

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN
CRISTÓBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS,
GEOLOGÍA Y CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO
PARA CONTROL DE SOCAVACIÓN DE ESTRIBOS DEL
PUENTE MARITA DE LA CARRETERA SANCOS
SACCSAMARCA, PROVINCIA DE HUANCA SANCOS -
AYACUCHO

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

BACH. NILO ARMANDO QUISPE CCAHUIN

ASESOR:

Msc. ING. JAIME LEONARDO BENDEZÚ PRADO - UNSCH

AYACUCHO - PERÚ

2019



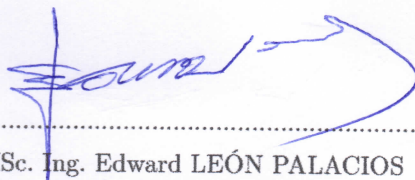
**UNIVERSIDAD
NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA**

*Real, Pontificia y Nacional
1677*

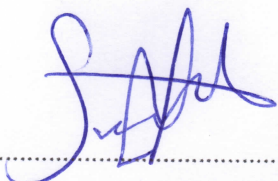
TESIS: "MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA CONTROL DE SOCAVACIÓN DE ESTRIBOS DEL PUENTE MARITA DE LA CARRETERA SANCOS SACCSAMARCA, PROVINCIA DE HUANCA SANCOS - AYACUCHO"

RECOMENDADO: 12 DE ABRIL DE 2019

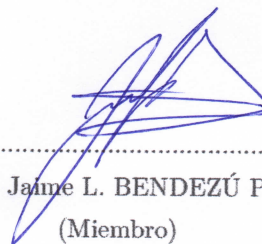
APROBADO: 23 DE MAYO DE 2019



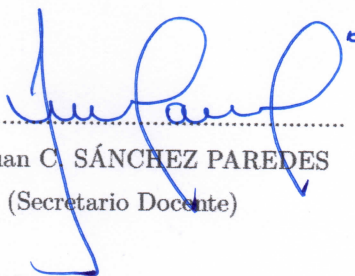
MSc. Ing. Edward LEÓN PALACIOS
(Presidente)



MSc. Ing. Saúl W. RETAMOZO FERNÁNDEZ
(Miembro)

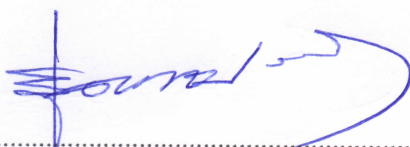


MSc. Ing. Jaime L. BENDEZÚ PRADO
(Miembro)

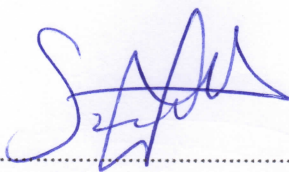


Arq. Juan C. SÁNCHEZ PAREDES
(Secretario Docente)

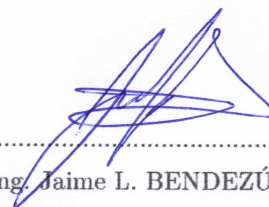
Según el acuerdo constatado en el acta, levantada el 23 de mayo del 2019, en la sustentación de tesis profesional, presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Sr. **NILO ARMANDO QUISPE CCAHUIN**, con el Trabajo Titulado “**MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA CONTROL DE SOCAVACIÓN DE ESTRIBOS DEL PUENTE MARITA DE LA CARRETERA SANCOS SACCSAMARCA, PROVINCIA DE HUANCA SANCOS - AYACUCHO**”, fue calificado con la nota de DIECISÉIS (16) por lo que se da la respectiva **APROBACIÓN**.



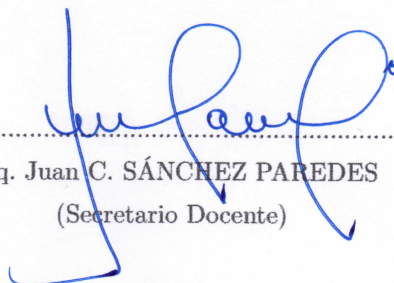
.....
MSc. Ing. Edward LEÓN PALACIOS
(Presidente)



.....
MSc. Ing. Saúl W. RETAMOZO FERNÁNDEZ
(Miembro)



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



.....
Arq. Juan C. SÁNCHEZ PAREDES
(Secretario Docente)

TESIS: MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA
CONTROL DE SOCAVACIÓN DE ESTRIBOS DEL PUENTE MARITA
DE LA CARRETERA SANCOS SACCSAMARCA, PROVINCIA DE
HUANCA SANCOS - AYACUCHO

NILO ARMANDO QUISPE CCAHUIN

Presentado a la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad
de Ingeniería de Minas, Geología y Civil, de la UNSCH - en cumplimiento parcial de
los requerimientos para optar el título de:

INGENIERO CIVIL

2019

Autor : Bach. Nilo Armando Quispe Ccahuin
Recomendado : Msc. Ing. Jaime Leonardo Bendezú Prado
Asesor de Tesis
Aceptado por : Dr. Ing. Jaime A. Huamán Montes
Decano de la FIMGC

© 2019; Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga (UNSCH), todos los derechos reservados. El autor de la investigación autoriza a la UNSCH - Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil (FIMGC), la reproducción de la tesis en su totalidad o en partes.

RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo fundamental realizar el modelamiento hidrológico e hidráulico para controlar la socavación de los estribos del puente Marita, que se ubica sobre el río Caracha en la carretera Sancos - Sacsamarca, considerando los caudales máximos para evitar el colapso de dicho puente con el análisis hidrológico de la cuenca del río Caracha hasta el punto de aforo que es el lugar donde se tiene el puente carrozable Marita, donde se inicia los estudios topográficos, el estudio hidrológico y el posterior tránsito hidráulico y así el análisis a nivel de Hidráulica Fluvial para finalmente derivar cierta cantidad de agua por un aliviadero y llegar a una conclusión. Para el presente trabajo fue necesario recopilar informaciones teóricas, obtener datos de la zona de estudio, datos de precipitaciones pluviales, levantamiento topográfico de la zona de estudio, estudio del suelo para el cálculo de la socavación, así como el estudio del material de transporte y software como el HEC HMS y el HEC RAS, con lo que se hizo un modelamiento hidráulico y así conocer los niveles de agua adecuado en el puente y el aliviadero respectivo. Concluyendo que reduciendo el paso del agua por debajo del puente y derivando la diferencia por una alcantarilla de alivio, se controlará la socavación de los estribos del puente Marita.

PALABRAS CLAVES: Control de socavación en puentes.

Abstract

The main objective of this work is to perform hydrological and hydraulic modeling to control the undermining of the Marita bridge over the Caracha river on the Sancos - Sacsamarca highway. The best results to avoid the collapse of this bridge with the hydrological analysis of the Caracha river basin to the point of view of this place where the carrozable Marita bridge is located, where the topographic studies, the hydrological study and the transit Hydraulic rear and hydraulic level analysis to finally get a certain amount of water through a spillway and reach a conclusion. For the present work it was necessary to gather theoretical information, obtain data from the study area, rainfall data, topographic survey of the study area with detail, study of soil for soil scouring, and soil study of material of transport and software such as HEC HMS and HEC RAS, with which he made a hydraulic modeling and thus know the adequate water levels in the bridge and the respective spillway. Concluding that reducing the passage of water below the bridge and deriving the difference by a relief culvert will control the undermining of the pillars of the Marita bridge.

KEY WORDS: Scour control on bridges.

INTRODUCCIÓN

La presente tesis es una investigación que tiene por objetivo realizar un modelamiento hidrológico e hidráulico y controlar la socavación de los estribos del puente Marita, que se ubica sobre el río Caracha en la carretera Sancos - Sacsamarca.

Por ello el motivo del presente trabajo se plantea hacer una revisión minuciosa del marco teórico correspondiente a la socavación de puentes, así también el análisis de los antecedentes y la evaluación al pie del estribo derecho del puente Marita, cálculo del caudal máximo, que con esta se hará un análisis a fin de identificar los problemas de socavación que pudiera ya presentar el puente, y finalmente plantear un diseño adecuado de la estructura de alivio para controlar los efectos de la socavación.

Dedicatoria:

A mi Esposa Yanet, mis Hijas Kassandra y Alessandra, Padres y Hermanos; mi gran reconocimiento y gratitud por sus apoyos incondicionales que me brindaron para concluir mis estudios universitarios.

AGRADECIMIENTOS

- ☞ A mi alma máter “Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga”, Escuela Profesional de Ingeniería Civil por su existencia, donde obtuve conocimientos para poder desempeñar en la vida profesional de Ingeniero Civil.
- ☞ Al Msc. Ing. Jaime Leonardo Bendezú Prado por su asesoría, apoyo, comprensión, sabiduría, experiencia y orientación profesional; para la culminación del presente trabajo de tesis.
- ☞ A los Docentes de la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil, por sus conocimientos que me brindaron a lo largo de mi formación universitaria.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
AYACUCHO, MAYO DE 2019

ÍNDICE GENERAL

	<i>Página</i>
Portada	I
Acta de Sustentación	II
Resumen	IV
Introducción	V
Dedicatoria	VI
Agradecimientos	VII
Índice General	VIII
Lista de Figuras	XIII
Lista de Tablas	XVI
1 Planteamiento del problema	1
1.1 Descripción del problema	1
1.2 Delimitación del problema	1
1.2.1 Espacial (geográfica)	1
1.2.2 Temporal	2
1.2.3 Temática y unidad de análisis	3
1.3 Formulación del problema.	3
1.3.1 Problema general	3
1.3.2 Problemas específicos	3
1.4 Justificación e importancia	3
1.5 Limitaciones de la investigación	4
1.6 Objetivos	4
1.6.1 Objetivo general	4
1.6.2 Objetivos específicos	4
2 Marco teórico	5
2.1 Antecedentes	5
2.1.1 Investigaciones internacionales	5

2.1.2	Investigaciones nacionales	6
2.2	Bases teóricas	7
2.2.1	Socavación	7
2.2.2	Ecuación generatriz de la socavación	8
2.2.2.1	Teorema de transporte de Reynolds	9
2.2.2.2	Ecuación de continuidad	9
2.2.3	Factores que influyen en la socavación	10
2.2.3.1	La geomorfología:	10
2.2.3.2	Granulometría:	11
2.2.3.3	Forma de las Partículas:	11
2.2.3.4	Peso Específico:	12
2.2.3.5	Geometría del Cauce:	12
2.2.3.6	Régimen de flujo:	13
2.2.3.7	Viscosidad del agua:	13
2.2.4	Formas de socavación	13
2.2.4.1	Socavación en lecho móvil	14
2.2.4.2	Socavación en agua clara	14
2.2.5	Tipos de socavación	14
2.2.5.1	Socavación a largo plazo	15
2.2.5.2	Migración lateral de la corriente	17
2.2.5.3	Socavación general	19
2.2.5.4	Socavación local	19
2.2.5.5	Socavación por contracción	22
2.2.5.6	Otras causas de socavación general	25
2.2.5.7	Socavación total	26
2.2.6	Criterio de Cálculo de la Socavación	31
2.2.6.1	Socavación General en Cauces Definidos	31
2.2.6.2	Socavación General en Cauces Indefinidos	36
2.2.6.3	Socavación Local en Pilas de los Puentes	38
2.2.6.4	Determinación de la socavación por contracción	40
2.2.7	Ancho estable del cauce	43
2.2.8	Modelación de la socavación	44
2.2.9	Alcantarilla de Alivio	48
2.2.9.1	Hidráulica de Alcantarillas	48
2.2.9.2	Descripción de las alcantarillas	48
2.2.9.3	Ubicación, Alineación y Pendiente de Alcantarillas	50
2.2.9.4	Formulación matemática de Alcantarillas	53

2.2.9.5	Cálculo de Tirante Normal y Tirante Crítico	62
2.2.9.6	Diseño de la Alcantarilla con HY-8.	64
2.3	Marco Conceptual.	65
2.3.1	Período de retorno	65
2.3.2	Gradiente hidráulico	65
2.3.3	Procesos fluviales	65
2.3.4	Degradación	66
2.3.5	Remoción en masa	66
2.3.6	Cauce	66
2.3.7	Estabilidad lateral	66
2.3.8	Caudal	67
2.3.9	Estribo	67
2.3.10	Avenida	67
2.3.11	Erosión	67
3	Método de la investigación	68
3.1	Enfoque	68
3.2	Alcance	68
3.3	Diseño de investigación	69
3.4	Población y muestra	69
3.4.1	Población	69
3.4.2	Muestra	69
3.5	Hipótesis	69
3.5.1	Hipótesis general	69
3.5.2	Hipótesis específicas	70
3.6	VARIABLES e indicadores	70
3.6.1	VARIABLES	70
3.6.2	Indicadores	70
3.7	Técnicas de recolección de datos	72
3.8	Técnicas estadísticas para el procesamiento de la información	73
3.9	Desarrollo del trabajo de tesis.	74
3.9.1	Ubicación de la zona de estudio	74
3.9.2	Ubicación del puente	74
3.9.3	Caracterización del Area de Estudio	75
3.9.3.1	Características del Río Caracha en el Sitio del Puente	75
3.9.3.2	Caracterización de la Cuenca	76
3.9.3.3	Generar la entrada al modelo hidrológico HEC-HMS	78

3.9.4	Importar el Modelo de la cuenca hacia el software HEC-HMS	80
3.9.5	Modelación con HEC-HMS	80
3.9.5.1	Datos de entrada	81
3.9.5.2	Modelo meteorológico	82
3.9.5.3	Especificaciones de control	83
3.10	Estudio Hidráulico	83
3.10.1	Introducción	83
3.10.2	Ecuaciones Gobernantes	83
3.10.2.1	Ecuación de Movimiento del flujo	83
3.10.2.2	Secciones Transversales en Cauces Naturales	84
3.10.2.3	Cálculo del Tirante Normal	85
3.10.2.4	Perfiles del Flujo Gradualmente Variado	85
3.10.2.5	Ecuaciones para el cálculo de perfiles	86
3.11	Simulación Hidráulica Con HEC-RAS	87
3.11.1	Datos para la Simulación de los ríos del Proyecto	87
3.11.2	Cálculo de la Pendiente del río Caracha	88
3.11.3	Determinación de los coeficientes de rugosidad de Manning	88
3.11.4	Simulación en Planta del tramo de estudio.	89
3.11.5	Perfiles Longitudinales con el Puente incluido	89
3.11.6	Simulación de flujo permanente a través del tramo de estudio.	90
4	Análisis de Resultados	91
4.1	Contrastación de la Hipótesis	91
4.1.1	Profundidades de socavación total en la sección del puente	100
4.1.2	Diseño de Alcantarillas de Alivio	101
4.1.3	Resultados obtenidos por el método del SCS	103
4.1.4	Resumen de Caudales máximos de la cuenca Caracha	109
4.1.5	Calibración del Modelo	110
4.1.6	Parámetros Hidráulicos	112
4.1.7	Socavación Generalizada en los Estribos del puente Marita.	113
4.2	Análisis e Interpretación de Resultados	115
4.2.1	Respecto a la Hidrología	115
4.2.2	Respecto a la Hidráulica	115
4.2.3	Respecto a la pila de Alcantarillas de Alivio	115
4.2.4	Respecto a la Socavación a los Estribos del puente Marita	115
	Conclusiones y Recomendaciones	116
	Conclusiones	116

Índice general

Recomendaciones	116
Referencias Bibliográficas	117
A. Apéndice	119

LISTA DE FIGURAS

1.1	Cuenca del río Caracha.	2
2.1	Cauce definido y cauce indefinido	11
2.2	Tipos de socavación	15
2.3	Tipos de socavación a calcular en un puente.	15
2.4	Efecto de la migración lateral de la corriente sobre un puente.	18
2.5	Comportamiento del flujo en una pila cilíndrica.	20
2.6	Mecanismo que produce la socavación local de estribos.	22
2.7	Caso 1a). Los estribos se proyectan dentro del cauce principal, Caso 1b). Los estribos están al borde del cauce principal y Caso 1c). Los estribos están alejados del cauce principal	24
2.8	Caso 2a). El puente reduce la sección del cauce principal, Caso 2b). El puente está sobre una sección estrecha del cauce principal.	24
2.9	Puente de alivio en la zona de inundación.	25
2.10	Puente de alivio sobre un cauce secundario.	25
2.11	Angulo de ataque del flujo.	29
2.12	Influencia del ángulo de ataque para flujos altos y bajos.	29
2.13	Influencia de la profundidad del agua sobre la socavación.	30
2.14	1). Perfil antes de la erosión, 2). Perfil de equilibrio tras la erosión.	32
2.15	Relación entre la erosión relativa y la profundidad relativa	39
2.16	Esquema de sección con perfil de socavación	46
2.17	Alcantarillas de torma circular, $D_{max}=15.80$ m.	49
2.18	Alcantarillas de forma elipse vertical, $F_{max}=6.40$ m.	49
2.19	Alcantarillas de forma abovedado, $L_{max}=7.62$ m, $F_{max}=4.24$ m.	49
2.20	Alineamiento horizontal de alcantarillas.	50
2.21	Pendiente de las alcantarillas.	52
2.22	Sección de flujo para control de ingreso en alcantarillas.	54
2.23	Tipos de control de ingreso en alcantarillas.	55
2.24	Curvas de control de ingreso en alcantarillas.	56

2.25	Sección de control de salida en alcantarillas.	58
2.26	Tipos de control de salida en alcantarillas.	59
2.27	Alcantarilla a flujo lleno con líneas de gradiente de energía hidráulica.	60
2.28	Alcantarilla circular.	63
2.29	Esquema del modelo de alcantarilla en HY-8.	64
3.1	Ubicación del Puente Marita.	75
3.2	Delimitación de la Cuenca Caracha.	76
3.3	Topográfico de la cuenca Caracha.	78
3.4	Definición de las subcuencas.	79
3.5	Esquema HEC-HMS en ArcMap 10.3.	80
3.6	Modelo hidrológico importado al HEC-HMS.	81
3.7	Modelo meteorológico de subcuencas en HEC-HMS.	82
3.8	Especificaciones de control en HEC-HMS.	83
3.9	Fuerzas Actuantes en un Fluido.	83
3.10	Sección Transversal en Cauces Naturales.	84
3.11	Esquema para superficie libre de agua.	86
3.12	Balace de Energía.	86
3.13	Datos para la simulación con HEC-RAS.	87
3.14	Planta del tramo de estudio.	89
3.15	Perfil longitudinal del tramo de estudio.	89
3.16	Simulación de flujo permanente en la seccion del puente Marita.	90
4.1	Socavación para $Tr=500$ años.	91
4.2	Socavación para $Tr=200$ años	92
4.3	Socavación para $Tr=100$ años	92
4.4	Socavación para $Tr=50$ años	93
4.5	Socavación para $Tr=25$ años	93
4.6	Socavación generalizada para $Tr=100$ años	95
4.7	Socavación generalizada para $Tr=50$ años	97
4.8	Socavación generalizada para $Tr=25$ años	99
4.9	Socavación local y contracción para $Tr=25$ años	100
4.10	Socavación local y contracción para $Tr=50$ años	100

Lista de Figuras

4.11	Socavación local y contracción para $Tr=100$ años	101
4.12	Datos de ingreso de la alcantarilla de alivio.	102
4.13	Resumen de resultados de diseño de la alcantarilla de alivio.	102
4.14	Perfil de agua en la alcantarilla de alivio.	103
4.15	Hidrograma en el puente Marita para $Tr=25$ años.	103
4.16	Hidrograma en la union J-3 para $Tr=25$ años.	104
4.17	Hidrograma de Transito del río Caracha Alta para $Tr=25$ años.	104
4.18	Resumen de resultados hidrológicos para $Tr=25$ años.	105
4.19	Hidrograma en el puente Marita para $Tr=50$ años.	105
4.20	Resumen de resultados hidrológicos para $Tr=50$ años.	106
4.21	Hidrograma en el puente Marita para $Tr=100$ años.	106
4.22	Resumen de resultados hidrológicos para $Tr=100$ años.	107
4.23	Hidrograma en el puente Marita para $Tr=200$ años.	107
4.24	Resumen de resultados hidrológicos para $Tr=200$ años.	108
4.25	Hidrograma en el puente Marita para $Tr=500$ años.	108
4.26	Resumen de resultados hidrológicos para $Tr=500$ años.	109
4.27	Descargas máximas en el puente Marita.	110
4.28	Gráfico altura de hidrómetro vs caudal	110
4.29	Aforo de caudal en el rio Caracha con correntómetro digital.	111
4.30	Gráfico de caudal y altura hidrométrica para caudales de $Tr=25$ años, $Tr=50$ años, $Tr=100$ años, $Tr=200$ años y $Tr=500$ años.	111
4.31	Resultados de la simulación hidráulica para $Tr=25$ años.	112
4.32	Resultados de la simulación hidráulica para $Tr=50$ años.	112
4.33	Resultados de la simulación hidráulica para $Tr=100$ años.	113

LISTA DE TABLAS

2.1	Valores del coeficiente β .	33
2.2	Valores de X para suelos cohesivos y no cohesivos.	34
2.3	Coficiente de contracción u	35
2.4	Valores de V_{c1} para suelos cohesivos, en m/seg. ($H = 1$ m)	37
2.5	Valores de V_{c1} para suelos no cohesivos, en m/seg. ($H = 1$ m)	37
2.6	Diámetros equivalentes a suelos granulares para suelos cohesivos	40
2.7	Valores de K_1	42
2.8	Formulaciones para estimar la velocidad crítica.	47
2.9	Coficientes empíricos para estimar la profundidad de socavación general.	47
3.1	Operacionalización de variables.	71
3.2	Área de cuenca Caracha.	77
3.3	Perímetro de la cuenca Caracha.	77
3.4	Pendiente media de la cuenca Caracha.	77
3.5	Longitud del cauce principal de la cuenca Caracha.	78
3.6	Pendiente del cauce principal de la cuenca Caracha.	78
3.7	Parámetros HEC-HMS en subcuencas.	81
3.8	Parámetros HEC-HMS en ríos.	81
3.9	Granulometría inherente a la zona de estudio.	88
4.1	Socavación generalizada para $Tr=100$ años.	95
4.2	Socavación generalizada para $Tr=50$ años.	97
4.3	Socavación generalizada para $Tr=25$ años.	99
4.4	Resumen de Caudales máximos de la cuenca Caracha.	109
4.5	Caudales medidos.	110
4.6	Caudales calculados.	111
4.7	Caudales máximos calculados.	113
4.8	Resultados de la socavación para $Tr=25$ años.	114
4.9	Resultados de la socavación para $Tr=50$ años.	114

Lista de Tablas

4.10 *Resultados de la socavación para $Tr=100$ años.* 114

“Una tesis es como una partida de ajedrez, tiene ciertos números de movimientos, pero desde el principio hay que estar capacitado para predecir los movimientos a efectuar con vistas a dar jaque mate al adversario”

— Umberto Eco

Capítulo

1

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción del problema

Un puente es una estructura vulnerable a diversos factores derivados de la acción de los agentes naturales.

La principal problemática a nivel mundial, en nuestro país y en nuestra Región desde el punto de vista de la hidráulica es que los estribos de los puentes y las pilas intermedias que soportan la estructura del puente y que están cimentadas sobre el lecho de un río, al paso de una creciente se ven afectadas por la socavación local.

Esto deriva que la estructura se vea en peligro de un colapso a causa de que el material que se encuentra en el fondo del río y al pie de la estructura, es extraído por el cambio brusco de velocidades dando como resultado que la pila o estribo del puente pierda profundidad en su cimentación o en el peor de los casos que quede totalmente al descubierto la zapata de cimentación.

En los periodos de lluvias, los estribos del puente Marita soportan las fuertes corrientes de agua del río Caracha, originándose socavaciones al pie del estribo derecho de dicha estructura, amenazando un colapso del puente Marita.

1.2 Delimitación del problema

1.2.1 Espacial (geográfica)

La zona del proyecto que contempla el presente estudio, se encuentra en la margen izquierda y derecha del río Caracha donde se encuentra el tramo de la carretera de Sancos a Saccsamarca, el río Caracha a su vez desemboca en el río Pampas.

La zona de ubicación del puente Marita, de acuerdo a la información cartográfica a escala 1:100,000 del IGN y la topográfica de detalle a escala 1:1500, corresponde a una en la cual el río ha formado un curso de agua sensiblemente recto y de media pendiente; esta ubicación corresponde aproximadamente a las siguientes coordenadas:

En coordenadas UTM (universal transversal de Mercator) es:

UTM este X: 573,406.00 m.
UTM norte Y: 8'458,155.00 m.
ALTITUD: 3,284.00 m.s.n.m.

El área de influencia que comprende el estudio, está constituida por el espacio geográfico delimitado por la cuenca Caracha que tiene un área de 2569.99 Km² y un perímetro de 446.60 km, en el cual se analizó el estudio hidrológico.

Para el estudio hidráulico se delimita la sección del río Caracha 300 m aguas arriba y 100 m aguas abajo del eje del puente Marita.

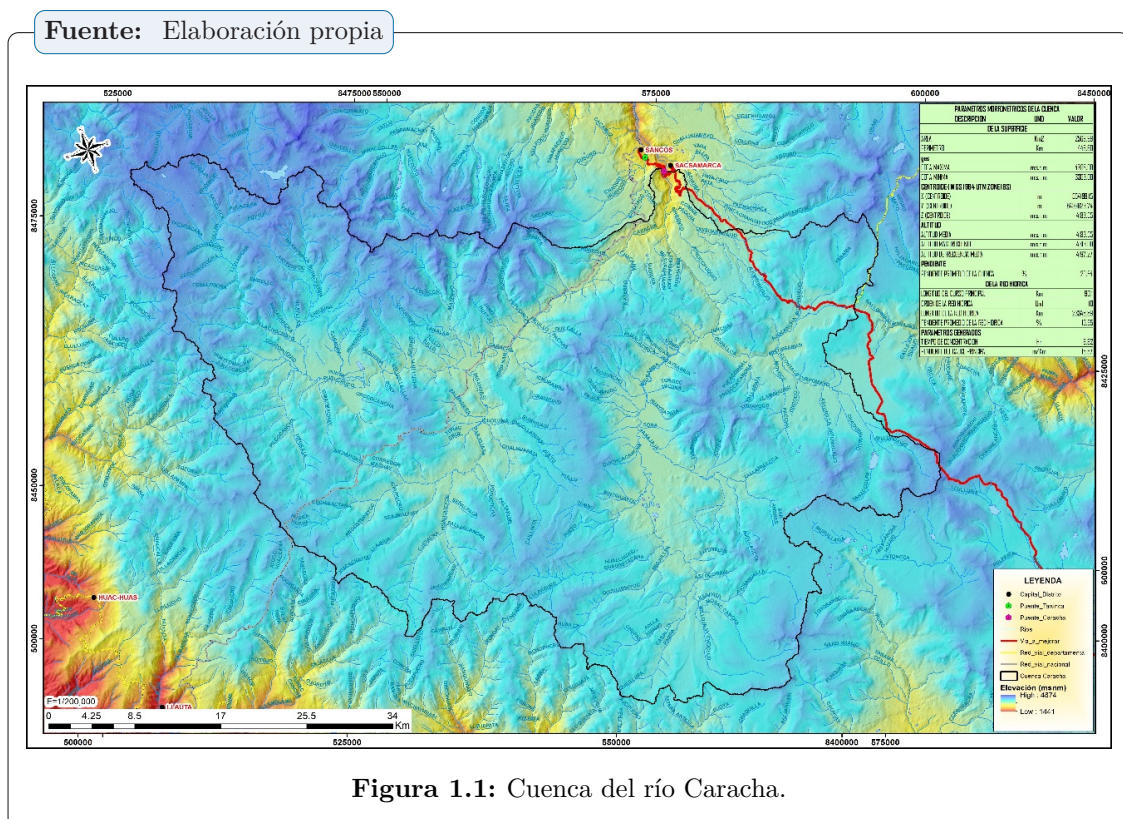


Figura 1.1: Cuenca del río Caracha.

1.2.2 Temporal

El presente estudio se evalúa en el año 2018, y los datos de precipitaciones proporcionado por SENAMHI desde el funcionamiento de las estaciones respectivas hasta el año 2016.

1.2.3 Temática y unidad de análisis

La temática a desarrollar, es evaluar la variabilidad del caudal y derivar agua por un aliviadero, que permite controlar la socavación al pie del estribo derecho del puente Marita, ubicado sobre el río Caracha; en la que se debe analizar la variación de la socavación con la variación del caudal y obtener un gálibo adecuado.

1.3 Formulación del problema.

1.3.1 Problema general

¿Cuáles son los criterios técnicos para realizar el modelamiento hidrológico e hidráulico para controlar la socavación de los estribos del puente Marita ubicado sobre el río Caracha, en la carretera Sancos - Sacsamarca?

1.3.2 Problemas específicos

1. ¿En qué medida la variación del caudal del río Caracha, influye en la variación de los parámetros de la socavación al pie de los estribos del puente Marita?
2. ¿En qué medida la morfología del lecho del río Caracha, influye en la variación de los parámetros de la socavación al pie de los estribos del puente Marita?
3. ¿En qué medida la dinámica de los cursos de agua del río Caracha, influye en la variación de la socavación al pie de los estribos del puente Marita?

1.4 Justificación e importancia

El río Caracha, por ser un río de la Sierra se caracteriza por descargar un flujo irregular, torrencioso y turbulento en sus épocas de crecidas, estando más propenso a generar socavamiento al pie de los estribos del puente Marita, actualmente el pie de los estribos del puente Marita presenta socavamiento considerable y esto se hace frecuente originándose en las temporadas de lluvias a pesar de la construcción de estructuras de protección de dicho puente. Es importante conocer la profundidad a la que puede llegar la socavación total, ya que es relevante para controlar dicha socavación al pie de los estribos del puente y poder derivar un determinado caudal de agua del río por un aliviadero.

1.5 Limitaciones de la investigación

En el Perú no se cuentan con estadísticas reales del número de puentes colapsados, pero se tiene el conocimiento de que un buen número de ellos han fallado a causa de este fenómeno. Así mismo hay escasas de estaciones meteorológicas en funcionamiento, así como hidrométricos que nos permitirían correlacionar los valores obtenidos.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo general

Plantear los criterios técnicos para realizar el modelamiento hidrológico e hidráulico y controlar la socavación de los estribos del puente Marita ubicado sobre el río Caracha, en la carretera Sancos - Sacsamarca.

1.6.2 Objetivos específicos

1. Determinar, cómo la variación del caudal del río Caracha influye en la variación de los parámetros de socavación al pie de los estribos del puente Marita.
2. Determinar, cómo la morfología del lecho del río Caracha influye en la variación de los parámetros de socavación al pie de los estribos del puente Marita.
3. Determinar, en qué medida la dinámica de los cursos de agua del río Caracha influye en la variación de socavación al pie de los estribos del puente Marita.

“No te ahogará por caerte en el mar, sino por no salir de él”

— Paulo Coelho

Capítulo

2

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

2.1.1 Investigaciones internacionales

Socavación al pie de muros longitudinales. (Borges, 2008)

Tesis en donde se estudia la socavación al pie de muros longitudinales en ríos de montaña, con el objeto de desarrollar una ecuación que permitió determinar la magnitud de dicha socavación. Con tal fin, se construyó un modelo físico que recrea las condiciones en las que se produce la socavación, tomando en cuenta parámetros tales como la pendiente del río, el tamaño de los sedimentos, el caudal, la longitud y el espesor del muro.

Metodología para calcular la profundidad de socavación general en ríos de montaña. (Barbosa, 2013)

Tesis en donde se comparan los resultados obtenidos por diferentes metodologías a partir de mediciones bienales de cambios en el lecho de un tramo del río Medellín, en el periodo 2001-2009. Tramo con condiciones morfológicas y sedimentológicas particulares de un río de montaña.

Se evaluaron las metodologías tradicionales para el cálculo de la socavación general, como son: Lacey, Blench, Lischtvan & Lebediev, Laursen, Maza Alvarez y Neill, y se compararon con los modelos hidrodinámicos unidimensionales (HEC-RAS y SRH-1D) capaces de modelar cambios en el lecho del río, a partir de ecuaciones de transporte de sedimentos aplicables a ríos de lecho con gravas.

Socavación en Pilas y Estribos del Puente Cuate II Nueva Italia-Arteaga km 160.312. (Osorio, 2008)

Tesis en donde se aplican los diversos métodos analíticos para cuantificar la socavación del puente en estudio, se comparan resultados y se realizan recomendaciones de reparación (cualitativas), se presenta la discusión acerca de los diferentes métodos expuestos, haciendo ver las ventajas o desventajas, en cuanto a su aplicación a los problemas reales. Además, se presentan los diferentes métodos desarrollados para estimar la profundidad de socavación en las pilas apoyadas sobre el material del lecho del río, se presentan los métodos que se consideran más eficientes para proteger las pilas contra la socavación local.

Inspección y Evaluación de la socavación de puentes y establecimiento de medidas de protección contra este fenómeno. (Alominia, 2013)

Tesis en donde se analiza la socavación general en el cauce del río, se emplearon los siguientes métodos: Lischtvan-Levediev y Neill; para el análisis de la socavación local en estribos, se emplearon los métodos de: Laursen, Hire y Melville y para el análisis de la socavación local en pilas, se emplearon los métodos de Carsten, Larras, Laursen y Toch, Breusers, Nicollet y Shen y el método de la CSU (Universidad estatal de colorado).

Para evitar el fenómeno de la socavación en pilas y estribos se proponen medidas de protección en cada puente como son: implantación de muros de gaviones, tratamiento con hormigón e implantación de enrocados; estas medidas fueron debidamente diseñadas para cada uno de los puentes objeto de la investigación.

2.1.2 Investigaciones nacionales

Estudio de socavación de la subestructura del puente y análisis de estabilidad-caso puente Nicolas de la ciudad de Lima en el 2017. (Chirinos, 2017)

Investigación donde se determina la influencia de la socavación general en el análisis de estabilidad de la subestructura del puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima.

Socavación alrededor de pilares de puentes en lechos granulares no cohesivos. (Gómez, 2010)

Investigación en el que se observa el comportamiento y la influencia de los parámetros adimensionales que intervienen en fórmulas planteadas para el cálculo de la socavación en pilares de puentes.

Socavación Local por chorros horizontales de agua, sobre lecho de suelo cohesivo. (Noa, 2004)

Investigación en el que se realiza un estudio teórico experimental del fenómeno de la socavación por chorros de agua horizontal, descargando tangencialmente, sobre un suelo cohesivo, a fin de establecer relaciones funcionales entre los parámetros que caracterizan el flujo, el suelo y las dimensiones del cuenco socavado.

Socavación al pie de estribos de puentes en lechos no cohesivos. (Venegas, 2011)

Investigación en el que se realizó pruebas de laboratorio del fenómeno de socavación al pie de estribos de puentes en lechos no cohesivos.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Socavación

La socavación es un proceso que resulta de la acción erosiva del flujo de agua que arranca y acarrea material de lecho y de las márgenes de un cauce, haciendo que disminuya el nivel del río por el incremento de su capacidad de arrastre de sedimentos. Este proceso ocurre cuando una corriente de agua encuentra un obstáculo, originándose un desequilibrio entre la cantidad de sedimentos aportados a una sección y la capacidad de transportar sedimentos fuera de ella, por lo cual, se modifican las condiciones de escurrimiento y se cambia la capacidad de arrastre en los alrededores de la obstrucción.

El fenómeno de socavación, se relaciona con dos de los problemas más complejos de la hidráulica, como son la mecánica de transporte de sedimentos, y la capa límite tridimensional. Según Einstein (Aguirre, 1980), la mecánica del transporte de sedimentos involucra las características presentes en el lugar en el que se está estudiando la socavación, ya que es un fenómeno en el cual se produce arrastre de partículas de diferentes propiedades; es un proceso mecánico complejo, pues distintas variables determinan la cantidad de sedimentos que puede acarrear una corriente. Hay modelos que permiten el cálculo del transporte de los

materiales del lecho, tanto por el fondo como en suspensión por separado. Otros métodos no toman en cuenta tal discriminación y determinan el transporte total de los materiales del lecho sin dividirlo en dos categorías, sino que lo toman como un todo. (Maza y García, 1992).

Ninguno de esos métodos es universal, pues todos han sido derivados para ciertas condiciones y características de flujo y de los sedimentos. La capa límite tridimensional tiene parte de su fundamento en las ecuaciones que gobiernan el flujo isotérmico y estacionario de un fluido newtoniano, despreciando los efectos gravitatorios y de compresibilidad; estas expresiones son las denominadas ecuaciones de Navier-Stokes, las cuales incluyen las ecuaciones de continuidad y de cantidad de movimiento.

Además, las grandes diferencias existentes entre los diferentes ríos y la variación en el tiempo de los factores dominantes en el proceso, hacen que la socavación sea un fenómeno inestable difícil de estudiar experimental o analíticamente, ya que modificaciones en el patrón de flujo producen modificaciones en la capacidad de transporte de sedimentos. Y por tal razón, se inducen alteraciones en el lecho que hacen variar de nuevo el patrón de flujo antes de haberse logrado el equilibrio. Es por esto, que en los estudios de socavación es necesario combinar los análisis teóricos con la información de campo y sobre todo con resultados de modelos físicos.

Usualmente, en la socavación que se produce al pie de un obstáculo se superponen los efectos relacionados con el régimen del río y los que producen la obstrucción por sí misma. (Borges, 2008).

2.2.2 Ecuación generatriz de la socavación

La socavación es un fenómeno hidrodinámico que es la causa más frecuente de falla que afecta las cimentaciones de los puentes. Dicho fenómeno es una combinación de distintos procesos, unos que se producen a largo plazo y otros transitorios por el paso de avenidas.

La forma general para la hipótesis y conceptos fundamentales usadas en la modelación matemática de ríos, son establecidas en las ecuaciones de flujo no permanente (unsteady) y no uniforme (non-uniform) para canales abiertos.

La estimación de la profundidad de socavación generalmente se basa en relaciones empíricas o modelación computacional, que aproxima numéricamente la solución de las ecuaciones de continuidad y transporte de sedimentos.

2.2.2.1 Teorema de transporte de Reynolds

El teorema de transporte de Reynolds, toma leyes físicas que normalmente se aplican a masas discretas de una sustancia y las aplica a un fluido que circula continuamente a través de un volumen de control. Para este propósito pueden distinguirse dos tipos de propiedades de los fluidos: propiedades extensivas, cuyos valores dependen de la cantidad de masa presente, y propiedades intensivas, que son independientes de la masa. Para cualquier propiedad extensiva B , puede definirse una correspondiente propiedad intensiva β como la cantidad de B por la unidad de masa del fluido; es decir, $\beta = dB/dm$. B y β pueden ser cantidades escalares o vectoriales, dependiendo de la propiedad en consideración. (Ven Te Chow, 1994).

El teorema de transporte de Reynolds relaciona la tasa de cambio con respecto al tiempo de la propiedad extensiva en el fluido, dB/dt , con las causas externas que producen este cambio. Considerándose el momentum del fluido; en este caso, $B = mV$ y $\beta = d(mV)/dm = V$

Bajo estas consideraciones, el teorema de transporte de Reynolds; esta expresado mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{dB}{dt} = \frac{d}{dt} \int \int \int_{v.c.} \beta \rho dV + \int \int_{s.c.} \beta \rho V \cdot dA \quad (2.1)$$

2.2.2.2 Ecuación de continuidad

La conservación de masa es el principio físico más útil en el análisis hidrológico y se requiere en casi todos los problemas aplicados. Las ecuaciones de continuidad que expresan este principio pueden determinarse para un volumen de fluido, para una sección transversal y para un punto dentro del flujo. La ecuación de continuidad integral es la base para la determinación de la socavación en lechos de ríos. (Ven Te Chow, 1994).

Ecuación de Continuidad Integral La ecuación de continuidad integral, se aplica a un volumen de fluido. Si la masa es la propiedad extensiva considerada en el teorema de transporte de Reynolds, entonces $B = m$ y $\beta = dB/dm = 1$. Por la ley de la conservación de la masa, $dB/dt = dm/dt = 0$; porque la masa, no se crea ni se destruye. Al asumir estos valores en el teorema de transporte de Reynolds ecuación 2.1; se obtiene:

$$0 = \frac{d}{dt} \int \int \int_{v.c.} \rho dV + \int \int_{s.c.} \rho V \cdot dA \quad (2.2)$$

Que es la ecuación de continuidad integral para un flujo no permanente de densidad variable.

Si el flujo tiene densidad constante, ρ puede sustituirse de los dos términos; además la integral $\int \int \int dV$ es el volumen de fluido almacenado en el volumen de control denominado S, luego el primer término en la ecuación 2.2, es la tasa de tiempo de cambio del almacenamiento dS/dt y el segundo término, el flujo neto, puede dividirse en flujo de entrada $I(t)$ y flujo de salida $Q(t)$; y la ecuación de continuidad integral, puede reescribirse de la siguiente manera:

$$\frac{dS}{dt} + Q(t) - I(t) = 0 \quad (2.3)$$

Que es la ecuación de continuidad integral para el flujo no permanente de densidad constante, la cual se aplica ampliamente para el cálculo de la socavación en lechos de canales y ríos.

2.2.3 Factores que influyen en la socavación

Los factores que influyen en la socavación pueden ser divididos en dos grandes grupos: las características del cauce (geomorfología, topografía y características del sedimento) y las del flujo (régimen de flujo y características del fluido). (Borges, 2008).

2.2.3.1 La geomorfología:

La geomorfología es la ciencia que estudia el cambio de la forma de la superficie terrestre a través del tiempo. Un río puede cambiar su profundidad, ancho, el curso y el régimen en forma temporal o progresiva. Cualquier efecto de contracción por presencia de obstáculos o la existencia de curvas alteran la morfología del cauce, produciendo un efecto de socavación.

Aunque los fenómenos de erosión pueden ocurrir naturalmente, también las actividades del hombre, tales como la explotación de la corriente, construcción de represas y estructuras, o las alteraciones del canal originan cambios importantes, alterando así el equilibrio natural del lecho. Todos los ríos aluviales tienen gran posibilidad de cambios de pendiente por la degradación o la sedimentación y normalmente se acomodan a su condición normal estable.

Dependiendo del patrón del canal, el cauce en un tramo o sección dado puede ser definido o indefinido. El canal se entiende como, la franja por donde corre el río en un momento determinado.

Cauce definido: cuando la corriente de estiaje fluye por un solo canal con límites bien demarcados. (figura 2.1).

Cauce indefinido: : cuando la corriente va por pequeños cauces o brazos que se entrecruzan en una misma sección transversal. (figura 2.1).

Fuente: Figura tomada desde (Borges Briceño, M. 2018)

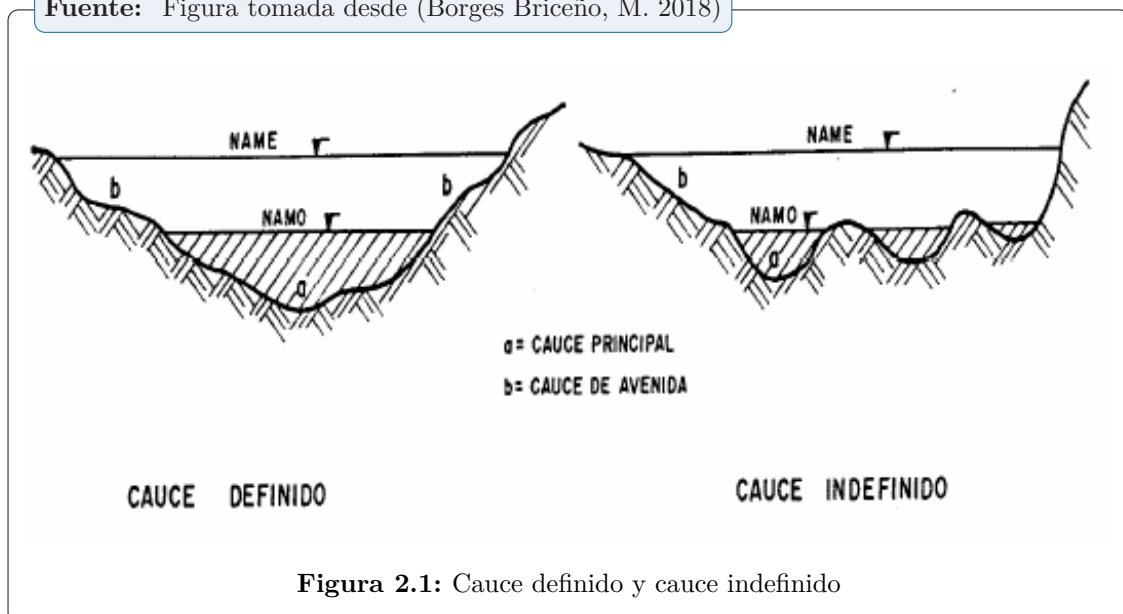


Figura 2.1: Cauce definido y cauce indefinido

2.2.3.2 Granulometría:

La curva granulométrica del material del lecho es fundamental en la determinación de los diámetros característicos de las partículas, ya que permiten establecer si se va a utilizar un solo diámetro como representativo para calcular la tasa de transporte de sedimentos o si se deben emplear intervalos de clase.

El material de fondo no es uniforme, por lo cual el sedimento puede presentar una gran variedad de diámetros, sobre todo en el caso de los ríos de montaña, en los que hay presencia de cantos rodados y piedras de gran tamaño mezclados con material arenoso, por lo cual se dificulta estimar el radio hidráulico.

En un río en pie de monte o de llanura se suele tener un tamaño de sedimento que es prácticamente uniforme y es aceptable utilizar un solo diámetro específico. Cuando esto no es posible, hay varios criterios para tomar la decisión sobre el diámetro más representativo. (Borges, 2008).

2.2.3.3 Forma de las Partículas:

La forma es una característica no muy importante para el fenómeno de la socavación, pero junto con el tamaño, define alguna de sus propiedades físicas. La forma se puede determinar a través de la redondez, la esfericidad y el factor de forma.

La redondez es la relación entre el radio medio de curvatura de las aristas de la partícula y el radio de la circunferencia inscrita en el perímetro de área máxima de proyección de la partícula.

La esfericidad es la relación entre el área superficial de una esfera de volumen equivalente y el área superficial de la partícula real. Una forma para estimar el área superficial de la partícula consiste en sumergirla en parafina líquida, la cual se adhiere a la superficie, con un espesor aproximadamente constante. Establecido el peso de la parafina adherida a la partícula y el espesor de la película se puede determinar el área de aquélla. (Borges, 2008).

2.2.3.4 | **Peso Específico:**

El peso específico relativo de un cuerpo, es la razón entre su peso y el de un volumen igual de agua destilada a la temperatura de $4^{\circ}C$. El peso específico absoluto es la relación entre peso y volumen.

El cuarzo es el mineral más común en la composición de los sedimentos transportados por el viento o el agua, aunque otros muchos minerales también forman parte de su composición. Es por esta razón que el peso específico relativo de la arena es muy próximo al del cuarzo (2650 kg/m^3) y éste es el valor que más frecuentemente se emplea. (Borges, 2008).

2.2.3.5 | **Geometría del Cauce:**

La geometría del cauce está representada por la pendiente longitudinal y por las características de la sección transversal.

☞ **Pendiente longitudinal:** es uno de los factores más importantes que inciden en la capacidad que tiene el cauce para transportar sedimentos, pues afecta directamente la velocidad del agua. En los tramos de pendiente fuerte, donde las pendientes son superiores al 3 %, las velocidades de flujo son tan altas que pueden mover, como carga de fondo, sedimentos de diámetros mayores a 5 cm, además de los sólidos que ruedan por desequilibrio gracias al efecto de lubricación producido por el agua.

En cauces naturales la pendiente longitudinal se mide a lo largo de la línea del agua, y no del fondo, debido a la inestabilidad e irregularidades del fondo. En los períodos que tienen un caudal más o menos estable es posible relacionar las pendientes con los caudales, utilizando registros de aforos.

☞ **Sección transversal:** en los cauces naturales las secciones transversales son irregulares y la medición de sus características geométricas se realiza con levantamientos topográficos. La línea que une los puntos más profundos de las secciones transversales a lo largo de la corriente se denomina thalweg. En las corrientes de lecho aluvial se observan continuas variaciones en las secciones transversales y en la línea del thalweg. Las magnitudes y frecuencias de estas variaciones dependen del régimen de caudales, de la capacidad de transporte de sedimentos, y del grado de estabilidad del cauce.

2.2.3.6 Régimen de flujo:

El régimen de flujo en un tramo particular de una corriente natural se clasifica en función del Número de Froude, el cual es una relación adimensional entre fuerzas de inercia y de gravedad. En el régimen supercrítico ($F > 1$) el flujo es de alta velocidad, propio de cauces de gran pendiente o ríos de montaña. El flujo subcrítico ($F < 1$) corresponde a un régimen de llanura con baja velocidad. El flujo crítico ($F = 1$) es un estado teórico en corrientes naturales y representa el punto de transición entre los regímenes subcrítico y supercrítico.

2.2.3.7 Viscosidad del agua:

La viscosidad del agua representa un factor importante en el estudio de los cauces naturales. Esta viscosidad depende principalmente de la concentración de la carga de sedimentos en suspensión, y en menor escala de la temperatura. En cauces limpios, o sea aquéllos en los que la concentración de sedimentos es menor del 10 % en volumen, el agua se puede considerar como de baja viscosidad (1 cent poise). En el caso extremo, cuando se conforman flujos de lodo, donde la proporción volumétrica entre el sedimento y el líquido sobrepasa el 80 %, la viscosidad es alta (4000 poises).

Las fórmulas empíricas de flujo en corrientes naturales se han desarrollado para corrientes de agua limpia, por lo tanto, las velocidades que se calculan con estas fórmulas resultan más altas que las velocidades reales cuando se aplican a flujos viscosos. (Borges, 2008).

2.2.4 Formas de socavación

Dos formas de socavación se presentan en un cauce según que haya o no haya movimiento de sedimentos desde aguas arriba: socavación en lecho móvil y socavación en agua clara.

2.2.4.1 Socavación en lecho móvil

Se presenta cuando hay transporte de sedimentos del lecho desde aguas arriba hasta el sitio del lugar de construcción de un puente, quedando por lo tanto parte de este sedimento atrapado en el hueco de socavación. (Freire & Ruilova, 2012).

2.2.4.2 Socavación en agua clara

Se presenta cuando no hay transporte de sedimentos del lecho desde aguas arriba al sitio del lugar de construcción de un puente, por la cual no hay reabastecimiento del hueco socavado. (Freire & Ruilova, 2012).

2.2.5 Tipos de socavación

Además de conocer la posición de la superficie libre del agua es necesario saber la posición del fondo del cauce alterado por causas naturales o artificiales. Tres tipos de socavación se tienen en cuenta al hacer la evaluación de la socavación en puentes:

- ☞ Socavación a largo plazo.
- ☞ Socavación por migración lateral de la corriente.
- ☞ Socavación general por contracción y otras causas.

Para predecir qué pasará con el fondo del cauce no existen métodos únicos ni precisos. Las profundidades de socavación local y general por contracción pueden ser estimadas, más que calculadas, por métodos empíricos desarrollados principalmente en laboratorio. Los otros dos tipos de socavación deben considerarse en una evaluación integral del puente y queda a juicio del ingeniero su estimación cualitativa, pues es difícil determinarlas por medio de métodos expeditos.

La dificultad, radica en la complejidad del transporte de sedimentos en un río. Se supone que los diferentes tipos de socavación se presentan independientemente el uno del otro por lo que al estimarse la socavación total deben sumarse los efectos de la socavación a largo plazo, la local y la general por contracción u otros factores, evaluándose además el efecto del posible movimiento lateral de la corriente. El interés por determinar los diferentes tipos de socavación radica en saber si la estructura corre algún riesgo y en establecer formas de protección.

Fuente: Figura tomada desde (Merville, B.W. 1975)

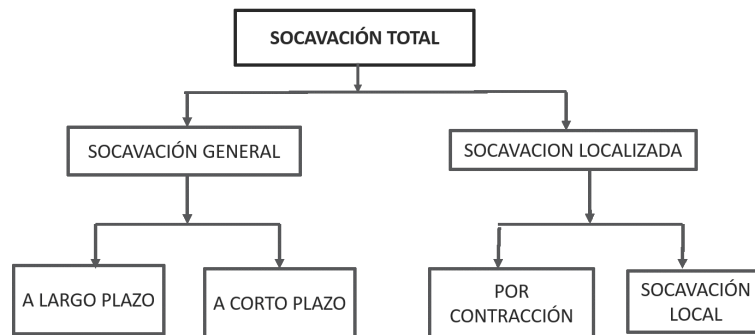


Figura 2.2: Tipos de socavación

Fuente: Figura tomada desde (Guevara Álvarez, M. 2016)

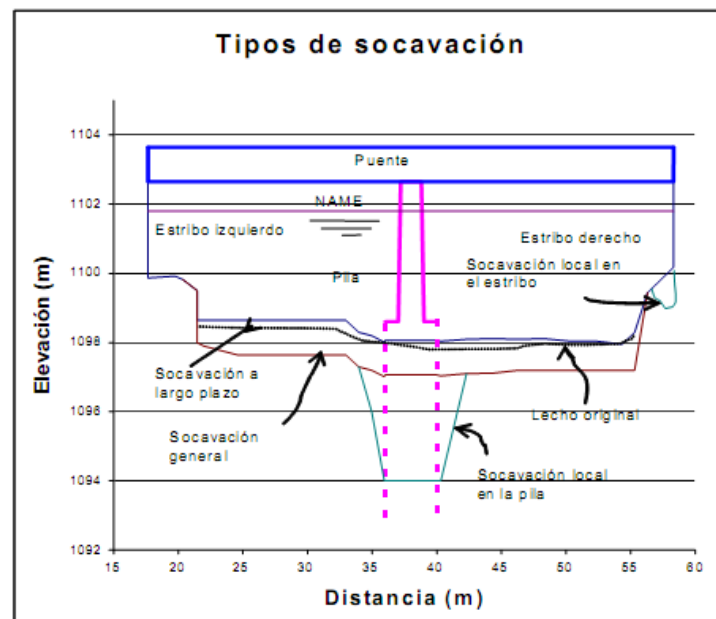


Figura 2.3: Tipos de socavación a calcular en un puente.

2.2.5.1 Socavación a largo plazo

La socavación del cauce a largo plazo, se refiere a la tendencia de la degradación que el lecho presenta a lo largo del tiempo, debido a causas externas, ya sean naturales o inducidas por el hombre, pero sin tenerse en cuenta eventos extremos o crecientes. Por no ser de naturaleza transitoria, o sea que no se presenta durante crecientes, la socavación a largo plazo se considera de tipo permanente. Algunos autores la llaman socavación general a largo plazo pues se manifiesta en grandes extensiones a lo largo del cauce. La elevación

del lecho del cauce cambia a través del tiempo debido a causas naturales o artificiales que afectan la zona donde el puente está ubicado o se va a construir como son: construcción de presas, corte natural o artificial de meandros, canalizaciones, cambios en el control aguas abajo (presas, formaciones rocosas, tributarios o confluencias), extracción de materiales, desviación del agua desde o hacia el cauce, movimientos naturales del cauce, modificaciones en el uso del suelo de la cuenca de drenaje (urbanización, deforestación, etc.).

El lecho puede estar en proceso de degradación afectando la estabilidad del puente, en proceso de agradación lo que sería benéfico para la estabilidad del puente desde el punto de vista de la socavación o en situación de equilibrio. Degradación se refiere al descenso o socavación del lecho del cauce debido al déficit en el suministro de sedimentos desde aguas arriba. El fenómeno opuesto es la agradación, la cual se refiere a la sedimentación de materiales erodados del cauce o de la cuenca en sectores aguas arriba de un cruce. La agradación del cauce no se tiene en cuenta en la evaluación de un puente por socavación. La agradación y la degradación a largo plazo no incluyen el relleno ni el descenso del lecho que pueden ocurrir en la zona del puente durante un evento extremo como una creciente. Como ya se explicó, solo incluye el efecto de las modificaciones hechas al cauce o a la cuenca ya sean en forma natural o artificial. Las socavaciones, general por contracción u otros factores y la local, sí están afectadas por las crecientes y se verán en forma independiente.

El problema del ingeniero es determinar la tendencia del cauce durante la vida útil de la estructura. Si las acciones son antiguas y el proceso está en curso, pueden existir signos de los cambios y también algunos datos históricos dan información importante sobre la magnitud y ritmo de la socavación y pueden ser más valiosos que cualquier otra clase de estimación basada en información y métodos inciertos. Los cambios a largo plazo se deben a modificaciones en la corriente o en la cuenca de drenaje, por lo que el ingeniero debe evaluarlos y tratar de predecir su influencia sobre la estabilidad del cauce en el sitio del puente basado en información existente en entidades relacionadas (información de los habitantes, reportes de puentes en la vecindad, secciones transversales en la zona, secciones de calibración para mediciones hidrológicas). Por ejemplo, gráficos de Nivel del agua vs Tiempo, para un caudal seleccionado pueden dar indicios de degradación del cauce a largo plazo. Si no existe información, se deben aplicar conocimientos de hidráulica fluvial analizando las condiciones de escorrentía en la cuenca (hidrología), el transporte de sedimentos hacia y en el puente (erosión), la capacidad de transporte de la corriente (hidráulica) y la respuesta del río (geomorfología).

Realizar predicciones de los cambios del lecho a largo plazo implica usar sistemas de evaluación de tercer nivel que incluyen: 1) análisis cualitativo basado en relaciones de geomorfología y de mecánica de ríos, 2) análisis geomorfológico basado en relaciones

cualitativas y cuantitativas para estimar el comportamiento probable de la corriente ante varias condiciones, 3) uso de modelos físicos y herramientas computacionales como el HEC-6. Ejemplos de técnicas cuantitativas para analizar cambios a largo plazo son: análisis de movimiento incipiente de sedimentos, análisis de posibilidad de acorazamiento, análisis de la pendiente de equilibrio y análisis de continuidad del sedimento. Los programas de computador modelan el paso del sedimento en el cauce y ajustan su geometría para reflejar desequilibrios en el suministro de sedimentos y en la capacidad de transporte. Los libros *Stream Stability at Highway Structures* (HEC-20, 2001) y *Highways in the River Environment* (Richardson E. V., Simons D. B. y Julien P. Y., 1990), son útiles para hacer evaluaciones a nivel 1 y 2. El programa HEC-6 puede obtenerse en la dirección electrónica www.hec.usace.army.mil/software/index.html. La información necesaria para correr este tipo de modelos incluye: geometría del cauce y laderas, geometría del puente, coeficientes de rugosidad, controles verticales tanto geológicos como estructurales, elevaciones del agua, hidrogramas de crecientes y a largo plazo, hidrogramas de los tributarios, granulometría de los materiales del lecho, suministro de sedimentos del cauce y tributarios, relaciones apropiadas de transporte de sedimentos y profundidades de los estratos aluviales.

Si la evaluación indica que el cauce se va a socavar a largo plazo, esta elevación final debe usarse como base a partir de la cual se consideran las socavaciones local y general.

2.2.5.2 Migración lateral de la corriente

La migración lateral del cauce principal de la corriente ocurre dentro de las zonas bajas inundables y puede afectar la estabilidad de pilas, estribos y las zonas de aproximación, o alterar la socavación total al cambiar el ángulo de ataque del flujo sobre las estructuras. Un ejemplo de migración lateral de la corriente se presenta en las curvas en que la capacidad de arrastre de los sólidos es mayor en la parte externa que en la parte interna lo que tiene gran influencia sobre la migración de la corriente. Este efecto es importante y debe ser tenido en cuenta en la construcción de puentes en curvas y en el diseño de sistemas de protección, figura 2.4.

Las corrientes son dinámicas por lo que las secciones de un cauce con concentración de flujo, están sujetas a desplazamiento permanente de las bancas. En ríos meándricos, el cauce se mueve tanto lateral como longitudinalmente hacia aguas abajo.

Fuente: Figura tomada desde (HEC-20, 2001)

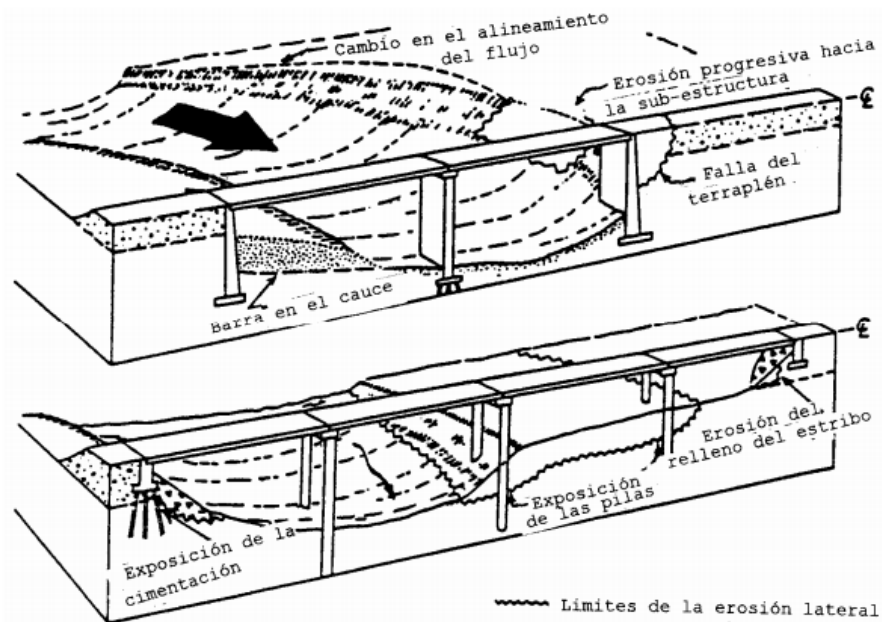


Figura 2.4: Efecto de la migración lateral de la corriente sobre un puente.

Por otro lado, los puentes son estructuras estáticas, que fijan la corriente en un lugar en tiempo y en espacio. Por esto, la migración natural que eventualmente ocurre en el cauce principal dentro del plano de inundación puede incrementar la socavación de las pilas, erodar los estribos o los accesos de la vía o cambiar la socavación total al cambiar el ángulo de ataque del flujo. Factores que afectan la estabilidad de un cauce también afectan la estabilidad de un puente.

Los factores que afectan la migración lateral de un cauce y la estabilidad de un puente son:

- ☞ Geomorfología de la corriente.
- ☞ Localización del ponteadero.
- ☞ Características del flujo.
- ☞ Características del material del lecho y los bancos.

Es difícil anticipar cuándo y cómo un cambio en el cauce va a ocurrir ya que puede ser gradual en el tiempo o ser el resultado de una creciente. Tampoco es fácil de predecir la dirección y la magnitud del movimiento. Las fotografías aéreas son muy útiles para evaluar estos cambios a través del tiempo. Es importante, al menos, considerar cambios potenciales en el cauce a la hora de diseñar nuevos puentes o proyectar medidas de control

para puentes existentes. La elevación de la fundación de las pilas o zapatas localizadas en zonas de inundación debe ser aproximadamente igual a la de aquellas localizadas en el cauce principal para prever movimientos laterales del río. Aspectos relacionados con el tema se discuten con mas detalles en textos como HEC-20 (2001).

2.2.5.3 Socavación general

La socavación general es el descenso generalizado del fondo del río como consecuencia de una mayor capacidad de la corriente para arrastrar y transportar sedimentos del lecho en suspensión durante crecientes. Ocurre a todo lo largo del río y no necesariamente se debe a factores humanos como la construcción de un puente o de otra estructura. El descenso del lecho puede ser uniforme o no uniforme a través de la sección transversal. El fenómeno es todavía poco conocido siendo lo único seguro las medidas de campo, pues los métodos de cálculo son apenas una lejana representación del comportamiento físico que ocurre en la realidad.

La socavación general más común es debida a la contracción del flujo que ocasiona la remoción de material a través de todo o casi todo el ancho del cauce por lo que si los métodos de cálculo de la socavación general se aplican para la sección de un puente, se está considerando incluido el efecto de la contracción del flujo y no deben duplicarse los efectos.

La socavación general difiere de la socavación a largo plazo (permanente) puesto que al ocurrir durante crecientes se considera de carácter transitorio o cíclico. Como se dijo, está causada principalmente por la contracción del cauce, pero también por otros factores como se verá en los párrafos siguientes.

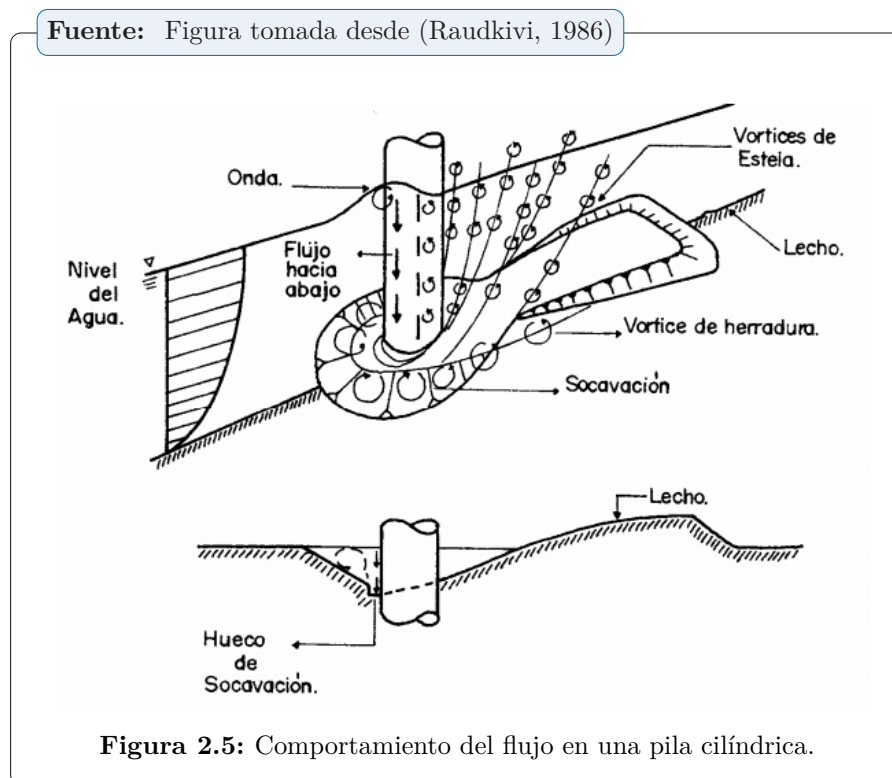
2.2.5.4 Socavación local

La socavación local se refiere a la remoción del material que circunda pilas, estribos, diques o terraplenes de acceso a un puente. Está causada por el cambio de dirección de las líneas de corriente, la turbulencia, la aceleración del flujo y los vórtices resultantes inducidos por la obstrucción al flujo. La socavación local puede presentarse bajo condiciones de agua clara o lecho móvil. El mecanismo que causa la socavación local ha sido estudiado por varios investigadores (Tison, 1940; Shen, H. W. y Schneider V. R. (1969); Melville, B. W., 1975; Breusers, H. N. C., Nicollet, G. y Shen, H. W., 1977; Raudkivi, A. J. y Ettema R., 1983, Raudkivi, A. J., 1986, y Dargahi, B. 1990), básicamente para pilas circulares bajo condiciones de flujo subcrítico, habiendo obtenido a veces conclusiones diferentes.

a) Socavación local en pilas

Tratando de sacar conclusiones entre las varias investigaciones realizadas, puede decirse que el mecanismo que produce la socavación está asociado a la separación tridimensional del flujo en la cara aguas arriba de la pila y a un vórtice periódico al pie de ella, (Dargahi, 1990). La acumulación de agua hacia aguas arriba de la obstrucción produce una especie de onda en la superficie y un flujo vertical hacia abajo que crea una fuerte gradiente de presiones, lo que ocasiona separación del flujo, como consecuencia de lo cual se origina un sistema de vórtices al pie de la pila llamados vórtices de herraduras que son los principales causantes de la socavación.

Bajo la acción de los vórtices, el sedimento es transportado de manera rotacional. El flujo hacia abajo al frente de la pila actúa como un jet vertical que forma un surco para luego girar 180°. El flujo hacia arriba combinado con los vórtices de herradura que se forman en la base de la pila, remueve el material del lecho y si la tasa de transporte de sedimento desde la zona de obstrucción es mayor que el aporte de sedimentos proveniente de aguas arriba, se crea el hueco de socavación.



El vórtice de herradura se extiende hacia aguas abajo de la pila hasta que pierde su identidad al confundirse con la turbulencia general del flujo. B. W. Melville (1975) describió los vórtices con su centro de bajas presiones como si fueran máquinas aspiradoras.

La separación del flujo a los lados de la pila crea otros vórtices más débiles, llamados vórtices de estela, que también se trasladan hacia abajo e interactúan con los vórtices de herradura haciendo que el lecho oscile lateral y verticalmente. La influencia de estos vórtices cesa rápidamente a medida que se alejan de la pila hacia aguas abajo. Por esto, aguas abajo de la pila generalmente se presenta sedimentación. (Raudkivi, 1986).

Indicio de la existencia de vórtices de estela es la presencia de material orgánico muy liviano que tiñe las aguas de color café.

En la mayoría de los puentes, la socavación producida por los vórtices débiles es insignificante y en muchos casos no existe pues como se mencionaba anteriormente, la tendencia general es que aguas abajo de la pila se deposite el sedimento removido por los vórtices de herradura. Sin embargo, puede llegar a ser de gran magnitud en cauces aluviales de arena fina con condiciones de agua clara y debe considerarse especialmente cuando un puente se construye inmediatamente aguas abajo de otro. (Stevens, Gasser & Mohamed, 1991).

La socavación producida por los vórtices de estela se incrementa por la influencia de la intersección de dos corrientes. El peligro de presentarse huecos de socavación aguas abajo de una pila estriba en que pueden moverse hacia aguas arriba poniendo en peligro la estructura.

Investigaciones hechas sobre dos puentes en el Río Nilo en el Cairo, muestran problemas de socavación causados por dos corrientes de vórtices que parten de pilas adyacentes y que se interceptan aguas abajo de las estructuras. Parece ser que la construcción de la gran presa de Assuán fue la causa de los vórtices que produjeron la socavación en dichos puentes.

La socavación local se presenta en condiciones de agua clara o en lecho móvil. Para socavación en lecho móvil, el equilibrio eventualmente se restablece y la socavación cesa cuando el material que es transportado desde aguas arriba se equilibra con el que es removido del hueco. Para socavación en agua clara, la socavación cesa cuando el esfuerzo cortante causado por el vórtice iguala el esfuerzo cortante crítico del sedimento que conforma el lecho y por lo tanto no existe más remoción de sedimentos del hueco socavado.

b) Socavación local en estribos

La socavación en estribos se ha investigado menos que en pilas, pero se piensa que está afectada por los mismos fenómenos que causan la socavación local en pilas como son:

la separación del flujo y vórtices de herradura que remueven partículas localmente. La socavación local se produce en los estribos que obstruyen el paso del agua. Esta obstrucción forma un vórtice de eje horizontal que empieza en la parte aguas arriba y corre a lo largo del pie de la estructura y un vórtice de eje vertical al final de la misma. El vórtice al pie del estribo es muy similar al vórtice de herradura de las pilas y el vórtice al final es similar a los vórtices de estela más débiles que se forman aguas abajo. El caso de la socavación en estribos requiere todavía de mas estudios pues carece de soluciones confiables y completas, (Melville, 1992).

Fuente: Figura tomada desde (HEC-18, 2001)

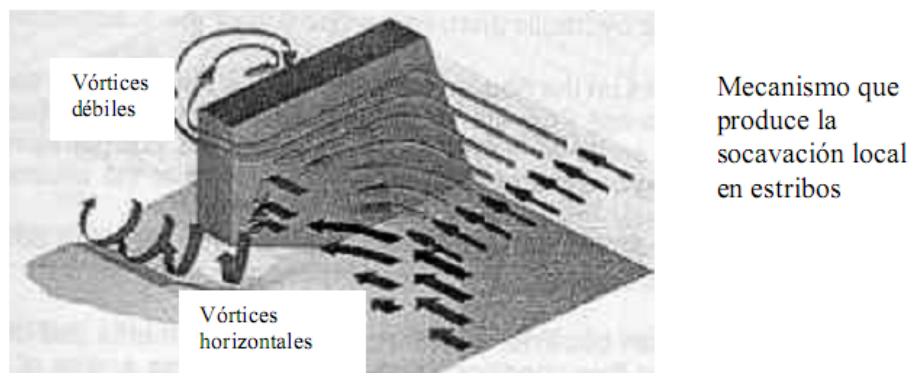


Figura 2.6: Mecanismo que produce la socavación local de estribos.

2.2.5.5 Socavación por contracción

La socavación por contracción es causada principalmente por la disminución del ancho del flujo ya sea por causas naturales o artificiales o por el cambio en el control aguas abajo de la elevación de la superficie del agua. La causa más común de socavación por contracción es la reducción de la sección del flujo por los terraplenes de acceso al puente y en menor grado por las pilas que bloquean parte de la sección recta. La obstrucción es grande si los terraplenes se proyectan hasta el cauce principal o si interceptan amplias zonas de inundación.

Una disminución en la sección mojada implica aumento de la velocidad media del agua y del esfuerzo cortante. Por lo tanto, se presenta aumento en las fuerzas erosivas en la contracción ocasionando que la cantidad de material del lecho que es removido supere al que es transportado hacia el sitio. El aumento en velocidad produce el incremento en el transporte de material haciendo que el nivel del lecho descienda, que la sección mojada aumente, por lo que la velocidad y el esfuerzo cortante nuevamente disminuyen, haciendo que el equilibrio del río se vaya restableciendo con el tiempo. Esta situación de equilibrio se da cuando el material que es removido es igual al material que es transportado hasta el sitio en consideración.

La socavación por contracción se presenta en agua clara o en lecho móvil. La Socavación por contracción en lecho móvil ocurre típicamente durante el aumento de niveles del agua. El relleno de los huecos de socavación ocurre durante el período de descenso del agua. La socavación en agua clara ocurre durante períodos de bajo o moderado caudal y cambia a socavación en lecho móvil si se presentan caudales de creciente. Esta naturaleza cíclica crea dificultades en medir la socavación por contracción después de un evento extremo.

La socavación por contracción en agua clara se presenta también en el caso de que los estribos y los terraplenes de acceso al puente restrinjan el flujo de agua en la planicie, ya que en esta zona no existe prácticamente transporte de materiales de lecho.

Otros factores que causan socavación por contracción son:

- ☞ Contracciones naturales de la corriente.
- ☞ Zonas de aproximación al puente que obstruyen las planicies de inundación.
- ☞ Islas o barras de sedimentos en el puente, aguas arriba o aguas abajo.
- ☞ Acumulación de basuras o hielo.
- ☞ Crecimiento de vegetación en el cauce, en las bancas, o en la zona de inundación.
- ☞ Flujo a presión en el puente.

Cuatro casos básicos de contracción se van a ilustrar a continuación.

Caso 1) Existe flujo sobre los bancos del río y es forzado por los accesos al puente a regresar al cauce principal.

Caso 1a) El cauce principal del río se ha reducido porque los estribos del puente se proyectan dentro del cauce.

Caso 1b) No existe contracción del cauce principal pero el flujo en la zona de inundación está completamente obstruido por los estribos y los terraplenes de acceso.

Caso 1c) Los estribos están retirados del cauce principal pero hay obstrucción al flujo.

Fuente: Figura tomada desde (HEC-18, 1993)

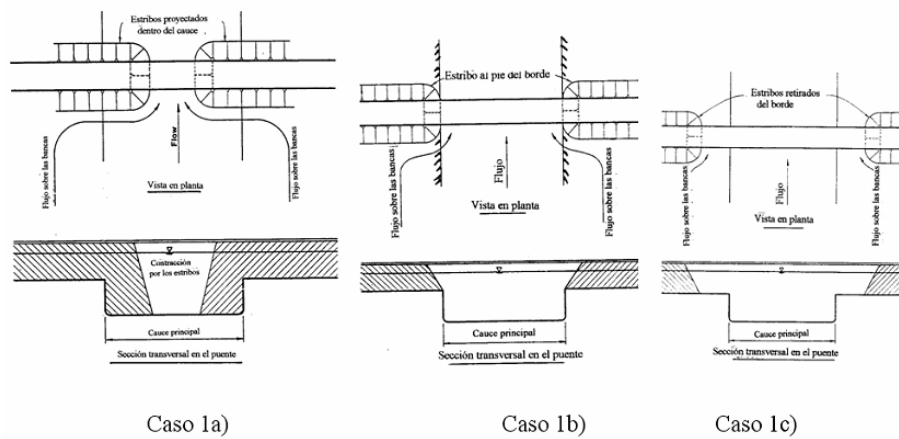


Figura 2.7: Caso 1a). Los estribos se proyectan dentro del cauce principal, Caso 1b). Los estribos están al borde del cauce principal y Caso 1c). Los estribos están alejados del cauce principal

Caso 2) El flujo está confinado en el cauce principal. El ancho del cauce principal está reducido por la estructura del puente, o porque el puente está situado en una sección estrecha del cauce.

Fuente: Figura tomada desde (HEC-18, 1993)

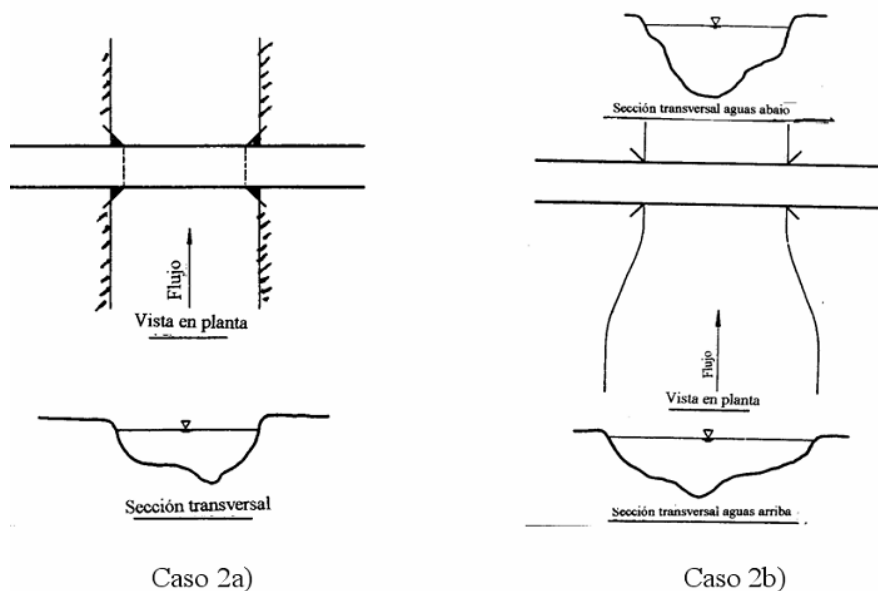


Figura 2.8: Caso 2a). El puente reduce la sección del cauce principal, Caso 2b). El puente está sobre una sección estrecha del cauce principal.

Caso 3) Existe un puente de alivio en la zona de inundación que presenta poco o nada material de Transporte.

Fuente: Figura tomada desde (HEC-18, 1993)

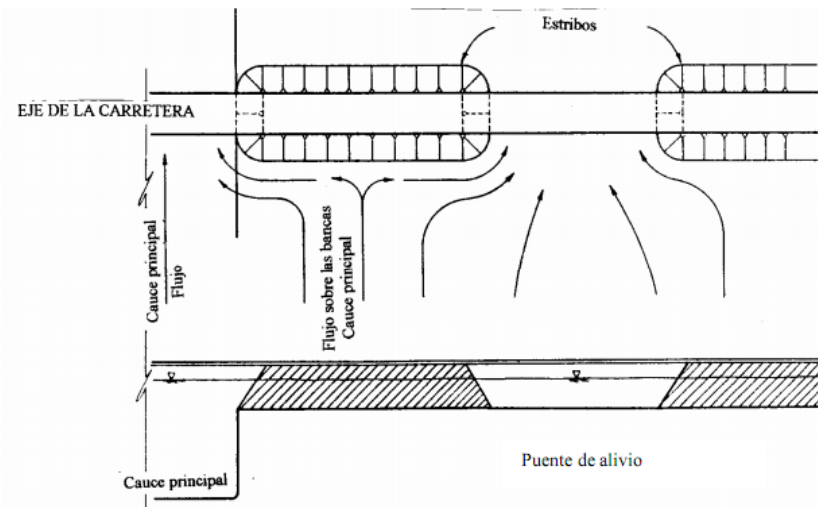


Figura 2.9: Puente de alivio en la zona de inundación.

Caso 4) Puente de alivio sobre un cauce secundario.

Fuente: Figura tomada desde (HEC-18, 1993)

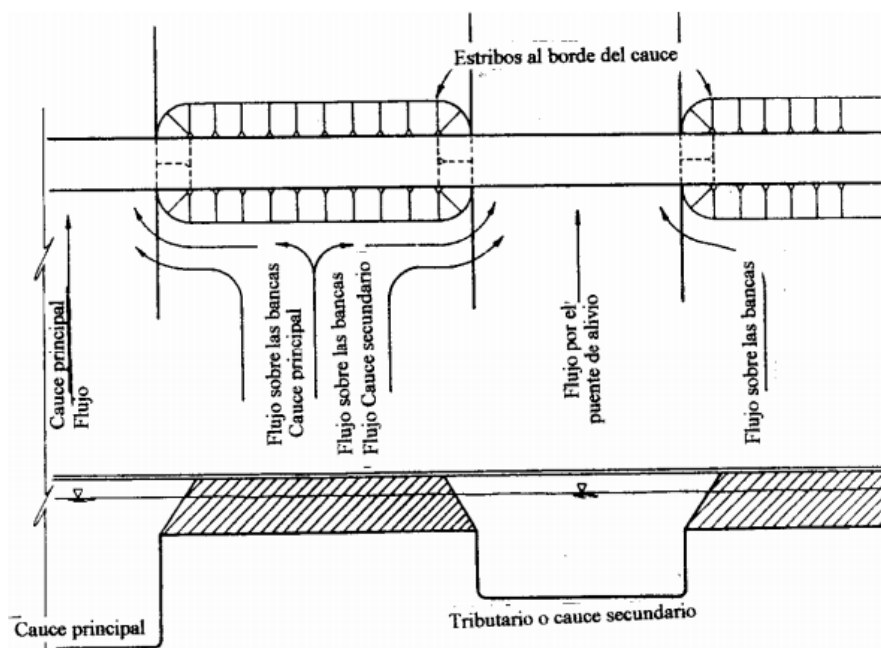


Figura 2.10: Puente de alivio sobre un cauce secundario.

2.2.5.6 Otras causas de socavación general

Otras condiciones de socavación general resultan de las características relacionadas con la corriente (recta, meándrica o entrenzada), controles variables del flujo aguas abajo,

flujo en codos, confluencias y otros cambios que causen degradación del cauce. En un cauce, la profundidad del flujo es usualmente mayor en la orilla cóncava (externa) de una curvatura en donde ocurre descenso de la cota del fondo y aumento de la velocidad como consecuencia de la corriente helicoidal que se forma por sobreelevación del agua que produce la fuerza centrífuga, por lo que la socavación general se va a concentrar en esta zona. La velocidad máxima del lado externo está entre 1.5 y 2.0 veces la velocidad media del cauce, (HEC-18). Se ha observado que esta profundidad de socavación es del orden de 1 a 2 veces la profundidad media del flujo.

Además, el thalweg se puede mover durante crecientes haciendo que la distribución de la socavación sea no uniforme lo que la diferencia de la socavación por contracción que se manifiesta en todo o casi todo el cauce.

Algunas condiciones que producen socavación general están asociadas con particularidades de la morfología del cauce como cauces entrenzados que tendrán huecos de socavación más profundos cuando dos cauces se unen aguas debajo de una isla. También, un puente situado aguas arriba o aguas debajo de una confluencia puede experimentar socavación general debido a condiciones cambiantes del flujo en el río principal o en los tributarios. El caso más crítico es cuando se presenta el nivel más bajo del agua hacia aguas abajo del puente. Estimar la socavación general para situaciones inusuales requiere de mucha experiencia y manejo de la mecánica de ríos.

2.2.5.7 Socavación total

La socavación total en el cruce de un puente está constituida por la suma de los efectos debidos a cuatro tipos diferentes de socavación:

- ☞ Degradación a largo plazo.
- ☞ Migración lateral de la corriente.
- ☞ Socavación general por contracción u otras causas.
- ☞ Socavación local en pilas y estribos.

Hay una gran variedad de métodos para calcular profundidades de socavación general y local en pilas y estribos, provenientes en su mayoría de investigaciones de laboratorio con muy poca verificación en el campo. Sin embargo, no existen métodos sencillos para determinar el efecto sobre el puente, de la degradación a largo plazo y de la migración lateral de la corriente, por lo que toca recurrir al análisis de información histórica y al conocimiento y

buen criterio del ingeniero. En general, se requiere más investigación para lograr soluciones confiables y completas del problema de socavación.

a) Factores que afectan la socavación local en pilas

La profundidad de socavación de equilibrio en una pila puede ser escrita según adaptación de Melville (1988), de la siguiente forma:

$$d_s = f(\rho_w, \rho_s, \nu, V, h, D, \sigma_g, g, a, F, \phi) \quad (2.4)$$

Donde:

d_s : profundidad de socavación en la pila.

f : función de.

ρ_w : densidad del agua (se asume constante para casos prácticos).

ρ_s : densidad del sedimento (se asume constante para casos prácticos).

ν : viscosidad cinemática (se asume constante para casos prácticos).

V : velocidad media de la corriente.

h : profundidad del flujo.

D : diámetro característico del sedimento

σ_g : diámetro característico del sedimento.

g : aceleración debida a la fuerza de gravedad.

a : ancho de la pila.

F : parámetro que describe la forma de la pila.

ϕ : ángulo de ataque del flujo que indirectamente considera la longitud de la pila.

Las densidades del agua, del sedimento y la viscosidad cinemática se asumen constantes para casos prácticos y por lo tanto la ecuación 2.4, se puede presentar en forma adimensional de la siguiente manera:

$$\frac{d_s}{a} = f\left(\frac{V^2}{gD}, \frac{h}{a}, \frac{D}{a}, \sigma_g, F, \phi\right) \quad (2.5)$$

Sin embargo, además de los anteriores, existen otros factores que afectan la profundidad de socavación:

☞ Tiempo de duración del proceso erosivo.

- ☞ Tipo de sedimento: granular o cohesivo.
- ☞ Estratificación del lecho del río.
- ☞ Configuración del cauce.
- ☞ Presencia de hielo y basuras.
- ☞ Tamaño y posición de la cimentación.

La mayoría de los métodos de cálculo existentes, se han desarrollado para cauces aluviales y no consideran todos los factores antes mencionados. Los factores comúnmente considerados son: dimensiones y forma de la pila, ángulo de ataque del flujo, profundidad y velocidad del flujo.

b) Ancho de la pila

A medida que el ancho de la pila aumenta, la profundidad de socavación aumenta, ya que también se aumenta el tamaño de los vórtices de herradura asociados con el proceso de socavación. Sin embargo, algunas investigaciones indican que en pilas muy anchas se inhibe la formación de los vórtices de herradura y solo se presentan vórtices de estela.

En arena uniforme, la profundidad de socavación puede ser menor o igual que 2 veces el ancho de la pila. Este valor puede llegar a ser de 2.3 en sedimentos uniformes sin formaciones de lecho como rizos. Algunos investigadores han propuesto soluciones tan simples como que las profundidades de socavación en pilas circulares varían entre 1.4 a 2.4 veces el ancho de la pila, (Breusers, Melville, B. W.).

c) Longitud de la pila

No tiene efecto apreciable en las profundidades de socavación si las pilas están alineadas con el flujo, pero el efecto es considerable si están sesgadas.

d) Ángulo de ataque del flujo

El efecto del ángulo de ataque, es alto sobre la socavación local para el caso de pilas de forma diferente a la circular. Para pilas no alineadas con la dirección de la corriente, la profundidad local de socavación está relacionada con el ancho proyectado de la pila y éste aumenta rápidamente con el ángulo de ataque del flujo y la longitud de la pila. A medida que aumenta este ángulo, la ubicación de la máxima profundidad de socavación se mueve a lo largo del lado expuesto desde aguas arriba hasta aguas abajo.

Fuente: Figura tomada desde (HEC-18, 1993)

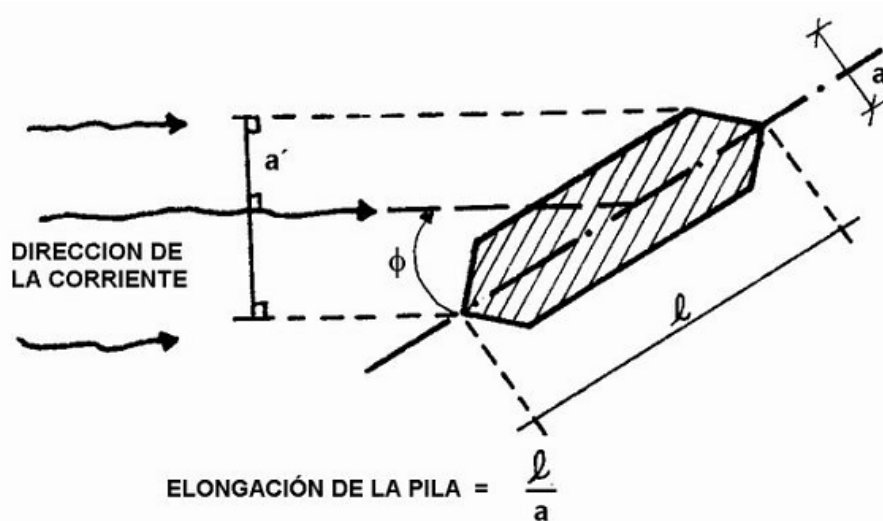


Figura 2.11: Ángulo de ataque del flujo.

Fuente: Figura tomada desde (HEC-18, 1993)

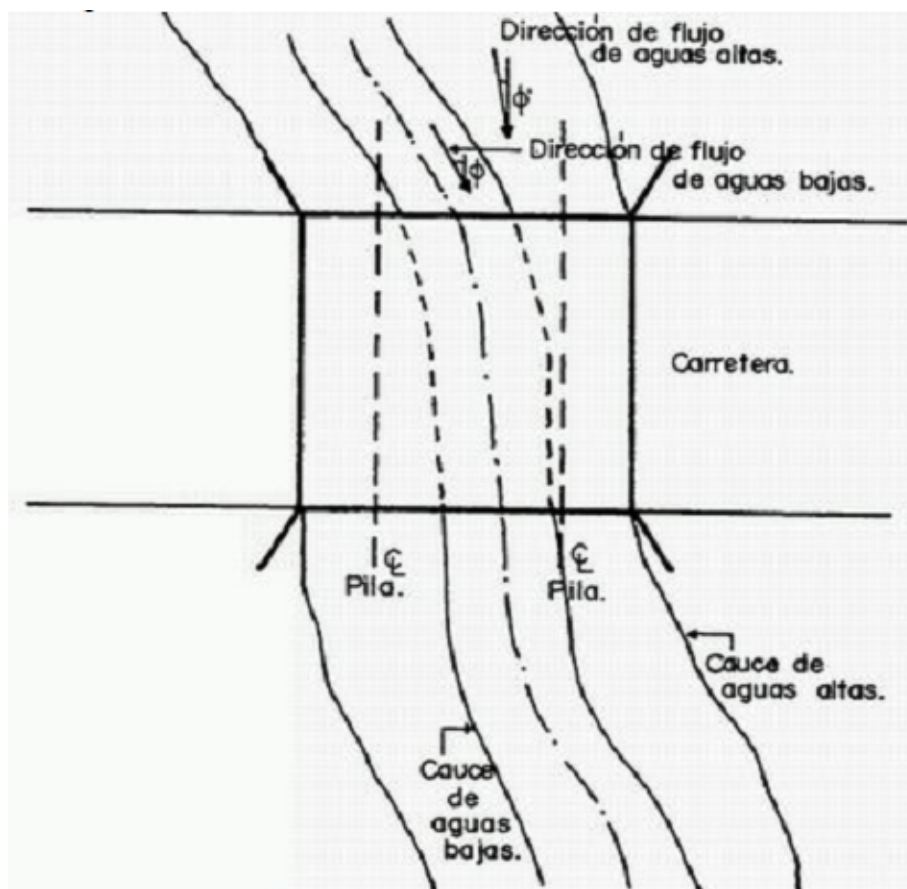


Figura 2.12: Influencia del ángulo de ataque para flujos altos y bajos.

e) Profundidad del agua

Al aumentar la profundidad del agua por un aumento en el caudal, aumenta la profundidad de socavación ya que se aumenta el efecto del flujo hacia abajo en frente de la pila (Melville, 1988), reporta que (Ettema, 1980), (Chiew, 1984) y otros, mostraron que la profundidad de socavación aumenta con la profundidad del flujo hasta un valor límite de la relación h/a a partir de la cual no hay influencia de la profundidad del flujo. Se considera para efectos prácticos que la profundidad de socavación se independiza de la profundidad del flujo cuando h/a es mayor que 3.0, aproximadamente. Diferentes investigaciones reportan valores entre 2.6 y 3.5. Según Ettema, para niveles bajos del flujo, el rollo de superficie que se forma delante de la pila interfiere con la acción del vórtice de herradura porque los dos tienen diferentes sentidos de giro pero con el aumento de la profundidad del flujo, esta interferencia se reduce hasta hacerse insignificante y por lo tanto la profundidad del agua ya no afecta la profundidad de socavación.

Fuente: Figura tomada desde (HEC-18, 1993)

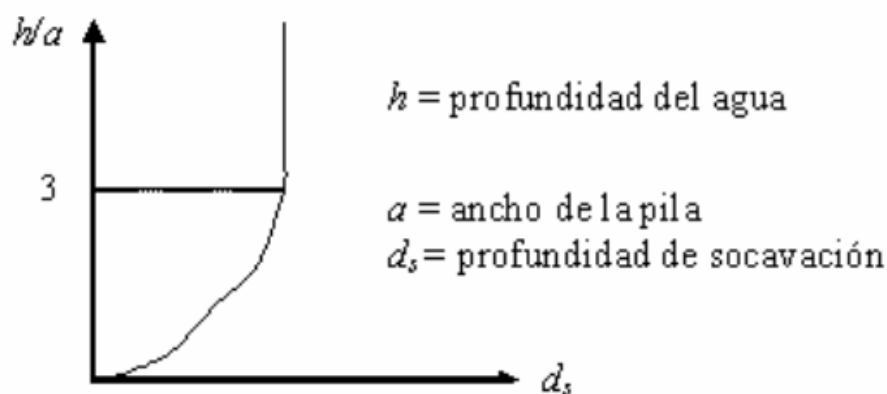


Figura 2.13: Influencia de la profundidad del agua sobre la socavación.

f) Velocidad del flujo

A mayor velocidad del flujo, mayor es la socavación. Existe amplia evidencia con relación a que la máxima profundidad de socavación ocurre bajo condiciones críticas para el inicio del transporte de sedimentos o sea en la frontera entre condiciones de agua clara y lecho móvil.

La socavación local en una pila empieza cuando la velocidad cortante o la velocidad del flujo exceden aproximadamente la mitad de la velocidad crítica para inicio del movimiento de partículas ($V > 0.5 V_c$). (Raudkivi, 1986)

La figura 2.13, ilustra el comportamiento de la profundidad de socavación con la velocidad. En ella se ve que la profundidad de socavación alcanza un máximo de aproximadamente 2.3 veces el ancho de la pila, prácticamente en cercanías de las condiciones críticas para movimiento de sedimentos. La presencia de rizos en el lecho disminuye las profundidades de socavación. Después de este pico, las profundidades de socavación disminuyen como consecuencia del paso de sedimentos que vienen desde aguas arriba; las mínimas profundidades de socavación ocurren cuando las dunas tienen altura máxima. Un segundo pico se alcanza después y a medida que la velocidad del flujo aumenta.

2.2.6 Criterio de Cálculo de la Socavación

La determinación de la socavación general propuesto por **L.L. Lischvan – Lebediev**, definiremos los parámetros de cálculo de la siguiente manera:

2.2.6.1 Socavación General en Cauces Definidos

La erosión del fondo del cauce en una sección transversal cualquiera se realiza con la constante aportación del material de arrastre sólido y es provocada por la perturbación local del equilibrio entre el material que sale aguas abajo y el aportado.

La condición para que haya arrastre de las partículas en un punto de fondo es que la velocidad media de la corriente sobre ese punto, denominada velocidad real, V_r , sea más que la velocidad media que se requiere para que el material existente en tal punto sea arrastrado, denominado velocidad erosiva, V_e .

En suelos sueltos, la velocidad mínima es la velocidad erosiva para que exista arrastre; en suelos cohesivos, la erosión cesa cuando $V_e = V_r$.

La velocidad real está dada principalmente en función de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante.

La velocidad erosiva está en función de las características del fondo y del tirante de la corriente.

a) Análisis de la socavación general para suelos cohesivos en cauces definidos son rugosidad uniforme

Se calcula la EROSIÓN MAXIMA GENERAL, en una sección dada, cuando por ella discurre una avenida con un gasto de diseño Q_d y la elevación que alcanza el espejo del

agua. La magnitud de la EROSION depende del peso volumétrico seco del material, tanto Limoso - arcilloso:

$$V_e = 0,6\gamma_d^{1,18}\beta H_S^X \dots\left(\frac{m}{s}\right) \quad (2.6)$$

Donde:

γ_d : Peso volumétrico seco del material del lecho (ton/m³).

β : Coeficiente de frecuencia de avenidas (tabla 2.1).

H_S : Tirante donde se conoce que V_e se requiere arrastrar y levantar al material (m).

X : Exponente variable en función del peso volumétrico seco γ_d (ton/m³), donde en la tabla 2.2 (Existen valores diferentes cuando el material del fondo no es cohesivo, una columna de la tabla 2.2, está en función al diámetro medio de los granos).

Tomamos una franja de espesor ΔB y el lecho del río se encuentra a su nivel inicial antes de la erosión.

Donde el caudal que pasa por esa sección se expresa según Manning por:

$$Q = V.\Delta B = \frac{1}{n}S^{0,5}H_0^{\frac{5}{3}}.\Delta B \quad (2.7)$$

Fuente: Figura tomada desde (Juarez Badillo, E. & Rico Rodríguez)

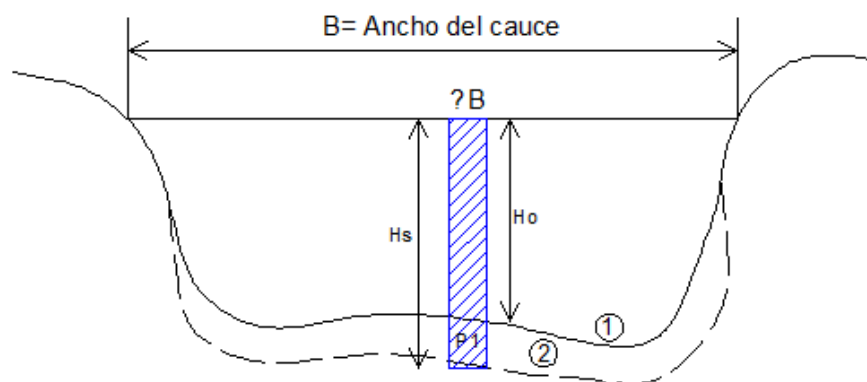


Figura 2.14: 1). Perfil antes de la erosión, 2). Perfil de equilibrio tras la erosión.

Donde el radio hidráulico se incorpora como el tirante del río.

Antes de la erosión se da la siguiente formula:

$$Q_d = \frac{1}{n} S^{0,5} H_m^{\frac{5}{3}} . B_e \quad (2.8)$$

Donde:

B_e : Ancho efectivo de la sección transversal dada; del ancho total, se descuenta el ancho de las pilas cuando el ángulo de incidencia de la corriente respecto a la pila es O_o .

H_m : Tirante medio de la sección; $H_m = \frac{\text{Area Hidraulica efectiva}}{B_e}$.

Tabla 2.1: Valores del coeficiente β .

Probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto de diseño	Coefficientes B
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.9
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Fuente: Tabla tomada desde (Juarez Badillo, E. & Rico Rodríguez)

De la ecuación 2.8, se puede dar con un coeficiente de contracción (u), que de cierta forma reduce dicho caudal, la cual se da:

$$Q_d = \frac{u}{n} S^{0,5} H_m^{\frac{5}{3}} . B_e \quad (2.9)$$

De la figura 2.14, al incrementarse H_o y alcanza a H_s , la velocidad de máximas avenidas convertimos a un valor V_r :

$$\Delta Q_d = V_r H_s . \Delta B \quad (2.10)$$

$$V_r H_s . \Delta B = \frac{1}{n} S^{0,5} H_o^{\frac{5}{3}} . \Delta B \quad (2.11)$$

Tabla 2.2: Valores de X para suelos cohesivos y no cohesivos.

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
yd (mm)	X	1/(1+X)	yd (mm)	X	1/(1+X)	yd (mm)	X	1/(1+X)	yd (mm)	X	1/(1+X)
0.8	0.52	0.66	1.2	0.39	0.72	0.05	0.46	0.7	40	0.3	0.77
0.83	0.51	0.66	1.2	0.38	0.72	0.15	0.42	0.7	60	0.29	0.78
0.86	0.5	0.67	1.28	0.37	0.73	0.5	0.41	0.71	90	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1	0.4	0.71	140	0.27	0.79
0.9	0.48	0.67	1.4	0.35	0.74	1.5	0.39	0.72	190	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.5	0.38	0.72	250	0.25	0.8
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4	0.37	0.73	310	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6	0.36	0.74	340	0.23	0.81
1	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8	0.35	0.74	450	0.22	0.83
1.04	0.43	0.7	1.71	0.3	0.77	10	0.34	0.75	570	0.21	0.83
1.08	0.42	0.7	1.8	0.29	0.78	15	0.33	0.75	750	0.2	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20	0.32	0.76	1000	0.19	0.84
1.16	0.4	0.71	2	0.27	0.79	25	0.31	0.76	0	0	0

Fuente: Tabla tomada desde (Juarez Badillo, E. & Rico Rodríguez)

$$V_r = \frac{\frac{1}{n} S^{0,5} H_o^{\frac{5}{3}} \cdot \Delta B}{H_s} \quad (2.12)$$

Cuando $V_e = V_r$ (En condiciones de equilibrio la erosión cesa y se detiene).

b) Análisis de la socavación general para suelos no cohesivos en cauces definidos son rugosidad uniforme

En suelos de granos gruesos (arenas, gravas finas), se determina la velocidad:

$$V_r = \frac{\frac{1}{n} S^{0,5} H_o^{\frac{5}{3}}}{H_s} \quad (2.13)$$

V_e está expresada en la teoría:

$$V_r = 0,68 \beta d_m^{0,28} H_S^X \quad \left(\frac{m}{s}\right) \quad (2.14)$$

Donde:

H_S : Tirante que se desea conocer V_e .

X : Exponente que depende del ϕ del material (tabla 2.2).

d_m : Diámetro medio (mm) de los granos del fondo obtenido por la expresión:

$$d_m = 0,01 \sum d_i p_i \quad (2.15)$$

Donde:

d_i : Diámetro medio de una fracción de una curva granulométrica de la muestra.

p_i : Peso como un porcentaje de esa misma porción comparada respecto al peso total de la muestra; la fracción no debe ser iguales entre sí.

Tabla 2.3: Coeficiente de contracción u

Velocidad media en la seccion m/s	Longitud libre entre dos pilas (claro) en metros											
	10	13	16	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	1	1	1	1	1	1	1
1.5	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	1	1	1	1	1	1
2	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	1	1	1	1	1
2.5	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	1	1	1	1
3	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99
3.5	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99
4,00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99

Fuente: Tabla tomada desde (Juarez Badillo, E. & Rico Rodríguez)

c) Cálculo de la Profundidad de la Socavación en Suelos Homogéneos

c.1) Suelos Cohesivos: La condición de equilibrio es $V_e = V_r$; de las expresiones anteriores:

$$0,6\gamma d^{1,18} \beta H_S^X = \frac{\alpha H_O^{\frac{5}{3}}}{H_S} \quad (2.16)$$

$$H_S^{(1+X)} = \frac{\alpha H_O^{\frac{5}{3}}}{0,6\gamma d^{1,18} \beta} \rightarrow H_S = \left(\frac{\alpha H_O^{\frac{5}{3}}}{0,6\gamma d^{1,18} \beta} \right)^{\frac{1}{1+X}}$$

$$H_{socavación} = H_S - H_O$$

c.2) Suelos No Cohesivos: La condición de equilibrio es $V_e = V_r$; de las expresiones anteriores:

$$0,6\gamma d_m^{0,28} \beta H_S^X = \frac{\alpha H_O^{\frac{5}{3}}}{H_S} \quad (2.17)$$

$$H_S = \left(\frac{\alpha H_O^{\frac{5}{3}}}{0,6\gamma d_m^{0,28} \beta} \right)^{\frac{1}{1+X}}$$

2.2.6.2 Socavación General en Cauces Indefinidos

En ríos carentes de cauces bien formados que presentan varias corrientes pequeñas de curso, aquí la cavidad erosiva es más reducida. Se cumple por definición:

$$\frac{Q_P}{Q_A} \leq 0,25 \quad (2.18)$$

Donde:

Q_P : Gasto del mayor cauce en épocas de estiaje.

Q_A : Gasto de suma que pasan en los otros cauces.

$$\frac{B_0}{B_y} = 0,8$$

Donde:

B_0 : Ancho del mayor cauce en épocas de estiaje.

B_y : Ancho total del nivel de agua máximo comprendido entre los bordes del cauce de avenidas.

Para el calculo de la socavación con la teoría de **L. L. Lischtvan – Lebediev**, la velocidad real V_r se compara ahora no con V_e , sino con una velocidad que los autores llaman NO EROSIONANTE, V_c .

La V_c depende del material del fondo y tirante de la corriente, por lo que en general se da la siguiente formula:

$$V_C = V_{C1} \cdot H_S^{0,2} \quad (2.19)$$

Donde:

V_C : Velocidad no erosionante por el tirante H_s .

H_S : Tirante en m, existente en el punto de estudio del movimiento por el que se calcula la socavación.

V_{C1} : Velocidad no erosionante para a un tirante de 1 m.

a) Parámetros de la Hipótesis de la Teoría de LISCHTVAN-LEBEDIEV

La teoría expuesta requiere para su aplicación de datos como:

Tabla 2.4: Valores de V_{c1} para suelos cohesivos, en m/seg. ($H = 1$ m)

tipo de suelo	$1,2 \leq Y_d < 1,66$ ton/m ³	$1,66 \leq Y_d \leq 2,04$ ton/m ³	$2,04 < Y_d \leq 2,14$ ton/m ³
arcillas francas	0.85	1.20	1.70
suelos arcillosos y limos plásticos	0.80	1.20	1.70
arcillas margosas	0.70	1.00	1.30

Fuente: Tabla tomada desde (Juarez Badillo, E. & Rico Rodríguez)

Tabla 2.5: Valores de V_{c1} para suelos no cohesivos, en m/seg. ($H = 1$ m)

tipo de suelos	D_m (mm)	Valores de V_{c1} , (m/seg).
limos no plásticos	0.005–0.05	0.20–0.30
arena fina	0.05–0.25	0.30–0.45
arena media	0.25–1.0	0.45–0.60
arena gruesa	1.0–5.0	0.60–0.85
grava fina y medias	5.0–25.0	0.85–1.45
grava gruesa	25.0–75.0	1.45–2.40
fragmentos chicos	75.0–200.0	2.40–3.80
fragmentos medianos	200.0–400.0	3.80–4.75

Fuente: Tabla tomada desde (Juarez Badillo, E. & Rico Rodríguez)

- ☞ El gasto Q_d de diseño escogido con una frecuencia determinada y que puede ser obtenido mediante algún método estadístico.
- ☞ El perfil de la sección durante el estiaje, que es cuando más cómoda resulta obtenerlo.
- ☞ Características del material del fondo, así como su distribución en el subsuelo, para lo cual se requiere hacer sondeos.

El gasto permanece constante durante todo el proceso erosivo en cada franja escogida de la sección. Como el gasto en las orillas es CERO, excepto en la parte exterior de las curvas.

Cuando en el fondo del cauce existe una zona con un material más resistente a la erosión; se presentará en la zona menos resistente un descenso en el fondo más rápido. Esto hará que sea mayor el gasto sobre esa zona y disminuya sobre la zona con material mas resistente; en el caso de la zona menos resistente, las profundidades serán mayores que las calculadas y en el lecho resistente la socavación será mínima.

La manera práctica in situ de sacar datos es hacer una serie de perforaciones durante el estiaje y rellenarlos de polvo de ladrillo y en la siguiente época a secas se haría unos pozos en el sitio de las perforaciones hasta alcanzar la profundidad en la que el material no haya sido removido.

El cálculo del gasto de diseño: se recurre a tipo de sección y pendiente, por lo cual se supone un tirante y un área incrementado por socavación para hallar un gasto máximo.

2.2.6.3 Socavación Local en Pilas de los Puentes

Cuando un puente cruza un cauce apoyándose a través de pilas y estribos, el principal problema es el conocimiento de las erosiones locales que sufre el fondo del cauce, que pueden ser en tal magnitud que lleguen a alcanzar la base de las pilas y provocar la falla total de la estructura.

Los diferentes criterios para determinar la profundidad de la socavación al pie de las pilas, son:

a) METODO DE LAURSEN Y TOCH:

Dichos investigadores distinguen dos casos generales:

- ☞ Cuando la corriente incide paralelamente el eje de las pilas.
- ☞ Cuando forma un cierto ángulo con el mismo.

La socavación depende únicamente del tirante, ancho de la pila y de la forma de ésta, sin tomar en cuenta la velocidad, ni el diámetro del material del fondo.

$$S_O = K_1.K_2.b \quad (2.20)$$

Donde:

S_O : Profundidad de la socavación, a partir del fondo.

K_1 : Coeficiente que depende de la relación **tirante y ancho de pila** y que se encuentra en la figura 2.15.

K_2 : Coeficiente que depende de la **forma de la nariz de la pila** y que se encuentra en la figura 2.15.

b : Velocidad no erosionante para a un tirante de 1 m.

Fuente: Figura tomada desde (Juarez Badillo, E. & Rico Rodríguez)

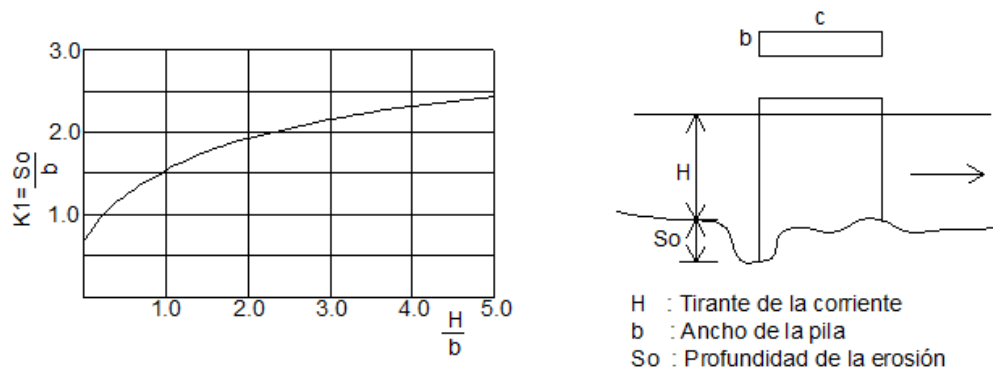


Figura 2.15: Relación entre la erosión relativa y la profundidad relativa

Restricción: Este método no es aplicable si existen boleos en el cauce.

b) METODO DE YAROSLAVZIEV:

Dicho investigador distingue dos casos generales:

- ☞ Cuando el fondo del cauce está formado por materiales no cohesivos.
- ☞ Cuando el fondo del cauce está formado por materiales cohesivos.

b.1) Para suelos granulares sin cohesión.- Propuesta por Yaroslavziev (Investigador Ruso).

$$S_O = K_f \cdot K_v \cdot (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30d \quad (2.21)$$

Donde:

S_O : Profundidad de la socavación, a partir del fondo.

K_f : Coeficiente que depende de la **forma de la nariz de la pila**.

K_v : Coeficiente definido por la expresión: $K_v = -0,28 \sqrt[3]{\frac{v^2}{g \cdot b_1}}$

v : Velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de producirse la erosión general en m/s.

g : 9.81 m/s².

b_1 : Proyección del plano perpendicular a la corriente de la sección de la pila. Cuando el ángulo de incidencia vale 0°, b_1 es igual al ancho b de la pila.

K_H : Coeficiente que se toma en cuenta la profundidad de la corriente, definido por la expresión: $K_H = 0,17 - 0,35 \frac{H}{b_1}$

H : Tirante de la corriente frente a la pila.

d : Diámetro en **m** de las partículas más gruesas que forman el fondo y está representado aproximadamente por el d_{85} de la curva granulométrica.

El valor del ángulo de incidencia ϕ entre la corriente y las pilas es tomado en cuenta el valor de b_1 , donde interviene en la evaluación de K_H y K_v , excepto en las pilas rectangulares y circulares.

Uno de los puntos es que el esviajamiento de la corriente influye considerablemente en la erosión, con el ángulo ϕ máximo, la erosión local llegue a ser mayor que para las condiciones de gasto máximo con el ángulo ϕ menor.

b.2) Para suelos cohesivos.- Propuesta por Yaroslavziev (Investigador Ruso), es la misma que para los suelos granulares donde se evalúa la resistencia a la erosión del suelo cohesivo en comparación con la resistencia a la erosión del suelo granular.

Tabla 2.6: Diámetros equivalentes a suelos granulares para suelos cohesivos

Peso volumetrico del material seco (ton/m3)	Dimensiones del diametro equivalente en suelos granulares (cm)		
	Arcillas y suelos altamente plásticos	Suelos medianamente plasticos	Suelos de aluvión y arcillas margosas
<1,2	1	0.5	0.5
1,2-1,6	4	2	2
1,6-2,0	8	8	3
2,0-2,5	10	10	6

Fuente: Tabla tomada desde (Juarez Badillo, E. & Rico Rodríguez)

2.2.6.4 Determinación de la socavación por contracción

En la socavación por contracción básicamente intervienen tres factores, el ancho de la sección, los estribos y las pilas de un puente, éstos últimos afectan directamente el área de flujo, la disminuyen, provocando aumento en la velocidad y transporte de material.

Se mencionan dos expresiones para el cálculo de este tipo de socavación, en la primera el autor toma en cuenta el ancho de la sección efectiva (tomando en cuenta el ancho de pilas y estribos), mientras que en la segunda expresión, el autor toma en cuenta el ancho efectivo y el ancho total, haciendo una relación entre éstos.

a) Expresión de Laursen

Para la socavación por contracción se utiliza la ecuación 2.22 propuesta por Laursen (1963), la cual toma en cuenta el material, el ancho de la sección y el gasto.

$$Ds = Hs - h_2 \quad ; \quad Hs = \left(\frac{0,25Q_2^2}{D_m^{\frac{2}{3}}B_2^2} \right)^{\frac{3}{7}} \quad (2.22)$$

Donde:

Ds : Profundidad media de socavación por contracción (m).

Hs : Profundidad media del flujo en el cauce en la sección contraída del puente después de la socavación (m).

h_2 : Profundidad existente en la sección contraída del puente antes de la socavación (m).

Q_2 : Gasto a través del puente o en las laderas sin considerar el transporte de sedimentos (m³/s).

D_m : 1.25 del diámetro medio efectivo del material más pequeño del lecho en el cauce o en la zona de inundación que no es transportado por el flujo (m).

B_2 : Ancho efectivo del cauce en el puente (m).

En esta tesis, para obtener el gasto requerido mediante la ecuación 2.22, se recurre a la información de las estaciones hidrométricas instaladas alrededor del país, recopilada por BANDAS (Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales), ya que esta base de datos cuenta con registros de gastos máximos. Debido al nivel de detalle con el que se tiene la información del puente en estudio, el ancho efectivo será el ancho total del puente menos el ancho de las pilas y el ancho de los estribos.

b) Expresión del Michigan Tech

Además de la expresión propuesta por Laursen (1963) para el cálculo de la socavación por contracción, también existe una expresión propuesta por la Universidad Tecnológica de Michigan (Michigan Tech, 2011), que involucra el ancho y el flujo antes de la sección contraída y en la sección de contracción. Esta expresión se muestra a continuación:

$$y_2 = y_1 \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{K_1} \quad ; \quad y_s = y_2 - y_0 \quad (2.23)$$

Donde:

y_s : Profundidad promedio de socavación por contracción (m).

y_2 : Profundidad promedio después de la socavación en la sección de contracción (m).

y_1 : Profundidad promedio en la sección aguas arriba (m).

y_0 : Profundidad promedio en la sección contraída antes de la socavación (m).

Q_1 : Flujo antes de la sección de contracción (m³/s).

Q_2 : Flujo en la sección de contracción (m³/s).

W_1 : Ancho en la sección aguas arriba (m).

W_2 : Ancho en la sección de contracción, es decir, ancho efectivo, ancho menos ancho de pilas (m).

K_1 : Exponente dependiendo del transporte del material del lecho (m).

Si el gasto antes y en la sección contraída es el mismo, entonces la expresión queda de la siguiente manera:

$$y_2 = y_1 \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{K_1} \quad ; \quad y_s = y_2 - y_0 \quad (2.24)$$

Lo que es una relación entre el ancho total y el ancho efectivo, el valor de K_1 y un tirante aguas arriba.

El exponente K_1 puede adoptar tres valores diferentes que están relacionados con la velocidad de la sección, la pendiente y el tamaño del material arrastrado; estos valores se muestran en la tabla 2.7.

Tabla 2.7: Valores de K_1

V^*/w	K_1
Menor que 0.50	0.59
0.50 a 2.0	0.64
Mayor que 2.0	0.69

Fuente: Tabla tomada desde HEC-18, 1993

Para determinar el valor de V^* se emplea la siguiente expresión.

$$V^* = (gy_1 S_1)^{\frac{1}{2}} \quad (2.25)$$

Donde:

V^* : Velocidad en la sección.

w : Velocidad de caída del material del cauce, basado en el D50.

D50 : Diámetro medio efectivo del material.

S_1 : Pendiente de la línea de energía en la sección.

2.2.7 Ancho estable del cauce

Se necesita un valor representativo de varios caudales, para así poder realizar una acción modeladora del rango completo de caudales, los cuales nos permitirán modelar las diferentes relaciones geométricas hidráulicas del cauce aluvial en condiciones de equilibrio dinámico (Basile, 2018).

a) Método de Altunin

Con este método se estableció el ancho del cauce en función de la zona dentro del desarrollo del río. Se recomienda para cauces de material granular. Está basado en datos y observaciones en la Unión Soviética, aplicables a ríos de grava y material aún más grueso.

$$B = \frac{A \cdot Q^{0,5}}{S^{0,2}} \quad ; \quad A = (n \cdot k^{5/3})^{\frac{3}{3+5m}} \quad (2.26)$$

Donde:

B = Ancho estable.

S = Pendiente del río.

Q = Caudal.

n = Coeficiente de Rugosidad.

m = Coeficiente que depende del tipo de río, varia de 0.5 para río de montaña, 1 para cauces aluviales y 0.7 para cauces arenosos.

K = Coeficiente que depende de las resistencias de las orillas (8 – 12 para materiales aluviales).

b) Método de Blench

Este método se recomienda para cauces con material cohesivo o formados en arena fina ($D_m < 1$ mm), para diámetros mayores de empiezan a tener resultados absurdos. La ecuación para determinar el ancho de un cauce estable está dada por la relación.

$$B = 1,81 \left(Q \cdot \frac{F_b}{F_z} \right)^{0,5} \quad (2.27)$$

Donde:

Q = Caudal (m^3/seg).

Fb = Factor de redondeo, cuyos valores promedios son: 0.8 para material fino y 1.2 para material grueso.

Fs = Factor de orilla, cuyos valores son: 0.1 para materiales sueltos, 0.2 para materiales ligeramente cohesivo y 0.3 para materiales cohesivos.

c) Formula de Lacey

Este método se ajustó con canales en fondo de arena hasta 0.4 mm. La expresión para la determinación del ancho está dada por:

$$B = 4,84.Q^{0,2} \quad (2.28)$$

Donde:

B = Ancho superficial (m).

Q = Caudal en (m^3/seg).

d) Formula de Pettis

La expresión de diseño está dada por:

$$B = 4,44.Q^{0,5} \quad (2.29)$$

Donde:

B = Ancho Superficial (m).

Q = Caudal (m^3/seg).

2.2.8 Modelación de la socavación

La estimación de la profundidad de socavación generalmente se basa en relaciones empíricas o modelación computacional, que aproxima numéricamente la solución de las ecuaciones de continuidad y transporte de sedimentos.

Dentro de las relaciones empíricas se destacan dos enfoques, el primero se basa en la teoría del régimen y el segundo en el equilibrio entre la velocidad del flujo y la velocidad crítica para el movimiento de las partículas que conforman el lecho.

a) Teoría del régimen

La teoría del régimen fue iniciada en 1895 por Kennedy, quién para construir una red de canales no revestidos para riego, observo y midió las dimensiones de 22 canales del sistema Alto Bari Doab (India) que ya estaban en operación, y su sección se había ajustado a unas dimensiones estables para los caudales, líquidos y sólidos, que transportaban. Kennedy obtuvo que la velocidad media de flujo está en función de la profundidad de equilibrio de los canales, y con esa relación dimensionó futuros canales (Maza & García, 1996).

$$V_c = c.h_s^b \quad (2.30)$$

Lindley (1919), empleó el término régimen para definir que un canal se encuentra en régimen cuando su sección y pendiente están en equilibrio para el caudal transportado, de tal manera que aumentos o disminuciones de él, hacen que el ancho y la profundidad se modifiquen Maza y García (1996). Numerosos autores propusieron relaciones empíricas de este tipo, basados en datos de canales de riego de la India, Pakistan, Egipto y Estados Unidos.

En este trabajo de investigación, se describen los métodos de Lacey (1930) y Blench (1939), el primero por estar basado en la recopilación de muchos métodos anteriores a él, y el segundo por ser uno de los más difundidos.

b) Lacey

El autor continuó y amplió los estudios de Lindley, quien ya había observado 4345 km de canales en la India. En 1930 presentó las ecuaciones para obtener los principales parámetros hidráulicos y geométricos de canales estables. La ecuación de Lacey (y todas las formulaciones de la teoría del régimen) no es dimensionalmente correcta, por tanto debe ingresarse en las unidades adecuadas. La ecuación aquí mostrada se aplica utilizando el sistema métrico y el d_{50} en mm.

$$h_s = 1,34 \left(\frac{q^2}{1,76 d_{50}^{0,5}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.31)$$

c) Blench

Basado en las observaciones de varios autores, Blench en 1939 y 1941, así como en publicaciones posteriores, presentó sus fórmulas básicas y de diseño. Para gravas ($d_{50} > 2\text{mm}$) la ecuación de Blench se puede escribir como:

$$h_s = 1,23 \left(\frac{q^2}{d_{50}^{\frac{1}{4}}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.32)$$

Donde: el d_{50} está expresado en mm y las demás variables en el sistema métrico.

d) Metodologías de la velocidad competente

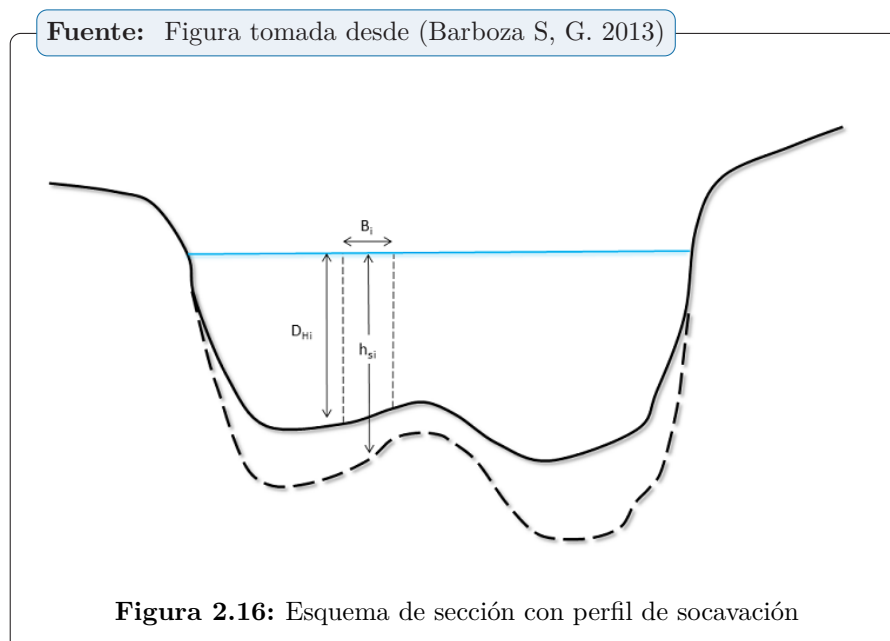
Los métodos de velocidad competente están basados en el supuesto que la socavación ocurre hasta que se alcanzan las condiciones límites para las cuales la velocidad competente está en equilibrio con la velocidad media del flujo. Estos métodos suelen ser conservadores pues canales que transportan sedimentos muchas veces son estables y no necesariamente socavan. (Melville & Coleman, 2000).

La hipótesis fundamental sobre la cual se funda el método, establece que la distribución transversal de caudales de una sección se mantiene invariable durante todo el desarrollo del proceso erosivo.

Por tanto, la sección transversal analizada se divide en sub-áreas i , con ancho B_i , profundidad hidráulica D_{Hi} y profundidad de equilibrio h_{si} , y mediante el empleo de las ecuaciones de cantidad de movimiento y de continuidad, la velocidad V_i puede expresarse entonces de modo más general como (Schreider et al., 2001):

$$V_i = \frac{q_i}{h_{si}} \quad (2.33)$$

En la figura 2.16 se presenta la representación esquemática del análisis de una sección socavada.



Para evaluar la velocidad crítica, diversos autores proponen ecuaciones empíricas en función de la profundidad de equilibrio y el diámetro característico del material del lecho.

En la tabla 2.8 se presentan 5 formulaciones empíricas para estimar la velocidad crítica, aplicables para lechos con tamaños de partículas tipo gravas. Todas las expresiones están en sistema métrico.

Tabla 2.8: Formulaciones para estimar la velocidad crítica.

Maza & Echevarria (1973)		
$V_c = 3,62d_{50}^{0,2}h_s^{0,275}$		
Lischtvan-Lebediev (1959)		
$V_c = 4,70d_{50}^{0,28}h_s^Z$	$Z = \frac{0,223}{d_{50}^{0,092}}$	$2,8 < d_{50}[mm] < 182$
Laursen (1963)		
$V_c = 6,19d_{50}^{0,333}h_s^{0,167}$		
Maza & Garcia (1978)		
$V_c = 6,05d_{50}^{0,35}h_s^{0,15}$		
Neill (1980)		
$V_c = 4,16d_{50}^{0,25}h_s^X$	$X = \frac{0,125}{d_{50}^{0,18}}$	$0,3 < d_{50}[mm] < 30$
$V_c = 6,35d_{50}^{0,167}h_s^{0,333}$		$d_{50}[mm] > 30$

Fuente: Tabla tomada desde (Juarez Badillo, E. & Rico Rodríguez)

Igualando la velocidad crítica con la velocidad del flujo, es decir cuando el cauce alcanza el equilibrio para un caudal determinado, se puede expresar mediante algunas transformaciones matemáticas la profundidad de socavación en función del caudal unitario y del diámetro característico del lecho.

$$h_s = \kappa \cdot \frac{q^\omega}{d_{50}^\eta} \quad (2.34)$$

En la tabla 2.9 se presentan los valores de los coeficientes κ , ω y η para las metodologías de la teoría del régimen y de la velocidad competente. Para las ecuaciones de Lischtvan-Lebediev y Neill, los parámetros corresponden a un diámetro característico del sedimento de 21 mm, consecuente con la caracterización de los sedimentos del río Medellín.

Tabla 2.9: Coeficientes empíricos para estimar la profundidad de socavación general.

Método	κ	ω	η
Maza & Echevarria (1973)	0.365	0.784	0.157
Lischtvan-Lebediev (1959)	0.310	0.758	0.212
Laursen (1963)	0.210	0.857	0.285
Maza & Garcia (1978)	0.209	0.870	0.304
Neill (1980)	0.320	0.798	0.200
Lacey (1930)	0.351	0.667	0.167
Blench (1939)	0.692	0.667	0.083

Fuente: Tabla tomada desde (Juarez Badillo, E. & Rico Rodríguez)

2.2.9 Alcantarilla de Alivio

2.2.9.1 Hidráulica de Alcantarillas

Un análisis completo teórico de la hidráulica de alcantarillas es sumamente complejo. Las condiciones de flujo varían de alcantarilla a alcantarilla y ellos también varían en el tiempo determinado para cualquier alcantarilla dada. El barril de la alcantarilla puede fluir lleno o parcialmente lleno dependiendo del flujo de aguas arriba y aguas abajo de la alcantarilla, características de barril y la geometría de ingreso. El Propósito de hidráulica de alcantarillas es proporcionar la información para la planificación y de mejorar el diseño hidráulico de alcantarillas de una carretera, puentes y otras estructuras.

2.2.9.2 Descripción de las alcantarillas

Una alcantarilla es un conducto hidráulicamente corto, el cual conduce flujo a través del terraplén de una carretera o de un puente. Las alcantarillas son construidas de una variedad de materiales y están disponibles en muchas formas y configuraciones de ingreso diferentes. Para la selección de la alcantarilla incluyen los factores tales como: perfiles de calzada, características del canal, evaluaciones de daños de inundación, construcción y costos de mantenimiento, y las estimaciones de vida útil.

a) Formas

Existen numerosas formas de alcantarillas, los más comunes son de forma circular y rectangular, pero existe otras formas especiales como la forma de abovedado, elipse, arco, arco de perfil alto, arco de perfil bajo, y otros. La selección de forma está basada en el costo de construcción, la limitación sobre la elevación superficial aguas arriba, la altura de terraplén de calzada, y el rendimiento hidráulico.

b) Materiales

La selección de un material de alcantarilla depende de la resistencia estructural, la rugosidad hidráulica, la durabilidad, la resistencia a la abrasión y corrosión. Los tres materiales más comunes de alcantarillas son: alcantarillas de tronco, mampostería de piedra, ladrillo, marco de concreto reforzado, concreto no reforzado, el aluminio corrugado, y el acero corrugado. Las dimensiones mínimas de alcantarillas para carreteras no pavimentadas deben ser de diámetro mínimo de 0.60 m y para carreteras pavimentadas de diámetro mínimo de 0.90 m. o su equivalencia en otra sección. Actualmente los diferentes países vienen utilizando alcantarillas metálicas corrugadas para el drenaje de carreteras, por lo tanto, es importante estudiar sus características e importancia.

c) Formas Comerciales y la Luz Máxima de Alcantarillas TMC

Están formadas por planchas curvadas de acero corrugado y galvanizado que son traslapadas y unidas por medio de pernos y tuercas, constituyendo un producto de gran resistencia estructural y hermeticidad. La luz y la flecha esta relacionado directamente con el tamaño de las corrugas, es decir a mayor corruga la luz será mayor.

Fuente: Figura tomada desde (Rühle, F. 1966)



Figura 2.17: Alcantarillas de forma circular, $D_{max}=15.80$ m.

Fuente: Figura tomada desde (Rühle, F. 1966)



Figura 2.18: Alcantarillas de forma elipse vertical, $F_{max}=6.40$ m.

Fuente: Figura tomada desde (Rühle, F. 1966)



Figura 2.19: Alcantarillas de forma abovedado, $L_{max}=7.62$ m, $F_{max}=4.24$ m.

2.2.9.3 Ubicación, Alineación y Pendiente de Alcantarillas

La adecuada elección de la ubicación, alineación y pendiente de una alcantarilla es importante, ya que de ella depende su comportamiento hidráulico, los costos de construcción y mantenimiento, la estabilidad hidráulica de la corriente natural y la seguridad de la carretera.

La mejor ubicación de una alcantarilla es cuando se proyecta siguiendo el alineamiento y la pendiente del cauce natural, ya que existe un balance de factores, tales como, la pendiente del cauce, la velocidad del agua y su capacidad de transportar materiales en suspensión y arrastre de fondo. Cuando se cambia cualquiera de estos factores es necesario compensar. Por ejemplo, si se acorta un canal largo, se aumenta la pendiente y como consecuencia, aumenta la velocidad por lo tanto produce erosión.

a) Alineamiento en Planta de Alcantarillas

La modificación del cauce natural del río implica la disminución del largo de la alcantarilla, por lo tanto, estos cambios deben ser diseñados en forma cuidadosa para evitar una mala alineación del canal natural y los problemas de erosión o de depósito de sedimentos.

Fuente: Figura tomada desde (Rühle, F. 1966)

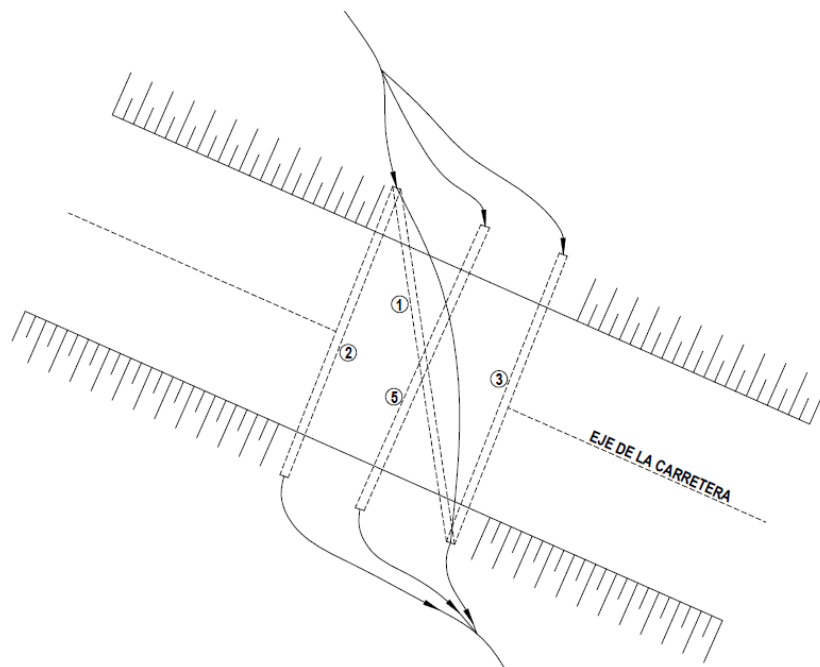


Figura 2.20: Alineamiento horizontal de alcantarillas.

b) Pendiente de Alcantarillas

La mayoría de las alcantarillas se colocan siguiendo la pendiente natural del cauce, sin embargo; en ciertos casos puede resultar aconsejable alterar la situación existente. Se debe tener en cuenta que una pendiente demasiado baja reduce la velocidad del flujo, por lo tanto, reduce la capacidad hidráulica, además tiende producir sedimentación; por otra parte una pendiente mayor que la del lecho de la corriente puede inducir a un incremento de la velocidad, por lo tanto puede producir socavación.

Fuente: Figura tomada desde (Rühle, F. 1966)

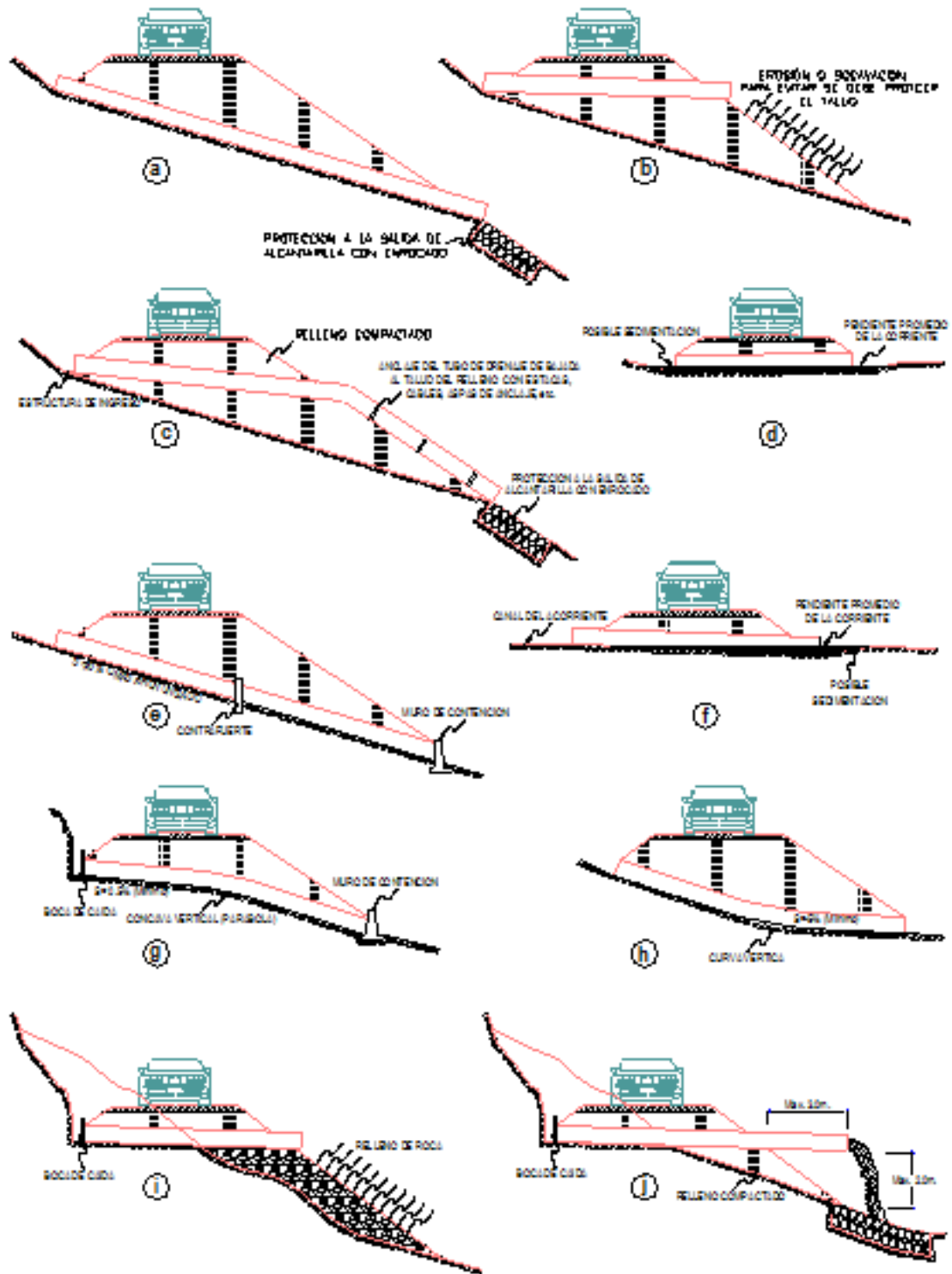


Figura 2.21: Pendiente de las alcantarillas.

2.2.9.4 Formulación matemática de Alcantarillas

a) Flujo en Alcantarillas

Un análisis teórico exacto del flujo en alcantarillas es sumamente complejo, por lo general presenta flujo no uniforme con ambas regiones del flujo gradualmente variado y rápidamente variado. Un análisis exacto implica cálculos de remanso, equilibrio, energía, impulso y la aplicación de los resultados de estudios del modelo hidráulico. Por ejemplo, Estudio geológico de EE.UU. ha definido 18 diferentes tipos de flujo de alcantarillas sobre la base del ingreso y salida, el régimen de flujo en el barril, y la profundidad borde aguas abajo., los saltos hidráulicos que se forma dentro o aguas abajo del barril de alcantarilla. Además, dado el tipo de flujo existe cambio de elevaciones de carga de agua en la salida.

Una sección de control es un lugar donde hay una relación única entre el caudal aguas arriba y la elevación de la superficie del agua. El control puede oscilar de entrada a salida. El método de diseño de alcantarillas presentadas en esta tesis se basa en el método numérico y uso de los nomogramas de diseño, donde el diseño de nomogramas no es exacto, produciendo 10 % de error.

b) Definición de Headwater y Tailwater

☞ Headwater (Hw)

Es la altura de agua o carga de agua al ingreso de la alcantarilla (figura 2.22), es la energía que es requerida para el flujo a través de la alcantarilla. La profundidad de agua, aguas arriba es medido desde la cota fondo del ingreso de la alcantarilla. Un volumen considerable de agua puede ser almacenado aguas arriba de la alcantarilla por debajo de los terraplenes altos o en áreas con pendientes de fondo horizontales.

☞ Tailwater (Tw)

Es la profundidad de agua, aguas abajo de la alcantarilla, medida desde la cota fondo a la salida de la alcantarilla, es un factor importante en la determinación de la capacidad de la alcantarilla sobre las condiciones de control a la salida. Tailwater puede ser causado por una obstrucción en el canal aguas abajo, o por la resistencia hidráulica del canal.

c) Tipos de Control

Existen control de ingreso y control de salida. El flujo de alcantarilla en el control de ingreso es poco profundo, flujo de alta velocidad categorizada como "supercríticos". Para flujo supercrítico, la sección de control se encuentra aguas arriba del barril. Por el contrario, una

alcantarilla que fluye en el control de salida será relativamente profundo, la disminución de la velocidad de flujo es denominado flujo "subcrítico". Flujo Subcrítico para el control se encuentra en el extremo aguas abajo de la alcantarilla.

d) Control de Ingreso

El control de Ingreso ocurre cuando el barril de alcantarilla es capaz de conducir mayor caudal del Ingreso normal. La sección de control de Ingreso es localizado justo al interior del Ingreso. La profundidad crítica ocurre cerca de esta ubicación, y el régimen de flujo inmediatamente aguas abajo es supercrítico.

Fuente: Figura tomada desde (Rühle, F. 1966)

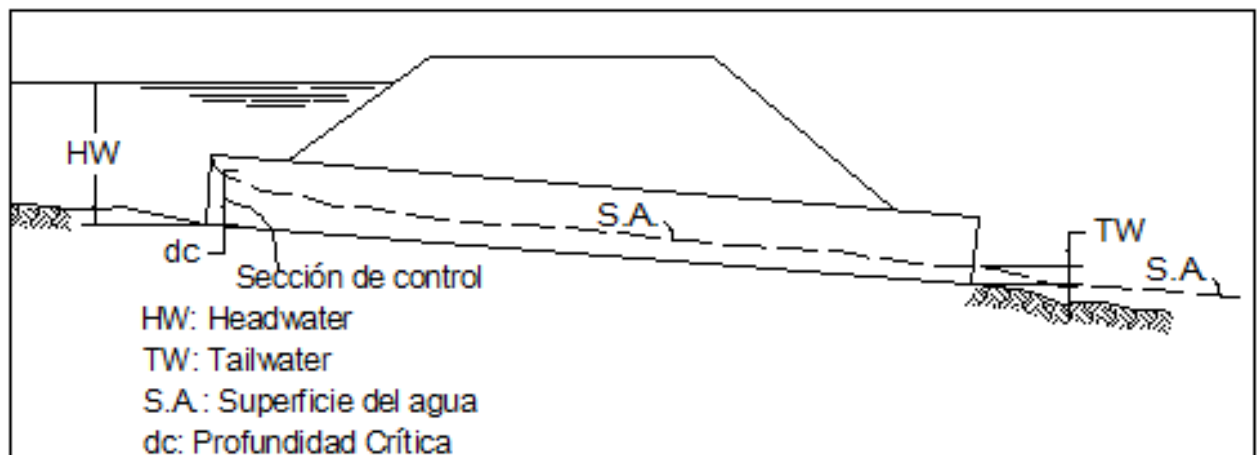


Figura 2.22: Sección de flujo para control de ingreso en alcantarillas.

De hecho, hay varios tipos de Control de Ingreso como se puede observar en las siguientes figuras.

Fuente: Figura tomada desde (Rühle, F. 1966)

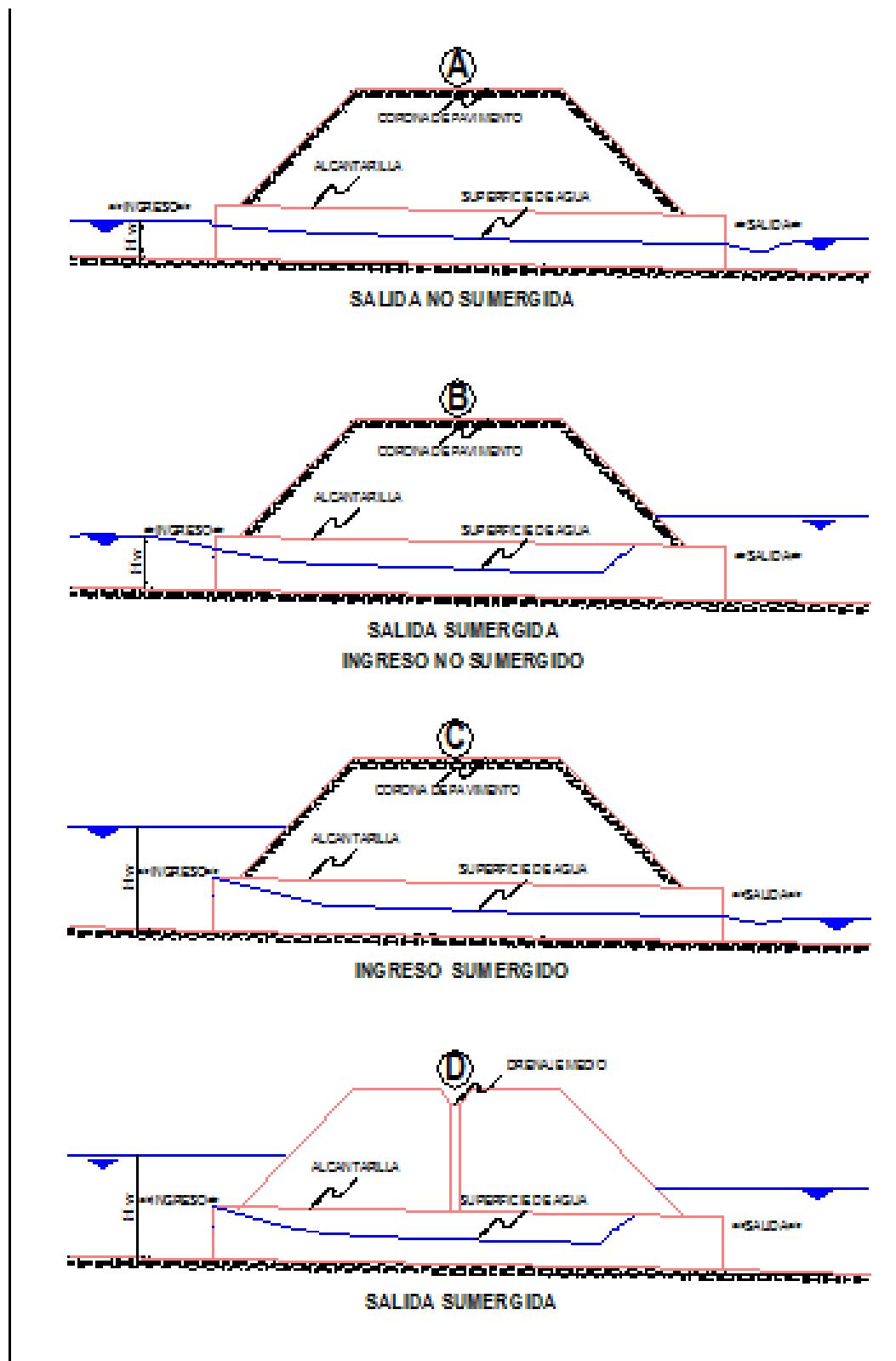


Figura 2.23: Tipos de control de ingreso en alcantarillas.

e) Cálculo de la Carga de Agua en Control de Ingreso de Alcantarillas

Si el ingreso no está sumergido, el ingreso trabaja como un vertedero y si el ingreso es sumergido, el ingreso trabaja como un orificio.

Fuente: Figura tomada desde (Rühle, F. 1966)

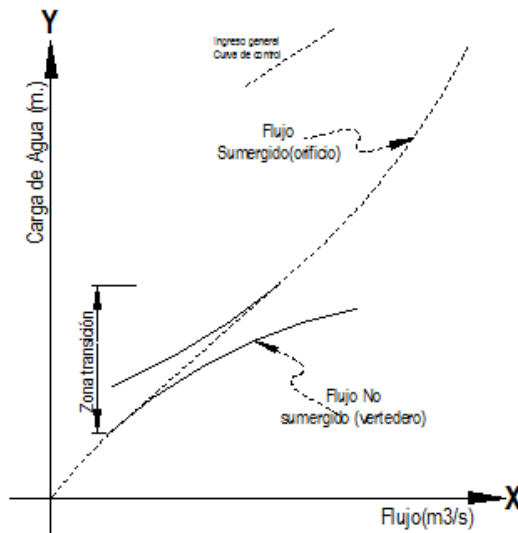


Figura 2.24: Curvas de control de ingreso en alcantarillas.

e.1) Entrada No Sumergida

$$\text{Forma (1): } \frac{HW_i}{D} = \frac{H_c}{D} + K \left[\frac{K_u Q}{AD^{0,5}} \right]^M - 0,5S$$

$$\text{Forma (2): } \frac{HW_i}{D} = K \left[\frac{K_u Q}{AD^{0,5}} \right]^M$$

e.2) Entrada Sumergida

$$\frac{HW_i}{D} = c \left[\frac{K_u Q}{AD^{0,5}} \right]^M + Y - 0,5s \quad (2.35)$$

Donde:

HW_i : Carga o profundidad de agua al ingreso sobre la cota de fondo del ingreso a la alcantarilla, m (ft).

D : Altura del interior del conducto de la alcantarilla, m (ft).

H_c : Carga específica en la profundidad crítica ($d_c + \frac{V_c^2}{2g}$), m (ft).

Q : Descarga a través de la alcantarilla, $\frac{m^3}{s}$ ($\frac{ft^3}{s}$).

A : Área de la sección transversal llena del conducto de la alcantarilla, m^2 (ft^2).

S : Pendiente del conducto de la alcantarilla, $\frac{m}{m}$ ($\frac{ft}{ft}$).

K, M, c, Y : Constantes de la ecuación 2.35, los cuales varían dependiendo de la forma de la alcantarilla y condiciones de entrada.

K_u : 1.811 SI (1.0 Sistema Inglés).

Notas:

- ☞ Las ecuaciones (no sumergidas) se aplica aproximadamente para $\frac{Q}{AD^{0.5}} = 1,93$ (3.5 en el Sistema Inglés).
- ☞ Para entradas mitradas usar $+0.7S$ en lugar de $-0.5S$ como un factor de corrección de la pendiente.
- ☞ La ecuación (sumergido) se aplica aproximadamente $\frac{Q}{AD^{0.5}} = 2,21$ (4.0 en el Sistema Inglés).

Las ecuaciones sumergidas y no sumergidas, pueden usarse para desarrollar las curvas para cualquier forma o tamaño de conducto. Para desarrollar las curvas adimensionales para cualquier tipo de alcantarilla teniendo en cuenta las ecuaciones antes descritas, puede verse que existe una relación directa entre $\frac{HW_i}{D}$ y $\frac{Q}{AD^{0.5}}$ y puede ser obtenida para una condición sumergida. Para la condición no sumergida, es necesario obtener la razón de flujo y un equivalente de carga específica para una profundidad crítica. Para una profundidad crítica, la carga de velocidad crítica es igual a la mitad de la profundidad hidráulica.

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{y_h}{2} = \frac{A_p}{2T_p}$$

Por tanto:

$$\frac{H_C}{D} = \frac{d_c}{D} + \frac{y_h}{2D}$$

También, para la profundidad crítica, el número de froude es igual a 1.0.

$$F_r = \frac{V_c}{(gy_h)^{0.5}} = 1 \quad ; \quad V_c = \frac{Q_c}{A_p}$$

$$Q_c = A_p(gy_h)^{0.5} \quad ; \quad \frac{Q_c}{AD^{0.5}} = \frac{A_p}{A} \left(g \frac{y_h}{D}\right)^{0.5}$$

Para derivar las ecuaciones globales de control de ingreso para el uso en un ordenador, es necesario graficar las curvas de sumergencia y no sumergencia de estas ecuaciones y graficar la conexión de la línea de transición.

Se pueden leer las coordenadas de los puntos deseados mediante un mejor ajuste con el desarrollo de un análisis estadístico. Se encontró que en una curva polinómica tiene un adecuado ajuste con la siguiente forma expandida:

$$\frac{HW_i}{D} = A + B\left[\frac{Q}{BD^{1,5}}\right] + C\left[\frac{Q}{BD^{1,5}}\right]^2 + \dots + X\left[\frac{Q}{BD^{1,5}}\right]^n - 0,5S$$

Donde, A,B,C,...,X son números para el ajuste. El factor de flujo puede estar basado en $AD^{0,5}$ en lugar de $BD^{1,5}$

f) Control de Salida

El flujo de control de salida ocurre cuando el barril de alcantarilla no es capaz de conducir como la apertura de Ingreso aceptaría. La sección de control para el flujo de control de salida en una alcantarilla es localizada en la salida de barril o más allá de aguas abajo. El flujo a presión o Subcrítico existe en el barril de alcantarilla bajo estas condiciones. La figura 2.25, muestra dos condiciones de sección de flujo de control de salida. Todas las características geométricas e hidráulicas de la alcantarilla desempeñan un rol en la determinación de su capacidad. Los factores que influyen en el control de salida es: la elevación superficial de agua en la salida, pendiente, la longitud, y la rugosidad hidráulica del barril de alcantarilla.

Fuente: Figura tomada desde (Rühle, F. 1966)

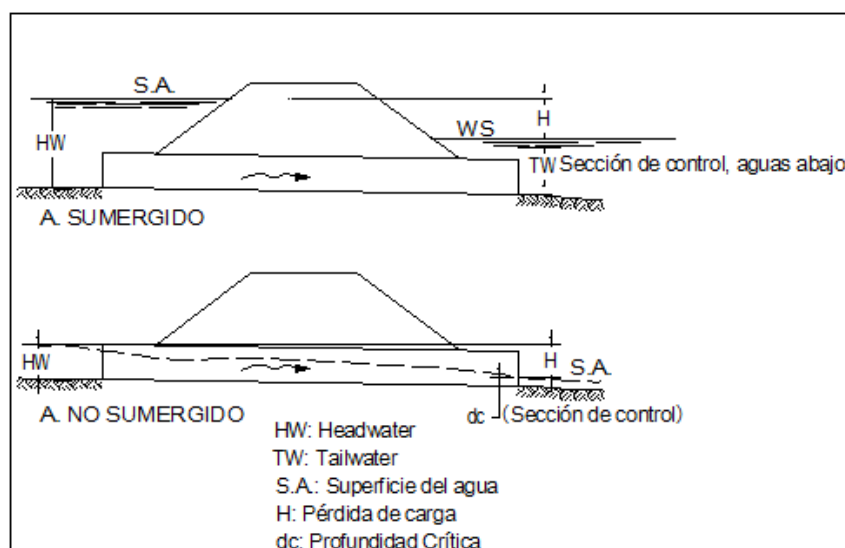


Figura 2.25: Sección de control de salida en alcantarillas.

Fuente: Figura tomada desde (Rühle, F. 1966)

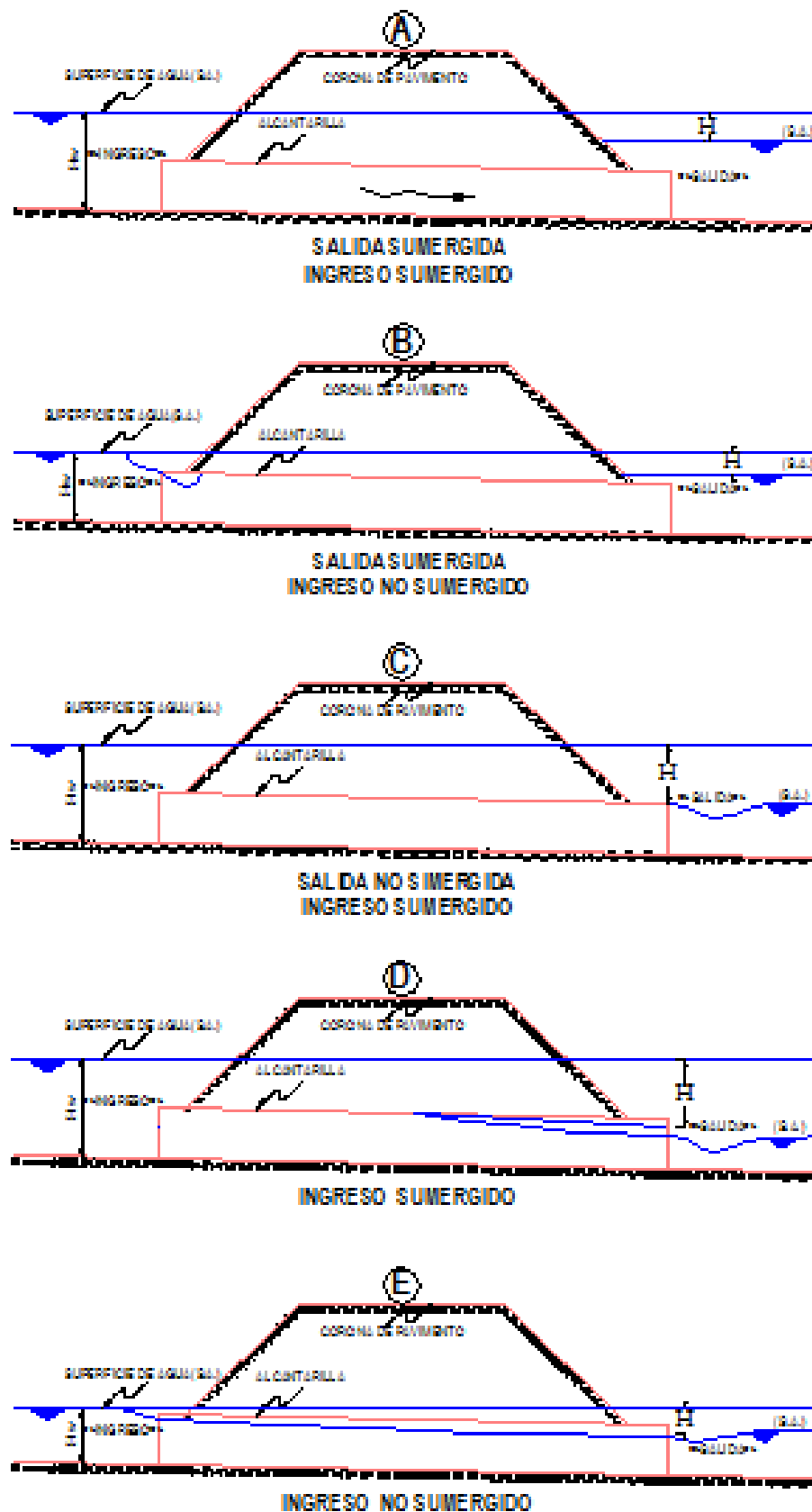


Figura 2.26: Tipos de control de salida en alcantarillas.

g) Cálculo de la Carga de Agua en Control de salida de Alcantarillas

Las condiciones de flujo de control de salida pueden ser calculadas basadas en el equilibrio de energía.

Fuente: Figura tomada desde (Rühle, F. 1966)

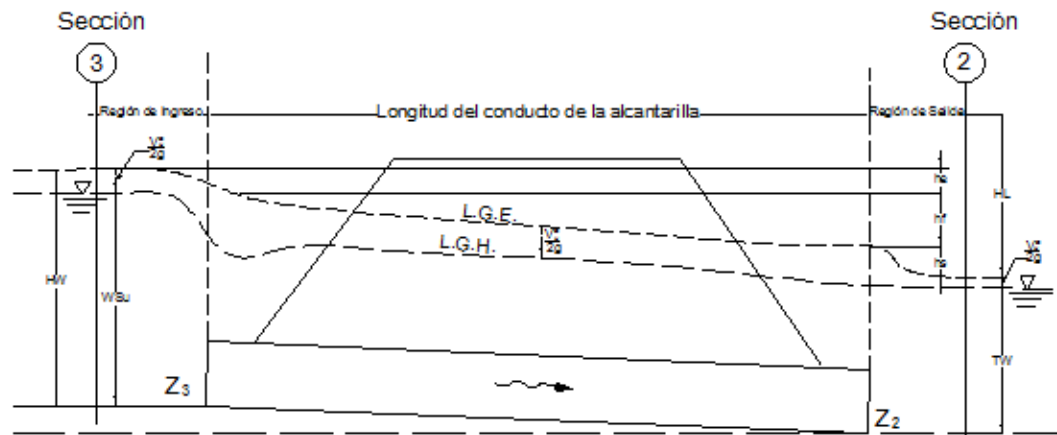


Figura 2.27: Alcantarilla a flujo pleno con líneas de gradiente de energía hidráulica.

Una alcantarilla presenta pérdida de carga por lo que está representado con la siguiente expresión.

$$H_L = H_e + H_f + H_o + H_b + H_j + H_g \quad (2.36)$$

Donde:

H_L : Pérdida de la carga total (m).

H_e : Pérdida de ingreso (m).

H_f : Pérdida por fricción a través del barril (m).

H_o : Pérdida a la salida (m).

H_b : Pérdida (m).

H_j : Pérdidas en las uniones (m).

H_g : Pérdidas en parrillas (m).

La velocidad en el barril esta definido por:

$$V = \frac{Q}{A} \quad (2.37)$$

Donde:

V : Velocidad promedio en el barril (m/s).

Q : Caudal (m³/s).

A : Área de la sección transversal llena (m²).

La carga de la velocidad está dado por:

$$H_v = \frac{\alpha V^2}{2g}$$

La pérdida de entrada está en función de la carga de la velocidad y está dado por:

$$H_e = k_e \left[\frac{\alpha V^2}{2g} \right]$$

k_e : Depende de la configuración del tipo de ingreso.

La pérdida por fricción es una función de la carga, de la velocidad y se expresa así:

$$V = \frac{R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n} \longrightarrow S = \frac{V^2 n^2}{R^{\frac{4}{3}}} \quad ; \quad S = \frac{H_f}{L}$$

$$H_f = \frac{LV^2 n^2}{R^{\frac{4}{3}}}$$

$$H_f = \left(\frac{K_u n^2 L}{R^{\frac{4}{3}}} \right) \left(\frac{\alpha V^2}{2g} \right) \quad (2.38)$$

Donde:

K_u : Es 19.63 (sistema internacional) y 29 (sistema ingles).

n : Coeficiente de rugosidad de Manning.

L : Longitud del barril de la alcantarilla (m).

R : Radio hidráulico del barril de la alcantarilla (m).

V : Velocidad en el barril (m/s).

α : Coeficiente de corrección de la velocidad.

Las pérdidas a la salida, se calculan como el cambio de la carga de velocidad en el interior de la alcantarilla, en la sección transversal inmediatamente aguas abajo de la alcantarilla.

La ecuación gobernante es:

$$H_o = k_{ex} \left(\frac{\alpha V^2}{2g} - \frac{\alpha V_d^2}{2g} \right) \quad (2.39)$$

Donde:

k_{ex} : Coeficiente de pérdida a la salida.

V : Velocidad en el interior de la alcantarilla a la salida (m/s).

V_d : Velocidad en el exterior de la alcantarilla, aguas abajo (m/s).

El valor de k_{ex} es igual a 1.0, para una expansión repentina como ocurre en una alcantarilla típica FHWA (1985). Este valor varía entre 0.3 y 1.0, es menos abrupta como en una transición. Finalmente la ecuación de pérdida queda de la siguiente manera:

$$H_L = \left(k_e + \frac{K_u n^2 L}{R^{\frac{4}{3}}}\right) \left(\frac{\alpha V^2}{2g}\right) + k_{ex} \left(\frac{\alpha V^2}{2g} - \frac{\alpha V_d^2}{2g}\right) \quad (2.40)$$

La ecuación 2.40, es aplicable a los casos de control de salida A, B y C, mientras que las ecuaciones de remanso (flujo gradualmente variado) son requeridas para los casos D y E, estos cálculos comienzan con la superficie de agua en el extremo aguas debajo de la alcantarilla y proceden aguas arriba hasta la entrada de la alcantarilla. La superficie de agua aguas abajo se basa en la profundidad crítica en la salida de la alcantarilla o la carga de agua a la salida, cualquiera sea mayor.

2.2.9.5 Cálculo de Tirante Normal y Tirante Crítico

Los diferentes formas de alcantarillas están compuestos por circunferencias de diferentes radios de curvatura para lo cual es necesario conocer las siguientes ecuaciones por medio de la integración:

Área mojada esta definida por: $A = \int_0^y f(y) dy$.

Perímetro mojado esta definida por: $P = 2 \int_0^y \sqrt{1 + (f'(y))^2} dy$

Donde $f'(y)$, es la primera derivada de la función $f(y)$.

Además se debe tener en cuenta los siguientes.

$$f(y) = \sqrt[n]{g(y)} \implies f'(y) = \frac{g'(y)}{n(\sqrt[n]{g(y)})^{n-1}}$$

$$f(y) = g(y) \implies f'(y) = n(g'(y))[g(y)]^{n-1}$$

a) Alcantarilla de Forma Circular

Fuente: Figura tomada desde (Rühle, F. 1966)

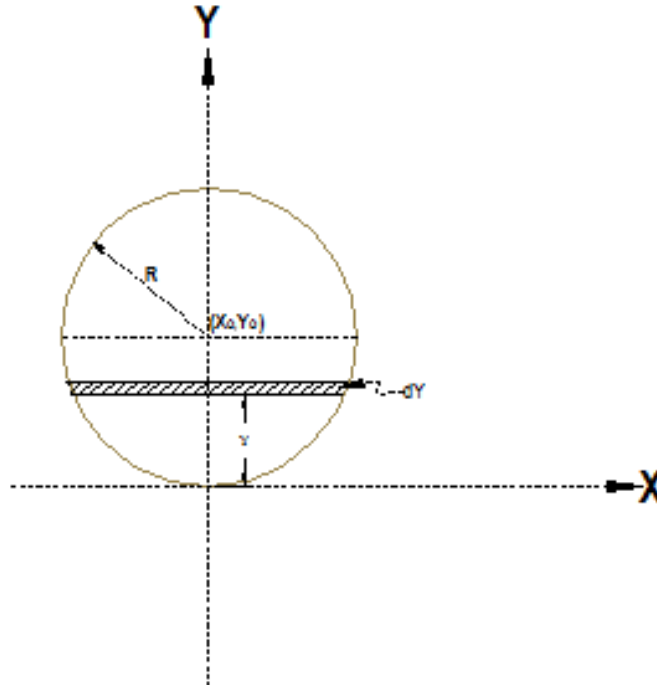


Figura 2.28: Alcantarilla circular.

La ecuación de una circunferencia está dado por: $(X - X_0)^2 + (Y - Y_0)^2 = R^2$

De la figura 2.28 se tiene $(X_0, Y_0) = (0, R)$

$$f(y) = X = \sqrt{R^2 - (y - R)^2} \quad ; \quad f'(y) = \frac{-(y - R)}{\sqrt{R^2 - (y - R)^2}}$$

Para $0 \leq y \leq 2R$

$$A = 2 \int_0^y (\sqrt{R^2 - (y - R)^2}) dy \quad ; \quad P = 2 \int_0^y \left(\sqrt{1 + \left(\frac{-(y - R)}{\sqrt{R^2 - (y - R)^2}} \right)^2} \right) dy$$

Cálculo del tirante normal: Por ecuación de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad ; \quad \frac{A^{\frac{5}{3}}}{P^{\frac{2}{3}}} = \frac{Q \cdot n}{S^{\frac{1}{2}}}$$

$$\frac{(2 \int_0^y (\sqrt{R^2 - (y - R)^2}) dy)^{\frac{5}{3}}}{(2 \int_0^y (\sqrt{1 + \left(\frac{-(y - R)}{\sqrt{R^2 - (y - R)^2}} \right)^2}) dy)^{\frac{2}{3}}} = \frac{Q \cdot n}{S^{\frac{1}{2}}}$$

Donde y = Tirante normal.

El espejo de agua esta dado por (T):

$$T = 2f(y) = 2\sqrt{R^2 - (y - R)^2}$$

Donde y = Tirante normal calculado : $0 \leq y \leq 2R$

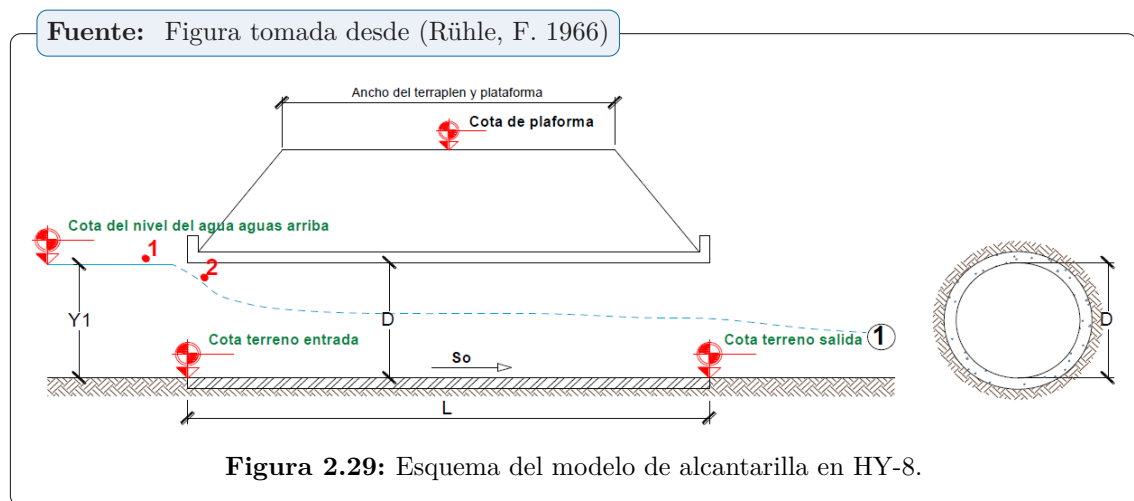
Cálculo de tirante crítico

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad ; \quad \frac{(2 \int_0^{y_c} (\sqrt{R^2 - (y - R)^2}) dy)^3}{2\sqrt{R^2 - (y_c - R)^2}} = \frac{Q^2}{g}$$

Donde = Tirante crítico a calcular : $0 \leq y \leq 2R$

2.2.9.6 Diseño de la Alcantarilla con HY-8.

El modelo hidráulico para la resolución de alcantarillas, HY-8 fue desarrollado por la Federal Highway Administration del U.S. Department of Transportation. Actualmente es uno de los modelos hidráulicos que corre en un programa de distribución gratuita (software libre) y es de sencilla utilización.



El programa, internamente calcula por control de entrada y de salida y elige el mayor. Este programa también permite proyectar. Es decir, sugiere dimensiones para niveles de entrada fijados.

2.3 Marco Conceptual.

2.3.1 Período de retorno

También llamado período de recurrencia, el período de retorno es un concepto estadístico que intenta proporcionar una idea de hasta qué punto un suceso puede considerarse raro, en términos de una determinada horquilla temporal habitualmente expresada en años. Suele utilizarse con distribuciones de variables extremas referidas a un período de referencia igualmente de un año; por ejemplo, la cantidad de lluvia caída en el día más lluvioso del año o la mayor altura de ola alcanzada en un año. (Quispe, 2015).

2.3.2 Gradiente hidráulico

En un medio poroso, es la disminución de la altura piezométrica por unidad de distancia en la dirección del flujo del agua subterránea. Representa la pérdida de energía por unidad de longitud recorrida. (Quispe, 2015)

2.3.3 Procesos fluviales

Desde el punto de vista de la hidráulica fluvial, todos los ríos están sujetos en mayor o menor grado a procesos de erosión o degradación, equilibrio y sedimentación. Un río se considera en estado de equilibrio cuando no varía el perfil del fondo y de las márgenes del cauce y por lo tanto, existe compensación entre los sedimentos que son transportados hacia el sitio y desde el sitio.

La degradación se manifiesta cuando el nivel del lecho baja o si las márgenes se desplazan hacia afuera, lo que se presenta cuando la carga de sedimentos es inferior a la capacidad de transporte del flujo de agua. La degradación también conocida como sedimentación ocurre si el nivel del lecho debido a que la carga de sedimentos es superior a la capacidad de transporte del flujo de agua. Estos procesos se aceleran e intensifican durante crecientes, que además originan el problema de las inundaciones sobre todo en las zonas planas aluviales de los ríos.

Los cambios morfológicos en los ríos pueden deberse a causas naturales o antrópicas. Las intervenciones humanas sobre un sistema hidráulico pueden desencadenar procesos a altas velocidades que naturalmente tardarían mucho tiempo en producirse y en algunos casos pueden llegar a ser irreversibles. (Freire & Ruilova, 2012).

2.3.4 Degradación

La degradación de un cauce se refiere a la pérdida de material en una zona del río y es el producto del desequilibrio entre el aporte sólido que trae el agua a una cierta sección y la mayor cantidad de material que es removido por el agua de esa sección. La posibilidad de arrastre de los materiales en cada punto se considera dependiente de la velocidad media del agua y de la velocidad media requerida para arrastrar las partículas de sedimento.

Para que se produzca la erosión se debe de cumplir que:

Velocidad media del agua (V_r) > Velocidad media de arrastre (V_e).

En otras palabras, consiste en el lavado del material del lecho de ríos, además es muy apreciable aguas abajo de las obras de almacenamiento de agua. También se presenta el fenómeno de lavado local alrededor de pilas de puentes y en general de todo tipo de estructuras hidráulicas. (Freire & Ruilova, 2012).

2.3.5 Remoción en masa

Los fenómenos de remoción en masa comprenden una gran variedad y complejidad de movimientos ladera abajo de material geológico debidos a la fuerza de la gravedad. En un concepto amplio, se puede aceptar que los fenómenos de remoción en masa incluyen la pérdida de materiales por deslizamiento de taludes y por erosión de laderas. El deslizamiento puede incluir movimientos en masa tan diferentes en su mecanismo como caída de rocas, flujo de lodos o subsidencia del terreno. En el caso de la erosión, existe un agente externo (agua, hielo, viento, variaciones térmicas, organismos vivos o el hombre) capaz de arrancar y transportar materiales de una ladera o de los taludes de un cauce. (Freire & Ruilova, 2012).

2.3.6 Cauce

Lecho de los ríos y arroyos. También se puede definir como conducto descubierto o acequia por donde corren las aguas para riegos u otros usos. (Diccionario de la Real Academia Española).

2.3.7 Estabilidad lateral

Capacidad de una estructura o elemento estructural de resistir las fuerzas laterales sin llegar a volcar, pandear o colapsar. (Diccionario de Arquitectura y Construcción).

2.3.8 Caudal

Cantidad de un fluido que discurre en un determinado lugar por unidad de tiempo. También puede definirse como la cantidad de agua que mana o corre. (Diccionario de la Real Academia Española).

2.3.9 Estribo

Parte de una estructura que recibe el empuje de un arco o bóveda. También se puede definir como barra doblada, generalmente en forma de U o W empleada en construcción de hormigón armado o ladrillo. (Diccionario de la Real Academia Española).

2.3.10 Avenida

Se denomina avenida a un incremento considerable y en ocasiones repentino de un curso de agua. (Diccionario de la Real Academia Española).

2.3.11 Erosión

Es el desgaste que se produce en la superficie de un cuerpo por la acción de agentes externos (como el viento o el agua) o por la fricción continua de otros cuerpos. La erosión forma parte de lo que se conoce como ciclo geográfico, que abarca los cambios que sufre. (Diccionario de la Real Academia Española).

MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN

3.1 Enfoque

El modelo de enfoque del presente trabajo de tesis es multimodal, ya que consta de la integración del enfoque cualitativo y cuantitativo. Por un lado presenta un enfoque cualitativo porque este proyecto, en primera instancia, para el cálculo de la socavación es necesario ingresar datos reales tanto de precipitaciones proporcionados por SENAMHI, con lo cual se calcula los caudales y validados con datos hidrométricos medidos en regla del estribo derecho del puente Marita, se tiene datos topográficos reales con levantamientos hechos insitu, así mismo un estudio granulométrico de la muestra de suelo al pie de los estribos recolectando adecuadamente y ensayados en laboratorio de mecánica de suelos de la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil de la UNSCH. Por otro lado, el proyecto de tesis consta de un enfoque cuantitativo porque a través de la recolección de información proveniente de la zona de estudio se analiza datos de precipitación desde el inicio de funcionamiento de la estación hasta el año 2016 para el cálculo de caudales y niveles de agua en el lecho de río y la derivación adecuada de agua por un aliviadero o número de aliviaderos necesarios.

3.2 Alcance

De acuerdo a la naturaleza del presente trabajo, reúne por su nivel las características de un estudio exploratorio, descriptivo y correlacional.

Exploratorio: Porque en el presente trabajo se hará inicialmente un reconocimiento del terreno y estar en contacto directo con la realidad de la zona de estudio, se recogerá información y muestras respectivas para el diagnóstico.

Descriptivo: Porque nos dice y refiere sobre las características, propiedades, y rasgos esenciales de la zona de estudio, hechos y fenómenos de la realidad, en un momento y tiempo histórico concreto y determinado.

Correlacional: En razón que se evaluará más de dos variables para estimar la socavación al pie de los estribos, como son: el factor precipitación-escorrentia, factor suelo, factor topográfico, factor transporte de sedimentos, caudal base, encauzamiento, etc.

3.3 Diseño de investigación

De acuerdo a la naturaleza del presente trabajo, reúne por su nivel las características de un estudio experimental.

Experimental: En este nivel se aplicará para estimar la socavación al pie de los estribos, datos que se tomarán de manera directa como es la variación de las pendientes, de la sección transversal, aforo de caudales con correntómetro y observar directamente las degradaciones y agradaciones del suelo al pie de los estribos.

3.4 Población y muestra

3.4.1 Población

Es el total de los elementos existentes en el lecho del río Caracha, sobre la cual queremos hacer una inferencia basándonos en la información relativa de la muestra.

3.4.2 Muestra

El muestreo será 300 m aguas arriba y 100 m aguas abajo del puente carrozable Marita, en total 400 m del lecho del río Caracha.

3.5 Hipótesis

3.5.1 Hipótesis general

1. Si se hace el modelamiento hidrológico e hidráulico del río Caracha, entonces se podrá determinar los parámetros para controlar la socavación de los estribos del puente Marita, ubicado sobre el río Caracha en la carretera Sancos - Sacsamarca.

3.5.2 Hipótesis específicas

1. Si se evalúa la variación de caudal del río Caracha, entonces se verá la influencia en la variación de los parámetros de socavación al pie de los estribos del puente Marita.
2. Si se evalúa la variación de la morfología del lecho del río Caracha, entonces se verá la influencia en la variación de los parámetros de socavación al pie de los estribos del puente Marita.
3. Si se analiza la dinámica de los cursos de agua del río Caracha, entonces se verá cómo influye en la variación de la socavación al pie de los estribos del puente Marita.

3.6 Variables e indicadores

3.6.1 Variables

Variables Independientes

- ☞ El caudal.
- ☞ El cauce del río.
- ☞ La dinámica lateral y vertical del lecho del río.
- ☞ Transporte de sedimentos.
- ☞ Vegetación de la ribera.

Variables Dependientes

- ☞ Profundidad de Socavación

3.6.2 Indicadores

Indicadores de variables independientes

- ☞ Caudal de escorrentía (m³/seg).
- ☞ Forma de la sección transversal (m²).
- ☞ Velocidades lateral y longitudinal (m/seg).
- ☞ Grado de transporte de sólidos (kg/ml).
- ☞ Porcentaje de vegetación (%).

Indicadores de variables dependientes

- ☞ Tiempo de duración de la creciente (Hr).
- ☞ Intensidad de la precipitación (mm/h).

Tabla 3.1: Operacionalización de variables.

Variables	Operacionalización	Indicadores
Independientes	El caudal. El cauce del río. La dinámica lateral y vertical del lecho del río. Transporte de sedimentos. Vegetación de la ribera.	Caudal de escorrentía. Forma de la sección transversal. Velocidades lateral y longitudinal. Grado de transporte de sólidos. Porcentaje de vegetación.
Dependientes	Profundidad de Socavación	Tiempo de duración de la creciente. Intensidad de la precipitación.

3.7 Técnicas de recolección de datos

Las principales técnicas de recolección de datos utilizados en la investigación son:

- ☞ Mediciones directas como son: la topografía del lecho del río, mediciones de cotas y distancias con nivel de ingeniero y cinta métrica.
- ☞ Mediciones directas de alturas de degradación del terreno al pie de los estribos.
- ☞ Aforos del caudal con correntómetro digital y así correlacionar con los caudales obtenidos del estudio hidrológico.
- ☞ Obtención de datos de SENAMHI de precipitaciones de las estaciones en el área de influencia desde su funcionamiento hasta el año 2016.
- ☞ Observaciones directas de la estructura del puente y áreas con huellas de inundaciones.
- ☞ Toma de muestra del suelo al pie de los estribos con pala y pico y el cuarteo respectivo.

Instrumentos

- ☞ Ordenador, se ha dispuesto de un ordenador portátil de las siguientes características:
 - Procesador: Intel (R) Corel (TM) i7-3610QM CPU @2.30 GHZ.
 - Memoria Instalada (RAM): 6.00 GB.
 - Tipo de sistema: Sistema operativo de 64 bits.
 - Programas Informáticos.
 - Sistema operativos: Windows 7 ultimate.
 - Microsoft Office: Word, Excel, Power Point, Civilcad 2018, HEC - HMS, HEC - RAS.
 - Impresora: Canon G3000 series printer
- ☞ Camara digital: 8.00 pixels.
- ☞ Estación total.
- ☞ Correntómetro digital OTT modelo MF pro.
- ☞ GPS Sistema de Posicionamiento Global: GPS map 76CSx Nivel automático: Sokkia B40.
- ☞ Vernier.

- ☞ Cinta métrica.
- ☞ Flexómetro.
- ☞ Balanza digital.
- ☞ Probeta.
- ☞ Pala, Pico y combas.

3.8 Técnicas estadísticas para el procesamiento de la información

Consiste en procesar los datos obtenidos de la zona de estudio, durante el trabajo de campo y de datos de precipitaciones obtenidas del SENAMHI, y tiene como fin generar resultado, a partir de los cuales se realizará el análisis según los objetivos de la investigación realizada.

En el procesamiento de datos debe mencionarse las herramientas estadísticas a utilizarse.

Como lo menciona Hernández (2003), se debe decidir qué tipo de análisis de los datos se llevará a cabo: cuantitativo, cualitativo o mixto.

En este caso el análisis es cuantitativo, porque se selecciona las pruebas estadísticas apropiadas para analizar los datos, dependiendo de las hipótesis formuladas y de los niveles de medición de las variables.

Se aplica también el método inductivo porque estudia los fenómenos o problemas desde las partes hacia el todo, es decir analiza todos los datos como de precipitaciones, granulometría y se determina la altura de socavación. También se puede decir que sigue un proceso analítico-sintético.

Para una mejor estructuración del método inductivo se siguen los siguientes pasos:

- ☞ Observación.
- ☞ Experimentación.
- ☞ Comparación.
- ☞ Generalización.

3.9 Desarrollo del trabajo de tesis.

3.9.1 Ubicación de la zona de estudio

☛ Política:

Región : Ayacucho.
Provincia : Huanca Sancos y Lucanas.
Lugar : Sancos - Sacsamarca.

☛ Geográfica:

Geográficamente el proyecto se encuentra ubicado en las coordenadas UTM siguientes:

Puente Marita: 573,406.00 m E; 8'458,155.00 m N

3.9.2 Ubicación del puente

La zona de ubicación del puente Marita, de acuerdo a la información cartográfica a escala 1:100,000 del IGN y la topográfica de detalle a escala 1:1500, corresponde a una en la cual el río ha formado un curso de agua sensiblemente recto y de media pendiente; esta ubicación corresponde aproximadamente a las siguientes coordenadas geométricas:

☛ Puente Marita:

Coordenada UTM Este : 573,406.00 m.
Coordenada UTM Norte : 8'458,155.00 m.
Altitud : 3,284.00 m.s.n.m.

En este lugar está ubicado el puente vehicular Marita. Se ha verificado las condiciones naturales del emplazamiento del puente Marita, cuya ubicación actual cumple con los siguientes criterios generales:

- ☛ Posición del trazo de la carreteras Sancos a Sacasamarca.
- ☛ Ubicación en un tramo del río preferentemente recto y con ocurrencia del flujo de agua en condiciones casi uniforme.
- ☛ Ubicación en un punto del cauce del río lo más estrecho posible que permita una menor longitud de la luz del puente.
- ☛ Posición del eje del puente formando un ángulo perpendicular al eje principal del río. Ubicación en una zona lo suficientemente estable en donde no se necesite cambiar la forma de la sección del río para mejorar las condiciones de flujo del agua.

- ☞ Ubicación en una zona en la cual el historial de migración del río y sus tendencias geomorfológicas se muestren estables y sin mayores cambios.
- ☞ Existencia de puntos potenciales sobre el río para un posible control hidráulico.
- ☞ Ubicación en una zona del río en donde las características geomecánicas del subsuelo permitan una cimentación adecuada y de fácil construcción.
- ☞ Disponibilidad relativa de materiales de construcción. Máxima eficiencia económica.

Fuente: Elaboración propia



Figura 3.1: Ubicación del Puente Marita.

3.9.3 Caracterización del Area de Estudio

3.9.3.1 Características del Río Caracha en el Sitio del Puente

El puente Marita, ubicado sobre el río Caracha; es una estructura antigua de concreto armado con estribos en ambas márgenes del río. Según la magnitud del proyecto el paso se ubica a un nivel bajo con respecto al río y cuenta con una luz corta de acuerdo a las condiciones topográficas, ya que se ha visto en ocasiones que, el flujo del agua ha alcanzado la losa del puente. El cauce del río es muy sinuoso y cubierto de bolones de rocas, lo que claramente genera una resistencia importante al flujo, tanto durante caudales bajos como durante crecientes.

3.9.3.2 Caracterización de la Cuenca

La cuenca Caracha, se ubica en la carretera de Sancos a Saccsamarca.

Las características hidrológicas de las cuencas son descritas en términos de las siguientes propiedades: (a) área, (b) perímetro, (c) longitud del cauce principal, (d) ancho medio, (e) coeficiente de compacidad, (f) radio de circularidad, (g) factor de forma, y (h) relación de elongación.

Fuente: Elaboración propia

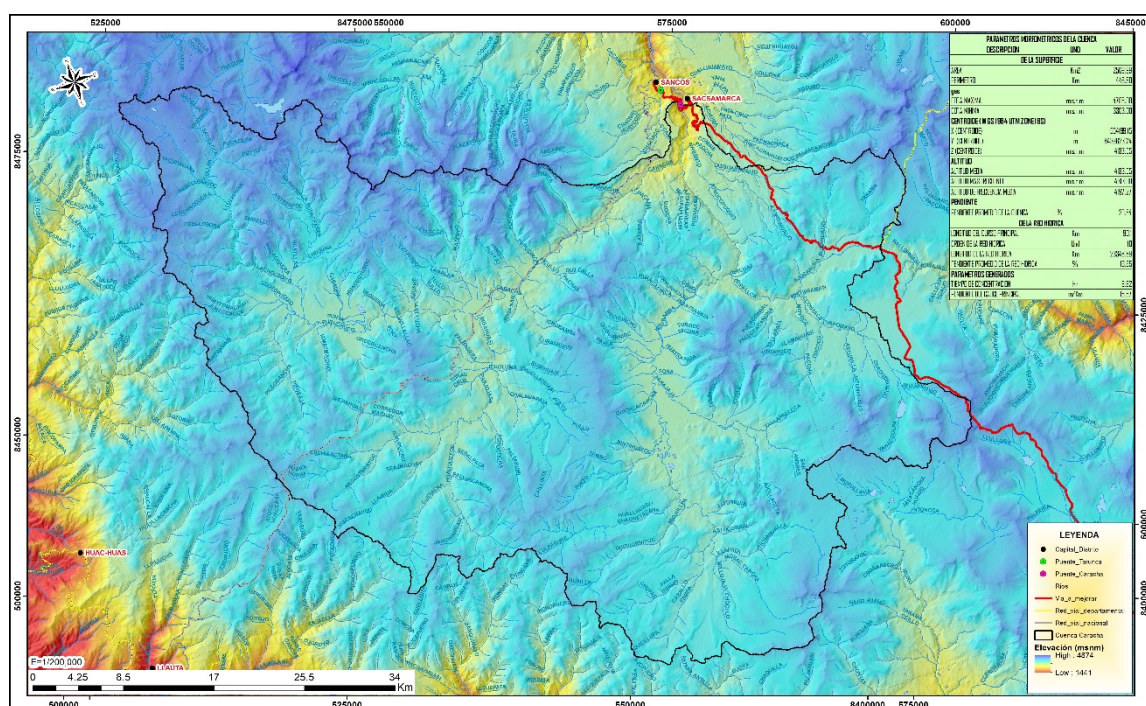


Figura 3.2: Delimitación de la Cuenca Caracha.

a) Área de la cuenca

Área de cuenca, o área de drenaje, es quizás la propiedad más importante de la cuenca, ésta determina el potencial del volumen de escorrentía, proporcionando la tormenta que cubre el área completa. La cuenca es delimitada por la unión de puntos altos que separan las cuencas de drenaje en salidas diferentes.

Debido al efecto de flujo subsuperficial (interflujo y flujo subterráneo), la división de la cuenca hidrológica no podría estrictamente coincidir con la división topográfica de la cuenca. La división hidrológica, sin embargo, es menos tratable que la división topográfica; por lo que, este último es preferido para uso práctico.

La cuenca Caracha tiene un área de 2569.99 Km².

Tabla 3.2: Área de cuenca Caracha.

Cuenca	Área (km ²)
Caracha	2569.99

Fuente: Elaboración propia

b) Perímetro

Es la longitud del límite exterior de la cuenca. Su magnitud depende de la superficie y la forma de la cuenca. El perímetro de la cuenca es de una longitud aproximada de:

Tabla 3.3: Perímetro de la cuenca Caracha.

Cuenca	Perímetro (km)
Caracha	446.60

Fuente: Elaboración propia

c) Pendiente de la cuenca

La pendiente de una cuenca, es un parámetro muy importante en el estudio de toda cuenca, tiene una relación importante y compleja con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad del suelo, y la contribución del agua subterránea a la escorrentía, es uno de los factores, que controla el tiempo de escurrimiento y concentración de la lluvia en los canales de drenaje, y tiene una importancia directa en relación a la magnitud de crecidas

Tabla 3.4: Pendiente media de la cuenca Caracha.

Cuenca	Pendiente (%)
Caracha	29.54

Fuente: Elaboración propia

d) Longitud del curso principal

Llamado también longitud de la cuenca (o longitud hidráulica); es la longitud medida a lo largo del curso de agua principal. El curso de agua principal (o corriente principal) es el curso de agua central y más largo de la cuenca y la única que conduce escorrentía hacia la salida. A continuación, mostramos la tabla 3.5 con la longitud del curso principal de la cuenca Caracha.

e) Pendiente media del cauce principal

Una vez obtenida la longitud, se determinan las cotas de los puntos de inicio (desagüe) y final del cauce principal, obteniéndose así la pendiente media, como la relación entre la diferencia de cotas y la longitud del cauce.

Tabla 3.5: Longitud del cauce principal de la cuenca Caracha.

Cuenca	Long. (Km)
Caracha	90.10

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.6: Pendiente del cauce principal de la cuenca Caracha.

Cuenca	Pendiente (%)
Caracha	1.58

Fuente: Elaboración propia

Fuente: Elaboración propia

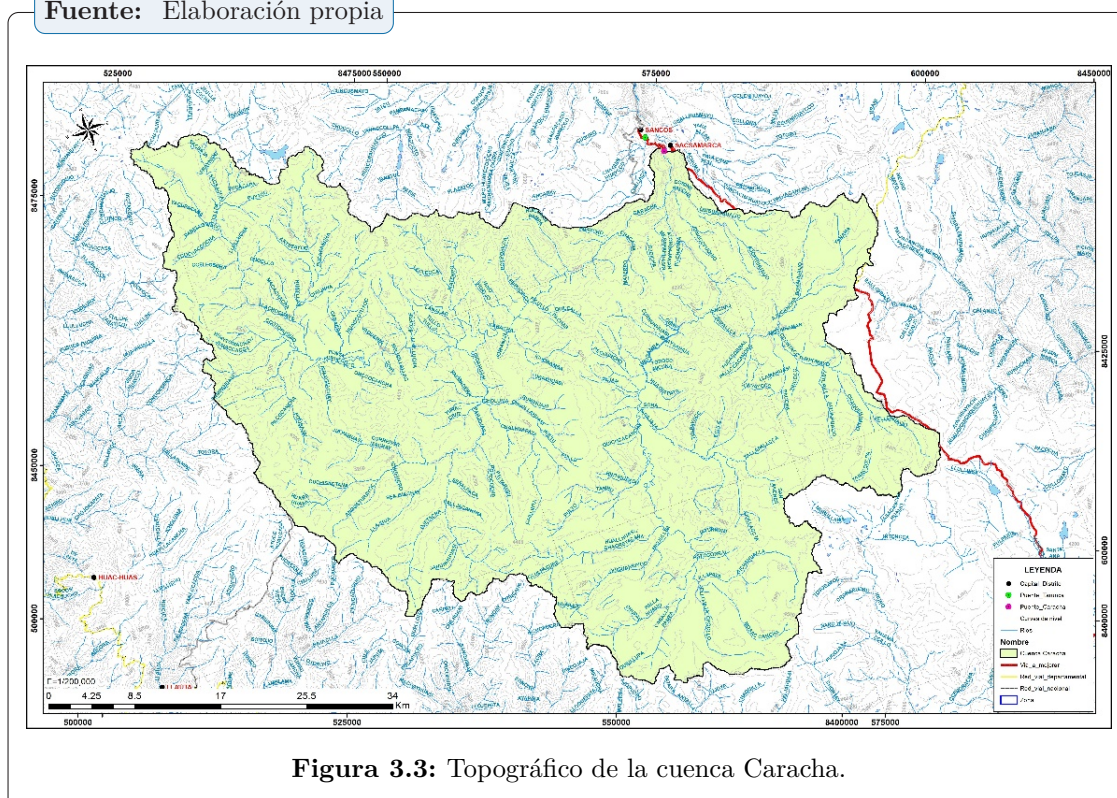


Figura 3.3: Topográfico de la cuenca Caracha.

3.9.3.3 Generar la entrada al modelo hidrológico HEC-HMS

El menú “HMS” desarrolla una serie de entradas hidrológicas para el HEC-HMS que son:

- ☞ Archivo de mapa de fondo.
- ☞ Archivo de esquema de la cuenca agregada.
- ☞ Archivo de parámetros por celdas.
- ☞ Archivo de esquema de la cuenca distribuida.

Estos pasos incluyen un proceso de nombrado automático de tramos y subcuencas, revisar errores en la cuenca y conectividad de los cauces para poder producir el esquema de la cuenca.

Fuente: Elaboración propia



Figura 3.4: Definición de las subcuencas.

3.9.3.3.1 Configuración del Proyecto HMS

Esta función genera un subdirectorio de proyecto en el directorio “HMS Project” y copia todos los ficheros generados con Geo-HMS en ese directorio. Si el directorio ya existe, los ficheros que haya en él serán reemplazados.

Este grupo de ficheros define completamente un proyecto HMS y se puede cargar y ejecutar directamente desde el HEC-HMS sin más manipulación en los datos, aunque se recomienda un control de calidad de los datos antes de realizar las simulaciones con HEC-HMS.

Fuente: Elaboración propia

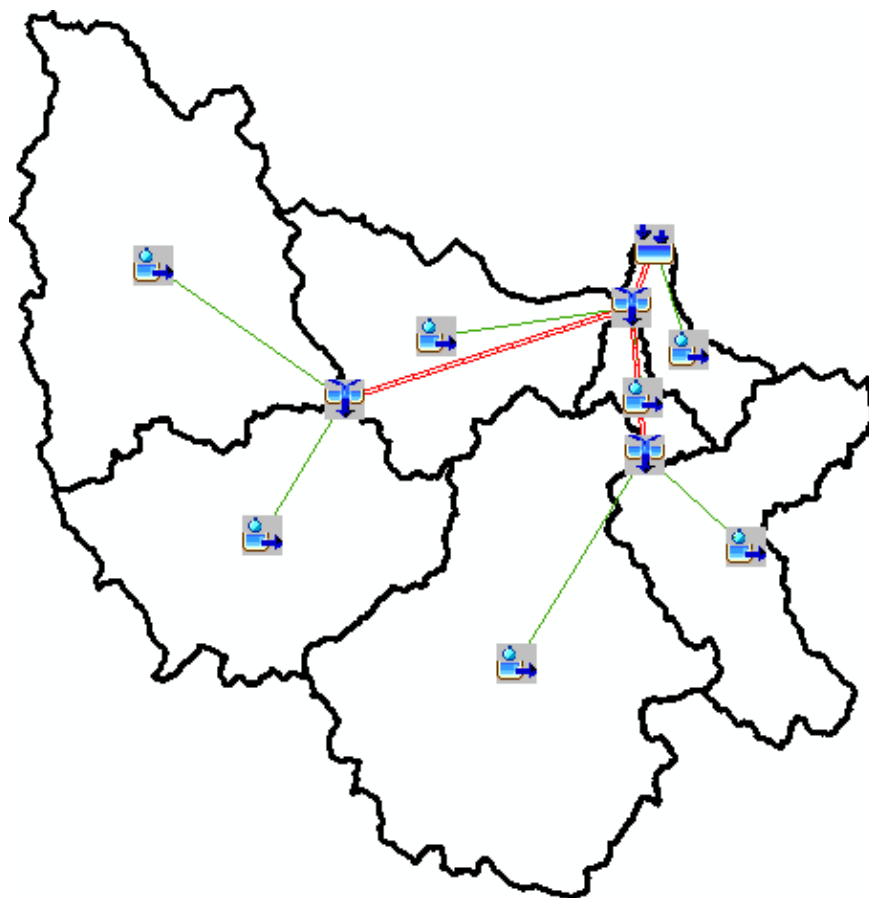


Figura 3.5: Esquema HEC-HMS en ArcMap 10.3.

3.9.4 Importar el Modelo de la cuenca hacia el software HEC-HMS

Una vez creado el proyecto HMS con la extensión, ya se puede importar dicho proyecto hacia el HEC-HMS. (figura 3.6)

3.9.5 Modelación con HEC-HMS

En una primera variante se importó al HEC-HMS el modelo conceptual de la cuenca Caracha dividida en 07 subcuencas, en la cual se definirá los caudales de avenidas correspondientes a 25, 50, 100, 200 y 500 años de período de retorno.

Fuente: Elaboración propia

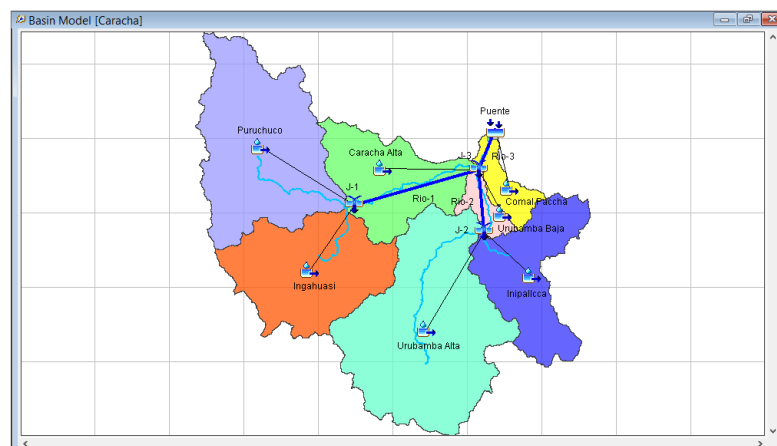


Figura 3.6: Modelo hidrológico importado al HEC-HMS.

3.9.5.1 Datos de entrada

Como datos de ingreso, se ha considerado los hietogramas de diseño definidas en el estudio hidrológico de la cuenca Caracha, y los parámetros calculados para cada uno de las subcuencas y ríos. (tablas 3.7 y 3.8).

Tabla 3.7: Parámetros HEC-HMS en subcuencas.

Cuenca	Area (km ²)	Area CN 79 (km ²)	Area CN 66 (km ²)	NC CAL- CULADO	L (m)	J (m/m)	Tc (Hr) Temez	Tlag (Hr)	Tlag (min)
Comal Paccha	77.63	68.57	9.06	77.48	23216.77	0.044795	2.46	0.86	51.71
Caracha Alta	314.75	306.09	8.66	78.64	48569.98	0.012875	5.47	1.91	114.85
Urubamba Baja	54.34	54.16	0.18	78.96	17830.45	0.035669	2.10	0.74	44.19
Puruchuco	608.05	608.05	0.00	79.00	54692.58	0.012165	6.05	2.12	127.06
Ingahuasi	448.69	448.69	0.00	79.00	35982.42	0.009634	4.60	1.61	96.62
Urubamba Alta	753.12	753.12	0.00	79.00	58076.70	0.006864	7.06	2.47	148.26
Inipalcca	313.43	313.43	0.00	79.00	35343.74	0.009808	4.52	1.58	94.99

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.8: Parámetros HEC-HMS en ríos.

Río	At	S (m/m)	Ax (m)	Tv (Hr)	c	K (Hr)	x	Tlag min	n
Caracha Baja	10	0.546698	6486.21	1.39	2.155137	0.84	0.32	29	5
Puruchuco	10	0.004886	25172.39	9.57	1.217722	5.74	0.32	201	34
Caracha Alta	10	0.014138	28928.75	8.69	1.540699	5.22	0.32	183	31
Urubamba Baja	10	0.029583	13791.53	4.30	1.483987	2.58	0.32	90	15
Inipalcca	10	0.004213	7832.49	4.05	0.894609	2.43	0.32	85	15
Ingahuasi	10	0.002398	14178.31	7.08	0.92680	4.25	0.32	149	25
Urubamba Alta	10	0.002639	36379.82	14.23	1.183328	8.54	0.32	2.99	51

Fuente: Elaboración propia

3.9.5.2 Modelo meteorológico

En esta sección se definirá el modelo meteorológico para las subcuencas, se asigna las lluvias ingresadas a cada subcuenca.

Fuente: Elaboración propia

Subbasins	
Met Name: Met 1	
Subbasin Name	Gage
Caracha Alta	Pp Tr=25
Comal Paccha	Pp Tr=25
Ingahuasi	Pp Tr=25
Inipallcca	Pp Tr=25
Puruchuco	Pp Tr=25
Urubamba Alta	Pp Tr=25
Urubamba Baja	Pp Tr=25

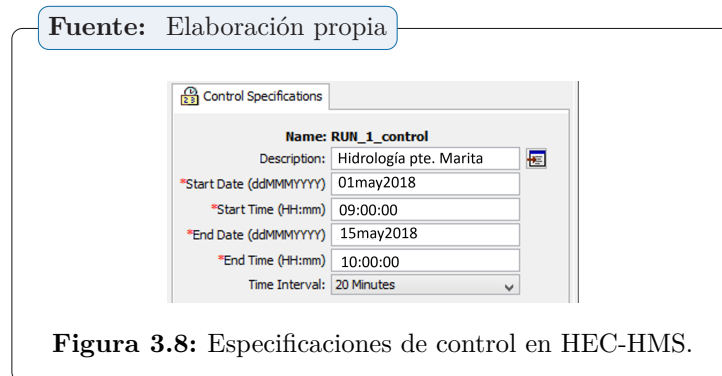
Figura 3.7: Modelo meteorológico de subcuencas en HEC-HMS.

Notas:

- ☞ La determinación de los hietogramas de diseño para los diferentes periodos de retorno; utilizados en el modelo meteorológico de la cuenca Caracha, se puede verificar en el Apéndice correspondiente al estudio hidrológico; en el **ítem 3: Análisis y Tratamiento de la Precipitación**.
- ☞ las transformaciones lluvia - escorrentía, se obtuvieron mediante abstracciones del hidrograma unitario del SCS; mientras que los hietogramas de diseño, mediante el método de bloques alternos.
- ☞ Para la presente tesis, se han utilizado las **estaciones meteorológicas de Huancasancos, Huac-Huas y Llauta**; cuyos datos de precipitación máxima de 24 horas, han sido obtenidos a partir del SENAMHI, desde su funcionamiento hasta el año 2017, sin embargo dichos datos han sido enviados solo hasta el año 2016; con un periodo de registro de 20 años.
- ☞ A nivel nacional, existe escasa disponibilidad de datos meteorológicos; más aun en el ámbito de la cuenca en estudio no existe ninguna estación meteorológica; por las cuales, se optó por utilizar datos de estaciones cercanas a la cuenca Caracha, y los únicos en funcionamiento son las estaciones meteorológicas de Huancasancos, Hac-Huas y Llauta; con un periodo de registro de 20 años y monitoreados por SENAMHI.

3.9.5.3 Especificaciones de control

Se define el inicio y final de la simulación, y el intervalo de tiempo en la cual se obtendrá los resultados.



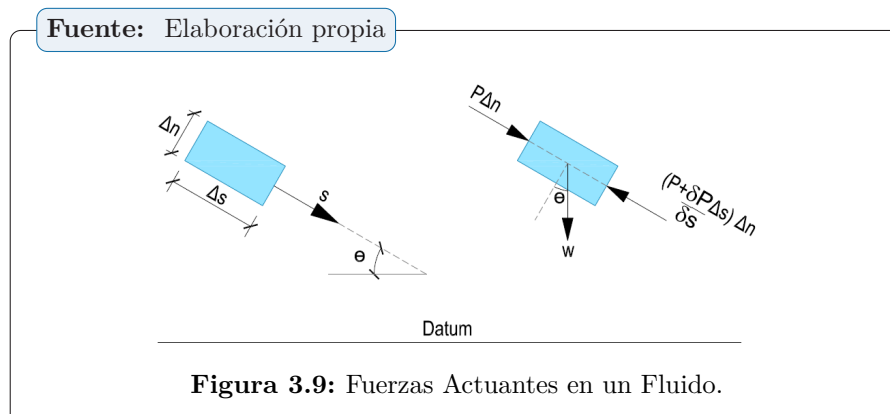
3.10 Estudio Hidráulico

3.10.1 Introducción

Para conocer el comportamiento del flujo en cauces naturales o simplemente en canales con secciones conocidas, es necesario contar con la teoría básica de la hidráulica y las leyes físicas que gobiernan su comportamiento. De las ecuaciones básicas y los principios físicos del movimiento de fluidos, se aplican a la solución del flujo gradualmente variado, obteniendo como resultados los niveles o tirantes a lo largo del cauce. También es necesario contar con metodologías para calcular el área y el perímetro mojado en una sección transversal.

3.10.2 Ecuaciones Gobernantes

3.10.2.1 Ecuación de Movimiento del flujo



Aplicando la segunda ley de Newton y haciendo las simplificaciones necesarias se llega a:

$$\rho \left(\frac{\partial V_s}{\partial t} + V_s \frac{\partial V_s}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial s} (p + \gamma Z) = 0 \quad (3.1)$$

Esta ecuación 3.1, es la conocida ecuación propuesta en el siglo XVIII, por el matemático suizo Leonardo Euler y reconocida universalmente como la ecuación de Euler. En este estudio, esta ecuación simplifica la aceleración local, debido a que el análisis es para flujos permanentes.

3.10.2.2 Secciones Transversales en Cauces Naturales

El estudio de las propiedades de las secciones transversales en cauces naturales tiene singular importancia, ya que dicha sección es la que define muchas de las características de la conducción. Estas secciones representan la geometría del cauce que están formados por una serie de puntos o coordenadas (X, Y), cuyos valores de X forman la longitud de la sección transversal y los valores de Y las alturas con respecto a un DATUM. En principio, las formas de estas secciones pueden variar a lo largo del canal (canal no prismático).

Fuente: Elaboración propia

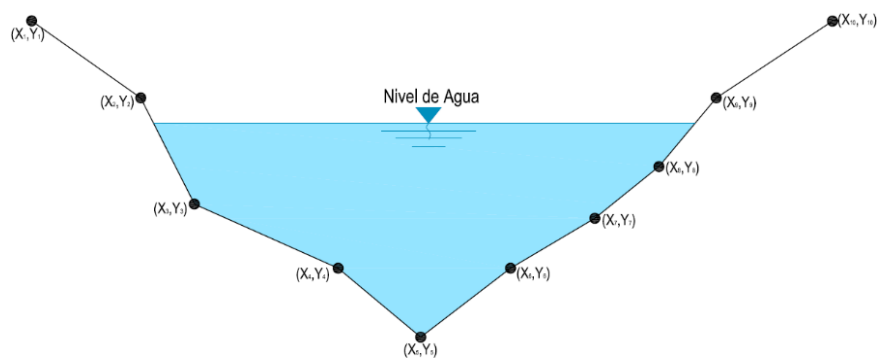


Figura 3.10: Sección Transversal en Cauces Naturales.

Área mojada.

$$A = 0,5[Y(X'_n + X_{n-1} - X_2 - X_1) + X_1 Y_2 + X_n X_{n-1} + \sum_{i=2}^{n-2} (X_i Y_{i+1} - X_{i+1} Y_i)]$$

Perímetro mojado.

$$P = \sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y_1)^2} + \sqrt{(X_n - X_{n-1})^2 + (Y_n - Y_{n-1})^2} + \sum_{i=2}^{n-2} [\sqrt{(X_{i+1} - X_i)^2 + (Y_{i+1} - Y_i)^2}]$$

3.10.2.3 Cálculo del Tirante Normal

Para el análisis y diseño del PUENTE MARITA fue necesario conocer el Tirante Normal, que forma parte de las características hidráulicas de un río. En la mayoría de los textos exponen los cálculos numéricos solo para canales con secciones transversales conocidos tales como: rectangulares, triangulares, trapezoidales, parabólicos y otros que derivan a ecuaciones lineales en la solución del tirante normal, entonces; para el análisis en cauces naturales se aproximan a estas secciones mencionadas perdiendo precisión y garantía en la obtención de sus resultados.

Función F1

$$F(Y) = Q^3 \left(\sum n_i^{\frac{3}{2}} P_i \right)^2 - A^5 S^{\frac{1}{2}} = 0 \quad (3.2)$$

Solucionando la ecuación 3.2, por el método de Newton Raphson derivando la función F(Y) con respecto al tirante.

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial Y}(F(Y)) &= Q^3 \frac{\partial}{\partial Y} \left(\sum n_i^{\frac{3}{2}} P_i \right)^2 - S^{\frac{1}{2}} \frac{\partial}{\partial Y}(A^5) \\ \frac{\partial}{\partial Y} \left(\sum n_i^{\frac{3}{2}} P_i \right)^2 &= 2 \left(\sum n_i^{\frac{3}{2}} P_i \right)^2 \left[\frac{n_i^{\frac{3}{2}} (Y_1 - Y_2 - (X_2 - X_1)m_1)}{\sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y_1)^2}} + \frac{n_i^{\frac{3}{2}} (Y_n - Y_{n-1} - (X_n - X_{n-1})m_2)}{\sqrt{(X_n - X_{n-1})^2 + (Y_n - Y_{n-1})^2}} \right] \\ \frac{\partial}{\partial Y}(A^5) &= 2,5A^4 [X'_n + X_{n-1} - X_2 - X_1 + Y(m_2 - m_1) + Y_2m_1 - Y_{n-1}m_2] \end{aligned}$$

La solución de Y se encuentra con la siguiente fórmula.

$$Y_n = Y_0 - \frac{F(Y)}{\frac{\partial}{\partial Y}(F(Y))} \quad (3.3)$$

3.10.2.4 Perfiles del Flujo Gradualmente Variado

Al examinar el cómputo de perfiles de flujo gradualmente variado, se necesita primero desarrollar un método sistemático para clasificar los perfiles que pueden presentarse en un cauce dado.

Fuente: Elaboración propia

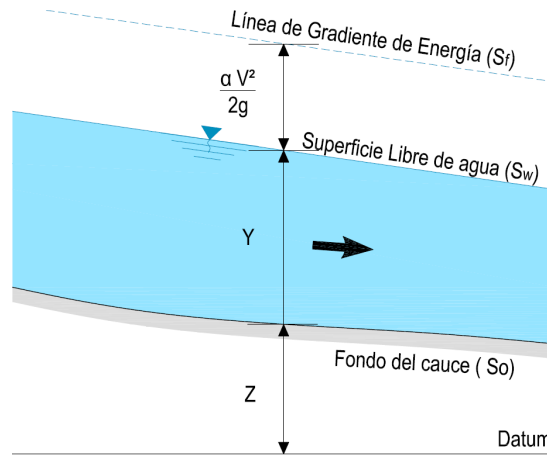


Figura 3.11: Esquema para superficie libre de agua.

La ecuación de la variación del tirante \$Y\$ con respecto a la distancia \$X\$ es:

$$\frac{dY}{dX} = \frac{S_0 - S_f}{1 - \frac{(\alpha BQ^2)}{(gA^3)}} \quad (3.4)$$

Donde: $\frac{\partial A}{\partial Y} = B$.

3.10.2.5 Ecuaciones para el cálculo de perfiles

Los tirantes del cauce, se calcula empleando el método del paso estándar.

Fuente: Elaboración propia

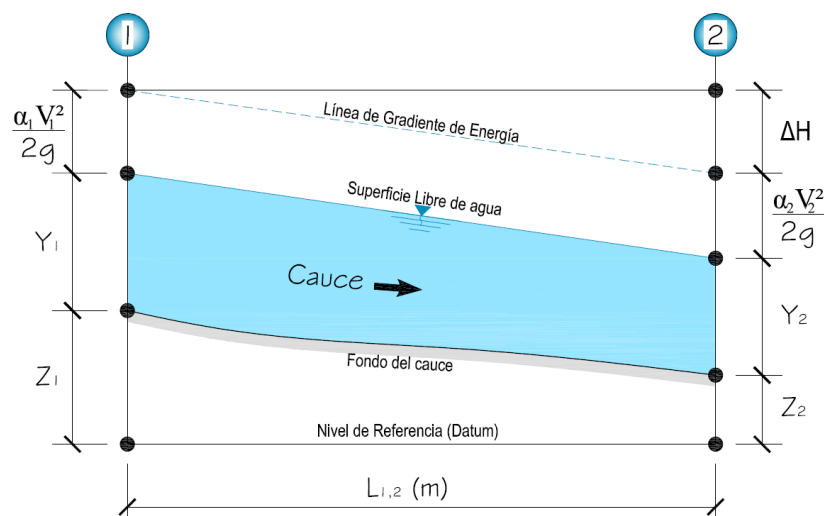


Figura 3.12: Balance de Energía.

$$\frac{\partial F}{\partial Y_2} = 1 - \frac{\alpha_2 Q^2}{g A_2^3} B_2 - \frac{1}{3} S f_2 (X_2 - X_1) \left(5 \frac{B_2}{A_2} - \frac{2}{P_2} \frac{\partial P_2}{\partial Y_2} \right) \quad (3.5)$$

Esta ecuación 3.5, sirve para calcular la superficie libre del agua (curva de remanso en un flujo gradualmente variado) en secciones prismáticas y no prismáticas.

3.11 Simulación Hidráulica Con HEC-RAS

HEC-RAS es un paquete integrado de análisis hidráulico, programa en que el usuario actúa recíprocamente con el sistema a través del uso de una Interface Gráfica del Usuario (GUI). El sistema es capaz de realizar cálculos de los flujos de la superficie del agua, cálculos de flujo uniforme, flujo variado, etc.

3.11.1 Datos para la Simulación de los ríos del Proyecto

Esta parte del estudio nos permitirá observar el perfil de la superficie libre de agua sobre la línea del thalweg, generada a partir del levantamiento topográfico del río CARACHA en el tramo de emplazamiento del puente. El cauce principal se simulará en una longitud total de 300 m aguas arriba del eje del puente y 100 m metros aguas abajo, considerando 15 secciones transversales perpendiculares a la línea del thalweg a distancias horizontales de 20 m y distancias variables, para observar hasta donde se levanta el nivel del agua con un coeficiente de rugosidad de manning de las partículas inherentes en el lecho del río Caracha; válidos en todo el tramo en estudio para finalmente realizar el tránsito de las máximas avenidas, considerando la estructura hidráulica del PUENTE MARITA.

Para el estudio hidráulico se ha utilizado el programa HEC-RAS 5.0.3, haciendo una simulación del flujo subcrítico en régimen permanente en 1D, para lo cual se ha ingresado todos los datos referidos a los tramos indicados como se muestra en el plano de secciones.

Fuente: Elaboración propia

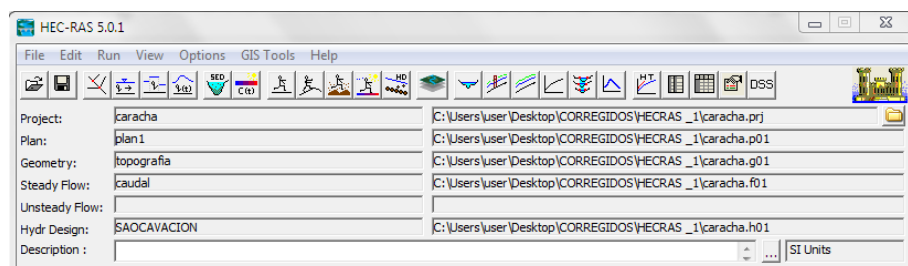


Figura 3.13: Datos para la simulación con HEC-RAS.

3.11.2 Cálculo de la Pendiente del río Caracha

La pendiente del cauce principal se ha determinado del plano topográfico, con la unión de las cotas mínimas de cada sección que forman la línea de Thalweg a lo largo del perfil longitudinal del río Caracha, en la zona de emplazamiento del puente, esta línea ha sido ajustada a una recta de donde determinamos la pendiente del río, para el canal principal como $S_c = 0.0344$

3.11.3 Determinación de los coeficientes de rugosidad de Manning

Los coeficientes de rugosidad de Manning fueron determinados teniendo en cuenta la granulometría inherente en la zona.

Tabla 3.9: Granulometría inherente a la zona de estudio.

Descripción	D50 (mm)	D50(in)
Banco derecho de inundación	209	8.23
Canal principal	248.92	9.80
Banco izquierdo de inundación	209.00	8.23

Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo del coeficiente de rugosidad de manning, se ha utilizado la formulación matemática propuesta por ABT S.R. (1987), (Roughness of loose rock RIPRAP on steep slopes - Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 124 N° 2), la misma que se describe a continuación:

$$n = 0,0456(D_{50}S)^{0,159}, \text{ límite de aplicación: } 0,01 < S \leq 0,20$$

Donde:

S: Pendiente del río.

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

3.11.4 Simulación en Planta del tramo de estudio.

Fuente: Elaboración propia

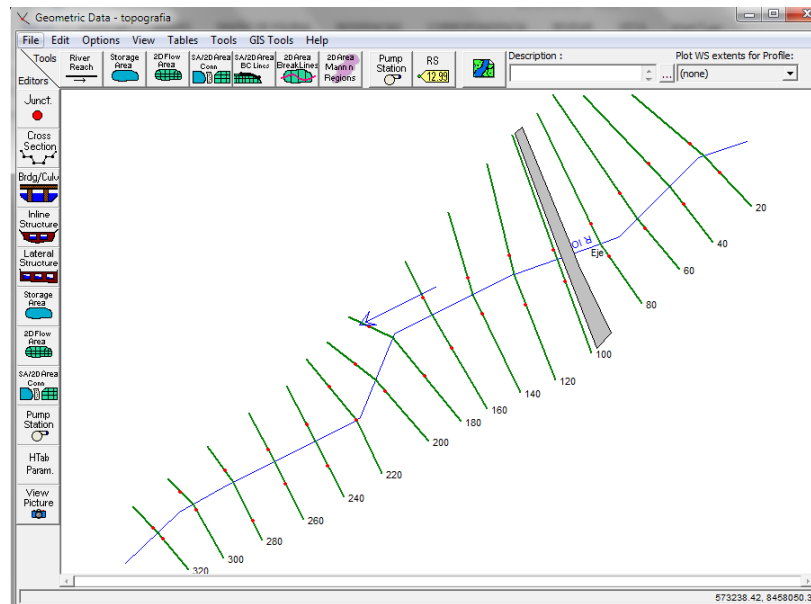


Figura 3.14: Planta del tramo de estudio.

3.11.5 Perfiles Longitudinales con el Puente incluido

Fuente: Elaboración propia

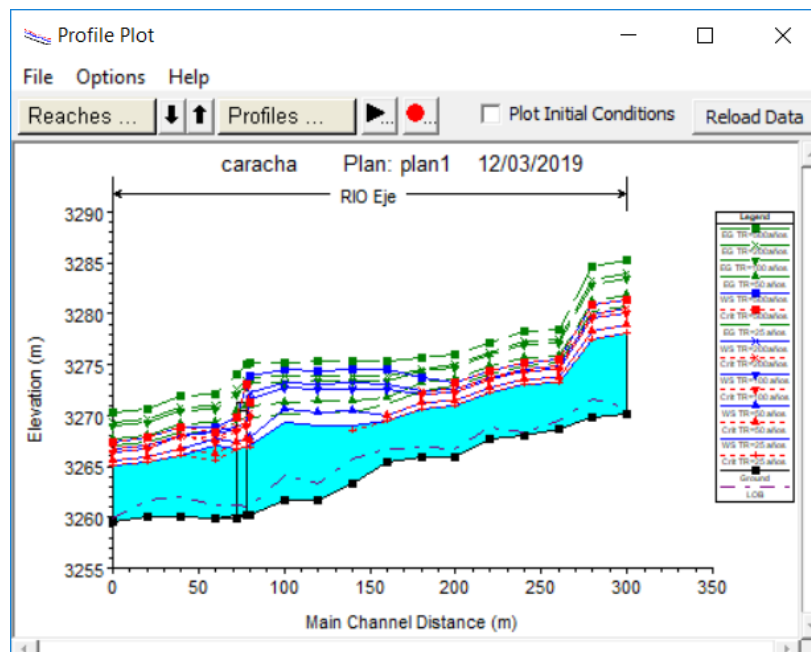


Figura 3.15: Perfil longitudinal del tramo de estudio.

3.11.6 Simulación de flujo permanente a través del tramo de estudio.

Fuente: Elaboración propia

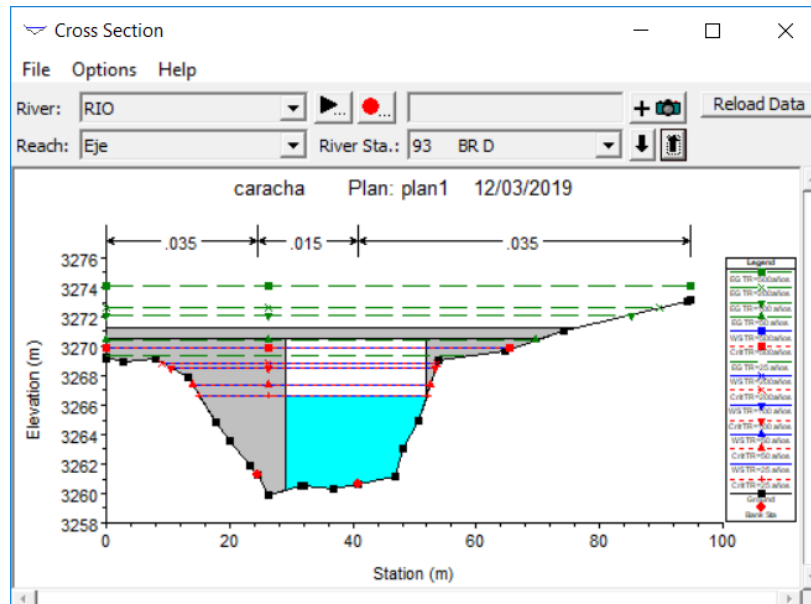


Figura 3.16: Simulación de flujo permanente en la sección del puente Marita.

“Una tesis es como una partida de ajedrez, tiene ciertos números de movimientos, pero desde el principio hay que estar capacitado para predecir los movimientos a efectuar con vistas a dar jaque mate al adversario”

— Umberto Eco

ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Contrastación de la Hipótesis

Fuente: Elaboración propia

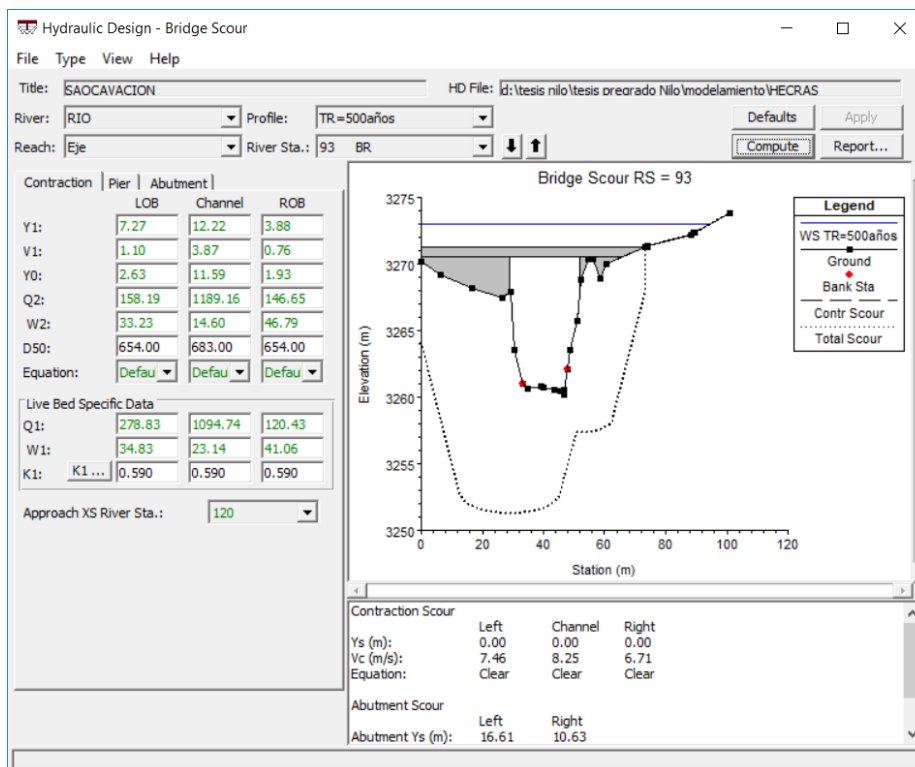


Figura 4.1: Socavación para Tr=500 años.

Fuente: Elaboración propia

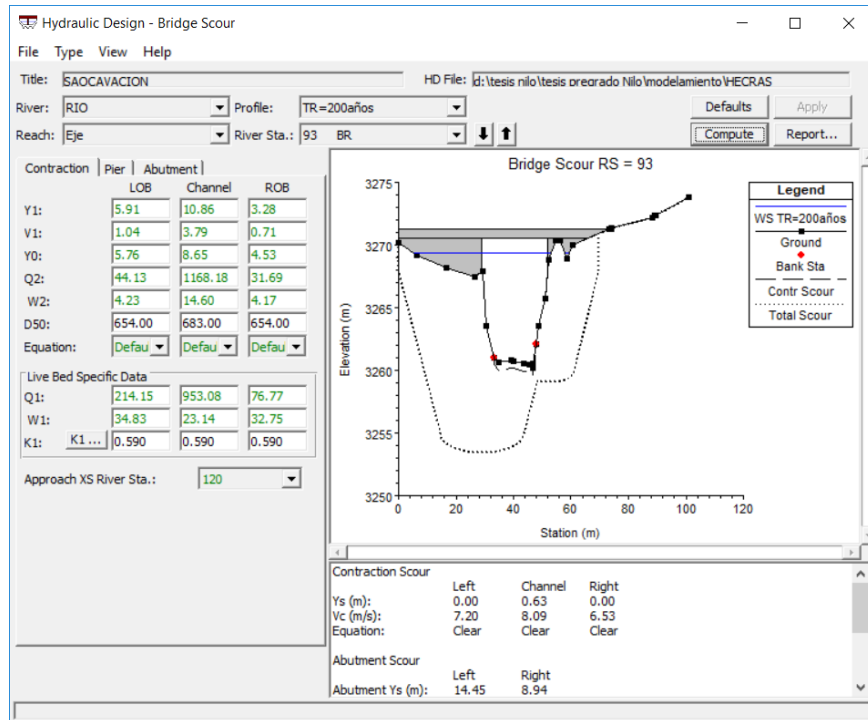


Figura 4.2: Socavación para Tr=200 años

Fuente: Elaboración propia

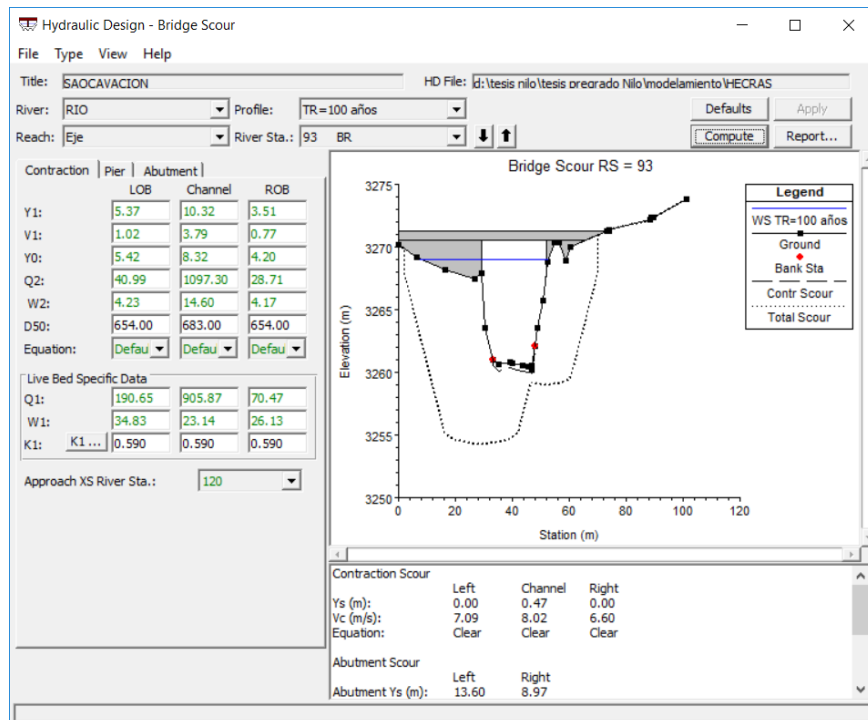


Figura 4.3: Socavación para Tr=100 años

Fuente: Elaboración propia

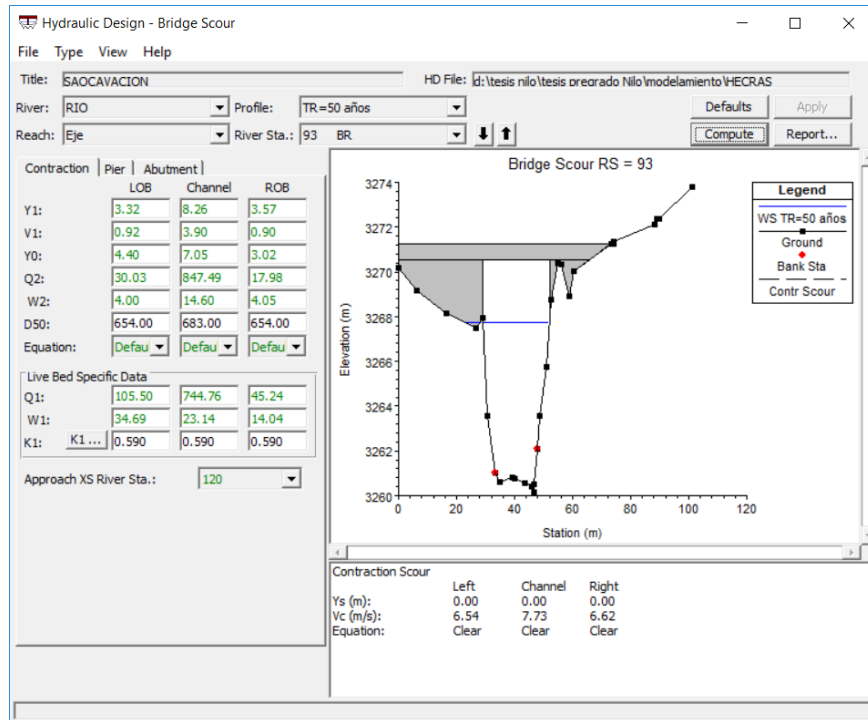


Figura 4.4: Socavación para Tr=50 años

Fuente: Elaboración propia

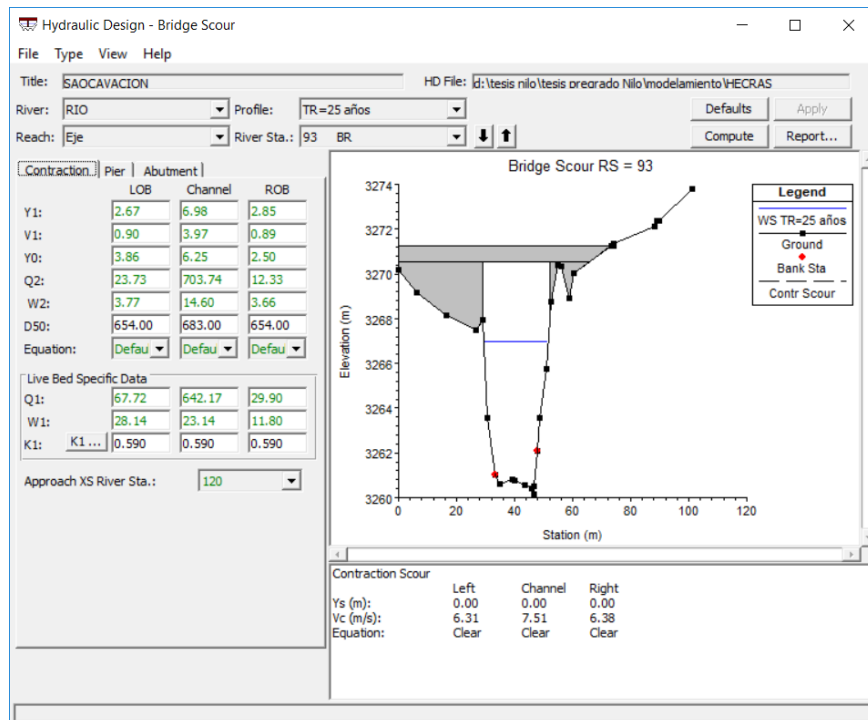


Figura 4.5: Socavación para Tr=25 años

CALCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERALIZADA POR EL METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV

Tr = 100 años

Eje del puente Marita

Q =	1167,00	m3/s
dm =	654,00	mm
Y =	3,45	m
A =	147,63	m2
T =	37,00	m
Tr =	100	años

Fórmulas utilizadas:

$$0,05 \leq Dm < 2,5 \quad \rightarrow \quad x = 0,0068xDm^2 - 0,036xDm + 0,4283$$

$$2,5 \leq Dm < 60 \quad \rightarrow \quad x = 0,4101 - 0,0298xLog(Dm)$$

$$Dm \geq 60 \quad \rightarrow \quad x = 10^{-7}xDm^2 - 2x10^{-4}xDm + 0,3004$$

$$\alpha = \frac{QxT^{\frac{2}{3}}}{A^{\frac{5}{3}}}, Y_s = \left(\frac{\alpha x Y_0^{\frac{5}{3}}}{0,68x\beta x Dm^{0,28}} \right)^{\left(\frac{1}{1+x} \right)}, \beta = 0,0427xLn(Tr) + 0,7923$$

Tabla 4.1: Socavación generalizada para $Tr=100$ años.

Punto	Estación	Elevación	x	α	β	Y _o (m)	Y _s (m)	ΔY (m)	Y' (m)
1,00	0,00	3270,20	0,21	3,14	0,99	0,00	0,00	0,00	3270,20
2,00	6,28	3269,16	0,21	3,14	0,99	0,00	0,00	0,00	3269,16
3,00	16,54	3268,15	0,21	3,14	0,99	0,00	0,00	0,00	3268,15
4,00	26,68	3267,50	0,21	3,14	0,99	0,00	0,00	0,00	3267,50
5,00	29,17	3267,94	0,21	3,14	0,99	0,00	0,00	0,00	3267,94
6,00	30,48	3263,55	0,21	3,14	0,99	0,05	0,01	-0,04	3263,59
7,00	30,49	3263,54	0,21	3,14	0,99	0,06	0,02	-0,04	3263,58
8,00	33,23	3261,04	0,21	3,14	0,99	2,56	2,91	0,35	3260,69
9,00	35,04	3260,60	0,21	3,14	0,99	3,00	3,61	0,61	3259,99
10,00	39,30	3260,80	0,21	3,14	0,99	2,80	3,28	0,49	3260,32
11,00	39,84	3260,77	0,21	3,14	0,99	2,83	3,33	0,50	3260,27
12,00	43,72	3260,54	0,21	3,14	0,99	3,06	3,71	0,65	3259,89
13,00	45,70	3260,43	0,21	3,14	0,99	3,17	3,90	0,73	3259,70
14,00	46,68	3260,15	0,21	3,14	0,99	3,45	4,38	0,93	3259,22
15,00	46,68	3260,52	0,21	3,14	0,99	3,08	3,75	0,67	3259,85
16,00	47,83	3262,10	0,21	3,14	0,99	1,50	1,40	-0,11	3262,20
17,00	48,76	3263,54	0,21	3,14	0,99	0,06	0,02	-0,04	3263,58
18,00	50,90	3265,73	0,21	3,14	0,99	0,00	0,00	0,00	3265,73
19,00	52,38	3268,78	0,21	3,14	0,99	0,00	0,00	0,00	3268,78
20,00	54,83	3270,39	0,21	3,14	0,99	0,00	0,00	0,00	3270,39
21,00	56,25	3270,33	0,21	3,14	0,99	0,00	0,00	0,00	3270,33
22,00	58,80	3268,92	0,21	3,14	0,99	0,00	0,00	0,00	3268,92
23,00	60,43	3270,04	0,21	3,14	0,99	0,00	0,00	0,00	3270,04
24,00	73,32	3271,26	0,21	3,14	0,99	0,00	0,00	0,00	3271,26
25,00	73,85	3271,24	0,21	3,14	0,99	0,00	0,00	0,00	3271,24
26,00	74,01	3271,27	0,21	3,14	0,99	0,00	0,00	0,00	3271,27
27,00	74,11	3271,33	0,21	3,14	0,99	0,00	0,00	0,00	3271,33
28,00	88,30	3272,14	0,21	3,14	0,99	0,00	0,00	0,00	3272,14
29,00	88,93	3272,36	0,21	3,14	0,99	0,00	0,00	0,00	3272,36
30,00	89,65	3272,38	0,21	3,14	0,99	0,00	0,00	0,00	3272,38
31,00	101,11	3273,79	0,21	3,14	0,99	0,00	0,00	0,00	3273,79
ΔY máximo								0,93	

Fuente: Elaboración propia.

Fuente: Elaboración propia

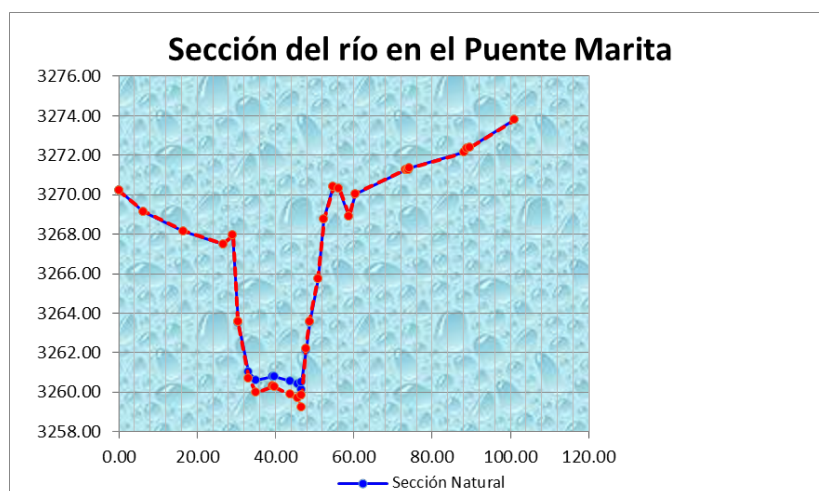


Figura 4.6: Socavación generalizada para $Tr=100$ años

CALCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERALIZADA POR EL METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV

Tr = 50 años

Q =	895,50	m ³ /s
dm =	654,00	mm
Y =	1,21	m
A =	86,57	m ²
T =	24,00	m
Tr =	50	años

Fórmulas utilizadas:

$$0,05 \leq Dm < 2,5 \quad \rightarrow \quad x = 0,0068xDm^2 - 0,036xDm + 0,4283$$

$$2,5 \leq Dm < 60 \quad \rightarrow \quad x = 0,4101 - 0,0298xLog(Dm)$$

$$Dm \geq 60 \quad \rightarrow \quad x = 10^{-7}xDm^2 - 2x10^{-4}xDm + 0,3004$$

$$\alpha = \frac{QxT^{\frac{2}{3}}}{A^{\frac{5}{3}}}, Y_s = \left(\frac{\alpha x Y_0^{\frac{5}{3}}}{0,68x\beta x Dm^{0,28}} \right)^{\left(\frac{1}{1+x} \right)}, \beta = 0,0427xLn(Tr) + 0,7923$$

Tabla 4.2: Socavación generalizada para $Tr=50$ años.

Punto	Estación	Elevación	x	α	β	Yo (m)	Ys (m)	ΔY (m)	Y' (m)
1,00	0,00	3270,20	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3270,20
2,00	6,28	3269,16	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3269,16
3,00	16,54	3268,15	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3268,15
4,00	26,68	3267,50	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3267,50
5,00	29,17	3267,94	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3267,94
6,00	30,48	3263,55	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3263,55
7,00	30,49	3263,54	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3263,54
8,00	33,23	3261,04	0,21	4,40	0,96	0,32	0,23	-0,09	3261,13
9,00	35,04	3260,60	0,21	4,40	0,96	0,76	0,74	-0,02	3260,62
10,00	39,30	3260,80	0,21	4,40	0,96	0,56	0,49	-0,07	3260,87
11,00	39,84	3260,77	0,21	4,40	0,96	0,59	0,52	-0,07	3260,84
12,00	43,72	3260,54	0,21	4,40	0,96	0,82	0,82	0,00	3260,54
13,00	45,70	3260,43	0,21	4,40	0,96	0,93	0,98	0,05	3260,38
14,00	46,68	3260,15	0,21	4,40	0,96	1,21	1,40	0,19	3259,96
15,00	46,68	3260,52	0,21	4,40	0,96	0,84	0,85	0,01	3260,51
16,00	47,83	3262,10	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3262,10
17,00	48,76	3263,54	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3263,54
18,00	50,90	3265,73	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3265,73
19,00	52,38	3268,78	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3268,78
20,00	54,83	3270,39	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3270,39
21,00	56,25	3270,33	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3270,33
22,00	58,80	3268,92	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3268,92
23,00	60,43	3270,04	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3270,04
24,00	73,32	3271,26	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3271,26
25,00	73,85	3271,24	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3271,24
26,00	74,01	3271,27	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3271,27
27,00	74,11	3271,33	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3271,33
28,00	88,30	3272,14	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3272,14
29,00	88,93	3272,36	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3272,36
30,00	89,65	3272,38	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3272,38
31,00	101,11	3273,79	0,21	4,40	0,96	0,00	0,00	0,00	3273,79
ΔY máximo								0.19	

Fuente: Elaboración propia.

Fuente: Elaboración propia

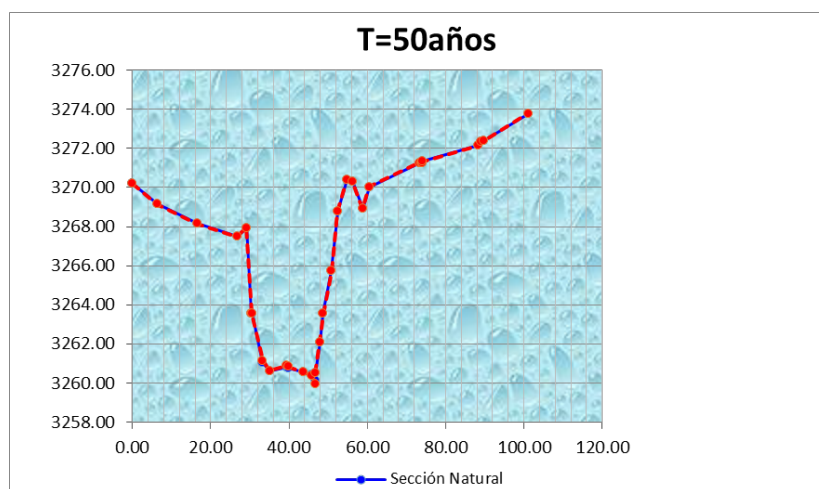


Figura 4.7: Socavación generalizada para $Tr=50$ años

CALCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERALIZADA POR EL METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV

Tr = 25 años

Q =	739,80	m ³ /s
dm =	654,00	mm
Y =	1,10	m
A =	53,21	m ²
T =	21,00	m
Tr =	25	años

Fórmulas utilizadas:

$$0,05 \leq Dm < 2,5 \quad \rightarrow \quad x = 0,0068xDm^2 - 0,036xDm + 0,4283$$

$$2,5 \leq Dm < 60 \quad \rightarrow \quad x = 0,4101 - 0,0298xLog(Dm)$$

$$Dm \geq 60 \quad \rightarrow \quad x = 10^{-7}xDm^2 - 2x10^{-4}xDm + 0,3004$$

$$\alpha = \frac{QxT^{\frac{2}{3}}}{A^{\frac{5}{3}}}, Y_s = \left(\frac{\alpha x Y_0^{\frac{5}{3}}}{0,68x\beta x Dm^{0,28}} \right)^{\left(\frac{1}{1+x} \right)}, \beta = 0,0427xLn(Tr) + 0,7923$$

Tabla 4.3: Socavación generalizada para $Tr=25$ años.

Punto	Estación	Elevación	x	α	β	Y _o (m)	Y _s (m)	ΔY (m)	Y' (m)
1,00	0,00	3270,20	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3270,20
2,00	6,28	3269,16	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3269,16
3,00	16,54	3268,15	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3268,15
4,00	26,68	3267,50	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3267,50
5,00	29,17	3267,94	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3267,94
6,00	30,48	3263,55	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3263,55
7,00	30,49	3263,54	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3263,54
8,00	33,23	3261,04	0,21	7,48	0,93	0,21	0,20	-0,01	3261,05
9,00	35,04	3260,60	0,21	7,48	0,93	0,65	0,95	0,30	3260,30
10,00	39,30	3260,80	0,21	7,48	0,93	0,45	0,57	0,12	3260,68
11,00	39,84	3260,77	0,21	7,48	0,93	0,48	0,63	0,15	3260,62
12,00	43,72	3260,54	0,21	7,48	0,93	0,71	1,06	0,36	3260,19
13,00	45,70	3260,43	0,21	7,48	0,93	0,82	1,31	0,49	3259,94
14,00	46,68	3260,15	0,21	7,48	0,93	1,10	1,96	0,86	3259,29
15,00	46,68	3260,52	0,21	7,48	0,93	0,73	1,11	0,38	3260,14
16,00	47,83	3262,10	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3262,10
17,00	48,76	3263,54	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3263,54
18,00	50,90	3265,73	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3265,73
19,00	52,38	3268,78	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3268,78
20,00	54,83	3270,39	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3270,39
21,00	56,25	3270,33	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3270,33
22,00	58,80	3268,92	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3268,92
23,00	60,43	3270,04	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3270,04
24,00	73,32	3271,26	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3271,26
25,00	73,85	3271,24	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3271,24
26,00	74,01	3271,27	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3271,27
27,00	74,11	3271,33	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3271,33
28,00	88,30	3272,14	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3272,14
29,00	88,93	3272,36	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3272,36
30,00	89,65	3272,38	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3272,38
31,00	101,11	3273,79	0,21	7,48	0,93	0,00	0,00	0,00	3273,79
ΔY máximo								0.86	

Fuente: Elaboración propia.

Fuente: Elaboración propia

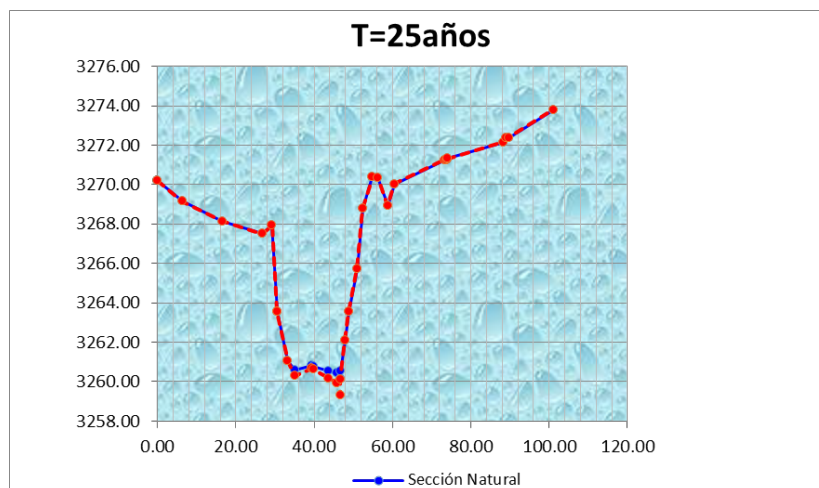


Figura 4.8: Socavación generalizada para $Tr=25$ años

4.1.1 Profundidades de socavación total en la sección del puente

La profundidad total de la socavación es una combinación de cambios de elevación del lecho a largo plazo, socavación por contracción y socavación local en cada estribo individual, más la socavación general. Una vez que la socavación es calculada, el software HEC-RAS traza automáticamente la socavación en la sección transversal aguas arriba del puente.

Fuente: Elaboración propia

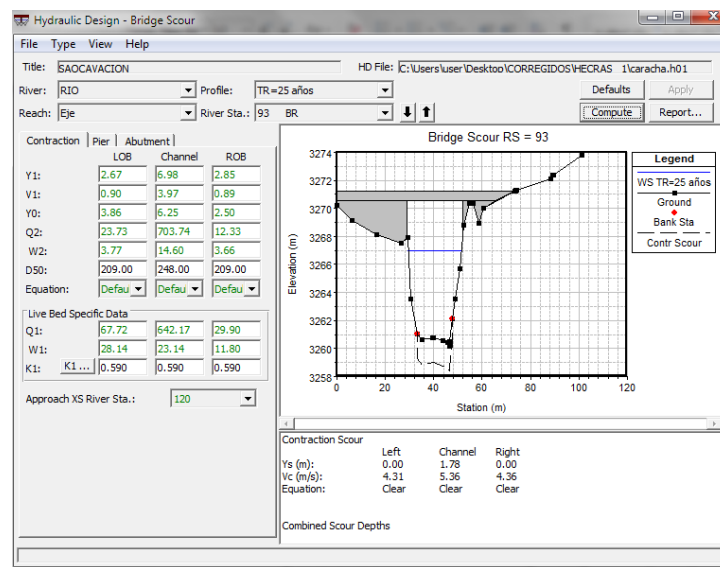


Figura 4.9: Socavación local y contracción para Tr=25 años

Fuente: Elaboración propia

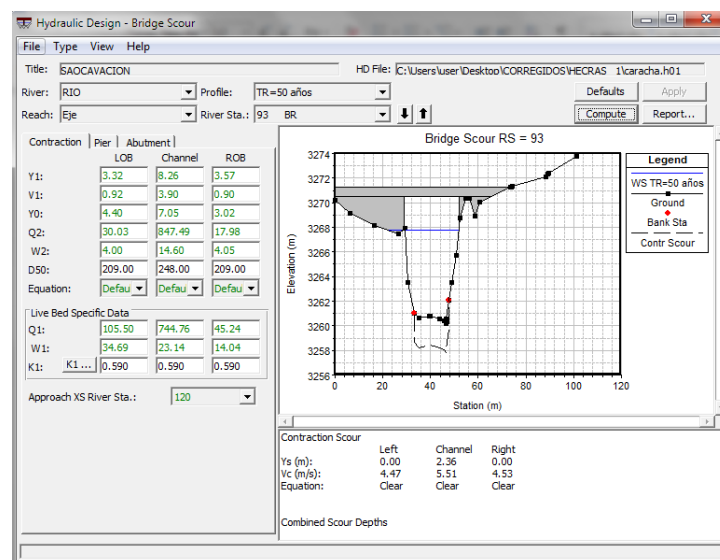


Figura 4.10: Socavación local y contracción para Tr=50 años

Fuente: Elaboración propia

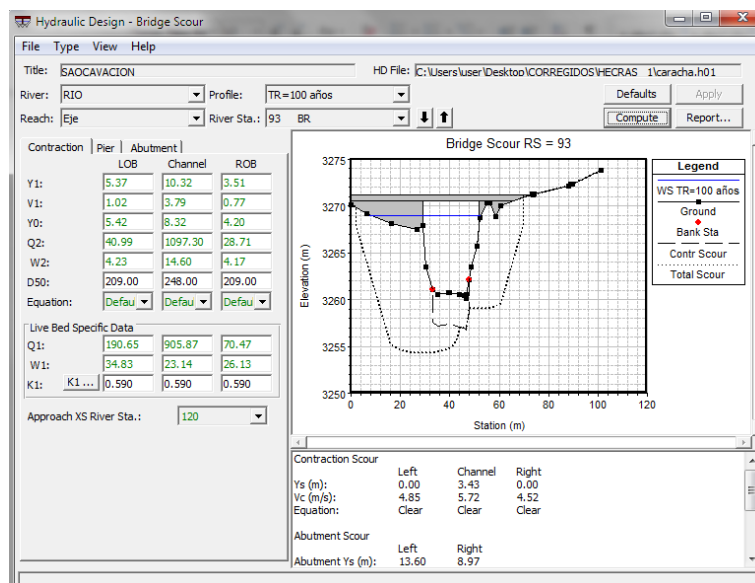


Figura 4.11: Socavación local y contracción para $Tr=100$ años

4.1.2 Diseño de Alcantarillas de Alivio

Para el estribo derecho que tiene una variación de socavación de acuerdo a la variabilidad del caudal máximo, en la que dicha socavación es casi nula para un caudal máximo correspondiente a un periodo de retorno de 50 años que es de $895.50 \text{ m}^3/\text{s}$; por otra parte, se tiene un caudal máximo correspondiente a un periodo de retorno de 100 años que es de $1067.80 \text{ m}^3/\text{s}$; teniendo un caudal excedente de $172.30 \text{ m}^3/\text{s}$ que se deriva dicho caudal excedente hacia las márgenes del puente Marita, derivando para cada lado un caudal de $86.15 \text{ m}^3/\text{s}$ y para el diseño de las alcantarillas de alivio; se tiene 09 alcantarillas de 2.60 m de diámetro a cada del puente Marita.

Fuente: Elaboración propia

Crossing Properties

Name:

Parameter	Value	Units
DISCHARGE DATA		
Discharge Method	Minimum, Design, and Maximum	
Minimum Flow	0.000	cms
Design Flow	86.150	cms
Maximum Flow	86.150	cms
TAILWATER DATA		
Channel Type	Trapezoidal Channel	
Bottom Width	27.500	m
Side Slope (H:V)	0.750	_:1
Channel Slope	0.0250	m/m
Manning's n (channel)	0.030	
Channel Invert Elevation	3262.100	m
Rating Curve	View...	
ROADWAY DATA		
Roadway Profile Shape	Constant Roadway Elevation	
First Roadway Station	0.000	m
Crest Length	1.000	m
Crest Elevation	3267.500	m
Roadway Surface	Paved	

Culvert Properties

Culvert 1

Parameter	Value	Units
Name	Culvert 1	
Shape	Circular	
Material	Corrugated Steel	
Diameter	2600.000	mm
Embedment Depth	0.000	mm
Manning's n	0.024	
Culvert Type	Straight	
Inlet Configuration	Thin Edge Projecting	
Inlet Depression?	No	
SITE DATA		
Site Data Input Option	Culvert Invert Data	
Inlet Station	0.000	m
Inlet Elevation	3262.700	m
Outlet Station	20.000	m
Outlet Elevation	3262.500	m
Number of Barrels	9	

Figura 4.12: Datos de ingreso de la alcantarilla de alivio.

Fuente: Elaboración propia

Culvert Summary Table - Culvert 1

Total Discharge	Culvert Discharge	leadwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	3262.70	0.00	0.0	0-NF	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8.61	8.61	3263.32	0.62	0.23	1-S2n	0.41	0.42	0.41	0.18	1.71	1.69
17.23	17.23	3263.58	0.88	0.42	1-S2n	0.58	0.60	0.60	0.28	2.01	2.23
25.84	25.84	3263.79	1.09	0.58	1-S2n	0.71	0.74	0.71	0.36	2.35	2.61
34.46	34.46	3263.98	1.28	0.72	1-S2n	0.83	0.86	0.83	0.42	2.55	2.92
43.07	43.07	3264.15	1.45	0.86	1-S2n	0.93	0.97	0.96	0.48	2.61	3.19
51.69	51.69	3264.31	1.61	1.00	1-S2n	1.03	1.06	1.03	0.54	2.85	3.42
60.30	60.30	3264.46	1.76	1.14	1-S2n	1.12	1.15	1.15	0.59	2.86	3.63
68.92	68.92	3264.61	1.91	1.28	1-S2n	1.21	1.24	1.24	0.64	2.97	3.83
77.53	77.53	3264.76	2.06	1.43	1-S2n	1.29	1.32	1.29	0.69	3.16	4.00
86.15	86.15	3264.91	2.21	1.57	1-S2n	1.38	1.39	1.38	0.74	3.24	4.17

Display

Crossing Summary Table

Culvert Summary Table

Water Surface Profiles

Tapered Inlet Table

Customized Table

Geometry

Inlet Elevation: 3262.70 m

Outlet Elevation: 3262.50 m

Culvert Length: 20.00 m

Culvert Slope: 0.0100

Inlet Crest: 0.00 m

Inlet Throat: 0.00 m

Outlet Control: Profiles

Plot

Figura 4.13: Resumen de resultados de diseño de la alcantarilla de alivio.

Fuente: Elaboración propia

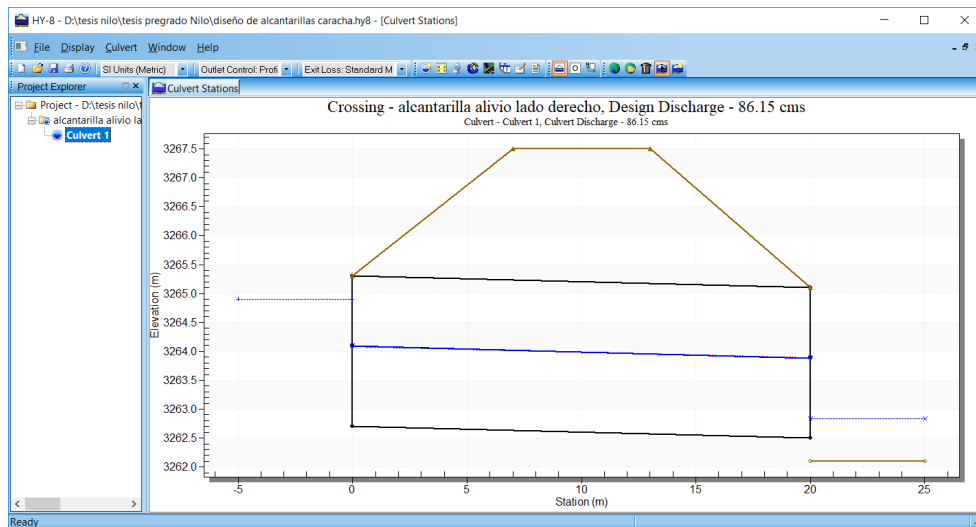


Figura 4.14: Perfil de agua en la alcantarilla de alivio.

4.1.3 Resultados obtenidos por el método del SCS

De los datos obtenidos para las subcuencas y ríos, se procede a la estimación de los caudales máximos o escorrentías netas. El modelo de pérdidas, así como la transformación lluvia - escorrentía aplicado para la cuenca Caracha es el SCS del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos.

a) Resultados para periodo de retorno de 25 años

Fuente: Elaboración propia

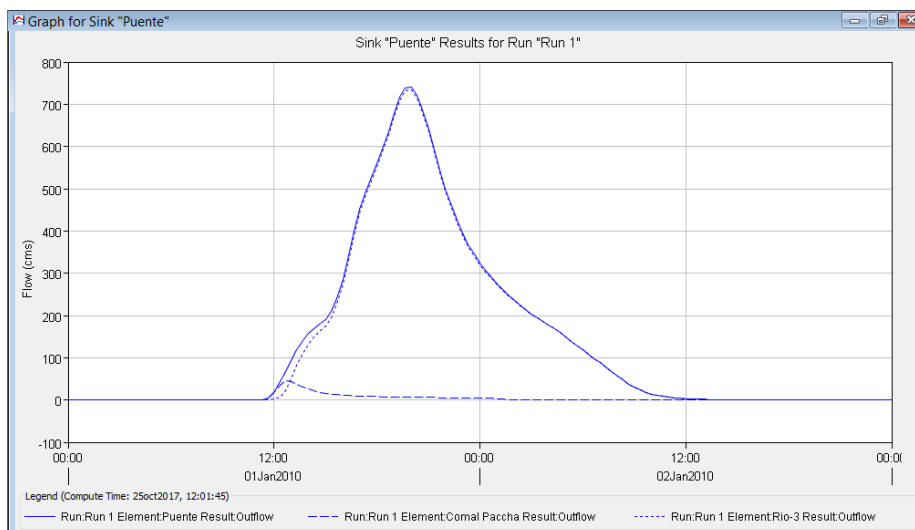


Figura 4.15: Hidrograma en el puente Marita para $T_r=25$ años.

Fuente: Elaboración propia

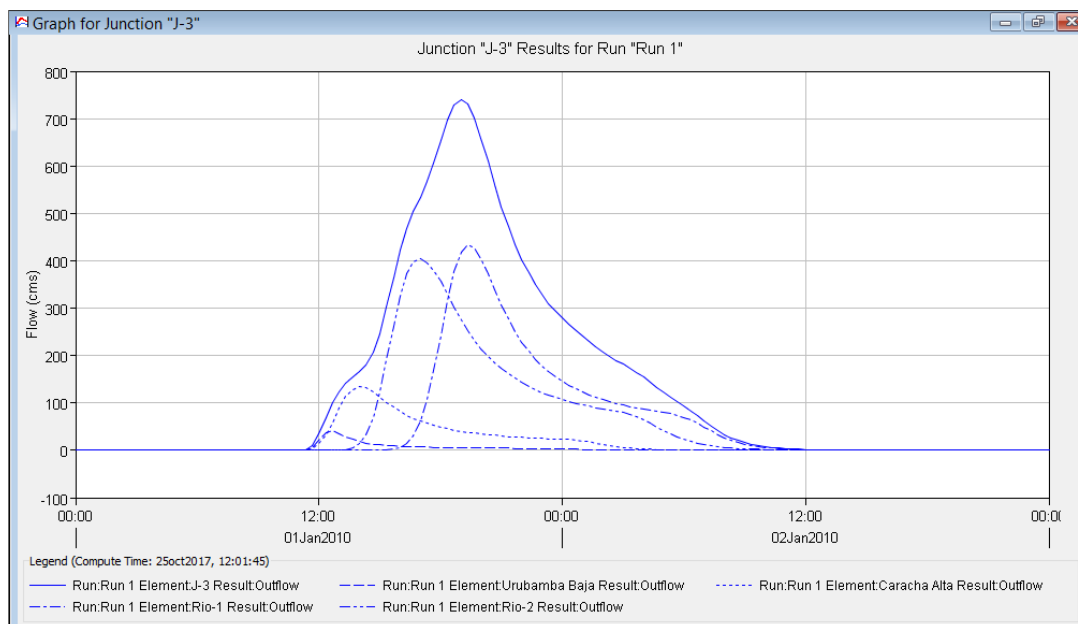


Figura 4.16: Hidrograma en la union J-3 para Tr=25 años.

Fuente: Elaboración propia

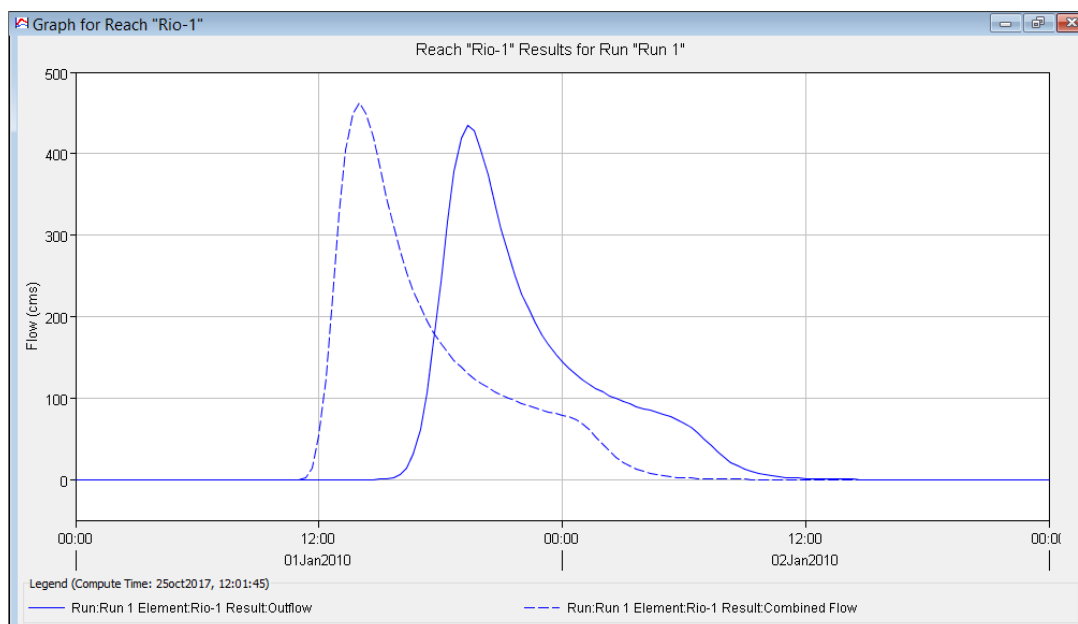


Figura 4.17: Hidrograma de Transito del río Caracha Alta para Tr=25 años.

Fuente: Elaboración propia

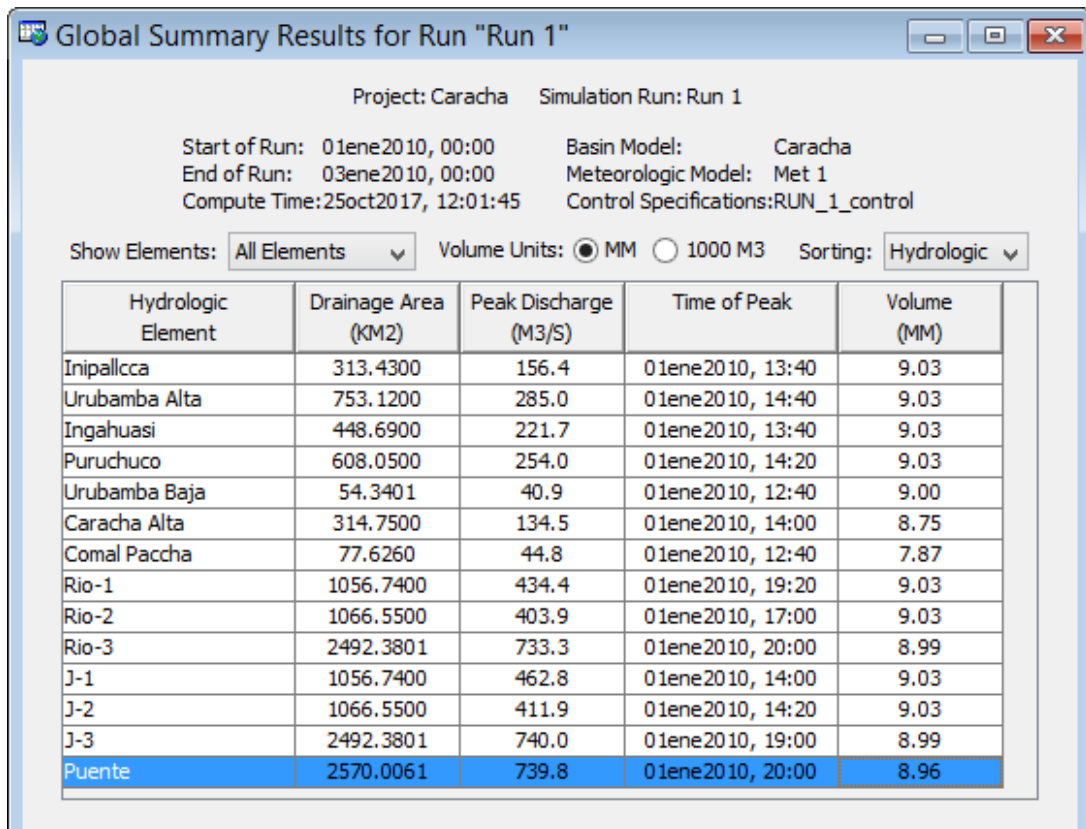


Figura 4.18: Resumen de resultados hidrológicos para Tr=25 años.

b) Resultados para periodo de retorno de 50 años

Fuente: Elaboración propia

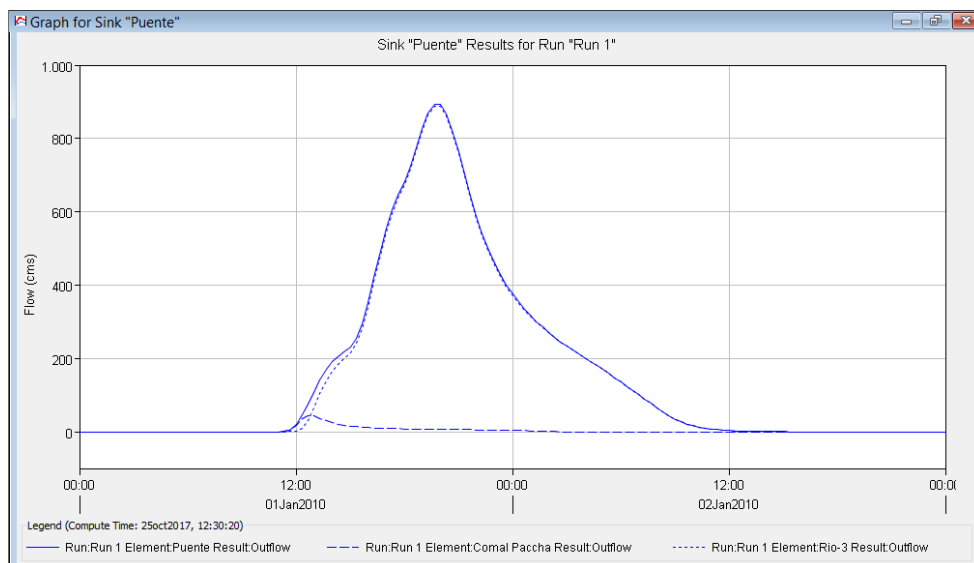


Figura 4.19: Hidrograma en el puente Marita para Tr=50 años.

Fuente: Elaboración propia

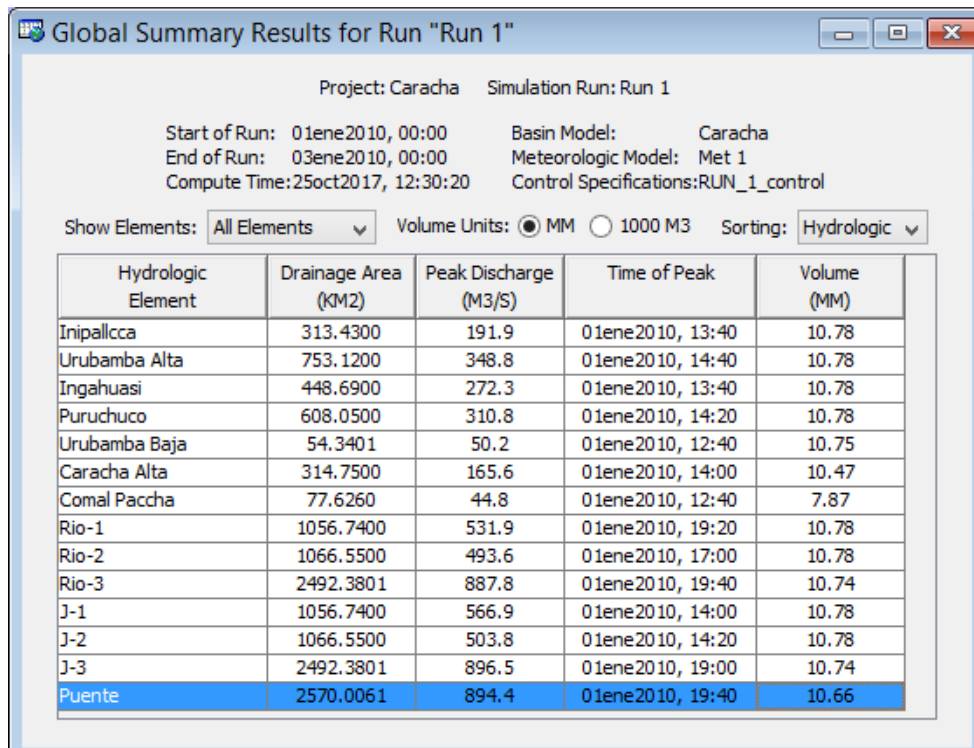


Figura 4.20: Resumen de resultados hidrológicos para $Tr=50$ años.

c) Resultados para periodo de retorno de 100 años

Fuente: Elaboración propia

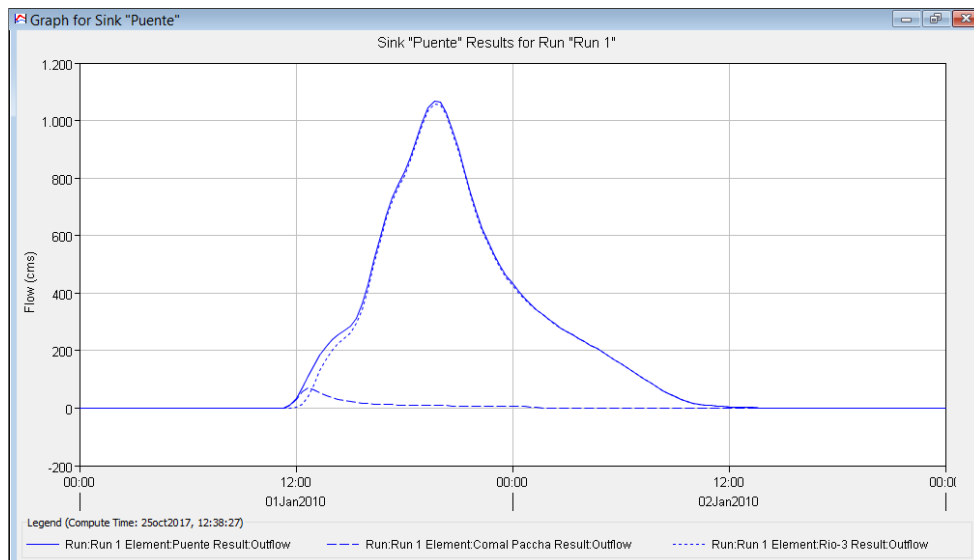


Figura 4.21: Hidrograma en el puente Marita para $Tr=100$ años.

Fuente: Elaboración propia

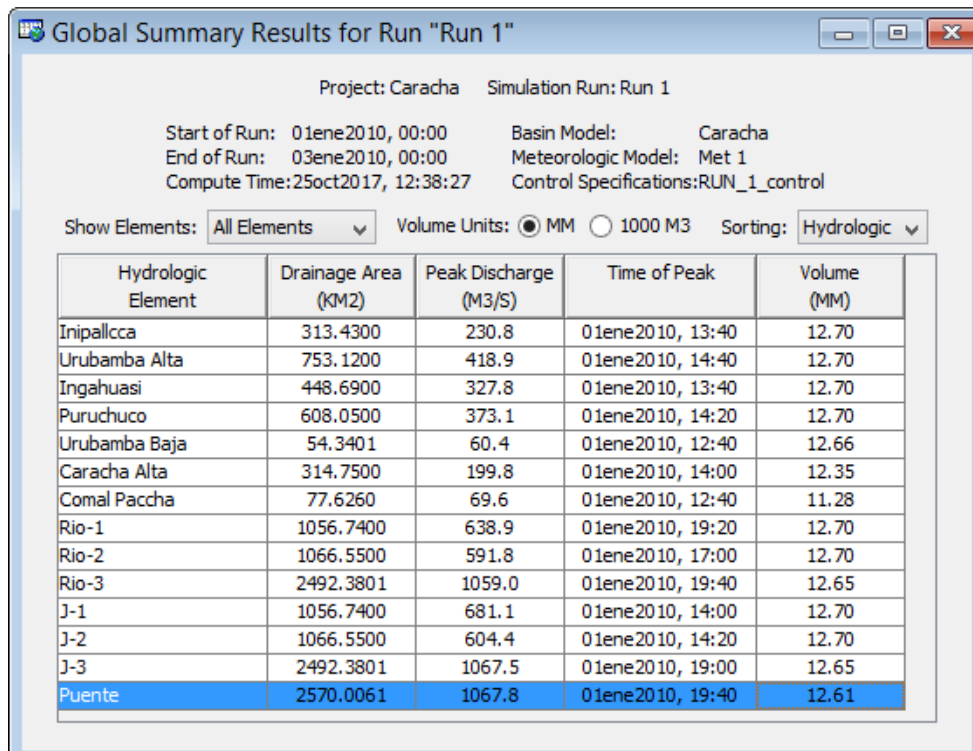


Figura 4.22: Resumen de resultados hidrológicos para $Tr=100$ años.

d) Resultados para periodo de retorno de 200 años

Fuente: Elaboración propia

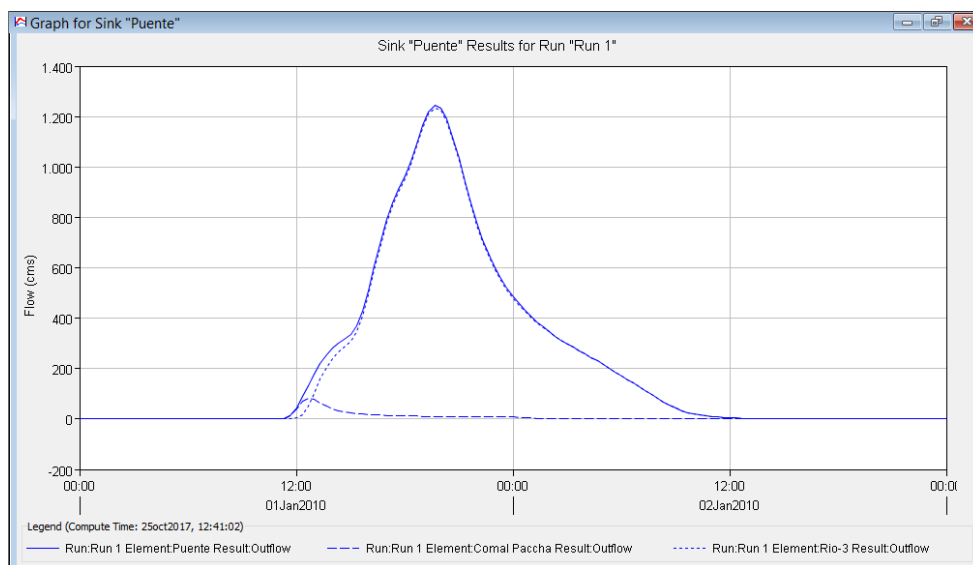


Figura 4.23: Hidrograma en el puente Marita para $Tr=200$ años.

Fuente: Elaboración propia

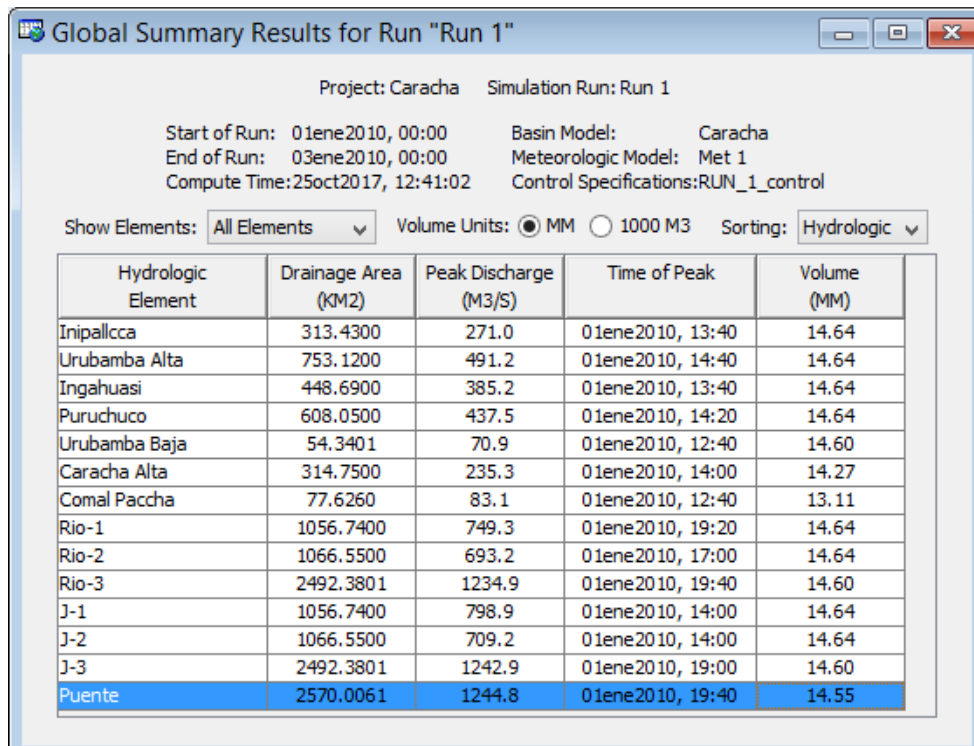


Figura 4.24: Resumen de resultados hidrológicos para $T_r=200$ años.

e) Resultados para periodo de retorno de 500 años

Fuente: Elaboración propia

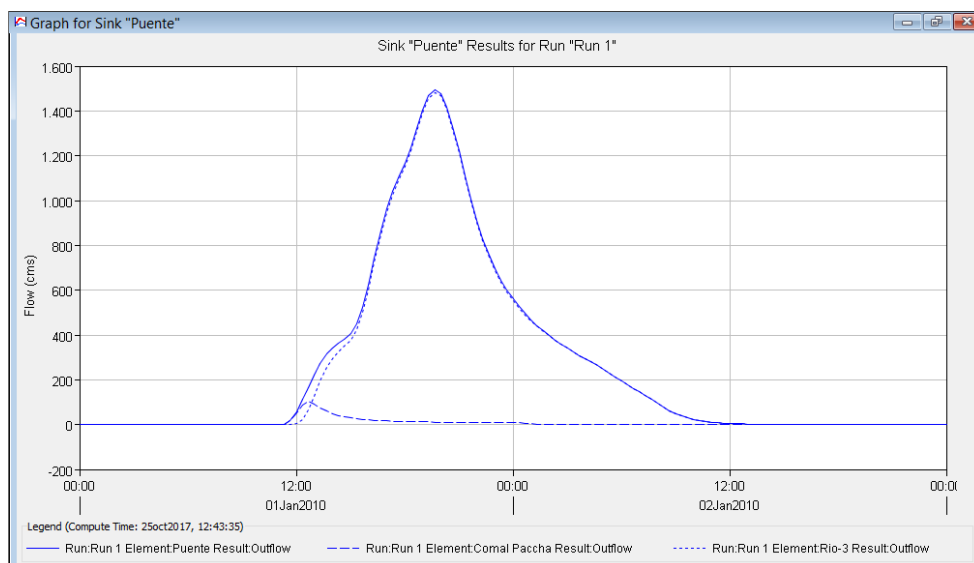


Figura 4.25: Hidrograma en el puente Marita para $T_r=500$ años.

Fuente: Elaboración propia

Project: Caracha Simulation Run: Run 1

Start of Run: 01ene2010, 00:00 Basin Model: Caracha
 End of Run: 03ene2010, 00:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 25oct2017, 12:43:35 Control Specifications: RUN_1_control

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Inipallcca	313.4300	327.7	01ene2010, 13:40	17.37
Urubamba Alta	753.1200	593.3	01ene2010, 14:40	17.37
Ingahuasi	448.6900	466.1	01ene2010, 13:40	17.37
Puruchuco	608.0500	528.2	01ene2010, 14:20	17.37
Urubamba Baja	54.3401	85.6	01ene2010, 12:40	17.32
Caracha Alta	314.7500	285.5	01ene2010, 14:00	16.96
Comal Paccha	77.6260	102.3	01ene2010, 12:40	15.68
Rio-1	1056.7400	905.1	01ene2010, 19:20	17.37
Rio-2	1066.5500	839.4	01ene2010, 16:40	17.37
Rio-3	2492.3801	1483.2	01ene2010, 19:40	17.32
J-1	1056.7400	965.0	01ene2010, 14:00	17.37
J-2	1066.5500	860.0	01ene2010, 14:00	17.37
J-3	2492.3801	1490.2	01ene2010, 19:00	17.32
Puente	2570.0061	1494.6	01ene2010, 19:40	17.27

Figura 4.26: Resumen de resultados hidrológicos para Tr=500 años.

4.1.4 Resumen de Caudales máximos de la cuenca Caracha

Tabla 4.4: Resumen de Caudales máximos de la cuenca Caracha.

Elemento Hidrológico	Qmax (m3/s) Tr=25 años	Qmax (m3/s) Tr=50 años	Qmax (m3/s) Tr=100 años	Qmax (m3/s) Tr=200 años	Qmax (m3/s) Tr=500 años
Inipallcca	156.40	191.90	230.80	271.00	327.70
Urubamba Alta	285.00	348.80	418.90	491.20	593.30
Ingahuasi	221.70	272.30	327.80	385.20	466.10
Puruchuco	254.00	310.80	373.10	437.50	528.20
Urubamba Baja	40.90	50.20	60.40	70.90	85.60
Caracha Alta	134.50	165.60	199.80	235.30	285.50
Comal Paccha	44.80	56.60	69.60	83.10	102.30
Rio-1	434.40	531.90	638.90	749.30	905.10
Rio-2	403.90	493.60	591.80	693.20	839.40
Rio-3	733.30	887.80	1059.00	1234.90	1483.20
J-1	462.80	566.90	681.10	798.90	965.00
J-2	411.90	503.80	604.40	709.20	860.00
J-3	740.00	896.50	1067.50	1242.90	1490.20
Puente	739.80	895.50	1067.80	1244.80	1494.60

Fuente: Elaboración propia

Fuente: Elaboración propia

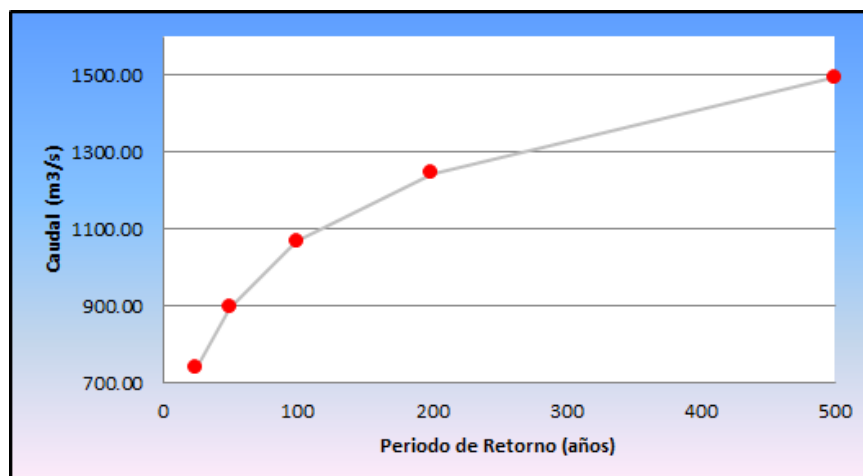


Figura 4.27: Descargas máximas en el puente Marita.

4.1.5 Calibración del Modelo

a) Caudales medidos.

Tabla 4.5: Caudales medidos.

Q (m³/s)	hregla(m)
658.6	1.691
425.3	0.922
246.2	0.579
186.1	0.495
64.5	0.361
24.2	0.325
15.48	0.318

Fuente: Elaboración propia

Fuente: Elaboración propia

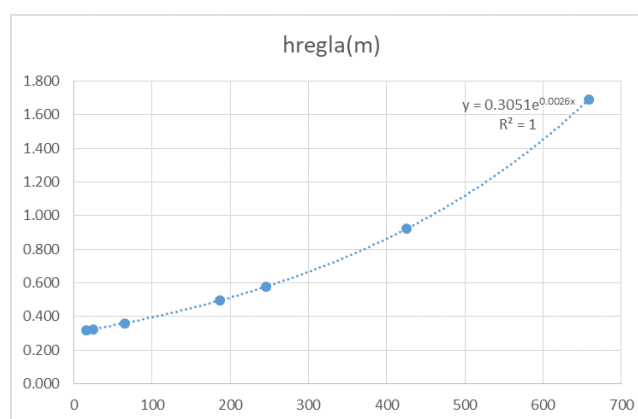


Figura 4.28: Gráfico altura de hidrómetro vs caudal

Fuente: Elaboración propia

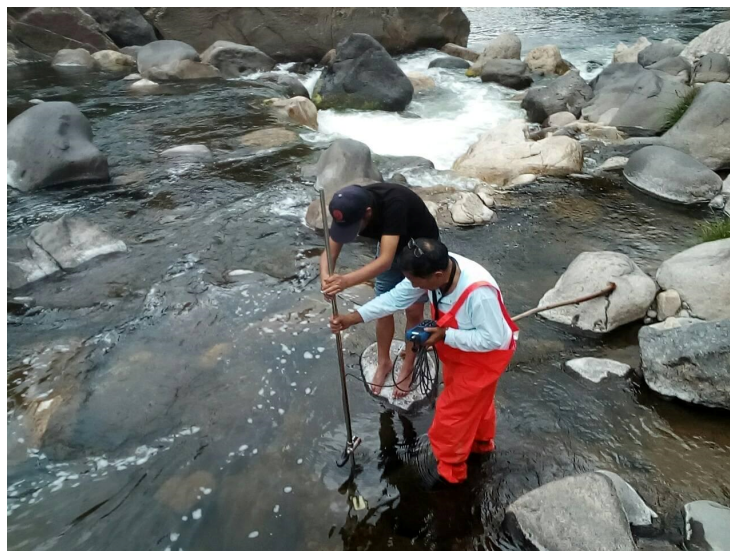


Figura 4.29: Aforo de caudal en el río Caracha con correntómetro digital.

b) Caudales calculados.

Tabla 4.6: Caudales calculados.

T (años)	Q (m ³ /s)	hregla(m)
25	739.8	2.2
50	895.5	2.96
100	1067.8	5.21
200	1244.8	8.12
500	1494.6	15.22

Fuente: Elaboración propia

Fuente: Elaboración propia

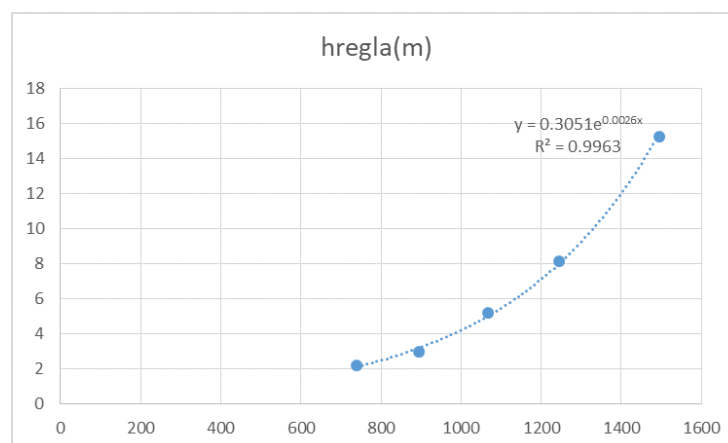


Figura 4.30: Gráfico de caudal y altura hidrométrica para caudales de Tr=25 años, Tr=50 años, Tr=100 años, Tr=200 años y Tr=500 años.

4.1.6 Parámetros Hidráulicos

Se puede observar los resultados obtenidos acerca de la elevación de la superficie libre del agua, elevación del canal, tirante, velocidad en el canal, esfuerzo de corte en el banco izquierdo, derecho y el canal central, área del flujo, ancho del espejo de agua, numero de fraude y tipo de flujo.

Los resultados de la simulación hidráulica arrojan la siguiente información:

Fuente: Elaboración propia

Plan: plan1 RIO Eje RS: 93 Profile: TR=25 años				
E.G. US. (m)	3269.84	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	3266.97	E.G. Elev (m)	3269.84	3269.32
Q Total (m3/s)	739.80	W.S. Elev (m)	3266.95	3266.68
Q Bridge (m3/s)	739.80	Crit W.S. (m)	3266.95	3266.68
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	6.80	6.51
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	6.44	6.02
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	114.96	122.99
Weir Submerg		Froude # Chl	0.98	1.01
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	891.63	880.16
Min El Weir Flow (m)	3271.25	Hydr Depth (m)	5.22	5.35
Min El Prs (m)	3270.54	W.P. Total (m)	29.29	32.05
Delta EG (m)	1.45	Conv. Total (m3/s)	20525.2	15842.6
Delta WS (m)	-0.08	Top Width (m)	22.03	23.00
BR Open Area (m2)	196.96	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	6.44	C & E Loss (m)		
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	50.01	82.06
BR Sel Method	Momentum	Power Total (N/m s)	321.80	493.59

Figura 4.31: Resultados de la simulación hidráulica para Tr=25 años.

Fuente: Elaboración propia

Plan: plan1 RIO Eje RS: 93 Profile: TR=50 años				
E.G. US. (m)	3271.03	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	3267.78	E.G. Elev (m)	3271.03	3270.40
Q Total (m3/s)	895.50	W.S. Elev (m)	3267.74	3267.41
Q Bridge (m3/s)	895.50	Crit W.S. (m)	3267.74	3267.41
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	7.59	7.24
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	6.75	6.41
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	132.68	139.71
Weir Submerg		Froude # Chl	0.99	1.02
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1150.88	1126.20
Min El Weir Flow (m)	3271.25	Hydr Depth (m)	5.86	6.07
Min El Prs (m)	3270.54	W.P. Total (m)	31.00	33.50
Delta EG (m)	1.75	Conv. Total (m3/s)	25175.3	18790.9
Delta WS (m)	0.11	Top Width (m)	22.65	23.00
BR Open Area (m2)	196.96	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	6.75	C & E Loss (m)		
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	53.11	92.87
BR Sel Method	Momentum	Power Total (N/m s)	358.45	595.26

Figura 4.32: Resultados de la simulación hidráulica para Tr=50 años.

Fuente: Elaboración propia

Plan: plan1 RIO Eje RS: 93 Profile: TR=100 años				
E.G. US. (m)	3273.17	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	3271.54	E.G. Elev (m)	3272.94	3272.15
Q Total (m3/s)	1167.00	W.S. Elev (m)	3269.01	3268.57
Q Bridge (m3/s)	1167.00	Crit W.S. (m)	3269.01	3268.57
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	8.86	8.40
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	7.21	7.01
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	161.84	166.39
Weir Submerg		Froude # Chl	1.00	1.04
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1641.59	1589.11
Min El Weir Flow (m)	3271.25	Hydr Depth (m)	7.04	7.23
Min El Prs (m)	3270.54	W.P. Total (m)	33.78	35.82
Delta EG (m)	2.60	Conv. Total (m3/s)	33400.7	23716.8
Delta WS (m)	3.20	Top Width (m)	23.00	23.00
BR Open Area (m2)	196.96	Frctn Loss (m)	0.01	0.02
BR Open Vel (m/s)	7.21	C & E Loss (m)	0.11	0.41
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	57.36	110.28
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	413.60	773.45

Figura 4.33: Resultados de la simulación hidráulica para Tr=100 años.

a) Simulación de flujo permanente a través del tramo de estudio.

Teniendo en cuenta el caudal de máximas avenidas para el periodo de retorno de diseño, se muestra los resultados de la simulación en forma completa a través del programa HEC-RAS 4.1. A través de la figura 3.14, se muestra el tramo de análisis en planta, donde se puede observar las 20 secciones transversales ingresadas perpendiculares a la línea del thalweg cada 20 m.

4.1.7 Socavación Generalizada en los Estribos del puente Marita.

1. A partir de estos datos de caudal se procede con el análisis hidráulico para obtener los niveles de socavación de los estribos del puente Marita.

Tabla 4.7: Caudales máximos calculados.

Periodo de retorno	Q (m3/s)
25	739.80
50	895.50
100	1067.80

Fuente: Elaboración propia

RESULTADOS DE LA SOCAVACIÓN

- ☞ Para $Tr=25$ años, según el modelamiento hidraúlico, la socavación por contracción es de 1.78 m y no se da la socavación en los estribos del puente Marita; como se ve en la siguiente tabla.

Tabla 4.8: Resultados de la socavación para $Tr=25$ años.

Descripción	Socavación por contracción	Socavación local en el estribo	Socavación General	Socavación total	Cota del lecho del rio	Cota del fondo socavado
Estribos Derecho	0.00	0.00	0.86	0.86	3260.60	3259.74

Fuente: Elaboración propia

- ☞ Para $Tr=50$ años, según el modelamiento hidráulico, la socavación por contracción es de 2.36 m y no se da la socavación en los estribos del puente Marita; como se ve en la siguiente tabla.

Tabla 4.9: Resultados de la socavación para $Tr=50$ años.

Descripción	Socavación por contracción	Socavación local en el estribo	Socavación General	Socavación total	Cota del lecho del rio	Cota del fondo socavado
Estribo Derecho	0.00	0.00	0.19	0.19	3260.60	3260.41

Fuente: Elaboración propia

- ☞ Para $Tr=100$ años, según el modelamiento hidráulico, la socavación por contracción es de 3.43 m; mientras que la la socavación total en los estribos derecho e izquierdo del puente Marita son de 14.53 m y 9.90 m, respectivamente; como se ve en la siguiente tabla.

Tabla 4.10: Resultados de la socavación para $Tr=100$ años.

Descripción	Socavación por contracción	Socavación local en el estribo	Socavación General	Socavación total	Cota del lecho del rio	Cota del fondo socavado
Estribos Derecho	0.47	13.60	0.93	14.53	3267.50	3252.97
Estribo izquierdo	0.47	8.97	0.93	9.90	3268.78	3258.88

Fuente: Elaboración propia

4.2 Análisis e Interpretación de Resultados

4.2.1 Respecto a la Hidrología

- ☞ La ecuación de la curva, altura de la regla hidrométrica vs caudales medidos con correntómetro digital, es similar a la ecuación de la curva de los caudales calculados con el HEC - HMS. Por lo que se valida dichos caudales calculados.
- ☞ Escasez de datos pluviométricos en la cuenca en estudio, por las cuales se utilizan las estaciones vecinas de Huancasancos, Huac-Huas y Llauta con un periodo de registro de 20 años.
- ☞ Se determino el ancho estable del cauce a partir de mediciones directas y huellas hídricas, obteniendo un ancho promedio de 15 m para un Tr de 50 años.

4.2.2 Respecto a la Hidráulica

- ☞ El tirante del caudal maximo calculado con el HEC - RAS, para un periodo de retorno de 100 años coinciden con las huellas del caudal máximo que discurrieron por el río Caracha.

4.2.3 Respecto a la pila de Alcantarillas de Alivio

- ☞ En ambos márgenes del río Caracha, adyacentes al puente Marita se plantea la existencia de 09 pilas de alcantarillas de 2.60 m de diámetro, en la que, para cada tubería el tirante al ingreso es menor que el diámetro de las tuberías, por lo que es correcto el diseño de las alcantarillas de alivio.

4.2.4 Respecto a la Socavación a los Estribos del puente Marita

- ☞ Para un periodo de retorno de 100 años el estribo izquierdo tendrá una socavación total de 9.90 m, mientras que el estribo derecho tendrá una socavación total de 14.53 m.
- ☞ Para un periodo de retorno de 50 años el estribo izquierdo tendrá una socavación nula, mientras que el estribo derecho tendrá una socavación total de 0.19 m.
- ☞ Para un periodo de retorno de 25 años el estribo izquierdo tendrá una socavación nula, mientras que el estribo derecho tendrá una socavación total de 0.86 m.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Conclusiones

- ☞ Es posible controlar la socavación del puente Marita, mediante la variación del caudal y el paso del caudal adecuado por debajo del puente, así derivar el caudal remanente por pilas de alcantarillas de alivio.
- ☞ La variación de los caudales del río Caracha, influye en la variación de los parámetros de socavación en los estribos del puente Marita.
- ☞ La variación de la morfología del río Caracha, permite variar los parámetros de socavación en los estribos del puente Marita, donde la socavación total es menor para un caudal de un periodo de retorno de 50 años.
- ☞ La dinámica del curso de agua del río Caracha, con la derivación del agua hacia las alcantarillas de alivio, influye en la variación de la socavación al pie de los estribos del puente Marita.

2. Recomendaciones

- ☞ Se recomienda la instalación de estaciones meteorológicas e hidrométricas a nivel nacional, en especial en las principales cuencas hidrográficas de la vertiente de pacifico; esto con la finalidad de contar con mayor disponibilidad de datos, para un mejor análisis y diseño de las estructuras hidráulicas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguado Sandoval, A. (2012). *Estimación de la socavación en puentes para su uso en el cálculo del riesgo físico*. (Tesis para obtener el Título de Ingeniero Civil). Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Ayala R, L. (1981). *Estudio de Degradación de Rios*. Santiago de Chile.
- Barboza S, G. (2013). *Metodología para calcular la profundidad de socavación general en ríos de Montaña*. Colombia.
- Borges Briceño, M. (2018). *Socavación al pie de muros longitudinales*. Venezuela.
- Chiew, Y. (1992). *Scour Protection at Bridge Piers*, *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 118, No. 9.
- Guevara Álvarez, M. (2016). *Socavación en Puentes*. Editorial Universidad del Cauca, Colombia.
- Juarez Badillo, E. & Rico Rodríguez, A. (1994). *Mecánica de Suelos*. Editorial Limusa, Mexico.
- Martin Vide, J. P. (2001). *Ingeniería de los Rios*. 3ra. Ed. Mexico.
- Maza Alvarez, J. A. (1993). *Introduction to river Engineering*. Università per Stranieri, Italia.
- Mccuen, R. (2004). *Hydrologic Analysis and Design*. 3ra. Ed. Pearson Prentice Hall, New Jersey, EEUU.
- Merville, B.W. (1975). *Scour at Bridges Site University of Auckland*. report N° 104.
- Ochoa Rubio, T. (2011). *Hidrología Hidráulica y Socavación de Puentes*. Colombia.
- Rocha Felices, A. (1998). *Introducción a la Hidráulica Fluvial*. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Rocha Felices, F. (1998). *Introducción a la Hidráulica de los Rios*. 1ra. Ed. Lima.
- Rühle, F. (1966). *Traducción y Adaptación de los Gráficos Hidráulicos para el diseño de Alcantarillas preparados por el Bureau of Public Roads – EEUU, 1964*. Dirección Nacional de Vialidad.

Referencias Bibliográficas

Santiago Casanova, M. E. (2007). *Hidráulica de ríos, Socavación en ríos, puentes y carreteras*. Mexico.

US Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center (2000). *HYDROLOGIC MODELING SYSTEM – HEC – HMS*. Technical Reference Manual.

US Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center (2001). *HYDROLOGIC MODELING SYSTEM – HEC – HMS*. Users Manual, Version 2.1.

US Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center (1998). *RIVER ANALYSIS SYSTEM – HEC – RAS*. Applications Guide, Version 2.2.

Ven Te , C. (1994). *Hidrología Aplicada*. Mc. Graw Hill.

Walski Thomas , M. (2004). *Computer Applications in Hydraulic Engineering Connecting Theory to practice*. Haestad Methods Inc. EEUU.

“La vida no es sino una continua sucesión de oportunidades para sobrevivir”

— *Gabriel García Márquez*

Apéndice

A

APÉNDICE

PANEL FOTOGRAFICO



Vista 01: Aguas arriba del puente Marita, en el río Caracha.



Vista 02: Aguas abajo del puente Marita, en el río Caracha.



Vista 03: Aforo en aguas arriba del puente Marita, en el río Caracha.



Vista 04: Registro de velocidades y profundidad con correntómetro aguas arriba del puente Marita, en el río Caracha.



Vista 05: Regla graduada para registro de caudales en estribos derecho del puente Marita, en el río Caracha.



Vista 06: Midiendo profundidad de socavación con ecosonda en estribos derecho del puente Marita, en el río Caracha.

ESTUDIO HIDROLÓGICO

1. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

1.1 **Ámbito de estudio**

La zona de de estudio que contempla la presente tesis se encuentra en en el río Caracha donde se encuentra el tramo de carretera de Sancos a Saccsamarca, el río Caracha este a su vez desemboca en el río Pampas.

1.2 **Ubicación de la zona del proyecto**

Política:

La ubicación política del proyecto es:

Región : Ayacucho.
Provincia : Huanca Sancos y Lucanas.
Lugar : Sancos - Sacsamarca.

Geográfica:

Geográficamente el proyecto se encuentra ubicado en las coordenadas UTM siguientes:

Puente Marita: 573,406.00 m E 8'458,155.00 m N

1.3 **Ubicación del Puente**

La zona de ubicación del Puente Marita, de acuerdo a la información cartográfica a escala 1: 100,000 del IGN y la topográfica de detalle a escala 1:1500, corresponde a una en la cual el río ha formado un curso de agua sensiblemente recto y de media pendiente; esta ubicación corresponde aproximadamente a las siguientes coordenadas geométricas:

Puente Marita:

Coordenada UTM Este: 573,406.00 m.
Coordenada UTM Norte: 8'458,155.00 m.
Altitud : 3,284.00 m.s.n.m.

En este lugar está ubicado el puente vehicular. Se ha verificado las condiciones naturales del emplazamiento para los puentes Marita, cuya ubicación actual cumple con los siguientes criterios generales:

- Posición del trazo de la carreteras Sancos a Sacasamarca.
- Ubicación en un tramo del río preferentemente recto y con ocurrencia del flujo de agua en condiciones casi uniforme.
- Ubicación en un punto del cauce del río lo más estrecho posible que permita una menor longitud de la luz del puente.

- Posición del eje del puente formando un ángulo perpendicular al eje principal del río. Ubicación en una zona lo suficientemente estable en donde no se necesite cambiar la forma de la sección del río para mejorar las condiciones del flujo de agua.
- Ubicación en una zona en la cual el historial de migración del río y sus tendencias geomorfológicas se muestren estables y sin mayores cambios
- Existencia de puntos potenciales sobre el río para un posible control hidráulico.
- Ubicación en una zona del río en donde las características geomecánicas del subsuelo permitan una cimentación adecuada y de fácil construcción.
- Disponibilidad relativa de materiales de construcción. Máxima eficiencia económica.
- Mínimo impacto ambiental.

Tomando en cuenta los criterios anteriores, se ha determinado que la mejor ubicación para el eje del puentes Caracha sobre el río del mismo nombre, corresponde a la misma sobre la cual se encuentra actualmente ubicado el puente Marita en mal estado y con una luz muy angosta. Esta ubicación corresponde a un cauce sensiblemente recto y con la principal característica de que sobre los flancos derecho e izquierdo se encuentran afloramientos masivos de roca que emergen desde el fondo del río y sobre el cual se ubicó ubicar los estribos del Puente. El puente Marita se encuentra sobre un lecho arenoso, gravoso, por lo cual se construyó dos estribos, para el cual es necesario determinar la profundidad de socavación, este puente se encuentra en mal estado y con una luz muy angosta, por esto es necesario analizar su protección.

Figura 1: Ubicación del Puente Marita



2. CARACTERIZACIÓN DEL AREA DE ESTUDIO

2.1 Características del río Caracha en el sitio del Puente

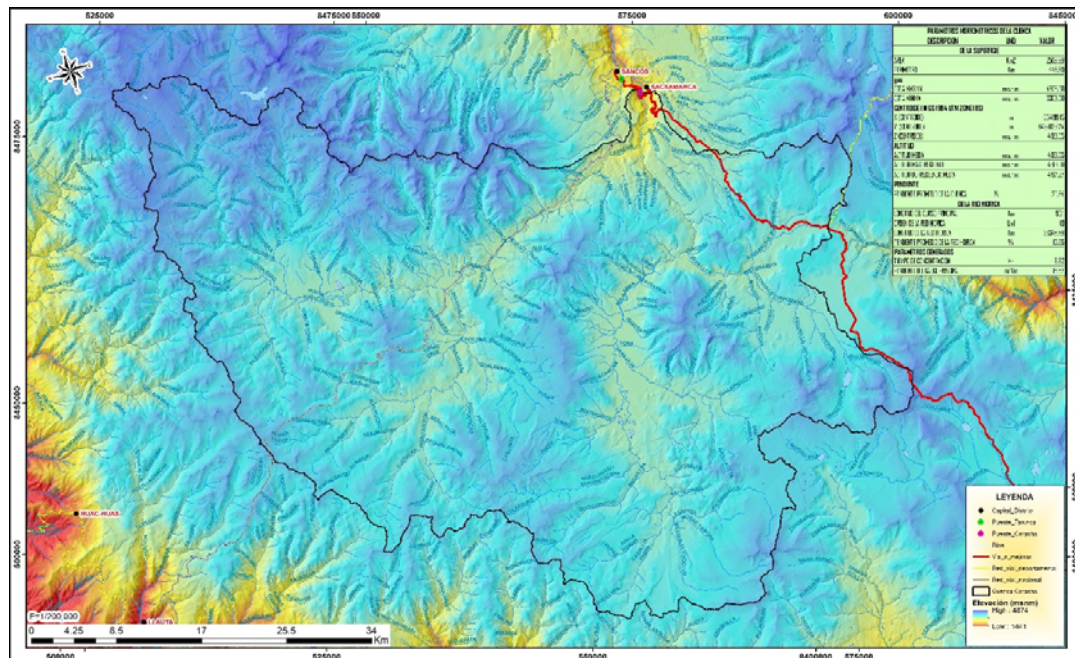
El puente Marita sobre el río Caracha, es una estructura antigua de concreto armado con estribos en ambas márgenes del río. Según la magnitud del proyecto el paso se ubica a un nivel bajo con respecto al río y cuenta con una luz corta de acuerdo a las condiciones topográficas, ya que se ha visto en ocasiones el flujo del agua ha alcanzado la losa del puente. El cauce del río es muy sinuoso y cubierto de bolones de rocas, lo que claramente genera una resistencia importante al flujo, tanto durante caudales bajos como durante crecientes.

2.2 Caracterización de la Cuenca caracha

La cuenca Caracha, se ubica en la carretera de Sancos a Saccsamarca.

Las características hidrológicas de las cuencas son descritas en términos de las siguientes propiedades: (a) área, (b) perímetro, (c) longitud del cauce principal, (d) ancho medio, (e) coeficiente de compacidad, (f) radio de circularidad, (g) factor de forma, y (h) relación de elongación.

Figura 2: Delimitación de la cuenca del río Caracha



a) Área de la cuenca

Área de cuenca, o área de drenaje, es quizás la propiedad de la cuenca más importante, ésta determina el potencial del volumen de escorrentía, proporcionado la tormenta que cubre el área completa. La cuenca es delimitada por la unión de puntos altos que separan las cuencas de drenaje en salidas diferentes.

Debido al efecto de flujo subsuperficial (interflujo y flujo subterráneo), la división de cuenca hidrológica no podría estrictamente coincidir con la división topográfica de la cuenca. La división hidrológica, sin embargo, es menos tratable que la división topográfica; por lo que, este último es preferido para uso práctico.

Tabla 1: Área de la cuenca Caracha

Cuenca	Área (Km ²)
Caracha	2569.99

b) Perímetro

Es la longitud del límite exterior de la cuenca. Su magnitud depende de la superficie y la forma de la cuenca.

Tabla 2: Perímetro de la cuenca Caracha

Cuenca	Perímetro (Km)
Caracha	446.6

c) Pendiente de la cuenca

La pendiente de una cuenca, es un parámetro muy importante en el estudio de toda cuenca, tiene una relación importante y compleja con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad del suelo, y la contribución del agua subterránea a la escorrentía, es uno de los factores, que controla el tiempo de escurrimiento y concentración de la lluvia en los canales de drenaje, y tiene una importancia directa en relación a la magnitud de crecidas.

Tabla 3: Pendiente media de la cuenca Caracha

Cuenca	Pendiente (%)
Caracha	29.54

d) Longitud del curso principal

Llamado también longitud de la cuenca (o longitud hidráulica) es la longitud medida a lo largo del curso de agua principal. El curso de agua principal (o corriente principal) es el curso de agua central y más largo de la cuenca y la única que conduce escorrentía hacia la salida.

Tabla 4: Longitud del cauce principal de la cuenca Caracha

Cuenca	Long. (Km)
Caracha	90.10

e) Pendiente media del cauce principal

Una vez obtenida la longitud, se determinan las cotas de los puntos de inicio (desagüe) y final de cauce principal, obteniéndose así la pendiente media como la relación entre la diferencia de cotas y la longitud del cauce.

Tabla 5: Pendiente media del cauce principal

Cuenca	Pendiente (%)
Caracha	1.58

f) Características de forma

• Coeficiente de compacidad

Este coeficiente se debe a Gravelius, y es la relación entre el perímetro de la cuenca y el de un círculo de la misma área que la cuenca. Se trata de un coeficiente que da idea sobre la configuración geométrica de la cuenca, y por tanto del hidrograma de crecida (puesto que la forma de la cuenca afecta directamente al tiempo de respuesta).

Tabla 6: Coeficiente de compacidad

Cuenca	Coef. Compacidad
Caracha	2.48

• Factor de Forma

Este factor fue definido por Horton. Es el cociente entre la superficie de la cuenca y el cuadrado de su longitud máxima (recorrido principal de la cuenca).

Tabla 7: Factor de forma

Cuenca	Factor de Forma
Caracha	0.32

• Relación de elongación

Esta variable, introducida por Schumm en 1956, relaciona el diámetro del círculo asociado con la longitud de la cuenca, denominándola elongation ratio y simbolizándola con los iniciales Re, que coinciden con la traducción al castellano del nombre de la variable.

Tabla 8: Relación de elongación

Cuenca	R. Elongación
Caracha	0.63

- **Radio de circularidad**

Es la superficie de la cuenca dividida por la superficie de un círculo cuyo perímetro coincide con el de la cuenca.

Tabla 9: Radio de circularidad

Cuenca	R. Circularidad
Caracha	0.16

- **Ancho medio**

Finalmente, el ancho medio se define como la relación entre el área (A) y la longitud del cauce principal (L).

Tabla 10: Ancho medio

Cuenca	Ancho Medio
Caracha	28.52

2.3 Definición de la cuenca Caracha

Para de definición de la cuenca **Caracha** se recurre al programa informático ArcGis 10.3.1 y la herramienta Hec-Geo HMS para realizar el análisis de la cuenca vertiente al área de estudio, para lo cual se emplea la metodología que a continuación se expone.

a) Modelo digital de elevación

En primer lugar, se requiere obtener un **Modelo Digital de Elevaciones (MDE)** de la zona, en formato raster, para lo cual se procesa la cartografía 1:100,000 de la zona de estudio (Huancapi Hoja 28-ñ, Santa Ana Hoja 29-ñ, Puquio Hoja 30-ñ, Paras Hoja 28-n, Laramate Hoja 29-n); en UTM y referenciada a la zona 18S en formato vectorial Shapefile. El formato de representación digital vectorial representa los objetos espaciales codificando de forma explícita sus fronteras y dependiendo del tipo de geometría que permite definir correctamente la información.

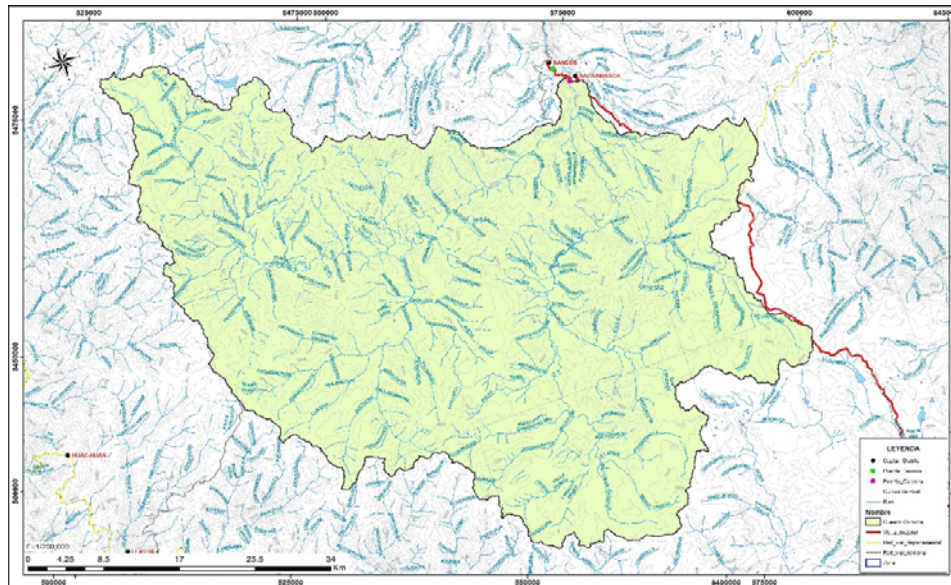
b) Modelo digital de elevación en formato raster

Hoy en día existen nuevas herramientas que han agilizado el procesamiento y obtención de datos a partir de mapas digitales del terreno. Es el caso de la obtención de cuencas hidrográficas de una corriente a partir de modelos digitales de elevación, MDE.

Un modelo digital de elevación (MDE) es una representación digital del terreno que

permite su almacenamiento y procesamiento en sistemas de información geográfica. En particular, los modelos digitales de elevación que ArcGIS 10.3.1 maneja tienen la estructura que se conoce como ráster. Según esta estructura, el área que se desea representar se discretiza en regiones elementales rectangulares llamadas píxeles, y a cada una de ellas se les asigna un valor de elevación sobre el nivel del mar; este valor representa el valor medio de la altura tomado sobre todos los puntos al interior del píxel.

Figura 3: Topográfico de la cuenca Caracha



Una vez procesada la información de partida se introduce en el programa como una capa vectorial de curvas de nivel.

El formato de representación digital raster es el dual lógico del planteamiento vectorial. Se procede mediante la codificación del interior de los objetos quedando sus límites implícitamente representados. Para realizar esta codificación se superpone una rejilla de unidades regulares, donde a cada “celda” de esta rejilla se le asigna un valor dependiente del tipo de información a la que representa.

Se genera una red de triángulos irregulares (TIN) de elevaciones del terreno, con la finalidad de depurar las posibles depresiones o errores inherentes al raster.

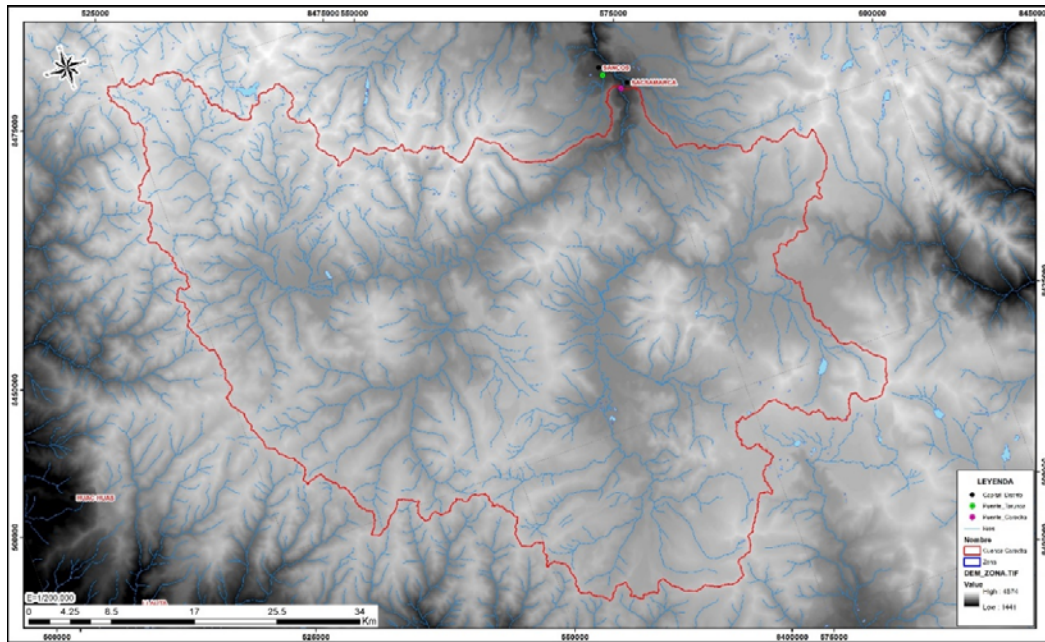
A partir del TIN obtenido anteriormente se convierte a formato raster con dimensión de celda de 30 m de lado.

c) Raster fill

Con esta herramienta se rellenan las imperfecciones existentes en la superficie del modelo digital de elevaciones, de tal forma que las celdas en depresión alcancen el

nivel del terreno.

Figura 4: Modelo Digital de Elevación (DEM) de la cuenca Caracha



d) Dirección de flujo y acumulación de flujo

Se calculan las direcciones de flujo de cada una de las celdas del Modelo Digital de Elevaciones (en adelante MDE). En este paso se define la dirección de mayor pendiente, evaluando celda a celda las cotas de las celdas circundantes a cada una de ellas. Para esto se resuelve el **algoritmo D8** que sólo contempla que el agua de un pixel vierta hacia otro único vecino. Existen ocho direcciones de salida válidas que se relacionan con las ocho celdas adyacentes hacia donde puede ir el flujo.

e) Red de drenaje

La red de drenaje que se va a procesar depende del área umbral definida, es decir, del número mínimo de celdas acumuladas impuestas para ser considerada cada celda perteneciente o no a la red de drenaje. Por lo tanto, a mayor número de área acumulada, la longitud total de la red de drenaje es inferior.

f) Determinación del tiempo de concentración (T_c)

El tiempo que demora una gota agua desde el punto hidráulicamente más distante al punto de interés o punto de aforo, se denomina Tiempo de Concentración. La determinación de este parámetro se realizó en función a diferentes ecuaciones planteadas, cada una con sus características propias.

Los métodos utilizados para el cálculo del T_c , dados en Hora, fueron los siguientes:

- **Giandiotti**

$$T_c = \frac{4*\sqrt{A}+1.5*L}{0.8*\sqrt{D_m}}$$

Donde: T_c = Tiempo de concentración (Horas), A = Área de la cuenca (Km²), L = Longitud del cauce principal (Km), D_m = Desnivel medio (m).

- **Hataway**

$$T_c = 0.606 * (L * n)^{0.4678} * S^{-0.24}$$

Donde: T_c = Tiempo de concentración (Horas), L = Longitud del cauce principal (Km), n = Coeficiente de rugosidad de Manning, S = Pendiente de la cuenca.

- **Kirpich**

$$T_c = 0.0195 * \left(\frac{L * 1000}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

Donde: T_c = Tiempo de concentración (Horas), L = Longitud del cauce principal (Km), S = Pendiente de la cuenca (m/m).

- **California (U.S.B.R.)**

$$T_c = 0.066 * \left(\frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0.77}$$

Donde: T_c = Tiempo de concentración (Horas), L = Longitud del cauce principal (Km), S = Pendiente promedio del cauce principal.

- **Temez**

$$T_c = 0.6 * \left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0.76}$$

Donde: T_c = Tiempo de concentración (Horas), L = Longitud del cauce principal (Km), S = Pendiente del cauce principal (%).

Asumir una de las ecuaciones presentadas, es muy relativo. Cada una de estas se ha usado en diferentes zonas geográficas. Para el caso del presente estudio, se ha utilizado el criterio de Temez, puesto que no hay un estudio específico para la realidad peruana. Se ha calculado el tiempo de concentración para las cuencas Tarunca, Caracha y Santa Ana por los métodos citados anteriormente, la que se muestra detalladamente en el Anexo del estudio hidrológico

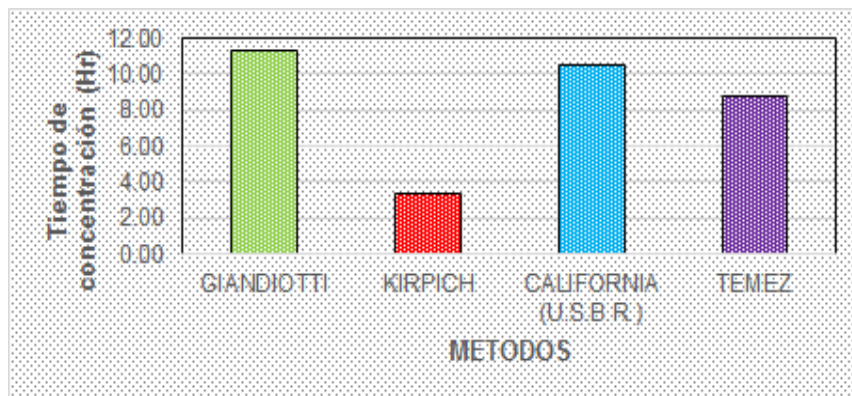
De lo anterior, se desprende que la cuenca **Caracha**, presenta 8.82 hrs de tiempo

de concentración, el mismo que influye en la rapidez de la respuesta de la escorrentía. En esta situación se presenta caudales torrentosos.

Tabla 11: Tiempo de concentración de la cuenca Caracha

FORMULA	UND	CARACHA
GIANDIOTTI	Hr	11.28
KIRPICH	Hr	3.39
CALIFORNIA (U.S.B.R.)	Hr	10.49
TEMEZ	Hr	8.82
PROMEDIO	Hr	8.49
Desviación Estándar		3.55
Varianza		12.62
TC. ASUMIDO CARACHA	Hr	8.82

Figura 5: Tiempo de concentración de la cuenca Caracha



g) Determinación del tiempo de retraso (T(Lag))

Es el tiempo de retardo o también denominado Lag Time. El método propuesto por el SCS sugiere que el tiempo de retardo del hidrograma unitario está relacionado con el tiempo de concentración T_c calculado en un 35 %.

Tabla 12: Tempo de Retardo de la cuenca Caracha

Cuenca	Tc (Hr) Temez	Tlag (Hr)	Tlag (min)
Caracha	8.82	3.09	185.12

h) Determinación del número de curva

Para el cálculo de la precipitación efectiva, un procedimiento utilizado, es el que se basa en el método propuesto por el Soil Conservation Service – SCS; para la formulación del método del número de curva, la altura de precipitación efectiva o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ;

de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca Fa es menor o igual a alguna retención potencial máxima S .

Existe una cierta cantidad de precipitación Ia (Abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego de eso, la escorrentía potencial es la diferencia entre P e Ia .

La metodología del Número de Curva considera como variables en su determinación:

- La precipitación, representada en este caso por la precipitación para un período de tiempo previamente seleccionado.
- El complejo de suelo – hidrológico que considera la interrelación suelo - cobertura vegetal.
- La condición de humedad antecedente; de acuerdo con estas variables se fija un número de curva (CN) que representa tal interrelación.
- Esta metodología fue originalmente propuesta para la evaluación de la precipitación neta que podría generar una tormenta (Monsalve Sáenz, 1995), considerando el volumen de precipitación antecedente en un periodo de 5 a 30 días, con la finalidad de establecer el escurrimiento directo que puede esperarse como respuesta a una precipitación específica. Según este procedimiento, la escorrentía directa (Q) o precipitación efectiva, se expresa mediante la ecuación:

$$Q = \frac{(P - 0.29 * S)^2}{P + 0.8 * S}$$

Los estudios empíricos realizados por el SCS permitieron relacionar la máxima infiltración potencial con un parámetro de referencia, denominado número de curva, CN , cuyos valores están tabulados entre 0 y 100.

$$S = \frac{100}{CN} - 10$$

Donde: CN = Número de curva, S = Es la diferencia potencial máxima entre P y Q a la hora que se inicia la tormenta y representa proporcionalmente la pérdida de escorrentía por infiltración, intercepción y almacenamiento superficial. (pulgadas).

Condición de humedad antecedente

Un factor importante a tener en cuenta en estas curvas son las condiciones antecedentes de humedad (Antecedent Moisture Conditions), las cuales se agrupan en tres condiciones básicas.

Tabla 13: Condiciones antecedentes de humedad básica empleadas en el método SCS

AMC (I)	Condiciones Secas
AMC (II)	Condiciones Normales
AMC (III)	Condiciones Humedad

Los números de curva se aplican para condiciones antecedentes de humedad normales, y se establecen las siguientes relaciones para las otras dos condiciones:

$$CN(I) = \frac{42 \cdot CN(II)}{10 - 0.13 \cdot CN(II)}$$

$$CN(I) = \frac{42 \cdot CN(II)}{10 - 0.13 \cdot CN(II)}$$

Tabla 14: Rangos para la clasificación de las condiciones antecedentes de humedad (AMC)

GRUPO AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulgadas)	
	Estación inactiva (seca)	Estación activa (de crecimiento)
I	< 5	< 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1

Condición I: Suelo seco; no aplicable a crecida de proyecto; caudales pequeños. Los suelos en la cuenca están secos, pero no hasta el punto de marchitamiento, cuando se aran o se cultivan bien. Esta condición no se considera aplicable al cálculo para determinar la avenida de proyecto porque resulta caudales chicos.

Condición II: Suelo medio; Asociado a crecidas anuales o promedios. Los suelos en la cuenca, se encuentran en estado de humedad normal.

Condición III: Suelo húmedo; Crecidas máximas; Caudales grandes. Los suelos en la cuenca se encuentran en estado muy húmedo, esto se presenta cuando ha llovido mucho o poco y han ocurrido bajas temperaturas durante los cinco días anteriores a la tormenta, y el suelo está casi saturado. Los números de curva han sido tabulados por el Servicio de Conservación de Suelos en base al tipo y uso de suelo.

Tipo de suelo hidrológico

La determinación del tipo de suelo hidrológico se establece en términos de dos variables principales:

- El tipo de suelo mediante el cual se fijan las condiciones de infiltración subsuperficial incidente en la escorrentía superficial en forma directa y por tanto la condición hidrológica del suelo se ajusta a los conceptos de tipo agrológico.
- La cobertura vegetal, según la cual las plantas también ejercen una fuerte influencia en la escorrentía directa no solamente en su interpretación hipotética de un coeficiente de escorrentía sino también en la capacidad de planta para absorber agua en los periodos húmedos.

Esta interacción permite determinar en forma empírica una primera aproximación al valor del CN para las condiciones hidrológicas promedio a nivel local. En función del tipo de suelo se definen cuatro grupos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento y limos agregados.

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

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

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

La Autoridad Nacional de Agua (ANA) en el 2015, ha determinado el mapa temático número de curva (CN), en función al mapa de cobertura y uso, mapa de suelos, y el modelo digital de elevaciones, para todo el Perú.

Tabla 15: Numero de Curva de la cuenca Caracha

Cuenca	CN
Caracha	78.92

3. ANÁLISIS Y TRATAMIENTO DE LA PRECIPITACIÓN

3.1 Información Básica Disponible

En el ámbito de influencia de la cuenca del río Caracha, no existen estaciones pluviométricas, por esta razón para caracterizar la precipitación real de la cuenca se ha considerado 3 estaciones pluviométricas en el ámbito exterior de la cuenca.

De la información pluviométrica se ha extraído los valores máximos de la serie de tiempo correspondiente a la precipitación total diaria registrada en cada estación pluviométrica.

En la tabla 16 se muestra las estaciones meteorológicas y la extensión de cada una de ellas utilizada para el presente estudio.

Tabla 16: Longitud de las estaciones meteorológicas disponibles

Nº	ESTACION	ALTITUD (msnm)	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016
1	PLU-HUANCASANCOS	3305																					
2	HUAC-HUAS	3180																					
3	LLAUTA	2445																					

- La estación **HUANCASANCOS**, ubicada en el distrito de Sancos provincia de Huanca Sancos, sobre una cota 3305.0 msnm, tiene una longitud de 20 años, del año 1996 al 2015.
- La estación **HUAC-HUAS**, ubicada en el distrito de Huac-Huas provincia de Lucanas, sobre una cota 3180.0 msnm, tiene una longitud de 18 años, del año 1997 al 2014.
- La estación **LLAUTA**, ubicada en el distrito de Llauta provincia de Lucanas, sobre una cota 2445.0 msnm, tiene una longitud de 20 años, del año 1997 al 2016.

En las tablas 17, 18 y 19; se muestran el registro histórico de la precipitación máxima en 24h para cada estación:

Tabla 17: Registro de precipitación máxima en 24h (mm) – HUANCASANCOS

AÑO	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	MAX
1996	14.60	20.70	29.00	10.90	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	2.80	13.20	18.00	29.00
1997	21.00	33.20	12.80	18.60	2.50	0.00	0.00	19.40	10.80	12.70	8.30	12.50	33.20
1998	24.50	13.90	19.00	13.30	0.00	18.00	1.10	2.80	2.40	6.00	19.30	21.60	24.50
1999	17.10	32.90	28.00	9.10	6.50	0.30	4.00	0.60	4.00	19.00	12.00	20.20	32.90
2000	22.60	26.30	22.20	7.00	3.20	1.40	2.10	4.50	5.30	10.60	7.60	23.40	26.30
2001	26.10	18.20	25.40	9.10	8.30	0.80	12.10	5.30	12.30	18.50	21.50	10.20	26.10
2002	S/D	18.20	15.00	10.20	2.90	7.70	14.20	1.00	4.80	11.90	18.10	16.80	18.20
2003	15.80	17.00	21.70	8.90	7.80	0.00	2.10	10.60	1.90	14.40	6.70	21.70	21.70
2004	13.40	19.40	18.40	21.50	0.80	4.30	8.30	5.30	14.50	8.30	8.60	23.00	23.00
2005	24.20	23.10	14.00	4.20	0.00	0.00	0.00	0.00	18.10	1.60	7.70	24.50	24.50
2006	23.30	20.10	19.30	16.70	0.00	3.70	0.00	4.80	11.80	12.50	8.10	22.00	23.30
2007	18.30	26.10	30.90	16.70	6.60	2.30	0.00	0.00	5.20	15.20	4.70	25.60	30.90
2008	27.40	21.90	20.60	6.30	2.10	5.20	1.50	2.50	3.50	26.80	9.20	18.20	27.40
2009	19.10	61.90	23.90	11.70	4.60	0.00	17.50	0.00	6.60	11.30	11.00	19.10	61.90
2010	29.20	18.40	17.30	10.50	2.80	2.30	0.00	4.00	3.10	17.20	5.00	17.40	29.20
2011	25.10	30.00	18.30	21.80	3.10	2.30	5.20	0.80	12.40	4.50	7.90	23.50	30.00
2012	26.50	35.90	30.70	12.10	0.00	0.60	2.50	0.00	0.00	6.30	0.00	22.20	35.90
2013	17.50	40.20	26.60	3.60	16.00	6.60	3.50	9.80	16.20	12.00	19.20	21.50	40.20
2014	26.50	22.00	17.00	16.60	1.40	5.80	1.80	4.30	5.60	19.50	8.00	15.70	26.50
2015	15.30	20.60	23.00	12.10	6.00	1.10	2.00	3.20	10.10	13.60	23.70	11.80	23.70
MAX	29.20	61.90	30.90	21.80	16.00	18.00	17.50	19.40	18.10	26.80	23.70	25.60	61.90

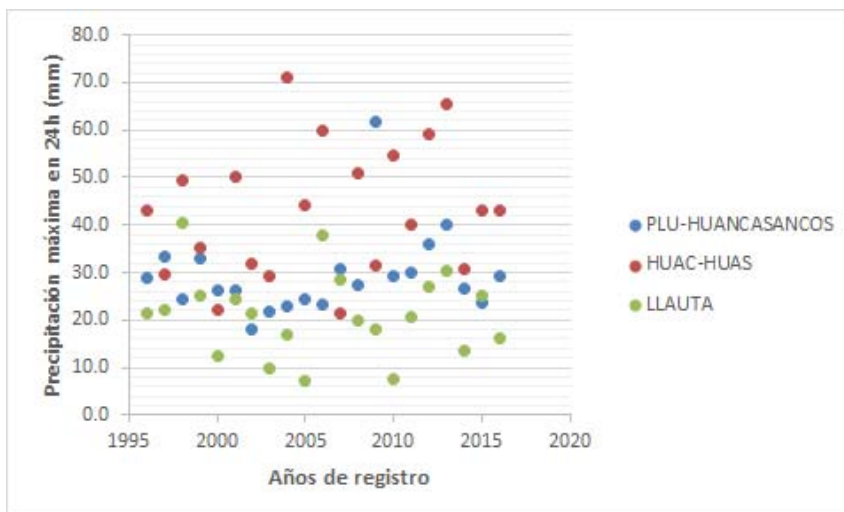
Tabla 18: Registro de precipitación máxima en 24h (mm) - HUAC-HUAS

AÑO	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	MAX
1997	29.60	22.50	15.70	0.00	0.00	0.00	0.00	3.20	2.60	2.50	4.20	13.60	29.60
1998	49.60	41.70	23.00	2.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	S/D	5.50	49.60
1999	27.90	27.00	35.30	2.20	0.00	0.00	0.00	S/D	S/D	S/D	S/D	11.80	35.30
2000	21.30	20.30	22.30	4.60	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	2.10	4.50	19.60	22.30
2001	20.30	50.00	38.00	16.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	3.70	0.00	50.00
2002	12.30	31.70	30.50	9.10	2.80	1.10	0.00	0.00	0.00	3.30	16.70	2.40	31.70
2003	14.00	29.10	22.70	1.60	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	11.10	11.90	29.10
2004	71.00	26.80	24.60	11.60	0.00	0.00	1.90	0.00	1.10	1.90	4.90	20.90	71.00
2005	24.40	44.30	32.20	2.10	0.00	0.00	0.00	0.00	2.30	0.00	0.00	20.10	44.30
2006	43.70	60.00	30.50	4.90	0.00	0.00	0.00	0.00	3.90	1.20	11.90	9.20	60.00
2007	8.20	19.30	21.40	3.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	7.30	21.40
2008	34.80	50.80	28.60	18.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40	1.20	22.20	50.80
2009	22.10	17.30	31.40	10.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.40	10.60	6.10	31.40
2010	12.60	54.60	20.40	10.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40	13.40	54.60
2011	29.80	39.90	17.00	8.20	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	1.50	16.10	39.90
2012	32.70	59.30	39.20	18.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.80	0.00	14.80	59.30
2013	41.40	65.40	18.30	1.70	3.30	1.80	0.30	0.00	0.00	6.20	2.40	15.20	65.40
2014	23.40	22.30	30.90	3.60	0.00	0.00	0.00	0.70	0.00	4.90	10.90	11.20	30.90
MAX	71.00	65.40	39.20	18.60	3.30	1.80	1.90	3.20	3.90	13.80	16.70	22.20	71.00

Tabla 19: Registro de precipitación máxima en 24h (mm) – LLAUTA

AÑO	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	MAX
1997	12.20	22.00	13.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.00	0.90	0.00	0.00	12.00	22.00
1998	25.50	40.60	22.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.20	8.50	40.60
1999	18.50	25.00	13.40	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	5.20	0.00	2.40	25.00
2000	8.50	12.50	11.60	11.00	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.80	3.50	12.50
2001	7.60	24.30	21.20	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	24.30
2002	11.20	21.50	11.40	5.90	0.00	0.00	0.00	2.70	0.00	0.00	9.20	2.90	21.50
2003	5.70	8.50	9.90	6.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	6.20	9.90
2004	16.90	9.70	11.40	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40	0.60	0.50	4.80	16.90
2005	7.10	S/D	3.10	1.50	0.00	0.00	0.00	S/D	0.10	0.00	0.00	6.00	7.10
2006	9.30	37.90	13.00	5.20	0.00	0.00	0.00	0.00	2.80	4.20	11.20	6.20	37.90
2007	2.10	28.60	5.20	1.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.20	2.30	28.60
2008	19.90	20.00	9.40	6.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.30	20.00
2009	11.30	16.80	18.20	5.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.50	2.50	2.30	18.20
2010	4.80	6.10	6.20	6.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.50	7.50
2011	20.50	16.00	10.40	2.90	0.20	0.00	1.80	0.00	0.00	0.00	0.10	9.20	20.50
2012	13.10	27.00	17.90	7.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.10	0.00	5.60	27.00
2013	10.00	30.40	10.30	0.00	4.20	0.00	0.00	0.00	0.00	5.60	0.00	10.50	30.40
2014	7.40	10.10	13.70	1.80	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	3.90	0.00	7.60	13.70
2015	10.70	S/D	25.10	15.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.30	0.00	0.90	0.00	25.10
MAX	25.50	40.60	25.10	15.50	4.20	0.00	1.80	14.00	2.80	11.50	12.20	12.00	40.60

Figura 6: Precipitación máxima en 24 horas - Estaciones usadas



3.2 Selección de la Precipitación Maxima de 24h sobre la cuenca Caracha

En estudios hidrológicos es necesario conocer la altura promedio de precipitación sobre un área. La altura promedio puede ser encontrada de varias formas, dependiendo de la cantidad de estaciones pluviométricas y su ubicación y/o distribución en el área de estudio.

Determinar la precipitación de diseño sobre una cuenca, a partir de los registros históricos, es de suma importancia para cuantificar la disponibilidad hídrica y/o eventos extremos de la cuenca. En el presente estudio se determinó la precipitación 24h promedio sobre la cuenca, mediante el método de Thiessen.

a) Método de Thiessen

El método de Thiessen establece que en cualquier punto de la cuenca la lluvia es igual a la que se registra en el pluviómetro más cercano; por lo que la precipitación registrada en un pluviómetro dado se aplica hasta la mitad de la distancia a la siguiente estación pluviométrica en cualquier dirección. Los pesos relativos de cada pluviómetro se determinan de las correspondientes áreas de aplicación en una red de polígonos de Thiessen, cuyas fronteras están formadas por los bisectores perpendiculares a las líneas que unen pluviómetros adyacentes; luego la precipitación promedio para la cuenca sobre el área es:

$$P = \frac{\sum(A_i \times P_i)}{\sum A_i}$$

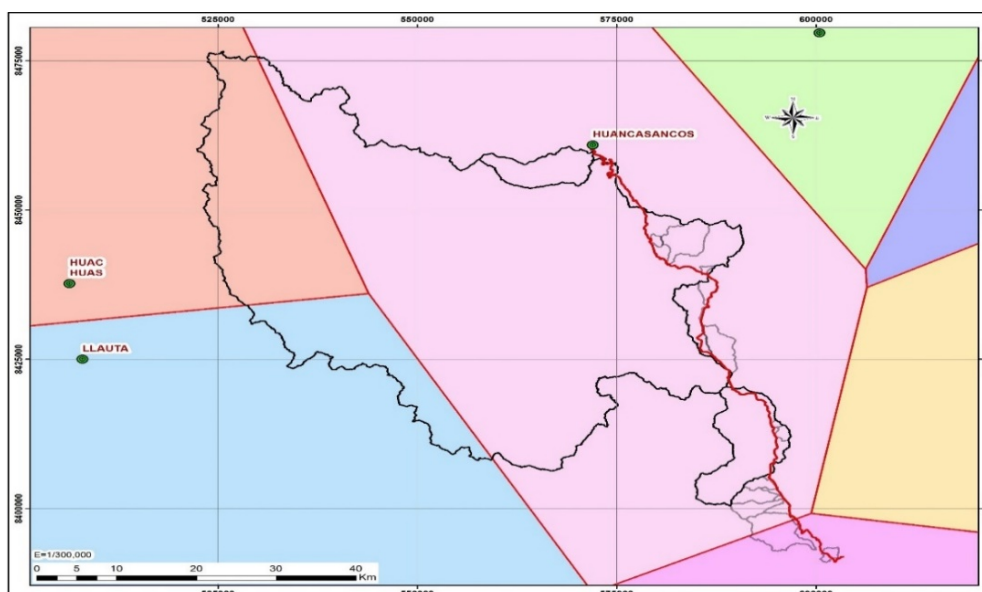
Dónde: i = es el número de pluviómetros que se utilizan en el análisis, A_i es el área de la cuenca que se asigna a cada uno de ellos y P_i es la lluvia registrada en el pluviómetro i -ésimo. El método de Thiessen generalmente es más exacto que el

método de la media aritmética, pero no tiene en cuenta en forma directa las influencias de la orografía en la lluvia. En la figura 7, se muestra los polígonos de Thiessen para el cálculo de la precipitación promedio sobre la cuenca y en la tabla 20, se muestra el área de influencia de cada una de las estaciones pluviométricas en el área de la cuenca, valores con los cuales se ha determinado la precipitación areal máxima en 24 horas de la cuenca Caracha.

Tabla 20: Área de Thiessen dentro de la cuenca Caracha

ESTACION	HUANCASANCOS	HUAC-HUAS	LLAUTA	TOTAL
Area (Km2)	1809.62	509.66	250.71	2569.99
Area (%)	70.41	19.83	9.76	100.00

Figura 7: Polígono de Thiessen sobre la cuenca Caracha



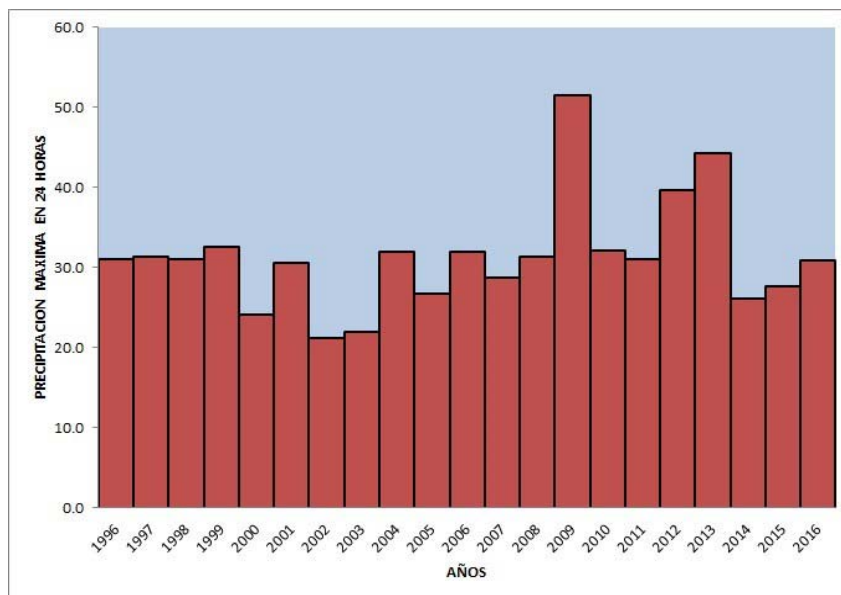
La precipitación promedio de la cuenca del Río Caracha, hasta la ubicación del Puente Marita, es la que se muestra a en la tabla 21:

Tabla 21: Precipitación promedio en la cuenca Caracha

AÑO	Huancasancos	Huac-Huas	Llauta	Caracha
1996	29.00	43.10	21.50	31.06
1997	33.20	29.60	22.00	31.39
1998	24.50	49.60	40.60	31.05
1999	32.90	35.30	25.00	32.61
2000	26.30	22.30	12.50	24.16
2001	26.10	50.00	24.30	30.66
2002	18.20	31.70	21.50	21.20
2003	21.70	29.10	9.90	22.02

2004	23.00	71.00	16.90	31.92
2005	24.50	44.30	7.10	26.73
2006	23.30	60.00	37.90	32.00
2007	30.90	21.40	28.60	28.79
2008	27.40	50.80	20.00	31.32
2009	61.90	31.40	18.20	51.59
2010	29.20	54.60	7.50	32.12
2011	30.00	39.90	20.50	31.04
2012	35.90	59.30	27.00	39.67
2013	40.20	65.40	30.40	44.24
2014	26.50	30.90	13.70	26.12
2015	23.70	43.10	25.10	27.68
2016	29.40	43.10	16.30	30.84
Prom.	29.42	43.14	21.26	43.14

Figura 8: Histograma de Pmax en 24 horas - Cuenca Caracha



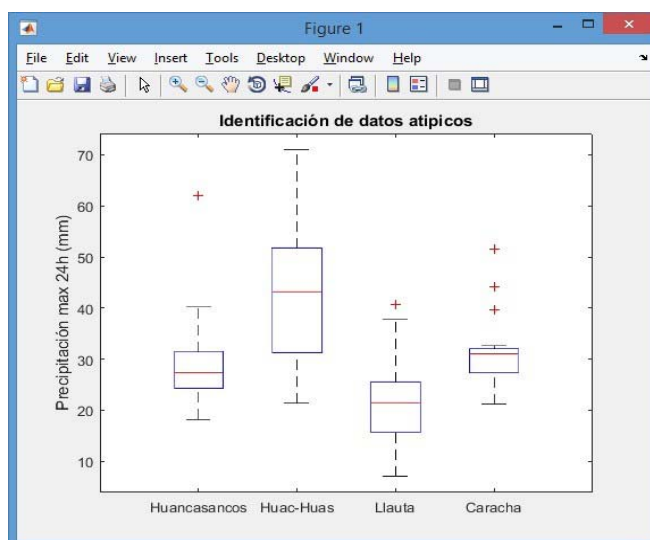
3.3 Identificación de Datos Atípicos

Un valor atípico es un dato que es considerablemente diferente a los otros datos de la muestra. Con frecuencia, los valores atípicos en un conjunto de datos pueden alertar a los estadísticos sobre las anomalías experimentales o los errores en las mediciones tomadas, y debido a esto puede que los descarten del conjunto de datos. En la tabla 22, se aprecia que existe un valor atípico, este será descartado para evitar resultados erróneos. La figura 9, muestra tres valores atípicos, los datos aun serán sometidos a pruebas de rachas, homogeneidad y estacionariedad.

Tabla 22: Determinación de datos atípicos

N	Prec. Max anual	Año	Ln Max	Condición
1	31.06	1996	3.44	Verificado
2	31.39	1997	3.45	Verificado
3	31.05	1998	3.44	Verificado
4	32.61	1999	3.48	Verificado
5	24.16	2000	3.18	Verificado
6	30.66	2001	3.42	Verificado
7	21.2	2002	3.05	Verificado
8	22.02	2003	3.09	Verificado
9	31.92	2004	3.46	Verificado
10	26.73	2005	3.29	Verificado
11	32	2006	3.47	Verificado
12	28.79	2007	3.36	Verificado
13	31.32	2008	3.44	Verificado
14	51.59	2009	3.94	Atipico
15	32.12	2010	3.47	Verificado
16	31.04	2011	3.44	Verificado
17	39.67	2012	3.68	Verificado
18	44.24	2013	3.79	Verificado
19	26.12	2014	3.26	Verificado
20	27.68	2015	3.32	Verificado
21	30.84	2016	3.43	Verificado
Promedio	31.34	Media Ln	3.42	
Desv. Est	6.93	Desvió Ln	0.21	
		K	2.408	
		Lim Superior	3.919	
		Lim Inferior	2.929	

Figura 9: Identificación de datos atípicos

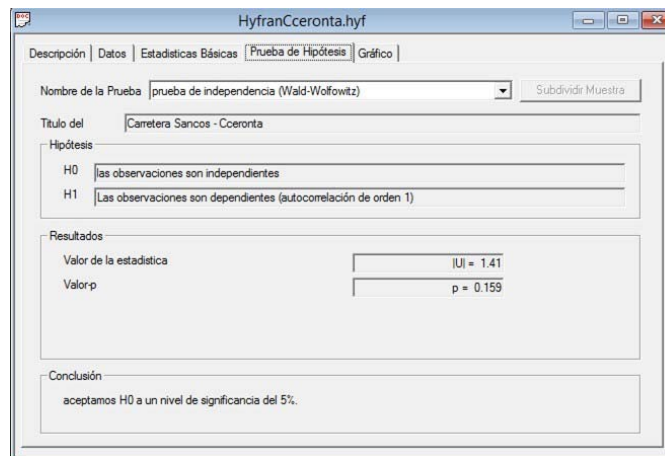


3.4 Pruebas de Hipótesis de la Muestra

a) Prueba de rachas de Wald - Wolfowitz

Permite contrastar la hipótesis nula de que dos muestras independientes proceden de poblaciones con distribuciones continuas idénticas contra la hipótesis alternativa de que las poblaciones difieren en algún aspecto, que puede ser tanto la tendencia central como cualquier otra característica. Para realizar el contraste se combinan las observaciones de ambas muestras, ordenándolas de menor a mayor, y se halla el número de valores sucesivos de una misma muestra en la secuencia ordenada.

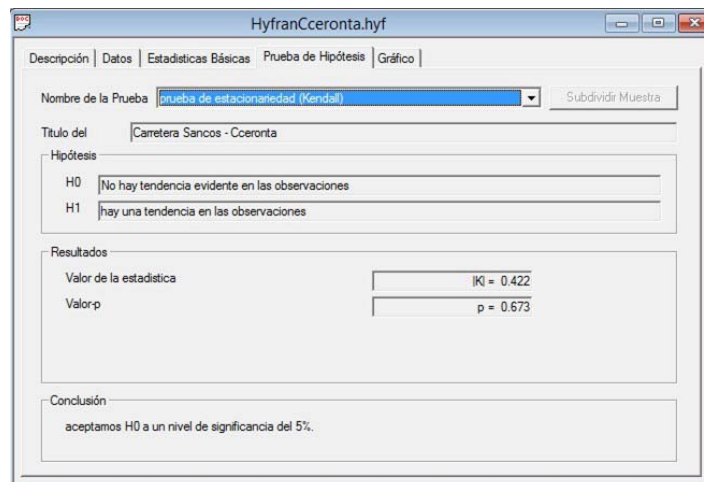
Figura 10: Prueba de independencia (Wald-Wolfowitz)



b) Prueba de estacionariedad (Kendall)

La prueba tiene como objetivo detectar una tendencia al incremento o al decremento en la serie de datos. La prueba de Mann - Kendall está basada en la estadística S . Cada par de valores observados y_i, y_j ($i > j$) de la variable aleatoria es inspeccionado para encontrar cuando $y_i > y_j$ o $y_i < y_j$. Si el número de pares positivos es P , y el número del tipo de pares negativos es M entonces la S es definida como $S = P - M$.

Figura 11: Prueba de estacionariedad (Kendall)

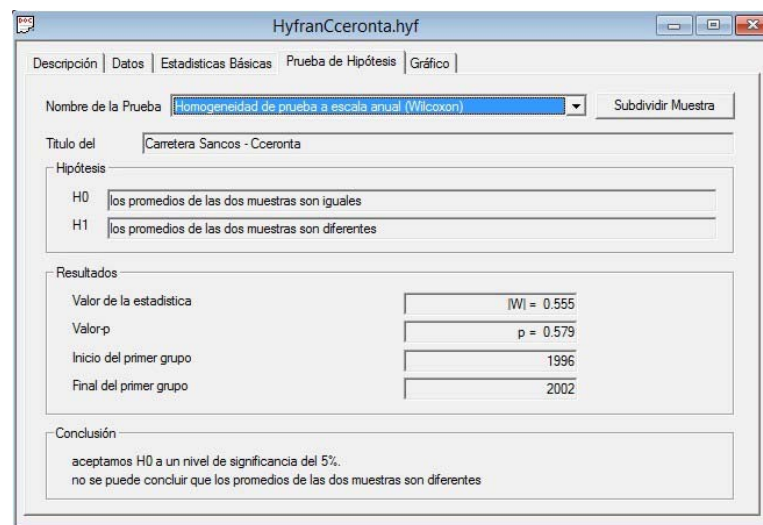


c) Homogeneidad de prueba a escala anual (Wilcoxon)

Cuando se trata de variables medibles en por lo menos una escala ordinal y pueden suponerse poblaciones continuas la prueba no paramétrica más potente es la de Wilcoxon.

La hipótesis nula del contraste postula que las muestras proceden de poblaciones con la misma distribución de probabilidad; la hipótesis alternativa establece que hay diferencias respecto a la tendencia central de las poblaciones y puede ser direccional o no. El contraste se basa en el comportamiento de las diferencias entre las puntuaciones de los elementos de cada par asociado, teniendo en cuenta no sólo el signo, sino también la magnitud de la diferencia.

Figura 12: Homogeneidad de la prueba a escala anual (Wilcoxon)



3.5 Funciones de Distribución de Probabilidades

En la estadística existen decenas de funciones de distribución de probabilidad teórica; y obviamente no es posible probarlas todas para un problema particular, por lo tanto, es necesario escoger uno de esos modelos, el que se adapte mejor al problema bajo análisis.

Para el análisis de las precipitaciones máximas en 24 horas, se ha elegido las precipitaciones máximas de cada estación, luego de obtener estos datos se ajustaron a 5 Distribuciones de probabilidades las cuales son:

- Distribución Gumbel I.
- Distribución Log – Normal.
- Distribución Log – Normal III.
- Distribución Gamma II.
- Distribución Gamma III ó Pearson tipo III.

Los valores de precipitación máxima en 24 horas seleccionados para la cuenca

Caracha, fueron ajustados a las distribuciones teóricas antes mencionados, para ello se recurrió al software de cómputo, Hyfran Versión 1.2. Los análisis se presentan en las tablas y gráficos siguientes:

a) Distribución Gumbel I

Fue descubierta por Emil Julius Gumbel, matemático judío nacido en Alemania a finales del siglo XIX. Es un caso particular de la distribución de valores extremos generalizada, y también es conocida como la distribución log-Weibull, o como la distribución exponencial doble. Según Reiss y Thomas (1997), la distribución de Gumbel tiene la misma importancia que la distribución Normal en otras aplicaciones.

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel I o Doble Exponencial, tiene como función de densidad la siguiente expresión:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha} * e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}} - e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}}$$

Para: $-\infty < x < +\infty$, la distribución de Gumbel corresponde al caso en el que $\mu = 0$ y $\alpha = 1$ La variable aleatoria reducida Gumbel, se define como:

$$y = \frac{x-\mu}{\alpha}$$

Con lo cual, la función acumulada reducida log-Gumbel es:

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

En la Tabla 23, se aprecia los resultados obtenidos con la distribución **Gumbel I**. Al realizar la adecuación con la prueba del Chi-cuadrado aceptamos H_0 a un nivel de significancia de 5 %, pero no con un nivel de significancia de 1 %.

Tabla 23: Función de distribución de probabilidades - Gumbel I

T	q	XT	Desviación estándar	Intervalo de confianza (95%)	
10000	0.9999	71.8	8.38	55.4	88.2
2000	0.9995	64.1	7	50.4	77.8
1000	0.999	60.8	6.4	48.2	73.3
500	0.998	57.5	5.81	46.1	68.9
200	0.995	53.1	5.03	43.2	63
100	0.99	49.8	4.44	41.1	58.5
50	0.98	46.4	3.86	38.9	54
25	0.96	43.1	3.28	36.7	49.5

20	0.95	42	3.09	35.9	48
10	0.9	38.6	2.51	33.6	43.5
5	0.8	35	1.94	31.2	38.8
3	0.6667	32.1	1.54	29.1	35.1
2	0.5	29.6	1.24	27.1	32

Figura 13: Gumbel I (Máxima verosimilitud)

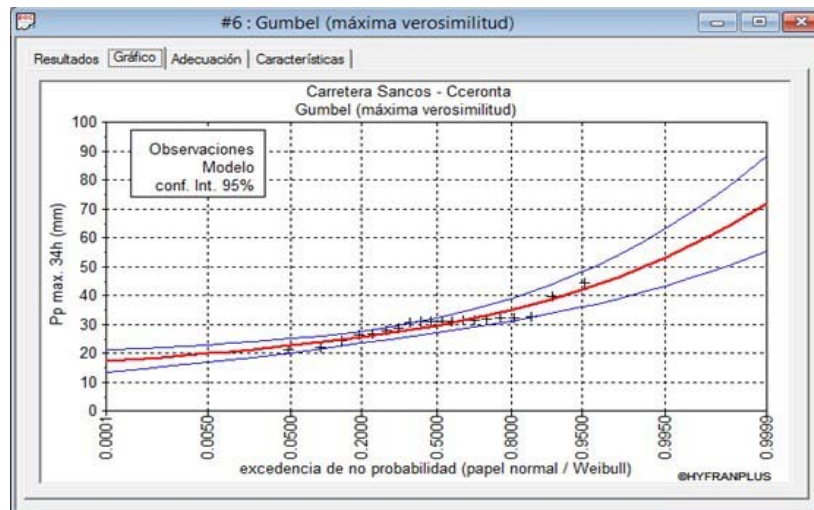


Figura 14: Prueba Chi-Cuadrado – Gumbel I

b) Distribución Log – Normal

Consideremos un cálculo hipotético de la escorrentía en una cuenca. La escorrentía es el producto de varios factores aleatorios, como lluvia, área contribuyente, pérdidas, coeficiente de evaporación, etc. En general, cuando la variable aleatoria x es el producto de un gran número de otras variables aleatorias, la distribución de los

logaritmos de x puede aproximarse a la Normal, ya que los logaritmos de x son la suma de los logaritmos de los factores contribuyentes. Si se tiene una variable aleatoria x y $\ln(x) = y$ se ajusta a una distribución Normal, se dice que la variable aleatoria X es lognormalmente distribuida.

La función de distribución de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{1}{x \cdot \sqrt{2\pi} \cdot \sigma_y} * e^{-\frac{1}{2} * \left(\frac{\ln(x) - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2}$$

Donde: μ_y , σ_y son la media y la desviación estándar de los logaritmos naturales de x , es decir de $\ln(x)$, y representan respectivamente, el parámetro de escala y el parámetro de forma de la distribución.

En la tabla 24, se aprecia los resultados obtenidos con la distribución **Log-Normal**. Al realizar la adecuación con la prueba del Chi-cuadrado aceptamos H_0 a un nivel de significancia de 5 %, pero no con un nivel de significancia de 1 %.

Tabla 24: Función de distribución de probabilidades Log-Normal

T	q	XT	Desviación estándar	Intervalo de confianza (95%)	
10000	0.9999	56.7	6.26	44.4	68.9
2000	0.9995	52.6	5.24	42.4	62.9
1000	0.999	50.9	4.8	41.5	60.3
500	0.998	49	4.36	40.5	57.6
200	0.995	46.6	3.79	39.1	54
100	0.99	44.6	3.36	38	51.2
50	0.98	42.6	2.94	36.8	48.3
25	0.96	40.4	2.51	35.5	45.3
20	0.95	39.7	2.37	35	44.3
10	0.9	37.3	1.96	33.4	41.1
5	0.8	34.6	1.56	31.5	37.6
3	0.6667	32.2	1.3	29.7	34.7
2	0.5	29.9	1.15	27.7	32.2

Figura 15: Log-Normal (Máxima verosimilitud)

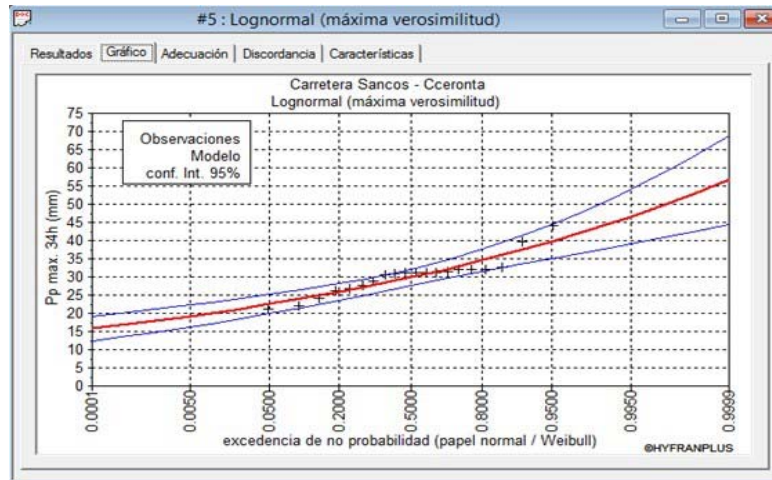
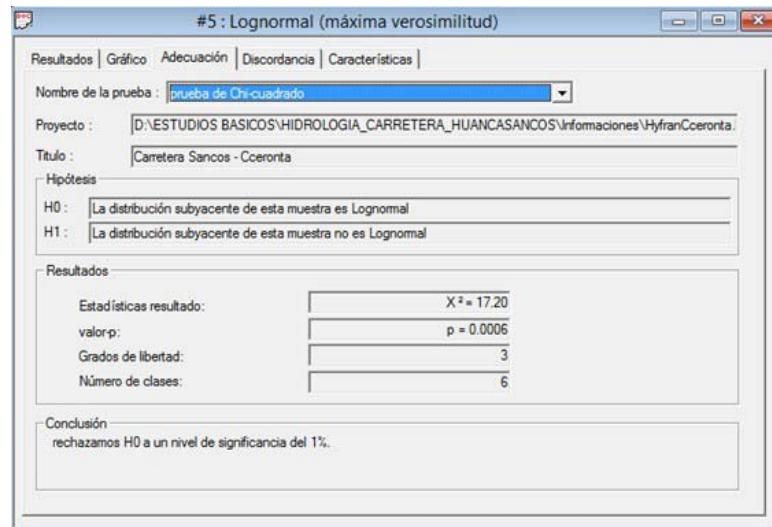


Figura 16: Prueba Chi-Cuadrado Log-Normal



c) Distribución Log - Normal III

La función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0) * \sqrt{2\pi} * \sigma_y} * e^{-\frac{1}{2} * \left(\frac{\ln(x-x_0) - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2}$$

Para: $x_0 < x < +\infty$. Donde: x_0 = parámetro de posición en el dominio de x . μ_y = parámetro de escala o media en el dominio de x . σ^2 = parámetro de forma o varianza en el dominio de x .

En la Tabla 25, se aprecia los resultados obtenidos con la distribución **Log-Normal III**. Al realizar la adecuación con la prueba del Chi-cuadrado aceptamos H_0 a un nivel de significancia de 5 %, pero no con un nivel de significancia de 1 %.

Tabla 25: Función de distribución de probabilidades Log – Normal III

T	q	XT	Desviación estándar	Intervalo de confianza (95%)	
10000	1	55.5	10.7	N/D	N/D
2000	1	51.7	8.22	N/D	N/D
1000	0.999	50	7.21	N/D	N/D
500	0.998	48.3	6.23	N/D	N/D
200	0.995	46	5.02	36.1	55.8
100	0.99	44.1	4.17	35.9	52.3
50	0.98	42.1	3.38	35.5	48.8
25	0.96	40.1	2.67	34.8	45.3
20	0.95	39.4	2.47	34.5	44.2
10	0.9	37.1	1.91	33.3	40.8
5	0.8	34.4	1.5	31.5	37.4
3	0.667	32.2	1.31	29.6	34.7
2	0.5	29.9	1.21	27.6	32.3

Figura 17: Log-Normal III (Máxima verosimilitud)

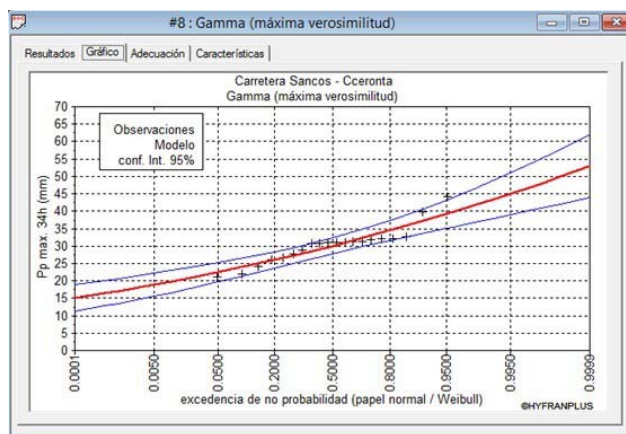
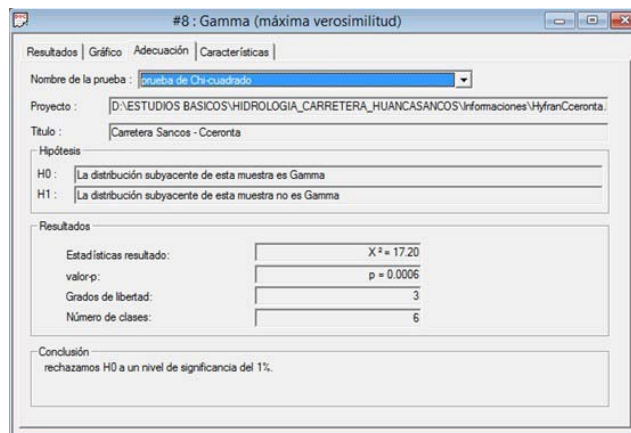


Figura 18: Prueba Chi-Cuadrado – LogNormal III



d) Distribución Gamma

Esta distribución ha sido una de las más usadas 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. La última función es llamada también Distribución Pearson tipo III. La distribución Gamma está relacionada con otras distribuciones muy conocidas como las distribuciones Chi-cuadrado y la exponencial negativa, que son casos particulares de la distribución Gamma.

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} * e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} * \Gamma(\gamma)}$$

Válido para: $0 \leq x < +\infty$, $0 < \gamma < +\infty$, $0 < \beta < +\infty$. Donde: γ = parámetro de forma, β = parámetro de escala. $\Gamma(\gamma)$ = función gamma completa, definida como:

$$\Gamma(\gamma) = \int_0^{\infty} x^{\gamma-1} * e^{-x} * dx$$

Que converge si $\gamma > 0$.

En la Tabla 26, se aprecia los resultados obtenidos con la distribución **Gamma**. Al realizar la adecuación con la prueba del Chi-cuadrado aceptamos H_0 a un nivel de significancia de 5 %, pero no con un nivel de significancia de 1 %.

Tabla 26: Función de distribución de probabilidades – Gamma

T	q	XT	Desviación estándar	Intervalo de confianza (95%)	
10000	0.9999	52.9	4.6	43.9	61.9
2000	0.9995	49.8	3.98	42	57.7
1000	0.999	48.5	3.71	41.2	55.7
500	0.998	47	3.43	40.3	53.7
200	0.995	45	3.06	39	51
100	0.99	43.4	2.77	37.9	48.8
50	0.98	41.6	2.47	36.8	46.5
25	0.96	39.8	2.16	35.5	44
20	0.95	39.1	2.06	35.1	43.2
10	0.9	37	1.75	33.6	40.4
5	0.8	34.5	1.44	31.7	37.3
3	0.6667	32.3	1.24	29.9	34.8
2	0.5	30.1	1.13	27.8	32.3

Figura 19: Gamma (Máxima verosimilitud)

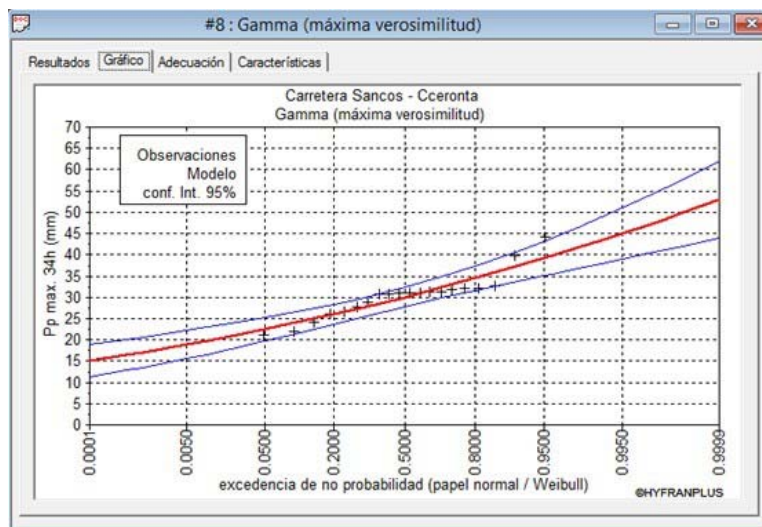
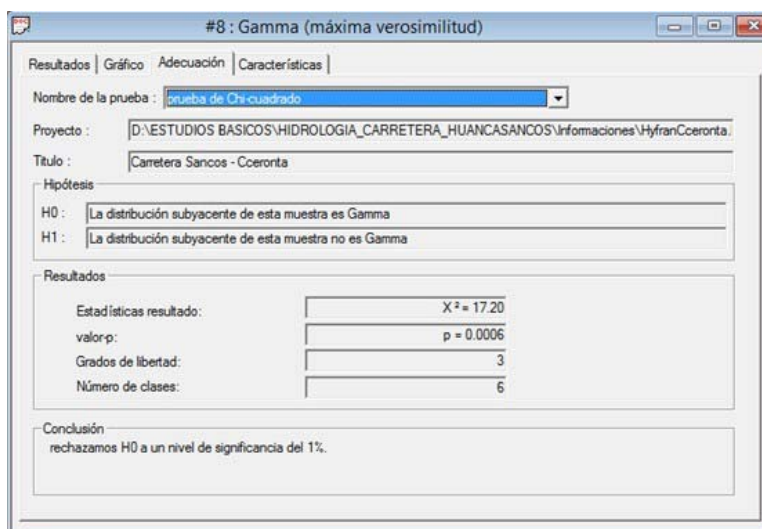


Figura 20: Prueba Chi-Cuadrado – Gamma



e) Distribución Log Pearson tipo III

Si los logaritmos de la variable aleatoria x se ajustan a una distribución Pearson Tipo III, se dice que la variable aleatoria x se ajusta a una distribución Log Pearson Tipo III. Esta distribución es ampliamente usada en el mundo para el análisis de frecuencia de caudales máximos. Su función de densidad está dada por:

$$f(x) = \frac{(\ln(x) - x_0)^{\gamma-1} * e^{-\frac{(\ln(x)-x_0)}{\beta}}}{\beta^\gamma * \Gamma(\gamma)}$$

Válido para: $0 \leq x < +\infty$, $-\infty < x_0 < +\infty$, $0 < \beta < +\infty$, $0 < \gamma < +\infty$.

Donde: x_0 = parámetro de posición, γ = parámetro de forma, β = parámetro de escala.

En la Tabla 27, se aprecia los resultados obtenidos con la distribución **Log-Pearson III**. Al realizar la adecuación con la prueba del Chi-cuadrado aceptamos H_0 a un nivel de significancia de 5 %, pero no con un nivel de significancia de 1 %.

Tabla 27: Función de distribución de probabilidades Log-Pearson III

T	q	XT	Desviación estándar	Intervalo de confianza (95%)	
10000	1	56	12.6	N/D	N/D
2000	1	52.1	9.35	N/D	N/D
1000	0.999	50.3	8.06	N/D	N/D
500	0.998	48.5	6.85	N/D	N/D
200	0.995	46.1	5.39	N/D	N/D
100	0.99	44.2	4.39	35.6	52.8
50	0.98	42.2	3.5	35.4	49.1
25	0.96	40.1	2.72	34.8	45.5
20	0.95	39.4	2.5	34.5	44.3
10	0.9	37.1	1.91	33.3	40.8
5	0.8	34.4	1.51	31.5	37.4
3	0.667	32.2	1.31	29.6	34.7
2	0.5	29.9	1.19	27.6	32.2

Figura 21: Log-Pearson III (Método SAM)

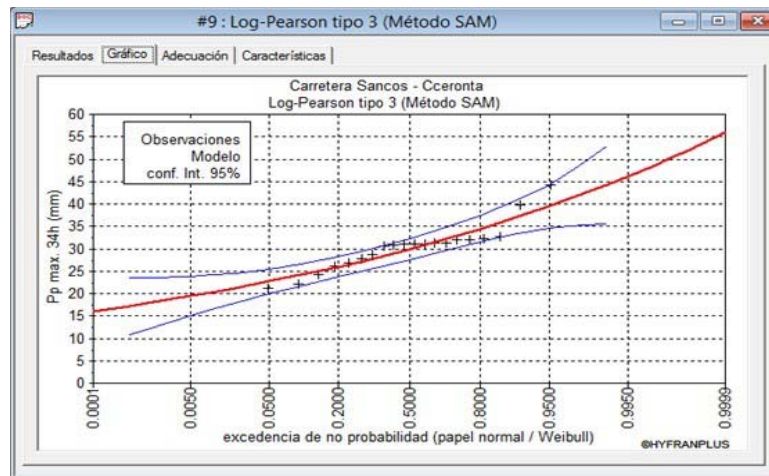
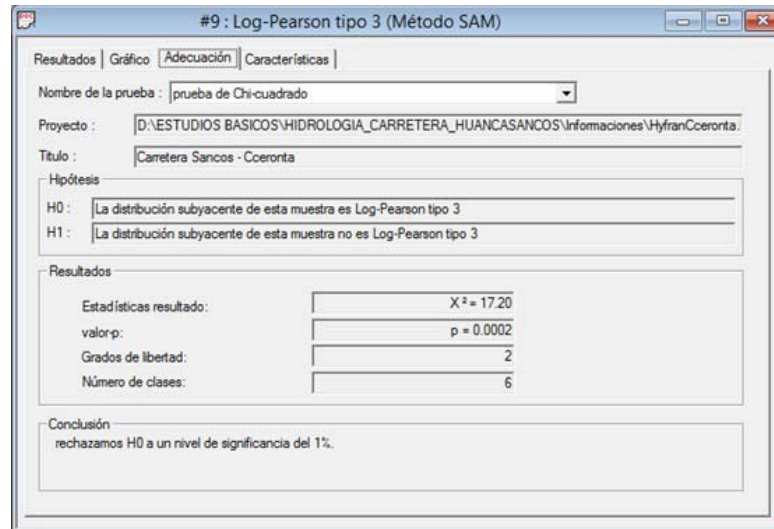


Figura 22: Prueba Chi-Cuadrado Log-Pearson III



3.6 Selección del Periodo de Retorno

Dado N años de registro de datos para un cauce S y n años de vida útil de una cierta estructura, cual es la probabilidad p de que la descarga QT sea excedido por lo menos una vez durante la vida de diseño. Por tanto, es de gran importancia determinar el periodo de retorno T .

Un evento extremo ocurre si una variable aleatoria X es mayor o igual que un cierto nivel X_T . El intervalo de recurrencia t es el tiempo entre ocurrencias. El periodo de retorno T de un evento es el valor esperado de t , $E(t)$.

Tabla 28: Función de distribución de probabilidades Teóricas

T	Gumbel	Log-Normal	Log-Normal III	Gamma	Log-Pearson III
10000	71.80	56.70	55.50	52.90	56.00
2000	64.10	52.60	51.70	49.80	52.10
1000	60.80	50.90	50.00	48.50	50.30
500	57.50	49.00	48.30	47.00	48.50
200	53.10	46.60	46.00	45.00	46.10
100	49.80	44.60	44.10	43.40	44.20
50	46.40	42.60	42.10	41.60	42.20
25	43.10	40.40	40.10	39.80	40.10
20	42.00	39.70	39.40	39.10	39.40
10	38.60	37.30	37.10	37.00	37.10
5	35.00	34.60	34.40	34.50	34.40
3	32.10	32.20	32.20	32.30	32.20
2	29.60	29.90	29.90	30.10	29.90

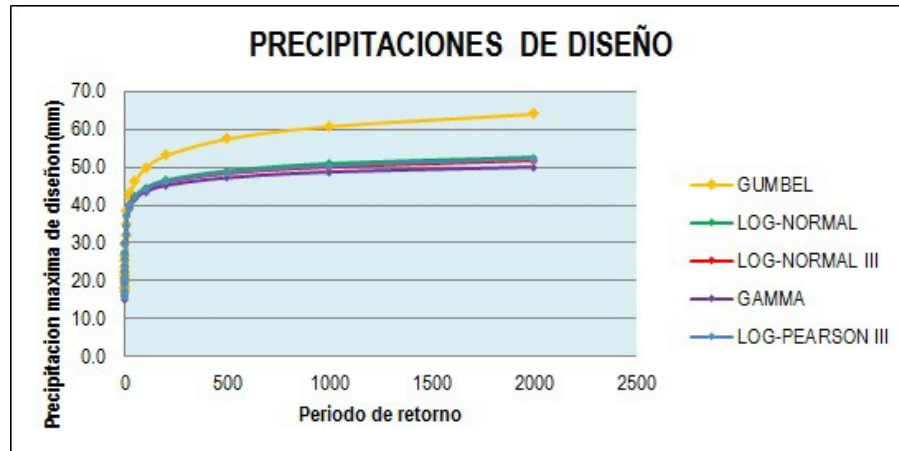
La probabilidad de que una observación X exceda el valor X_T , se relaciona con el

periodo de retorno por la expresión:

$$P(X \geq X_T) = 1 - F(X) = \frac{1}{T}$$

Hay tres formas de uso común, para la selección de la magnitud del evento hidrológico que debe ser considerado en el diseño de una estructura.

Figura 23: Precipitación máxima en 24 horas - Periodo de retorno



a) Aproximación empírica

La aproximación empírica, usualmente está relacionado a la experiencia acumulada a lo largo del tiempo en la construcción de obras hidráulicas en el mundo, produciendo tablas, mostradas en diferentes publicaciones, que dan un periodo de retorno, T en años, de acuerdo al tipo de estructura, sin embargo, estas tablas difieren considerablemente unas de otras y además el criterio de diseño mediante una regla empírica implica un factor de seguridad, o riesgo de falla, totalmente arbitrario.

Una aproximación empírica, usualmente selecciona el evento más extremo de las observaciones pasadas como el valor de diseño. La probabilidad de que un evento más extremo de los pasados N años sea igualado o excedido una vez durante los próximos n años puede estimarse como:

$$P(N, n) = \frac{n}{N+n}$$

b) Análisis de riesgo

Una estructura puede fallar si la magnitud del evento correspondiente al periodo de retorno de diseño T es excedida durante la vida útil de la estructura. Este riesgo hidrológico de falla puede calcularse utilizando la ecuación:

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

Donde, R es la probabilidad de que un evento mayor al de diseño ocurra por lo menos una vez en n años y n es la vida útil de la estructura.

Figura 24: Periodo de retorno y vida útil de la estructura

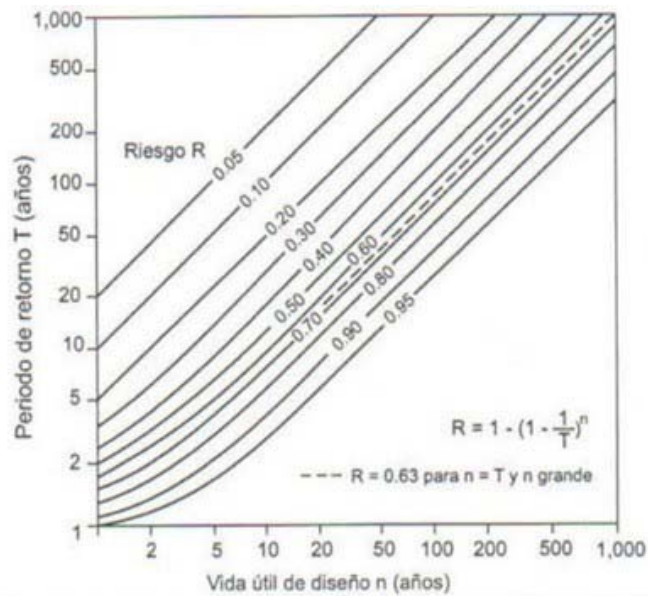


Tabla 29: Riesgo de falla de la estructura

T (años)	n (años)	R
5	50	0.99999
10	50	0.99485
15	50	0.96824
20	50	0.92306
25	50	0.87011
30	50	0.81642
40	50	0.71801
50	50	0.63583
100	50	0.39499
200	50	0.22169
300	50	0.15375
500	50	0.09525

Para el presente estudio se consideró un riesgo de falla de 22.17 %, y una vida útil del Puente de 50 años, obteniéndose un periodo de retorno de 200 años, con el cual se procederá al cálculo del caudal de diseño. Este valor se usa para la obtención de la luz y el nivel de aguas máximas extraordinarias de los puentes y obras de drenaje a lo largo del tramo **Huancasancos - Cceronta**. Para el caso de los badenes,

alcantarillas, cunetas y drenajes de plataformas se consideró un riesgo de falla de 39.86 %, y una vida útil de 15 años, obteniéndose un periodo de retorno de 30 años. Estos parámetros se han tomado del manual de hidrología, hidráulica y drenaje.

3.7 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (*mm/h*). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia.

Comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como:

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

Donde: P = es la profundidad de lluvia (*mm*) y T_d es la duración, dada usualmente en horas. La frecuencia se expresa en función del período de retorno, T , que es el intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño. Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

Método de Dyck Peschke

En nuestro país, debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, difícilmente pueden elaborarse estas curvas. Ordinariamente solo se cuenta con lluvias máximas en 24 horas, por lo que el valor de la Intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas, multiplicada por un coeficiente de duración.

Se puede establecer como un procedimiento lo siguiente:

- Seleccionar las lluvias mayores para diferentes tiempos de duración.
- Ordenar de mayor a menor.
- Asignar a cada valor ordenado una probabilidad empírica.
- Calcular el tiempo de retorno de cada valor.
- Graficar la curva intensidad-frecuencia-duración.

Para el caso de duraciones de tormenta menores a 1 hora, o no se cuente con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dyck Peschke (Guevara, 1991) que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es

la siguiente:

$$P_d = P_{P_{max.24h}} * \left(\frac{d}{1440}\right)^{0.25}$$

Donde: P_d = precipitación total (mm). d = duración en minutos. $P_{p_{max.24h}}$ = precipitación máxima en 24 horas (mm). La intensidad se halla dividiendo la precipitación P_d entre la duración.

Tabla 30: Precipitaciones máximas para diferentes periodos de duración

T (Años)	500	200	100	50	25	10	5	Duración (hr)
Pmax 24 horas	57.50	53.10	49.80	46.40	43.10	38.60	35.00	
PRECIPITACION (mm)	25.98	23.99	22.50	20.96	19.47	17.44	15.81	1
	30.89	28.53	26.76	24.93	23.16	20.74	18.80	2
	34.19	31.57	29.61	27.59	25.63	22.95	20.81	3
	36.74	33.93	31.82	29.65	27.54	24.66	22.36	4
	38.85	35.87	33.64	31.35	29.12	26.08	23.65	5
	40.66	37.55	35.21	32.81	30.48	27.29	24.75	6
	42.26	39.02	36.60	34.10	31.67	28.37	25.72	7
	43.69	40.35	37.84	35.26	32.75	29.33	26.59	8
	45.00	41.55	38.97	36.31	33.73	30.21	27.39	9
	46.20	42.66	40.01	37.28	34.63	31.01	28.12	10
	47.31	43.69	40.98	38.18	35.46	31.76	28.80	11
	48.35	44.65	41.88	39.02	36.24	32.46	29.43	12
	49.33	45.55	42.72	39.81	36.98	33.11	30.03	13
	50.25	46.41	43.52	40.55	37.67	33.73	30.59	14
	51.13	47.21	44.28	41.26	38.32	34.32	31.12	15
	51.96	47.98	45.00	41.93	38.95	34.88	31.63	16
	52.75	48.71	45.69	42.57	39.54	35.41	32.11	17
	53.51	49.42	46.34	43.18	40.11	35.92	32.57	18
	54.24	50.09	46.97	43.77	40.65	36.41	33.01	19
	54.94	50.73	47.58	44.33	41.18	36.88	33.44	20
	55.61	51.36	48.16	44.88	41.68	37.33	33.85	21
	56.26	51.96	48.73	45.40	42.17	37.77	34.25	22
	56.89	52.54	49.27	45.91	42.64	38.19	34.63	23
	57.50	53.10	49.80	46.40	43.10	38.60	35.00	24

3.8 Hietogramas de Diseño

Los métodos hidrológicos más modernos requieren no solo del valor de la lluvia o

intensidad de diseño, sino de una distribución temporal (tormenta), es decir el método estudia la distribución en el tiempo, de las tormentas observadas. Una de las maneras de obtenerlo es a partir de las curvas IDF, dentro de ellas el bloque alterno, es una manera sencilla.

**Tabla 31: Curvas Intensidad Duración Frecuencia método de Dyck
Peschke**

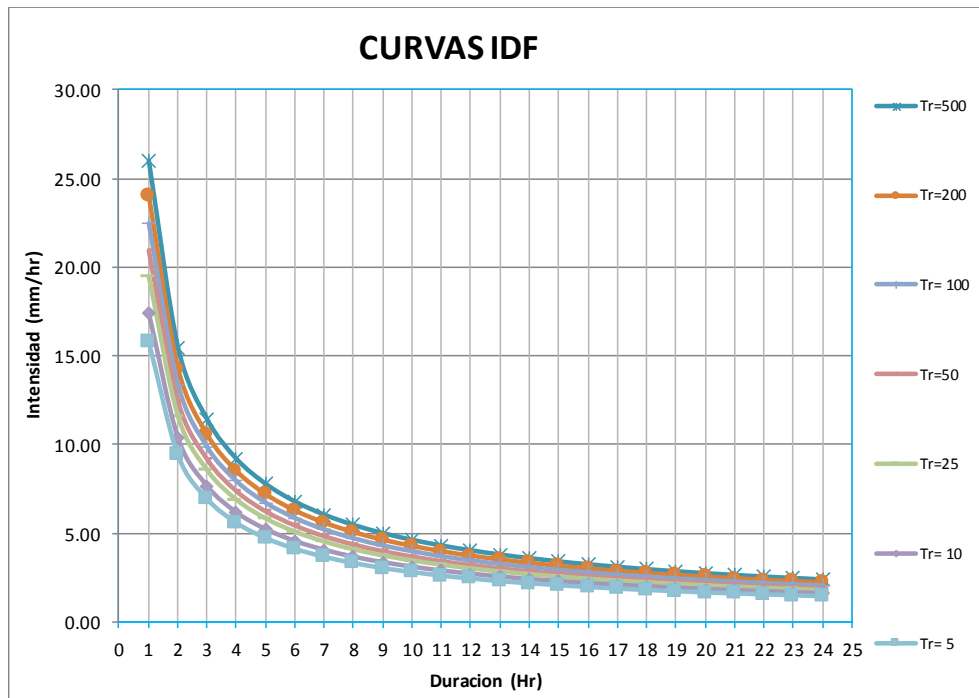
T (Años)	500	200	100	50	25	10	5	Duracion (hr)
Pmax 24 horas	57.50	53.10	49.80	46.40	43.10	38.60	35.00	
INTENSIDAD (mm/Hr)	25.98	23.99	22.50	20.96	19.47	17.44	15.81	1
	15.45	14.26	13.38	12.47	11.58	10.37	9.40	2
	11.40	10.52	9.87	9.20	8.54	7.65	6.94	3
	9.18	8.48	7.95	7.41	6.88	6.17	5.59	4
	7.77	7.17	6.73	6.27	5.82	5.22	4.73	5
	6.78	6.26	5.87	5.47	5.08	4.55	4.12	6
	6.04	5.57	5.23	4.87	4.52	4.05	3.67	7
	5.46	5.04	4.73	4.41	4.09	3.67	3.32	8
	5.00	4.62	4.33	4.03	3.75	3.36	3.04	9
	4.62	4.27	4.00	3.73	3.46	3.10	2.81	10
	4.30	3.97	3.73	3.47	3.22	2.89	2.62	11
	4.03	3.72	3.49	3.25	3.02	2.70	2.45	12
	3.79	3.50	3.29	3.06	2.84	2.55	2.31	13
	3.59	3.31	3.11	2.90	2.69	2.41	2.18	14
	3.41	3.15	2.95	2.75	2.55	2.29	2.07	15
	3.25	3.00	2.81	2.62	2.43	2.18	1.98	16
	3.10	2.87	2.69	2.50	2.33	2.08	1.89	17
	2.97	2.75	2.57	2.40	2.23	2.00	1.81	18
	2.85	2.64	2.47	2.30	2.14	1.92	1.74	19
	2.75	2.54	2.38	2.22	2.06	1.84	1.67	20
	2.65	2.45	2.29	2.14	1.98	1.78	1.61	21
	2.56	2.36	2.21	2.06	1.92	1.72	1.56	22
	2.47	2.28	2.14	2.00	1.85	1.66	1.51	23
	2.40	2.21	2.08	1.93	1.80	1.61	1.46	24

Metodo de Bloques alternos

El método del bloque alterno es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva intensidad - duración - frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt , sobre una duración total de $T_d = n * \Delta t$. Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en

una curva IDF para cada una de las duraciones Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, $4\Delta t$, y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño.

Figura 25: Curvas I-D-F



A continuación, se presenta los hietogramas de diseño para los diferentes periodos de retorno:

Tabla 32: Bloques alternos (Tr=500 años)

Duracion (hr)	Intensidad (mm/hr)	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)	Tiempo (min)	Precipitacion (mm)
1	25.98	25.98	25.98	0-1	0.63
2	15.45	30.89	4.92	1-2	0.67
3	11.40	34.19	3.30	2-3	0.73
4	9.18	36.74	2.55	3-4	0.79
5	7.77	38.85	2.11	4-5	0.87
6	6.78	40.66	1.81	5-6	0.98
7	6.04	42.26	1.60	6-7	1.11
8	5.46	43.69	1.43	7-8	1.31

9	5.00	45.00	1.31	8-9	1.60
10	4.62	46.20	1.20	9-10	2.11
11	4.30	47.31	1.11	10-11	3.30
12	4.03	48.35	1.04	11-12	25.98
13	3.79	49.33	0.98	12-13	4.92
14	3.59	50.25	0.92	13-14	2.55
15	3.41	51.13	0.87	14-15	1.81
16	3.25	51.96	0.83	15-16	1.43
17	3.10	52.75	0.79	16-17	1.20
18	2.97	53.51	0.76	17-18	1.04
19	2.85	54.24	0.73	18-19	0.92
20	2.75	54.94	0.70	19-20	0.83
21	2.65	55.61	0.67	20-21	0.76
22	2.56	56.26	0.65	21-22	0.70
23	2.47	56.89	0.63	22-23	0.65
24	2.40	57.50	0.61	23-24	0.61

Figura 26: Hietograma de diseño Tr=500 años

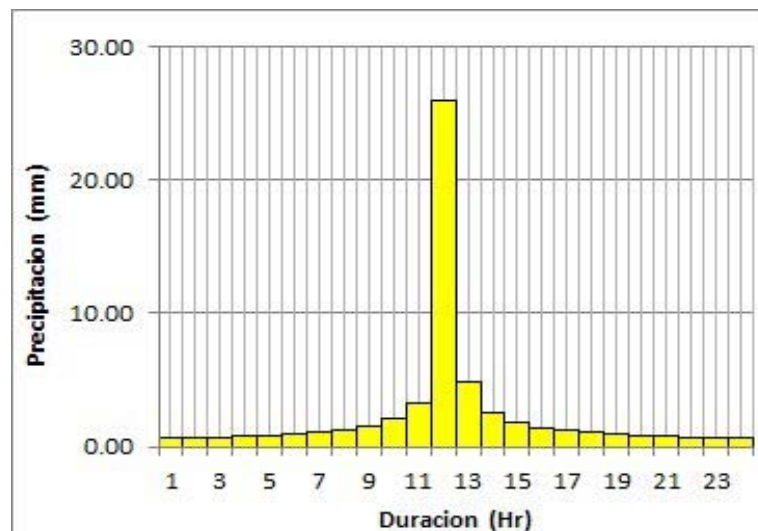


Tabla 33: Bloques alternos (Tr=200 años)

Duracion (hr)	Intensidad (mm/hr)	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)	Tiempo (min)	Precipitacion (mm)
1	23.99	23.99	23.99	0-1	0.58
2	14.26	28.53	4.54	1-2	0.62
3	10.52	31.57	3.04	2-3	0.67
4	8.48	33.93	2.35	3-4	0.73
5	7.17	35.87	1.95	4-5	0.81
6	6.26	37.55	1.67	5-6	0.90
7	5.57	39.02	1.48	6-7	1.03
8	5.04	40.35	1.32	7-8	1.21
9	4.62	41.55	1.21	8-9	1.48
10	4.27	42.66	1.11	9-10	1.95
11	3.97	43.69	1.03	10-11	3.04

12	3.72	44.65	0.96	11-12	23.99
13	3.50	45.55	0.90	12-13	4.54
14	3.31	46.41	0.85	13-14	2.35
15	3.15	47.21	0.81	14-15	1.67
16	3.00	47.98	0.77	15-16	1.32
17	2.87	48.71	0.73	16-17	1.11
18	2.75	49.42	0.70	17-18	0.96
19	2.64	50.09	0.67	18-19	0.85
20	2.54	50.73	0.65	19-20	0.77
21	2.45	51.36	0.62	20-21	0.70
22	2.36	51.96	0.60	21-22	0.65
23	2.28	52.54	0.58	22-23	0.60
24	2.21	53.10	0.56	23-24	0.56

Figura 27: Hietograma de diseño Tr=200 años

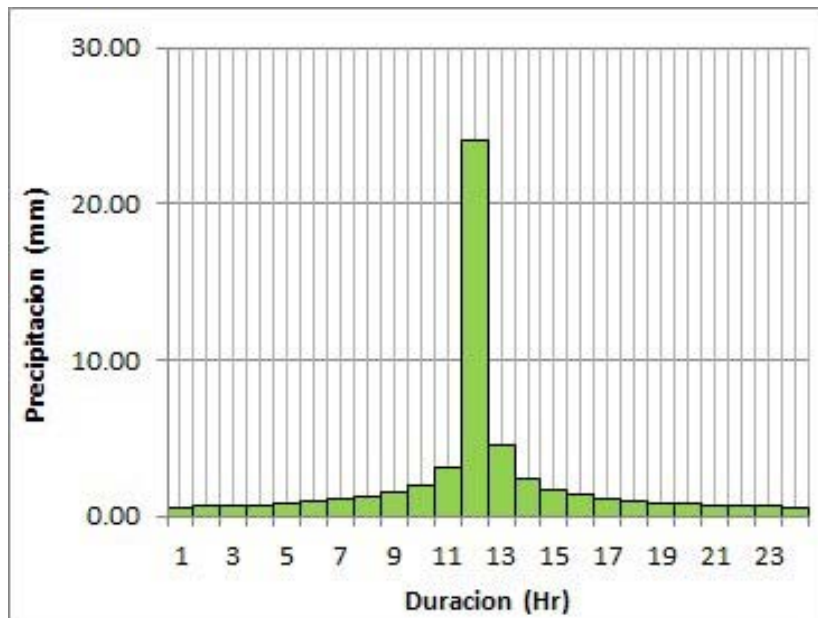


Tabla 34: Bloques alternos (Tr=100 años)

Duración (hr)	Intensidad (mm/hr)	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)	Tiempo (min)	Precipitación (mm)
1	22.50	22.50	22.50	0-1	0.54
2	13.38	26.76	4.26	1-2	0.58
3	9.87	29.61	2.85	2-3	0.63
4	7.95	31.82	2.21	3-4	0.69
5	6.73	33.64	1.83	4-5	0.76
6	5.87	35.21	1.57	5-6	0.85
7	5.23	36.60	1.38	6-7	0.96
8	4.73	37.84	1.24	7-8	1.13
9	4.33	38.97	1.13	8-9	1.38
10	4.00	40.01	1.04	9-10	1.83
11	3.73	40.98	0.96	10-11	2.85
12	3.49	41.88	0.90	11-12	22.50

13	3.29	42.72	0.85	12-13	4.26
14	3.11	43.52	0.80	13-14	2.21
15	2.95	44.28	0.76	14-15	1.57
16	2.81	45.00	0.72	15-16	1.24
17	2.69	45.69	0.69	16-17	1.04
18	2.57	46.34	0.66	17-18	0.90
19	2.47	46.97	0.63	18-19	0.80
20	2.38	47.58	0.61	19-20	0.72
21	2.29	48.16	0.58	20-21	0.66
22	2.21	48.73	0.56	21-22	0.61
23	2.14	49.27	0.54	22-23	0.56
24	2.08	49.80	0.53	23-24	0.53

Figura 28: Hietograma de diseño Tr=100 años

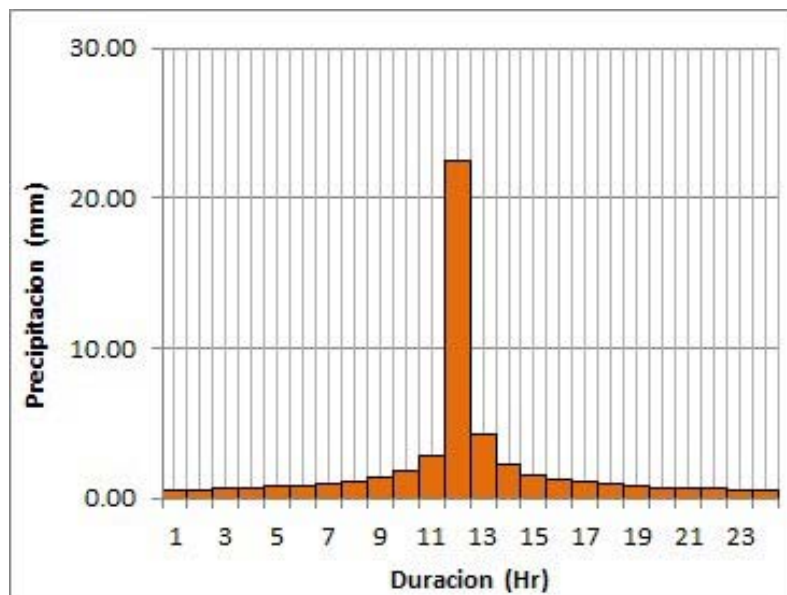


Tabla 35: Bloques alternos (Tr=50 años)

Duración (hr)	Intensidad (mm/hr)	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)	Tiempo (min)	Precipitación (mm)
1	20.96	20.96	20.96	0-1	0.51
2	12.47	24.93	3.97	1-2	0.54
3	9.20	27.59	2.66	2-3	0.59
4	7.41	29.65	2.06	3-4	0.64
5	6.27	31.35	1.70	4-5	0.71
6	5.47	32.81	1.46	5-6	0.79
7	4.87	34.10	1.29	6-7	0.90
8	4.41	35.26	1.16	7-8	1.05
9	4.03	36.31	1.05	8-9	1.29
10	3.73	37.28	0.97	9-10	1.70
11	3.47	38.18	0.90	10-11	2.66

12	3.25	39.02	0.84	11-12	20.96
13	3.06	39.81	0.79	12-13	3.97
14	2.90	40.55	0.74	13-14	2.06
15	2.75	41.26	0.71	14-15	1.46
16	2.62	41.93	0.67	15-16	1.16
17	2.50	42.57	0.64	16-17	0.97
18	2.40	43.18	0.61	17-18	0.84
19	2.30	43.77	0.59	18-19	0.74
20	2.22	44.33	0.56	19-20	0.67
21	2.14	44.88	0.54	20-21	0.61
22	2.06	45.40	0.52	21-22	0.56
23	2.00	45.91	0.51	22-23	0.52
24	1.93	46.40	0.49	23-24	0.49

Figura 29: Hietograma de diseño Tr=50 años

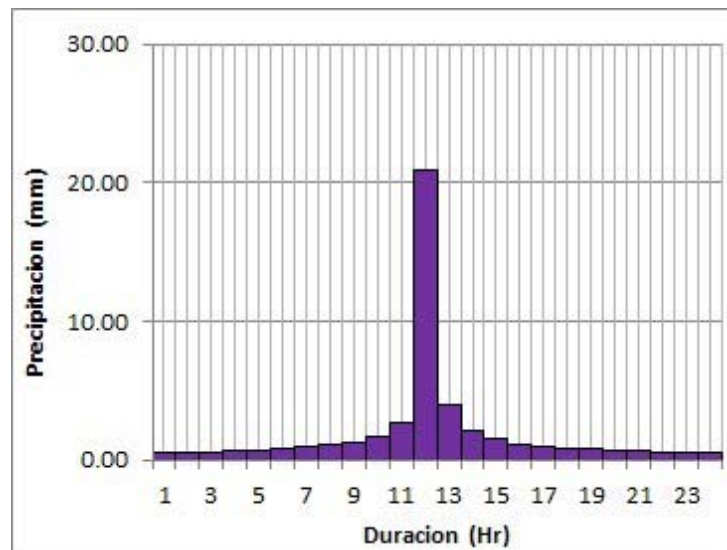
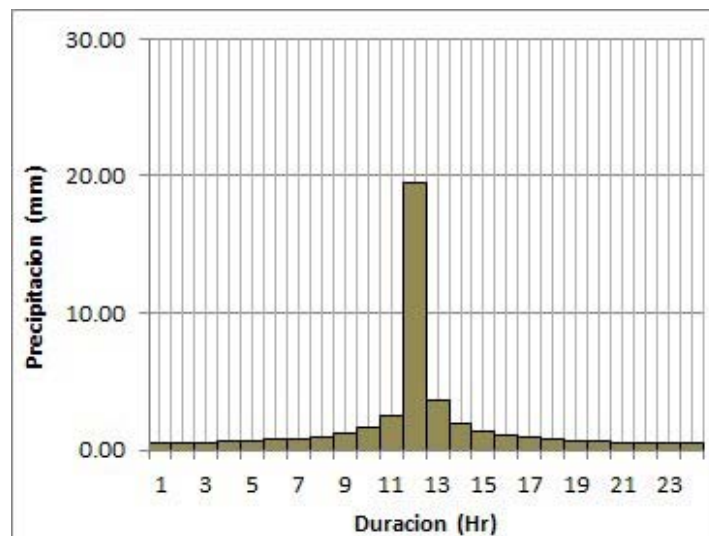


Tabla 36: Bloques alternos (Tr=25 años)

Duración (hr)	Intensidad (mm/hr)	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)	Tiempo (min)	Precipitación (mm)
1	19.47	19.47	19.47	0-1	0.47
2	11.58	23.16	3.68	1-2	0.51
3	8.54	25.63	2.47	2-3	0.55
4	6.88	27.54	1.91	3-4	0.59
5	5.82	29.12	1.58	4-5	0.66
6	5.08	30.48	1.36	5-6	0.73
7	4.52	31.67	1.20	6-7	0.84
8	4.09	32.75	1.08	7-8	0.98
9	3.75	33.73	0.98	8-9	1.20

10	3.46	34.63	0.90	9-10	1.58
11	3.22	35.46	0.84	10-11	2.47
12	3.02	36.24	0.78	11-12	19.47
13	2.84	36.98	0.73	12-13	3.68
14	2.69	37.67	0.69	13-14	1.91
15	2.55	38.32	0.66	14-15	1.36
16	2.43	38.95	0.62	15-16	1.08
17	2.33	39.54	0.59	16-17	0.90
18	2.23	40.11	0.57	17-18	0.78
19	2.14	40.65	0.55	18-19	0.69
20	2.06	41.18	0.52	19-20	0.62
21	1.98	41.68	0.51	20-21	0.57
22	1.92	42.17	0.49	21-22	0.52
23	1.85	42.64	0.47	22-23	0.49
24	1.80	43.10	0.46	23-24	0.46

Figura 30: Hietograma de diseño Tr=25 años



4. ANÁLISIS DE MÁXIMAS AVENIDAS

4.1 Características del HEC-HMS y la extensión HEC GEO-HMS de ARCMAP 10.3

a) Características generales del modelo hidrológico HEC-HMS

Para simular la respuesta hidrológica de una cuenca, el **HEC-HMS** utiliza los siguientes componentes: modelo de la cuenca, modelo meteorológico, especificaciones de control y datos de entrada. Una simulación calcula la transformación de lluvia a caudal en el modelo de la cuenca, dada la entrada del

modelo meteorológico. Las especificaciones de control definen el periodo de tiempo durante el cual se realizará la simulación y el intervalo de tiempo a utilizar. Los componentes de los datos de entrada, tales como las series temporales, tablas y datos por celdas, son requeridos como parámetros o condiciones de contorno tanto en el modelo de la cuenca como en el meteorológico (Nanía, 2007). Para definir la estructura de una cuenca, el programa considera los siguientes elementos hidrológicos.

1. Subcuencas (subbasins)
2. Tramos de tránsito (routing reach)
3. Uniones (junctions)
4. Embalses (reservoirs)
5. Fuentes (Sources)
6. Sumideros (sinks)
7. Derivaciones (diversions)

Con estos siete componentes, el usuario puede elaborar una cuenca tan compleja como requiera el problema que este tratando y de acuerdo a la información de campo disponible. Si se cuenta con información digital de campo, el HMS incluye la opción de trabajar la cuenca con subdivisiones en grillas o celdas, cada una de las cuales almacena información pertinente respecto a la precipitación, área, pendientes y condición de humedad del suelo.

b) Descripción de los elementos hidrológicos

Subcuenca (Subbasin): Se usa para representar la cuenca física. Dada la precipitación, la salida de agua de la subcuenca se calcula restando las pérdidas a la precipitación y transformando el exceso de precipitación en caudal en el punto de salida de la subcuenca, sumando finalmente el caudal base.

Tramo (Reach): Se usa para transportar el agua generada en algún punto de la cuenca hacia aguas abajo hasta otro punto de la cuenca, definidos ambos en el modelo físico de la cuenca. La respuesta de este transporte es un retardo y una atenuación del hidrograma de entrada.

Unión (Junction): Se usa para sumar flujos de agua que provienen de elementos hidrológicos situados aguas arriba de la unión. La respuesta es simplemente la suma de los hidrogramas de todos los elementos conectados a la unión.

Fuente (Source): Se usa para introducir agua dentro del modelo físico de la cuenca. Este elemento no tiene entrada y la salida está definida por el usuario.

Sumidero (Sink): Se usa para representar el punto de salida de la cuenca. La entrada puede provenir de uno o más elementos situados aguas arriba del sumidero. Este elemento no tiene salida.

Depósito (Reservoir): Se usa para modelar la retención y atenuación de un hidrograma causado por un embalse o depósito de retención. La entrada puede provenir de uno o varios elementos hidrológicos situados aguas arriba del depósito. La salida puede calcularse de 2 maneras: el usuario define una relación almacenamiento - salida, cota almacenamiento - salida o cota - área - salida o bien el usuario define una relación cota - almacenamiento o cota - área y una o más estructuras de salida.

Derivación (Diversion): Se usa para modelar un flujo de agua que abandona un tramo de cauce. La entrada proviene de uno o varios elementos aguas arriba. La salida de este elemento consiste un flujo derivado y otro no derivado (que sigue por el cauce). El flujo derivado se define por el usuario. Tanto los flujos derivados como no-derivado se pueden conectar aguas abajo con otros elementos.

c) Selección de métodos y definición de sus parámetros

Submodelo de pérdidas: Dentro de los 11 métodos posibles que presenta el programa para determinar las pérdidas por infiltración los más utilizados internacionalmente y que la bibliografía aborda con mayor claridad, posibilitando obtener sus parámetros de manera aproximada, se describen a continuación:

- Método de déficit y tasa constante.
- Método de Green y Ampt.
- Método de pérdida inicial y tasa constante.
- Método número de curva del **SCS**.

Conceptos básicos y ecuaciones fundamentales: El método número de curva del Servicio de Conservación del Suelo de los Estados Unidos (**SCS**), estima el exceso de precipitación como una función de la precipitación acumulada, cobertura del suelo, uso del suelo, y humedad antecedente del suelo, usando la ecuación siguiente:

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

Donde: P_e = Exceso de precipitación acumulada en el tiempo t . P = Profundidad de la lluvia acumulada en el tiempo t . I_a = Abstracción inicial (pérdida inicial). S = Retención potencial máxima.

A partir del análisis de muchos resultados experimentales en cuencas pequeñas, el **SCS** desarrolló una relación empírica para determinar la pérdida inicial (I_a) y la retención potencial máxima (S):

$$I_a = 0.2 * S$$

Por consiguiente, el exceso acumulativo en el tiempo t es:

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

El exceso incrementado para un intervalo de tiempo es calculado como la diferencia entre el exceso acumulado al final y comienzo del período.

La retención potencial máxima, (S), y las características de la cuenca están relacionadas a través de un parámetro intermedio, el número de curva (NC) mediante:

$$P_e = \frac{25400 - 254 * NC}{NC}$$

Estimación del número de curva: El número de curva para una cuenca puede ser estimado como una función del uso del terreno, del tipo de suelo, y humedad antecedente en la cuenca, usando tablas publicadas por el **SCS**. Con estas tablas y conociendo el tipo de suelo y uso del suelo, puede encontrarse el valor de NC simple. Para una cuenca que consta de varios tipos de suelos y usos del terreno, un NC promedio es calculado como:

$$NC_{promedio} = \frac{\sum A_i * NC_i}{\sum A_i}$$

Donde: $NC_{promedio}$ = NC promedio usado para calcular el volumen de escurrimiento. i = índice de subdivisiones de la cuenca para usos del terreno y tipo de suelo uniforme. NC_i = NC por subdivisión i . A_i = área drenada por subdivisión i .

Submodelo de transformación lluvia-escurrimiento: Dentro de los 7 métodos que contempla el programa para transformar la lluvia en escurrimiento, se describen a continuación los más abordados por la literatura y aplicables a la información disponible y las dimensiones de la cuenca, por ejemplo, el modelo de la onda cinemática no es universalmente aplicable, es propuesto primordialmente para cuencas pequeñas (menores de 2.5 km^2), particularmente en los casos en los cuales

se logra resolver el detalle físico sin hacer un compromiso de la naturaleza determinista del modelo, recomendándose para cuencas mayores los modelos de Hidrograma Unitario (Feldman,2000).

- Hidrograma Unitario (HU) de Clark.
- Hidrograma Unitario de Snyder.
- Hidrograma Unitario (HU) del **SCS**.

Conceptos básicos y ecuaciones fundamentales: El **Servicio** de Conservación del Suelo de los Estados Unidos (**SCS**) propone un método de hidrograma unitario paramétrico. El método se basa en los promedios del hidrograma unitario derivado de la lluvia y el escurrimiento medido para un gran número de cuencas agrícolas pequeñas a todo lo largo de los EE.UU.

El método del hidrograma unitario del **SCS** se basa en un hidrograma pico adimensional. Este hidrograma adimensional expresa la descarga del hidrograma unitario (U_t) como una proporción en la descarga pico del hidrograma (U_p) para cualquier tiempo t . Una fracción de T_p es el tiempo pico para el hidrograma unitario. Las investigaciones del **SCS** sugieren que el pico del hidrograma unitario y el tiempo del pico del hidrograma están relacionados por:

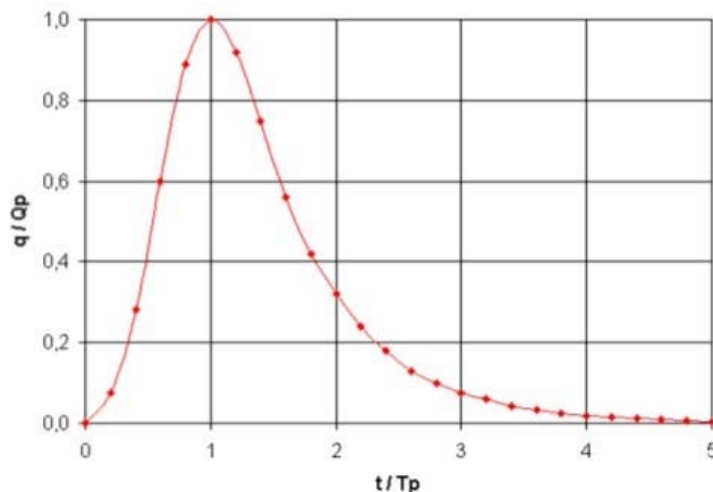
$$U_p = C * \frac{A}{T_p}$$

Donde: A = área de la cuenca. C = constante de conversión (2.08 en Sistema Internacional y 484 en el Sistema Inglés de Unidades).

El tiempo pico (también conocido como el tiempo de subida) es relacionado con la duración de la unidad de precipitación en exceso como:

$$T_p = \frac{\Delta T}{2} + t_{Lag}$$

Figura 31: Hidrograma Unitario del SCS



Donde: Δt = la duración de la precipitación en exceso (la cuál es también el intervalo de cálculo en el HEC-HMS). t_{Lag} = tiempo definido como la diferencia entre el tiempo del centro de masa de exceso de lluvia y el pico del hidrograma unitario. Para la definición adecuada de las ordenadas en la extremidad naciente del hidrograma unitario del **SCS**, debe ser usado un intervalo de cálculo, Δt , que sea menos de un 29 % de t_{Lag} (Feldman, 2000).

Cuando el tiempo *Lag* es especificado, el HEC-HMS soluciona la ecuación 5.7 para encontrar el tiempo pico del hidrograma unitario, y la ecuación 5.6 para encontrar el pico del hidrograma. Cuando U_p y T_p son conocidos, el hidrograma unitario puede ser encontrado de la forma adimensional, lo cual es incluido en el HEC-HMS, por la multiplicación.

Estimación de los parámetros del Hidrograma Unitario del SCS: El *Lag* del hidrograma unitario del **SCS** puede ser estimado por vía de la calibración (Feldman, 2000). Para las cuencas no calibradas, el **SCS** sugiere que el tiempo *Lag* del hidrograma puede estar relacionado con el tiempo de concentración de la cuenca, (t_c), como:

$$t_{Lag} = 0.35 * t_c$$

Submodelo de flujo base: Para determinar el flujo base, el HEC-HMS presenta 6 métodos de cálculo, dentro de ellos los más empleados y de los cuales hay mayor información en la literatura se describen a continuación:

- Caudal base constante, con variación mensual.
- Método de recesión exponencial.

d) Componentes del modelo de la cuenca

Este modelo representa la cuenca física. Aquí el usuario desarrolla el modelo físico de su cuenca incluyendo y conectando los elementos hidrológicos. Los elementos hidrológicos usan métodos de cálculo para describir los procesos físicos que se producen en la cuenca (pérdida, transformación de lluvia-caudal y flujo base). En los dos items anteriores se describe cada uno de los elementos hidrológicos. Los métodos de cálculos que se emplean en las subcuencas se pueden encontrar en el item anterior. Con relación a los tramos de los cauces se emplean métodos de cálculos relativos a la propagación de caudales como son: Onda cinemática, Retardo, Puls modificado (embalse a nivel), Muskingum y Muskingum-Cunge.

e) Componentes del modelo meteorológico

El modelo meteorológico calcula la entrada de precipitación que requiere un elemento de subcuenca. Dicho modelo puede usar precipitación puntual o por celdas y puede modelar además precipitación sólida y líquida junto con la evapotranspiración. Los métodos de evapotranspiración incluyen el método de constante mensual y el de Priestley-Taylor. Un método de evapotranspiración se requiere únicamente cuando se desee una respuesta de la cuenca continua o a largo plazo. A continuación se brinda una descripción de los métodos utilizados en el modelo meteorológico.

- **Tormenta de frecuencia:** Se usa para desarrollar un evento de precipitación donde los volúmenes correspondientes a distintas duraciones tienen una probabilidad de excedencia consistente.
- **Pluviómetros con pesos:** Este método aplica pesos definidos por el usuario a los pluviómetros que el mismo desee.
- **Tormenta del SCS:** Este método aplica una distribución temporal tipo SCS a un volumen total de lluvia en 24 horas.
- **Hietograma especificado:** Este método aplica un hietograma definido por el usuario a un elemento de subcuenca.

f) Componentes de las especificaciones de control

Las especificaciones de control se refieren al tiempo de duración de la simulación, incluyendo también fecha y hora de comienzo y fin del proyecto e intervalo de cálculo. El intervalo de tiempo define el intervalo de cálculo del programa, este intervalo debe ser pequeño, si es mayor que el 29 % del t_{lag} de la cuenca, la corrida del software se interrumpe.

g) Datos de entrada

El programa requiere como datos de entrada: series temporales, pares de datos y datos por celdas en dependencia del estudio a realizar. Estos se introducen como parámetros o condiciones de contorno en el modelo de la cuenca y en el meteorológico. Los mismos se pueden introducir de forma manual o mediante un registro creado por un fichero HEC-DSS (HEC-Data Storage System).

h) Tipo de simulación que realiza el HEC-HMS

El HEC-HMS es un modelo tipo evento, lineal y semidistribuido. Por lo tanto, una corrida de simulación del programa consiste en calcular la componente de escorrentía directa como una función del tiempo, producto de un evento de lluvia de

duración variable (entre algunos minutos y varios días) que se produce a la salida de las subcuencas. Los hidrógrafos resultantes se combinan según la estructura de la cuenca, definida por el usuario en sentido estricto de aguas arriba hacia aguas abajo, hasta hallar el hidrograma resultante a la salida de toda la cuenca. Las simulaciones en HEC-HMS son de dos tipos:

- **Convencionales:** Se obtienen los hidrógrafos de salida y combinadas para un evento de tormenta supuesto.
- **De optimización:** Los hidrógrafos resultantes se comparan con un registro histórico en un cierto punto de la cuenca.

i) Información que requiere el programa

La información que necesita el programa está relacionada directamente con los métodos de cálculo que maneja. Existen cinco grupos básicos de información que deben suministrarse al HEC-HMS para efectuar las simulaciones (Feldman, 2000):

- Información acerca de la precipitación histórica o de diseño.
- Información acerca de las características del suelo.
- Información morfométrica de las subcuencas.
- Información hidrológica del proceso de transformación de lluvia en escorrentía.
- Información hidráulica de los tramos de cauce y de las capacidades de los embalses (métodos de tránsito).

4.2 Modelación Semi-Distribuida de crecidas con HEC-HMS de la cuenca Caracha

A partir de los datos elaborados, se realiza a continuación un análisis exhaustivo de las crecidas a partir del software informático HEC- HMS.

Se trata de un programa de simulación hidrológica tipo evento, lineal y semidistribuida, desarrollado para estimar los hidrogramas de salida en una cuenca o varias subcuencas (caudales máximos y tiempos al pico), a partir de condiciones extremas de lluvias, aplicando para ello algunos de los métodos de cálculo de hidrogramas de diseño, pérdidas por infiltración, flujo base y conversión en escorrentía directa.

Es un programa complejo, el cual permite el cálculo del hidrograma producido por una cuenca mediante inputs como son datos físicos de la cuenca, datos de precipitaciones etc. Además, permite establecer varias subcuencas, realizando los cálculos de escorrentía directa particularizados para cada una de las subcuencas, finalmente es capaz de componer los hidrogramas generando un hidrograma de salida de la cuenca.

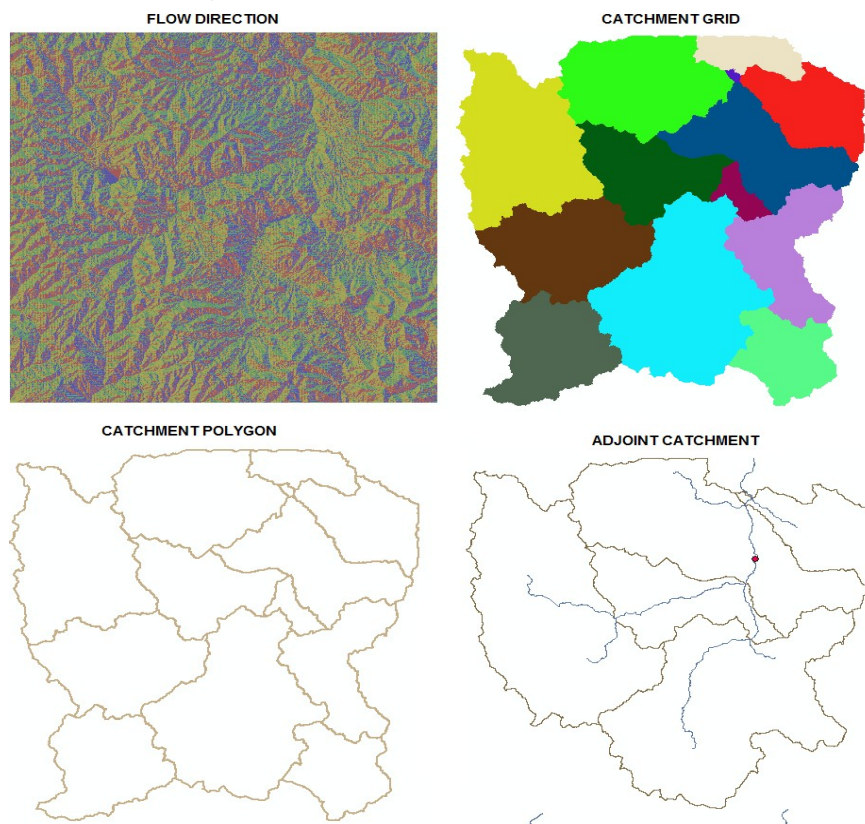
a) Corrección hidrológica. Modelo Digital de Elevaciones (MDE) sin depresiones

Muchas veces es necesario modificar el modelo digital de elevación original antes de comenzar con los procedimientos de cálculo de parámetros, para forzar el encauzamiento. Esta modificación es frecuentemente requerida en zonas llanas, en las cuales la preparación del MDE es mucho más complicada que en zonas de pendiente. Este procedimiento consiste en imponer la red de drenaje al MDE, de manera que cuando se realice el análisis de flujo, se lo fuerce a seguir por allí hasta el punto de salida (Pedraza et al, 2005). El MDE sin depresiones se crea rellenando las depresiones, es decir, aumentando la cota de las celdas que estén rodeadas completamente de celdas con mayor cota, asignándole a dicha celda la menor cota de las celdas circundantes. De esta manera el agua podrá fluir de una celda a otra sin “estancarse” (Nania, 2007).

b) Procesamiento del terreno

Dentro del menú “**Processing**” se realiza el procesamiento del terreno obteniéndose 8 conjuntos de datos que describen los patrones de drenaje de la cuenca y permiten la delineación de las subcuencas y la red de drenaje. Los primeros 5 son en formato “grid”, los 3 últimos en formato “shp”.

Figura 32: Procesamiento del terreno



- **Flow direction:** Definir la dirección de la mayor pendiente.
- **Flow accumulation:** Determinar el número de celdas que drenan a cada celda.
- **Stream definition:** Clasificar todas las celdas con flujo procedente de un número de celdas mayor a un umbral definido por el usuario como pertenecientes a la red de drenaje.
- **Stream segmentation:** Dividir los cauces en segmentos.
- **Catchment Grid delineation:** Definir una cuenca por cada segmento de cauce.
- **Catchment Polygon Processing:** Convertir las subcuencas de formato grid a formato vector.
- **Drainage Line Processing:** Convertir los cauces de formato grid a formato vector.
- **Adjoint Catchment Processing:** Aglutinar las subcuencas que vierten a cada confluencia de cauces.

c) Configuración del Modelo Hidrológico

El menú “**Project Setup**” se encarga de extraer la información necesaria de la base de datos espacial y crear un proyecto HMS. Se trata de la especificación de puntos de control a la salida de la cuenca, los cuales definen los tributarios de la misma.

Figura 33: Configuración del Modelo Hidrológico



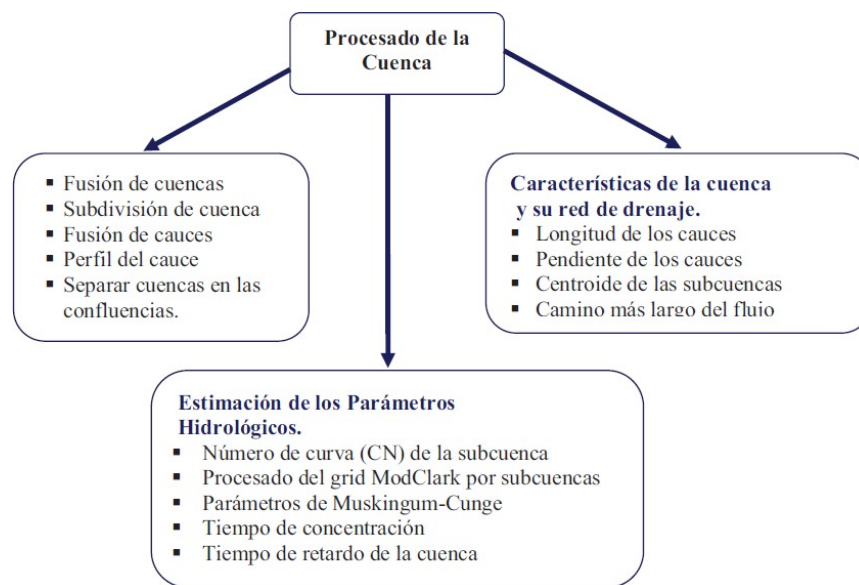
d) Procesado de la cuenca

En este apartado el programa presenta una serie de herramientas dentro del menú **“Basin Processing”** que permiten unir o fusionar y subdividir subcuencas de forma interactiva, así como delinear nuevas subcuencas. En este caso de la cuenca **Caracha** no se ha usado este menú.

e) Determinación de características

El menú **“Characteristics”** permiten definir las longitudes y pendientes de los ríos, pendiente de la cuenca, longitud mas largo del recorrido, el centroide de la cuenca, entre otros.

Figura 34: Procesado de la cuenca



f) Generar la entrada al modelo hidrológico HEC-HMS

El menú **“HMS”** desarrolla una serie de entradas hidrológicas para el HEC-HMS que son:

- Archivo de mapa de fondo.
- Archivo de esquema de la cuenca agregada.
- Archivo de parámetros por celdas.
- Archivo de esquema de la cuenca distribuida.

Estos pasos incluyen un proceso de nombrado automático de tramos y subcuencas, revisar errores en la cuenca y conectividad de los cauces para poder producir el esquema de la cuenca.

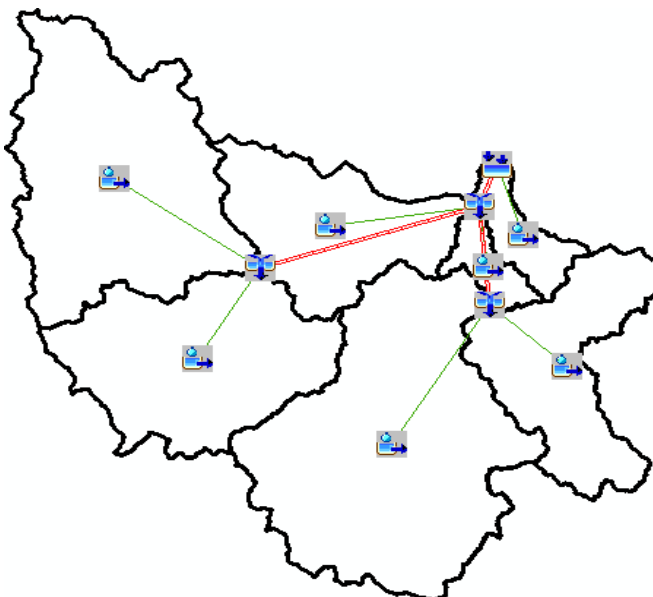
Figura 35: Definición de las subcuencas



g) Configuración del Proyecto HMS

Esta función genera un subdirectorio de proyecto en el directorio “HMS Project” y copia todos los ficheros generados con Geo-HMS en ese directorio. Si el directorio ya existe, los ficheros que haya en él serán reemplazados. Este grupo de ficheros define completamente un proyecto HMS y se puede cargar y ejecutar directamente desde el HEC-HMS sin más manipulación en los datos, aunque se recomienda un control de calidad de los datos antes de realizar las simulaciones con HEC-HMS.

Figura 36: Esquema HEC-HMS en ArcMap 10.3



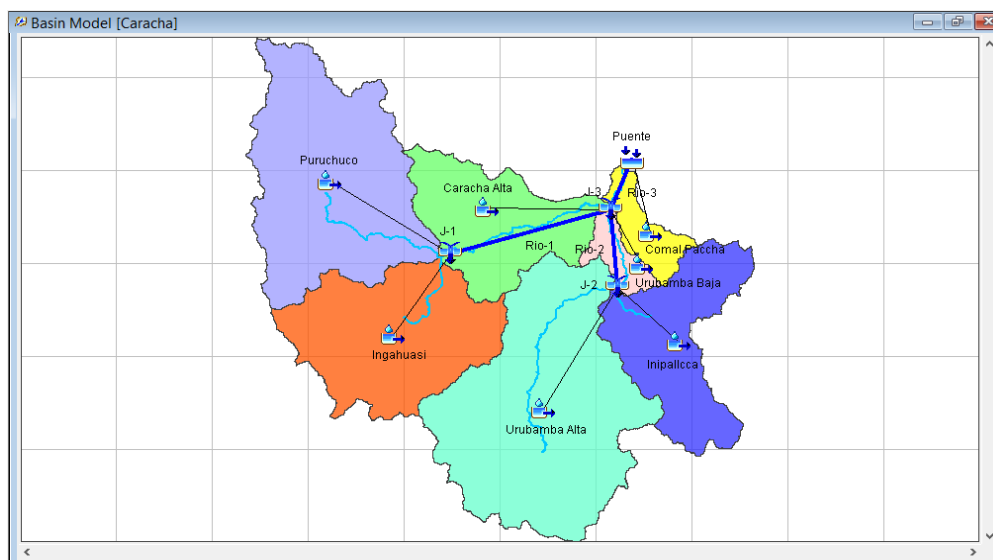
h) Importar el Modelo de la cuenca hacia el software HEC-HMS

Una vez creado el proyecto HMS con la extensión ya se puede importar dicho proyecto hacia el HEC-HMS.

i) Modelación con HEC-HMS

En una primera variante se importó al HEC-HMS el modelo conceptual de la cuenca **Caracha** dividida en 07 subcuencas, en la cual se definirá caudales de avenida correspondientes a 25, 50, 100, 200 y 500 años de periodo de retorno.

Figura 37: Modelo hidrológico importado al HEC-HMS



j) Datos de entrada

Como datos de ingreso se ha considerado los hietogramas de diseño definidas en el capítulo anterior, y los parámetros calculados para cada subcuencas y ríos.

Tabla 37: Parámetros HEC-HMS en subcuencas

Cuenca	Area (km ²)	Area CN 79 (km ²)	Area CN 66 (km ²)	NC Calculado	L (m)	J (m/m)	Tc (Hr) Temez	Tlag (Hr)	Tlag (min)
Comal Paccha	77.63	68.57	9.06	77.48	23216.77	0.0448	2.46	0.86	51.71
Caracha Alta	314.75	306.09	8.66	78.64	48569.98	0.0129	5.47	1.91	114.85
Urubamba Baja	54.34	54.16	0.18	78.96	17830.45	0.0357	2.1	0.74	44.19
Puruchuco	608.05	608.05	0	79	54692.58	0.0122	6.05	2.12	127.06
Ingahuasi	448.69	448.69	0	79	35982.42	0.0096	4.6	1.61	96.62
Urubamba Alta	753.12	753.12	0	79	58076.7	0.0069	7.06	2.47	148.26
Inipalcca	313.43	313.43	0	79	35343.74	0.0098	4.52	1.58	94.99

Tabla 38: Parámetros HEC-HMS en ríos

Río	At	S (m/m)	Ax (m)	Tv (Hr)	c	K (Hr)	x	Tlag min	n
Caracha Baja	10	0.5467	6486.21	1.39	2.1551	0.84	0.32	29	5
Puruchuco	10	0.0049	25172.39	9.57	1.2177	5.74	0.32	201	34
Caracha Alta	10	0.0141	28928.75	8.69	1.5407	5.22	0.32	183	31
Urubamba Baja	10	0.0296	13791.53	4.3	1.4840	2.58	0.32	90	15
Inipalleca	10	0.0042	7832.49	4.05	0.8946	2.43	0.32	85	15
Ingahuasi	10	0.0024	14178.31	7.08	0.9268	4.25	0.32	149	25

k) Modelo meteorológico

En esta sección se definirá el modelo meteorológico para la cuenca, se asigna las lluvias ingresadas a cada subcuenca.

Figura 38: Modelo meteorológico en HEC-HMS

Subbasin Name	Gage
Caracha Alta	Pp Tr=25
Comal Paccha	Pp Tr=25
Ingahuasi	Pp Tr=25
Inipalleca	Pp Tr=25
Puruchuco	Pp Tr=25
Urubamba Alta	Pp Tr=25
Urubamba Baja	Pp Tr=25

l) Especificaciones de control

Se define el inicio y final de simulación, y el intervalo de tiempo en la cual se obtendrá resultados.

Figura 39: Especificaciones de control en HEC-HMS

Name: RUN_1_control

Description:

*Start Date (ddMMYYYY) 01ene2010

*Start Time (HH:mm) 00:00

*End Date (ddMMYYYY) 03ene2010

*End Time (HH:mm) 00:00

Time Interval: 20 Minutes

m) Resultados obtenidos método SCS

De los datos obtenidos para las subcuencas y ríos, se procede a la estimación de los

caudales máximos o escorrentías netas. El modelo pérdidas así como la transformación lluvia escorrentía aplicado para la cuenca **Caracha** es el SCS del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos.

1. Resultados para periodo de retorno de 25 años

Figura 40: Hidrograma en el puente Marita para $Tr=25$ años

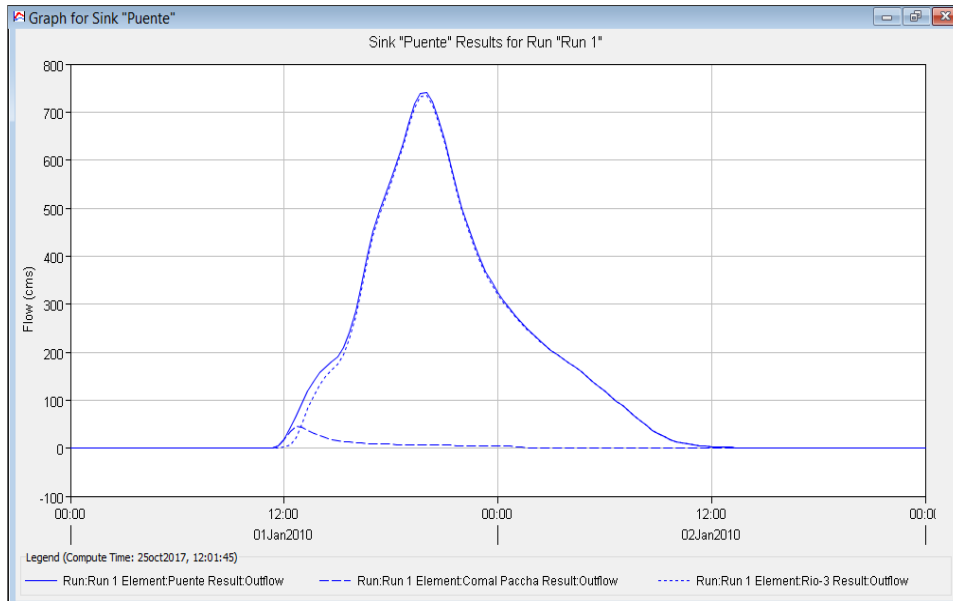


Figura 41: Hidrograma en la Union J-3 para $Tr=25$ años

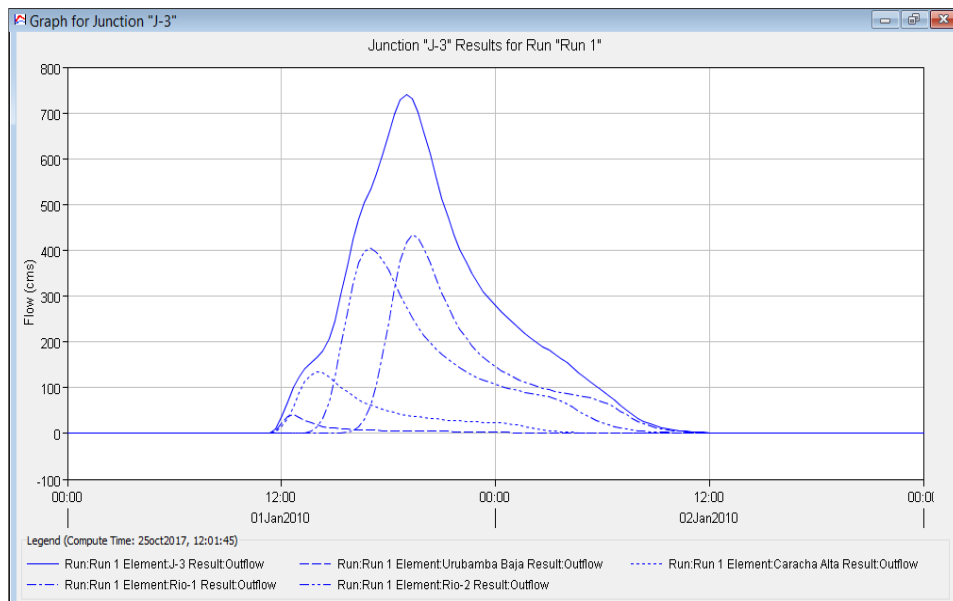


Figura 42: Hidrograma de Transito del río Caracha Alta para Tr=25 años

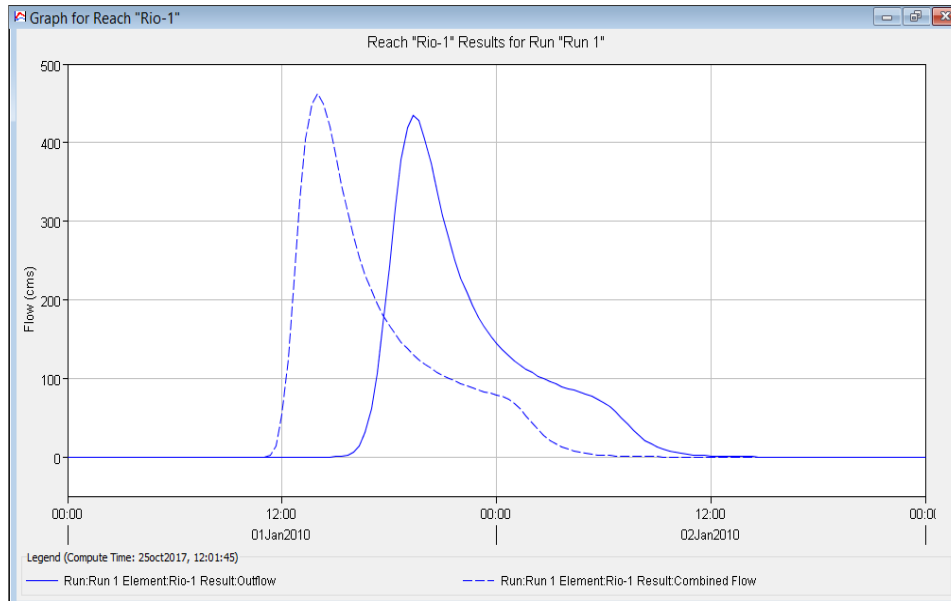


Figura 43: Resumen de resultados hidrológicos para Tr=25 años

Global Summary Results for Run "Run 1"

Project: Caracha Simulation Run: Run 1

Start of Run: 01ene2010, 00:00 Basin Model: Caracha
 End of Run: 03ene2010, 00:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 25oct2017, 12:01:45 Control Specifications: RUN_1_control

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Inipallcca	313.4300	156.4	01ene2010, 13:40	9.03
Urubamba Alta	753.1200	285.0	01ene2010, 14:40	9.03
Ingahuasi	448.6900	221.7	01ene2010, 13:40	9.03
Puruchuco	608.0500	254.0	01ene2010, 14:20	9.03
Urubamba Baja	54.3401	40.9	01ene2010, 12:40	9.00
Caracha Alta	314.7500	134.5	01ene2010, 14:00	8.75
Comal Paccha	77.6260	44.8	01ene2010, 12:40	7.87
Rio-1	1056.7400	434.4	01ene2010, 19:20	9.03
Rio-2	1066.5500	403.9	01ene2010, 17:00	9.03
Rio-3	2492.3801	733.3	01ene2010, 20:00	8.99
J-1	1056.7400	462.8	01ene2010, 14:00	9.03
J-2	1066.5500	411.9	01ene2010, 14:20	9.03
J-3	2492.3801	740.0	01ene2010, 19:00	8.99
Puente	2570.0061	739.8	01ene2010, 20:00	8.96

2. Resultados para periodo de retorno de 50 años

Figura 44: Hidrograma en el puente Marita para Tr=50 años

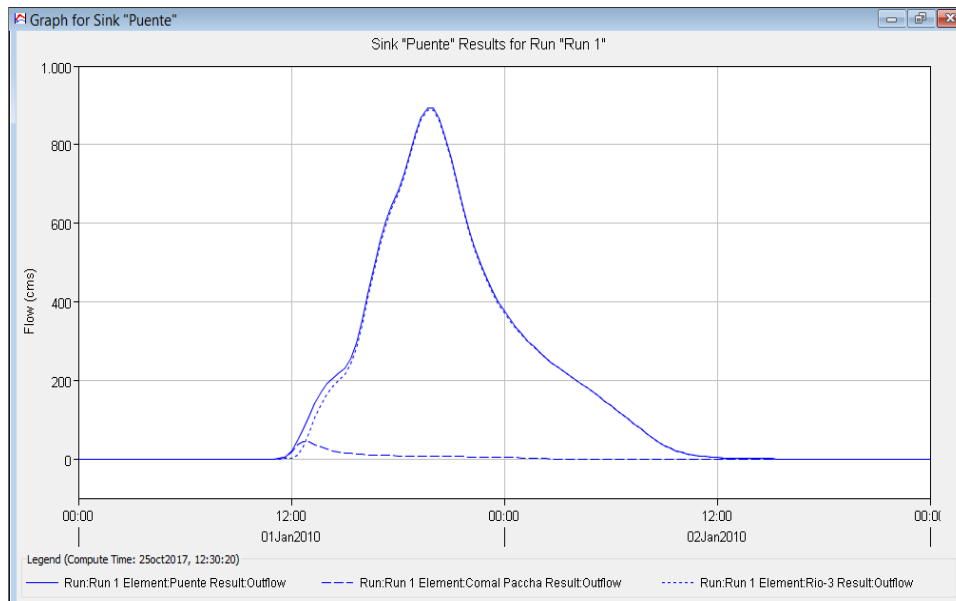


Figura 45: Resumen de resultados hidrológicos para Tr=50 años

Global Summary Results for Run "Run 1"

Project: Caracha Simulation Run: Run 1

Start of Run: 01ene2010, 00:00 Basin Model: Caracha
 End of Run: 03ene2010, 00:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 25oct2017, 12:30:20 Control Specifications: RUN_1_control

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Inipallcca	313.4300	191.9	01ene2010, 13:40	10.78
Urubamba Alta	753.1200	348.8	01ene2010, 14:40	10.78
Ingahuasi	448.6900	272.3	01ene2010, 13:40	10.78
Puruchuco	608.0500	310.8	01ene2010, 14:20	10.78
Urubamba Baja	54.3401	50.2	01ene2010, 12:40	10.75
Caracha Alta	314.7500	165.6	01ene2010, 14:00	10.47
Comal Paccha	77.6260	44.8	01ene2010, 12:40	7.87
Rio-1	1056.7400	531.9	01ene2010, 19:20	10.78
Rio-2	1066.5500	493.6	01ene2010, 17:00	10.78
Rio-3	2492.3801	887.8	01ene2010, 19:40	10.74
J-1	1056.7400	566.9	01ene2010, 14:00	10.78
J-2	1066.5500	503.8	01ene2010, 14:20	10.78
J-3	2492.3801	896.5	01ene2010, 19:00	10.74
Puente	2570.0061	894.4	01ene2010, 19:40	10.66

3. Resultados para periodo de retorno de 100 años

Figura 46: Hidrograma en el puente Marita para Tr=100 años

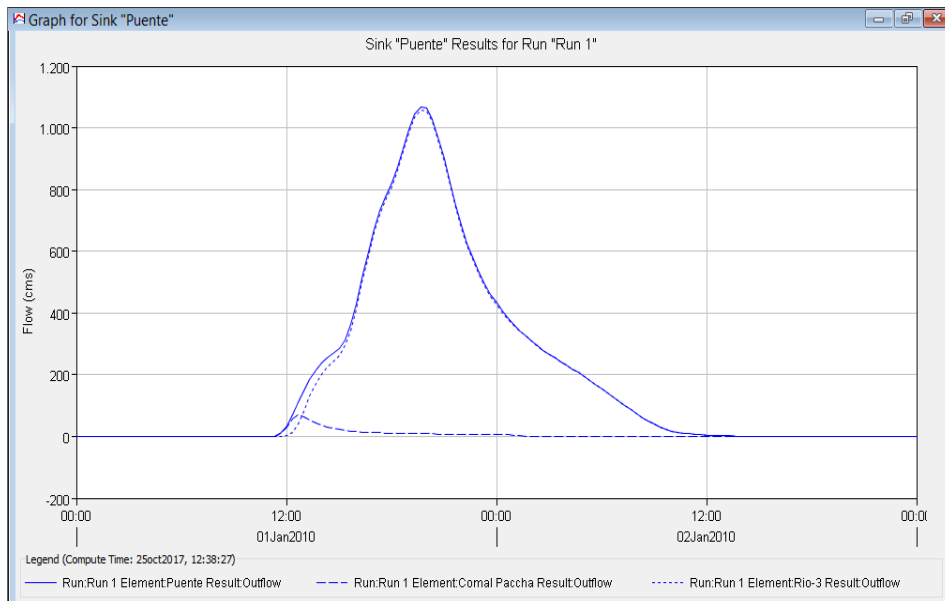


Figura 47: Resumen de resultados hidrológicos para Tr=100 años

Global Summary Results for Run "Run 1"

Project: Caracha Simulation Run: Run 1

Start of Run: 01ene2010, 00:00 Basin Model: Caracha
 End of Run: 03ene2010, 00:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 25oct2017, 12:38:27 Control Specifications: RUN_1_control

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Inipallcca	313.4300	230.8	01ene2010, 13:40	12.70
Urubamba Alta	753.1200	418.9	01ene2010, 14:40	12.70
Ingahuasi	448.6900	327.8	01ene2010, 13:40	12.70
Puruchuco	608.0500	373.1	01ene2010, 14:20	12.70
Urubamba Baja	54.3401	60.4	01ene2010, 12:40	12.66
Caracha Alta	314.7500	199.8	01ene2010, 14:00	12.35
Comal Paccha	77.6260	69.6	01ene2010, 12:40	11.28
Rio-1	1056.7400	638.9	01ene2010, 19:20	12.70
Rio-2	1066.5500	591.8	01ene2010, 17:00	12.70
Rio-3	2492.3801	1059.0	01ene2010, 19:40	12.65
J-1	1056.7400	681.1	01ene2010, 14:00	12.70
J-2	1066.5500	604.4	01ene2010, 14:20	12.70
J-3	2492.3801	1067.5	01ene2010, 19:00	12.65
Puente	2570.0061	1067.8	01ene2010, 19:40	12.61

4. Resultados para periodo de retorno de 200 años

Figura 48: Hidrograma en el puente Marita para Tr=200 años

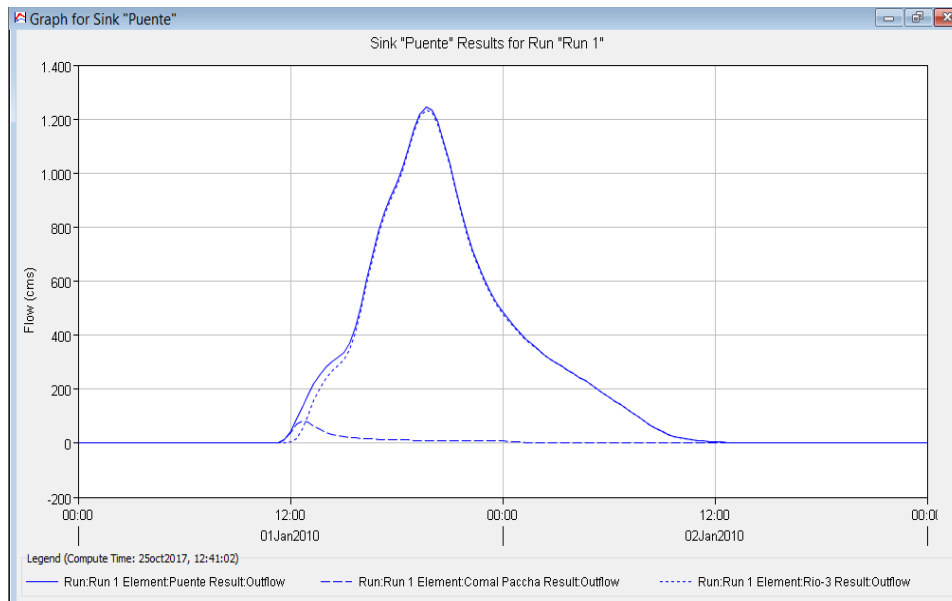


Figura 49: Resumen de resultados hidrológicos para Tr=200 años

Global Summary Results for Run "Run 1"

Project: Caracha Simulation Run: Run 1

Start of Run: 01ene2010, 00:00 Basin Model: Caracha
 End of Run: 03ene2010, 00:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 25oct2017, 12:41:02 Control Specifications: RUN_1_control

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Inipallcca	313.4300	271.0	01ene2010, 13:40	14.64
Urubamba Alta	753.1200	491.2	01ene2010, 14:40	14.64
Ingahuasi	448.6900	385.2	01ene2010, 13:40	14.64
Puruchuco	608.0500	437.5	01ene2010, 14:20	14.64
Urubamba Baja	54.3401	70.9	01ene2010, 12:40	14.60
Caracha Alta	314.7500	235.3	01ene2010, 14:00	14.27
Comal Paccha	77.6260	83.1	01ene2010, 12:40	13.11
Rio-1	1056.7400	749.3	01ene2010, 19:20	14.64
Rio-2	1066.5500	693.2	01ene2010, 17:00	14.64
Rio-3	2492.3801	1234.9	01ene2010, 19:40	14.60
J-1	1056.7400	798.9	01ene2010, 14:00	14.64
J-2	1066.5500	709.2	01ene2010, 14:00	14.64
J-3	2492.3801	1242.9	01ene2010, 19:00	14.60
Puente	2570.0061	1244.8	01ene2010, 19:40	14.55

5. Resultados para periodo de retorno de 500 años

Figura 50: Hidrograma en el puente Marita para Tr=500 años

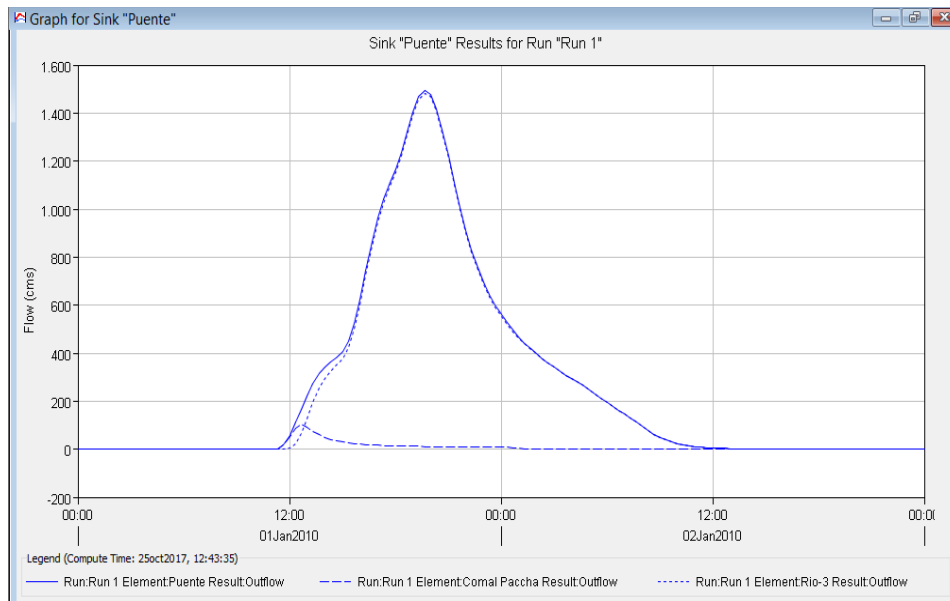


Figura 51: Resumen de resultados hidrológicos para Tr=500 años

Global Summary Results for Run "Run 1"

Project: Caracha Simulation Run: Run 1

Start of Run: 01ene2010, 00:00 Basin Model: Caracha
 End of Run: 03ene2010, 00:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 25oct2017, 12:43:35 Control Specifications: RUN_1_control

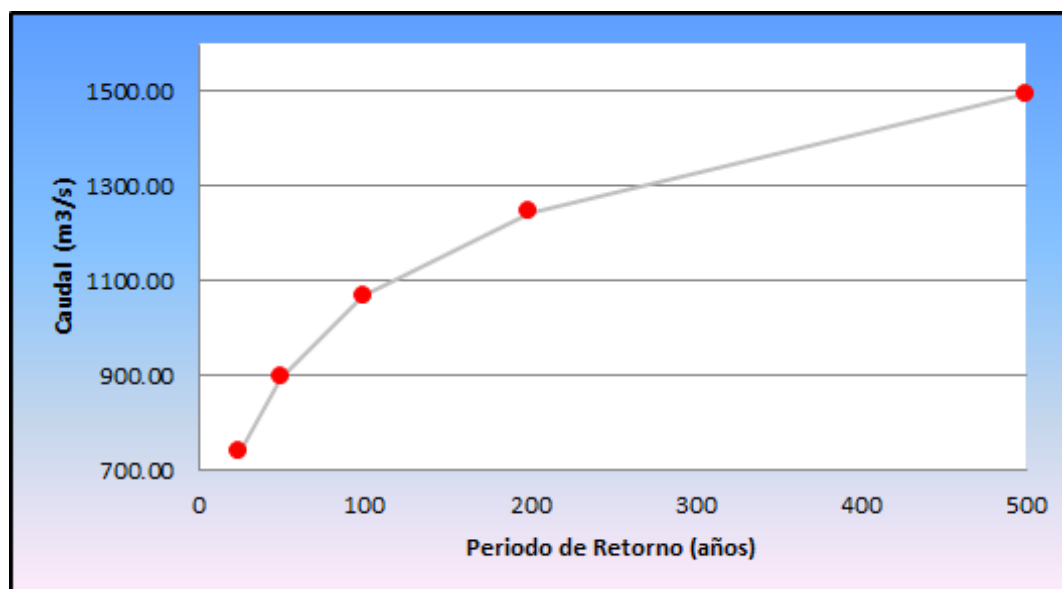
Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Inipalcca	313.4300	327.7	01ene2010, 13:40	17.37
Urubamba Alta	753.1200	593.3	01ene2010, 14:40	17.37
Ingahuasi	448.6900	466.1	01ene2010, 13:40	17.37
Puruchuco	608.0500	528.2	01ene2010, 14:20	17.37
Urubamba Baja	54.3401	85.6	01ene2010, 12:40	17.32
Caracha Alta	314.7500	285.5	01ene2010, 14:00	16.96
Comal Paccha	77.6260	102.3	01ene2010, 12:40	15.68
Rio-1	1056.7400	905.1	01ene2010, 19:20	17.37
Rio-2	1066.5500	839.4	01ene2010, 16:40	17.37
Rio-3	2492.3801	1483.2	01ene2010, 19:40	17.32
J-1	1056.7400	965.0	01ene2010, 14:00	17.37
J-2	1066.5500	860.0	01ene2010, 14:00	17.37
J-3	2492.3801	1490.2	01ene2010, 19:00	17.32
Puente	2570.0061	1494.6	01ene2010, 19:40	17.27

Tabla 39: Resumen de Caudales máximos en la cuenca Caracha

Elemento Hidrológico	Q _{max} (m ³ /s) Tr=25 años	Q _{max} (m ³ /s) Tr=50 años	Q _{max} (m ³ /s) Tr=100 años	Q _{max} (m ³ /s) Tr=200 años	Q _{max} (m ³ /s) Tr=500 años
Inipalleca	156.40	191.90	230.80	271.00	327.70
Urubamba Alta	285.00	348.80	418.90	491.20	593.30
Ingahuasi	221.70	272.30	327.80	385.20	466.10
Puruchuco	254.00	310.80	373.10	437.50	528.20
Urubamba Baja	40.90	50.20	60.40	70.90	85.60
Caracha Alta	134.50	165.60	199.80	235.30	285.50
Comal Paccha	44.80	56.60	69.60	83.10	102.30
Rio-1	434.40	531.90	638.90	749.30	905.10
Rio-2	403.90	493.60	591.80	693.20	839.40
Rio-3	733.30	887.80	1,059.00	1,234.90	1,483.20
J-1	462.80	566.90	681.10	798.90	965.00
J-2	411.90	503.80	604.40	709.20	860.00
J-3	740.00	896.50	1,067.50	1,242.90	1,490.20
Puente Marita	739.80	895.50	1,067.80	1,244.80	1,494.60

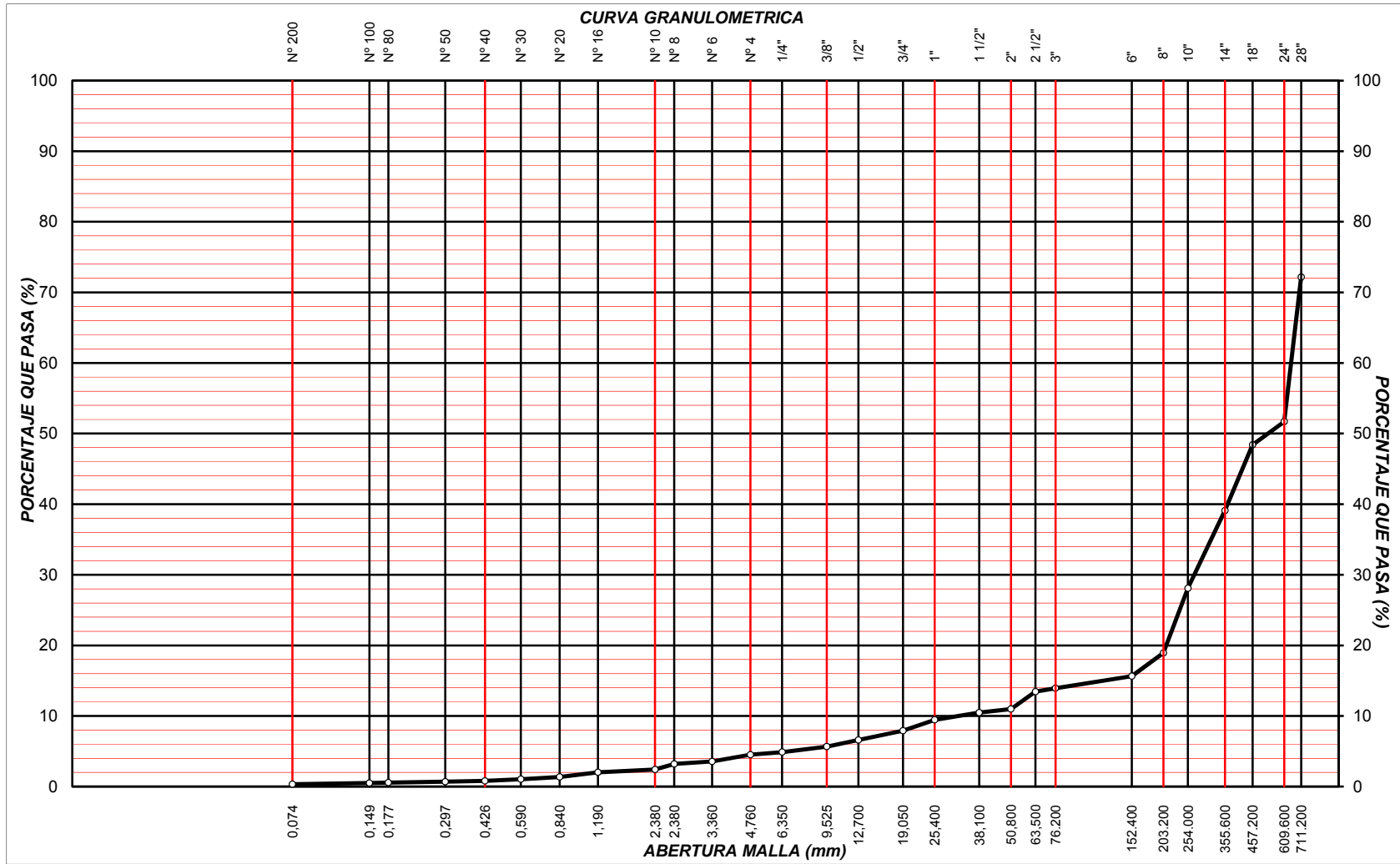
Figura 52: Descargas máximas en el puente Marita



GRANULOMETRIA DE LECHO DEL RIO CARACHA

GRANULOMETRIA DE MATERIAL DE LECHO DEL RIO CARACHA

MALLAS SERIE AMERICANA	GRANULOMETRÍA				
	ABERTURA (mm)	PESO RET (gr)	RET (%)	RET ACUM(%)	PASA (%)
					100.000
28"	711.200	10547.28	27.83	27.83	72.166
24"	609.600	7753.48	20.46	48.30	51.705
18"	457.200	1246.37	3.29	51.58	48.416
14"	355.600	3527.61	9.31	60.89	39.107
10"	254.000	4172.92	11.01	71.91	28.094
8"	203.200	3471.49	9.16	81.07	18.933
6"	152.400	1246.37	3.29	84.36	15.644
3"	76.200	648.32	1.71	86.07	13.933
2 1/2"	63.500	184.24	0.49	86.55	13.447
2"	50.800	932.42	2.46	89.01	10.986
1 1/2"	38.100	194.53	0.51	89.53	10.473
1"	25.400	386.52	1.02	90.55	9.453
3/4"	19.050	584.31	1.54	92.09	7.911
1/2"	12.700	496.84	1.31	93.40	6.600
3/8"	9.525	354.27	0.93	94.34	5.665
1/4"	6.350	296.18	0.78	95.12	4.883
N° 4	4.760	138.61	0.37	95.48	4.518
N° 6	3.360	364.52	0.96	96.44	3.556
N° 8	2.380	132.58	0.35	96.79	3.206
N° 10	2.000	296.47	0.78	97.58	2.423
N°16	1.190	154.26	0.41	97.98	2.016
N° 20	0.840	248.35	0.66	98.64	1.361
N° 30	0.590	121.18	0.32	98.96	1.041
N° 40	0.426	92.33	0.24	99.20	0.797
N° 50	0.297	38.18	0.10	99.30	0.697
N° 80	0.177	52.27	0.14	99.44	0.559
N° 100	0.149	22.16	0.06	99.50	0.500
N° 200	0.074	61.24	0.16	99.66	0.339
-200		128.31			



**GRANULOMETRIA DE CALICATA AL PIE DE LA CIMENTACION DEL
PUENTE MARITA**

MALLAS SERIE AMERICANA	GRANULOMETRÍA				
	ABERTURA (mm)	PESO RET (gr)	RET (%)	RET ACUM(%)	PASA (%)
					100.000
28"	711.200	10547.28	27.83	27.83	72.166
24"	609.600	7753.48	20.46	48.30	51.705
18"	457.200	1246.37	3.29	51.58	48.416
14"	355.600	3527.61	9.31	60.89	39.107
10"	254.000	4172.92	11.01	71.91	28.094
8"	203.200	3471.49	9.16	81.07	18.933
6"	152.400	1246.37	3.29	84.36	15.644
3"	76.200	648.32	1.71	86.07	13.933
2 1/2"	63.500	184.24	0.49	86.55	13.447
2"	50.800	932.42	2.46	89.01	10.986
1 1/2"	38.100	194.53	0.51	89.53	10.473
1"	25.400	386.52	1.02	90.55	9.453
3/4"	19.050	584.31	1.54	92.09	7.911
1/2"	12.700	496.84	1.31	93.40	6.600
3/8"	9.525	354.27	0.93	94.34	5.665
1/4"	6.350	296.18	0.78	95.12	4.883
N° 4	4.760	138.61	0.37	95.48	4.518
N° 6	3.360	364.52	0.96	96.44	3.556
N° 8	2.380	132.58	0.35	96.79	3.206
N° 10	2.000	296.47	0.78	97.58	2.423
N°16	1.190	154.26	0.41	97.98	2.016
N° 20	0.840	248.35	0.66	98.64	1.361
N° 30	0.590	121.18	0.32	98.96	1.041
N° 40	0.426	92.33	0.24	99.20	0.797
N° 50	0.297	38.18	0.10	99.30	0.697
N° 80	0.177	52.27	0.14	99.44	0.559
N° 100	0.149	22.16	0.06	99.50	0.500
N° 200	0.074	61.24	0.16	99.66	0.339
-200		128.31			

CURVA GRANULOMETRICA

