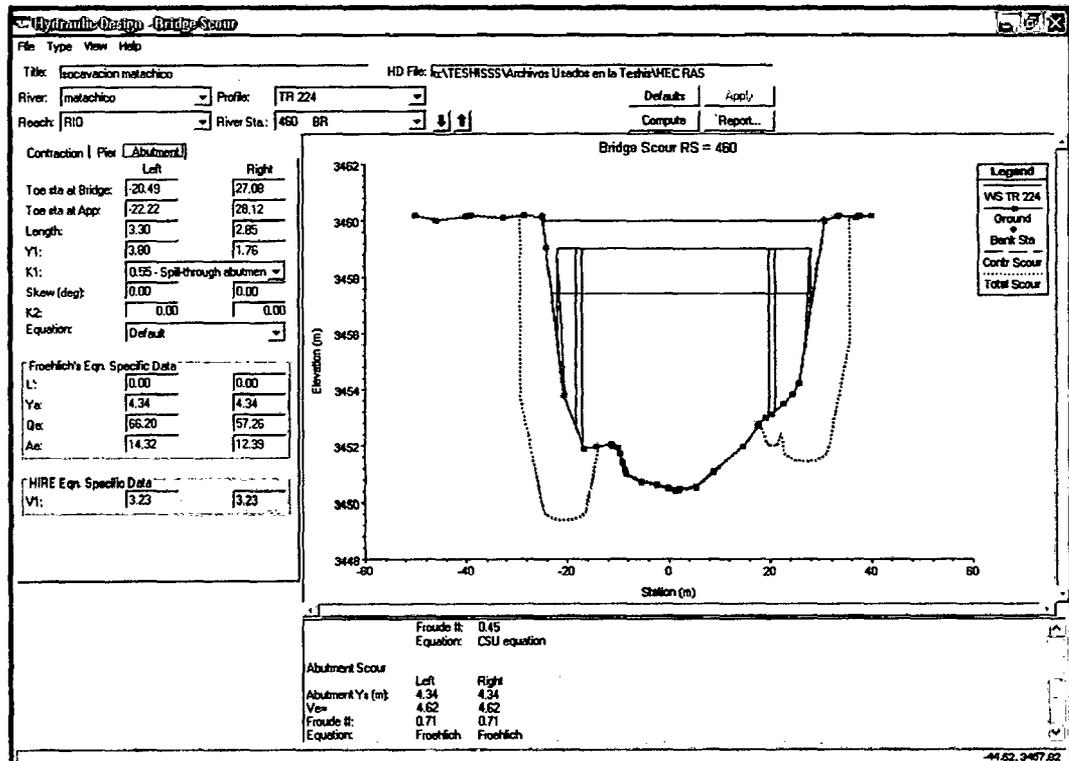


Figura N° 6.30: Datos computados para la socavación en los estribos.

Figura N° 6.31: Reporte de resultados de Socavación

Hydraulic Design Data			
Contraction Scour			
	Left	Channel	Right
Input Data			
Average Depth (m):		4.11	
Approach Velocity (m/s):		4.62	
B1 Average Depth (m):		5.48	
B1 Opening Flow (m ³ /s):		893.36	
B1 Top WD (m):		46.69	
Grain Size D50 (mm):	90.70	90.70	90.70
Approach Flow (m ³ /s):		893.36	
Approach Top WD (m):		44.50	
K1 Coefficient:		0.640	
Results			
Scour Depth Ys (m):		0.00	
Critical Velocity (m/s):			
Equation:		Clear	
Pier Scour			
All piers have the same scour depth			
Input Data			
Pier Shape:		Round nose	
Pier Width (m):		1.20	
Grain Size D50 (mm):		90.70000	
Depth Upstream (m):		5.36	
Velocity Upstream (m/s):		3.23	
K1 Nose Shape:		0.90	
Pier Angle:		0.00	
Pier Length (m):		9.60	
K2 Angle Coef:		1.00	
K3 Bed Cond Coef:		1.10	
Grain Size D90 (mm):		215.00000	
K4 Armouring Coef:		0.40	
Results			
Scour Depth Ys (m):		1.13	
Froude #:		0.45	
Equation:		CSU equation	
Abutment Scour			
	Left	Right	
Input Data			
Station at Toe (m):	-20.49	27.08	
Toe Sta at appr (m):	-22.22	28.12	
Abutment Length (m):	3.30	2.85	
Depth at Toe (m):	3.80	1.76	
K1 Shape Coef:	0.55 - Spill-through abutment		
Degree of Skew (degrees):	0.00	0.00	
K2 Skew Coef:	0.00	0.00	
Projected Length L' (m):	0.00	0.00	
Avg Depth Obstructed Ya (m):	4.34	4.34	
Flow Obstructed Qe (m ³ /s):	66.20	57.26	
Area Obstructed Ae (m ²):	14.32	12.39	
Results			
Scour Depth Ys (m):	4.34	4.34	

CONCLUSIONES

1. La calidad y confiabilidad de la información pluviométrica, hidrométrica, topográfica y cartográfica disponible y recopilada para el estudio es de vital importancia para la obtención de resultados que ofrezcan más confianza, debido a que son el punto de partida para el análisis y determinación de información para su utilización en un diseño, en este caso de un puente. Una mala data inicial llevará a obtener resultados sin precisión y en muchos casos lejanos a la realidad.
2. Así como la información recopilada es de vital importancia para el proyecto, los datos obtenidos en el reconocimiento de campo también lo son, debido a que nos dan una idea de las características cinemáticas de las descargas, corrientes, efectos de curva y geomorfológicas del tramo del cauce del río en estudio. Debido al cambio constante del lecho del río es necesario tener la información de campo lo más actualizada posible y estudiar su evolución.
3. El análisis estadístico de las máximas descargas en el Puente Matachico determina el caudal para cada periodo de retorno requerido, en este caso se utilizaron tres de las distribuciones teóricas más recomendados y confiables en hidrología, Normal, Log Normal, Gumbel, Pearson III y Log Pearson. Los resultados de aplicar las distribuciones se sometieron a la Prueba de Bondad de ajuste propuesta por Smirnov – Kolmogorov, esta prueba dió como resultado que la distribución de Log Pearson proporciona los valores que más se ajustan a los datos analizados.
4. Se encontró que las 5 distribuciones de probabilidad se aceptan con un 95% de seguridad. Para determinar que distribución se utilizará para el cálculo del caudal de diseño, con la prueba de bondad de ajuste de Smirnov – Kolmogorov que determina si una serie de datos observados se aproxima al comportamiento teórico de una determinada función o distribución matemática; y midiendo el grado de ajuste existente entre la distribución obtenida a partir de la muestra y la distribución teórica de la

misma se comparó los Dn máximos, que es la diferencia máxima entre la probabilidad observada y teórica, eligiendo la menor de estas tres, lo que indica que la distribución Log Pearson es la de mejor ajuste.

5. Las ecuaciones de socavación se caracterizan por ser semiempíricas, ya que han sido derivadas de ensayos en laboratorio con restricciones en cuanto a las dimensiones de los sólidos. Por lo que es imposible afirmar la aproximación de los resultados de su aplicación cuando la granulometría del material del cauce se aleja de las condiciones de su derivación, por tal motivo se utilizaron varios métodos, adoptando un promedio de los valores que más se acercaban entre sí.
6. Se usaron 5 ecuaciones semiempíricas para el cálculo de la socavación general, pero para el valor adoptado en el proyecto del puente Matachico se tomaron los resultados de aplicar 4 ecuaciones, debido a que la ecuación de Lischtvan – Lebediev arrojó un valor negativo, valor que da a entender que en este caso no ocurre socavación sino una acumulación de material en el lecho, situación no real para las condiciones hidráulicas del estudio. La ecuación de Lischtvan – Lebediev sustenta su hipótesis en la condición de equilibrio que se alcanzaría en el caso de una avenida entre la velocidad del flujo o velocidad real que utiliza parámetros como pendiente, rugosidad y tirante, y la velocidad media que se requiere para que el material sea arrastrado, que considera las características del material del fondo, tirante y una función que utiliza la probabilidad de ocurrencia de la avenida como variable, estas expresiones al ser igualadas dan como resultado la ecuación utilizada en el presente trabajo, dando como resultado el valor negativo mencionado, por lo que se concluye que esta ecuación al considerar una gran cantidad de parámetros corre el riesgo de multiplicar las diferencias con las condiciones hidráulicas y de granulometrías; sin embargo existen estudios realizados sobre la aplicación de este método en suelos no cohesivos, principalmente en arenas, en donde se demuestra empíricamente que el método da un buen ajuste bajo ciertas condiciones. (Ver “Aplicación del Método de Lischtvan Lebediev al Cálculo de

Socavación General en Escurrimientos en Lechos de Arena” por Mario Schreider, Universidad Nacional del Litoral, Santa Fe).

7. La socavación general promedio calculada con las fórmulas semiempíricas se usó en el diseño para graficar la línea de socavación general y poder determinar la profundidad cimentación. La profundidad de cimentación fue complementada por los resultados obtenidos por el programa HEC – RAS 4.0. La socavación general máxima fue de 2.16 m y la socavación en las zonas circundantes a las estructuras de cimentación fue calculada con el programa, resultando para los estribos y pilares una profundidad 4.34 m de socavación máxima. Se determina una única profundidad para ambos debido a la cercanía que existe entre los estribos y pilares. La diferencia entre los resultados de socavación máxima general y socavación en los estribos se debe a la presencia de estas estructuras en medio del cauce del río, aumentando la profundidad por diversos factores como el aumento de la velocidad y la formación de vórtices en la zona cercana a las estructuras. (Véase: Formación de vórtices – Figura N° 13, 14).
8. La profundidad de socavación local en pilares es calculada también con fórmulas semiempíricas, se utilizaron fórmulas de Shen, Laursen y la propuesta por el CSU, esta última utilizada por el programa HEC – RAS para el cálculo de la socavación en pilares. Los resultados obtenidos son variables, siendo el más conservador el valor obtenido por Laursen 3.24 m. Lo que se toma en cuenta para el diseño, es la profundidad obtenida en el estribo derecho donde el programa asume una socavación común para el estribo y el pilar debido a su cercanía. (Ver Figura N° 28).
9. El estribo derecho es la estructura más vulnerable, debido a que su cimientamiento se encuentra superficial, mientras que la cimentación del estribo izquierdo se encuentra más profunda, la cercanía del pilar al estribo derecho origina un estrechamiento y por lo tanto una mayor acción erosiva del río en esa zona. Esta cercanía en el diseño inicial originó que

se realice una defensa especial para el estribo y pilar derecho para proteger ambas estructuras.

10. Las condiciones hidráulicas de un río varían de acuerdo a la cantidad de caudal que este tenga, por esta razón la morfología del cauce es dinámica, por ello es necesario simular una avenida extrema con un período de retorno que asegure las condiciones extremas que la estructura deberá soportar. Las dimensiones que se deberán tener en cuenta para el diseño y se obtendrán después del análisis son la luz y el galibo del puente así como la profundidad de la cimentación.
11. El estudio determinó que la longitud total mínima del puente se establezca en 60.00 m, el galibo en 2.50 m., esta altura libre fue establecida de acuerdo al Manual de Diseño de Puentes del Ministerio de Transportes.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda acudir a las entidades pertinentes para la recolección de los datos iniciales del proyecto, así como verificar la calidad y cantidad de la data inicial adquirida para el proyecto, ya que estas series de datos puede que no se encuentren completas ni corregidas. En el caso de la información topográfica es necesario verificar que esta sea lo mas actual posible, ya que como es de conocimiento, varía rápidamente.
2. Para el reconocimiento de campo es recomendable llevar todos los implementos necesarios para sacar el máximo provecho a la salida. Para esto se debe hacer una programación detallada de las actividades que se van a realizar en el lugar, para asegurar que no falten elementos, materiales y otros objetos que impidan realizar una adecuada inspección de campo y si es el caso, una toma de muestras correcta.
3. Existen una gran variedad de distribuciones de frecuencias, las que pueden ser utilizadas según el tipo de datos que deseamos analizar, en este proyecto se utilizó tres distribuciones de probabilidad debido a que son los más utilizados y las que el tesista recomendaría para analizar este tipo de datos.
4. La granulometría obtenida de las muestras de campo debe ser lo mas confiable posible, por ello se recomienda visualizar todo el lecho del río, lo que dará una idea macro del diámetro medio de las partículas del río y se verificará luego del análisis granulométrico.
5. El método usado en este proyecto es el propuesto por el U.S. Bureau of Reclamation que consiste en el conteo y toma de medidas de las partículas de un tamaño considerable y el análisis por tamizado de las partículas menores o iguales a 2", por lo que se recomienda que la toma de muestras debe hacerse cuidadosamente en puntos representativos del lecho del río, de ser posible en los bancos que se formen en épocas de estiaje ya que parte del cauce queda al descubierto.

6. Se recomienda que en el plano de elevación de un puente siempre debe ir la línea que delimita la profundidad máxima de socavación, debido a que es un dato que no puede dejar de plasmarse en el plano, ya que de él dependerá la profundidad a la que deben estar cimentadas las subestructuras del puente, evitando así la falla a causa de una gran avenida.

7. El uso del programa HEC-RAS es muy útil en el análisis de las condiciones hidráulicas del río, por lo que es recomendado su uso principalmente en tramos relativamente rectos, pero se debe tener en cuenta que el programa dará resultados de acuerdo a los datos que se inserten, por lo que se tiene que tener especial cuidado en la calidad y precisión de datos que se tomen en cuenta. Esto garantizará que se obtengan resultados reales.

BIBLIOGRAFÍA

- Aliaga Araujo, S., "Hidrología Estadística", 1985, Lima.
- Arista, Rocío, "Apuntes de clases de Hidrología", Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- Campaña Toro, Roberto, "Apuntes de clase de Hidráulica Fluvial", Universidad Nacional de Ingeniería, 2006 Lima.
- Campaña T, Roberto, Delgado, Johana, Palomino Grace, Gisela Gálvez, "Modelación Hidráulica de Ríos y Canales, Puentes y Alcantarillas con HEC RAS, Universidad Nacional de Ingeniería – IMEFEN, 2001, Lima
- Chereque Moran, W., "Hidrología para estudiantes de Ingeniería Civil", 1989, Lima.
- Chow, Ven Te, "Hidrología Aplicada", ed. Mc Graw-Hill, 1994.
- Guevara Pérez, E., Cartaya Dilena, H, "Hidrología – Una Introducción a la Ciencia Hidrológica Aplicada", ed. Universidad de Carabobo, Venezuela, 1991.
- Lagasse F., Schall J., "Stream Stability at Highway Structures", U.S. Department of Transportation Hydraulic Engineering Circular Nº 20, February 1991.
- Les Hamill, "Bridge Hydraulics", School of Civil and Structural Engineering University of Plymouth, London and New York, 1999.
- Li Dominguez, Julio, "Metodología para Pruebas de Bondad", 2001, Lima.
- Martín Vide, J., "Ingeniería Fluvial", ed. Edicions UPC, 1997, Cataluña.
- Maza A., José, "Tesis de Maestría: Socavación total en Pilas", Universidad Nacional Autónoma de México, 1999, México.
- Perberton Ernest, Lara Joseph, "Technical Guideline for Bureau of Reclamation", Colorado, 1982.
- Richardson E., Davis, S, "Evaluating Scour at Bridges", Office of Research and Development, April 1993, Virginia.
- Rocha F, Arturo, "Hidráulica Fluvial", Instituto de la Construcción y Gerencia, Agosto 2009, Lima.
- Zubiaur, Miguel, "Apuntes de clase de Hidrología", Universidad Nacional de Ingeniería, 2006, Lima.

ANEXOS

Anexo N° 1:

Lámina P-01: Ubicación, zona de estudio y detalles Cuenca del Mantaro.

Anexo N° 2:

Lámina P-02: Levantamiento Topográfico del Puente Matachico.

Anexo N° 3:

Lámina P-03: Áreas y Longitudes de las Subcuencas Mantaro Matachico y Mantaro la Mejorada.

Anexo N° 4:

Mapa Vial del Departamento de Junín.

Anexo N° 5:

Lámina P-04: Esquema Gráfico para el cálculo de Pendientes de las Subcuencas Mantaro Matachico y Mantaro la Mejorada.

Anexo N° 6:

Lámina P-05: Elevación Protección y Planta.

Anexo N° 7:

Lámina P-06: Planta de Protección – Detalles y Cortes.

Anexo N° 8:

Tabla para el Cálculo del Factor de Blench.

Anexo N° 9:

Tabla para el Cálculo de Factor de Ajuste Empírico.

Anexo N° 8

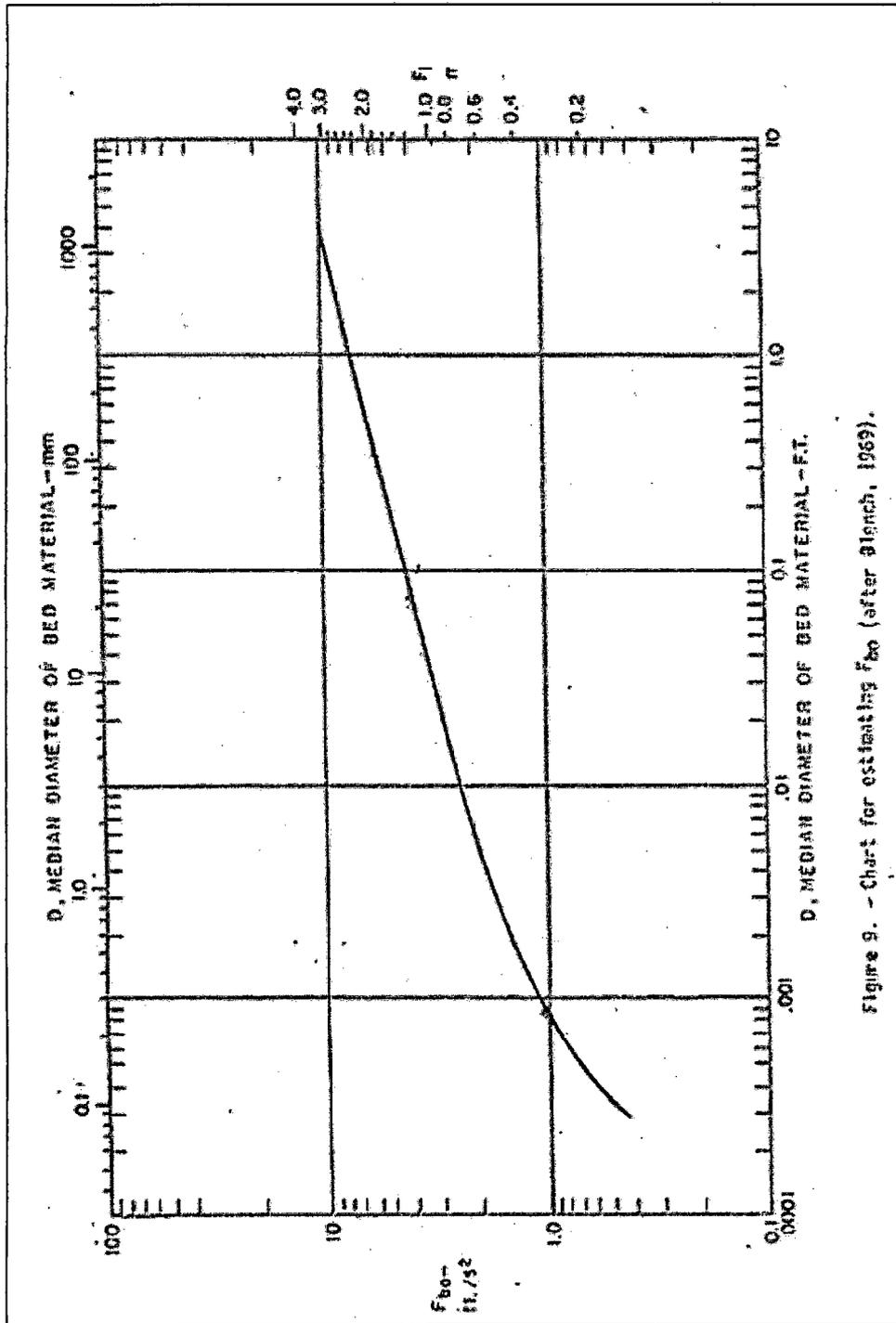


Figure 9. - Chart for estimating F_{50} (after Blench, 1969).

Anexo N° 9

Table 7. - Multiplying factors, Z, for use
in scour depths by regime equations

Condition	Value of Z		
	Lacey $d_s = Z d_m$	Neill $d_s = Z d_f$	Blench $d_s = Z d_{fo}$
<u>Equation Types A and B</u>			
Straight reach	0.25	0.5) $1/0.6$
Moderate bend	0.5	0.6	
Severe bend	0.75	0.7	
Right angle bends	1.0		1.25
Vertical rock bank or wall	1.25		
<u>Equation Types C and D</u>			
Nose of piers	1.0		0.5 to 1.0
Nose of guide banks	1.50 to 1.75	0.4 to 0.7	1.0 to 1.75
Small dam or control across river	1.5		0.75 to 1.25

1/ Z value selected by USBR for use on bends in river.

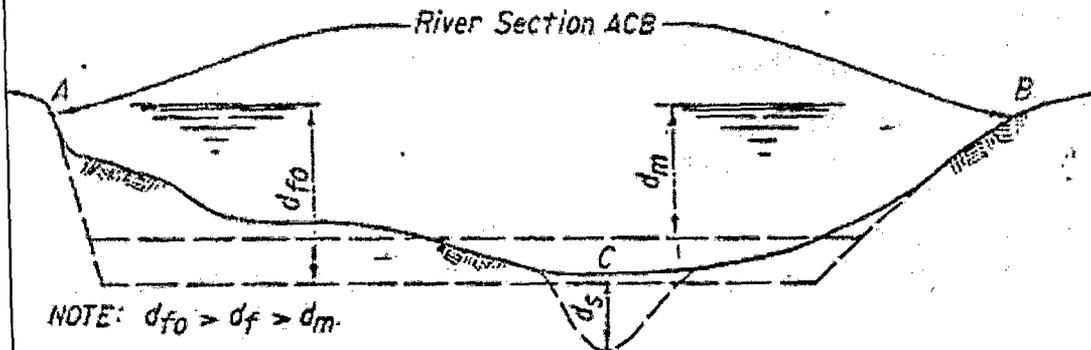


Figure 10. - Sketch of natural channel scour by Regime method.