

AÑO 2022 - 2023

**ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS PARA
LA CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE
PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO, EN
LOS SECTORES CONE - CHOBO, DE LOS
CANTONES YAGUACHI Y MILAGRO DE LA
PROVINCIA DEL GUAYAS**

Informe Hidrológico-Hidráulico

Elaborado Por:
Ing. Willys Gordon

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	5
1.1. ANTECEDENTES	5
1.2. OBJETIVOS.....	5
1.2.1. OBJETIVO GENERAL	5
1.2.2. OBJETIVOS SECUNDARIOS.....	5
2. METODOLOGIA Y RESULTADOS.....	6
2.1. METODOLOGIA RESUMIDA	6
2.1.1. RECONOCIMIENTO DEL ÁREA DE ESTUDIO Y SITUACIÓN ACTUAL DE OBRAS DE DRENAJE	6
2.1.2. RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN BÁSICA.	6
2.1.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO	6
2.1.4. ESTUDIO HIDRÁULICO	7
2.2. DESARROLLO DE LA METODOLOGIA Y RESULTADOS.....	7
2.2.1. UBICACIÓN DE PROYECTO	7
2.2.2. RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE.....	8
2.2.3. INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA	8
2.2.4. UBICACIÓN ESPACIAL DE LAS ESTACIONES METEOROLÓGICAS.	9
2.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO	10
2.3.1. CUENCAS HIDROGRÁFICAS	10
2.3.2. CAUDALES DE DISEÑO	12
2.3.3. METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO HEC-HMS.....	16
3. HIDRÁULICA.....	24
3.1. NIVEL MÁXIMO DE AGUA.....	24
3.1.1. MODELACIÓN HIDRÁULICA. RESUMEN DE RESULTADOS	33
3.2. SOCAVACIÓN.....	34
3.2.1. SOCAVACIÓN GENERAL MÉTODO DE LISCHTVAN – LEVEDIEV.....	34
3.2.2. SOCAVACIÓN GENERAL POR EL MÉTODO DE STRAUB.....	38
3.2.3. DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILARES.....	39
3.2.4. DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS	42
4. PROTECCION DE TALUDES.....	44
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	46
6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	48

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 2-1. Ubicación del proyecto	7
Ilustración 2-2. Polígonos de Thiessen de las estaciones meteorológicas.....	9
Ilustración 2-3. Curvas I-D-D y ecuaciones pluviométricas de la estación Milagro (fuente: INMAHI).....	10
Ilustración 2-4. Cuenca de drenaje	11
Ilustración 2-5. Cultivos en las cuencas de drenaje (Fuente: SIGTIERRAS).	14
Ilustración 2-6. Delimitación de subcuencas para el modelo HEC-HMS.....	17
Ilustración 2-7. Hietograma de precipitación para 1440 min del proyecto.....	23
Ilustración 2-8. Hidrograma resultante del Rio Chimbo.....	23
Ilustración 3-1. Secciones de canal existente que se va a modelar en HEC-RAS	28
Ilustración 3-2. Modelación hidráulica. Vista múltiple en perspectiva de las secciones transversales modeladas.	28
Ilustración 3-3. Perfil Longitudinal con Máximo Nivel de Creciente (HEC-RAS)	29
Ilustración 3-4. Modelación hidráulica. Nivel de agua en sección transversal sin puente	29
Ilustración 3-5. Modelación hidráulica. Nivel de agua en sección transversal puente proyectado.	30
Ilustración 3-6. Socavación General método de Lischtván – Levediev	38
Ilustración 3-7. Socavación general por el método de Straub	39
Ilustración 3-8. Sección Puente sobre el rio Chimbo con Máxima socavación (HEC-RAS)	44
Ilustración 4-1. Detalle de protección.....	46

INDICE DE TABLAS

Tabla 2-1. Ubicación de puente peatonal existente	7
Tabla 2-2. Datos de recopilación de información disponible.....	8
Tabla 2-3. Estaciones meteorológicas en el sitio de estudio	8
Tabla 2-4. Característica básica de la cuenca de drenaje del proyecto.....	12
Tabla 2-5. Métodos de cálculo para cuenca hidrográfica	13
Tabla 2-6. Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración (Fuente: NEVI-12)	15
Tabla 2-7. Valores de humedad antecedente para varios tipos de suelo.	19
Tabla 2-8. Grupos hidrológicos de suelo (Ingeniería y gestión)	19
Tabla 2-9. Numero de CN para varios usos de suelo (NEVI-12; Ingeniería y Gestión)	19
Tabla 2-10. Grupos de suelo de la cuenca hidrográfica del sitio de estudio	20
Tabla 2-11. Porcentaje de usos de suelo en las cuencas en estudio	20
Tabla 2-12. Resumen de parámetros en estero Rio Chimbo	21
Tabla 3-1. Valores de rugosidad “n” de Manning	24
Tabla 3-2. Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad mediante la ecuación de	25
Tabla 3-3. Valores de rugosidad compuesta que se presenta en el Rio Chimbo.....	26
Tabla 3-4. Modelación hidráulica. Cuadro de resultados sección transversal puente proyectado	30
Tabla 3-5. Modelación hidráulica. Cuadro de resultados	31
Tabla 3-6. Valores del coeficiente β	35
Tabla 3-7. Valores de x y $1/1+x$, para suelos cohesivos y no cohesivos	36
Tabla 3-8. Coeficiente de contracción μ	36
Tabla 3-9. Datos RIO CHIMBO para cálculo de socavación.....	37
Tabla 3-10. Cálculo de la socavación general en Rio Chimbo método de Lischtván – Levediev	37
Tabla 3-11. Factor de Corrección K1 (Nariz de Forma del Pilar).....	40
Tabla 3-12. Factor de Corrección K2 (Ángulo de ataque del flujo)	41
Tabla 3-13. Incremento en la profundidad de erosión del pilar, K3, para la condición ...	41
Tabla 3-14. Límites para tamaños del material del lecho y valores de K4	42
Tabla 3-15. Factor de Corrección por la Forma del Estribo, K1	43
Tabla 4-1. Tabla de cálculo de protección.....	45

1. INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

El Gobierno Provincial del Guayas, conociendo la importancia de la comunicación y el desarrollo de los diferentes cantones y ciudades, considera de suma importancia la rehabilitación del puente peatonal sobre el Río Chimbo se ha contratado los ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO CHIMBO, EN LOS SECTORES CONE - CHOBO, DE LOS CANTONES YAGUACHI Y MILAGRO DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS, dando un fuerte impulso al mejoramiento de la vialidad para atender el crecimiento productivo y económico de la región. Al mismo tiempo se contribuye al mejoramiento del nivel de vida de los habitantes del sector en lo social y económico

La ingeniería Hidrología juega un papel fundamental en la planificación y control de los recursos hídricos, manejo y conservación de cuencas, reducción de riesgos en las zonas vulnerables a inundaciones y protección de ecosistemas. Es importante la formulación de planes maestros de desarrollo sostenible y control en sistemas hidrológicos, con el fin de reducir los efectos negativos de los procesos naturales de las cuencas y su incidencia en zonas de alto riesgo hídrico.

La ordenación integrada de los recursos hídricos se basa en la percepción de que el agua es parte integrante del ecosistema, un recurso natural y un bien social – económico cuya cantidad y calidad determinan la naturaleza de su utilización. Los fenómenos hidrológicos son extremadamente complejos. Sin embargo, pueden ser interpretados a través de equipos de medición y estudios probabilísticos y estadísticos.

El estudio requiere identificar el área aportante de la cuenca de drenaje que produce afectación en el área del proyecto en el cual se realizarán la construcción de infraestructura civil.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

Elaborar los estudios hidrológico-hidráulicos del área de influencia del estudio que permitan caracterizar el régimen pluvial existente y proponer las recomendaciones para facilitar la construcción del puente peatonal.

1.2.2. OBJETIVOS SECUNDARIOS

Los objetivos secundarios son aquellos que se implementaran el estudio para dar cumplimiento a su objetivo principal o general y forman parte de este, de los cuales tenemos

- Análisis del área de estudio y determinación de la tormenta de diseño
- Estimar la magnitud y frecuencia del escurrimiento producido por las tormentas de diseño

2. METODOLOGIA Y RESULTADOS

2.1. METODOLOGIA RESUMIDA

En la elaboración de estudios y diseños, es preciso y fundamental apoyarse en criterios técnicos y metodologías de probada solvencia y de uso generalizado. Los análisis y métodos de cálculo deben ser de autores reconocidos y de alto prestigio como Ven Te Chow, Bureau of Reclamation, U.S Army Corps of Engineers, Natural Resources Conservation Service, U.S. y Department of Transportation Federal Highway Administration.

2.1.1. RECONOCIMIENTO DEL ÁREA DE ESTUDIO Y SITUACIÓN ACTUAL DE OBRAS DE DRENAJE

En esta etapa se realiza un recorrido por el área de estudio. Se determinan puntos referenciales y se realiza un inventario de las estructuras de drenaje actuales en la vía describiendo su estado actual. Se realiza un registro fotográfico para cada estructura con su respectiva coordenada de ubicación.

2.1.2. RECOPILACIÓN DE LA INFORMACIÓN BÁSICA.

Para la recopilación de información se obtienen los datos meteorológicos, topográficos y usos de suelo oficiales de las instituciones encargadas del manejo de dicha información, las cuales son: Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), Instituto Espacial Ecuatoriano (IEE), Instituto Geográfico Militar (IGM) y el Sistema Nacional de Información y Gestión de Tierras Rurales e Infraestructura Tecnológica (SIGTierras).

2.1.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO

Se realiza una caracterización física de la cuenca aportante. Se determina el cauce principal, las características físicas, pendientes y elevación media.

Se estiman los caudales de crecidas para el río Chimbo de acuerdo a la Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12 y los Términos de Referencia del estudio.

Para el presente caso al no contar con información de caudales observados los análisis se determinarán en base a lo que se conoce como la relación lluvia-escorrentía. Se generarán hidrogramas sintéticos basados en el concepto de que una lluvia asociada a un periodo de retorno generara una crecida del mismo periodo de retorno. Para realizar la estimación de caudales se realizarán los siguientes pasos:

- Delimitación y caracterización física de las cuencas aportantes. Se determinan los cauces principales, pendientes y índice de compacidad.
- Obtención de intensidades de lluvia, determinación de la precipitación de diseño y elaboración de hidrogramas de diseño mediante el estudio de lluvias Intensas de 2015 actualizado a 2019 publicado por el INMAHI

- Determinación de coeficientes de escorrentía y números de curva para determinar la lluvia efectiva
- Aplicación del Método Racional, Hidrograma Sintético del SCS y aplicación del modelo HEC-HMS para determinar caudales máximos.

2.1.4. ESTUDIO HIDRÁULICO

Descripción de criterios técnicos para el diseño de estructuras hidráulicas
Cálculo de niveles de agua aplicando el modelo HEC-RAS

2.2. DESARROLLO DE LA METODOLOGIA Y RESULTADOS

2.2.1. UBICACIÓN DE PROYECTO

El puente peatonal en estudio se ubica en la cuenca del Río Chimbo entre los cantones Yaguachi y Milagro, provincia del Guayas, En la Ilustración 2-1, se muestra la ubicación general del proyecto.

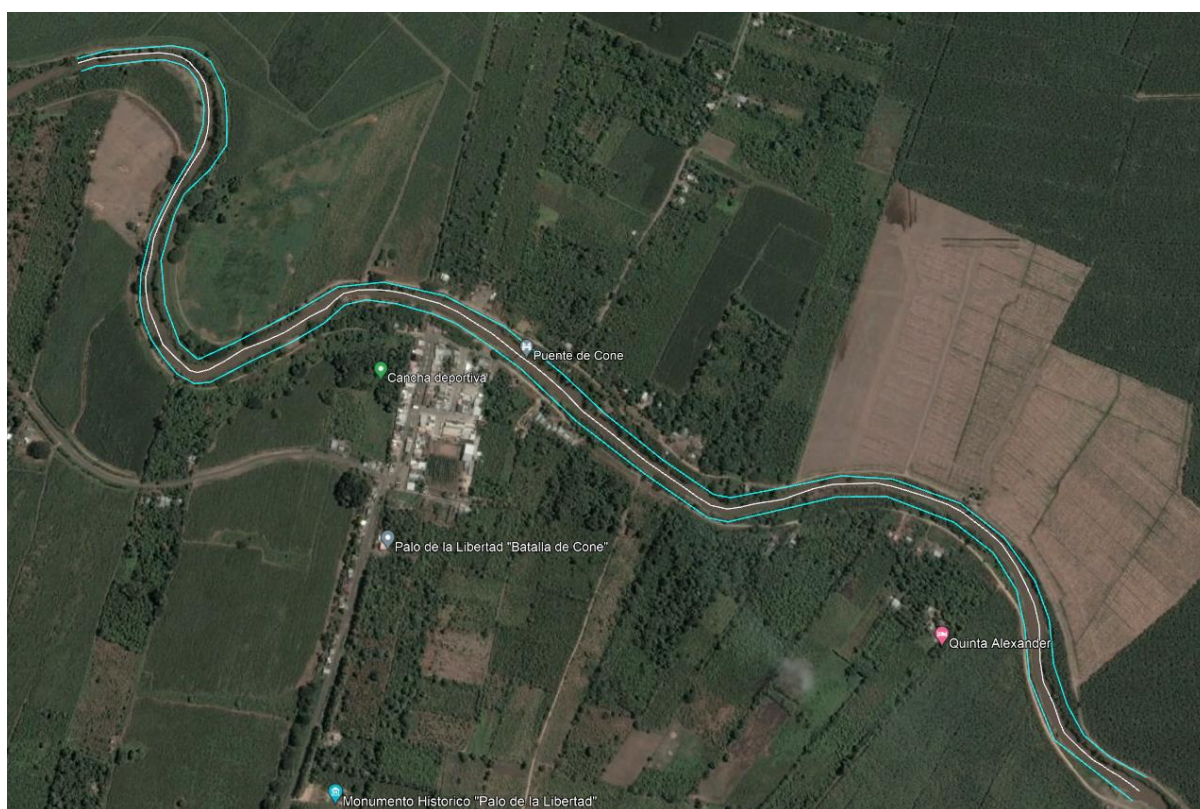


Ilustración 2-1. Ubicación del proyecto

El puente peatonal en estudio en su trayecto intercepta al cauce perteneciente al sistema hidrológico de la cuenca del río Chimbo. La zona es una llanura, con pendientes bajas, y la naturaleza permeable de sus suelos.

Tabla 2-1. Ubicación de puente peatonal existente

Puente peatonal	Coordenadas UTM WGS-84	
N°	X (m)	Y (m)
Inicio	650470.88	9760404.93
Fin	650505.80	9760448.21

2.2.2. RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE

Se realizó la incorporación de toda la información básica disponible, la cual se divide en tres partes: Información meteorológica, Información Cartográfica o Topográfica e Información Geomorfológica, las mismas se muestran en la Tabla 2-2:

Tabla 2-2. Datos de recopilación de información disponible

DESCRIPCION	FUENTE	ESCALA	FORMATO
Información hidrometeorológica			
Curvas I-D-F Ecuaciones pluviométricas	Estudio de lluvias Intensas del INAMHI		Pdf.
Información geográfica y topográfica			
Modelo digital del Terreno	SIGTierras	1:5.000	Raster
Curvas de nivel	IGM	1:25.000	Shape
Shapes Cartográficos	IGM	1:25.000	Shape
Red Hídrica	IGM	1:25.000	Shape
Información Geomorfológica			
Cobertura de suelo	IEE	1:25.000	Shape

2.2.3. INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA

La precipitación y el escurrimiento superficial (caudales máximos anuales) es información fundamental para la realización de un estudio hidrológico, no obstante, la información hidrológica es inexistente en el área de estudio al no contar con estaciones hidrométricas o sitios de aforo de caudales, por lo que el estudio se realizó con base a la precipitación, ya que a partir de ella se pueden generar caudales, utilizando metodologías basadas en la relación lluvia – escurrimiento como se mencionó anteriormente.

En este caso existen 4 estaciones meteorológicas cercanas a la zona de proyecto, se presenta en la siguiente Tabla 2-3:

Tabla 2-3. Estaciones meteorológicas en el sitio de estudio

CODIGO	ESTACION	X	Y	LONGITUD (Km)
M-0037	MILAGRO-INGENIO	655787	9766096	7756
M-0038	MANUEL J CALLE	680542	9737108	37361
M-0039	BUCAY	707357	9756826	56585
M-0073	TAURA AEROPUERTO	646477	9749029	12114

2.2.4. UBICACIÓN ESPACIAL DE LAS ESTACIONES METEOROLÓGICAS.

Mediante un análisis utilizando el método de los Polígonos de Thiessen (Ilustración 2-2), se determinó que la estación M0037 MILAGRO-INGENIO tiene influencia directa al sitio de proyecto con una distancia de 7.756 Km aproximadamente, mientras que las 3 estaciones meteorológicas restantes no influyen en el área de drenaje del proyecto.

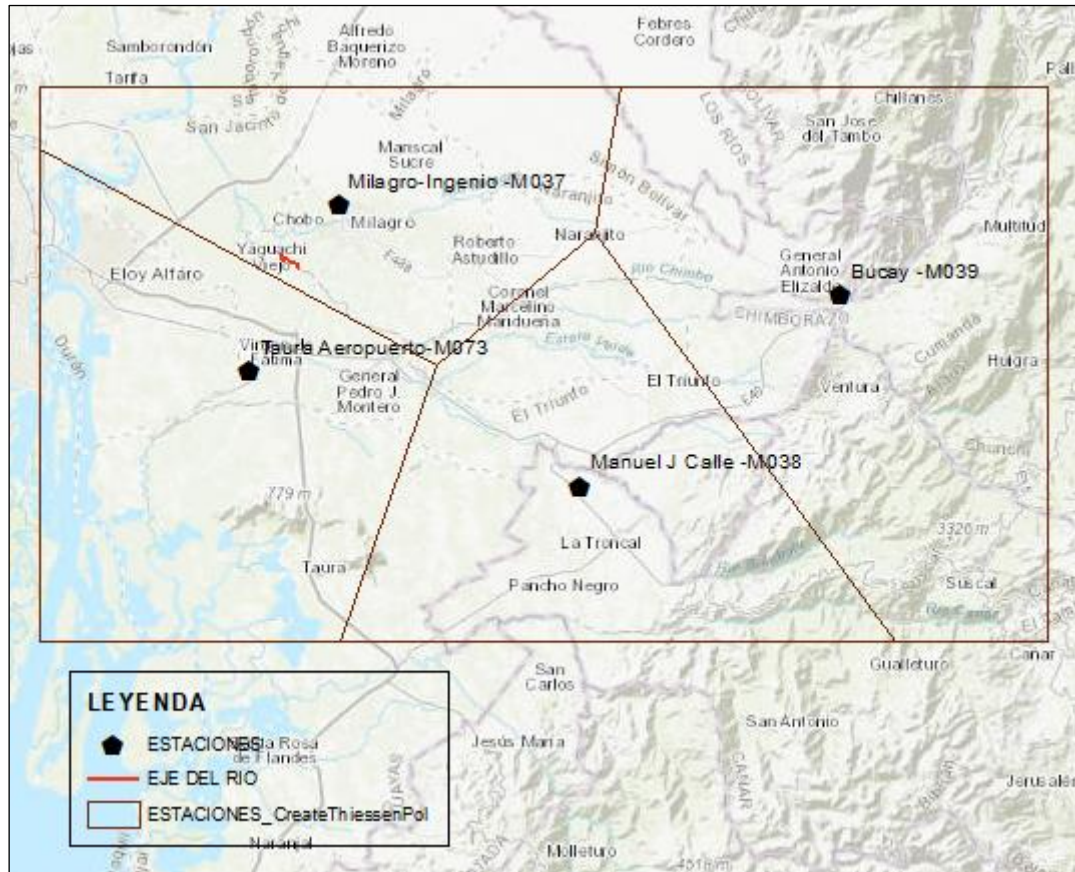


Ilustración 2-2. Polígonos de Thiessen de las estaciones meteorológicas

Curvas I-D-F y ecuaciones pluviométricas de la estación M0037 MILAGRO-INGENIO

La estación MH0037 se encuentra en la ciudad de Milagro, sus coordenadas geográficas son: latitud -2.13 y longitud -79.58. La información que presenta la estación fue obtenida del Estudio de Lluvias Intensas de 2015 actualizado al 2019 publicado por el INMAHI en el cual se presentan las ecuaciones pluviométricas y curvas IDF tomados de una serie de datos pluviográficas con una longitud de 48 años desde 1963 al 2010.

ESTACIÓN		INTERVALOS DE TIEMPO (minutos)	ECUACIONES	R	R ²
CÓDIGO	NOMBRE				
M0037	MILAGRO	5 <120	$i = 204.065 * T^{0.2064} * t^{-0.3730}$	0.9796	0.9595
		120 <1440	$i = 1777.308 * T^{0.2045} * t^{-0.8442}$	0.9976	0.9951

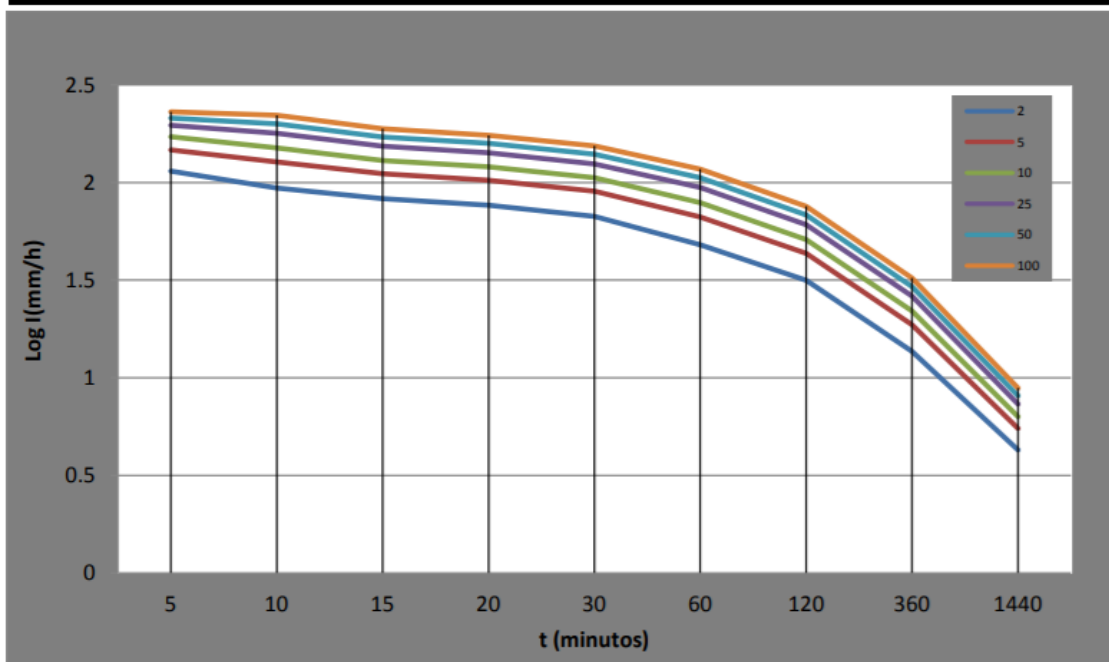


Ilustración 2-3. Curvas I-D-D y ecuaciones pluviométricas de la estación Milagro (fuente: INMAHI).

Información Cartográfica - Topográfica:

Comprende todo lo respecto a cartográfica y topografía. Toda la información se encuentra georreferenciada. Se pueden citar ejemplos como red hídrica, curvas de nivel, modelos digitales de terreno e información temática. El Instituto Geográfico Militar es el encargado de gestionar esta información. Adicionalmente se han utilizado modelos digitales de elevación realizados por Sistema Nacional de Información y Gestión de Tierras Rurales e Infraestructura Tecnológica.

Información geomorfológica

Esta información es indispensable para determinar la capacidad de infiltración de suelo y determinar las pérdidas de precipitación. La información geomorfológica está disponible por parte del Instituto Espacial Ecuatoriano (IEE)

2.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO

2.3.1. CUENCAS HIDROGRÁFICAS

Una cuenca hidrográfica es una superficie en la cual la precipitación es drenada en forma de escorrentía hacia un mismo punto común. Por lo general las cuencas hidrográficas drenan hacia el mar, salvo las cuencas endorreicas las cuales normalmente drenan hacia un lago. El estudio de una cuenca hidrográfica es fundamental para profundizar el

comportamiento de las crecidas y determinar los tiempos de escorrentía ante eventos hidrológicos de una determinada magnitud.

Características de las cuencas hidrográficas

Como principales características en una cuenca tenemos, el estudio de los cauces, en especial el cauce principal, delimitación de la cuenca y subcuencas, área, perímetro, pendiente, densidad de drenaje y factor de forma. Para el proyecto en mención se realizó el estudio de las cuencas dentro del área de estudio.

Identificación, Delimitación y Características generales:

En primer lugar, se realizó un recorrido por el sitio de proyecto realizando la identificación del río principal. Con ayuda del Software ArcGIS y el modelo digital de terreno (MDT) de la provincia de Guayas se identificaron los sistemas hidrológicos como se puede observar en la Ilustración 2-4:

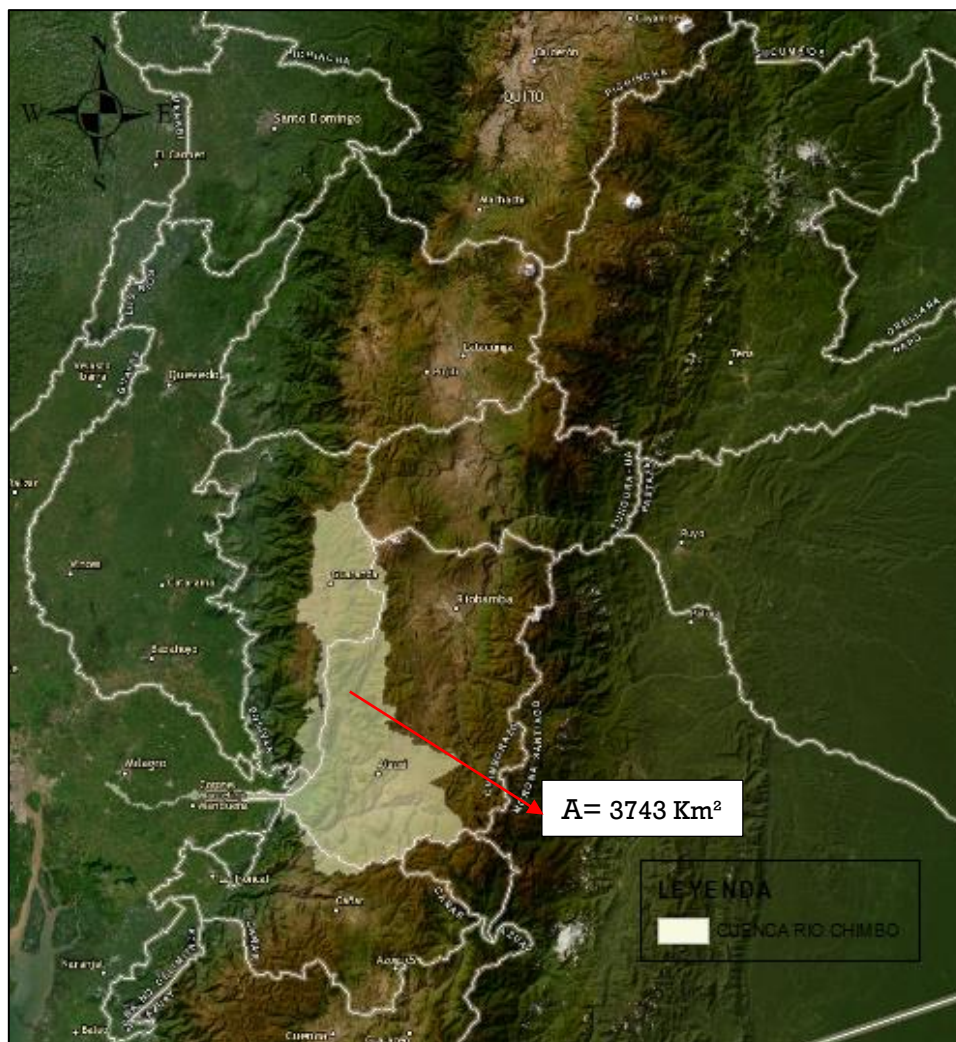


Ilustración 2-4. Cuenca de drenaje

A continuación, se describen las principales características de las cuencas hidrográficas:

Área de la cuenca (A): Es la representación horizontal de la superficie de la red de drenaje de un determinado cauce. Cuanto mayor grande sea el área de la cuenca, existirá un mayor escurrimiento superficial y volumen de caudal en las crecidas (Monsalve, 1995).

Perímetro (P): Se refiere a la longitud de la divisoria de la Cuenca, siendo de utilidad la forma de este ya que determinara el tipo de cuenca y su relación con las crecientes.

Coefficiente de Compacidad (Kc): Se refiere a una relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de una circunferencia de área igual a la cuenca. Las cuencas circulares tienden a presentar coeficientes de compacidad cercanos a 1, Por lo general las cuencas redondas o circulares presentan crecidas de ríos más espontaneas y violentas.

$$Kc = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde P, es el perímetro de la cuenca en km y A es el área de la cuenca en Km².

Pendiente del cauce principal (S): La pendiente del cauce principal incide en la velocidad del flujo. Cuanto mayor pendiente tenga el cauce, mayor velocidad de escurrimiento tendrá, por lo tanto, se convierte en un factor importante y característico del tiempo de respuesta que pueda tener la cuenca ante un determinado evento de precipitación. Para determinarla se utilizó la siguiente expresión:

$$S = \frac{Hmax - Hmin}{Lc}$$

Donde Hmax y Hmin, son las cotas máximas y mínimas del río en metros y Lc, es la longitud del cauce principal en metros.

Resumen de características físicas de la cuenca del proyecto

Tabla 2-4. Característica básica de la cuenca de drenaje del proyecto

Nº	COORDENADAS		L de la Cuenca (Km)	CUENCA (Km ²)	COTAS		PENDIENTE PROMEDIO (m/m)
	ESTE	NORTE			CT INICIAL	CI FINAL	
1	650489.68	9760424.70	180	3743.70	4000	5.49	0.006

2.3.2. CAUDALES DE DISEÑO

De acuerdo a la norma para el diseño vial NEVI-12 publicada por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) los caudales de diseño se pueden obtener por el Método Racional para cuencas menores a 25 km². Sin embargo, de acuerdo a recomendaciones internacionales de autores como Ven Te Chow, el Método Racional

debe aplicarse a cuencas menores a 1000 ha o 10Km² ya que, tiende a sobreestimar los caudales para cuencas mayores al límite mencionado.

En este caso se ha aplicado el método del hidrograma sintético del SCS para la cuenca y además se ha realizado un modelo hidrológico mediante el Software HEC-HMS para la cuenca del río Moja Chimbo.

Tabla 2-5. Métodos de cálculo para cuenca hidrográfica

N°	Subcuenca	Área (A)	Método		
		KM ²			
1	Rio Chimbo	3743.70	Racional	SCS	HECHMS

Selección del periodo de retorno

El periodo de retorno se considera como el tiempo promedio en años en que el valor del caudal pico de una creciente determinado es igualado o superado una vez cada “T” años. Para determinar el periodo de retorno es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento de lluvia, la vida útil de la estructura y el riesgo admisible (Ingeniería y Gestión, 2011).

El riesgo admisible esta dado por la siguiente ecuación:

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

Donde:

R = Riesgo admisible

T = Periodo de retorno en años

n = Vida útil de la estructura

Se han realizado diversas recomendaciones para la determinación del riesgo admisible y vida útil de la estructura como Ven Te Chow, así mismo el MTOP recomienda para obras de arte menor o alcantarillas y drenajes pequeños utilizar un periodo de retorno de 50 años, y en el caso de puentes 100 años.

Coeficiente de escorrentía

Para determinar los caudales es necesario estimar un coeficiente de escorrentía, en función del tipo de suelo y morfología del terreno. Existen maneras prácticas de determinar coeficientes para determinar la escorrentía en una cuenca hidrográfica.

El Coeficiente de escorrentía se puede definir como una relación entre el agua de escorrentía superficial total y el volumen de agua precipitado, en un intervalo de tiempo determinado y una superficie.

$$C = \frac{VQ \text{ (Volumen de escorrentia)}}{VP \text{ (Volumen de Precipitacion total)}}$$

Volumen de escorrentía: Es el volumen total de escorrentía que se presenta en un intervalo de tiempo definido. Se puede determinar midiendo la cantidad de agua que ha escurrido en dicho periodo de tiempo, en una cuenca determinada.

Volumen de precipitación Total: Es el volumen total de precipitación caída sobre un área determinada.

El tipo de cobertura vegetal y suelo se obtuvo mediante la Ilustración 2-5 con datos obtenidos del SIGTierras.

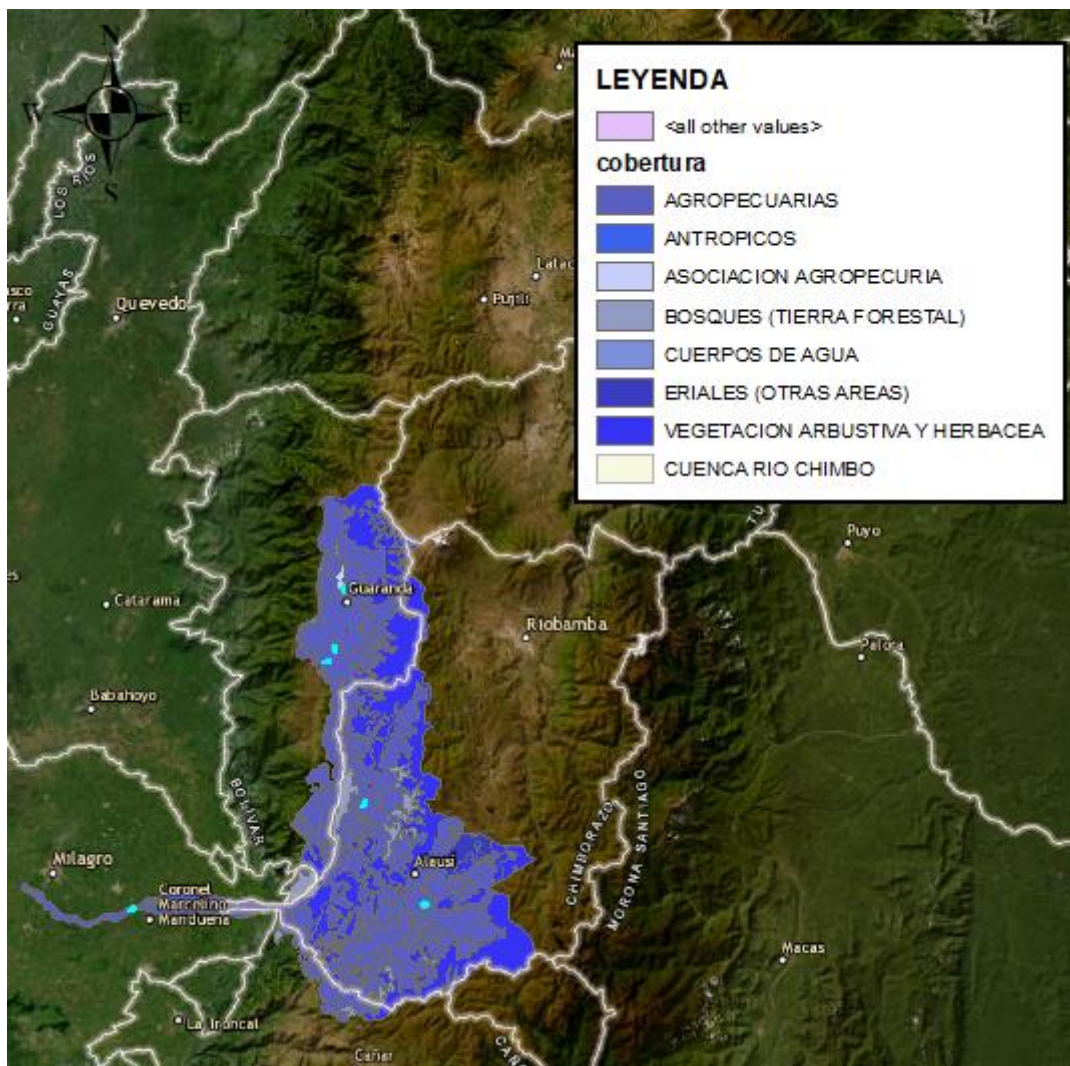


Ilustración 2-5. Cultivos en las cuencas de drenaje (Fuente: SIGTIERRAS).

Intensidad de Precipitación

La intensidad de precipitación se refiere a la cantidad de lluvia que se precipita por unidad de tiempo, por lo general se expresa en milímetros sobre hora (mm/h). Para determinar la intensidad de precipitación se recurrió a las ecuaciones pluviométricas

obtenidas de las curvas IDF de la estación M0037 BMILAGRO-INGENIO publicada en el Estudio de Lluvias Intensas del INMAHI. (versión 2015 actualizado a 2019)

La ecuación general para determinar la intensidad máxima es la siguiente:

$$I = \frac{K * T^m}{t^n}$$

Donde:

I = Intensidad de precipitación en mm

T = Periodo de retorno en años

t = Tiempo en minutos

K, m, n = Constantes de ajuste de cada estación

Los periodos de retorno a utilizar de acuerdo a la norma NEVI-12 son 50 años y comprobación 100 años.

Para el estudio de toma en consideración que la duración de la precipitación o tormenta es igual al tiempo de concentración.

Tiempo de concentración

El tiempo de concentración, definido como el tiempo que demora en recorrer una gota de lluvia desde el punto más remoto de la cuenca hasta el sitio de interés, es de particular importancia en el proceso, de formación de las crecientes. Existen numerosas metodologías para determinar el tiempo de concentración presentadas en la Tabla 2-6:

Tabla 2-6. Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración (Fuente: NEVI-12)

Metodología	Consideración
Temez (norma española)	Cuencas mayores a 1 km ² a 35 km ²
Kirpich	Cuencas empinadas, canales bien definidos
California Culverts Practice	Cuencas rurales pequeñas montañosas
Soil Conservation Service	Cuencas con áreas pavimentadas y urbanas
Johnston and Cross	Cuencas rurales entre los 65 y 4200 Km ²

Para este caso se utilizó la formula Johnston and Cross, debido a que su estudio se basa en cuencas rurales entre los 65 y 4200 Km², en nuestro proyecto el área de estudio es de 3743.70 Km² la cual entra en el rango de lo analizado por estos autores. La fórmula está dada por la siguiente expresión.

$$T_c = 2.6 \left(\frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.5}$$

Donde

T_c = Tiempo de concentración, en horas

L = Longitud del cauce principal, en Km

S = Pendiente promedio, en m/m

2.3.3. METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO HEC-HMS

MODELO HIDROLÓGICO

La modelación hidrológica es una herramienta fundamental para el estudio de crecientes en cuencas hidrográficas que se ha extendido por todo el mundo, particularmente en países desarrollados.

Elaborar un modelo hidrológico matemático confiable para una determinada cuenca hidrográfica involucra combinar de manera adecuada los distintos métodos para transformar la precipitación en caudal y realizar la calibración a partir de registros hidrológicos consistentes. Uno de los programas informáticos más utilizados en el ámbito mundial para esta finalidad es el HEC-HMS.

MODELO HEC-HMS

Hydrologic Modeling System (HEC-HMS) es un modelo semidistribuido que está diseñado para simular los procesos hidrológicos completos de los sistemas de cuencas hidrográficas. El modelo fue creado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos y es ampliamente utilizado para estudios en cuencas con deficiencia en datos y registros hidrológicos.

Este modelo HEC-HMS es una evolución del programa HEC-1, ampliamente utilizado, presenta varias mejoras con respecto a éste, entre las cuales destaca la facilidad al usuario de realizar labores de preproceso y postproceso, además permite la posibilidad de conectarse mediante HEC Geo-HMS con el sistema de información geográfica ArcGIS. La aplicación incluye un modelo precipitación - escorrentía para la estimación de avenidas. El modelo HEC-HMS puede descargarse gratuitamente.

Principales características técnicas:

- Cálculo hidrológico de crecidas.
- Visualización gráfica de datos y resultados
- Ejecución en Windows
- Visor de gráficos con formatos ArcGIS

El modelo HEC-HMS, permite establecer varias subcuencas, incluir información de descargas, embalses y estructuras de alivio para cuencas reguladas por estructuras

hidráulicas. Una de sus principales virtudes es la poca cantidad de datos que necesita para realizar la modelación (Nanía, 2007).

Métodos hidrológicos para modelación en HEC-HMS

Se han utilizado los siguientes componentes para realizar la modelación hidrológica

- Modelo de cuenca
- Modelo meteorológico
- Especificaciones de control
- Series de Tiempo

MODELO DE CUENCA

En el modelo de cuenca se introducen los datos y obtenidos de la caracterización física, así como también los métodos de modelación para la transformación lluvia-caudal. El modelo de cuenca se compone de:

- a) Delimitación de subcuencas
- b) Métodos de modelación

a) Delimitación de subcuencas.

Como entrada al modelo se ha delimitado la cuenca hidrográfica en subcuencas las cuales se muestran en la Ilustración 2-6.

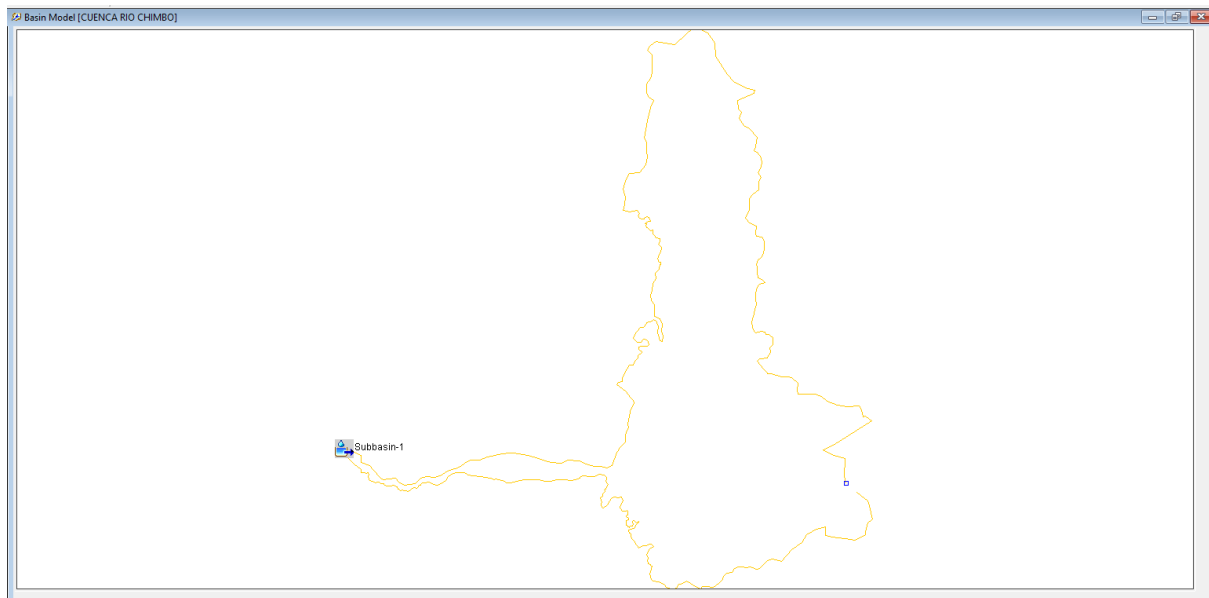


Ilustración 2-6. Delimitación de subcuencas para el modelo HEC-HMS

b) Métodos de modelación

Para el modelo HEC-HMS se han utilizado los siguientes métodos de modelación:

- Métodos de pérdida de lluvia
- Métodos de transformación lluvia a caudal

Métodos de Perdida

Los métodos para determinar la pérdida de agua por medio de la infiltración en una subcuenca se denominan métodos de pérdida. En total, el programa trabaja con varios tipos de métodos diferentes de los cuales sólo se mencionarán los más usados.

La diferencia entre algunos de estos métodos es que unos sirven para simular eventos específicos y otros para realizar simulaciones continuas:

1. Gridded deficit constant loss
2. Gridded Green and Ampt loss
3. Soil Moisture Accounting
4. Initial and constant
5. SCS Curve Number

La pérdida de precipitación se realizó por el método del Servicio de Conservación de Suelos de los estados Unidos por sus siglas en ingles SCS.

Descripción del Método SCS para cálculo de la lluvia efectiva

Este procedimiento lo estableció empíricamente el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos de América (SCS), en el cual disponiéndose de un hietograma de precipitación total caído obtenido directamente ya sea de un pluviógrafo o de un análisis hidrológico, separa parte de esa precipitación que ha generado la escorrentía directa, llamándose P neta o P efectiva.

La escorrentía potencial es la diferencia entre P (profundidad de precipitación) e IA (Abstracción inicial antes del rebose). La hipótesis del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir:

$$\frac{Fa}{S} = \frac{Pe}{P - Ia}$$

El principio de continuidad nos dice que:

$$P = Pe + Ia + Fa$$

De donde Pe resulta:

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{P - Ia + S}$$

El número de curva y la retención potencial máxima S, en milímetros se relacionan por:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Condiciones de humedad antecedente (AMC)

La condición de humedad antecedente es un parámetro que expresa las condiciones de humedad del suelo en una cuenca hidrográfica antes del inicio de un evento de precipitación las cuales se agrupan de acuerdo a la Tabla 2-7.

Tabla 2-7. Valores de humedad antecedente para varios tipos de suelo.

CONDICION DE HUMEDAD ANTECEDENTE	
El método de curva de escorrentía tiene tres niveles de humedad antecedente, dependiendo de la precipitación total en los cinco días previos al evento;	
AMC I:	Tiene el menor potencial de escorrentía, con suelos suficientemente secos
AMC II:	Tiene un potencial de escorrentía promedio
AMC III:	Mayor potencial de escorrentía en una cuenca prácticamente saturada

En Ecuador no se han realizado investigaciones profundas acerca de las condiciones de humedad antecedentes tanto para regiones del litoral, sierra, oriente o región insular para mayor precisión de aplicación del método, por lo que a criterio del consultor y de acuerdo a la revisión de varias tormentas diarias registradas en pluviómetros de los 5 días previos a la precipitación máxima diaria se ha tomado en consideración realizar el cálculo en condiciones de humedad antecedente (AMC II).

La clasificación de los suelos se la desarrolla de acuerdo a las siguientes clases:

Tabla 2-8. Grupos hidrológicos de suelo (Ingeniería y gestión)

CLASIFICACION HIDROLOGICA DE LOS SUELOS	
Grupo A	Arenas con poco limo y arcilla. Suelos muy permeables
Grupo B	Arenas finas y limos
Grupo C	Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcilla
Grupo D	Arcillas en grandes cantidades, suelos muy impermeables

En la Tabla 2-9 se presentan los valores de CN para cada tipo de uso de suelo de la tierra, obtenidos de la Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12 y el manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje publicado por Ingeniería y Gestión.

Tabla 2-9. Numero de CN para varios usos de suelo (NEVI-12; Ingeniería y Gestión)

NUMERO DE CN				
DETALLE	A	B	C	D
PASTIZALES	68	79	86	89
CULTIVOS	62	71	78	81
VEGAS RIOS	30	58	71	78
BOSQUES	25	55	70	77
VIAS	72	82	87	89
RESIDENCIAL	77	85	90	92

Obtención del Número de Curva

Para obtener el número de curva se definieron los grupos hidrológicos del suelo para las cuencas del Río Chimbo en función de su litología, para lo cual se utilizó la información del sistema nacional de información dando como resultados suelos aluviales con porosidad intergranular con alta permeabilidad en el área de estudio.

Posteriormente se determinaron los usos de suelo en función de información mostrada en la Ilustración 2-5. El uso de suelo de la cuenca de estudio son cultivos con presencia de vegas en ríos y caminos de tierra principalmente.

Número de Curva para la cuenca del Río Chimbo del proyecto

Con la información obtenida del SIGTIERRAS se determinaron los grupos hidrológicos y usos de suelo para la cuenca del Río Chimbo. El grupo hidrológico predominante es el B que pertenecen a suelos semi permeables (B). En la Tabla 2-10 se muestran los porcentajes de cada grupo hidrológico para cada subcuenca en estudio:

Tabla 2-10. Grupos de suelo de la cuenca hidrográfica del sitio de estudio

METODO DEL SCS (SOIL CONSERVATION SERVICE)				
GRUPO DE SUELO				
SUBCUENCAS	A	B	C	D
	PERMEABLE	SEMI PERMEABLE	POCO PERMEABLE	CASI IMPERMEABLE
RIO CHIMBO	25	70	5	

En la Tabla 2-11 se muestran los porcentajes de usos de suelo para cada subcuenca en estudio:

Tabla 2-11. Porcentaje de usos de suelo en las cuencas en estudio

SUBCUENCAS	USO DE SUELO				
	CULTIVOS	PASTIZALES	BOSQUES	VEGAS RIOS	VIAS
RIO CHIMBO	0.60	0.05	0.15	0.10	0.10

El valor de CN calculado es de 65 para las subcuencas del Río Chimbo

Métodos de Transformación

Los métodos de transformación se basan en la aplicación de los hidrogramas unitarios para explicar el tiempo de redistribución del exceso de precipitación en una cuenca hidrográfica. El programa cuenta con ocho métodos diferentes, pero tan sólo se han mencionado los más utilizados:

- Clark Unit Hydrograph
- Kinematic Wave Transform
- Modclark Transform

- SCS Unit Hydrograph
- Snyder Unit Hydrograph

La transformación lluvia-caudal se realizó a criterio técnico del consultor mediante la aplicación del hidrograma unitario de Clark debido a su mayor utilización en cuencas hidrográficas del litoral ecuatoriano.

Para desarrollar el método de transformación lluvia-caudal por el método del hidrograma unitario de Clark es necesario determinar el tiempo de concentración y retardo de cada subcuenca

Estudios realizados en Estados Unidos por el Servicio de Conservación de Suelos determinaron que el tiempo de retardo se define de la siguiente manera:

$$T_r = 0.6 T_c$$

Resumen de parámetros:

Tabla 2-12 se muestran los parámetros área, número de curva, tiempo de concentración y retardo descritos anteriormente para la cuenca del Río Chimbo.

Tabla 2-12. Resumen de parámetros en estero Río Chimbo

N°	Subcuenca	Área (A)	Número de Curva (CN)	Tiempo de Concentración (TC)	Tiempo de Retardo (Tr)
	Subcuenca	km ²	n/n	min	min
1	Río Chimbo	3743.70	65	7078.24	4423.90

Tránsito de crecientes

El tránsito de crecientes es un proceso de determinación de la progresiva propagación de la crecida en una cuenca en función del tiempo. Este procedimiento de tránsito para crecientes se puede expresar matemáticamente por la ecuación de la continuidad, expresada en tiempos finitos, por lo que llamaremos ecuación de almacenamiento.

$$\Delta t - 0 \Delta t = \Delta S$$

El Tránsito de crecidas define la evolución de un hidrograma a medida que transita por un cauce. Existen varios métodos para determinar el tránsito o propagación de crecientes en ríos y canales. Para considerar el tránsito de caudales en el proyecto en estudio (método de propagación de hidrogramas), se aplica el método Muskingum, siendo el más utilizado en este tipo de estudios.

Método de Muskingum

Es un método que se realiza para transitar hidrogramas a través de los cauces. El método se basa en la ecuación de continuidad y la función de almacenamiento (McCuen, 1998). Para su aplicación se emplearon las expresiones mostradas a continuación:

$$Q_{S2} = C_0 Q_{e2} + C_1 Q_{e2} + C_2 Q_{S1}$$

Donde

Q_s = Caudal de Salida

Q_e = Caudal de entrada

1 y 2 = Indica el comienzo y final del intervalo t_{ci}

$$C_0 = - \frac{KX - 0,5t_{ci}}{K - KX + 0,5t_{ci}}$$

$$C_1 = \frac{KX + 0,5t_{ci}}{K - KX + 0,5t_{ci}}$$

$$C_2 = \frac{K - KX - 0,5t_{ci}}{K - KX + 0,5t_{ci}}$$

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1$$

El parámetro K es el tiempo de viaje de la creciente a través de un tramo considerado y se calcula mediante la ecuación:

$$K = 0.5T_c$$

En donde:

T_c : es el tiempo de concentración por el cauce principal de la subcuenca

MODELO METEOROLÓGICO

Para construir el hidrograma en el modelo HEC-HMS se ha elaborado un hietograma para la cuenca Rio Chimbo con duración igual al tiempo de concentración. En este caso se ha utilizado el método de los Bloques Alternos utilizando las curvas IDF de la estación Babahoyo UTB y Daule en la Capilla, publicadas por el INMAHI.

Hietograma de precipitación Bloques Alternos

Si se conoce la evolución de la lluvia a través por ejemplo de un pluviógrafo se puede determinar el hietograma de forma directa, en casos en los que no se cuenta con información en la cual se indique como se distribuye una tormenta a lo largo del tiempo es común la utilización del hietograma sintético, en este caso la tormenta se determinó por el método de los Bloques Alternos.

El método de los bloques alternos se utiliza para elaborar un hietograma de una tormenta utilizando las curvas IDF. Este hietograma especifica la profundidad de la precipitación en números de intervalos de tiempo sucesivos de duración, Δt , sobre una duración total de $T_d = n \cdot \Delta t$ (Ingeniería y Gestión, 2011).

Después de obtener las intensidades en función de las ecuaciones pluviométricas publicadas por el INAMHI para cada periodo de retorno, se multiplica la intensidad por el tiempo mediante la fórmula:

$$P = I * (\Delta/60)$$

Tomando diferencias entre los valores sucesivos de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad de tiempo Δt . Los incrementos se reordenan en bloques de manera que la intensidad máxima esté en el centro de la duración requerida. Los demás bloques quedaran ordenados descendientemente intercalados hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para así formar el hietograma.

Para este caso el tiempo de hietograma es igual al tiempo de concentración y con intervalos Δt de 15 min. En la Ilustración 2-7 se presentan el hietograma para 24 horas utilizado en la subcuenca aportante del Rio Chimbo:

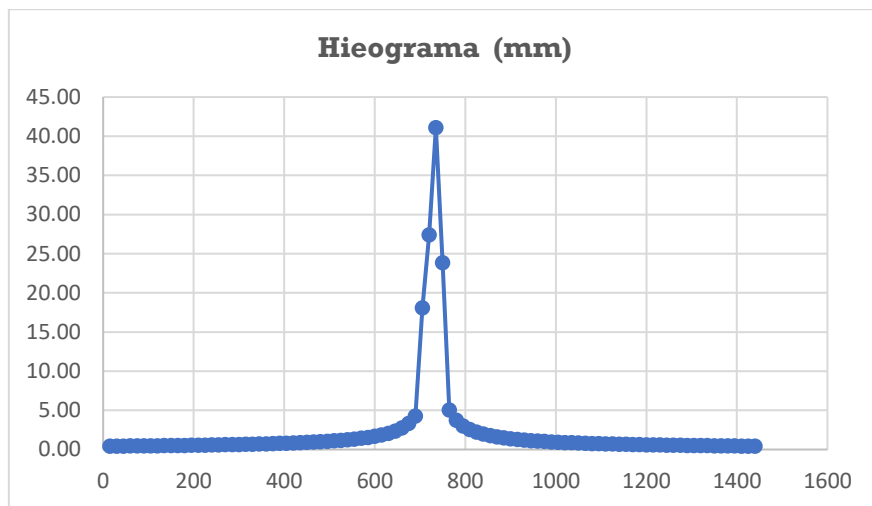


Ilustración 2-7. Hietograma de precipitación para 1440 min del proyecto

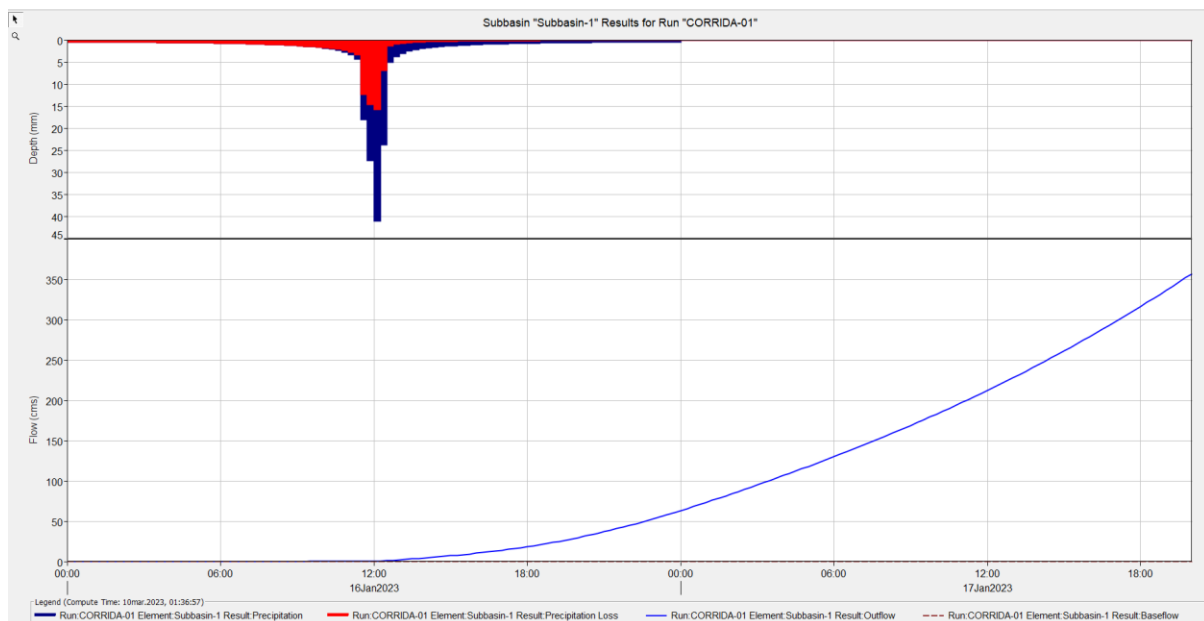
Hidrogramas resultante y Series de tiempo

En el modelo hidrológico, se definen los intervalos y las opciones de tiempo. Para el caso del presente estudio se ha trabajado con intervalos de 15 minutos, los mismos guardan relación con los hietogramas de precipitación calculados.

Una vez se han introducido todas las variables, se realiza la simulación mediante la opción “Simulation Run Manager” y cuyos resultados se muestran a continuación:

En la Ilustración 2-8 se muestran los hidrogramas de 100 años del Rio Chimbo cuyo caudal pico es de 357.00 m³/s.

Ilustración 2-8. Hidrograma resultante del Rio Chimbo



3. HIDRÁULICA

3.1. NIVEL MÁXIMO DE AGUA

Según información de los habitantes del sector aledaño al proyecto, el nivel del agua pasa el nivel de rasante de la vía cuando se ha presentado los fenómenos del niño en la zona. Para determinar matemáticamente si de verdad el nivel del agua sobrepasa el de la vía, se realizó los cálculos correspondientes los cuales fueron descritos en la sección hidrológica del presente estudio. Sin embargo, también se realizó modelaciones hidráulicas con la ayuda del programa HEC-RAS en cauces correspondientes a los de drenaje de acuerdo al área de aportación calculada.

Rugosidad: Esta depende del cauce y el talud, dado a las paredes laterales del mismo, vegetación, irregularidad y trazado del canal, radio hidráulico y obstrucciones en el canal. La siguiente tabla nos da valores de “n” estimados, estos valores pueden ser resultados con investigaciones y manuales, sin embargo, no dejan de ser una referencia para la modelación:

Tabla 3-1. Valores de rugosidad “n” de Manning

N	Superficie
0.010	Muy lisa, vidrio, plástico, cobre.
0.011	Concreto muy liso.
0.013	Madera suave, metal, concreto frotachado.
0.017	Canales de tierra en buenas condiciones.
0.020	Canales naturales de tierra, libres de vegetación.
0.025	Canales naturales con alguna vegetación y piedras esparcidas en el fondo
0.035	Canales naturales con abundante vegetación.
0.040	Arroyos de montaña con muchas piedras.

El software HEC-RAS recomienda la rugosidad de 0.035 en la rasante y en el talud 0.04, lo cual está dentro del parámetro recomendado.

Para el caso de nuestro proyecto se utilizar la ecuación de Cowan; referenciado por Chow (1994) donde se analizará la rugosidad compuesta que se presenta en el Rio Chimbo

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

Donde:

n: Coeficiente corregido de rugosidad de Manning para la sección transversal de canal abierto o planicie.

n0: Coeficiente base de un canal natural recto, uniforme y sin irregularidades.

n1: Valor añadido para corregir las irregularidades superficiales en función de la relación ancho / profundidad. Así como la condición en la que se encuentran (socavación).

n2: Valor añadido que considera las variaciones en tamaño y forma de la sección transversal. No aplica para planicies.

n3: Valor añadido para corregir por las obstrucciones que puedan existir a lo largo del canal.

n4: Valor añadido para corregir por el tipo de vegetación encontrada en el canal y las condiciones de flujo.

m: Factor de corrección debido a la presencia de meandros en la longitud de canal analizada. No aplica para planicies.

Tabla 3-2. Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad mediante la ecuación de

Condiciones del cauce o canal	Valor del coeficiente
1. Características del canal:	n_0
a) En tierra.	0.02
b) Cortados en roca.	0.025
c) En grava fina.	0.024
d) En grava gruesa.	0.028
2. Grado de irregularidad:	n_1
a) Fronteras lisas. Lo mejor que se obtiene para los materiales que se utilizan.	0
b) Irregularidades menores. Por ejemplo, canal bien dragado o excavado, o ligeramente socavado en las orillas, o canales de drenaje.	0.005
3. Variaciones de la sección transversal en forma y tamaño:	n_2
a) Graduales.	0
b) Secciones grandes y pequeñas alternadas ocasionalmente. Se alternan secciones amplias y estrechas por cambio de forma o del ancho de la plantilla, causando desviación ocasional desde el cauce principal a ambos lados.	0.005
c) Secciones grandes y pequeñas alternadas frecuentemente o bien cambios de forma que causan desviación ocasional desde el cauce principal a ambos lados.	0.01 a 0.015
4. Obstrucciones al área hidráulica debidas a grandes rocas troncos, depósitos de desperdicios o de rocas (conviene hacer mediciones directas en tramos representativos):	n_3
a) Sin obstrucción.	0
b) Menores	0.01 a 0.015
c) Apreciables	0.02 a 0.03
d) Severas	0.04 a 0.06
5. Cantidad y tipo de vegetación (conviene hacer mediciones directas):	n_4
a) Poca densidad. Márgenes cubiertos de pasto o hierbas. Tirante 2 a 3 veces mayor la altura de la vegetación.	0.005 a 0.1
6. Grado de sinuosidad. Se define como el cociente s de la distancia entre dos puntos siguiendo el eje del cauce y la distancia en la línea recta entre los mismos puntos. Puede ser:	m_5
a) Menor, si $s < 1.2$;	1.00
b) Apreciable, si $1.2 \leq s < 1.5$;	1.15
c) Severo, si $s \geq 1.5$	1.30

Dependiendo de la topografía, tipo de suelo observado, grado de vegetación, y cambios en el ancho, se presenta la siguiente Tabla 3-3 donde se presentan los valores de maninng correspondiente:

Tabla 3-3. Valores de rugosidad compuesta que se presenta en el Rio Chimbo

Tramo	Elemento	Base (nb)	Irregularidad superficial (n1)	Cambios de sección (n2)	Obstrucción (n3)	Tipo de vegetación (n3)	Meandros (m)	n corregido
0+000-0+180	Llanura izq	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.000	0.051
	Canal	0.024	0.005	0.000	0.005	0.005	1.000	0.039
	Llanura der	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.000	0.051
0+180-0+480	Llanura izq	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.150	0.059
	Canal	0.024	0.005	0.000	0.010	0.010	1.150	0.056
	Llanura der	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.150	0.059
0+480-0+740	Llanura izq	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.000	0.051
	Canal	0.024	0.005	0.000	0.005	0.005	1.000	0.039
	Llanura der	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.000	0.051
	Llanura izq	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.150	0.059

0+740-1+040	Canal	0.024	0.005	0.000	0.010	0.010	1.150	0.056
	Llanura der	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.150	0.059
1+040-1+240	Llanura izq	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.000	0.051
	Canal	0.024	0.005	0.000	0.005	0.005	1.000	0.039
	Llanura der	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.000	0.051
1+240-1+480	Llanura izq	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.150	0.059
	Canal	0.024	0.005	0.000	0.010	0.010	1.150	0.056
	Llanura der	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.150	0.059
1+480-2+120	Llanura izq	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.000	0.051
	Canal	0.024	0.005	0.000	0.005	0.005	1.000	0.039
	Llanura der	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.000	0.051
2+120-2+200	Llanura izq	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.150	0.059
	Canal	0.024	0.005	0.000	0.010	0.010	1.150	0.056
	Llanura der	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.150	0.059
2+200-2+360	Llanura izq	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.000	0.051
	Canal	0.024	0.005	0.000	0.005	0.005	1.000	0.039
	Llanura der	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.000	0.051
2+360-2+480	Llanura izq	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.150	0.059
	Canal	0.024	0.005	0.000	0.010	0.010	1.150	0.056
	Llanura der	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.150	0.059
2+480-2+620	Llanura izq	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.000	0.051
	Canal	0.024	0.005	0.000	0.005	0.005	1.000	0.039
	Llanura der	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.000	0.051
2+620-2+780	Llanura izq	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.150	0.059
	Canal	0.024	0.005	0.000	0.010	0.010	1.150	0.056
	Llanura der	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.150	0.059
2+780-2+940	Llanura izq	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.000	0.051
	Canal	0.024	0.005	0.000	0.005	0.005	1.000	0.039
	Llanura der	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.000	0.051
2+940-3+080	Llanura izq	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.150	0.059
	Canal	0.024	0.005	0.000	0.010	0.010	1.150	0.056
	Llanura der	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.150	0.059
3+080-3+242.23	Llanura izq	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.000	0.051
	Canal	0.024	0.005	0.000	0.005	0.005	1.000	0.039
	Llanura der	0.024	0.005	0.000	0.012	0.010	1.000	0.051

A continuación, se presentan los resultados de la modelación hidráulica en el HEC-RAS que se hizo al Rio chimbo, 1600 metros aguas arriba y 1600 metros aguas debajo del puente. Se va a transitar el hidrograma de la avenida de diseño (100 años de período de retorno) a través del tramo del cauce

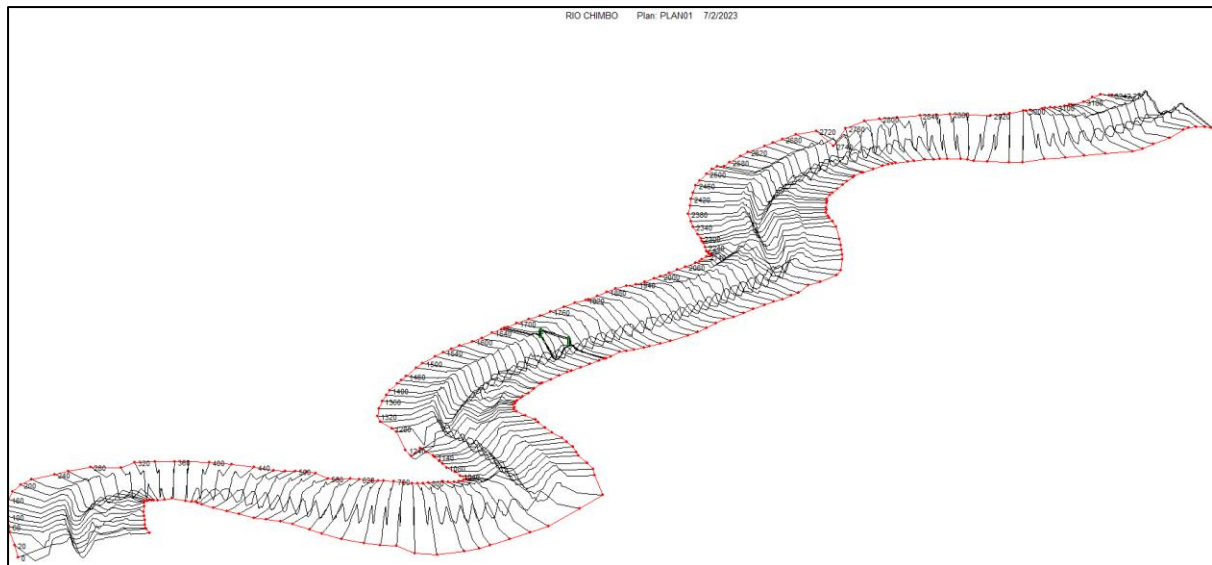


Ilustración 3-1. Secciones de canal existente que se va a modelar en HEC-RAS

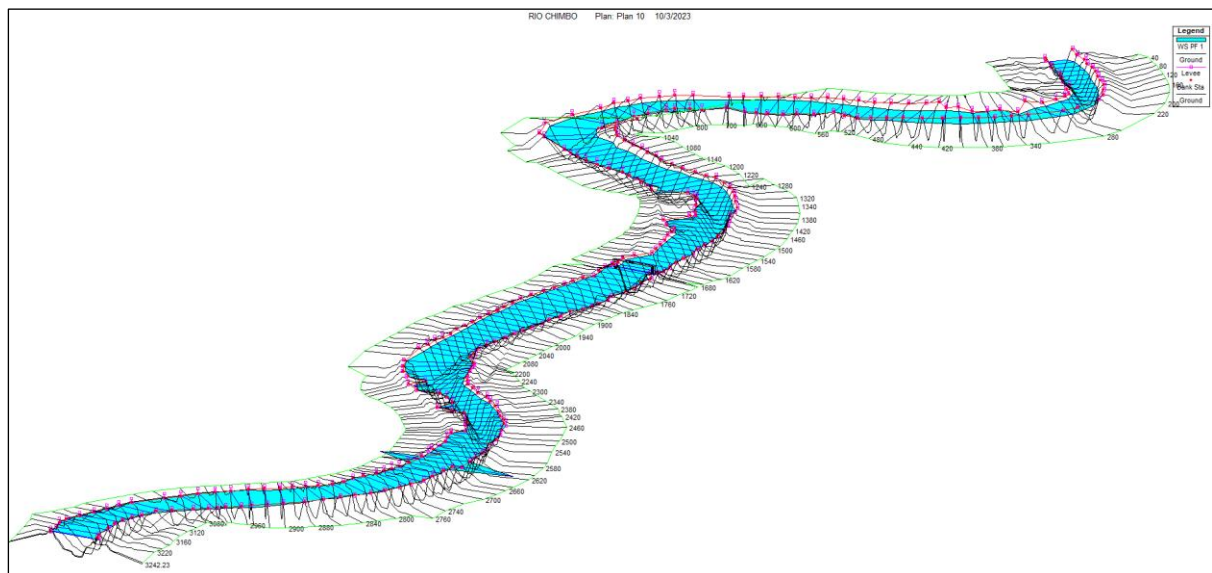


Ilustración 3-2. Modelación hidráulica. Vista múltiple en perspectiva de las secciones transversales modeladas.

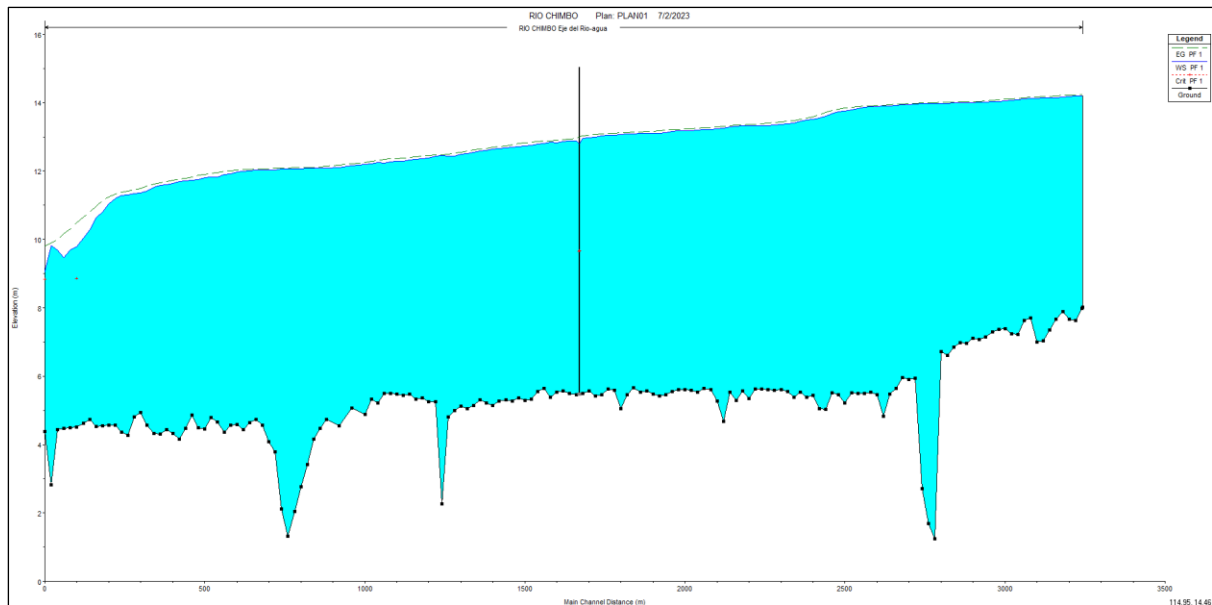


Ilustración 3-3. Perfil Longitudinal con Máximo Nivel de Creciente (HEC-RAS)

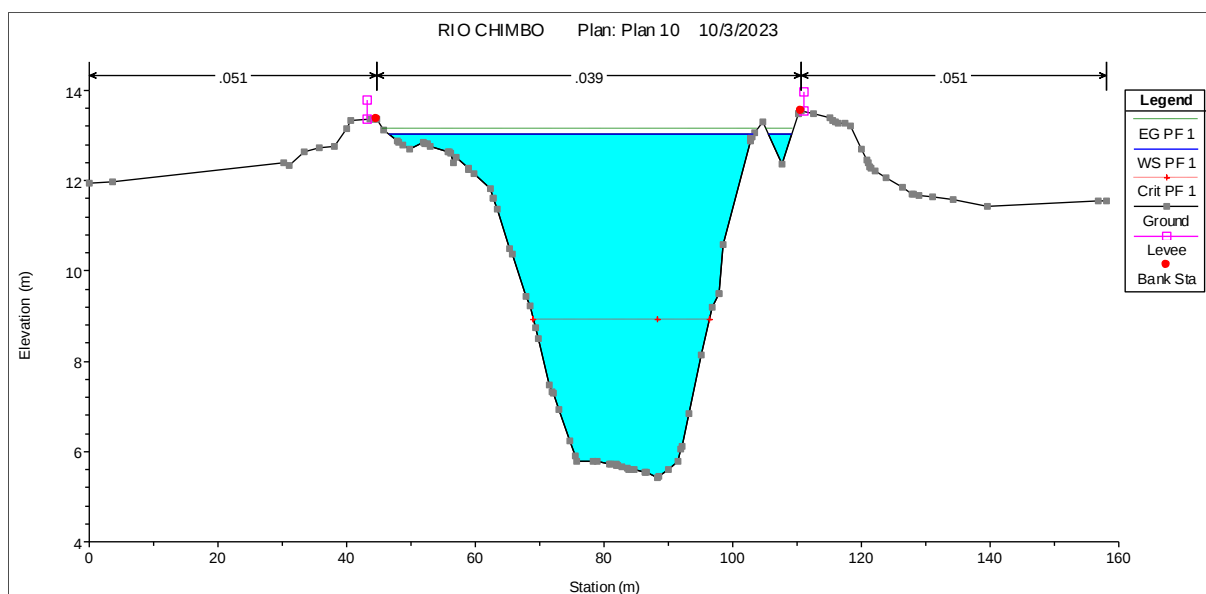


Ilustración 3-4. Modelación hidráulica. Nivel de agua en sección transversal sin puente

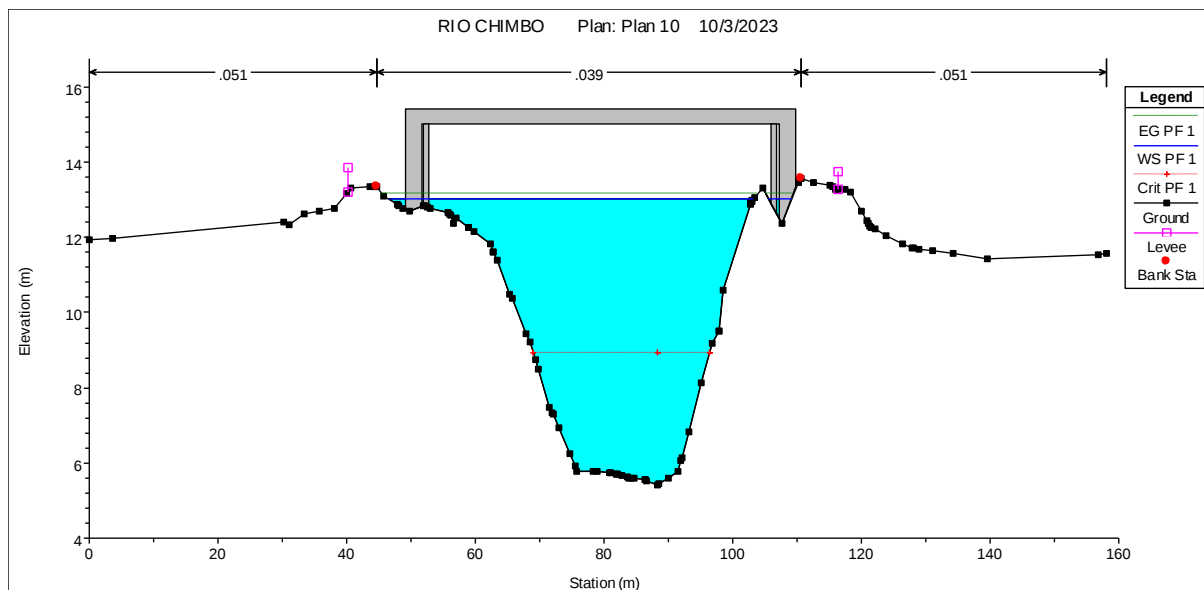


Ilustración 3-5. Modelación hidráulica. Nivel de agua en sección transversal puente proyectado.

Tabla 3-4. Modelación hidráulica. Cuadro de resultados sección transversal puente proyectado

Plan: Plan 09 RIO CHIMBO-0 Eje del Rio-agua RS: 1670.57 BR D Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	13.16	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.13	W/t. n-Val.		0.039	
W.S. Elev (m)	13.03	Reach Len. (m)	0.26	0.26	0.26
Crit W.S. (m)	8.94	Flow Area (m2)		220.12	
E.G. Slope (m/m)	0.000684	Area (m2)		220.12	
Q Total (m3/s)	357.00	Flow (m3/s)		357.00	
Top Width (m)	53.75	Top Width (m)		53.75	
Vel Total (m/s)	1.62	Avg. Vel. (m/s)		1.62	
Max Chl Dpth (m)	7.61	Hydr. Depth (m)		4.10	
Conv. Total (m3/s)	13652.0	Conv. (m3/s)		13652.0	
Length Wtd. (m)	0.26	Wetted Per. (m)		58.51	
Min Ch El (m)	5.41	Shear (N/m2)		25.23	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		40.92	
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	0.00	351.18	0.03
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	0.00	84.90	0.14

Tabla 3-5. Modelación hidráulica. Cuadro de resultados

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
Eje del Rio-agua	3242.23	PF 1	357.00	7.97	14.62	11.12	14.71	0.000447	1.33	268.30	69.05	0.21
Eje del Rio-agua	3240	PF 1	357.00	7.93	14.62	11.08	14.71	0.000448	1.31	272.75	70.77	0.21
Eje del Rio-agua	3220	PF 1	357.00	7.63	14.62	10.65	14.70	0.000360	1.30	275.55	62.00	0.19
Eje del Rio-agua	3200	PF 1	357.00	7.67	14.61	10.59	14.69	0.000423	1.30	275.84	69.82	0.21
Eje del Rio-agua	3180	PF 1	357.00	7.88	14.53	11.17	14.68	0.001016	1.69	210.74	67.34	0.31
Eje del Rio-agua	3160	PF 1	357.00	7.67	14.47	11.15	14.65	0.001199	1.89	189.43	57.57	0.33
Eje del Rio-agua	3140	PF 1	357.00	7.35	14.47	10.82	14.62	0.000877	1.75	203.95	55.00	0.29
Eje del Rio-agua	3120	PF 1	357.00	7.04	14.47	10.79	14.60	0.000681	1.64	218.25	54.55	0.26
Eje del Rio-agua	3100	PF 1	357.00	6.99	14.42	10.81	14.58	0.000930	1.78	200.14	55.66	0.30
Eje del Rio-agua	3080	PF 1	357.00	7.71	14.44	10.97	14.55	0.000636	1.53	234.12	63.17	0.25
Eje del Rio-agua	3040	PF 1	357.00	7.23	14.42	10.69	14.52	0.001008	1.39	257.10	65.99	0.22
Eje del Rio-agua	3020	PF 1	357.00	7.23	14.41	10.46	14.49	0.000831	1.28	278.30	68.75	0.20
Eje del Rio-agua	3000	PF 1	357.00	7.39	14.39	10.57	14.48	0.000955	1.32	271.21	71.72	0.21
Eje del Rio-agua	2980	PF 1	357.00	7.36	14.31	10.89	14.45	0.001927	1.61	222.27	72.26	0.29
Eje del Rio-agua	2960	PF 1	357.00	7.30	14.33	10.32	14.41	0.000845	1.24	287.42	74.76	0.20
Eje del Rio-agua	2940	PF 1	357.00	7.15	14.29	10.39	14.38	0.001248	1.37	259.74	76.61	0.24
Eje del Rio-agua	2920	PF 1	357.00	7.08	14.27	10.20	14.37	0.000511	1.35	265.08	70.58	0.22
Eje del Rio-agua	2900	PF 1	357.00	7.09	14.28	9.78	14.35	0.000277	1.15	309.30	65.92	0.17
Eje del Rio-agua	2880	PF 1	357.00	6.97	14.27	9.62	14.35	0.000303	1.21	295.78	63.51	0.18
Eje del Rio-agua	2860	PF 1	357.00	6.98	14.26	9.91	14.34	0.000302	1.26	284.41	57.27	0.18
Eje del Rio-agua	2840	PF 1	357.00	6.85	14.25	9.45	14.33	0.000336	1.29	276.07	56.19	0.19
Eje del Rio-agua	2820	PF 1	357.00	6.61	14.26	8.95	14.32	0.000206	1.10	323.73	57.33	0.15
Eje del Rio-agua	2800	PF 1	357.00	6.72	14.19	9.92	14.31	0.000612	1.50	237.61	61.47	0.24
Eje del Rio-agua	2780	PF 1	357.00	6.25	14.14	9.97	14.29	0.001086	1.71	208.69	68.68	0.31
Eje del Rio-agua	2760	PF 1	357.00	6.39	14.16	9.86	14.25	0.001010	1.37	259.90	65.55	0.22
Eje del Rio-agua	2740	PF 1	357.00	6.09	14.10	10.00	14.23	0.001407	1.55	230.87	61.71	0.26
Eje del Rio-agua	2720	PF 1	357.00	5.94	14.08	9.61	14.20	0.001487	1.54	232.40	64.97	0.26
Eje del Rio-agua	2700	PF 1	357.00	5.91	14.05	9.47	14.17	0.001375	1.54	232.12	60.45	0.25
Eje del Rio-agua	2680	PF 1	357.00	5.95	14.01	10.17	14.14	0.001539	1.59	224.39	61.74	0.26
Eje del Rio-agua	2660	PF 1	357.00	5.64	13.94	9.79	14.10	0.002063	1.76	203.17	58.18	0.30
Eje del Rio-agua	2640	PF 1	357.00	5.47	14.02	9.71	14.04	0.000364	0.76	542.25	200.00	0.13
Eje del Rio-agua	2620	PF 1	357.00	4.83	13.94	9.10	14.03	0.000812	1.30	274.69	63.46	0.20
Eje del Rio-agua	2600	PF 1	357.00	5.46	13.89	9.48	14.01	0.000481	1.55	233.71	61.06	0.22
Eje del Rio-agua	2580	PF 1	357.00	5.54	13.87	9.58	14.00	0.000770	1.61	222.40	61.47	0.27
Eje del Rio-agua	2560	PF 1	357.00	5.50	13.85	9.83	13.98	0.000793	1.63	218.82	62.24	0.27
Eje del Rio-agua	2540	PF 1	357.00	5.49	13.80	10.04	13.96	0.000955	1.78	200.21	54.08	0.30
Eje del Rio-agua	2520	PF 1	357.00	5.51	13.80	9.79	13.94	0.000826	1.64	217.35	61.57	0.28
Eje del Rio-agua	2500	PF 1	357.00	5.21	13.78	9.84	13.92	0.000855	1.66	214.79	61.15	0.28
Eje del Rio-agua	2480	PF 1	357.00	5.46	13.77	9.79	13.91	0.000502	1.61	222.88	44.97	0.23
Eje del Rio-agua	2460	PF 1	357.00	5.51	13.74	9.75	13.89	0.001257	1.68	211.91	44.24	0.24
Eje del Rio-agua	2440	PF 1	357.00	5.02	13.68	9.78	13.86	0.001661	1.85	192.69	42.33	0.28
Eje del Rio-agua	2420	PF 1	357.00	5.04	13.61	9.85	13.82	0.002097	2.04	175.37	41.55	0.31
Eje del Rio-agua	2400	PF 1	357.00	5.43	13.56	10.04	13.77	0.002214	2.05	173.99	41.28	0.32
Eje del Rio-agua	2380	PF 1	357.00	5.38	13.55	9.88	13.72	0.001739	1.81	198.28	52.76	0.29
Eje del Rio-agua	2360	PF 1	357.00	5.54	13.52	9.50	13.68	0.002290	1.73	205.92	65.81	0.31
Eje del Rio-agua	2340	PF 1	357.00	5.39	13.42	9.74	13.64	0.000967	2.10	170.51	37.86	0.30
Eje del Rio-agua	2320	PF 1	357.00	5.55	13.38	9.83	13.62	0.001150	2.16	165.42	37.57	0.33
Eje del Rio-agua	2300	PF 1	357.00	5.61	13.42	9.57	13.58	0.000597	1.73	206.33	40.50	0.24
Eje del Rio-agua	2280	PF 1	357.00	5.59	13.42	9.38	13.56	0.000850	1.67	213.76	59.27	0.28
Eje del Rio-agua	2260	PF 1	357.00	5.61	13.40	9.13	13.54	0.000856	1.64	217.24	62.75	0.28
Eje del Rio-agua	2240	PF 1	357.00	5.62	13.40	9.03	13.52	0.000521	1.55	231.29	51.56	0.23
Eje del Rio-agua	2220	PF 1	357.00	5.63	13.42	8.95	13.50	0.000490	1.30	274.47	75.27	0.22
Eje del Rio-agua	2200	PF 1	357.00	5.34	13.42	8.99	13.49	0.000388	1.18	303.57	81.38	0.19
Eje del Rio-agua	2180	PF 1	357.00	5.57	13.42	8.63	13.47	0.000549	1.04	344.78	84.93	0.16
Eje del Rio-agua	2160	PF 1	357.00	5.29	13.40	8.99	13.46	0.000639	1.09	327.50	83.73	0.18

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
Eje del Rio-agua	2120	PF 1	357.00	4.65	13.32	9.27	13.42	0.001114	1.44	248.62	62.60	0.23
Eje del Rio-agua	2100	PF 1	357.00	5.28	13.29	9.15	13.41	0.000620	1.51	235.70	60.90	0.25
Eje del Rio-agua	2080	PF 1	357.00	5.61	13.28	9.12	13.39	0.000548	1.48	240.45	57.95	0.23
Eje del Rio-agua	2060	PF 1	357.00	5.65	13.27	9.08	13.38	0.000527	1.46	244.46	58.86	0.23
Eje del Rio-agua	2040	PF 1	357.00	5.54	13.24	9.06	13.37	0.000735	1.59	224.31	60.32	0.26
Eje del Rio-agua	2020	PF 1	357.00	5.59	13.24	9.13	13.35	0.000565	1.46	244.71	62.19	0.23
Eje del Rio-agua	2000	PF 1	357.00	5.61	13.25	8.85	13.33	0.000393	1.30	275.59	64.73	0.20
Eje del Rio-agua	1980	PF 1	357.00	5.60	13.24	8.84	13.32	0.000369	1.25	284.90	67.28	0.19
Eje del Rio-agua	1960	PF 1	357.00	5.55	13.25	8.79	13.31	0.000296	1.16	308.95	70.70	0.18
Eje del Rio-agua	1940	PF 1	357.00	5.45	13.22	9.05	13.30	0.000489	1.32	270.85	73.77	0.22
Eje del Rio-agua	1920	PF 1	357.00	5.42	13.20	9.21	13.29	0.000506	1.35	264.33	71.21	0.22
Eje del Rio-agua	1900	PF 1	357.00	5.48	13.20	9.07	13.28	0.000454	1.29	275.79	73.04	0.21
Eje del Rio-agua	1880	PF 1	357.00	5.56	13.18	8.79	13.27	0.000514	1.33	267.79	74.28	0.22
Eje del Rio-agua	1860	PF 1	357.00	5.54	13.20	8.70	13.25	0.000269	1.07	334.97	80.69	0.17
Eje del Rio-agua	1840	PF 1	357.00	5.67	13.19	8.65	13.25	0.000299	1.10	325.29	80.44	0.17
Eje del Rio-agua	1820	PF 1	357.00	5.46	13.18	9.03	13.24	0.000295	1.08	331.49	83.32	0.17
Eje del Rio-agua	1800	PF 1	357.00	5.05	13.16	9.01	13.23	0.000379	1.17	305.15	82.32	0.19
Eje del Rio-agua	1780	PF 1	357.00	5.58	13.14	8.61	13.22	0.000466	1.30	274.03	75.06	0.21
Eje del Rio-agua	1760	PF 1	357.00	5.62	13.14	8.40	13.21	0.000353	1.17	305.54	77.34	0.19
Eje del Rio-agua	1740	PF 1	357.00	5.45	13.14	8.41	13.20	0.000264	1.10	324.99	73.23	0.17
Eje del Rio-agua	1720	PF 1	357.00	5.42	13.11	8.89	13.19	0.000420	1.29	276.16	70.11	0.21
Eje del Rio-agua	1700	PF 1	357.00	5.57	13.08	9.07	13.18	0.000554	1.42	251.89	67.47	0.23
Eje del Rio-agua	1680	PF 1	357.00	5.50	13.05	8.97	13.17	0.000600	1.53	233.20	58.00	0.24
Eje del Rio-agua	1671.52*	PF 1	357.00	5.42	13.03	8.99	13.16	0.000792	1.63	219.08	60.66	0.27
Eje del Rio-agua	1670.58	PF 1	357.00	5.41	13.03	8.94	13.16	0.000775	1.62	220.23	60.16	0.27
Eje del Rio-agua	1670.57	Bridge										
Eje del Rio-agua	1669.61*	PF 1	357.00	5.41	13.03	8.93	13.16	0.000752	1.61	222.07	60.21	0.27
Eje del Rio-agua	1660	PF 1	357.00	5.45	13.04	8.81	13.15	0.000519	1.47	243.36	57.93	0.23
Eje del Rio-agua	1640	PF 1	357.00	5.49	13.04	8.74	13.13	0.000402	1.31	271.89	64.12	0.20
Eje del Rio-agua	1620	PF 1	357.00	5.56	13.01	8.70	13.12	0.000427	1.45	246.18	51.16	0.21
Eje del Rio-agua	1600	PF 1	357.00	5.53	12.92	9.07	13.10	0.000805	1.88	190.33	41.63	0.28
Eje del Rio-agua	1580	PF 1	357.00	5.39	12.97	8.57	13.07	0.000360	1.40	254.86	47.96	0.19
Eje del Rio-agua	1560	PF 1	357.00	5.64	12.94	8.63	13.06	0.000436	1.50	238.76	47.34	0.21
Eje del Rio-agua	1540	PF 1	357.00	5.55	12.93	8.70	13.05	0.000497	1.53	233.84	49.84	0.22
Eje del Rio-agua	1520	PF 1	357.00	5.33	12.89	8.87	13.03	0.000717	1.67	213.39	52.40	0.26
Eje del Rio-agua	1500	PF 1	357.00	5.29	12.88	8.76	13.02	0.000705	1.67	213.70	51.56	0.26
Eje del Rio-agua	1480	PF 1	357.00	5.36	12.87	8.87	13.00	0.000677	1.60	222.82	56.74	0.26
Eje del Rio-agua	1460	PF 1	357.00	5.27	12.87	9.05	12.98	0.001331	1.44	247.53	71.16	0.25
Eje del Rio-agua	1440	PF 1	357.00	5.30	12.84	8.77	12.95	0.001484	1.45	245.84	76.39	0.26
Eje del Rio-agua	1420	PF 1	357.00	5.27	12.77	8.78	12.92	0.001310	1.68	212.62	46.54	0.25
Eje del Rio-agua	1400	PF 1	357.00	5.14	12.72	9.04	12.89	0.001541	1.83	195.54	43.39	0.27
Eje del Rio-agua	1380	PF 1	357.00	5.21	12.70	9.22	12.85	0.001548	1.73	207.40	52.18	0.27
Eje del Rio-agua	1360	PF 1	357.00	5.30	12.62	9.14	12.81	0.001788	1.92	185.57	42.07	0.29
Eje del Rio-agua	1340	PF 1	357.00	5.14	12.58	9.10	12.78	0.001810	1.97	181.21	39.71	0.29
Eje del Rio-agua	1320	PF 1	357.00	5.05	12.54	9.19	12.74	0.001874	1.99	179.30	39.91	0.30
Eje del Rio-agua	1300	PF 1	357.00	5.12	12.51	9.22	12.70	0.001800	1.92	186.09	44.07	0.29
Eje del Rio-agua	1280	PF 1	357.00	4.99	12.50	9.04	12.66	0.001485	1.78	201.33	46.77	0.27
Eje del Rio-agua	1260	PF 1	357.00	4.82	12.54	8.81	12.61	0.000699	1.12	318.61	84.35	0.18
Eje del Rio-agua	1240	PF 1	357.00	4.76	12.52	8.56	12.59	0.000652	1.22	292.26	63.98	0.18
Eje del Rio-agua	1220	PF 1	357.00	5.25	12.50	8.51	12.58	0.000370	1.27	281.24	65.95	0.20
Eje del Rio-agua	1200	PF 1	357.00	5.25	12.49	8.30	12.58	0.000307	1.26	283.89	57.77	0.18
Eje del Rio-agua	1180	PF 1	357.00	5.36	12.45	8.49	12.56	0.000540	1.48	240.59	58.06	0.23
Eje del Rio-agua	1160	PF 1	357.00	5.32	12.45	8.25	12.55	0.000400	1.40	255.16	53.56	0.20
Eje del Rio-agua	1140	PF 1	357.00	5.47	12.45	8.28	12.54	0.000390	1.36	263.46	57.33	0.20
Eje del Rio-agua	1120	PF 1	357.00	5.44	12.43	8.49	12.53	0.000445	1.40	255.78	58.93	0.21

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
Eje del Rio-agua	1120	PF 1	357.00	5.44	12.43	8.49	12.53	0.000445	1.40	255.78	58.93	0.21
Eje del Rio-agua	1100	PF 1	357.00	5.48	12.44	8.45	12.52	0.000353	1.26	284.11	65.12	0.19
Eje del Rio-agua	1080	PF 1	357.00	5.50	12.43	8.43	12.51	0.000348	1.24	288.26	66.71	0.19
Eje del Rio-agua	1060	PF 1	357.00	5.49	12.40	8.63	12.50	0.000472	1.39	256.42	61.79	0.22
Eje del Rio-agua	1040	PF 1	357.00	5.21	12.41	8.50	12.49	0.000380	1.27	281.14	67.24	0.20
Eje del Rio-agua	1000	PF 1	357.00	4.89	12.38	8.38	12.47	0.000803	1.33	268.29	60.57	0.20
Eje del Rio-agua	980	PF 1	357.00	4.56	12.36	8.44	12.45	0.000797	1.29	275.76	64.67	0.20
Eje del Rio-agua	940	PF 1	357.00	5.06	12.31	8.61	12.41	0.000962	1.40	255.33	61.21	0.22
Eje del Rio-agua	900	PF 1	357.00	4.42	12.22	8.66	12.36	0.001418	1.68	212.90	50.95	0.26
Eje del Rio-agua	860	PF 1	357.00	4.47	12.15	8.38	12.30	0.001502	1.73	206.18	47.89	0.27
Eje del Rio-agua	840	PF 1	357.00	4.17	12.15	7.85	12.27	0.000884	1.50	238.29	46.55	0.21
Eje del Rio-agua	820	PF 1	357.00	4.70	12.12	8.07	12.25	0.001053	1.59	223.94	44.98	0.23
Eje del Rio-agua	800	PF 1	357.00	5.07	12.08	8.42	12.22	0.001264	1.66	214.67	47.68	0.25
Eje del Rio-agua	780	PF 1	357.00	4.90	12.07	8.41	12.19	0.001069	1.55	229.83	50.20	0.23
Eje del Rio-agua	760	PF 1	357.00	4.91	12.04	8.44	12.17	0.001186	1.59	224.36	50.76	0.24
Eje del Rio-agua	740	PF 1	357.00	4.69	11.95	8.86	12.14	0.001975	1.90	187.94	47.93	0.31
Eje del Rio-agua	700	PF 1	357.00	4.08	11.85	8.51	12.08	0.001012	2.12	168.45	36.37	0.31
Eje del Rio-agua	680	PF 1	357.00	4.56	11.89	8.35	12.03	0.000749	1.65	215.75	56.19	0.27
Eje del Rio-agua	660	PF 1	357.00	4.73	11.91	8.15	12.01	0.000506	1.43	250.36	61.12	0.22
Eje del Rio-agua	640	PF 1	357.00	4.64	11.91	8.11	11.99	0.000417	1.31	272.30	65.78	0.21
Eje del Rio-agua	620	PF 1	357.00	4.43	11.90	8.05	11.99	0.000402	1.29	276.55	66.56	0.20
Eje del Rio-agua	600	PF 1	357.00	4.58	11.89	8.04	11.98	0.000393	1.33	268.87	60.61	0.20
Eje del Rio-agua	580	PF 1	357.00	4.57	11.72	8.62	11.95	0.001732	2.14	166.76	54.83	0.39
Eje del Rio-agua	560	PF 1	357.00	4.36	11.65	8.86	11.91	0.001319	2.30	155.28	36.73	0.36
Eje del Rio-agua	540	PF 1	357.00	4.65	11.56	8.94	11.88	0.001866	2.49	143.40	39.26	0.42
Eje del Rio-agua	520	PF 1	357.00	4.78	11.67	8.27	11.80	0.000628	1.62	220.77	52.36	0.25
Eje del Rio-agua	500	PF 1	357.00	4.46	11.66	8.24	11.79	0.000637	1.61	221.66	53.26	0.25
Eje del Rio-agua	480	PF 1	357.00	4.50	11.58	8.17	11.77	0.000977	1.93	184.93	45.69	0.31
Eje del Rio-agua	460	PF 1	357.00	4.86	11.58	8.56	11.73	0.001739	1.76	202.80	53.67	0.29
Eje del Rio-agua	440	PF 1	357.00	4.48	11.54	8.50	11.70	0.001819	1.79	199.63	53.21	0.29
Eje del Rio-agua	420	PF 1	357.00	4.16	11.50	8.64	11.66	0.001871	1.76	203.08	56.63	0.30
Eje del Rio-agua	400	PF 1	357.00	4.33	11.42	8.62	11.61	0.002475	1.93	184.58	54.89	0.34
Eje del Rio-agua	380	PF 1	357.00	4.43	11.36	8.61	11.57	0.002230	2.03	175.97	44.55	0.33
Eje del Rio-agua	360	PF 1	357.00	4.30	11.34	8.42	11.51	0.001895	1.84	194.53	51.21	0.30
Eje del Rio-agua	340	PF 1	357.00	4.33	11.26	8.42	11.46	0.002706	1.99	179.50	56.13	0.35
Eje del Rio-agua	320	PF 1	357.00	4.56	10.97	8.73	11.38	0.004196	2.81	126.94	29.87	0.44
Eje del Rio-agua	280	PF 1	357.00	4.80	11.00	8.46	11.20	0.002273	1.97	180.84	49.02	0.33
Eje del Rio-agua	260	PF 1	357.00	4.27	10.96	8.03	11.15	0.002005	1.90	187.66	48.31	0.31
Eje del Rio-agua	220	PF 1	357.00	4.56	10.84	8.29	11.06	0.002528	2.08	172.00	46.47	0.34
Eje del Rio-agua	200	PF 1	357.00	4.56	10.72	8.27	11.00	0.002971	2.32	153.79	38.74	0.37
Eje del Rio-agua	180	PF 1	357.00	4.54	10.55	8.50	10.92	0.004260	2.69	132.58	34.05	0.44
Eje del Rio-agua	160	PF 1	357.00	4.53	10.37	8.65	10.84	0.002721	3.03	117.81	31.26	0.50
Eje del Rio-agua	140	PF 1	357.00	4.73	10.25	8.80	10.77	0.003234	3.21	111.38	31.66	0.55
Eje del Rio-agua	120	PF 1	357.00	4.63	10.24	8.67	10.69	0.003045	2.98	119.97	36.92	0.53
Eje del Rio-agua	100	PF 1	357.00	4.51	10.18	8.53	10.63	0.002750	2.96	120.46	34.16	0.50
Eje del Rio-agua	80	PF 1	357.00	4.49	10.20	8.36	10.56	0.002015	2.65	134.48	35.85	0.44
Eje del Rio-agua	60	PF 1	357.00	4.47	10.17	8.12	10.51	0.002032	2.57	138.78	38.86	0.43
Eje del Rio-agua	40	PF 1	357.00	4.43	10.06	8.17	10.46	0.002220	2.81	127.15	32.84	0.46
Eje del Rio-agua	20	PF 1	357.00	4.42	9.87	8.56	10.39	0.003530	3.21	111.18	33.79	0.57
Eje del Rio-agua	0	PF 1	357.00	4.38	9.32	8.64	10.26	0.006505	4.28	83.33	25.27	0.75

3.1.1. MODELACIÓN HIDRÁULICA. RESUMEN DE RESULTADOS

Se podrá observar que los niveles de agua en algunas secciones son elevados, produciendo por tanto espejos de agua. En varios casos, el ancho total calculado sobrepasa el ancho del cauce (Top Width), debido a que se trata de zonas inundables. En la abscisa 1+670 donde está ubicado el puente proyectado con su longitud actual, el nivel de la línea de energía del agua casi al mismo nivel del terreno aledaño, lo cual corrobora la versión de los habitantes del sector que afirman que durante la temporada del niño el agua se mantiene en su sección actual confirmando que el porcentaje de caudal que se asumió es el correcto para el análisis del cauce del Rio Chimbo.

Se establece que el nivel máximo del sector del Rio Chimbo es de aproximadamente 13.00 msnm, según los resultados arrojados en la modelación con el programa HEC-RAS.

Es difícil establecer el galibo o tirante de aire y nivel inferior de la superestructura del puente, este parámetro depende mucho del material flotante que puede pasar por el sitio del punto, por ello, se dan valores indicativos que, como el presente caso, puede estar entre 1,0 y 2,0 m. Por lo visto en el sitio, existen evidencias de que el Rio Chimbo arrastra gran cantidad de material (palizadas) por lo que se recomienda un valor promedio de 2,00 m, a fin de facilitar el paso de dicho material. De esta forma el nivel inferior de la superestructura será 15.00 msnm.

3.2. SOCAVACIÓN

En aquellas secciones de un río por las que cruza un puente, pueden presentarse cinco tipos de diferentes de socavación que conjuntamente determinan la profundidad máxima a la que desciende al fondo de un cauce (Maza, 1967).- Sin embargo, desde al punto de vista práctica, son relevantes la socavación general y la local (pilas y estribos)

3.2.1. SOCAVACIÓN GENERAL MÉTODO DE LISCHTVAN – LEVEDIEV

El primer intento que se ha realizado para resolver, este problema se debe a investigadores soviéticos, cuya información disponible ha sido presentada por autores mexicanos como Maza (1967) y Juárez y Rico (1969).

El método conocido como Lischtván - Levediev se resume en las siguientes ecuaciones, discriminando los suelos del lecho del cauce como cohesivo y no cohesivo.

Para suelos cohesivos

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{\frac{5}{3}}}{0.60 \gamma_d^{1.18} \varphi \beta} \right]^{\frac{1}{1+x}}$$

Para suelos no cohesivos

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{\frac{5}{3}}}{0.68 d_m^{0.28} \varphi \beta} \right]^{\frac{1}{1+x}}$$

Donde

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

- Qd Caudal de diseño, m³/s
 μ Coeficiente de contracción
 Hm Profundidad media del flujo, Profundidad hidráulica en m.
 Be Ancho efectivo de la sección, en m
 Ho Profundidad inicial del flujo en la franja, en m
 β Coeficiente en función del período de retorno

$$\beta = 0.0973 \log T_r + 0.79$$

- ψ Peso específico de la mezcla agua – sedimento en suspensión, en Ton/m³

$$\psi = 1.51 \gamma_{mezcla} - 0.54$$

- γ_d Peso específico seco del material a la profundidad H_s, en Ton/m³
 d_m Diámetro medio de la partícula del material granular, en mm.
 X Exponente variable en función del peso específico seco o del diámetro medio de la partícula, dependiendo si el suelo del estrato es cohesivo o no cohesivo, respectivamente

$$x = 0.1363 \gamma_d^2 - 0.58 \gamma_d + 0.893$$

$$x = -0.0089 \log^2 d_m - 0.041 \log d_m + 0.395$$

- H_s Profundidad de la lámina de agua medida desde la superficie del agua (para Q_d) hasta el fondo erosionado, en m.

Tabla 3-6. Valores del coeficiente β

TABLA I: Valores del coeficiente β	
Probabilidad en porcentaje, de que se presenta el gasto de diseño	Coeficiente β
100	0.77
50	0.82
520	0.86
10	0.9
5	0.94
2	0.97
1	1
0.3	1.03
0.2	1.05

0.1	1.07
-----	------

Fuente del libro de socavación en cauces naturales Prof. N. Maza

Tabla 3-7. Valores de x y $1/1+x$, para suelos cohesivos y no cohesivos

TABLA II											
Valores de x y $1/1+x$, para suelos cohesivos y no cohesivos											
SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
γ_s	x	$\frac{1}{1+x}$	γ_s	x	$\frac{1}{1+x}$	D_m (mm)	x	$\frac{1}{1+x}$	D_m (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	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

Fuente de libro de socavación en cauces Naturales Prof. N. Maza

μ = Coeficiente de contracción que depende de la luz ente pilas cuyo valor se lo obtiene de la Tabla 3-8.

Tabla 3-8. Coeficiente de contracción μ

Velocidad media de la seccion (m/s)	Longitud libre entre dos pilas (claro) en metros													
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200	
menor que 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.93	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	

TOMADO DE LIBRO | TOMADO DE LIBRO SOCACACION EN CAUCES NATURALES

Prof. N. MAZA

Con base en lo expuesto y en el reporte geotécnico referente al perfil estratigráfico del lecho del cauce se procede a estimar la socavación general.

El mencionado perfil muestra que el primer estrato consiste en una estratificación heterogénea y suelos no cohesivos, cuya diferencia en el valor del peso específico entre los lados izquierdo y derecho, es prácticamente insignificante.

Tabla 3-9. Datos RIO CHIMBO para cálculo de socavación

Tr (años)	100
Cota de crecida (m)	12.53
Área de la sección(m ²)	194.09
Be (m)	42.10
Hm (m)	7.33
V m/s	1.21
Q de diseño (m ³ /s)	357.00
Distancia mínima entre pilas (m)	0.00
α	0.38
b	0.99
m	0.99
ψ	1.05
Diámetro de la partícula (mm)	0.15
Peso específico de la partícula Ton/m ³	0.00
Peso específico (agua más sedimento) Ton/m ³	1.05

En la tabla siguiente se presenta el cálculo de la socavación general con los datos del primer estrato, observando que la mayor ésta en 2.24 m por lo que no amerita continuar con los estratos inferiores, ya que el método es iterativo.

Tabla 3-10. Cálculo de la socavación general en Rio Chimbo método de Lischtván – Levediev

Puntos	Espejo de Agua	Ho	COTA	1/1+x	u	Hs	Socavación	COTA
0+000.00	13.00	0.00	13.00	0.71	0.99	0.00	0.00	13.00
0+005.00	13.00	0.00	13.00	0.71	0.99	0.00	0.00	13.00
0+010.00	13.00	0.00	13.00	0.71	0.99	0.00	0.00	13.00
0+015.00	13.00	0.62	12.38	0.71	0.99	0.51	-0.11	12.49
0+020.00	13.00	1.53	11.47	0.71	0.99	1.50	-0.03	11.50
0+025.00	13.00	3.69	9.31	0.71	0.99	4.25	0.56	8.75
0+030.00	13.00	6.23	6.77	0.71	0.99	7.89	1.66	5.11
0+035.00	13.00	7.20	5.80	0.71	0.99	9.36	2.16	3.64
0+040.00	13.00	7.33	5.67	0.71	0.99	9.57	2.24	3.43
0+045.00	13.00	7.33	5.67	0.71	0.99	9.57	2.24	3.43
0+050.00	13.00	4.50	8.50	0.71	0.99	5.37	0.87	7.63
0+055.00	13.00	0.98	12.02	0.71	0.99	0.88	-0.10	12.12
0+060.00	13.00	0.00	13.00	0.71	0.99	0.00	0.00	13.00
0+065.00	13.00	0.00	13.00	0.71	0.99	0.00	0.00	13.00
0+070.00	13.00	0.00	13.00	0.71	0.99	0.00	0.00	13.00
0+075.00	13.00	0.00	13.00	0.71	0.99	0.00	0.00	13.00
0+080.00	13.00	0.00	13.00	0.71	0.99	0.00	0.00	13.00

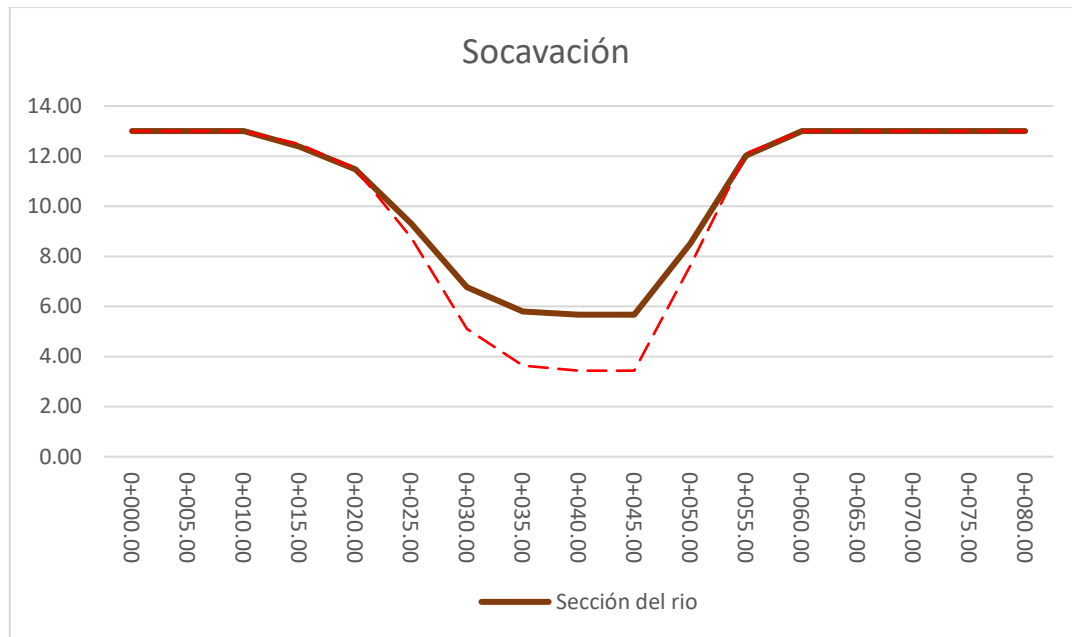


Ilustración 3-6. Socavación General método de Lischtván – Levediev

3.2.2. SOCAVACIÓN GENERAL POR EL MÉTODO DE STRAUB

La siguiente expresión se usa para tener un estimativo del posible descenso que sufrirá el fondo del cauce a una reducción en su sección transversal.

$$H_s = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} * h_1$$

$$D_s = H_s - h_1$$

Donde

B1 Ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción.

B2 Ancho de la superficie libre del cauce en la contracción.

h1 Tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción.

Puente sobre RIO CHIMBO

B1= 65.88 m (1+580)

B2= 54.00 m (1+600)

h1= 6.92 m

$H_s = ((65.88/54.00) ^{0.642}) * 6.92$

$H_s = 6.09m$

$D_s = 6.09m - 6.92 m = -0.83m$

De acuerdo con los resultados del cálculo de socavación por el método de Straub, se observa que hay socavación general de 0.83 m profundidad en el RIO CHIMBO.

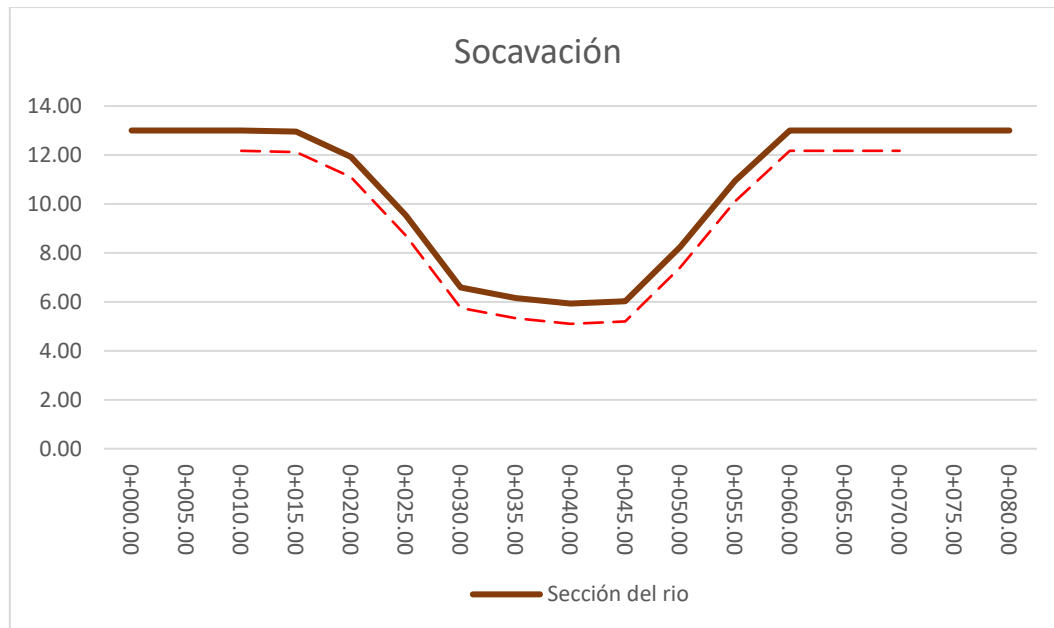


Ilustración 3-7. Socavación general por el método de Straub

3.2.3. DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILARES

La socavación de los pilares ocurre debido a la aceleración de flujo alrededor del pilar y la formación de los vórtices del flujo (conocido como el vórtice de herradura). El vórtice de herradura remueve el material desde la base del pilar, creando un foso de socavación. Según la profundidad de socavación incrementa, la magnitud del vórtice de herradura disminuye, reduciendo de ese modo, la tasa a la cual el material es removido del foso de erosión. Eventualmente se alcanza un equilibrio entre el material del fondo entrando y saliendo del foso, y el foso de erosión cesa de crecer.

Los factores que afectan la profundidad de la socavación local en un pilar son: la velocidad del flujo justo aguas arriba del pilar; la profundidad del flujo; el ancho del pilar; la longitud del pilar si es oblicuo al flujo; el tamaño y gradación del material del lecho; el ángulo de ataque del flujo; la forma del pilar; la configuración del lecho; y la formación de obstrucciones de hielo y material flotante (palizada).

El informe de HEC N°. 18 recomienda el uso de la ecuación de la Universidad del Estado de Colorado (CSU en sus siglas en inglés) (Richardson, 1990) para el cálculo de la socavación del pilar bajo ambas condiciones de lecho vivo y de aguas claras. La ecuación de la CSU es la ecuación por defecto en el software de HEC-RAS. Además de la ecuación de la CSU, una ecuación desarrollada por el Dr. David Froehlich (1991) ha sido también agregada como una alternativa en la ecuación de la erosión del pilar. La ecuación de Froehlich no es recomendada en el informe del HEC N° 18, pero se ha mostrado que compara bien con los datos observados, dando así buenos resultados.

Cálculo de la Socavación en Pilares con la Ecuación de la Colorado State University (CSU)

La socavación local en pilares de puentes es una función del tamaño del material del lecho, las características del flujo, las propiedades del fluido y la geometría del pilar. En general las ecuaciones que dan resultados similares son para erosión por lecho vivo en corrientes de lecho arenosos no cohesivos.

La ecuación de la CSU predice las profundidades máximas de socavación del pilar para ambos tipos de socavación: por lecho vivo y con aguas claras. La ecuación es:

$$y_s = 2.0K_1K_2K_3K_4a^{0.65}y_1^{0.35}Fr_1^{0.43}$$

Donde:

y_s = Profundidad de erosión en metros.

K_1 = Factor de corrección por la forma de la nariz del pilar.

K_2 = Factor de corrección por el Angulo de ataque del flujo.

K_3 = Factor de corrección por la condición del lecho.

K_4 = Factor de corrección por el acorazamiento del material del lecho.

A = Ancho del pilar en metros.

y_1 = Profundidad del flujo directamente aguas arriba del pilar en metros. Esto es tomado del resultado de distribución del flujo para la sección transversal justo aguas arriba del puente.

Fr_1 = Número de Froude directamente aguas arriba del pilar Esto es tomado del resultado de distribución del flujo para la sección transversal justo aguas arriba del puente.

Nota: Para pilares de nariz redondeada alineados con el flujo, la máxima profundidad de erosión está limitada como sigue:

$y_s \leq 2.4$ veces del ancho del pilar (a) para $Fr_1 \leq 0.8$

$y_s \leq 3.0$ veces del ancho del pilar (a) para $Fr_1 \geq 0.8$

Un factor de corrección adicional, K_w para el ancho de los pilares en aguas poco profundas puede ser aplicado para la ecuación de la CSU.

$$K_w = 2.58 \left(\frac{y}{a} \right)^{0.34} F^{0.65} \text{ para } \frac{V}{V_c} < 1$$
$$K_w = 1.00 \left(\frac{y}{a} \right)^{0.13} F^{0.25} \text{ para } \frac{V}{V_c} \geq 1$$

Debido a que este factor de corrección fue desarrollado basado en los datos limitados de laboratorio esto no está automáticamente estimado en el HEC-RAS. El usuario, sin embargo, puede manualmente aplicar este factor para el cálculo de la profundidad de erosión, o puede combinarlo con los factores de corrección (K_1 a K_4).

Tabla 3-11. Factor de Corrección K_1 (Nariz de Forma del Pilar)

Forma de la nariz del pilar	K_1
(a) Nariz cuadrada	1.1
(b) Nariz Redondeada	1.0
(c) Cilindro circular	1.0
(d) Grupo de cilindros	1.0
(e) Nariz puntiaguda (triangular)	0.9

El factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo, K₂, es calculado en el programa con la siguiente ecuación:

$$K_2 = \left(\cos \theta + \frac{L}{a} \sin \theta \right)^{0.65}$$

Donde:

L = Longitud del pilar a lo largo de la línea de flujo, en metros

θ = Ángulo de ataque del flujo, con respecto del pilar, en grados.

Nota: Si L/a es más largo que 12, el programa usa L/a = 12 como n máximo en la ecuación.

Si el ángulo de ataque es mayor que 90 grados, K₂ domina y K₁ debería ser fijado en 1.0 (el software lo hace automáticamente).

Tabla 3-12. Factor de Corrección K₂ (Ángulo de ataque del flujo)

θ	L/a = 4	L/a = 8	L/a = 12
0°	1.0	1.0	1.0
15°	1.5	2.0	2.5
30°	2.0	2.75	3.5
45°	2.3	3.3	4.3
90°	2.5	3.9	5.0

Tabla 3-13. Incremento en la profundidad de erosión del pilar, K₃, para la condición

Condición del lecho	Altura de la duna en metros	K ₃
Erosión de Aguas Claras	N/A	1.1
Lecho Plano y Flujo Antiduna	N/A	1.1
Dunas Pequeñas	0.6 > H ≥ 3.0	1.1
Dunas Medianas	3.0 > H ≥ 9.0	1.1 a 1.2
Dunas Grandes	H ≥ 9.0	1.3

El factor de corrección K₄ disminuye las profundidades de socavación por el acorazamiento del foso de socavación para los materiales del lecho que tiene un D₅₀ igual o mayor que 2mm y un D₉₅ igual o mayor que 20 mm). El factor de corrección resulta de la investigación reciente por A. Molinas en la CSU, la cual mostró que cuando la velocidad (V₁) es menor que la velocidad crítica (V_{c90}) del tamaño D₉₀ del material del lecho, y hay una gradación en el material del lecho, el D₉₀ limitará la profundidad de socavación. La ecuación desarrollada por J.S Jones de un análisis de los datos es:

$$K_4 = 0.4 (V_R)^{0.15}$$

$$V_R = [V_1 - V_{i50}] / [V_{c50} - V_{i95}]$$

$$V_{i50} = 0.645 [D_{50}/a]^{0.053} V_{c50} \dots$$

$$V_{i95} = 0.645 [D_{95}/a]^{0.053} V_{c95}$$

Donde:

V_R = Razón de Velocidad

V1 = Promedio de velocidad en el cauce principal o el área de la llanura de inundación en la sección transversal justo aguas arriba del puente. m/s.

Vi50= Velocidad más cercana requerida para iniciar la erosión en el pilar para el tamaño de grano D50 m./s.

Vi95 = Velocidad más cercana requerida para iniciar la erosión en el pilar para el tamaño de grano D95 m/s.

Ve50 = Velocidad crítica para el lecho de tamaño de grano 050. m/s.

Vc95 = Velocidad crítica para el lecho de tamaño de grano 095. m/s.

A= Ancho del pilar. en metros.

$$V_{c50} = K_u y^{1/6} D_{50}^{1/3}$$

$$V_{c95} = K_u y^{1/6} D_{95}^{1/3}$$

Donde:

y = Profundidad del agua justo de aguas arriba del pilar, en metros.

Ku = 6.19 para unidades del sistema internacional.

Tabla 3-14. Límites para tamaños del material del lecho y valores de K4

Factor	Mínimo tamaño del material del lecho	Mínimo valor de K4
K4	D ₅₀ ≥ 2 mm D ₉₅ ≥ 20 mm	0.4

3.2.4. DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS

La socavación local ocurre en estribos cuando los estribos obstruyen el flujo. La obstrucción del flujo forma un vórtice horizontal comenzando en el extremo aguas arriba de los estribos y corriendo a lo largo de la punta del estribo, y formando en consecuencia un vórtice vertical en el extremo aguas abajo del estribo.

El informe de HEC N° 18 recomienda dos ecuaciones para el cálculo de la socavación de estribo de lecho vivo. Cuando la longitud del terraplén mojado (L) dividido por la profundidad del flujo más cercano (y1) es más grande que 25, el informe del HEC N°18 sugiere usar la ecuación de HIRE (Richardson, 1990). Cuando la longitud del terraplén mojado dividido por la profundidad del flujo más cercano es menor que o igual a 25, el informe de HEC N°18 sugiere usar la ecuación de Froehlich (Froehlich, 1989)

Cálculo de la Socavación en Estribos con la Ecuación de HIRE

La ecuación de HIRE se aplica cuando la proporción entre la longitud proyectada del estribo y la profundidad de flujo es mayor a 25. (L / y1 > 25). La ecuación es la siguiente:

$$y_s = 4 y_1 (K_1 / 0.55) K_2 Fr_1^{0.33}$$

Donde:

ys = Profundidad de erosión en metros

y1 = Profundidad del flujo en la punta del estribo en la llanura de inundación

o en el canal principal en metros, tomado en la sección transversal justo aguas arriba del puente.

K1 = Factor de corrección por la forma del estribo, ver Tabla 23.

K2= Factor de corrección por el ángulo de ataque (θ) del flujo con el estribo.

$\theta = 90$ cuando los estribos son perpendiculares al flujo. $\theta < 90$ si el terraplén se orienta aguas abajo y $\theta > 90$ si el terraplén se mienta aguas arriba.

Fr1 = Número de Fraude basado en la velocidad y profundidad contigua y justo aguas arriba de la punta del estribo.

Tabla 3-15. Factor de Corrección por la Forma del Estribo, K1

Descripción	K ₁
Estribos de paredes verticales	1.00
Estribos de paredes verticales con alerones	0.82
Estribos inclinados	0.55

Las profundidades de socavación en los estribos determinadas por la ecuación de HIRE, se debe corregir por el tipo de estribo si se usa cualquier forma de estribo, excepto la de estribos inclinados. Esta corrección puede hacerse multiplicando la profundidad de socavación obtenida con la ecuación, por el factor K1 / 0.55, donde K1 se determina en el Tabla 3-15.

Cálculo de la Socavación en Estribos con la Ecuación de Froehlich

Froehlich analizó 170 mediciones de la socavación en lecho vivo en canales de laboratorio mediante análisis de regresión para obtener la siguiente ecuación:

$$y_s = 2.27 K_1 K_2 (L')^{0.43} y_a^{0.57} Fr_1^{0.61} + y_a$$

Donde:

y_s = Profundidad de erosión en metros.

K1 = Factor de corrección por la forma del estribo, ver Tabla 23.

K2 = Factor de corrección por el ángulo de ataque (θ) del flujo con el estribo. $\theta=90$ cuando los estribos son perpendiculares al flujo. $\theta<90$ si el terraplén se orienta aguas abajo y $\theta>90$ si el terraplén se orienta aguas arriba. $K1 = (\theta/90)^{13}$

L' = Longitud del estribo (terraplén) proyectado perpendicular al flujo, en metros.

y_a = Profundidad promedio del flujo en las llanuras de inundación en la sección de aproximación, en metros.

F r1 = Número de Fraude de las llanuras de inundación en la sección de aproximación.

$Fr=Ve/(gya)^2$

Ve = Velocidad promedio en e l flujo de aproximación $Ve=Qe/Ae$, m/s

Qe = Flujo obstruido por e l estribo y el terraplén en la sección de aproximación en m³/s.

Ae = Área de flujo de la sección de aproximación obstruido por el estribo y terraplén, m²

El estudio de socavación localizada se considera condiciones normales del agua: 20 °C de temperatura y l atmósfera de presión. A continuación, se presentan los resultados analizados en el programa el HEC-RAS.

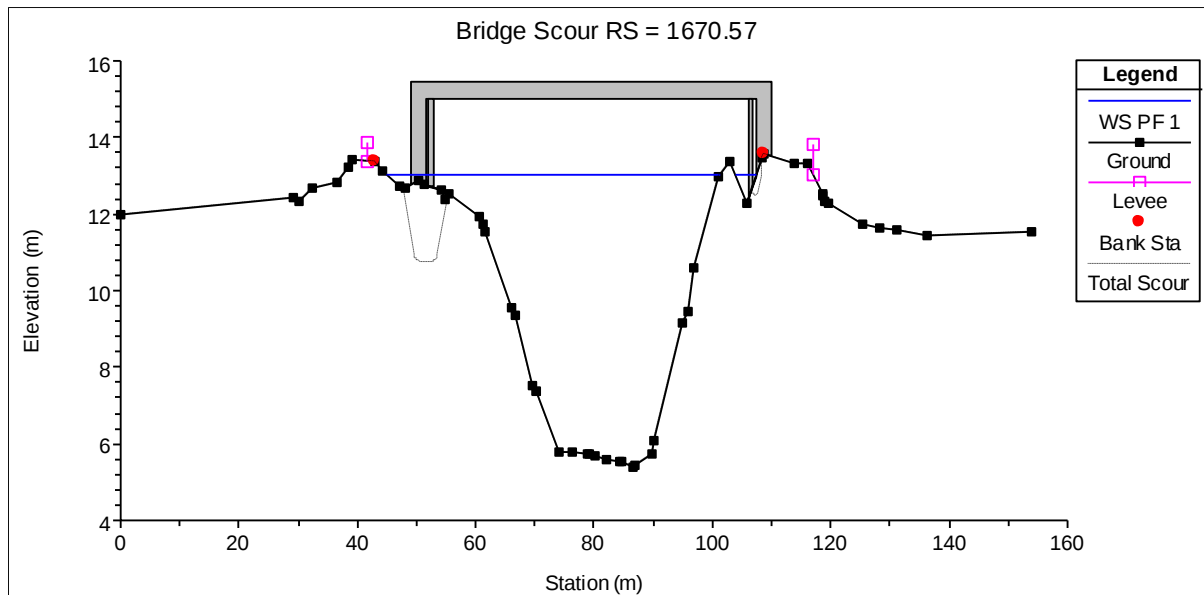


Ilustración 3-8. Sección Puente sobre el río Chimbo con Máxima socavación (HEC-RAS)

De acuerdo con los resultados del cálculo de socavación local en pilas por el programa HEC-RAS, se observa que la socavación en la pila derecha de 0.48 m profundidad y en la pila izquierda 2.02 m de profundidad en el RIO CHIMBO.

4. PROTECCION DE TALUDES

Para la determinación de la socavación general el Río Chimbo no ha sido modificada su sección, sin embargo, para el dimensionamiento de la protección se ha considerado una forma trapezoidal con un ancho de solera de 17 m y taludes 1:2.

Para determinar el espesor y la granulometría de los enrocados de protección se consideró la expresión recomendada por Maynard y publicada por el U.S. Army Corps of Engineers (USACE) as Engineering Manual No.1110-2-1601 (EM-1601) (USACE 1991).

$$d_{30} = y(S_f C_s C_v C_T) \left[\frac{(V_{dis})}{\sqrt{K_1 (S_{g-1}) g \gamma}} \right]^{2.5}$$

Donde

d_{30} = Tamaño de partícula para lo cual es 30% menor en peso (m).

d_{50} = 1.20 d_{30} .

Y = Profundidad local del flujo, (m).

S_f = Factor de seguridad (se recomienda un valor mínimo de 1.5).

C_s = Coeficiente de estabilidad varia de 0.3 a 0.375.

C_v = Coeficiente de distribución de velocidad, 1 para canales rectos y 1.25 para canales con turbulencia.

C_T = Coeficiente de espesor de enrocado, dado como función de la relación de uniformidad d_{85}/d_{15} , generalmente igual a 1.

V_{dis} = Velocidad de diseño.

K_1 = Factor de corrección de la pendiente lateral.

$$K_1 = \sqrt{1 - \left(\frac{\sin(\theta - 14^\circ)}{\sin(32^\circ)} \right)^{1.6}}$$

Donde

θ = Angulo de inclinación lateral en grados.

Sg= Gravedad específica de la roca (usualmente tomado como 2.65).

g = Aceleración debido a la gravedad, 32.2 ft/s² (9.81 m/s²).

El tamaño medio de la partícula está relacionado con el tamaño D30 mediante la siguiente relación $D50 = 1.2D30$, el tamaño máximo está determinado por la relación $D100 = 2D50$.

En la Tabla 4-1 se presentan los cálculos de la protección de los márgenes del río Chimbo:

Tabla 4-1. Tabla de cálculo de protección

Descripción	Datos	Unidad
Sf	2.50	
Cs	0.38	
Cv	1.25	
Ct	1.00	
Vdis	2.40	m/s
Sg	2.65	
g	9.81	m/s ²
Y	7.33	m
θ	26.57	grados
k1	0.87	
D30	0.23	m
D50	0.28	m
D100	0.56	m

Por efectos de la socavación que es grande tanto en la general como local se ha implementado una protección en el cauce en una longitud de 50.00 m aguas arriba y 100 m aguas abajo del eje del puente, el espesor del enrocado será de 0.60 m y se construirá un dentellón de 1.00 m de altura en el inicio y final del enrocado.

El enrocado se colocará en 2 capas con un tamaño máximo de 0.30 m y un tamaño mínimo de 0.20 m, en todo caso para mejorar su granulometría se estima que se debe realizar los ensayos de laboratorio correspondiente.

El diseño de la protección de la sección del canal por medio de la metodología Mynord presentada en la Publication de U.S. Army Corps of Engineers (USACE) as Engineering Manual No.11110-2-1601 (EM-1601) (USACE 1991).

El espesor de la protección de enrocado en la sección en las inmediaciones del sitio del puente sobre el Rio Cazadores, aguas arriba como aguas abajo será de acuerdo a lo especificado en el presente estudio.

El peso volumétrico seco del material de enrocado será de 180 Kg/m³, antes del revestimiento del enrocado se debe colocar una capa de Geotextil

Para una mejor distribución granulométrica del material de enrocado de protección se debe realizar los ensayos en laboratorio correspondientes.

Resumen de datos del puente:

Puente peatonal sobre El Río Chimbo

Luz del puente: 55.60 m aproximadamente

Cota de máxima creciente (T=100 años): 13.03 msnm

Galibo: 2.00 msnm

El nivel inferior del puente se ha considerado inicialmente en 15.03 msnm por condiciones topográficas y la sección del puente y cuyo nivel de agua obtenido con un periodo de retorno de 100 años es de 13.03 msnm, como se lo aprecia en la tabla de cálculo.

De acuerdo con los resultados de la modelación hidráulica, se observa que la socavación general se presenta una profundidad de 2.24 m y en la socavación localizada en los estribos para el lado izquierdo se obtiene una profundidad de 2.02 m y en el lado derecho una profundidad de 0.48m.

Debido al que la máxima creciente del rio se ve afectado por motivos de marea, se incluyó en el modelo de manera conservadora 0.5 m al nivel de agua analizado.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Chow, Ven Te, “Hidrología Aplicada”, 1994.
- Downing La Riva, “Desarrollo de una metodología para evaluar riesgos, orientada al mantenimiento de estructuras hidráulicas viales y estudio de alternativas para la toma de decisiones”. 1990.
- INAMHI, Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación. Actualización del estudio de lluvias intensas. 2015.
- Maza, Álvarez. “Introduction to river Engineering”. 1987.
- Molina, Felipe. “Estrategias para Mitigar el Impacto sobre Zonas Vulnerables a Inundaciones, causadas por el Calentamiento Global en la ciudad de Guayaquil”. 2010
- U.S. Departament of Transportation. “Hydraulics of Bridges Waterways”. 1973.

Elaborado:	Revisado:	Aprobado:
Ing. Willys Gordon Saltos	Ing. Humberto Pendola P.	Ing. Melanie Álvarez A.
Técnico en Hidráulica e Hidrología	Director de Proyecto	Administradora de Contrato