

Facultad de Tecnología de la Construcción

**DISEÑO HIDROTÉCNICO DEL
DRENAJE MAYOR DEL RÍO LIKUS EN
LA REGION AUTONÓMA DE LA COSTA
CARIBE NORTE**

Trabajo del Taller Monográfico para optar al título de
Ingeniero Civil

Elaborado por:

Tutor:

Br. Jhony Alejandro
Vado Guerra
Carnet: 2009-29540

Br. Hayda María
Mendoza Mairena
Carnet: 2006-23869

Dr. Ing. Néstor Lanza
Mejía

mayo de 2023
Managua, Nicaragua

DEDICATORIA

A mi Madre, que desde mis primeros latidos de vida ha estado protegiendo y dando ese amor infinito que solo en ella puede existir, siempre impulsando a seguir hasta cumplir las metas.

Jhony Alejandro Vado Guerra.

DEDICATORIA

A Dios quien es fuente y vida de todo conocimiento eterno, quien me permitió salir adelante con este trabajo que, hasta el momento, es mi mayor logro y es quien me llenó de salud, bienestar y sobre todo me sigue prestando la vida que estoy disfrutando.

A mi Hija, Mía Auxiliadora por ser mi motivación principal, mi motor que genera energías para salir adelante y superarme cada día más por ti.

Hayda María Mendoza Mairena

ÍNDICE GENERAL

CAPITULO 1. GENERALIDADES	1
1.1. Introducción	1
1.2. Antecedentes	2
1.3. Justificación	3
1.4. Objetivos	4
1.4.1. Objetivo general	4
1.4.2. Objetivos específicos	4
CAPITULO 2. MARCO TEÓRICO	5
2.1. Análisis hidrológico de cuenca	5
2.1.1. Conceptos generales del estudio morfológicos	5
2.1.2. Cuenca hidrográfica:	5
2.1.3. Parámetros morfológicos:	5
2.1.4. Parámetros físicos de la cuenca	6
2.1.5. Parámetros según su forma	6
2.1.6. Parámetros según su relieve	9
2.1.7. Parámetros según su drenaje	12
2.2. Conceptos generales de precipitación	13
2.2.1. Intensidad de precipitación	13
2.2.2. Curvas Intensidad-Duración –Frecuencia (IDF)	13
2.2.3. Estimación de precipitación por polígono de thiesen	14
2.2.4. Hietograma de bloques alternos	15
2.3. Cálculo de abstracciones de la precipitación de una tormenta	16
2.3.1. Método del Servicio de Conservación del Suelo (SCS) para la abstracción	16
2.3.2. Determinación de caudal por el método racional:	22
2.3.3. Determinación del caudal máximo por método tránsito de avenida	23
2.3.4. Distribución de precipitaciones en Nicaragua:	33
2.4. Análisis para el diseño hidráulico de puentes	35
2.4.1. Generalidades del estudio hidráulico	35
2.5. Modelación hidráulica en HEC-RAS	36
2.5.1. Consideraciones para el diseño	36

2.5.2.	Parámetros hidráulicos del diseño de un puente	37
2.6.	Hidráulica de puentes	41
2.6.1.	Puentes	41
2.6.2.	Definición de puente mínimo en Nicaragua	43
2.7.	Análisis de socavación	44
2.7.1.	Socavación en contracción	46
2.7.2.	Método de Laursen.....	47
2.7.3.	Socavación por contracción en lecho móvil.....	47
2.7.4.	Socavación local en pilas	48
2.7.5.	Ancho de la pila	48
2.7.6.	Longitud de la pila	49
2.7.7.	Ángulo de ataque del flujo	49
2.7.8.	Profundidad del agua.....	50
2.7.9.	Forma de la pila	50
2.7.10.	Material del lecho	50
2.8.	Métodos de cálculo de socavación en pilas	51
2.8.1.	Método de la universidad estatal de colorado (CSU)	51
2.8.2.	Método de Froehlich (1991).....	54
2.9.	Socavación local en estribos	54
2.9.1.	Factores que afectan la socavación en estribos.....	55
2.9.2.	Longitud del estribo y profundidad del flujo	55
2.9.3.	Forma del estribo.....	55
2.9.4.	Angulo de ataque del flujo	55
2.10.	Métodos de cálculo de socavación en estribos	56
2.10.1.	Protección frente a la socavación	56
2.10.2.	Método modificado de Isbash.....	56
2.10.3.	Método del "Bureau de Reclamación"	57
CAPITULO 3. DISEÑO METODOLÓGICO		59
3.1.	Delimitación de la cuenca mediante el software ArcGIS	60
3.1.1.	Delimitación de la cuenca del río Likus.....	60
3.1.2.	Características morfométricas de la cuenca del río Likus.....	60
3.1.3.	Estimación de los parámetros físicos de la cuenca mediante el software IDRISI Selva	60

3.2.	Análisis hidrológico de la cuenca en HEC-HMS	60
3.2.1.	Creación del modelo de la cuenca mediante la utilización de la extensión HEC-GEO-HMS	61
3.3.	Análisis hidráulico.....	61
3.3.1.	Datos geométricos.....	63
3.4.	Análisis de socavación	64
3.5.	Localización.....	65
3.5.1.	Macro localización	65
3.5.2.	Micro localización	65
3.5.3.	Características del área de estudio	66
CAPITULO 4.	Desarrollo del diseño metodológico	67
4.1.	Estudio hidrológico	67
4.1.1.	Delimitación de cuenca.....	67
4.1.2.	Parámetros morfométricos con IDRISI Selva	69
4.1.3.	Parámetros según su forma	70
4.1.4.	Parámetro según su relieve.....	70
4.1.5.	Parámetros según su drenaje.....	72
4.1.6.	Parámetros morfométricos de la cuenca del río Likus en IDRISI Selva	73
4.1.7.	Parámetros morfométricos de cada subcuenca del río Likus	74
4.2.	Análisis hidrológico de la cuenca del río Likus con HEC HMS	74
4.2.1.	Modelo de la cuenca	75
4.2.2.	Datos de serie de tiempo.....	76
4.2.3.	Valores de IDF - Estación Puerto Cabezas	76
4.2.4.	CURVAS IDF	76
4.2.5.	Intensidades máximas de lluvias, según el período de retorno ...	77
4.2.6.	Corrección por coeficiente de cambio climático.....	77
4.3.	Hietograma de diseño	78
4.3.1.	Cálculo del hietograma de lluvia para un TR 25 años, según el método de bloques alternos	79
4.3.2.	Hietograma de diseño TR 25 años	79
4.3.3.	Cálculo del hietograma de lluvia para un TR 50 años, según el método de bloques alternos.	80

4.3.4.	Hietograma de diseño TR50 años	81
4.3.5.	Cálculo del hietograma de lluvia para un TR 100 años, según el método de bloques alternos.	81
4.3.6.	Hietograma de diseño TR100 años	82
4.3.7.	Información de las características de suelo:.....	82
4.3.8.	Curva número (CN)	83
4.3.9.	Hidrograma unitario del SCS	84
4.3.10.	Parámetros del tránsito.....	85
4.4.	Cálculo de caudales, aplicando el Método Transito de Avenidas.....	86
4.4.1.	Caudales obtenidos en el punto de cierre para los diferentes períodos de retorno analizados.	87
4.4.2.	Caudales resultados para el TR 25 años.....	87
4.4.3.	Caudales resultados para el TR 50 años.....	88
4.4.4.	Caudales resultados para el TR 100 años.....	88
4.4.5.	Avenida de diseño	89
4.5.	Estudio hidráulico del puente Likus	89
4.5.1.	Datos Geométricos con HEC-GEO-RAS 6.3.1	90
4.6.	Resultados del Análisis Hidráulico del Puente Likus	92
4.6.1.	Periodo de Retorno 25 años.....	92
4.6.2.	Perfil de Flujo para el TR 25 años	92
4.6.3.	Capacidad del Puente	93
4.6.4.	Vista de 3D del cauce en HEC-RAS 6.3.1	94
4.6.5.	Periodo de Retorno 50 años.....	94
4.6.6.	Perfil de Flujo para el TR 50 años	94
4.7.	Capacidad del Puente	95
4.7.1.	Secciones de Entrada y Salida del Puente para un TR 50 años .	95
4.7.2.	Capacidad del Puente	97
4.8.	ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN DEL PUENTE LIKUS.....	100
4.8.1.	Resultados del análisis de Socavación en el Puente Likus	100
4.8.2.	Periodo de retorno de 25 años	100
4.8.3.	Periodo de retorno de 50 años	102
4.8.4.	Periodo de retorno de 100 años	103
4.9.	Diseño de Protección frente a los efectos de la socavación.....	104

CAPITULO 5.	CONCLUSIONES.....	105
CAPITULO 6.	RECOMENDACIONES	107
CAPITULO 7.	BIBLIOGRAFÍA	108
CAPITULO 8.	ANEXOS	109
8.1.	Anexo: Curvas IDF de la Estación Puerto Cabezas	109
8.2.	Datos de resultados del programa HEC-HMS v4.10 de la cuenca del río Likus	109
8.2.1.	Resultado de la simulación hidrológica en HMS para el TR 25 años	109
8.2.2.	Resultado de la simulación hidrológica en HMS para el TR 50 años	113
8.2.3.	Resultado de la simulación hidrológica en HMS para el TR 100 años	116
8.2.4.	Tabla 33 Resumen Global de Flujo en las Secciones del Río para TR de 25, 50 y 100 años	120
8.3.	Modelación de río Likus.....	130
8.3.1.	Sección transversal con niveles máximo en el río Likus.....	131
8.3.2.	Secuencia para delimitar una cuenca en ArcGIS 10.3	131
8.3.3.	Secuencia para obtener los parámetros físicos en IDRISI Selva	132
8.3.4.	Secuencia para obtener el modelo de la cuenca a utilizar en HEC–HMS 4.10 con la extensión HEC-GEO-HMS de ArcGIS	132
8.3.5.	Secuencia para realizar el análisis hidrológico en HEC-HMS 4.10	133
8.3.6.	Secuencia para realizar el análisis hidráulico en HEC-RAS	133
8.4.	MAPAS.....	134
8.4.1.	MAPA1 Delimitación de la cuenca del río Likus	134
8.4.2.	MAPA2 Pendiente de la cuenca del río Likus.....	135
8.4.3.	MAPA3 Subcuencas y Rios de la Cuenca del Rio Likus	136
8.4.4.	MAPA4 Modelo hidrológico de la cuenca del Rio Likus.....	137
8.4.5.	MAPA5 Tipo de suelo de la cuenca del Rio Likus	138
8.4.6.	MAPA6 Uso de suelo de la Cuenca del Rio Likus	139
8.4.7.	MAPA7 Curva Numero de la cuenca del Rio Likus	140

ÍNDICE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Elementos de una cuenca.....	5
Ilustración 2: Rectángulo equivalente de una cuenca	9
Ilustración 3: Curva Hipsométrica de una cuenca.	11
Ilustración 4: Curva Intensidad –Duración–Frecuencia	14
Ilustración 5: Polígono de Thiessen, Fuente: (Béjar, 2004).....	15
Ilustración 6: Hietograma bloques alternos. Fuente: Elaboración Propia.	16
Ilustración 7: Variables en el método de abstracciones.....	17
Ilustración 8: Escorrentía según SCS. Fuente: Chow, Maidmente, Mays, Fig 5.5.2, 1994	19
ilustración 9: Precipitaciones medias anuales en Nicaragua.....	34
Ilustración 10: Localización y área de influencia de las estaciones meteorológica.	34
Ilustración 11: Secciones Transversales en un Puente	38
Ilustración 12: Vehículo que define una obra de paso.....	44
Ilustración 13Tipos de socavación que pueden ocurrir en un puente.....	45
Ilustración 14 Cálculo de la socavación vista en planta.....	45
Ilustración 15 Cálculo de la socavación vista en planta y perfil	46
Ilustración 16 Formas Típicas de Pilas Hec 18.....	52
Ilustración 17 : Sistema de Vórtices durante la erosión en un Estribo.....	55
Ilustración 18: Macro localización del proyecto, RAAN, Nicaragua	65
Ilustración 19: Micro localización Puente río Likus	65
Ilustración 20: Modelo Digital de Elevaciones (D.E.M) y cuenca proyectada	67
Ilustración 21 Delimitación de la Cuenca.....	68
Ilustración 22 Modelo hidrológico de Hec-HMS.....	75
Ilustración 23 Modelo hidrológico de la cuenca HEC-HMS 4.10	75
Ilustración 24 Datos de estación meteorológica de Puerto Cabezas.....	76
Ilustración 25 Curva IDF de estación metereologica Puerto Cabeza, INETER. .	77
Ilustración 26 Hietograma de diseño TR 25 años.....	79
Ilustración 27 Hietograma de diseño TR 50 años.....	81
Ilustración 28 Hietograma de diseño TR 100 años.....	82
Ilustración 29 Hidrograma para el TR 25. Fuente: Elaboración propia.	87
Ilustración 30 Geometría de modelo HEC-RAS. Fuente: Elaboración propia....	91
Ilustración 31 Elaboración Propia. Sección Aguas Abajo y Aguas Arriba. Fuente: Elaboración Propia.	91
Ilustración 32 Modelación de socavación para TR de 25 años. Elaboración Propia.	100
Ilustración 33 Elaboración Propia.....	102
Ilustración 34 Grafica de Socavación de Socavación para TR 100 años.	103
Ilustración 35 IDF estación Puerto Cabezas	109

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Clasificación de la cuenca según su tamaño.....	6
Tabla 2: Clases de valores de compacidad.....	7
Tabla 3: Rangos de coeficiente de forma (Kf)	7
Tabla 4: Coeficiente de masividad.....	8
Tabla 5: Clase de valores de Longitud de cauce principal	9
Tabla 6: Clases de valores de elevación media	10
Tabla 7: Clases de valores de alargamiento	12
Tabla 8: Clases de valores de pendiente de cauces	12
Tabla 9: Clasificación de clases de Humedad (AMC) para el Método de Abstracciones de Lluvias del SCS	20
Tabla 10: Números de Curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana. Fuente: Soil Conservation Service (SCS), 1972, Cp.9.....	21
Tabla 11 Periodo de retorno en Carreteras Tipo 1 Fuente: ((MTI), 2017)	23
Tabla 12: Razones de expansión	39
Tabla 13 Tabla de Valores de Coeficiente Hec -18 1993	48
Tabla 14 Factor de Corrección para la forma de la Pila Kf Método CSU Hec - 18 1993	52
Tabla 15 : Factor de Corrección por el Angulo de ataque del Flujo Método CSU	52
Tabla 16: Factor de Corrección por la Forma del Lecho Método CSU	52
Tabla 17: Criterios para adoptar Ka HEC -18 2001	53
Tabla 18: Factor de corrección Kf.....	54
Tabla 19: Tamaños de partículas permitidos mínimo y máximo en pulgadas	58
Tabla 20 Valores de la Curva Hipsométrica.	71
Tabla 21 Parámetros Morfométricos	73
Tabla 22 Parámetros Morfométricos por Subcuencas.....	74
Tabla 23 Intensidades Máximas de estación meteorológica de Puerto Cabezas por período de retorno. Fuente: INETER.....	77
Tabla 24 Datos hidrológicos	78
Tabla 25 Datos del hietograma de bloques alternos para el TR 100 años.	81
Tabla 26 Clasificación de grupo hidrológico de la cuenca río Likus.	83
Tabla 27 Parámetros de tránsito de cuenca río Likus. Fuente: Elaboración Propia.	86
Tabla 28 Caudales obtenidos en HEC-HMS y aplicando factor de cambio climático Kcc.....	87
Tabla 28 Diámetros de partículas en sondeo manual	100
Tabla 29 Valores de Manning usados	100
Tabla 30 Resultado de Socavación TR 25 años.....	101
Tabla 31 Resultado de socavación para TR 50 años.....	102
Tabla 32 Análisis de Socavación para TR 100 años.	103
8.2.4. Tabla 33 Resumen Global de Flujo en las Secciones del Río para TR de 25, 50 y 100 años.....	120

CAPITULO 1. GENERALIDADES

1.1. Introducción

En la actualidad se vienen desarrollando proyectos viales de gran magnitud, donde se busca conectar diferentes localidades para generar comercio, turismo, trabajo, entre otros beneficios que aporten al desarrollo económico y social del país. Sin embargo, este tipo de estudios son complejos con métodos tradicionales o rudimentarios como sería realizar el levantamiento con topografía convencional auxiliada por teodolito, por ejemplo, y que además influyen temas ambientales, ingenieriles y económicos.

En la Región Autónoma del Atlántico, predomina el clima de selva tropical húmeda. Las precipitaciones fluviales, oscilan entre 2,400 y 6000 mm/año, con temperaturas que según registro de la estación meteorológicas del INETER, oscila entre 24° y 39° C. Las precipitaciones fluviales ocurren de forma frecuente provocando, la saturación de los suelos, el desborde de ríos, lagunas, y quebradas y generando grandes inundaciones.

En Nicaragua se presentan dos estaciones climáticas durante el año; y para Costa Caribe la primera es la estación seca, con una duración de tres meses que inician en el mes de febrero y concluye en abril y la segunda es la estación lluviosa, que tiene una duración de nueve meses, iniciando en el mes de mayo y concluyendo en el mes de enero.

Las principales amenazas identificadas para la región de la Costa Caribe, son los huracanes e inundaciones. Por tal motivo en el contenido monográfico que se presenta a continuación, se pretende realizar un "Estudio Hidrotécnico del puente del río Likus, ubicado en la región autónoma de la costa caribe norte", haciendo uso de ArcGIS 10.3, HEC-RAS 6.3.1, IDRISI Selva y HEC-HMS 4.10.

La simulación realizada nos permitirá conocer los volúmenes de agua que pasan por el puente y como actúa la estructura a medida que los factores climáticos y los cambios bruscos modifican el terreno de estudio, además de conocer las afectaciones que presenta la estructura a lo largo de su vida útil.

1.2. Antecedentes

El proyecto del estudio hidrotécnico en el puente del río Likus, ubicado en la Región Autónoma de la Costa Caribe Norte, se sitúa sobre una ruta existente, la cual está establecida sobre un camino rural, el tráfico vehicular de la zona es variable ya que se usa como ruta alterna hacia otros destinos y su estado se encuentra un poco deteriorado, ya que es un camino que no cuenta con las condiciones óptimas de vialidad y drenaje.

El tramo cuenta con obras de drenajes esenciales de cruce, las pocas obras las constituyen alcantarillas y algunos puentes. Las condiciones del camino se tornan difíciles en época de lluvia, hasta la formación de pegaderos en sectores inestables de la vía, alcantarillas colapsadas por la lluvia y por mantenimiento irregular, estructuras de drenaje menor en mal estado estructural o que no funcionan, secciones de superficie de rodamiento con cunetas aterradas sin funcionar para el drenaje transversal y en todos los casos la carencia de desagüe para la evacuación de las aguas de forma lateral, lo que ha venido a incrementar el tiempo de viaje y los costos de operación vehicular, afectando la calidad de vida de los pobladores, al quedar estas zonas incomunicadas.

1.3. Justificación

Nicaragua como muchos países más, es víctima de catástrofes naturales, el cambio drástico de clima puede ayudar a que las estructuras hidráulicas se encuentren afectadas, si estas no cuentan con las condiciones y características necesarias para soportar un cambio de escorrentía mayor, en época de invierno.

Los puentes en todo caso, forman parte de una estructura primordial, haciendo de ellos desde la prehistoria una estructura base para el cruce y unión entre dos territorios, la necesidad de la construcción de estos, aumenta gradualmente, aunque durante los años ha sufrido diferentes cambios tanto de uso material, como diseño, la necesidad de la durabilidad para que estos tuvieran un período de vida mayor, ha hecho que el ser humano estudie más a fondo las características tanto del puente como del medio que lo rodea.

Los eventos hidrológicos son relevantes para el riesgo de desastres, de tal manera que realizaremos este estudio hidrotécnico, con el fin de obtener resultados concluyentes de los estudios hidrológicos e hidráulicos respectivamente en el punto de cierre del puente del río Likus, ubicado en la región autónoma de la costa caribe norte, para saber si el puente ya existente no dificulta que los pobladores realicen sus actividades en época de invierno.

En obras hidráulicas y estructuras de drenaje, el período de retorno de las crecidas está relacionado con el nivel de riesgo, por tanto, entre mayor es el período de retorno, menor es el riesgo.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

- Realizar el estudio hidrotécnico del drenaje mayor del río Likus, ubicado en la Región Autónoma de la Costa Caribe Norte.

1.4.2. Objetivos específicos

- Realizar un análisis hidrológico de la cuenca aplicando los programas: ArcGIS 10.3 y HEC-HMS 4.10.
- Efectuar un análisis hidráulico del puente Likus aplicando el programa computacional: HEC-RAS 6.3.1, para tormentas con diferentes períodos de retorno.
- Estimar la socavación local y por contracción en el puente Likus aplicando el software HEC-RAS 6.3.1, según el método de Froehlich y la Universidad Estatal de Colorado (CSU).

CAPITULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1. Análisis hidrológico de cuenca

2.1.1. Conceptos generales del estudio morfológicos

Para realizar una correcta evaluación a una obra de drenaje se requiere realizar un estudio Hidrotécnico. Este consiste en la estimación del caudal en el punto de cruce y el cálculo hidráulico de la estructura para evacuar dicho caudal. En la actualidad, según los avances de la tecnología para la realización de dichos estudios se utilizan herramientas que facilitan los cálculos hidrológicos e hidráulicos, usando los criterios de diseño dictados por las normas nacionales e internacionales.

2.1.2. Cuenca hidrográfica:

Se define como cuenca hidrográfica, a la unidad básica de un estudio hidrológico que depende de un punto llamado cierre, donde su sistema de drenaje converge en ese punto.

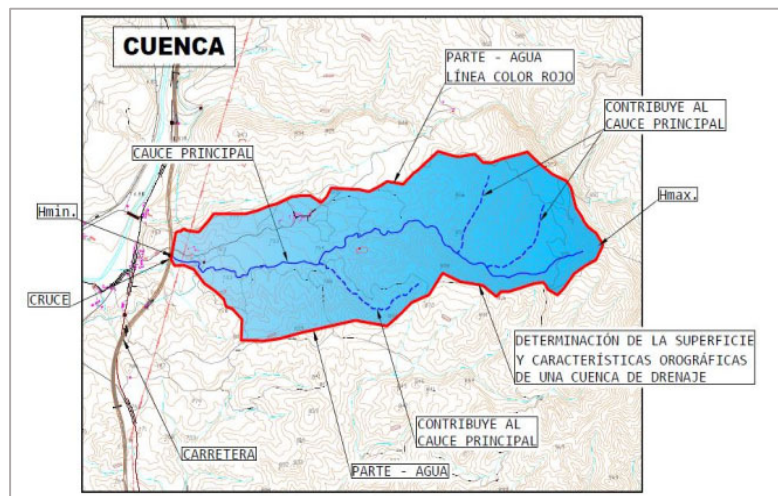


Ilustración 1 Elementos de una cuenca.

Fuente: Guía Metodológica Hidrotecnia Vial, MTI 2017.

2.1.3. Parámetros morfológicos:

La hidrología consiste en la estimación de caudales máximos probables, determinados por eventos de precipitación. El diseño hidrológico busca interpretar

y cuantificar esos fenómenos, con la finalidad de brindar un soporte a estudios, proyectos, obras de Ingeniería hidráulica, infraestructura y medio ambiente.

2.1.4. Parámetros físicos de la cuenca

Área (A)

El área de la cuenca se define como la superficie en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas. El parteaguas es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor elevación topográficos. Se tiene la clasificación en orden al tamaño.

Rango de Área (km ²)	Clases de tamaño
Hasta 3.0	Pequeña
3.01 - 8.0	Mediana
8.01 a más	Grande

Tabla 1: Clasificación de la cuenca según su tamaño

Perímetro (P)

Es la longitud de la línea del borde de la cuenca, medida en proyección horizontal. Este parámetro, por sí solo no brinda ninguna información respecto al tamaño o forma de la cuenca, a menos que se compare cuencas de igual superficie.

2.1.5. Parámetros según su forma

Dentro del análisis hidrológico se han propuesto muchas formas numéricas para describir las diferentes características de una cuenca hidrográfica a continuación se describen las que tienen mayor relevancia.

Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad (Kc)

Designado por Kc e igualmente propuesto por Gravelius, compara la forma de la cuenca con la de una circunferencia, cuyo círculo inscrito tiene la misma área de la cuenca en estudio. Kc Se define como la razón entre el perímetro de la cuenca que es la misma longitud del parteaguas que la encierra y el perímetro de la circunferencia.

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

Donde:

P = Perímetro de la cuenca (km)

A = Área de la cuenca (km^2)

Para cuencas imaginarias de forma exactamente circular este valor es igual a 1. El grado de aproximación de este índice a la unidad indicará la tendencia a concentrar fuertes volúmenes de aguas de escurrimiento, siendo más acentuado cuanto más cercano sea a la unidad, lo cual quiere decir que entre más bajo sea K_c , mayor será la concentración de agua.

Existen tres categorías para la clasificación según el valor de este parámetro y que se muestran en la siguiente tabla.

Rangos de K_c	Clases de compacidad
1 - 1.25	Redonda a oval redonda
1.25 - 1.50	De oval redonda a oval oblonga
1.50 - 1.75	De oval oblonga a rectangular oblonga

Tabla 2: Clases de valores de compacidad

Coefficiente de forma (K_f)

Se puede definir como la relación entre el ancho medio y la longitud axial de la cuenca. La longitud axial de la cuenca se mide cuando se sigue el curso de agua más largo desde la desembocadura hasta la cabecera más distante de la cuenca.

$$K_f = \frac{A}{L^2}$$

K_f = Factor de forma

A = Área de la cuenca en (km^2)

L = Longitud de la cuenca en (km)

De acuerdo con el factor de forma, la cuenca se clasifica como muestra la siguiente tabla.

Rangos de K_f	Clases de forma
0.01 - 0.18	Muy poco achatada
0.18 - 0.36	Ligeramente achatada
0.36 - 0.54	Moderadamente achatada

Tabla 3: Rangos de coeficiente de forma (K_f)

Coefficiente de Masividad (Km)

Este coeficiente representa la relación entre la elevación media de la cuenca y su superficie. Este valor toma valores bajos en cuencas montañosas y altos en cuencas llanas.

$$Km = \frac{Em}{A}$$

Donde:

Em = Elevación media de la cuenca

A= Área de la cuenca (km²)

Rangos	Clases de masividad
0 km ² - 35 km ²	Muy montañosa
35 km ² -70 km ²	Montañosa
70 km ² – 105 km ²	Moderadamente montañosa

Tabla 4: Coeficiente de masividad

Rectángulo equivalente

El rectángulo equivalente es una transformación geométrica, que permite representar a la cuenca, de su forma heterogénea, con la forma de un rectángulo, que tiene la misma Área y Perímetro (y por lo tanto el mismo índice de compacidad o Gravelius), igual distribución de alturas (y por lo tanto igual curva hipsométrica), e igual distribución de terreno en cuanto a sus condiciones de cobertura. Siendo:

$$L = \frac{Kc * \sqrt{A}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right] ; \quad l = \frac{Kc * \sqrt{A}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right]$$

Donde:

Kc = Índice de compacidad o Gravelius

P = Perímetro de la cuenca (km)

A = Área de la cuenca (km²)

L = Longitud lado mayor del rectángulo

l = Longitud lado menor del rectángulo

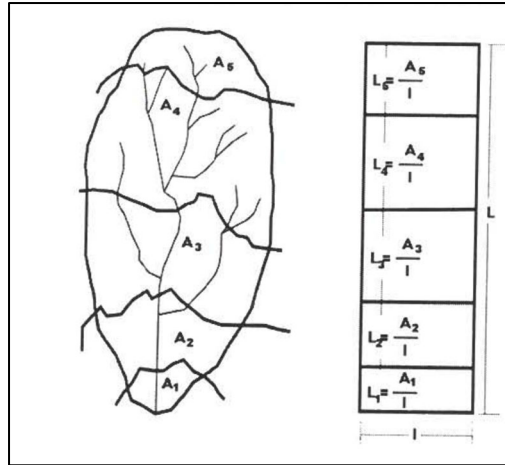


Ilustración 2: Rectángulo equivalente de una cuenca

Fuente: Ven Te Chow

2.1.6. Parámetros según su relieve

La topografía o el relieve de una cuenca pueden tener más influencia sobre la respuesta hidrológica que la forma misma. Numerosos autores han desarrollado diversos parámetros con el fin de describir el relieve de una cuenca a continuación se detallan algunos de los más importantes.

Longitud de cauce principal

Es la medida del escurrimiento principal de la cuenca, medido desde la parte más alta hasta la salida. Este parámetro influye en el tiempo de concentración y en la mayoría de los índices morfométricas.

Rangos de longitud en Km	Clases de longitud del cauce
6.9 -10.9	Corto
11 - 15	Mediano
15.1 -19.1	Largo

Tabla 5: Clase de valores de Longitud de cauce principal

Elevación media de la cuenca

Es la ordenada media de la curva hipsométrica, en ella, 50% del área de la cuenca, situado por encima de esa altitud y el 50% situada por debajo de ella.

$$Em = \frac{\sum a \cdot e}{A}$$

Donde:

Em = Elevación media de la cuenca

a = Área entre dos curvas de nivel

e = Elevación media entre dos curvas de nivel

A = Área total de la cuenca

Rangos de elevación en m.s.n.m	Clases de elevación
1782.3 -2072.2	Baja
2072.4 - 2362.2	Moderada
2362.4 - 2652.2	Alta

m.s.n.m=Metros sobre el nivel del mar

Tabla 6: Clases de valores de elevación media

Altura máxima (Hmax)

Es la elevación máxima del punto más remoto del cauce principal donde se inicia el escurrimiento del agua.

Altura mínima (Hmin)

Es la elevación del punto de control de cada subcuenca.

Pendiente de la cuenca

Controla de forma adecuada la velocidad en la cual la escorrentía superficial de la subcuenca la cual afecta de forma directa el tiempo de precipitación para concentrarse en la red de drenajes de las subcuencas.

Esta característica controla en buena parte la velocidad con que se da la escorrentía superficial en cada subcuenca, la cual se logra mediante un mapeo de pendiente del drenaje no canalizado y afecta, por lo tanto, el tiempo que lleva el agua de la lluvia para concentrarse en los canales fluviales que constituyen la red de drenaje de las cuencas.

Este valor influye en la determinación del coeficiente de escorrentía de cada subcuenca.

Curva hipsométrica

Este parámetro hidrológico representa el área drenada variando con respecto al nivel de la superficie de la cuenca, es decir, como se comporta la cuenca a distintos niveles topográficos. Toma en cuenta la relación entre altimetría de esta y su elevación.

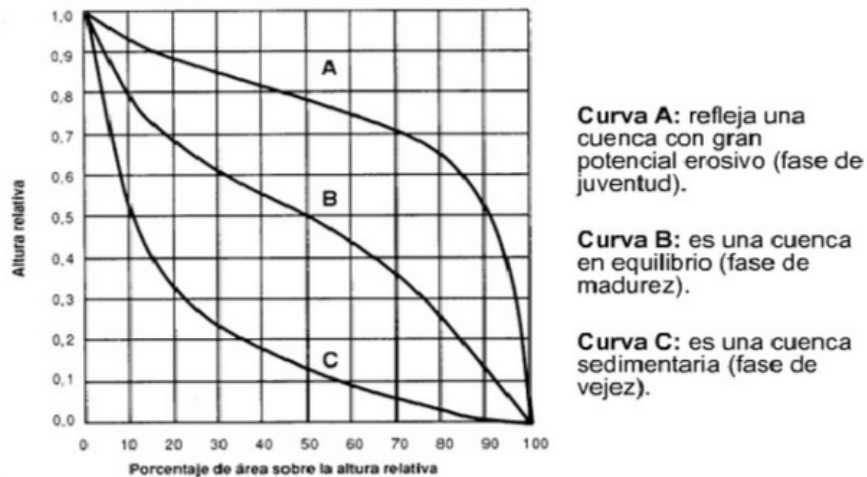


Ilustración 3: Curva Hipsométrica de una cuenca.

Fuente: (INGECIV, s.f.)

La curva hipsométrica relaciona el valor de la cota, en las ordenadas, con el porcentaje del área acumulada, en las abscisas. Para su construcción se grafican, con excepción de los valores máximos y mínimos de cotas hallados, los valores menores de cota de cada intervalo de clase contra su correspondiente área acumulada. Al valor de la cota mayor encontrada corresponde el cero por ciento del porcentaje de área acumulada y el valor de la cota mínima encontrada corresponde el ciento por ciento del porcentaje de área acumulada o sea el área total de la cuenca. Las curvas hipsométricas sirven, además, para definir características fisiográficas de las cuencas hidrográficas, tales como definir las zonas alta, media y baja con respecto a su punto de cierre.

Índice de alargamiento

Este índice propuesto por Horton, relaciona la longitud máxima encontrada en la cuenca, medida en el sentido del río principal y el ancho máximo de ella medido perpendicularmente; se lo calcula de acuerdo a la fórmula siguiente:

$$Ia = \frac{Lm}{l}$$

Donde:

Ia = Índice de alargamiento

Lm = Longitud máxima de la cuenca

l = Ancho máximo de la cuenca

Cuando Ia toma valores mucho mayores a la unidad, se trata seguramente de cuencas alargadas, mientras que para valores cercanos a 1 , se trata de una cuenca cuya red de drenaje presenta la forma de abanico y puede tenerse un río principal corto.

Rangos de la	Clases de alargamiento
0.0 - 1.4	Poco alargada
1.5 - 2.8	Moderadamente alargada
2.9 - 4.2	Muy alargada

Tabla 7: Clases de valores de alargamiento

Pendiente del cauce principal

La pendiente del cauce se le puede estimar por diferentes métodos, uno de ellos es el de los valores extremos, el cual consiste en determinar el desnivel H entre los puntos más elevado y más bajo del río en estudio y luego dividirlo entre la longitud del mismo cauce L , lo que significa:

$$S = \frac{H}{L}$$

Donde:

S = Pendiente media del cauce (m/m)

H = Desnivel entre el punto más elevado y el más bajo

L = Longitud del cauce (km)

Rangos de pendiente	Clases
0.01 - 0.05	Suave
0.06 - 0.11	Moderada
0.12 - 0.17	Fuerte

Tabla 8: Clases de valores de pendiente de cauces

2.1.7. Parámetros según su drenaje

Orden de la corriente

Es un indicador de la medida de ramificación o bifurcación del cauce principal es una cuenca hidrográfica, el sistema de ordenamiento de los ríos es el siguiente:

- Corrientes de primer orden: Son pequeños canales que no tienen tributarios.
- Corrientes de segundo orden: Cuando dos corrientes de primer orden se unen.

- Corrientes de tercer orden: Cuando dos corrientes de segundo orden n , se unen.
- Corrientes de orden $n + 1$: Cuando dos corrientes de orden n , se unen.

Sinuosidad de la corriente

Este parámetro da una medida de la velocidad de la escorrentía del agua a lo largo de la corriente. Un valor de $S \leq 1.25$ indica una baja sinuosidad se define entonces como un río con alineamiento recto.

$$S = \frac{L}{Lt}$$

Es la relación entre la longitud del río principal medida a lo largo de su cauce L , y la longitud del valle del río principal medida en una curva o recta, Lt .

2.2. Conceptos generales de precipitación

2.2.1. Intensidad de precipitación

La intensidad de la precipitación es la cantidad total de agua caída por unidad de tiempo y se mide en mm/hora. Cuando la intensidad excede de la tasa máxima de infiltración del suelo, se genera escorrentía superficial y una parte de la lluvia se pierde, provocando también la erosión del suelo. Cuando el suelo tiene cobertura vegetal disminuyen las posibilidades de erosión debido a que las gotas de lluvia son interceptadas por las copas de los árboles.

La intensidad de la lluvia suele estar inversamente relacionada con su duración, esto significa que normalmente los aguaceros tienen poca duración. Además, el área sobre la que se precipitan es relativamente pequeña. El impacto de las gotas de lluvias torrenciales destruye los agregados superficiales del suelo, promueve la suspensión de partículas finas, disminuye la proporción de agua almacenada en el suelo, debido a la escorrentía que se produce.

2.2.2. Curvas Intensidad-Duración –Frecuencia (IDF)

Las curvas IDF son una herramienta grafica que representa la relación entre los tres parámetros de la lluvia de interés en el diseño de obras de drenaje: la tasa a la que cae sobre el terreno, conocida como intensidad, el tiempo transcurrido para

una intensidad dada, conocido como duración y el probable número de años que transcurrirían antes de que una combinación de intensidad y duración dada se repita, conocido como frecuencia.

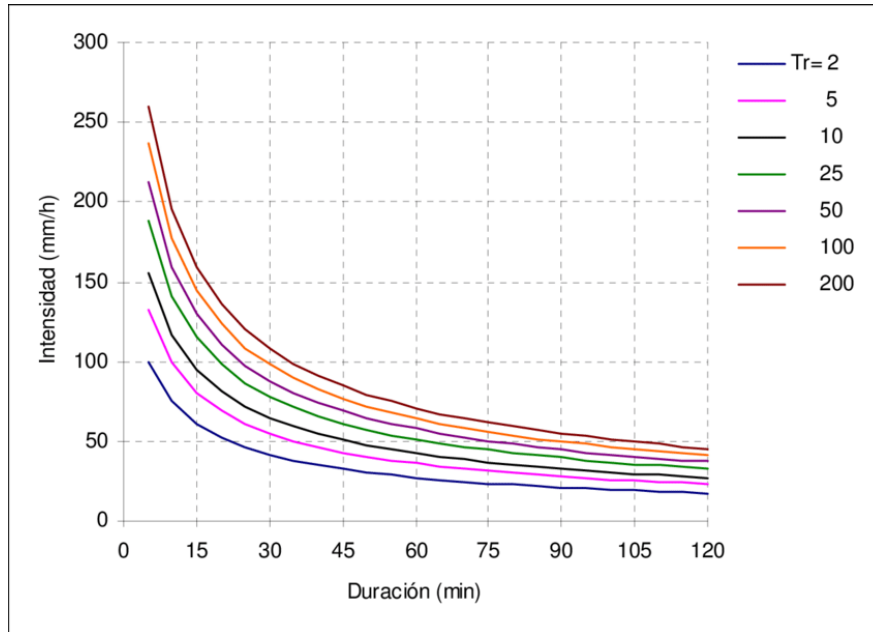


Ilustración 4: Curva Intensidad –Duración-Frecuencia

Fuente: Elaboración Propia

2.2.3. Estimación de precipitación por polígono de Thiessen

Este método es aplicable a zonas con una distribución irregular de estaciones y donde los accidentes topográficos no jueguen un papel importante en la distribución de las lluvias.

La precipitación media se determina mediante los pasos siguientes:

1. Se dibuja la zona en estudio con las estaciones pluviométricas que contienen y las circunvecinas.
2. Se unen las estaciones con trazos rectos formando el polígono base
3. Se unen las estaciones con trazos rectos, tratando de formar triángulos lo menos agudos posibles.
4. Cuando los triángulos hayan sido dibujados, se trazan las mediatrices de todos los lados de los triángulos, formándose polígonos alrededor de cada estación

5. Se mide el área de cada polígono que quede delimitado por el parteaguas de la cuenca.
6. Se aplica la fórmula de precipitación media:

$$P_{med} = \frac{1}{A_{Total}} * \sum_{i=1}^n A_i * P_i$$

Donde:

P_{med} = Precipitación media

A_{Total} = Área total de la cuenca

A_i = Área de influencia del polígono de Thiessen correspondiente a la estación i

P_i = Precipitación en la estación i .

n = Número de estaciones tomadas en cuenta

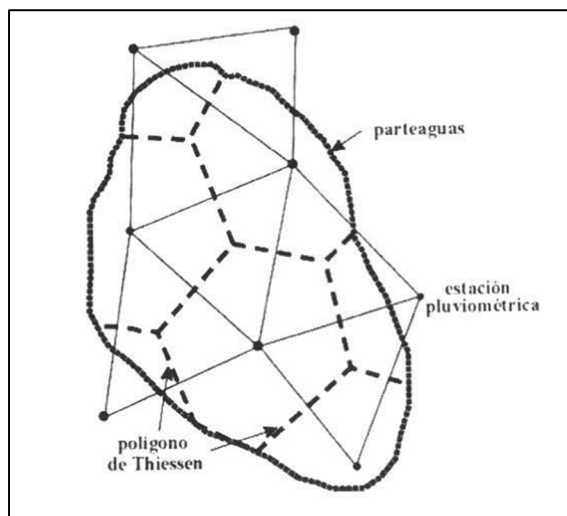


Ilustración 5: Polígono de Thiessen, Fuente: (Béjar, 2004)

2.2.4. Hietograma de bloques alternos

Los hietogramas representan la distribución temporal de la lluvia. El método del bloque alternativo es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva de intensidad-duración-frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt sobre una duración total de $T_d = n\Delta t$.

Después de seleccionar el período de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones 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 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.”

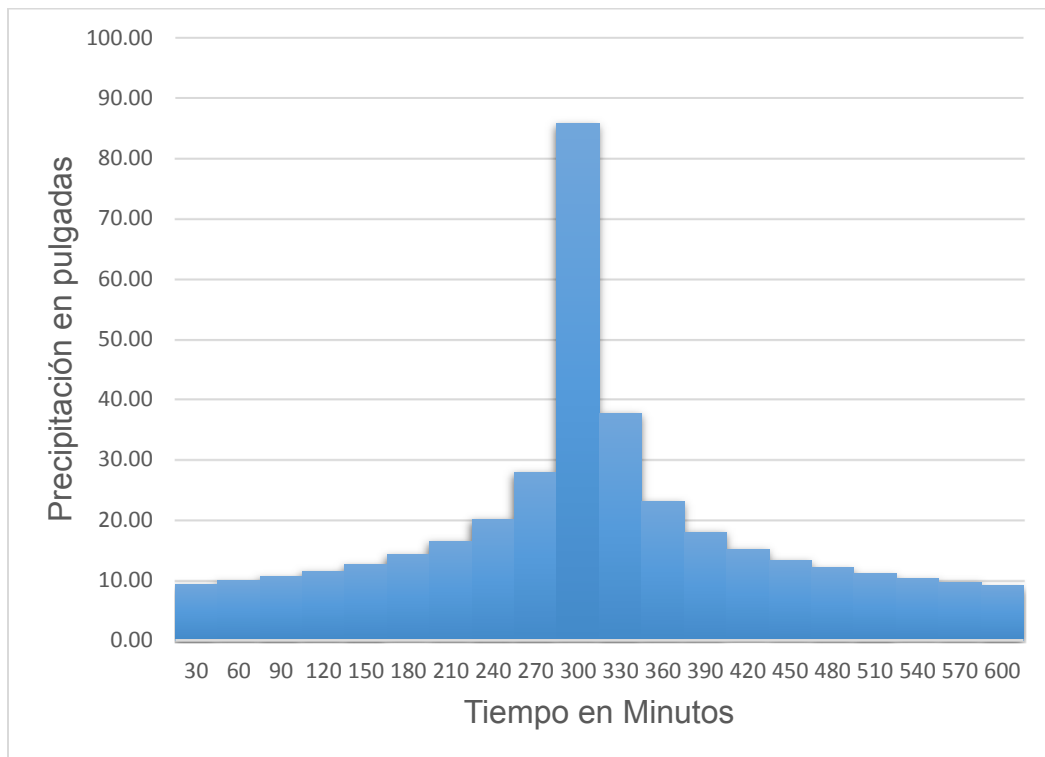


Ilustración 6: Hietograma bloques alternos. Fuente: Elaboración Propia.

2.3. Cálculo de abstracciones de la precipitación de una tormenta

2.3.1. Método del Servicio de Conservación del Suelo (SCS) para la abstracción

Las abstracciones o pérdidas es la diferencia que existe entre la profundidad de precipitación que se observa y la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa. Estas pérdidas se refieren fundamentalmente al agua absorbida por infiltración.

La profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar después que la escorrentía inicia. La profundidad adicional de agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a una retención potencial máxima S . Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía potencial es $P - I_a$.

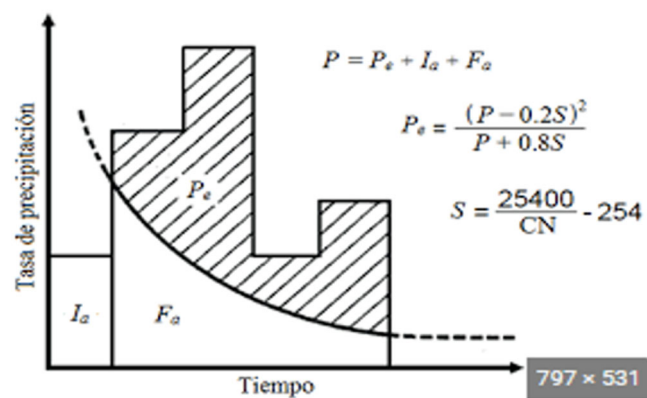


Ilustración 7: Variables en el método de abstracciones
Fuente: (Chow, Maidement, (&) Mays, figura 5.5.1, 1994)

Donde Variables en el método de abstracciones de precipitación del SCS:

- I_a : Abstracción inicial
- P_e : Exceso de precipitación
- F_a : Abstracción continuada
- P : Precipitación total

La hipótesis del SCS consiste en que las relaciones de dos cantidades reales y dos cantidades potenciales son iguales, es decir:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

Del principio de la continuidad

$$P = F_a + P_e + I_a$$

Resolviendo las ecuaciones anteriores para P , se obtiene:

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

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa utilizando el método de SCS.

El SCS desarrollo una relación empírica obtenida a través del análisis de muchos resultados entre la y S.

$$Ia = 0.2S$$

De eso se obtiene

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

Curva número (CN)

El SCS mediante el Número de Curva (CN) estima el exceso de precipitación en función de la precipitación de la precipitación acumulada, la cobertura del suelo y la humedad antecedente.

Esta técnica denominada CN del Servicio de Conservación de Suelos de los Estado Unidos se basa en las características que posee cada tipo de suelo, registrado en el SCS con respecto a su capacidad de drenaje, a su vez nos permite la determinación del coeficiente de escorrentía sin medir esta directamente.

Para estandarizar esta información del SCS definió un número adimensional de CN que se encuentra en los rangos de $0 \leq CN \leq 100$, en el cual el 100 indica que la superficie es impermeable o superficies de agua, y para el resto de superficies naturales el $CN < 100$.

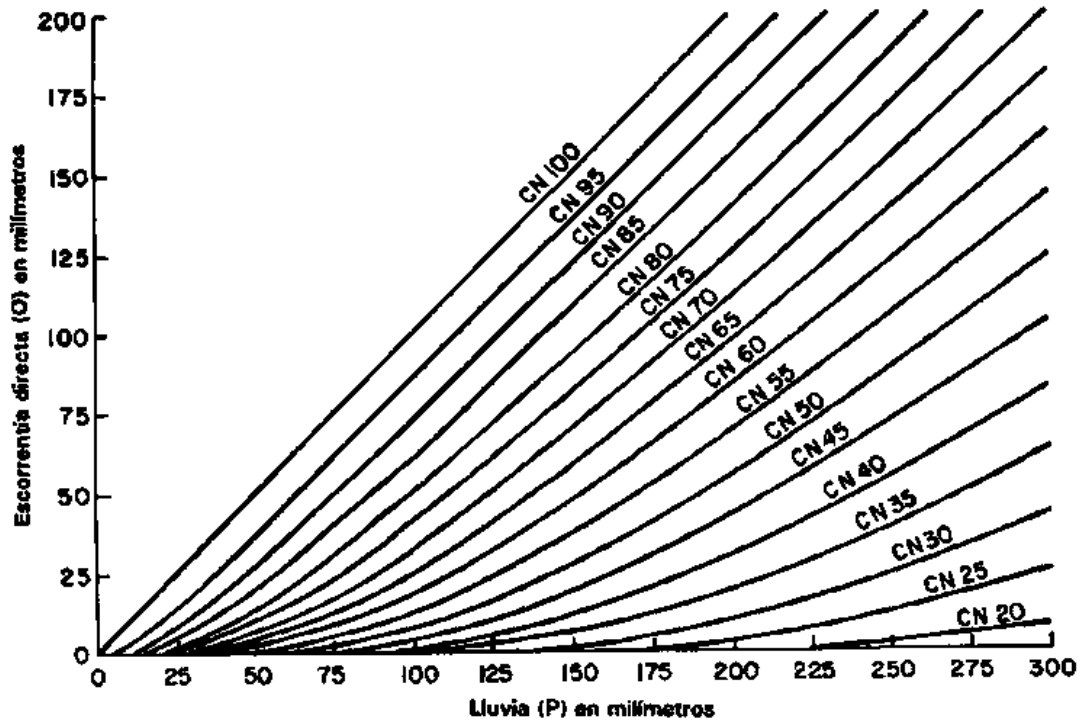


Ilustración 8: Escorrentía según SCS. Fuente: Chow, Maidment, Mays, Fig 5.5.2, 1994

El número de curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

Donde S se encuentra en pulgadas, los números de curva se muestran en la gráfica, se aplican para condiciones antecedentes de humedad (AMC, por sus siglas en inglés) normales (AMC II), para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por :

$$CNI = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)}$$

$$CN = \frac{23CN(II)}{10 - 0.13CN(II)}$$

GRUPO AMC	Lluvia antecedente Total de 5 días (pulg)	
	Estación inactiva	Estación de crecimiento
I	Menor que 0.5	Menor que 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1

Tabla 9: Clasificación de clases de Humedad (AMC) para el Método de Abstracciones de Lluvias del SCS

Se muestra el rango para las condiciones antecedentes de humedad para cada clase. Los números de curvas han sido tabulados por el servicio de conservación de suelos con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra se define en los cuatros grupos hidrológicos quedan definidos de la forma siguiente:

Grupo A: Son suelos que tienen bajo potencial de escurrimiento y alta tasa de infiltración. Lo constituyen principalmente arenas excesivamente permeables.

Grupo B: Suelos arenosos, superficiales y suelos de textura media, con tasas de infiltración mayores al promedio.

Grupo C: Son suelos que tienen la tasa de infiltración baja cuando están completamente mojados. Consisten principalmente en suelos con una textura fina, con capas que impiden los movimientos descendentes del agua.

Grupo D: Estos suelos tienen un alto potencial de escurrimiento y una tasa de infiltración muy baja cuando están completamente mojados. Están conformados, principalmente, por arcillas, con un hinchamiento y un manto freático alto.

Descripción de la cubierta		CN para los grupos hidrológicos de los suelos			
Tipo de cubierta	Condiciones hidrológicas *	A	B	C	D
Pradera o pastizal.	Mala	68	79	86	89
	Regular	49	69	79	84
	Buena	39	61	74	80
Pradera: hierba continua, protegida del pastoreo y generalmente chapeada.	-	30	58	71	78
Maleza: hierba mediana mezclada con arbustos como elemento mayor.	Mala	48	67	70	83
	Regular	35	56	65	77
	Buena	30	48	77	73
Bosques: con combinación de hierbas (huerto o granja).	Mala	57	73	82	86
	Regular	43	65	76	82
	Buena	32	58	72	79
Bosques.	Mala	45	66	77	83
	Regular	36	60	73	79
	Buena	30	55	70	77
Granjas: con edificios, vías, carreteras y porciones de terreno.	-	59	74	82	86

* Mala: < 30 % cubierta de tierra. v Regular: 30 a 70 % cubierta de tierra. v Buena: > 70 % cubierta de tierra.

Tabla 10: Números de Curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana.

Fuente: Soil Conservation Service (SCS), 1972, Cp.9

1. Para una descripción más detallada de los números de curva para uso agrícola de la tierra, remitirse a Soil Conservation Service (SCS), 1972, Cp.9.
2. Una buena cubierta está protegida, y los desechos del retiro de la cubierta de suelo.
3. Los números de curva se calculan suponiendo que la escorrentía desde las casas y los accesos se dirigen hacia la calle, con un mínimo de agua de techo dirigida hacia el césped donde puede ocurrir infiltración adicional.
4. Las áreas permeables restantes (césped) se consideran como pastizales en buena condición para estos números de curva.

5. En algunos países con climas cálidos se puede utilizar 95 como número de curva.

2.3.2. Determinación de caudal por el método racional:

Básicamente se formula que el Caudal máximo de escorrentía es directamente proporcional a la intensidad máxima de la lluvia, en un período de duración igual al tiempo de concentración y al área de la cuenca.

La fórmula para el método racional es la siguiente:

$$Q = 0.2778 C I A$$

Donde:

Q: Caudal expresado en m³/s

C: coeficiente de escorrentía

I: Intensidad expresada en mm /hr

A: Área de la cuenca expresado en km²

Coefficiente de escorrentía (C):

El coeficiente de escorrentía expresa la relación existente entre la Escorrentía Superficial o precipitación neta y la precipitación total. Una vez conocido este coeficiente, la Escorrentía se calcula multiplicando dicho valor por la precipitación total.

La Fórmula es la Siguiete:

$$C = U_s * T_s * P_t$$

Donde:

C: Coeficiente de escorrentía

U_s: Coeficiente de uso de suelo

T_s: Coeficiente de tipo de suelo

P_t: Coeficiente de pendiente

Intensidad de lluvia

Es la tasa temporal de precipitación, es decir la profundidad por unidad de tiempo. Este parámetro se obtiene por medio de una lectura directa, en las Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia, utilizando como abscisa el tiempo de concentración expresado en horas.

Tiempo de concentración

Se entiende por tiempo de concentración, el tiempo necesario para que toda la cuenca contribuya desde el inicio de la precipitación, es decir el tiempo que tarde en viajar una partícula de agua desde el punto más remota hasta la salida de la cuenca (punto de cierre).

Para la determinación del tiempo de concentración de cada subcuenca se usará la fórmula de proyecto hidrometeorológico centroamericano:

$$T_c = 0.0041 * \left(\frac{3.28 * L}{\sqrt{S}} \right)$$

Donde:

L: Longitud del camino más largo del flujo, m.

S: La pendiente (m/m)

Tc: El tiempo de concentración, min.

Periodo de retorno

Es un evento con una magnitud dada, puede definirse como el intervalo de recurrencia promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud específica.

El Puente Likus, se ubica en una carretera Troncal, según la Guía Metodológica Hidrotecnia Vial incorporando la adaptación al Cambio Climático (MTI 2017) la Clasifica como una carretera Tipo 1, a su vez para encontrar el Kcc.

Vías Terclarias Tipo de obra	T (años)
Badén	2
Alcantarillas	15
Cajas Cuencas menores ¹	15
Cajas Cuencas mayores	25
Vados con tuberías	2
Puentes	25

Tabla 11 Periodo de retorno en Carreteras Tipo 1 Fuente: ((MTI), 2017)

2.3.3. Determinación del caudal máximo por método tránsito de avenida

El tránsito de avenidas es un procedimiento matemático para predecir el cambio en magnitud, velocidad y forma de una onda de flujo en función del tiempo

(Hidrograma de Avenida), en uno o más puntos a lo largo de un curso de agua (Cauce o canal).

Este método se aplica para transitar el Hidrograma obtenido en el punto de control de una subcuenca, hacia el próximo punto de control sobre el cauce principal de la cuenca. El tránsito permite amortiguar los caudales a través del tiempo con el propósito de simular la condición del flujo en el cauce del río.

El flujo de agua a través del suelo y de los canales en una cuenca es un proceso distribuido porque el caudal, la velocidad y la profundidad varían en el espacio a través de la cuenca. Estimaciones de los caudales o niveles de agua en puntos importantes de sistemas de canales pueden obtenerse utilizando un modelo de tránsito distribuido de crecientes. El cálculo del nivel de agua de una creciente es necesario porque este nivel delinea la planicie de inundación y determina la altura requerida por estructuras tales como puentes y diques.

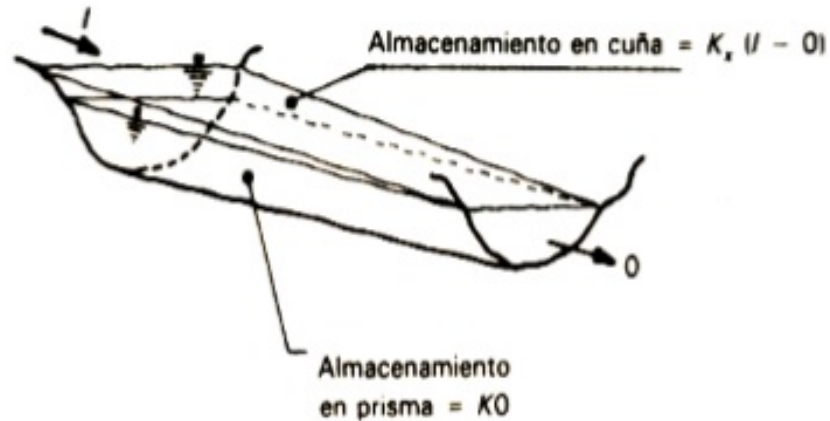
Los modelos de tránsito distribuidos de crecientes pueden utilizarse para describir la transformación de lluvia en escorrentía en una cuenca para producir el Hidrograma de flujo a la salida de esta, y luego tomar este Hidrograma como la información de entrada en el extremo de la corriente aguas arriba de un río o un sistema de tuberías y transitarlo hacia el extremo de la corriente aguas abajo.

Este método modela el almacenamiento volumétrico de creciente en el canal de un río o un cauce mediante la combinación del almacenamiento de cuña y prisma. Durante el avance de la onda de creciente, el caudal de entrada es mayor que el caudal de salida, siendo un almacenamiento de cuña.

Suponiendo que el área de la sección transversal ($A = \frac{Q}{v}$) del flujo de creciente es directamente proporcional al caudal en la sección, el volumen de almacenamiento por el prisma es igual a KQ , donde K es un coeficiente de proporcionalidad.

Si el volumen de almacenamiento ($V = AL = \frac{Q}{v}L = KQ$; $K = \frac{L}{v}$). El volumen de almacenamiento por cuña es igual a $KX(I - O)$, donde X es un factor de ponderación dentro del rango $0 \leq X \leq 0.5$.

El almacenamiento total sería:



Este método modela el almacenamiento volumétrico de crecida en el canal de un río o un cauce mediante la combinación del almacenamiento de cuña y prisma. Durante el avance de la onda de crecida, el caudal de entrada es mayor que el caudal de salida, siendo un almacenamiento de uña.

Suponiendo que el área de la sección transversal ($A=O/v$) del flujo de crecida es directamente proporcional al caudal en la sección, el volumen de almacenamiento por el prisma es igual a KO , donde K es un coeficiente de proporcionalidad.

Si el volumen de almacenamiento ($V=AL=O/v$ $L=KO$; $K=L/v$). El volumen de almacenamiento por cuña es igual a $KX(I-O)$, donde X es un factor de ponderación dentro del rango $0 \leq X \leq 0.5$.

El almacenamiento total sería:

$$S = KO + KX(I - O)$$

Donde:

I : Caudal de entrada

O : Caudal de salida

X : Parametro que depende del almacenamiento en cuña

K : Tiempo de retardo de la onda de avenida.

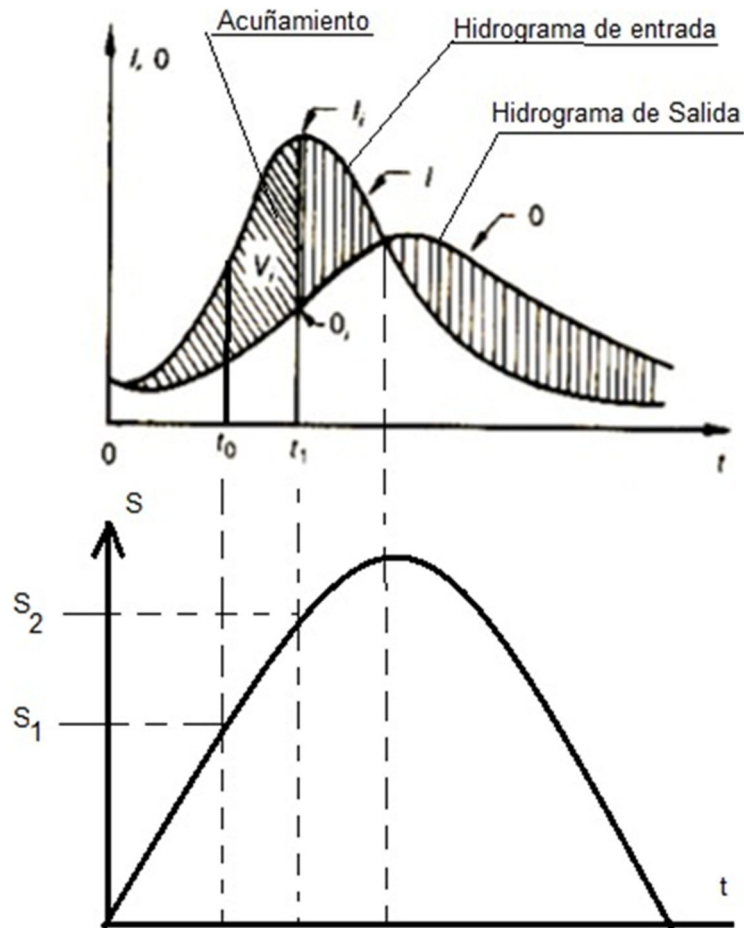
Esta ecuación representa un modelo lineal para el tránsito de caudales en corrientes. Los valores de almacenamiento en dos instantes de tiempo:

Un instante antes del tránsito

$$S_1 = KO_1 + KX(I_1 - O_1) = K[XI_1 + (1 - X)O_1]$$

y al momento del tránsito que produce el almacenamiento

$$S_2 = KO_2 + KX(I_2 - O_2) = K[XI_2 + (1 - X)O_2]$$



El cambio de almacenamiento (acuñamiento) durante el intervalo de tiempo (tiempo de tránsito) $t = t_1 - t_0$, sería

$$S_2 - S_1 = K\{[XI_2 + (1 - X)O_2] - [XI_1 + (1 - X)O_1]\}$$

El cambio en el almacenamiento ($S_2 - S_1$) se puede expresar

$$S_2 - S_1 = \left[\left(\frac{I_1 + I_2}{2} \right) t \right] - \left[\left(\frac{O_1 + O_2}{2} \right) t \right]$$

Donde los términos representan el área del trapecio del caudal de entrada y de salida respectivamente. Los valores I_1 y I_2 , caudales del hidrograma de entrada

antes y al momento del tránsito, se conocen debido a que han sido especificado (hidrograma producido del drenaje de la cuenca de una tormenta específica), cuando no se tiene información hidrológica para obtener estos hidrogramas, por su simplicidad se puede obtener a través del hidrograma triangular sintético.

Los valores O_1 y O_2 se conocen en el intervalo del tiempo de tránsito a partir de los cálculos hechos durante el intervalo de tiempo de tránsito. Combinando las ecuaciones anteriores, se tiene la ecuación de tránsito.

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1$$

Demostración:

$$\left[\left(\frac{I_1 + I_2}{2} \right) t \right] - \left[\left(\frac{O_1 + O_2}{2} \right) t \right] = K \{ [X I_2 + (1 - X) O_2] - [X I_1 + (1 - X) O_1] \}$$

$$\frac{t}{2K} [(I_1 + I_2)] - [(O_1 + O_2)] = X(I_2 - I_1) + (1 - X)O_2 + (1 - X)O_1$$

$$\frac{t}{2K} [(I_1 + I_2) - O_1] - X(I_2 - I_1) + -(1 - X)O_1 = (1 - X)O_2 + \frac{t}{2K} O_2$$

$$O_2 = \frac{2[-(KX - 0.5t)I_2 + (KX + 0.5t)I_1 + [K(1 - X) - 0.5t]O_1]}{2(K - KX + 0.5t)}$$

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1$$

O_2 – caudal de salida al momento del tránsito, O_1 – caudal de salida un instante ante del tránsito, I_1 – caudal de entrada un instante ante del tránsito y I_2 – caudal de entrada al momento del tránsito.

Donde los coeficientes de rugosidad del cauce son:

$$C_0 = -\frac{(KX - 0.5t)}{(K - KX + 0.5t)}$$

$$C_1 = \frac{(KX + 0.5t)}{(K - KX + 0.5t)}$$

$$C_2 = \frac{[K(1 - X) - 0.5t]}{(K - KX + 0.5t)}$$

Si sumamos los coeficientes de rugosidad del cauce se tiene

$$C_0 + C_1 + C_2 = \frac{-(KX - 0.5t) + (KX + 0.5t) + [K(1 - X) - 0.5t]}{(K - KX + 0.5t)} = 1$$

Si se encuentran disponibles hidrogramas de entrada y de salida observado en una estación para el tramo del cauce en estudio, pueden determinarse los valores de K y X. Para cauces naturales efímeros los valores de X varían entre 0.10 – 0.30.

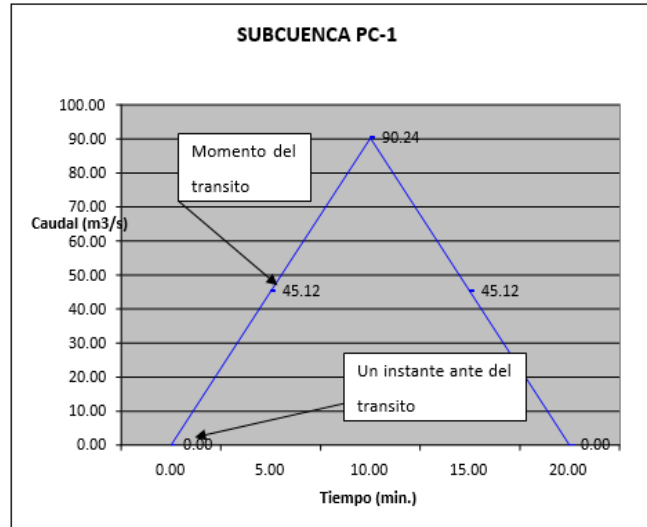
Suponiendo varios valores de X y utilizando valores conocidos de caudal de entrada y caudal de salida, pueden calcularse valores sucesivos del numerador y denominador para la siguiente expresión para K:

$$K = \frac{0.5 \Delta t [(I_{j+1} + I_j) - (Q_{j+1} + Q_j)]}{X(I_{j+1} - I_j) + (1 - X)(Q_{j+1} - Q_j)}$$

Los valores calculados de denominador y de numerador se grafican para cada intervalo de tiempo, con el numerador en la escala vertical y el denominador en la escala horizontal. Esto usualmente produce una gráfica en forma de bucle. El valor de X que produzca el bucle más parecido a una línea única se toma como el valor correcto para ese tramo, y K, de acuerdo con la ecuación anterior, es igual a la pendiente de esa línea. Como K es el tiempo requerido para que la onda de creciente incremental a traviese el tramo, su valor también puede estimarse como el tiempo de tránsito observado del pico de flujo a través del tramo.

Parámetros del tránsito de avenida en cauce

Ya generado los hidrogramas producidos por cada subcuenca a través de su punto de control. Se procede a esquematizar el posible sistema de drenaje que puede tener la cuenca en general, por lo tanto, se puede disponer una secuencia lógica para la aplicación del tránsito. Este método se aplica para transitar el Hidrograma obtenido en el punto de control de una subcuenca, hacia el próximo punto de control sobre el cauce principal de la cuenca. El tránsito permite amortiguar los caudales a través del tiempo con el propósito de simular la condición del flujo en el cauce del río.



Cálculo de los parámetros para el tránsito

Velocidad de tránsito (V_t)

Para el primer tránsito es la velocidad del flujo en la primera subcuenca. Se calcula con la fórmula de velocidad

$$V = \frac{L}{t_c}$$

Donde:

V: Velocidad del flujo

L: Longitud total del cauce en la subcuenca

Tc: Tiempo de concentración en la subcuenca.

Si más de una subcuenca convergen en el punto de cual se inicia el tránsito, será el promedio aritmético de las velocidades del flujo en cada subcuenca.

$$V_t = \frac{1}{n} [V_1 + V_2 + \dots + V_n]$$

Donde:

n - la cantidad de subcuenca que convergen en el punto a partir del cual se hará el tránsito.

Para el segundo tránsito y los posteriores es el promedio aritmético considerando la velocidad del flujo en cada subcuenca que converge en el punto donde inicia el

tránsito incluida la velocidad del o los tránsitos (inmediatos anterior) realizados hasta dicho punto.

$$V_t = \frac{1}{x} [V_1 + V_2 + \dots + V_t(\text{realizado})]$$

X - representa la cantidad de datos a sumar.

Longitud de tránsito (L_t)

Es la distancia entre dos puntos de control consecutivos, medidos sobre el cauce principal de la cuenca.

Tiempo de retardo (K)

Representa el desfase entre el tiempo pico del Hidrograma a transitar y el tiempo pico del Hidrograma transitado.

$$K = \frac{L_t}{V_t}$$

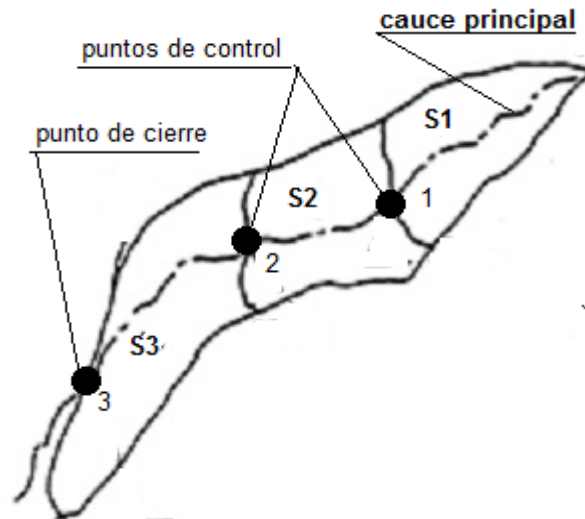
K - tiempo de retardo, L_t - longitud del tramo del cauce principal a través del cual se hará el tránsito, V_t - velocidad del tránsito a realizar.

Tiempo del hidrograma a transitar (t)

En primera instancia sería la mitad del tiempo pico del hidrograma a transitar. Si al menos un coeficiente de rugosidad de la ecuación del tránsito es negativo, se debe proponer un tiempo de tránsito que produzca coeficientes de rugosidad del cauce mayores que cero, para lo cual se sugiere la siguiente expresión $2KX < t < t_c$ para obtener coeficientes de rugosidades positivas.

Secuencia lógica en la aplicación del método del tránsito de avenida

El procedimiento se realiza de aguas arriba hacia aguas abajo del primer punto de control y utilizando el hidrograma en este punto. Si dos o más subcuencas convergen en dicho punto, se hará una suma de hidrograma y el hidrograma resultante se transita hacia el segundo punto de control. Si dos o más subcuencas son convergentes al punto de control, se deberá hacer una suma de hidrogramas de dichas subcuencas obteniéndose un hidrograma resultante, el cual se deberá transitar hacia el segundo punto de control. Observando la figura se puede determinar la siguiente secuencia lógica del tránsito.



Paso 1: tránsito de hidrograma de la subcuenca S_1 se transita desde el punto de control 1 al punto de control 2. Una vez calculado los parámetros de tránsito y los coeficientes de rugosidad del cauce, se procede a realizar el tránsito del Hidrograma por medio de la ecuación del tránsito. El tránsito se concluye cuando el caudal de salida (O_2) alcanza el valor cero en un tiempo total acumulado que resulta de sumar consecutivamente el intervalo de tiempo (t) del Hidrograma a transitar. Después de obtiene un gráfico del hidrograma transitado.

Paso 2: suma de hidrograma transitado desde el punto de control 1 al punto de control 2 con el hidrograma de aportación de la subcuenca S_2 al cauce. El hidrograma transitado desde el punto de control 1 al punto de control 2, de la subcuenca S_1 , se suma con el hidrograma de la S_2 que aporta caudal en el tramo de tránsito, o sea desde el punto de control 1 al punto de control 2.

La suma se logra, sumando caudales que lleguen al mismo tiempo hacia el punto de control. El tiempo se ordena de menor a mayor de los hidrogramas a sumar, habrá tiempos que no le corresponda caudales, por lo tanto, habrá que interpolarlo para obtenerlos y así sumarlos.

Paso 3: el hidrograma resultante de la suma se transita. El hidrograma suma obtenido se transita con los parámetros de tránsito y los coeficientes de rugosidad del tramo de tránsito, o sea desde el punto de control 2 hacia el punto de control

3 (punto de cierre la cuenca). Obteniéndose un hidrograma transitado en ese tramo.

Paso 4: suma de hidrograma transitado desde el punto de control 2 al punto de control 3 con el hidrograma de aportación de la subcuenca S_3 al cauce.

El hidrograma transitado desde el punto de control 2 al punto de control 3, se suma con el hidrograma de la S_3 que aporta caudal en el tramo de tránsito, o sea desde el punto de control 2 al punto de control 3. La suma se logra, sumando caudales que lleguen al mismo tiempo hacia el punto de control.

El tiempo se ordena de menor a mayor de los hidrogramas a sumar, habrá tiempo que no le corresponda caudales, por lo tanto, habrá que interpolarlo para obtenerlos y así sumarlos.

De esta forma se obtiene un hidrograma resultante total en el punto de cierre de la cuenca, para condiciones de diseño de una obra hidráulica como puente o alcantarilla se selecciona el caudal máximo obtenido el este hidrograma suma correspondiente a un periodo de retorno seleccionado.

2.3.4. Distribución de precipitaciones en Nicaragua:

El Régimen de Lluvias, se refiere a la distribución de las lluvias durante el año. En Nicaragua el régimen de lluvia es variable, existiendo lugares muy lluviosos como Bluefields con promedios anuales superiores a 4,000 mm, y precipitaciones durante los 12 meses del año, en cambio Estelí no alcanza los 800 mm anuales. Sobre el territorio de Nicaragua las precipitaciones pueden observarse en cualquier mes del año, pero la mayor cantidad de éstas caen en el período comprendido entre mayo y noviembre

En las zonas del Pacífico y en gran parte de la zona central, existen dos “estaciones” (épocas) bien marcadas: La “lluviosa” que se extiende de mayo a noviembre y la “seca” (relativamente) de diciembre a abril. En la zona Atlántica y en los territorios que se encuentran en las pendientes de barlovento del macizo montañoso central, las precipitaciones caen en el transcurso de todo el año. En la distribución anual de las precipitaciones atmosféricas, claramente se señalan dos máximos; para la zona del Pacífico y central el máximo tiene lugar en junio y septiembre como resultado de la influencia de la zona de convergencia intertropical, mientras que para la zona Atlántica éste ocurre en Julio.

En la zona del Pacífico la cantidad anual de las lluvias oscila entre los 1000 y 2000 mm. En la mitad del período lluvioso (Julio-agosto) se observa un mínimo estival (canícula) como consecuencia de la intensificación del anticiclón subtropical de los Azores-Bermudas y el consecuente desplazamiento de la Zona de Convergencia Intertropical hacia el ecuador.

El “período canicular” se manifiesta principalmente en la zona del Pacífico y en la parte noroeste de la zona central, iniciándose en la tercera decena de Julio y finalizando en la segunda decena de agosto. Existen localidades críticas donde la duración del período canicular se extiende hasta los 80 y 100 días (San Isidro, Santa Bárbara, Los Zarzales, Mal paisillo, Nagarote, San Francisco del Carnicero, etc.).

En la zona central los valores máximos de las precipitaciones se observan en las pendientes orientales, aquí la cantidad media anual de éstas alcanzan los 1500 a

2000 mm. Los valores mínimos como regla se dan en los valles intermontano, donde la suma anual no supera los 850 mm. La zona Atlántica se caracteriza por ser la más húmeda, aquí la cantidad anual de las precipitaciones se encuentran en el rango de los 2500 mm en su parte norte hasta los 6000 mm en el extremo sureste. Las cantidades máximas caen en los meses de Julio-Agosto y las mínimas entre Marzo y Abril.

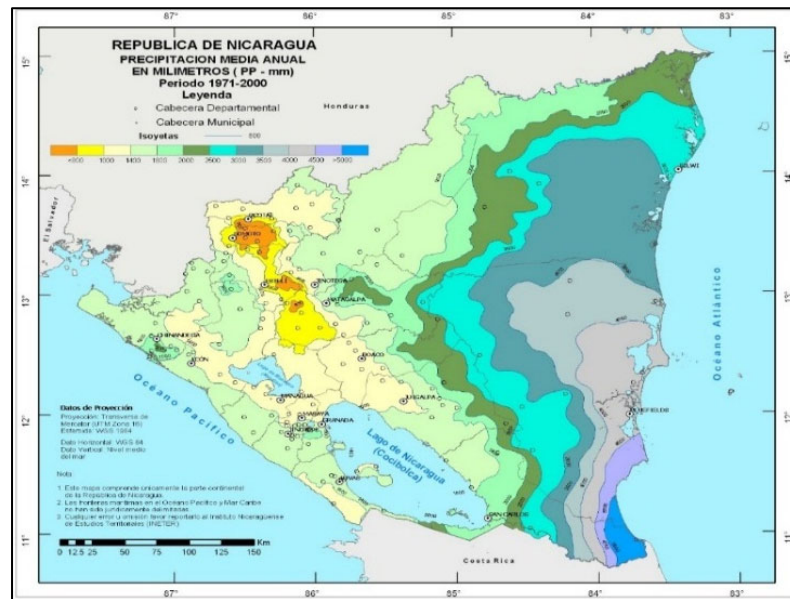


ilustración 9: Precipitaciones medias anuales en Nicaragua.
 Fuente: Atlas INETER

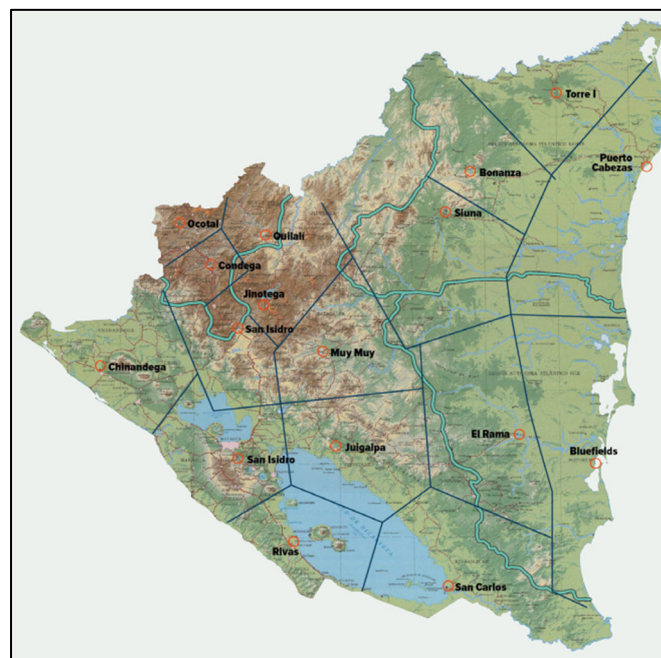


Ilustración 10: Localización y área de influencia de las estaciones meteorológica.
 Fuente: Atlas INETER

2.4. Análisis para el diseño hidráulico de puentes

2.4.1. Generalidades del estudio hidráulico

El estudio hidráulico tiene como objetivo definir las dimensiones de las obras hidráulicas como: Vados, canales, alcantarillas, puentes, etc. De manera que tengan la capacidad hidráulica suficiente para evacuar la crecida, para el período para la cual fueron diseñadas. Si el caudal llegará a sobrepasar la capacidad de las obras hidráulicas, estas logren resistir el cruce de agua sobre ellas y funcionen correctamente, sin que estas sufrieran daño alguno en su estructura.

Caudal (Q)

Es el volumen de líquido que pasa por un punto determinado en un determinado tiempo, sus unidades son m^3/s , se utiliza para saber qué cantidad de líquido puede transportar cualquier estructura hidráulica, como: Vados, puentes, canales, alcantarillas etc.

Velocidad (V)

Es la rapidez con que el agua puede transportarse de un punto a otro en un determinado tiempo, sus unidades son m/s .

Área hidráulica (Ah)

Es la sección en la que el líquido será transportado, ya sea por canales, puentes, vados, alcantarillas etc.

Perímetro mojado (Pm)

Es el límite del área de la sección, excluyendo la superficie libre esta, es la línea a lo largo la cual está en contacto con el material del canal, este se mide en metros.

Radio hidráulico (Rh)

Este se define como la razón entre el área de la sección y el perímetro mojado.

Ecuación de manning

La ecuación de Manning es una de las ecuaciones más utilizadas en el análisis hidráulico y diseño de estructura de drenaje, esta determina la velocidad del flujo en función de la forma del canal, rugosidad y pendiente.

$$V = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * s^{\frac{1}{2}}$$

Coefficiente de rugosidad de manning “n”

Aplicando la fórmula Manning, la más grande dificultad reside en la determinación del coeficiente de rugosidad de manning, “n” pues no hay un método exacto de seleccionar este valor.

Cálculo del coeficiente de manning por la ecuación de Strickler

$$n = \frac{D_{16}^{1/6}}{24}$$

2.5. Modelación hidráulica en HEC-RAS

Este software se utiliza, para el análisis de sistemas de ríos, lo que permite al usuario realizar cálculos en análisis unidimensionales de flujo y bidimensionales cálculos de flujo no estacionario.

El modelo HEC–RAS requiere la introducción de la geometría de las secciones transversales (estas pueden estar exportadas a partir de la herramienta CIVIL 3D). La resistencia al flujo se modela, mediante el coeficiente “n” de Manning, el cual se puede ser variado a lo ancho de la sección transversal y a lo largo del tramo analizado. El modelo también requiere de la fijación de condiciones de frontera, las cuales se pueden especificar como condiciones de profundidad crítica o profundidad normal.

2.5.1. Consideraciones para el diseño

Topografía

El levantamiento topográfico que se requiere debe abarcar el tramo donde se encuentra ubicado el puente. Las secciones transversales del cruce aguas arriba y aguas abajo del puente. Estas secciones transversales se ubicarán a una distancia del puente aproximadamente igual a una vez su longitud total o donde se estime que el puente no interfiere más sobre el flujo tanto hacia aguas arriba como aguas abajo.

Muestreo y características del lecho

El objetivo del muestreo y caracterización del material del lecho es la determinación del tamaño representativo de todo el espectro de tamaños presentes en el. El muestreo de material del cauce deberá ser representativo, para determinar su gravedad específica y análisis granulométrico. Las muestras del material del cauce deben ser tomados al menos en cuatro puntos, dos en el eje del puente y a $0.5B$ y B metros aguas arriba, donde B es el ancho promedio del río, será el tamaño utilizado para el cálculo de la socavación en cauces naturales usualmente es el $D50$ de toda la distribución granulométrica, comúnmente considerado como el diámetro representativo de toda la distribución.

2.5.2. Parámetros hidráulicos del diseño de un puente

Perfil del flujo

El Perfil del flujo permitirá obtener el nivel alcanzado por el agua para el caudal de diseño. El cálculo del perfil de flujo deberá incluir la presencia del puente proyectado, debido a que cuando el flujo interactúa con la estructura se produce una sobrelevación del nivel de agua a la entrada del puente y una depresión del nivel del agua en la salida, este comportamiento es normal ya que el agua debe ganar energía potencial a fin de que pueda atravesar por la sección contraída. Una vez conocidos los niveles de agua, el especialista puede establecer la altura mínima que ofrecerá el puente.

En general existen tres modelos para calcular la superficie del perfil del agua, estos pueden ser solucionados por la ecuación de la energía utilizando promedios estándares. Sin embargo, una de las diferencias entre estos modelos es como calculan la superficie del perfil del agua a través de un puente. A continuación, se da una descripción de las características hidráulicas para cada uno de los tres modelos existentes siguientes.

La rutina de cálculo del puente de HEC-RAS utiliza cuatro secciones transversales definidas por el usuario en los cálculos de las pérdidas de energía debidas a la estructura. Una vista en planta del diseño básico de la sección transversal se muestra en la figura.

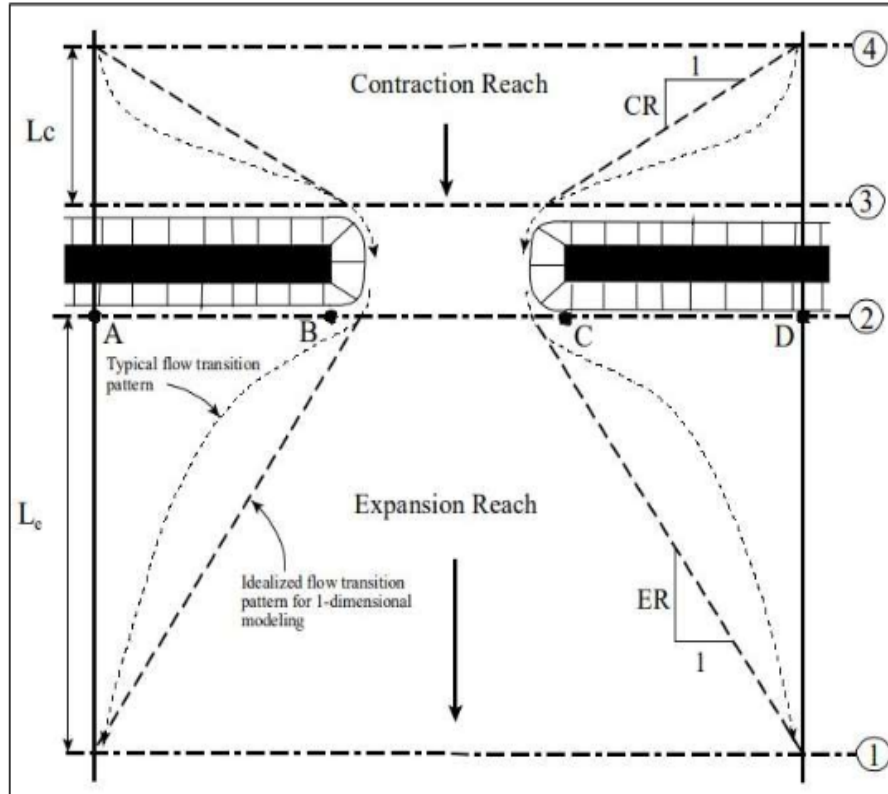


Ilustración 11: Secciones Transversales en un Puente
Fuente: US Army of Engineering Corps, Fig 5-1, 2016.

Sección transversal 1-1

Esta se encuentra localizada suficientemente aguas abajo de la estructura, de tal manera que el flujo no se ve afectado por la estructura es decir donde el flujo está completamente expandido. Esta distancia (la longitud de expansión del río, L_e) variara dependiendo de la forma de contracción, sobre el grado de contracción, sobre la magnitud del flujo y la velocidad del flujo.

Longitud de expansión

Representa la distancia entre el extremo de aguas abajo del puente y la sección transversal se determina mediante la siguiente ecuación:

$$L_e = RE * L_{obs}$$

Donde:

L_e : Longitud de expansión (m)

RE: Razón de expansión, se obtiene de la siguiente tabla:

		nob/nc = 1	nob/nc = 2	nob/nc = 4
b/B = 0.10	S = 1 ft/mile	1.4 – 3.6	1.3 – 3.0	1.2 – 2.1
	5 ft/mile	1.0 – 2.5	0.8 – 2.0	0.8 – 2.0
	10 ft/mile	1.0 – 2.2	0.8 – 2.0	0.8 – 2.0
b/B = 0.25	1 ft/mile	1.6 – 3.0	1.4 – 2.5	1.2 – 2.0
	5 ft/mile	1.5 – 2.5	1.3 – 2.0	1.3 – 2.0
	10 ft/mile	1.5 – 2.0	1.3 – 2.0	1.3 – 2.0
b/B = 0.50	1 ft/mile	1.4 – 2.6	1.3 – 1.9	1.2 – 1.4
	5 ft/mile	1.3 – 2.1	1.2 – 1.6	1.0 – 1.4
	10 ft/mile	1.3 – 2.0	1.2 – 1.5	1.0 – 1.4

Tabla 12: Razones de expansión

Donde:

Nob: Valor de Manning para la planicie de inundación

Nc: Valor de Manning para el canal principal

b: Ancho de la apertura del puente

B: Ancho total de la zona inundada

S: Pendiente S pie /milla

So: Pendiente de fondo de cauce

Lobs: Longitud promedio de obstrucción lateral de la obra. Se calcula con la siguiente ecuación.

$$Lobs = \frac{\bar{AB} + CD}{2}$$

Segunda sección transversal (2-2)

Se encuentra localizada a una distancia corta aguas abajo del puente (comúnmente situado en el extremo inferior del talud de la carretera). Esta sección transversal debe representar el suelo natural (canal principal y llanura aluvial) justo abajo del puente.

Esta sección se encuentra situada normalmente cerca de la punta del terraplén de la carretera corriente abajo. Incluso si el puente no tiene talud, debe colocarse lo suficientemente cerca de la cara aguas abajo del puente para permitir la

distancia suficiente para la misma expansión del flujo debido a las pilas, o el flujo presurizado que sale del puente.

Tercera sección transversal (4-4)

Es una sección transversal aguas arriba donde las líneas de flujo son paralelas y la sección transversal exhibe un flujo efectivo. En general las contracciones de flujo ocurren a una distancia menor que las expansiones de flujo. La distancia entre la sección transversal 3 y 4 se denomina longitud de contracción (L_c).

Las rutinas de puente en HEC –RAS permiten analizar modelos de un puente con varios métodos diferentes sin cambiar la geometría del puente. Las rutinas de un puente tienen la capacidad de modelar flujo bajo (clase A, B y C), flujo alto y flujo de vertedero (con ajuste para sumergir en el vertedero) flujo a presión (ecuaciones de orificio y compuerta).

Flujo bajo

El Flujo bajo existe cuando el flujo bajo que atraviesa la abertura del puente trabaja como un canal es decir la altura de la superficie del agua es más baja que el punto más alto de la cuerda inferior del puente. Para los cálculos de flujos bajos el programa utiliza en primer lugar la ecuación de momento para identificar qué clase de flujo es.

Clase A

Existe cuando la superficie del agua a través del puente es completamente subcrítico (es decir se encuentra por encima de la profundidad crítica) las pérdidas por energía mediante la expansión (de la sección 2 -1) son calculadas como pérdidas por fricción y pérdidas por expansión.

Clase B

Existe cuando el perfil es subcrítico o supercrítico. Para cualquiera de los perfiles el flujo clase B ocurre cuando el perfil pasa a través de la profundidad crítica donde el puente se contrae.

Para perfiles subcrítico, la ecuación de momento o la ecuación de energía pueden ser utilizadas para calcular la superficie del agua, aguas arriba (sección 3 figura

2) encima de la profundidad crítica y la superficie de agua, aguas abajo (sección 2) por debajo de la profundidad crítica.

Para perfiles supercríticos, el puente actúa como control y es el causante que aguas arriba la elevación de la superficie de agua este por encima de la profundidad crítica. El momento o la energía pueden ser usados para calcular la superficie de agua, aguas arriba por encima de la profundidad crítica y aguas abajo la superficie de agua por debajo de la profundidad crítica.

Cuando se ha encontrado que el flujo clase B existe, el usuario debería correr el programa HEC-RAS, en un modo de régimen de flujo mixto. El régimen de flujo mixto es capaz de calcular el perfil subcrítico aguas arribas del puente y supercrítico aguas abajo de puente. También puede localizar cualquier salto hidráulico si existe.

Clase C

El flujo clase C existe cuando la superficie del agua a través de puente es completamente supercrítica. El programa puede usar ya sea la ecuación de la energía o la ecuación de momento para calcular la superficie del agua a través del puente para esta clase de flujo.

2.6. Hidráulica de puentes

2.6.1. Puentes

Son estructuras más grandes en el drenaje de una carretera (drenaje mayor), los que, al atravesar grandes corrientes, motivan diseños especiales para cada caso, los claros de estas estructuras están en función del caudal máximo en correspondencia de una crecida esperada que ocurra una vez en determinado tiempo de ocurrencia. Generalmente, los caudales picos para puentes grandes se estiman utilizando datos pluviométricos que representan un período de retorno de 100 años, considerando razonable un período de 50 años para puentes pequeños (o alcantarillas grandes).

Con la actual desestabilización de muchas cuencas en áreas remotas y la falta de datos de confianza, se recomienda el análisis de un período de retorno de 100 años para cualquier puente con un claro mayor a los 20 metros.

Los puentes son las estructuras mayores que forman parte del drenaje transversal de la carretera y permiten salvar o cruzar un obstáculo natural, en el cual puede ser el curso de un cauce o río. Es importante tener en cuenta que el tramo no será estable si no lo es el tramo fluvial comprendido. El río es por naturaleza esencialmente móvil y cambiante.

Borde Libre (BL)

El borde libre, se define como el espacio libre entre el nivel máximo del flujo de crecida y el nivel inferior del tablero del puente proyectado.

El objetivo del borde libre, es dejar pasar las fluctuaciones de flujo cuando la corriente interactúa con la estructura proyectada producto de la sobrelevación del flujo, por efectos de remanso, transporte de materiales flotantes como ramas, troncos e incluso árboles y otros materiales flotantes que transporta la corriente.

En nuestro país, la variación de las condiciones geográficas y la actividad humana sobre las cuencas hacen que los cursos naturales además de descargas líquidas también se produzcan transporte de sólidos de fondo (material de acarreo), transportes en suspensión y en flotación como ramas y hasta árboles.

Es muy común que en los ríos de nuestro país haya abundante transporte de sólidos debido al carácter torrencioso de los mismos, con manifestada erosión de los suelos en las partes altas de las cuencas por actividad humana, muchas veces muy alejadas de los principios del uso racional de los recursos naturales.

Por tanto, el diseño de los puentes exige la consideración de un borde libre conveniente para dar paso no sólo al flujo (líquido y sólido) sino también a los materiales flotantes.

En la etapa de diseño de puentes, se recomienda lo siguiente:

- Cuando existe evidencia que la corriente transporta material sólido, troncos, u otros objetos voluminosos, el borde libre mínimo asociado al

nivel de aguas máximas deberá ser, 2.5 m.

- En el caso que la corriente sea relativamente limpia, se considerará un borde libre de 2.0 m por encima del nivel de aguas máximas extraordinarias.
- En el caso de ríos navegables, la altura del borde libre se sujetará a lo establecido a normas nacionales e internacionales de navegación

Tamaño de la partícula

La caracterización granulométrica del lecho del cauce se obtiene practicando calicatas en dos capas de 0.50 m cada una. Las partículas de sedimentos encontrados en cauces naturales varían desde tamaños coloidales hasta rocas con varios metros de diámetros. Diámetros característicos muy usados en hidráulica fluvial que se obtienen de una curva granulométrica son: **D₁₆, D₅₀, D₈₄, D₉₀, D₉₅, D_m**.

D_n-diámetro tal que el n por ciento de la muestra en peso tiene partículas menores que D_n.

Para el estudio hidráulico de puentes es importante conocer las partes más comunes de los puentes entre ellos tenemos: El tablero el cual es la superestructura por donde circulan los vehículos, e incluye las vigas. Los pilares los cuales son las columnas verticales que transmiten las cargas del tablero y su peso propio al suelo. Los pilares incluyen las obras de cimentación que pueden ser superficiales (zapatas) ó profundas (pilotes.). Y los estribos esto son los que sirven de apoyo a ambos extremos del tablero.

2.6.2. Definición de puente mínimo en Nicaragua

Es un hecho a tomar en cuenta que muchos puentes en Nicaragua se construyen a base de tubos, o alcantarillas, circulares o rectangulares, dentro de las cuales han sido calificadas las llamadas "cajas puentes". Una alcantarilla de varias hiladas puede tener una longitud mayor de 6 metros.

A partir del año 2001, en base a la información recopilada, en el sistema de administración de puentes se definió como estructura de drenaje mayor o puente:

Toda obra de paso que soporta sobre el lecho del cauce que cruza, todo el peso de por lo menos el vehículo de carga más pequeño normalmente usado.

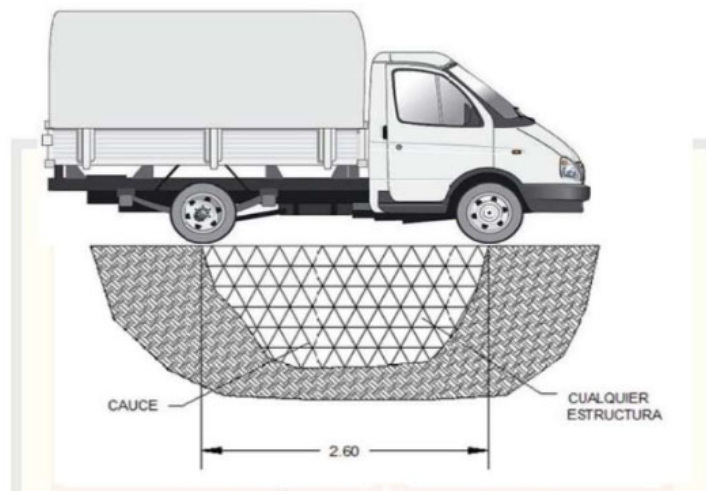


Ilustración 12: Vehículo que define una obra de paso

Este vehículo mide 2.60m entre sus ejes. Por lo tanto, las estructuras que tienen una longitud mayor a 2.60m sobre el eje de la carretera, se incluyen en el sistema de administración de puentes.

2.7. Análisis de socavación

Es un fenómeno natural causado por la acción de la erosión del agua que fluye en los cauces de ríos y canales. La socavación local es la eliminación de los sedimentos alrededor de los elementos estructurales que se encuentran en el flujo del agua. Esto significa el descenso del nivel del lecho del río por la erosión del agua, de tal manera que hay una tendencia para exponer la cimentación de los puentes como resultado de la acción erosiva de las corrientes de agua, a medida que la erosión progresa continuamente, socava los cimientos de la estructura originando el colapso de esta.

El cálculo de la socavación local en pilas de puentes es de significativa importancia debido a que la mayoría de las fallas de puentes del mundo es debido a la socavación local. El colapso de estas estructuras no solo implica pérdidas económicas, si no también vidas humanas.

La socavación provocada por un puente es una socavación potencial y tiene un carácter estimativo.

Los dos tipos de socavación que actúan en un puente son:

- Erosión en la sección del puente y sus inmediaciones, debida al estrechamiento causado por el puente. Esta erosión tiene incidencia en el cálculo de la sobreelevación, reduciendo la magnitud de ésta.
- Erosión local en las pilas, estribos y otros elementos mojados o rodeados por la corriente. Este tipo de erosión no tendrá incidencia en el cálculo de la sobreelevación por ser está muy localizada en el contorno de las pilas y no cambiar el área obstruida.

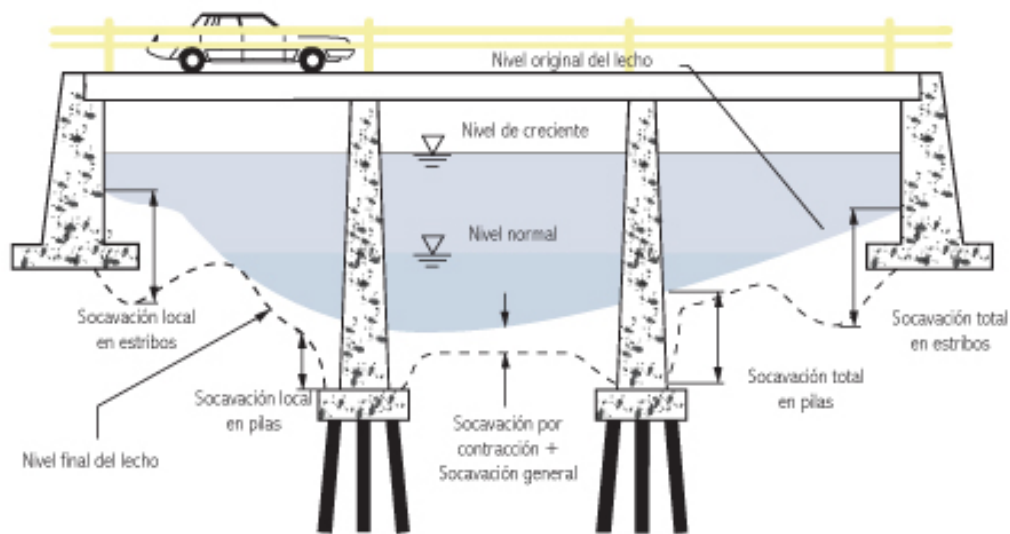


Ilustración 13 Tipos de socavación que pueden ocurrir en un puente

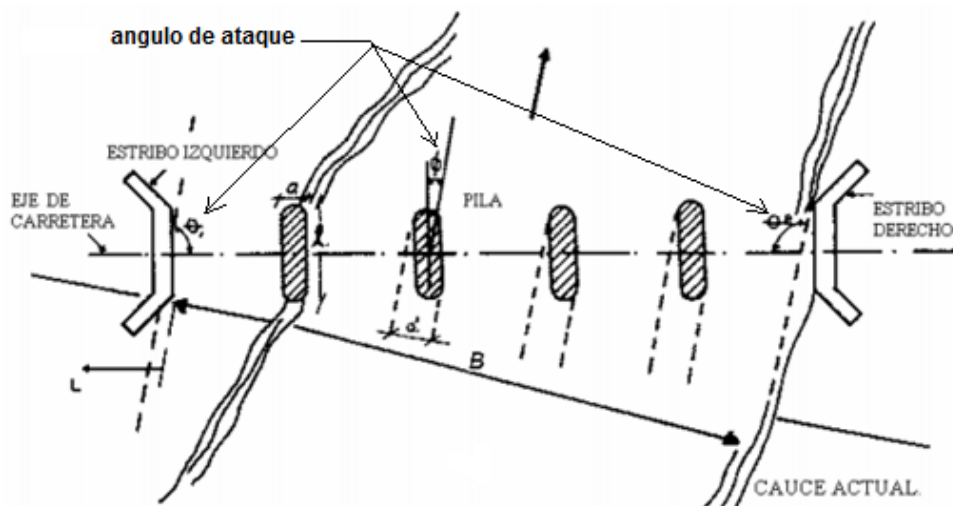


Ilustración 14 Cálculo de la socavación vista en planta

2.7.1. Socavación en contracción

Se entiende por socavación en estrechamientos o contracciones la que se produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción de área hidráulica en su cauce. El efecto es muy importante en puentes, donde por lo común y por razones de economía suelen ocurrir las mencionadas reducciones, si bien puede presentarse en otros lugares del curso del río, en que un estrechamiento más o menos brusco tenga lugar.

Existen diversos métodos para la estimación de la socavación local ocasionada tanto en los estribos del puente como en las pilas, si este la posee. El Software HEC-RAS realiza los cálculos de socavación de manera automática, con solo conocer el D50 para los estribos y el D95 para las pilas. Los métodos que este programa utiliza son: método de Hire, método de Froehlich y el método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU por sus siglas en inglés). Este último se aplica para calcular la socavación local que se produce en las pilas

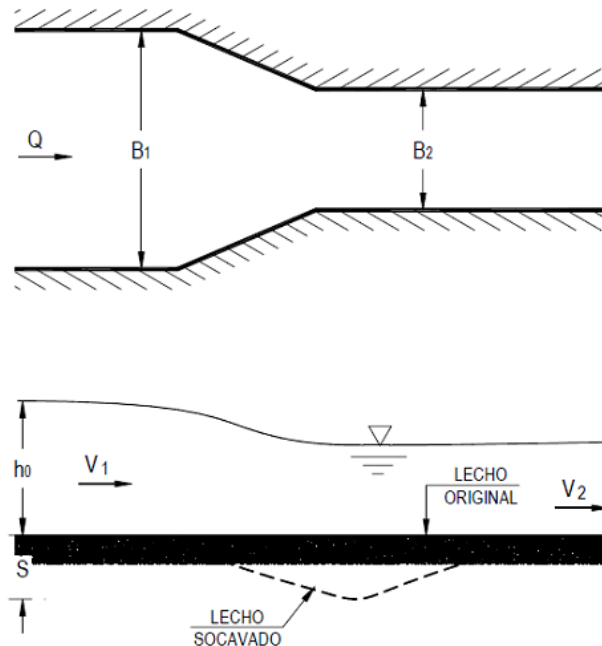


Ilustración 15 Cálculo de la socavación vista en planta y perfil

2.7.2. Método de Laursen

Considera los casos de socavación en lecho móvil o en agua clara. Es el método más usado en los Estados Unidos de América, (HEC-18, 1993, 1995). Los casos de contracción pueden ser de socavación en lecho móvil o en agua clara dependiendo de si hay o no transporte de sedimentos desde aguas arriba, por lo que hay que comparar la velocidad media del flujo con la velocidad crítica para transporte de sedimentos.

Si es lecho móvil, debe saberse si el material es lavado a través de la abertura del puente, para lo cual se calcula la relación entre la velocidad cortante y la velocidad de caída de la partícula con tamaño. Si esta relación es mayor que $V^*/w > 3$, quiere decir que el material transportado desde aguas arriba es principalmente carga de lecho en suspensión y se va a lavar en la contracción por lo que no hay reposición de sedimentos en la zona del puente (socavación en agua clara).

Si el estribo está alejado una pequeña distancia del borde del cauce principal, por ejemplo, menos de entre 3 y 5 veces la profundidad del flujo en el puente, existe la posibilidad de que la ladera sea destruida por efectos combinados de la socavación por contracción y local en el estribo, o a causa del método constructivo. De ser así, debe evaluarse la posibilidad de diseñar medidas de protección, como diques encauzadores y/o protección de laderas y lecho con enrocados.

2.7.3. Socavación por contracción en lecho móvil

La ecuación asume que el material del lecho es transportado en la sección aguas arriba del puente.

$$\frac{H_s}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{\frac{7}{6}} \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{k_1} \quad y \quad D_s = H_s - h_2$$

Dónde: h_2 - profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la sección contraída del puente antes de la socavación (m). Puede usarse h_1 en cauces arenosos con lecho móvil, caso en el que el hueco de socavación es rellenado por sedimentos (m), Q_1 - caudal en la sección aguas arriba del cauce principal y

laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas o bancas del río con agua clara (m³/s), Q₂ - caudal en la sección contraída del puente y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas o bancas del río con agua clara (m³/s), k₁ - exponente función del modo de transporte del sedimento, de la velocidad cortante aguas arriba del puente y de la velocidad de caída del material del lecho, V* - velocidad de cortante en la sección aguas arriba (m/s), w-velocidad de caída para D₅₀ (m/s), ver fig. 3.2.a).

Tabla de valores de coeficiente k₁. HEC-18. 1993		
V*/w	K₁	Modo de transporte del sedimento de lecho
<0.50	0.59	Mucho del material en contacto con el lecho
0.50-2.0	0.64	Algo de material de lecho suspendido
>2.0	0.69	Mucho material del lecho suspendido

Tabla 13 Tabla de Valores de Coeficiente Hec -18 1993

Los anchos B₁ y B₂ no son siempre fáciles de definir. En algunos casos se acepta tomar el ancho de la superficie libre del agua o el ancho del fondo descontando el ancho de las pilas. Debe guardarse siempre consistencia cualquiera que sea el ancho que se use.

2.7.4. Socavación local en pilas

Para poder analizar el problema de la socavación en pilas de puentes, es necesario tener en cuenta las variables que influyen en el problema. Se ha demostrado que la profundidad máxima de socavación, ds depende de los siguientes factores:

2.7.5. Ancho de la pila

A medida que el ancho de la pila (a) aumenta, la profundidad de socavación aumenta ya que también se aumenta el tamaño del vórtice de herradura asociado con el proceso de socavación. Algunas investigaciones indican que en pilas muy anchas se inhibe la formación de los vórtices de herradura y solo se presentan vórtices de estela, por lo tanto, han propuesto soluciones como que las profundidades de socavación en pilas circulares, según B.W. Melville

$$1.4 \leq \frac{d_s}{a} \leq 2.4$$

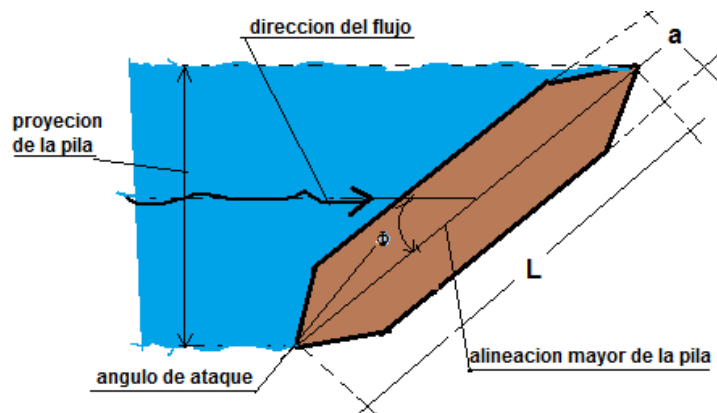
En conclusión, se sugiere preliminarmente que $\frac{d_s}{a} = 2.4$ para número de Froude menores que 0.8 y $\frac{d_s}{a} = 3.0$ para números de Froude mayores que 3.0.

2.7.6. Longitud de la pila

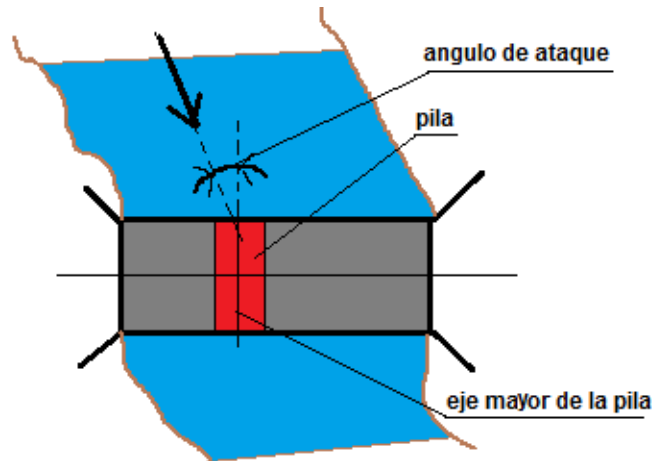
No tiene efecto apreciable en las profundidades de socavación si las pilas están alineadas con el flujo, pero el efecto es considerable se están sesgadas.

2.7.7. Ángulo de ataque del flujo

El efecto del ángulo de ataque ϕ 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 este aumenta rápidamente con el ángulo de ataque 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 des aguas arriba hasta aguas abajo.



El ángulo de ataque debe de analizarse para flujos bajos y altos y chequearse la socavación para ambas condiciones. De forma análoga se debe hacerse para los estribos del puente.



2.7.8. Profundidad del agua

Se ha demostrado 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 con la profundidad del flujo. Se considera para efectos prácticos que la profundidad de socavación se independiza de la profundidad del flujo cuando $h/a > 3.0$. Los estudios sobre ésta dan énfasis a la relación (d_s/a) y han determinado que la profundidad máxima de socavación es:

$$\frac{d_s}{a} = 2.4 \rightarrow \text{si } \frac{h}{a} > 1.2$$

$$\frac{d_s}{a} = 2h \rightarrow \text{si } \frac{h}{a} \leq 1.2$$

2.7.9. Forma de la pila

Las pilas de un puente tienen formas muy variadas con efectos diferentes sobre los parámetros de socavación. El efecto de la forma de la pila se hace insignificante para ángulos mayores que 5° según HEC-18 o 10° - 15° según Melville.

2.7.10. Material del lecho

La caracterización del material del lecho, tal como el tamaño y cohesión son factores importantes que limitan la socavación local en pilas. La profundidad de socavación en agua clara no depende del tamaño del sedimento si $\frac{a}{D_{50}} > (20 - 25)$. En estudio realizados, el tamaño del sedimento no influye en los resultados

de socavación si $\frac{a}{D_{50}} > 50$, o sea que, entre más bajo sea el valor de la relación $\frac{a}{D_{50}}$ menor es la profundidad de socavación.

2.8. Métodos de cálculo de socavación en pilas

2.8.1. Método de la universidad estatal de colorado (CSU)

Existe una ecuación desarrollada por la Universidad Estatal de Colorado (CSU) para el cálculo de la socavación local en pilas tanto en agua clara como en lecho móvil. Esta ecuación fue desarrollada con base en análisis dimensional de los parámetros que afectan la socavación y análisis de datos de laboratorio. Es el método más usado en los Estados Unidos de América (HEC-18, 1993, 1995) y es una de las dos que usa el programa HEC-RAS (1998).

$$\frac{d_s}{h} = 2.0 K_f K_\phi K_a \left(\frac{a}{h}\right)^{0.65} F_r^{0.43}$$

Dónde: d_s - profundidad de socavación local [m], h = profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila [m], K_f - factor de corrección que tiene en cuenta la forma de la pila (Tabla 3.8), K_ϕ - factor de corrección que tiene en cuenta el ángulo de ataque del flujo (Tabla 3.9 o ecuación 3.69), K_c - factor de corrección por la forma del lecho (Tabla 3.10) Usualmente igual a 1.1, K_a - factor de corrección por acorazamiento del sedimento del lecho (Ecuación 3.70 y Tabla 3.11). Este factor fue introducido en la versión corregida de HEC-18 (1993) publicada en 1995, a - ancho de la pila [m], l - longitud de la pila [m], F_r - número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila $F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}}$, V - velocidad media del flujo directamente aguas arriba de la pila.

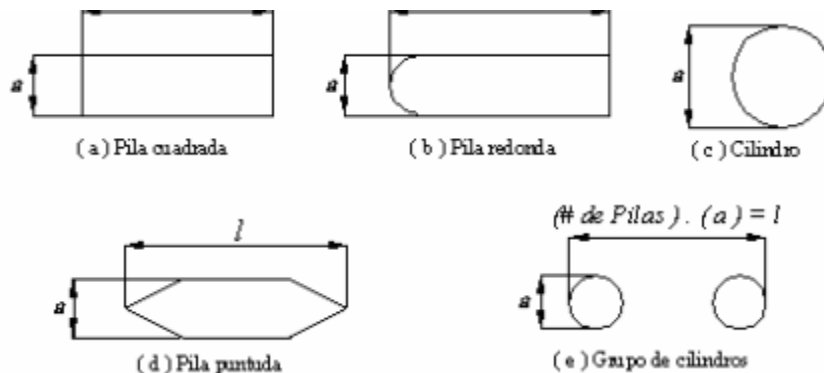


Ilustración 16 Formas Típicas de Pilas Hec 18

Forma de la pila	K_f
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redonda	1.0
Cilíndrica	1.0
Punta aguda	0.9
Grupo de cilindros	1.0

Tabla 14 Factor de Corrección para la forma de la Pila K_f Método CSU Hec - 18 1993

El factor de corrección K_f se determina usando la tabla anterior cuando el ángulo de ataque es menor que 5° . En otro caso, K_ϕ domina para ángulos mayores por lo que K_f debe ser tomado igual que 1.0.

K_f debe usarse solamente cuando las condiciones del flujo influyen sobre toda la longitud de la pila pues el factor de corrección podría ser menor en otros casos.

Ángulo de ataque	$l/a = 4$	$l/a = 8$	$l/a = 12$
0°	1.0	1.00	1.0
15°	1.5	2.00	2.5
30°	2.0	2.75	3.5
45°	2.3	3.30	4.3
90°	2.5	3.90	5.0

Tabla 15 : Factor de Corrección por el Angulo de ataque del Flujo Método CSU

Si l/a es mayor que 12, se usan los valores correspondientes a $l/a = 12$ Como máximos.

$$K_\phi = \left(\cos \phi + \frac{l}{a} \sin \phi \right)^{0.65}$$

Condición del lecho	Altura de la duna H [pies]	K_c
Socavación en agua clara	N/A	1.1
Lecho plano y antidunas	N/A	1.1
Dunas pequeñas	$2 < H < 10$	1.1
Dunas mediana	$10 < H < 30$	1.1 a 1.2
Dunas grandes	$H > 30$	1.3

Tabla 16: Factor de Corrección por la Forma del Lecho Método CSU

Se recomienda usar un valor de K_c de 1.1 considerando que el lecho tiende a ser plano durante crecientes.

El factor de corrección K_a disminuye la profundidad de socavación por acorazamiento del hueco de socavación para materiales del lecho con D_{50} mayor o igual que 2 mm o D_{95} mayor o igual que 20 mm ($D_{50} \geq 0.002$ m o $D_{95} \geq 0.02$ m).

$D_{50} < 2$ mm o $D_{95} < 20$ mm	$K_a = 1.0$
$D_{50} \geq 2$ mm y $D_{95} \geq 20$ mm	$K_a = 0.4(V_R)^{0.15}$

Tabla 17: Criterios para adoptar K_a HEC -18 2001

Valores limitantes de K_a y del tamaño del material del lecho. HEC-18 (1995)			
Factor	Tamaño mínimo del material del lecho	Valor mínimo de K_a	$V_R > 1$
K_a	$D_{50} \geq 0.06$ mm	0.7	1.0

Resultados de investigaciones hechas en CSU para FHWA mostraron que cuando la velocidad de aproximación del flujo es menor que la velocidad crítica (V_{c90}) del tamaño D_{90} y el material del lecho es bien graduado, este tamaño D_{90} limita la profundidad de socavación.

$$K_a = [1 - 0.89(1 - V_R)^2]^{0.5}$$

$$V_R = \left[\frac{V_I - V_i}{V_{c90} - V_i} \right]$$

$$V_i = 0.645 \left(\frac{D_{50}}{a} \right) V_{c50}$$

Dónde: V_R -radio de velocidad (m/s), V_I -velocidad de aproximación (m/s), V_i -velocidad de aproximación cuando las partículas en la pila se empiezan a moverse (m/s), V_{c90} -velocidad crítica para el tamaño D_{90} del material del lecho (m/s), V_{c50} -velocidad crítica para el tamaño D_{50} del material del lecho (m/s), a - ancho de la pila (m).

$$V_c = 6.19h^{1/6}D_c^{1/3}$$

Dónde: D_c -tamaño de la partícula crítica para el cálculo de la velocidad crítica (m). El valor mínimo de K_a es 0.4.

Para el caso de cimentaciones expuestas al flujo después de la cimentación, HEC -18 (1993) recomienda que se siga el procedimiento para este caso.

2.8.2. Método de Froehlich (1991)

Una ecuación usada por HEC-RAS (1998) como una alternativa del método de CSU, es:

$$d_s = 0.32K_f(a'')^{0.62}h^{0.47}F_r^{0.22}D_{50}^{-0.09} + a$$

Dónde: d_s - profundidad de socavación local [m], h = profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila [m], K_f - factor de corrección que tiene en cuenta la forma de la pila (Tabla 3.7), a - ancho de la pila, adicionada como factor de seguridad [m], F_r - número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila, a'' -ancho proyectado de la pila con relación al ángulo de ataque del flujo (m), D_{50} -diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m).

Forma de la pila	K_f
Punta cuadrada	1.3
Pila con punta circular	1.0
Pila con punta aguda o triangular	0.7

Tabla 18: Factor de corrección K_f

Para pilas con punta circular alineadas con el flujo se tiene:

$$d_s \leq 2.4 a \quad \text{para} \quad F_r \leq 0.8$$
$$d_s \leq 3.0 a \quad \text{para} \quad F_r > 0.8$$

Si la profundidad de socavación se analiza para un caso particular, Froehlich sugiere que no se adicione el factor de seguridad al final de la ecuación. El programa HEC-RAS (1998) siempre adiciona este factor de seguridad.

2.9. Socavación local en estribos

La socavación local se produce en los estribos que obstruyen el paso del agua, esta obstrucción produce un vórtice de eje horizontal que empieza en la parte de aguas arribas 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 a los vórtices de estela más débiles que se forman aguas abajo. El caso de la socavación en estribos requiere todavía de más estudio pues carece de soluciones confiables y completas, según Melville, B.W.

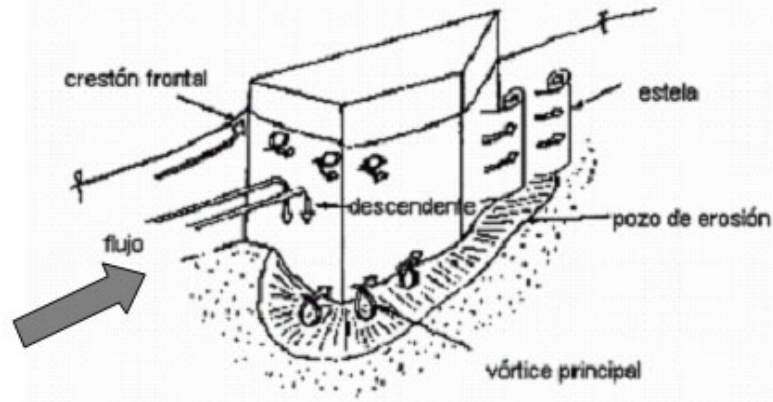


Ilustración 17 : Sistema de Vórtices durante la erosión en un Estribo

2.9.1. Factores que afectan la socavación en estribos

En general, los métodos de cálculo de profundidades de socavación en estribos consideran cauces aluviales y tienen como factores más importantes: longitud del estribo que se opone al paso del agua, forma del estribo, ángulo de ataque del flujo sobre el estribo y la profundidad y velocidad el flujo.

2.9.2. Longitud del estribo y profundidad del flujo

Según B.W. Melville clasifica los estribos en largos y cortos según su longitud sea mayor que 25 veces la profundidad del agua, o menor que 1 vez esta profundidad, respectivamente.

2.9.3. Forma del estribo

Diferentes formas de estribos desvían el flujo de agua de distinta manera; las formas que se adapten mejor al flujo crean menos perturbaciones y por lo tanto ocasionan menos profundidades de socavación. Estribos con pared inclinada hacia el cauce y con aletones son los que tienen mejor comportamiento.

2.9.4. Angulo de ataque del flujo

La profundidad de socavación aumenta con el aumento del ángulo de ataque del flujo sobre el estribo. Estribos que apuntan hacia aguas arriba producen mayores profundidades de socavación, por el contrario, la profundidad de socavación disminuye cuando los estribos apuntan hacia aguas abajo. El ángulo de ataque debe de chequearse tanto para flujos bajos como para flujos altos.

Si los estribos están contruidos en forma paralela los ángulos de ataque son complementarios y la suma es igual a 180°.

2.10. Métodos de cálculo de socavación en estribos

Algunos métodos existen para la determinación de la socavación local en estribos: Liu, Chang y Skinner, Laursen, Artamonov, Froehlich, HIRE y Melville. Sin embargo, la incertidumbre existente con relación a la aplicabilidad y a los resultados de las ecuaciones es mayor que para pilas

2.10.1. Protección frente a la socavación

El enrocado es el tipo más común de contra medida debido a su disponibilidad general, facilidad de instalación y costos relativamente bajos. Este consiste en una capa o revestimiento de roca vertido o colocado a mano en el canal y estructura con el fin de limitar los efectos de erosión.

Existen muchos métodos para calcular el tamaño de las piedras a emplear y cualquiera de los existentes, dan resultados que varían dentro de rangos bastante amplios. Para aquellos casos en que el enrocado encontrado en la zona no reúna los requisitos de tamaño y peso, debe usarse mortero de pega tomándose las precauciones necesarias para permitir el drenaje a través de él y evitar que fuerzas de subpresión levanten el revestimiento. Otra posibilidad, es el uso de materiales prefabricados.

2.10.2. Método modificado de Isbash

La fórmula modificada de Isbash toma en cuenta los taludes del canal o de la orilla del cauce natural. Con ella se obtiene resultados que están de acuerdo con la experiencia. Fue recomendada para el diseño de enrocados por el Comité de Trabajo de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE).

$$W = \frac{0.0232GpV^6}{(Gp - 1)^3 \cos^3 \phi}$$

Donde:

W: Peso de las piedras de diámetro medio (D50) (kg)

Gp: Gravedad específica de las piedras, usualmente = 2.65

Φ: Angulo que forma el talud del revestimiento con la horizontal (grados)

V: Velocidad del flujo en el lecho (m /s)

2.10.3. Método del "Bureau de Reclamación"

El "Bureau de Reclamación" de los Estados Unidos efectuó en su laboratorio de hidráulica sobre arenas, gravas y piedra seleccionadas, con tamaños hasta de 2 1/2" en la dimensión máxima. Los resultados obtenidos de estos experimentos concuerdan con los resultados de otros investigadores y las observaciones de campo sobre enrocados hasta de 18". Se ajustan bastante bien a la curva que los representa y que está dada por la siguiente ecuación:

$$D_{100} = \frac{0.0668V^2}{G_p - 1}$$

Donde

D₁₀₀: Diámetro del enrocado para el cual el 100% del material por peso es más fino (m)

V: Velocidad del flujo en el lecho (m/s)

G_p: Gravedad específica de las piedras, usualmente =2.65

La ecuación anterior se aplica especialmente para determinar el tamaño mínimo que deben tener las piedras para resistir la velocidad del flujo en enrocados colocados aguas abajo de pozos de quietamiento.

Una vez que se establece el tamaño del diseño, se puede seleccionar una clase de gradación estándar, si los criterios de diseño y las consideraciones económicas lo permiten. A continuación, se presentan las gradaciones estándar recomendadas por el Federal Highway Administration's Hydraulic Engineering:

Clase nominal del enrocado por partícula mediana Diámetro		D ₁₅		D ₅₀		D ₈₅		D ₁₀₀
		Min	Max	Min	Max	Min	Max	Max
I	6in	3.7	5.2	5.7	6.9	7.8	9.2	12
II	9in	5.5	7.8	8.5	10.5	11.5	14	18
III	12in	7.3	10.5	11.5	14	15.5	18.5	24
IV	15in	9.2	13	14.5	17.5	19.5	23	30
V	18in	11	15.5	17	20.5	23.5	27.5	36
VI	21in	13	18.5	20	24	27.5	32.5	42
VII	24in	14.5	21	23	27.5	31	37	48
VIII	30in	18.5	26	28.5	34.5	39	46	60
IX	36in	22	31.5	34	41.5	47	55.5	72
X	42in	25.5	36.5	40	48.5	54.5	64.5	84

Tabla 19: Tamaños de partículas permitidos mínimo y máximo en pulgadas

El pie del enrocado debe extenderse desde la punta del estribo hacia el canal del puente una distancia igual al doble de la profundidad del flujo en el área del banco cerca del terraplén, pero no debe exceder los 25 pies (7.5m).

En estribos de pared inclinada el enrocado debe cubrir al estribo hasta 0.6metros sobre la máxima profundidad del flujo para el caudal de diseño.

El espesor del enrocado no debe ser menor de 1.5 veces el D50, ni menor que el D100, adicionalmente el espesor del enrocado debe incrementarse en 50% si es que el mismo es colocado bajo agua para considerar la incertidumbre creada por las condiciones en que fue colocado.

CAPITULO 3. DISEÑO METODOLÓGICO

Para la elaboración de esta investigación monográfica se debe contar primeramente con toda la documentación necesaria que requiere este estudio. Por lo tanto, surge la necesidad de recopilar información bibliográfica de documentos anteriormente elaborados por diversos autores, que hayan sido propiamente dirigidos a la cuenca de interés o bibliografía en donde se aborden aspectos similares a los que se afrontaron en esta investigación monográfica. Las fuentes oficiales en nuestro país, que se cuentan para llevar a cabo esta investigación, son el MTI e INETER.

Organización de la información recopilada

Como ya se ha mencionado con anterioridad, la finalidad de esta investigación radica, en realizar la revisión del estudio Hidrotécnico del Puente Likus, ubicado en la Región Autónoma Norte, por lo que la selección y análisis de la información existente requieren una observación juiciosa, con el fin de elaborar la metodología más acertada de trabajo.

Exploración de estudios previos

La primera fase consistió en verificar la información actual disponible, es decir que investigaciones de naturaleza similar se han llevado a cabo, en qué fecha fueron publicados y sus resultados derivados. Por lo tanto, el Puente Likus, no posee antecedentes de estudios realizados anteriormente.

Obtención de la información

La información topográfica se adquirió de la Empresa TEC SA, y se procesó mediante el Software Civil 3D 2018, Los mapas topográficos están en escala y en formato digital. Los cuadrantes que utilizamos en esta investigación son, ubicados en las coordenadas respectivamente

Procesamientos con sistemas de información geográfica

Este acápite se resume desde la delimitación de la cuenca, hasta la preparación de todos los elementos hidrológicos que integran la cuenca que tiene incidencia en el tramo de estudio que se valorara como punto de cierre.

3.1. Delimitación de la cuenca mediante el software ArcGIS

La delimitación de la cuenca es el primer paso para la realización de este estudio. Para poder delimitar la cuenca, es indispensable tener un modelo de Elevación Digital (DEM, por sus siglas en inglés) el cual se descargó de la página NASA Earth Data, este es un archivo de tipo Raster que posee la información de la superficie de la tierra en el área seleccionada. Con este archivo se logró delimitar la cuenca y obtener sus propiedades morfológicas con el uso del software ArcGIS.

3.1.1. Delimitación de la cuenca del río Likus

La delimitación de la cuenca se realizó mediante la aplicación de la extensión HEC-GEO-HMS del software ArcGIS 10.3.

3.1.2. Características morfométricas de la cuenca del río Likus

Es de gran relevancia la determinación de las características morfométricas de la cuenca, debido a que, con esta información se tendrá una idea más precisa del comportamiento que esta tendrá en un evento de precipitación cualquiera.

3.1.3. Estimación de los parámetros físicos de la cuenca mediante el software IDRISI Selva

Una vez generado el shapefile y el modelo de elevación digital de la cuenca, se podrá exportar a IDRISI Selva, estos datos de entrada que permitirán la generación de cada parámetro morfométrico de la cuenca, perfil de cauce principal y curva hipsométrica.

3.2. Análisis hidrológico de la cuenca en HEC-HMS

El análisis hidrológico es uno de los ítems más importantes de esta investigación, por lo que toda información que se recolecte en los pasos anteriores (desde el pre procesamiento con SIG) es parte del fundamento del modelo hidrológico.

La extracción de los números de curva ponderados de cada subcuenca, y la determinación de los tiempos de retorno mediante el método SCS, serán asistidas con técnicas de geo procesamiento en el programa de ArcGIS.

Las precipitaciones usadas consistirán en tres tormentas de diseño para, 25, 50 y 100 años según lo normado por el Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI)

y eventos de tormentas (IOTA y ETA), creando estas precipitaciones a partir del método de bloques alternos y representado de forma gráfica a través de hietogramas.

3.2.1. Creación del modelo de la cuenca mediante la utilización de la extensión HEC-GEO-HMS

Una vez delimitada la cuenca en estudio, se procedió a emplear las herramientas de geo procesamiento para la obtención de aquellos parámetros físicos de las subcuencas tales como: área, longitudes de los ríos diferencia de elevaciones, las cuales serán utilizadas para efectuar el análisis hidrológico de la cuenca.

Igualmente se elaboraron los mapas de uso de suelos y tipo de suelos según la clasificación del SCS; para la cual fue necesaria una comparación cuidadosa de la clasificación según INETER, y su equivalencia según las categorías tabuladas en las publicaciones oficiales del Departamento de Agricultura de Estados Unidos.

Se empleó la extensión de Geo HMS del Programa ArcGIS para crear el modelo de la cuenca a utilizar en HEC –HMS, que es la representación de la parte física de la cuenca en el cual se albergan los métodos de cálculo a emplear en el análisis hidrológico. De esta, manera el programa calcula algunos de los parámetros necesarios para aplicación de dichos métodos como lo son: las perdidas (CN ponderado) y tiempos de retardo para la determinación de hidrograma de caudales.

3.3. Análisis hidráulico

Una vez obtenidos los caudales picos en HEC-HMS, se utilizará el software HEC-RAS, para examinar el comportamiento del puente Likus, que se encuentra ubicado en la Región Autónoma Atlántico Norte, evaluando el nivel de superficie del agua que se obtiene en el puente, además del efecto de socavación que se produce en la infraestructura del puente, ante los eventos a analizarse en el presente estudio.

Obtención de la Información

Se obtuvo la topografía en archivo de AutoCAD Civil 3D de manera que facilito la integración del modelo de elevación del puente Likus y cauce aguas arribas y aguas abajo, así como las secciones transversales de canal de rio al programa HEC-RAS.

Una vez obtenidos los caudales picos en HEC-HMS, se usó el software HEC – RAS para examinar el comportamiento del puente Likus, frente a las avenidas que se producen en la cuenca. Se evaluó el nivel de la superficie del agua que transita por el puente, además del efecto de la socavación que se produce en la infraestructura de cimentación de la obra de drenaje, ante los eventos analizados en el presente estudio monográfico.

Además de los caudales es necesario contar con los levantamientos topográficos ya que en el Software se ingresan los perfiles de las secciones transversales elaboradas en Civil 3D.

El modelo de simulación hidráulica HEC –RAS, permite pronosticar la dinámica de los niveles de agua, en los eventos hidro-meteorológicos extremos de inundación, definiendo las cotas de inundación a través de perfiles transversales, simulando de manera aproximada el comportamiento de la dinámica del recurso hídrico y del cauce con características de secciones mojadas variables con cualquier geometría a lo largo del cauce, diferentes tipos de rugosidad para ciertas partes del perfil mojado, distintas profundidades del agua y con caudal variable a lo largo del cauce en condiciones de régimen de flujo sub- crítico o súper-crítico con efectos hidráulicos debido a obstáculos transversales naturales o artificiales en el cauce.

Es un modelo matemático para realizar cuatro tipos de análisis hidráulicos unidimensionales en canales abiertos, los cuales son:

- Perfiles de superficie de agua de flujo constante.
- Simulación de flujo inestable de una y dos dimensiones.
- Transporte de sedimentos/ cálculo de limites móviles.
- Análisis de calidad del agua.

Un elemento clave es que los cuatro componentes utilizan una representación de datos geométricos común y rutinas comunes de cálculo geométrico e hidráulico. Además de estos componentes de análisis de ríos, el sistema contiene varias características de diseño hidráulico que se pueden invocar una vez que se calculan los perfiles básicos de superficie de agua.

Consideraciones para la utilización del programa

Para la modelación hidráulica de un cauce con una alcantarilla o puente se deberá tener las siguientes consideraciones:

1. Sección y levantamiento de secciones transversales representativas del cauce y obtención del perfil longitudinal, la longitud del tramo a ser analizado depende de las condiciones de flujo prevista, por ejemplo, alteraciones aguas arriba o aguas abajo que deberían considerarse.
2. Determinación de las características físicas del cauce, incluyendo las llanuras de inundación, la pendiente del cauce en el tramo de estudio, diámetro medio del material del lecho tomado a partir de varias muestras del cauce, coeficientes de rugosidad considerando la presencia o no de vegetación, materiales cohesivos, etc.
3. Definir los períodos de retorno en que desea analizar el comportamiento del cauce para un flujo permanente subcrítico, supercrítico o ambos.
4. Especificar el estacionamiento donde se ubica la alcantarilla o puente.

Determinación de las características hidráulicas del flujo; estas comprenden la velocidad media, ancho superficial, área de flujo, pendiente de la línea de energía, nivel de la superficie de agua etc. cuyos valores son necesarios para la determinación de la profundidad de socavación.

3.3.1. Datos geométricos

Los datos geométricos consisten en establecer una conectividad del sistema de ríos, secciones transversales, la longitud del tramo, los coeficientes de energía de pérdida (pérdida por fricción, pérdidas por contracción y expansión) y la información de las conexiones de flujo en los tramos del río o cauce. Datos de

estructuras hidráulicas (puentes, alcantarillas, caídas hidráulicas, presas, etc.) que estén localizados en el tramo del río o cauce, por ejemplo:

- Esquema del cauce.
- Secciones transversales.
- Áreas de flujo inefectivo en secciones transversales.
- Coeficientes de contracción y expansión.

Determinación del coeficiente de rugosidad de Manning

El coeficiente de rugosidad de Manning cuando se calcula a través del programa de HEC-RAS, se utiliza la información recopilada en el campo del tipo de material que compone el cauce, taludes y márgenes de los cauces así como también del tipo de vegetación y otros componentes que inciden en la resistencia de canal al flujo.

Para establecer el valor de "n" es necesario conocer:

- El grado de irregularidad de la superficie (n_1)
- El carácter de las variaciones de tamaño y forma de la sección transversal (n_2).
- La presencia y características de las obstrucciones (n_3)
- El grado de los efectos de meandros (m_5)

Entonces, para calcular el coeficiente de rugosidad "n" se dispone de tablas que muestren valores típicos del coeficiente "n" para un determinado tipo de canal, así como diferentes fórmulas para combinar los distintos tipos de "n" que pueden existir en un cauce.

3.4. Análisis de socavación

Con el estudio de socavación se encontrará el comportamiento que tendrá el agua y el terreno, referente al desgaste que se produce en la superficie del suelo.

Para realizar el estudio es necesario definir y encontrar:

- La variedad de formas y alineamientos que presenta el cauce.
- Las posiciones de la pila y estribos.
- Desechos y partículas presentes en el cauce.

Una vez definido, se procederá a realizar el modelo HEC –RAS con la información obtenida hasta conseguir los resultados.

3.5. Localización

3.5.1. Macro localización

El puente Likus se sitúa en la región autónoma de la costa caribe norte.



Ilustración 18: Macro localización del proyecto, RAAN, Nicaragua

3.5.2. Micro localización

El puente Likus se encuentra en el 91.9 km sobre la ruta del camino El Naranjal - Empalme Moss - Waspam, ubicado con las siguientes coordenadas: 14°32'41.69"N y 83°59'18.38"O



Ilustración 19: Micro localización Puente río Likus

3.5.3. Características del área de estudio

Geografía

Posee una extensión territorial de 33 106 km² siendo la segunda entidad subnacional más grande en Centroamérica por territorio, después del departamento de Petén en Guatemala. En su costa se encuentran los Cayos Miskitos.

La Región Autónoma de la Costa Caribe Norte se ubica en territorio misquito, siendo Puerto Cabezas su cabecera departamental; vocablo de origen bawihka que significa ojo de serpiente.

Clima

En Waspam, los veranos son cortos, cálidos y mayormente nublados; los inviernos son largos, calurosos, mojados y parcialmente nublados y está opresivo durante todo el año. Durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de 21 °C a 34 °C y rara vez baja a menos de 20 °C o sube a más de 36 °C.

Relieve

En el municipio se distingue la estructura geomorfológica de planicie volcánica intermedia y transición colinar, con elevación de 20 a 200 metros sobre el nivel del mar; la topografía es ligeramente ondulada con pendientes de 5 a 20%.

Biodiversidad

Flora: Es abundante y diversa, gracias a la variedad de climas, donde predomina el clima cálido.

Fauna: Entre los animales predominantes se encuentran el tigrillo, el mono tití y la guacamaya, ave de gran esplendor muy apreciada por la belleza de sus colores.

CAPITULO 4. Desarrollo del diseño metodológico

4.1. Estudio hidrológico

4.1.1. Delimitación de cuenca

Para delimitar la cuenca se trabajó con un DEM (Modelo de elevación digital (DEM) obtenido de Alaska Satélite Facility que brinda datos del satélite ALOS PALSAR de los años 2006 a 2011) en ArcGIS 10.3. El cual determina el parteaguas de la cuenca con respecto a un punto de cierre previamente establecido en la ubicación del puente estas fueron (177918E, 1610119N, 17N) y se obtuvieron a través de Google Earth y los parámetros de la cuenca, fueron adquiridos por medio de IDRISI Selva.

Esta imagen muestra el relieve de la zona donde está ubicada la cuenca y la siguiente muestra la delimitación de la misma.

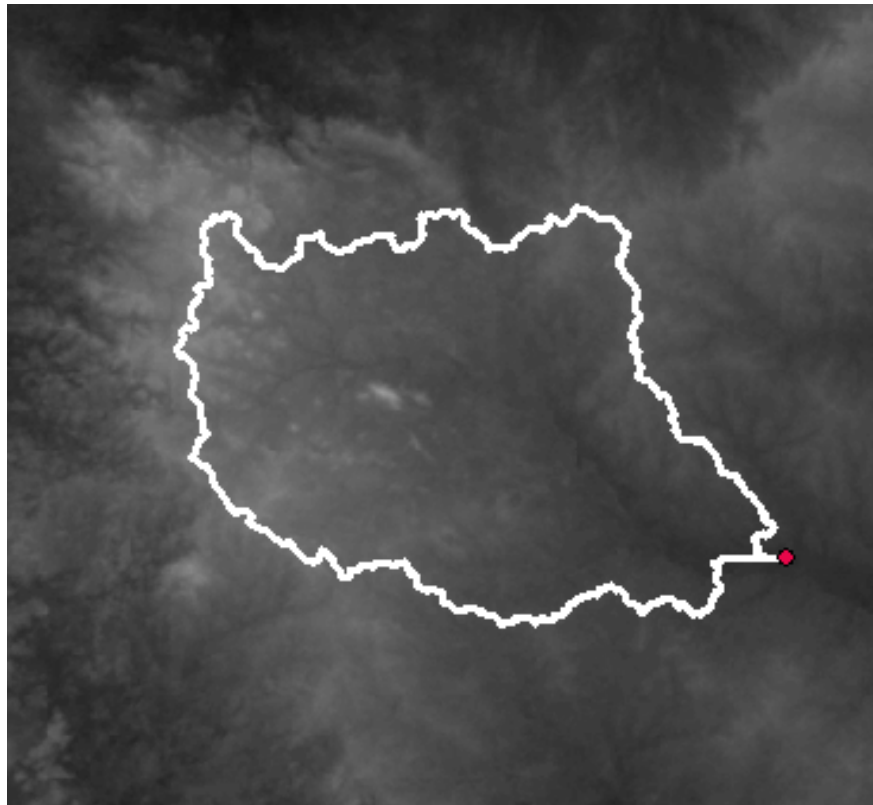
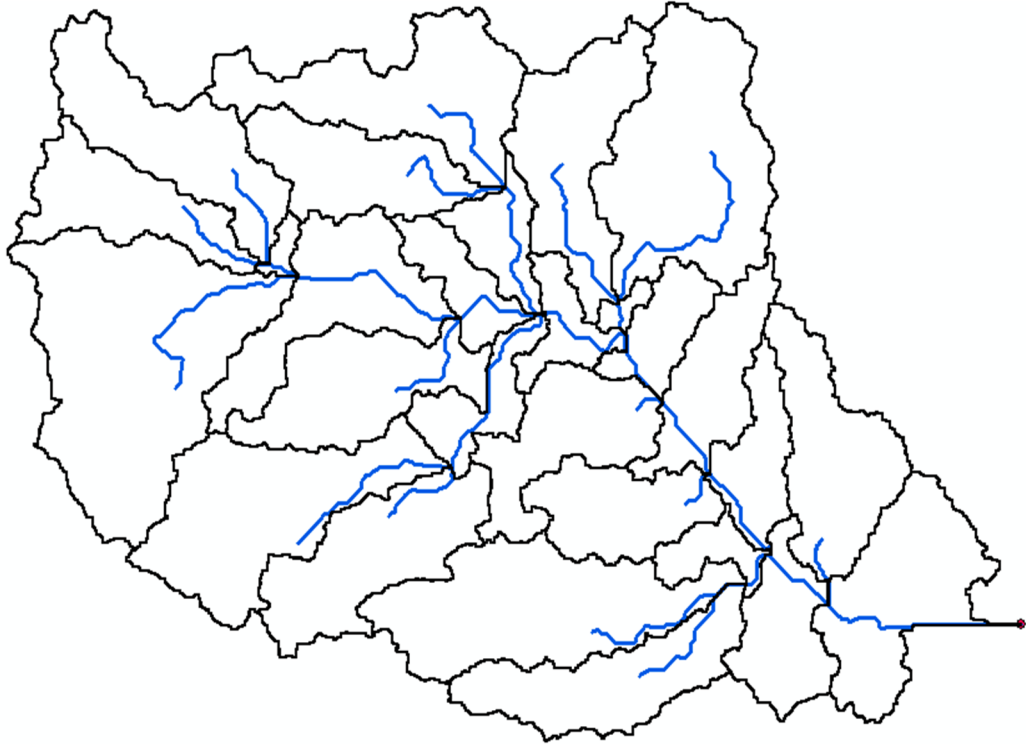


Ilustración 20: Modelo Digital de Elevaciones (D.E.M) y cuenca proyectada

La delimitación de la cuenca fue realizada mediante la aplicación de la extensión HEC-GEO-HMS del Software ARGIS 10.3.



*Ilustración 21 Delimitación de la Cuenca
Fuente: Elaboración Propia con ArcGIS.*

Área y perímetro

La cuenca del río Likus, tiene una superficie total de 83.48 km² y un Perímetro de 72.07 km.

En relación a su tamaño, se clasifica como una cuenca grande.

División de la cuenca en subcuencas

Para dividir la cuenca en subcuencas se utilizó la extensión HEC-GEO-HMS versión del ArcGIS 10.3, herramienta que divide tanto la cuenca en base a un área máxima especificada para las subcuencas, como también los tramos de cauce de cada una de ellas.

4.1.2. Parámetros morfométricos con IDRISI Selva

Subcuenca	Área (km ²)	Perímetro (km)	Tramo río	Longitud (m)
W300	4.378	18.100	R10	1766.9
W310	6.095	16.775	R70	3348.6
W320	3.736	15.350	R60	2314.0
W330	3.753	15.225	R40	1433.6
W340	2.884	12.725	R20	1824.2
W350	1.269	8.125	R80	2032.6
W360	2.691	13.675	R30	1552.2
W370	0.242	3.475	R50	454.8
W380	3.557	15.925	R100	2513.7
W390	8.412	19.350	R140	3252.0
W400	0.255	3.900	R130	695.3
W410	1.089	8.850	R120	1667.1
W420	1.286	8.650	R110	1317.5
W430	0.001	0.150	R90	42.7
W440	1.423	10.425	R180	2642.6
W450	3.412	13.950	R150	1590.9
W460	1.352	8.075	R160	826.9
W470	2.890	13.950	R170	446.0
W480	2.414	12.550	R190	1164.1
W490	5.089	17.025	R220	2626.1
W500	3.695	14.175	R210	1277.6
W510	2.423	10.775	R200	613.6
W520	3.482	13.875	R260	944.7
W530	1.651	9.725	R230	1437.8
W540	0.806	7.150	R240	612.1
W550	2.095	10.200	R250	1041.2
W560	5.441	18.800	R280	2568.2
W570	3.289	14.775	R290	2138.1
W580	3.914	14.925	R270	2811.6

Longitud de la corriente principal

La corriente principal del río Likus, se compone por los tramos R30, R50, R100, R110, R120, R130, R160, R190, R230, R250 y R270; los cuales suman un valor total de 15.482 km de longitud.

4.1.3. Parámetros según su forma

Índice de gravelius o coeficiente de compacidad I_c

$$I_c = 0.28 \frac{72.07}{\sqrt{83.48}} = 2.2$$

El valor máximo encontrado en la tabla de clasificación es de 1.75. El valor de nuestra cuenca es mayor por lo tanto expresa que tiene una forma muy rectangular o alargada.

Coeficiente de forma Kf

$$Kf = \frac{83.48}{11.98^2} = 0.58$$

El rango mayor para este valor, esta entre 0.36 y 0.54 por lo que el valor de nuestra cuenca es más que este último. Esta estimación indica que la cuenca estudio tiene una forma muy achatada, lo que se aprecia notablemente al ver la imagen de la cuenca delimitada.

Coeficiente de masividad Km

$$Km = \frac{138.09}{83.48} = 1.65$$

Se encuentra en el rango mínimo de clasificación $0 \leq 1.65 \leq 3.5$ lo que muestra que la cuenca es muy montañosa, ya que la cuenca se extiende a la zona atlántico norte de nuestro país, específicamente al departamento de Puerto cabezas, que es parte de la región montañosa de Nicaragua.

4.1.4. Parámetro según su relieve

Pendiente de la cuenca

El software IDRISI Selva fue el auxiliar para calcular este parámetro, dando un valor de pendiente de **6.94%** un número bastante bajo, que indica la poca diferencia en las cotas de elevación a lo largo de la longitud de la cuenca. Este valor de pendiente señala que habrá bajas velocidades en la escorrentía.

Curva hipsométrica:

La Curva hipsométrica demuestra que la cuenca del río Likus es una cuenca sedimentaria (fase de vejez) ya que gran porcentaje de su área se encuentra en la zona baja.

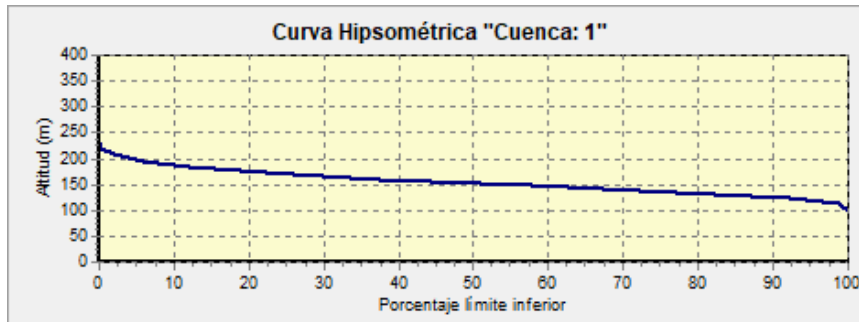


Ilustración: Curva Hipsométrica de cuenca puente río Likus

Curva hipsométrica

CnvMin	CnvMax	Srf_Crv	PrcTtl	PrcLmtInf
0	12	1.05	1.24	100
12	24	5.5	6.51	98.76
24	36	12.81	15.16	92.25
36	48	16.4	19.42	77.09
48	60	17.11	20.25	57.67
60	72	12.88	15.25	37.42
72	84	8.56	10.13	22.17
84	96	5.23	6.19	12.03
96	108	3.36	3.98	5.84
108	120	1.4	1.65	1.86
120	132	0.14	0.16	0.21
132	144	0.03	0.03	0.05
144	156	0.01	0.01	0.01

Tabla 20 Valores de la Curva Hipsométrica.
Fuente: Elaboración Propia con IDRISI Selva

Elevación media de la cuenca

La elevación media de la cuenca es de 138.09msnm, la cual está por debajo del nivel de clasificación encontrado en el marco metodológico del MTI (1782.3-2072.2), por lo cual se clasifica como una cuenca baja.

Pendiente del cauce principal

La pendiente del cauce principal a lo largo de su trayectoria ha sido variada. En promedio se tiene una pendiente de 4.95%, clasificándose en un rango de suave. Pero está cerca del rango moderado cerca del 6%.

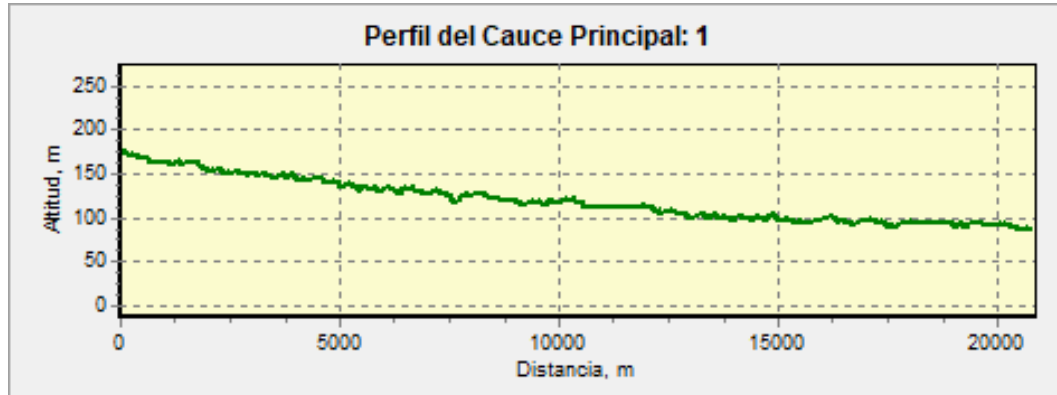


Ilustración: Perfil del cauce principal de cuenca puente río Likus

4.1.5. Parámetros según su drenaje

Orden de la corriente

La corriente del río Likus tiene un orden de nivel 3, lo cual lo clasifica en un rango de corriente medio, estando entre 3 y 5 según clasificación del MTI.

Sinuosidad de la corriente

$$S = \frac{20.77}{11.98} = 1.73$$

Este valor muestra el grado de sinuosidad de la cuenca. Un valor de $S \leq 1.25$, indica que el río o cauce es con alineamiento recto, por lo que al obtener un valor de 1.73, nos señala que el río es en cierto nivel sinuoso.

Resumen de las características morfométricas de la cuenca del río Likus

En la siguiente tabla se presenta un sumario de todas las características morfométricas calculadas de la cuenca del río Likus:

4.1.6. Parámetros morfométricos de la cuenca del río Likus en IDRISI Selva

Parámetro	Registro	Unidad	Descripción
CLVRGN	1	-	Cuenca hidrográfica
A	84.48	Km ²	Superficie de cuenca
P	72.07	Km	Perímetro de la cuenca
Em	138.09	msnm	Elevación media
Pm-G	3.96	°	Pendiente media (grados)
Pm-P	6.94	%	Pendiente media (porcentaje)
Kc	2.21	-	Coefficiente de compacidad (Gravelius)
Rci	0.2	-	Relación circular
Rh	1.64	-	Relación hipsométrica
Lc	20.77	Km	Longitud del eje del río principal
La	11.98	Km	Longitud directa del río principal
Sh	1.73	-	Coefficiente de sinuosidad hidráulico
Emx	175	msnm	Altitud inicial
Emn	87	msnm	Altitud mínima
Sc	4.38	%	Pendiente promedio del río principal
Tc_Kirpich	5.59	Hrs	Tiempo de concentración Kirpich
Tc_Chpw	5.62	Hrs	Tiempo de concentración de California Highways and Public Works

Tabla 21 Parámetros Morfométricos

Ciertos parámetros encontrados en la tabla anterior, fueron calculados directamente a través del software IDRISI Selva.

Los parámetros físicos a considerar como son el área de las subcuencas, las pendientes, la longitud y pendiente del cauce principal, han sido estimados con el auxilio del software ArcGIS, el cual se encarga de realizar los cálculos para cada elemento que componen el modelo de la cuenca.

A continuación, se presenta un resumen de estos resultados:

4.1.7. Parámetros morfométricos de cada subcuenca del río Likus

Subcuenca	Área (km ²)	Longitud del río (m)	Elev max (msnm)	Elev min (msnm)	Pendiente del cauce (%)	Kirpich Tc (min)	Velocidad de cuenca (m/s)
W300	4.378	1766.910	138.000	132.000	0.340	55.08	0.535
W310	6.095	3348.573	131.000	115.000	0.478	79.01	0.706
W320	3.736	2313.953	126.000	115.000	0.475	59.56	0.648
W330	3.753	1433.623	147.000	137.000	0.698	35.54	0.672
W340	2.884	1824.156	136.000	132.000	0.219	66.80	0.455
W350	1.269	2032.627	132.000	117.000	0.738	45.50	0.744
W360	2.691	1552.189	153.000	137.000	1.031	32.51	0.796
W370	0.242	454.810	137.000	136.000	0.220	22.90	0.331
W380	3.557	2513.693	136.000	121.000	0.597	58.16	0.720
W390	8.412	3251.974	153.000	136.000	0.523	74.62	0.726
W400	0.255	695.343	115.000	109.000	0.863	18.76	0.618
W410	1.089	1667.094	117.000	109.000	0.480	46.10	0.603
W420	1.286	1317.462	121.000	118.000	0.228	51.24	0.428
W430	0.001	42.678	118.000	117.000	2.343	1.49	0.478
W440	1.423	2642.615	131.000	118.000	0.492	65.11	0.676
W450	3.412	1590.946	135.000	121.000	0.880	35.21	0.753
W460	1.352	826.929	109.000	105.000	0.484	26.79	0.515
W470	2.890	445.971	111.000	105.000	1.345	11.23	0.662
W480	2.414	1164.061	105.000	103.000	0.172	51.92	0.374
W490	5.089	2626.085	151.000	131.000	0.762	54.76	0.799
W500	3.695	1277.557	146.000	131.000	1.174	26.61	0.800
W510	2.423	613.649	109.000	104.000	0.815	17.42	0.587
W520	3.482	944.715	105.000	89.000	1.694	18.32	0.859
W530	1.651	1437.805	104.000	99.000	0.348	46.57	0.515
W540	0.806	612.132	105.000	99.000	0.980	16.19	0.630
W550	2.095	1041.206	99.000	89.000	0.960	24.56	0.706
W560	5.441	2568.243	123.000	105.000	0.701	55.58	0.770
W570	3.289	2138.065	116.000	105.000	0.514	54.36	0.656
W580	3.914	2811.580	89.000	86.000	0.107	122.99	0.381

Tabla 22 Parámetros Morfométricos por Subcuencas
Fuente: Elaboración Propia con ArcGIS

4.2. Análisis hidrológico de la cuenca del río Likus con HEC HMS

El modelo de la cuenca fue creado usando el software ArcGIS 10.3, mediante el uso de las extensiones ARC Hydro Tools y HEC-HMS. Esta última es la que se encarga de generar el modelo que utilizara Hec-HMS 4.10 para el análisis hidrológico, así los resultados obtenidos.

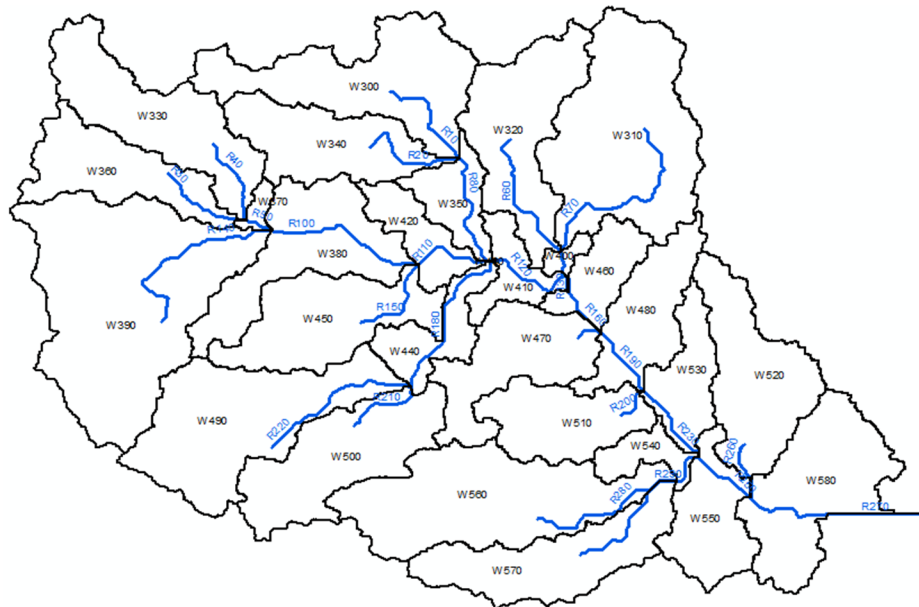


Ilustración 22 Modelo hidrológico de Hec-HMS
Fuente: Elaboración propia

4.2.1. Modelo de la cuenca

El esquema del modelo que se obtuvo es el que se muestra en la figura.

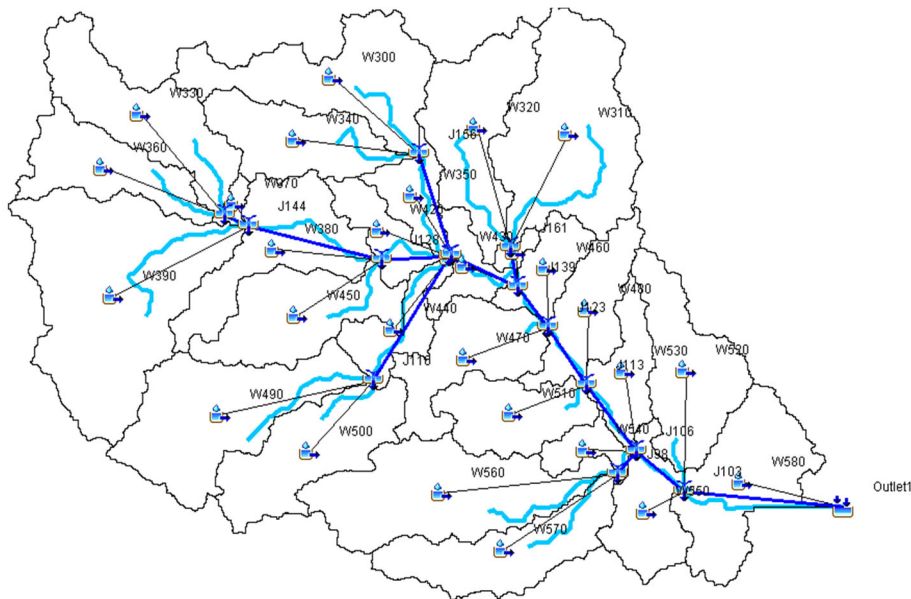


Ilustración 23 Modelo hidrológico de la cuenca HEC-HMS 4.10
Fuente: Elaboración propia

Este modelo cuenta con todos los componentes que se describieron en la metodología, creados de forma automática por la extensión HEC-GEO-HMS. Por lo que se procede directamente a introducir la información de precipitación de la estación de Puerto Cabezas, utilizada y asignar a cada subcuenca.

4.2.2. Datos de serie de tiempo

Los datos de precipitación usados en este análisis, son los de la estación de Puerto Cabezas Código: 47002 (14°02 '40" Lat N, 83° 22 '30 "Long. W). La información suministrada se sometió a análisis estadísticos para construir las curvas I.D.F y a partir de ellas obtener un hietograma de diseño, por el método de bloques alternos.

Los parámetros de ajustes de las curvas I.D.F obtenidos para la estación Puerto Cabezas son:

4.2.3. Valores de IDF - Estación Puerto Cabezas

ESTACIÓN	TR	$I = A/(t + d)^b$		
		A	d	b
Puerto Cabezas	1.5	1986.243	20.0	0.874
Código: 47002	2	1105.581	12.0	0.740
Tipo: HMP	5	1041.343	11.0	0.673
14°02'40" Lat N	10	1072.619	11.0	0.649
83°22'30" Long W	15	961.401	9.0	0.614
Elev: 20	25	927.348	8.0	0.591
Periodo: 1971 - 2020	50	846.369	6.0	0.554
	100	826.757	5.0	0.531

*Ilustración 24 Datos de estación meteorológica de Puerto Cabezas.
Fuente: INETER.*

4.2.4. CURVAS IDF

Las curvas IDF fueron generadas a través de los valores de la Estación meteorológica de Puerto Cabezas, ubicada en el Departamento de Puerto Cabezas, valores que han sido proporcionados por INETER.

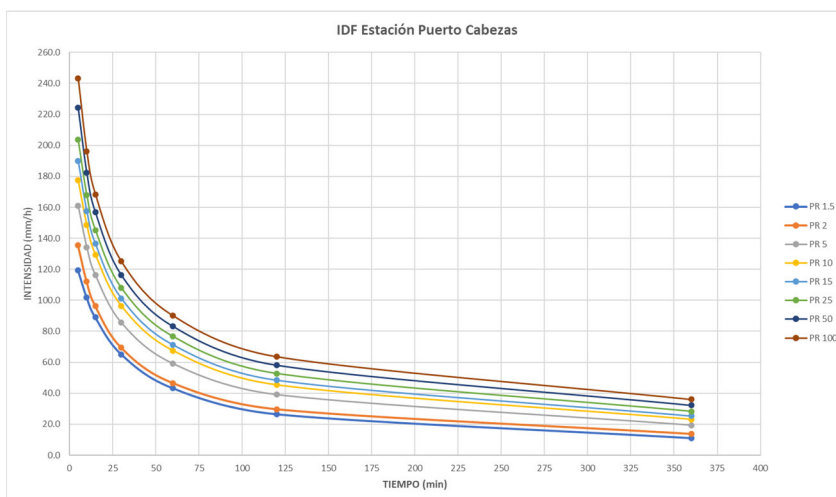


Ilustración 25 Curva IDF de estación meteorológica Puerto Cabeza, INETER.

Fuente:Elaboración Propia.

A partir de ellas se elaboraron 3 hietogramas de lluvia para los períodos de retorno de 25,50 y 100 años a partir de las curvas IDF de la estación antes mencionada. Dichos hietogramas se realizaron para una duración máxima de 6 horas y con intervalos de 30 minutos. A continuación, se presentan las curvas IDF de la Estación de Puerto Cabezas.

4.2.5. Intensidades máximas de lluvias, según el período de retorno

ESTACIÓN	PUERTO CABEZAS DE 1988 AL 2020						
PERÍODO DE RETORNO	TIEMPO EN MINUTOS						
	5	10	15	30	60	120	360
1.5	119.4	101.8	89.0	65.2	43.2	26.5	11.1
2	135.7	112.1	96.4	69.5	46.6	29.8	13.8
5	161.1	134.2	116.2	85.5	59.1	39.1	19.4
10	177.5	148.8	129.5	96.4	67.5	45.4	23.1
15	190.0	157.5	136.5	101.3	71.3	48.6	25.5
25	203.7	168.0	145.4	108.0	76.6	52.7	28.2
50	224.3	182.3	156.8	116.3	83.2	58.1	32.2
100	243.3	196.2	168.4	125.1	90.0	63.6	36.0

Tabla 23 Intensidades Máximas de estación meteorológica de Puerto Cabezas por periodo de retorno. Fuente: INETER.

4.2.6. Corrección por coeficiente de cambio climático

El método de los bloques alternos, permite calcular hietogramas de lluvia a partir de las curvas IDF, para los períodos de retorno requeridos. En nuestro caso

haremos análisis para 3 períodos de retorno de la obra, como son 25,50 y 100 años.

La nueva metodología del MTI, exige aplicar un factor de aumento a las intensidades de lluvia, por efectos del cambio climático. Cada factor este en dependencia del sitio donde se encuentra la estación meteorológica, del período de retorno y del tipo de obra a edificar. La siguiente tabla muestra el factor necesario para cada período de retorno, en la estación Puerto Cabezas:

Kcc	ESTACIÓN DE PUERTO CABEZAS		
	TR	P50	P70
2	1.11	1.16	1.24
5	1.12	1.18	1.26
10	1.14	1.2	1.29
15	1.15	1.22	1.32
25	1.18	1.26	1.39
50	1.23	1.32	1.51
100	1.27	1.37	1.62

Tabla 24 Datos hidrológicos

Las obras de carretera están clasificadas para P70, por lo que se usaron estos coeficientes para aumentar la intensidad de precipitación. La ecuación utilizada para calcular la intensidad corregida por el efecto de cambio climático es:

$$I_{cc} = I * K_{cc}$$

Donde:

I_{cc}, Intensidad modificada por el efecto de cambio climático en mm/hora.

I, Intensidad en mm/hora.

K_{cc}, Coeficiente de cambio climático correspondiente a la estación.

Las intensidades que se muestran a continuación, han sido afectadas por el coeficiente de cambio climático de la Estación de Puerto Cabezas.

4.3. Hietograma de diseño

Se crearon Hietogramas de diseño para períodos de retorno de 25,50 y 100 años con una duración de 6 horas y, con intervalos de 30 minutos.

4.3.1. Cálculo del hietograma de lluvia para un TR 25 años, según el método de bloques alternos

N° (#)	Duración (min)	Duración (horas)	Intensidad (mm/h)	I*Kcc (mm/h)	Prof. Acum. (mm)	Profundidad (mm)	HIETOGRAMA DISEÑO	
							Tiempo (min)	Precipitación (mm)
0	0	0.00	271.34	377.17	0.00	0.00		
1	30	0.50	108.04	150.18	75.09	75.09	30	8.98
2	60	1.00	76.60	106.48	106.48	31.39	60	10.23
3	90	1.50	61.72	85.79	128.69	22.21	90	12.07
4	120	2.00	52.71	73.27	146.53	17.84	120	15.20
5	150	2.50	46.54	64.69	161.73	15.20	150	22.21
6	180	3.00	42.00	58.38	175.13	13.40	180	75.09
7	210	3.50	38.48	53.49	187.20	12.07	210	31.39
8	240	4.00	35.66	49.56	198.25	11.05	240	17.84
9	270	4.50	33.33	46.33	208.47	10.23	270	13.40
10	300	5.00	31.37	43.60	218.02	9.55	300	11.05
11	330	5.50	29.69	41.27	227.01	8.98	330	9.55
12	360	6.00	28.24	39.25	235.51	8.50	360	8.50

Graficando los valores de la Tabla anterior, se obtiene el hietograma de diseño de Lluvia, para el período de retorno de 25 años, a como se detalla a continuación:

4.3.2. Hietograma de diseño TR 25 años

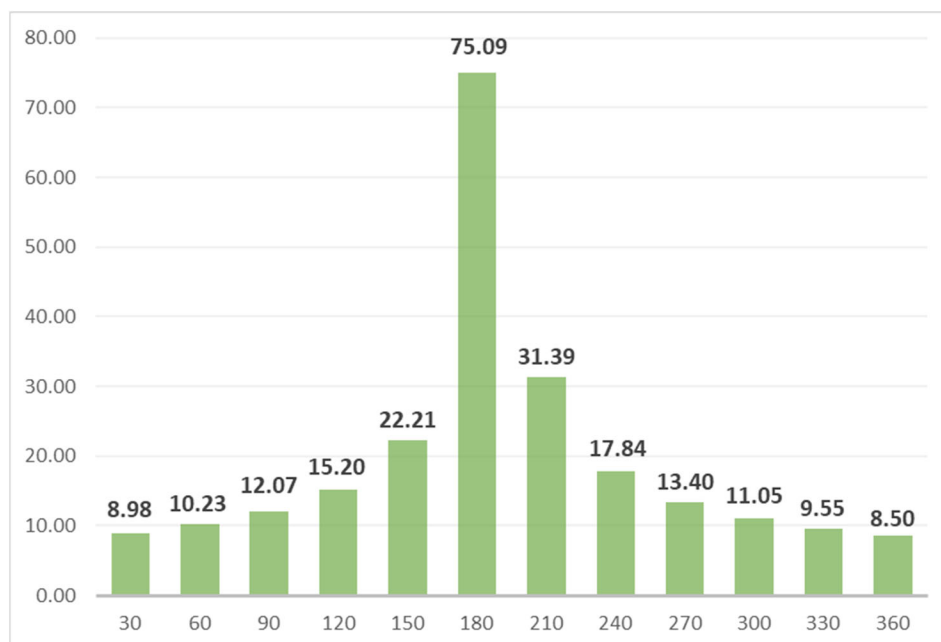


Ilustración 26 Hietograma de diseño TR 25 años

Del mismo modo se procedió a calcular los hietogramas de lluvia para el período de retorno de 50 años, cuya tabla y bosquejo se aprecia a continuación:

4.3.3. Cálculo del hietograma de lluvia para un TR 50 años, según el método de bloques alternos.

N°	Duración	Duración	Intensidad	I*Kcc	Prof. Acum.	Profundidad	HIETOGRAMA DISEÑO	
(#)	(min)	(horas)	(mm/h)	(mm/h)	(mm)	(mm)	Tiempo	Precipitación
							(min)	(mm)
0	0	0.00	313.77	473.79	0.00	0.00		
1	30	0.50	116.32	175.65	87.82	87.82	30	11.94
2	60	1.00	83.15	125.56	125.56	37.74	60	13.46
3	90	1.50	67.57	102.03	153.05	27.49	90	15.69
4	120	2.00	58.12	87.77	175.53	22.49	120	19.41
5	150	2.50	51.64	77.98	194.94	19.41	150	27.49
6	180	3.00	46.85	70.74	212.22	17.28	180	87.82
7	210	3.50	43.12	65.12	227.91	15.69	210	37.74
8	240	4.00	40.13	60.59	242.37	14.46	240	22.49
9	270	4.50	37.65	56.85	255.83	13.46	270	17.28
10	300	5.00	35.56	53.69	268.47	12.64	300	14.46
11	330	5.50	33.76	50.98	280.41	11.94	330	12.64
12	360	6.00	32.20	48.62	291.75	11.34	360	11.34

Al graficar los valores de la Tabla anterior, se aprecia los valores del hietograma para el período de retorno de 50 años:

4.3.4. Hietograma de diseño TR50 años

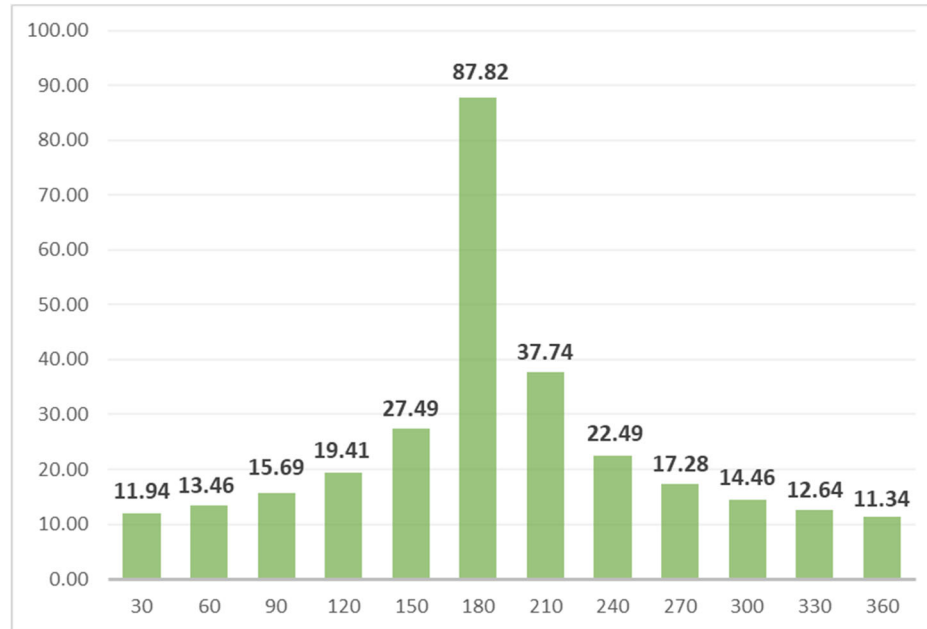


Ilustración 27 Hietograma de diseño TR 50 años
Fuente: Elaboración propia

Como último período de retorno a considerar en la obra en estudio, es el de 100 años, a continuación, se muestran los valores de hietograma de diseño:

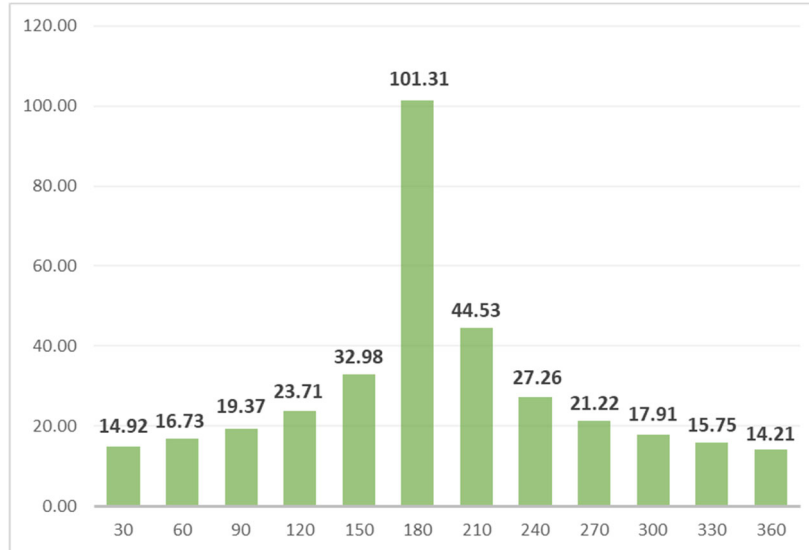
4.3.5. Cálculo del hietograma de lluvia para un TR 100 años, según el método de bloques alternos.

N°	Duración	Duración	Intensidad	I*Kcc	Prof. Acum.	Profundidad	HIETOGRAMA DISEÑO	
(#)	(min)	(horas)	(mm/h)	(mm/h)	(mm)	(mm)	Tiempo	Precipitación
							(min)	(mm)
0	0	0.00	351.63	569.64	0.00	0.00		
1	30	0.50	125.08	202.62	101.31	101.31	30	14.92
2	60	1.00	90.03	145.84	145.84	44.53	60	16.73
3	90	1.50	73.59	119.22	178.82	32.98	90	19.37
4	120	2.00	63.61	103.04	206.09	27.26	120	23.71
5	150	2.50	56.74	91.92	229.79	23.71	150	32.98
6	180	3.00	51.65	83.67	251.02	21.22	180	101.31
7	210	3.50	47.69	77.25	270.38	19.37	210	44.53
8	240	4.00	44.49	72.07	288.29	17.91	240	27.26
9	270	4.50	41.84	67.78	305.03	16.73	270	21.22
10	300	5.00	39.60	64.16	320.78	15.75	300	17.91
11	330	5.50	37.68	61.04	335.71	14.92	330	15.75
12	360	6.00	36.00	58.32	349.92	14.21	360	14.21

Tabla 25 Datos del hietograma de bloques alternos para el TR 100 años.
Fuente: Elaboración propia.

Graficando los valores de la Tabla anterior, se obtiene el hietograma de diseño de Lluvia, para el período de retorno de 100 años, a como se detalla a continuación:

4.3.6. Hietograma de diseño TR100 años



*Ilustración 28 Hietograma de diseño TR 100 años
Fuente: Elaboración propia.*

A partir de la curva IDF para el período de retorno de 100 años, el hietograma resultante con una duración de 6 horas, muestra una precipitación máxima de 101.31mm.

4.3.7. Información de las características de suelo:

La información empleada para el análisis del suelo que comprende la cuenca en estudio se basa en tres mapas elaborados por **INETER**, estos mapas son:

- Mapa de suelos de la Republica de Nicaragua elaborado por: INETER con colaboración de otras instituciones como lo son: MARENA, MAGFOR, INAFOR y UNA en el año 2015.
- Mapa de coberturas y uso de la tierra de la República de Nicaragua elaborado por INETER con colaboración de otras instituciones como lo son: MARENA, MAGFOR, INAFOR y UNA en el año 2015.
- Mapa de uso de potencial de la tierra de la Republica de Nicaragua elaborado por INETER con colaboración de otras instituciones como lo son: MARENA, MAGFOR, INAFOR y UNA en el año 2015.

4.3.8. Curva número (CN)

Es de carácter imprescindible el conocimiento de las características del suelo de la cuenca, ya dependiendo del tipo y uso de suelo, se determinará el nivel de escorrentía, para posteriormente calcular el caudal que transita por el punto de cierre en cuestión. Se requieren mapas de tipo y uso de suelo, para poder calcular el valor de la curva número para cada subcuenca; esto se debe a que este valor representa la combinación entre un grupo de suelo hidrológico, el uso de suelo y las condiciones de humedad.

Tipo de suelo

De acuerdo a la información obtenida del mapa de suelos de la Republica de Nicaragua, se clasificó a los suelos que conforman la cuenca del río Likus, de acuerdo a su orden de los resultados se resumen en la siguiente tabla:

Orden de los suelos de la cuenca río Likus

Orden	Unidad de suelo	Grupo Hidrológico	Texturas	Área (km ²)	% Área
Acrisoles	Acrisoles húmicos	D	Franco arcilloso, franco arcillo arenoso y franco arcillo arenoso	83.023	100

Tabla 26 Clasificación de grupo hidrológico de la cuenca río Likus.

Fuente: FAO/OMS

Uso de suelos

De acuerdo a la información obtenida del mapa de coberturas y usos de la tierra de la Republica de Nicaragua, se pueden determinar los usos de suelo que conforman la cuenca del río Likus, los resultados se resumen en la siguiente tabla:

Uso de suelos para la cuenca río Likus

Uso	Área (Km ²)	% Área
Bosque de pino abierto	24.413	29.41
Bosque latifoliado cerrado	42.971	51.76
Vegetacion herbacea	1.553	1.87
Tacotal	4.750	5.72
Bosque latifoliado abierto	6.368	7.67
Maleza y pasto con arboles	2.451	2.95
Pasto	0.450	0.54
Cultivos anuales	0.066	0.08

4.3.9. Hidrograma unitario del SCS

Para la aplicación del método del hidrograma unitario del SCS, es necesario calcular el tiempo de retardo de cada sub cuenca, este valor lo calcula el programa ArcGIS, usando los datos de la pendiente de la cuenca, la curva número, la longitud hidráulica (es decir la longitud que existe desde el punto más alto de la cuenca hasta el punto más bajo de la misma) y la capacidad de retención de agua máxima. Estos valores se detallan en la siguiente tabla:

Tiempo de Retardo para cada subcuenca de la Cuenca Likus

Subcuenca	Pendiente de la cuenca (%)	CN	Camino más largo del flujo (m)	Tiempo de retardo (hr)
W300	4.135	82.97	5441.555	1.424
W310	4.853	82.94	5697.621	1.365
W320	4.625	83	4810.413	1.219
W330	7.158	83	4897.101	0.994
W340	4.861	82.93	4617.583	1.154
W350	4.425	83	2752.418	0.797
W360	9.708	83	4549.905	0.805
W370	5.985	83	1275.413	0.371
W380	8.421	83	5050.578	0.939
W390	7.427	83	6086.454	1.161
W400	5.172	83	1262.468	0.395
W410	4.581	82.55	2469.131	0.729
W420	4.937	83	2636.885	0.729
W430	5.222	83	33.839	0.022
W440	4.896	83.49	3020.019	0.803
W450	8.330	83.03	4469.283	0.856
W460	5.559	82.29	2470.096	0.668
W470	4.450	83.18	3913.814	1.047
W480	6.026	81.59	3996.428	0.964
W490	6.369	82.98	5288.078	1.121
W500	4.682	83	4357.380	1.120
W510	5.202	83	3574.017	0.906
W520	4.772	83.04	4658.116	1.168
W530	5.254	82.67	3534.004	0.904
W540	4.495	83	2028.966	0.620
W550	4.370	82.67	2290.730	0.700
W560	5.139	82.95	6213.890	1.422
W570	4.367	82.86	5155.235	1.332
W580	4.189	83.34	3748.313	1.037

4.3.10. Parámetros del tránsito

Para obtener los parámetros de tránsito, se tomó como base la información de la longitud del cauce por tramo, la cota alta y baja de cada sección del cauce. Todos estos valores fueron obtenidos a partir del DEM en el ArcGIS.

Posteriormente se calculan los valores de pendiente, velocidad de la cuenca, velocidad de tránsito, tiempo de concentración, tiempo de retardo, entre otros valores, los cuales se muestran a continuación en la siguiente tabla:

Parámetros de Tránsito de la cuenca Likus

Tramo río	Longitud (m)	Cota alta (msnm)	Cota baja (msnm)	Pendiente (%)	Tc (min)	Vc (m/s)	Vt (m/s)	K (hr)	X	N
R50	454.8	137	136	0.22	22.90	0.331	0.734	0.172	0.2	2
R80	2032.6	132	117	0.74	45.50	0.744	0.495	1.141	0.2	2
R90	42.7	118	117	2.34	1.49	0.478	0.552	0.021	0.2	2
R100	2513.7	136	121	0.60	58.16	0.720	0.529	1.321	0.2	2
R110	1317.5	121	118	0.23	51.24	0.428	0.737	0.497	0.2	2
R120	1667.1	117	109	0.48	46.10	0.603	0.611	0.758	0.2	2
R130	695.3	115	109	0.86	18.76	0.618	0.677	0.285	0.2	2
R160	826.9	109	105	0.48	26.79	0.515	0.610	0.376	0.2	2
R180	2642.6	131	118	0.49	65.11	0.676	0.800	0.918	0.2	2
R190	1164.1	105	103	0.17	51.92	0.374	0.588	0.550	0.2	2
R230	1437.8	104	99	0.35	46.57	0.515	0.480	0.831	0.2	2
R240	612.1	105	99	0.98	16.19	0.630	0.713	0.239	0.2	2
R250	1041.2	99	89	0.96	24.56	0.706	0.572	0.505	0.2	2
R270	2811.6	89	86	0.11	122.99	0.381	0.783	0.997	0.2	2

Tabla 27 Parámetros de tránsito de cuenca río Likus. Fuente: Elaboración Propia.

4.4. Cálculo de caudales, aplicando el Método Tránsito de Avenidas.

El Software HEC-HMS hace uso del método tránsito de avenidas, en su variante Muskingum, para calcular los caudales probables que transitarán por cada punto de control de cada subcuenca.

A continuación, se muestran los caudales en el punto de cierre de la cuenca, caudales intensificados por efectos del cambio climático para los tres períodos de retorno detallados anteriormente. De igual forma para fines demostrativos se presentan los caudales sin los efectos de Kcc.

4.4.1. Caudales obtenidos en el punto de cierre para los diferentes períodos de retorno analizados.

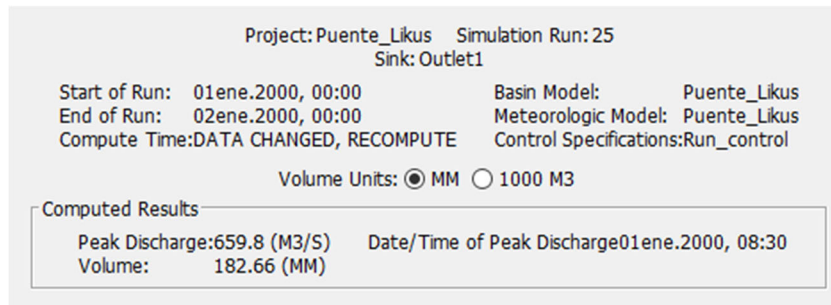
Periodo de retorno	Caudal con Kcc (m3/s)	Caudal sin Kcc (m3/s)
TR 25	659.8	433.3
TR 50	849.8	511.3
TR 100	1046.9	586.8

Tabla 28 Caudales obtenidos en HEC-HMS y aplicando factor de cambio climático Kcc

Los caudales mostrados, son los obtenidos con las intensidades aumentadas por el coeficiente de cambio climático (Kcc). En seguida se presentan los hidrogramas obtenidos en el punto de cierre de la cuenca, para cada período de retorno analizado en este estudio:

4.4.2. Caudales resultados para el TR 25 años

Caudal máximo en el punto de cierre para el TR 25 años



Hidrograma de salida en el punto de cierre para el TR25 años

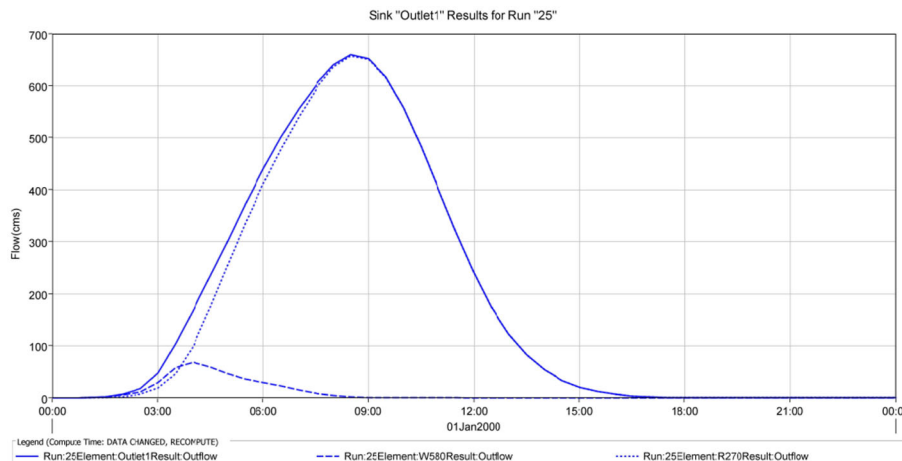
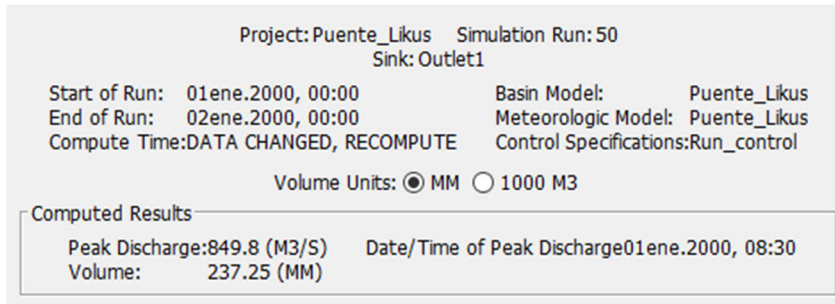


Ilustración 29 Hidrograma para el TR 25. Fuente: Elaboración propia.

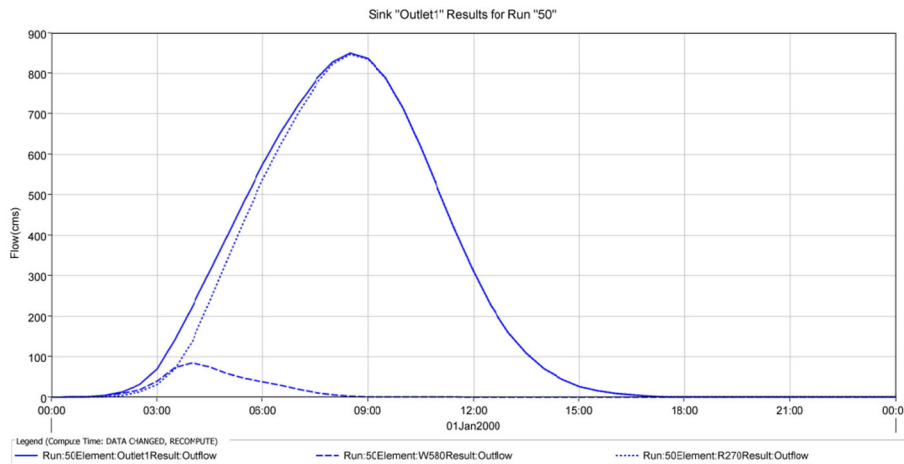
El caudal máximo para TR 25 años es de 659.8m³/s y ocurre a las 6:00 hrs de iniciada la lluvia.

4.4.3. Caudales resultados para el TR 50 años

Caudal máximo en el punto de cierre para el TR 50 años



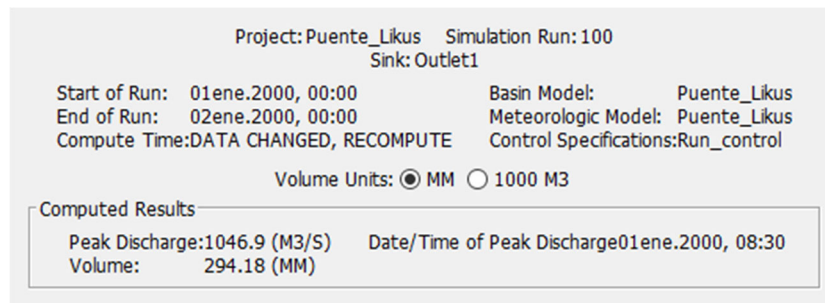
Hidrograma de salida en el punto de cierre para el TR 50 años



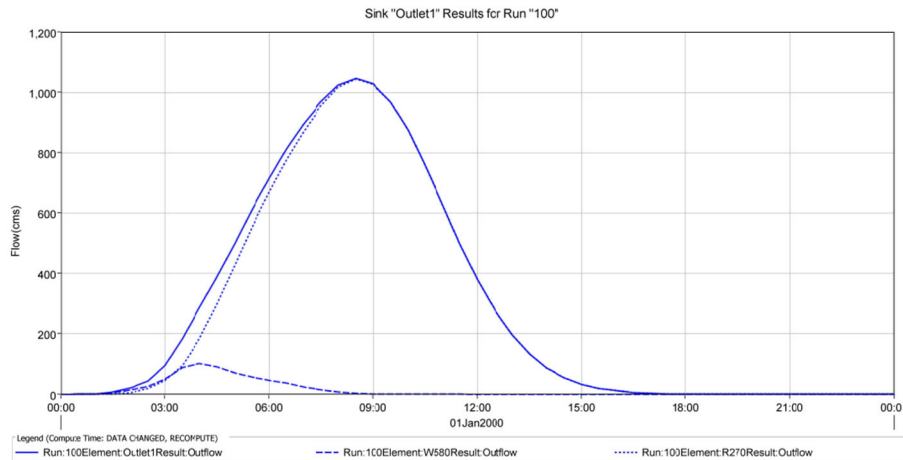
El caudal máximo para TR 50 años es de 849.8m³/s y ocurre a las 6:00 hr de iniciada la lluvia.

4.4.4. Caudales resultados para el TR 100 años

Caudal máximo en el punto de cierre para el TR 100 años



Hidrograma de salida en el punto de cierre para el TR 100 años



El caudal máximo para TR 100 años es de 1046.9m³/s y ocurre a las 6:00 hr de iniciada la lluvia.

4.4.5. Avenida de diseño

Los caudales evaluados corresponden a los determinados en el análisis hidrológico presente en este estudio. En la siguiente tabla se presentan los caudales estimados.

Periodo de retorno	Caudal con Kcc (m3/s)
TR 25	659.8
TR 50	849.8
TR 100	1046.9

Se introdujeron los perfiles de flujo o eventos en el Software HEC –RAS, para realizar el análisis hidráulico respectivo. El programa solo necesita las secciones transversales del río, el coeficiente de rugosidad de Manning y los perfiles de caudal para realizar la modelación del puente y constatar su comportamiento ante los 3 eventos de caudal mostrados en este documento.

4.5. Estudio hidráulico del puente Likus

Para el análisis del comportamiento hidráulico del cauce y la obra de cruce (Puente Likus), se hizo uso del programa HEC-RAS 6.3.1

Para preparar el Proyecto en HEC-RAS 6.3.1, se hizo uso de ArcGIS 10.3 Y su extensión HEC-GEO-RAS.

La extensión de HEC-GEO-RAS tiene como objetivo definir el esquema del cauce en secciones transversales, banca de inundación, datos del puente, áreas inefectivas de flujo entre otros, a partir de un modelo digital de elevaciones para luego exportarlos a HEC –RAS 6.3.1.

4.5.1. Datos Geométricos con HEC-GEO-RAS 6.3.1

Estudio Topográfico

La geometría del cauce del río Likus se obtuvo a través de Levantamiento topográfico, el cual fue proporcionado como información por parte de la Empresa TECSA para fines de este estudio.

Las secciones transversales fueron importadas al software HEC –RAS, donde se definirá la sección del puente.

Secciones Transversales

Se introdujeron 58 secciones transversales proporcionadas por TEC SA, las cuales se ubican a cada 20 metros una de la otra, logrando analizar 1, 160 metros en totalidad del tramo del río. Hay 35 secciones aguas abajo, y 1 que se ubica en el centro del puente y el resto de secciones aguas arriba.

A continuación, observamos la representación de las secciones transversales insertadas en HEC –RAS, donde se observa la ubicación del puente actual, se refleja la dirección del flujo, las secciones aguas arriba y aguas abajo:

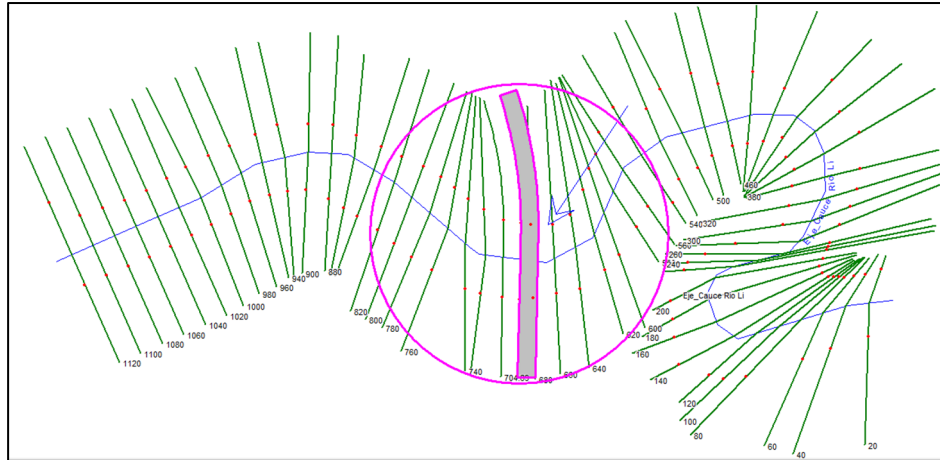


Ilustración 30 Geometría de modelo HEC-RAS. Fuente: Elaboración propia.

El puente se encuentra ubicado entre los estacionamientos 0+690.21 y el 0+704.69, mientras que el eje central del puente está ubicado en el estacionamiento 0+697.45, presenta un claro máximo 114 m, con un ancho de calzada de 14m.

A continuación, se presenta una figura con la entrada y salida del puente modelado en HEC-RAS:

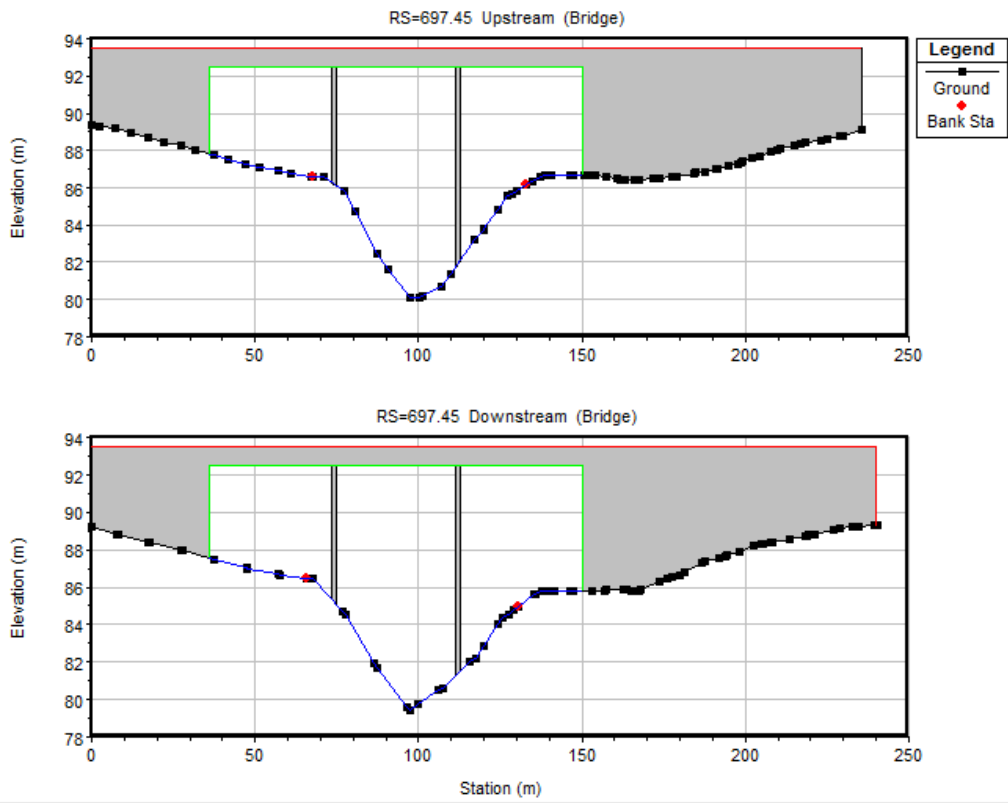


Ilustración 31 Elaboración Propia. Sección Aguas Abajo y Aguas Arriba. Fuente: Elaboración Propia.

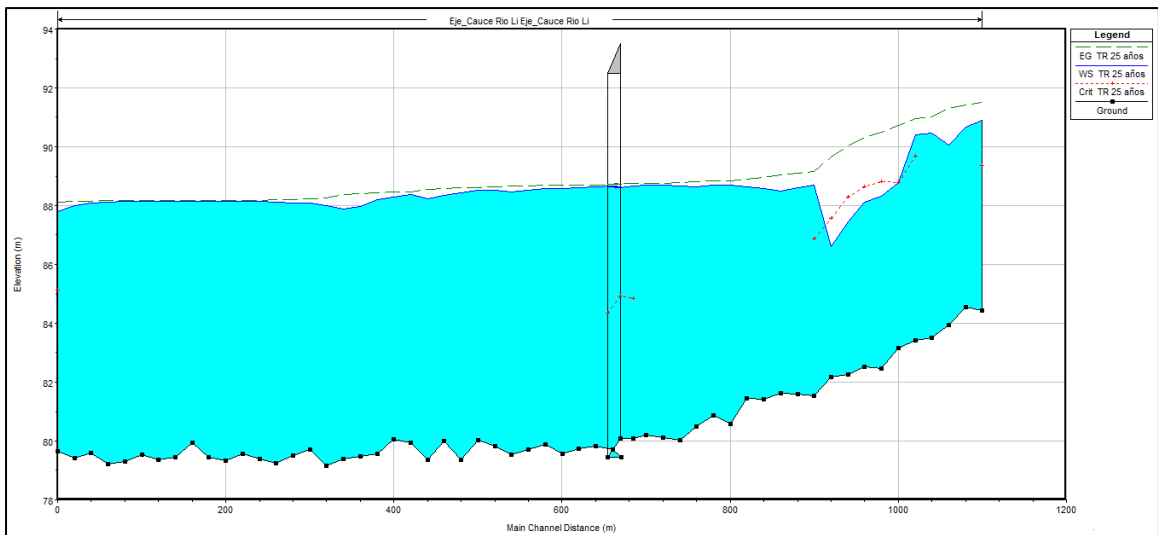
4.6. Resultados del Análisis Hidráulico del Puente Likus

4.6.1. Periodo de Retorno 25 años

Los resultados del cómputo realizado en el software, para un caudal de $TR_{25} = 659.8 \text{ m}^3/\text{s}$, se presenta a continuación:

Plan: Plan 01 Eje_Cauce Rio Li Eje_Cauce Rio Li RS: 697.45		Perfil: TR 25 años		
E.G. US. (m)	88.75	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	88.66	E.G. Elev (m)	88.74	88.72
Q Total (m3/s)	659.80	W.S. Elev (m)	88.60	88.62
Q Bridge (m3/s)	659.80	Crit W.S. (m)	84.94	84.35
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	8.52	9.16
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.59	1.36
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	415.24	483.54
Weir Submerg		Froude # Chl	0.18	0.15
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1229.50	1498.69
Min El Weir Flow (m)	93.50	Hydr Depth (m)	3.74	4.36
Min El Prs (m)	92.50	W.P. Total (m)	133.52	137.52
Delta EG (m)	0.03	Conv. Total (m3/s)	28182.0	35138.3
Delta WS (m)	0.01	Top Width (m)	111.00	111.00
BR Open Area (m2)	847.75	Frctn Loss (m)	0.01	0.00
BR Open Vel (m/s)	1.59	C & E Loss (m)	0.01	0.01
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	16.72	12.16
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	26.56	16.59

4.6.2. Perfil de Flujo para el TR 25 años

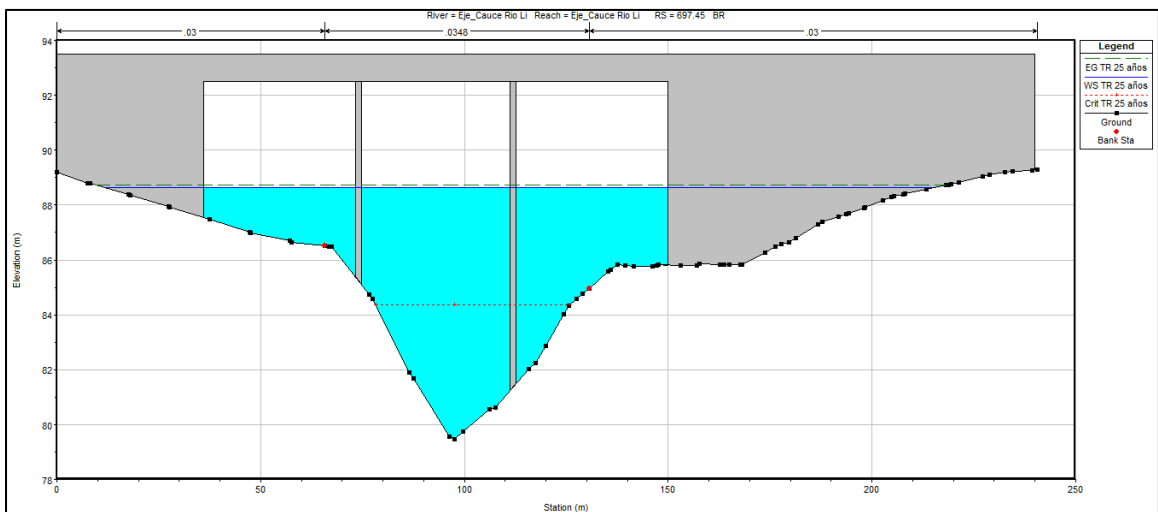
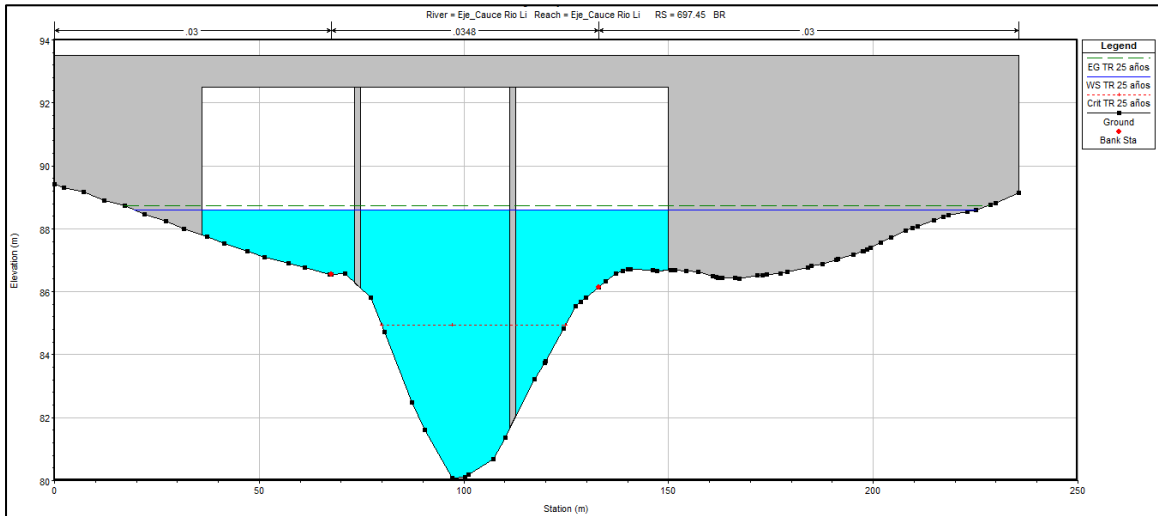


En el gráfico se observa que el flujo de agua es bajo en relación al tablero del puente y funciona como un canal tipo A, ya que la corriente que pasa debajo del puente es subcrítica, a pesar de ser un caudal grande.

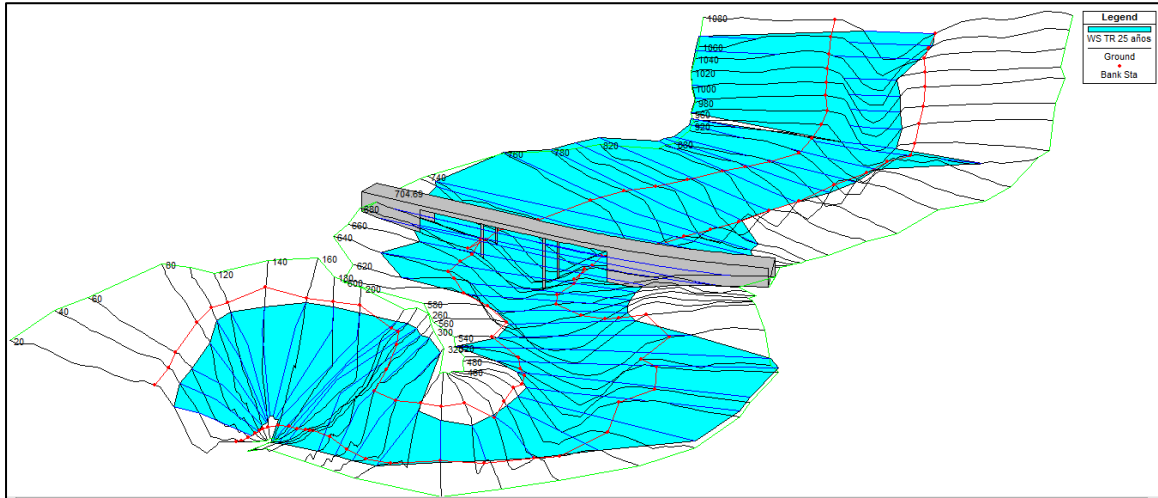
4.6.3. Capacidad del Puente

1.1.1.1. Secciones de Entrada y Salida del Puente para un TR25 años

El nivel del agua alcanza una altura máxima de 91.51m para un caudal de 659.8 m³/s, para el período de retorno de 25 años.



4.6.4. Vista de 3D del cauce en HEC-RAS 6.3.1



4.6.5. Periodo de Retorno 50 años

Los resultados del cómputo realizado en el software, para un caudal de $TR50 = 849.8 \text{ m}^3/\text{s}$, se presenta a continuación:

Plan: Plan 01 Eje_Cauce Rio Li Eje_Cauce Rio Li RS: 697.45		Profile: TR 50 años		
E.G. US. (m)	89.64	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	89.56	E.G. Elev (m)	89.63	89.62
Q Total (m3/s)	849.80	W.S. Elev (m)	89.49	89.50
Q Bridge (m3/s)	849.80	Crit W.S. (m)	85.55	84.97
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	9.41	10.04
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.66	1.46
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	513.23	581.29
Weir Submerg		Froude # Chl	0.18	0.15
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1675.01	2001.37
Min El Weir Flow (m)	93.50	Hydr Depth (m)	4.62	5.21
Min El Prs (m)	92.50	W.P. Total (m)	138.81	143.76
Delta EG (m)	0.04	Conv. Total (m3/s)	37981.2	45617.5
Delta WS (m)	0.03	Top Width (m)	111.00	111.51
BR Open Area (m2)	847.75	Frctn Loss (m)	0.01	0.00
BR Open Vel (m/s)	1.66	C & E Loss (m)	0.01	0.01
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	18.15	13.76
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	30.05	20.12

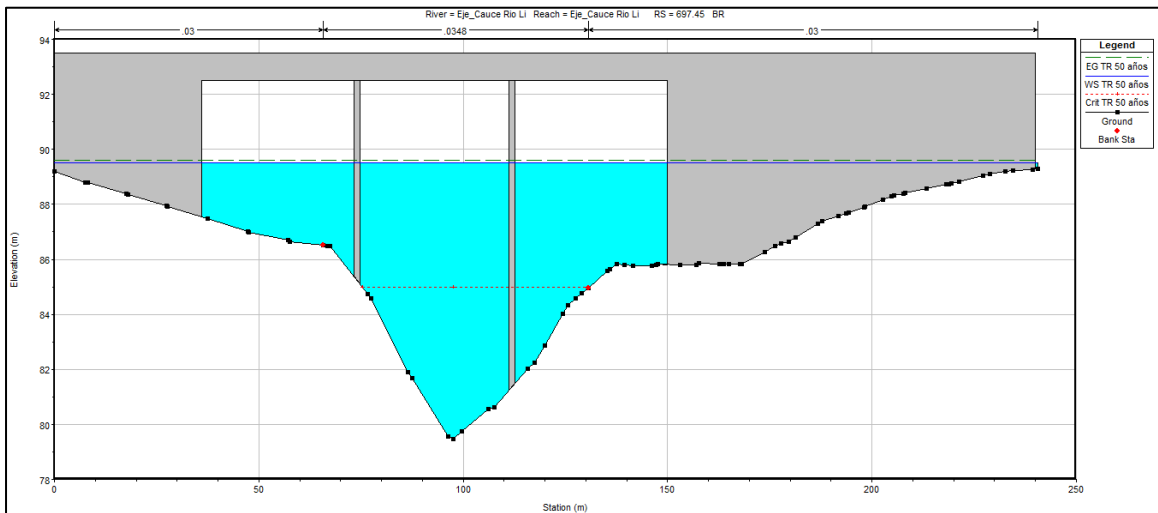
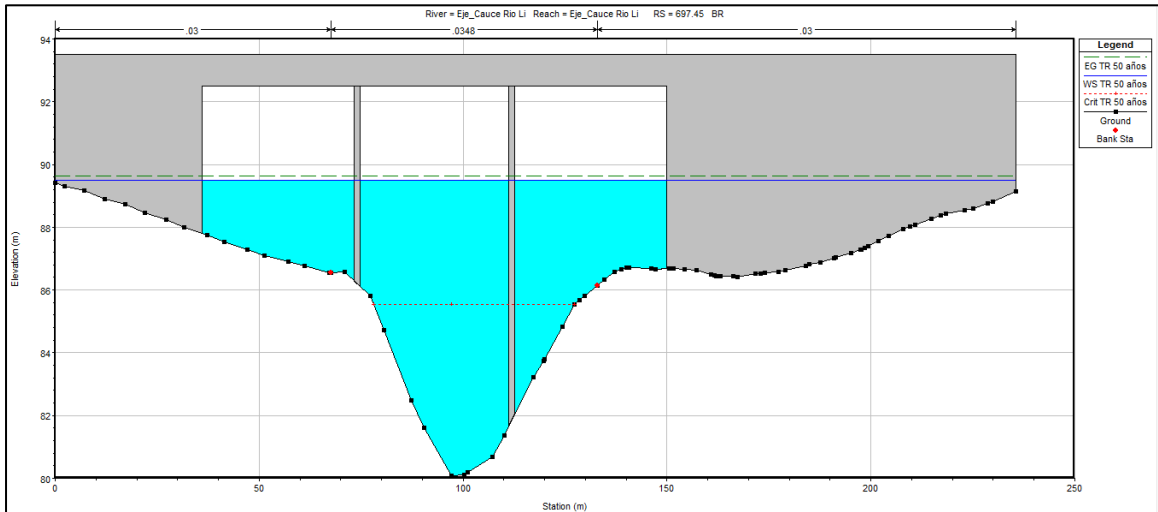
4.6.6. Perfil de Flujo para el TR 50 años

En el grafico se observa que el flujo de agua es bajo en relación al tablero del puente y funciona como un canal tipo A, ya que la corriente que pasa debajo del puente es subcritico, a pesar de ser un caudal grande.

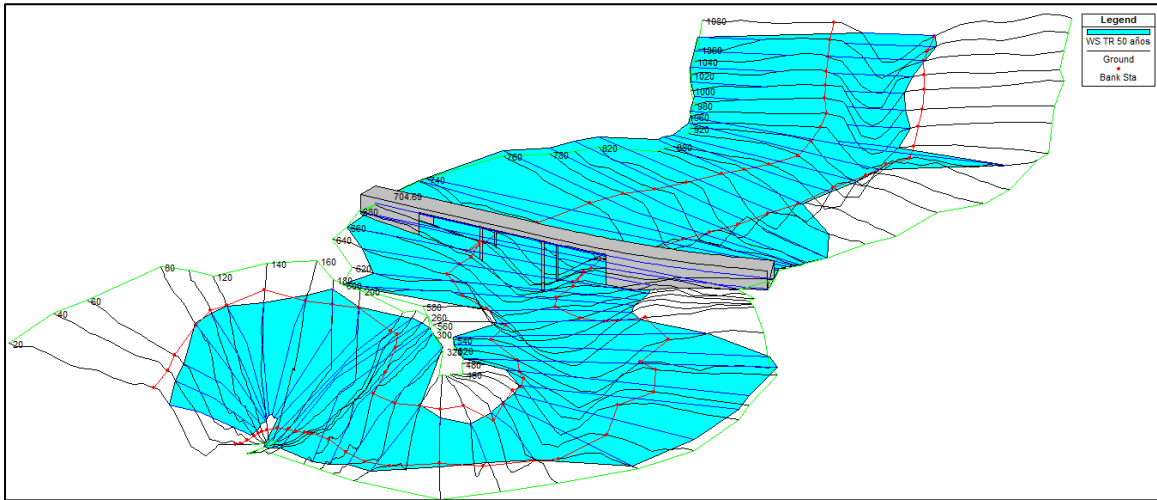
4.7. Capacidad del Puente

4.7.1. Secciones de Entrada y Salida del Puente para un TR 50 años

El nivel del agua alcanza una altura máxima de 89.50m, para un caudal de 849.8 m³/s, para el período de retorno de 50 años.



Vista de 3D del cauce en HEC-RAS 6.3.1.

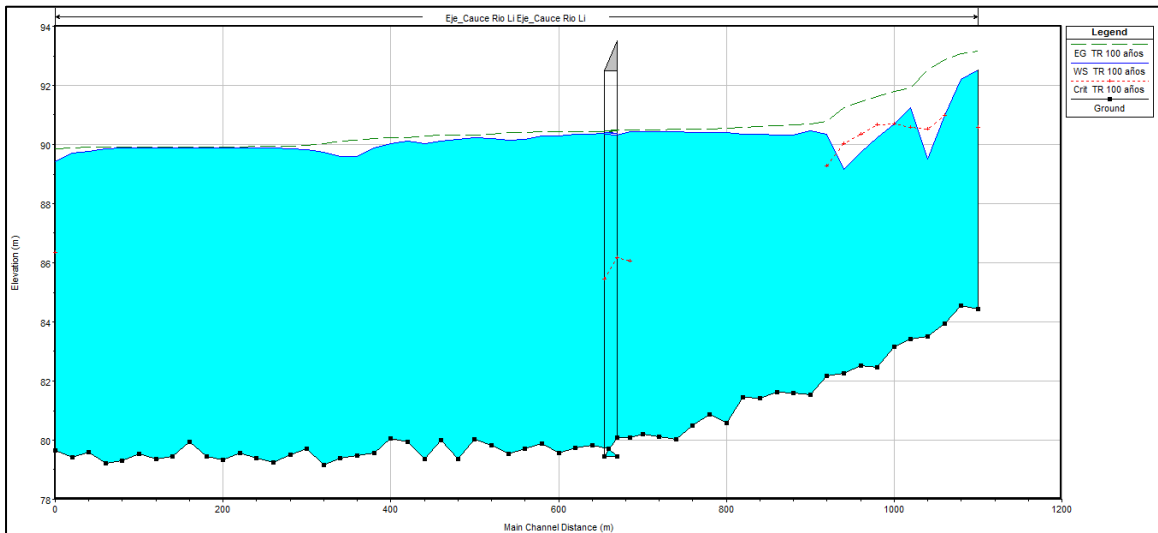


Periodo de Retorno 100 años

Los resultados del cómputo realizado en el software, para un caudal de $TR_{100} = 1046.90 \text{ m}^3/\text{s}$, se presenta a continuación:

Plan: Plan 01 Eje_Cauce Rio Li		Eje_Cauce Rio Li RS: 697.45		Profile: TR 100 años	
E.G. US. (m)	90.49	Element	Inside BR US	Inside BR DS	
W.S. US. (m)	90.42	E.G. Elev (m)	90.48	90.47	
Q Total (m3/s)	1046.90	W.S. Elev (m)	90.33	90.34	
Q Bridge (m3/s)	1046.90	Crit W.S. (m)	86.18	85.46	
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	10.25	10.88	
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.73	1.55	
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	606.39	674.68	
Weir Submerg		Froude # Chl	0.17	0.15	
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	2184.83	2565.76	
Min El Weir Flow (m)	93.50	Hydr Depth (m)	5.46	6.05	
Min El Prs (m)	92.50	W.P. Total (m)	143.85	150.46	
Delta EG (m)	0.04	Conv. Total (m3/s)	48365.0	56552.2	
Delta WS (m)	0.04	Top Width (m)	111.00	111.51	
BR Open Area (m2)	847.75	Frctn Loss (m)	0.01	0.00	
BR Open Vel (m/s)	1.73	C & E Loss (m)	0.01	0.02	
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	19.37	15.07	
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	33.44	23.38	

Perfil de Flujo para el TR 100 años

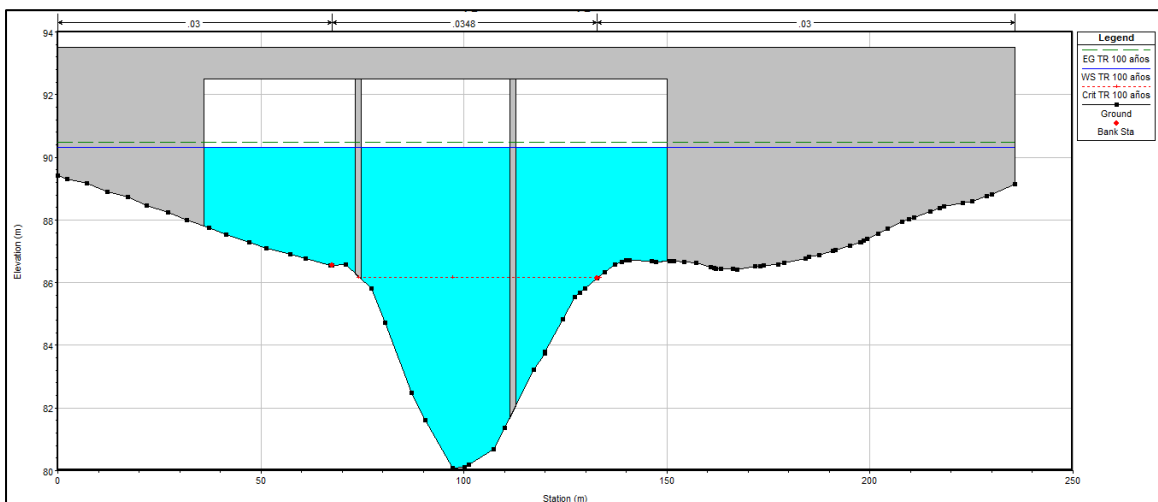


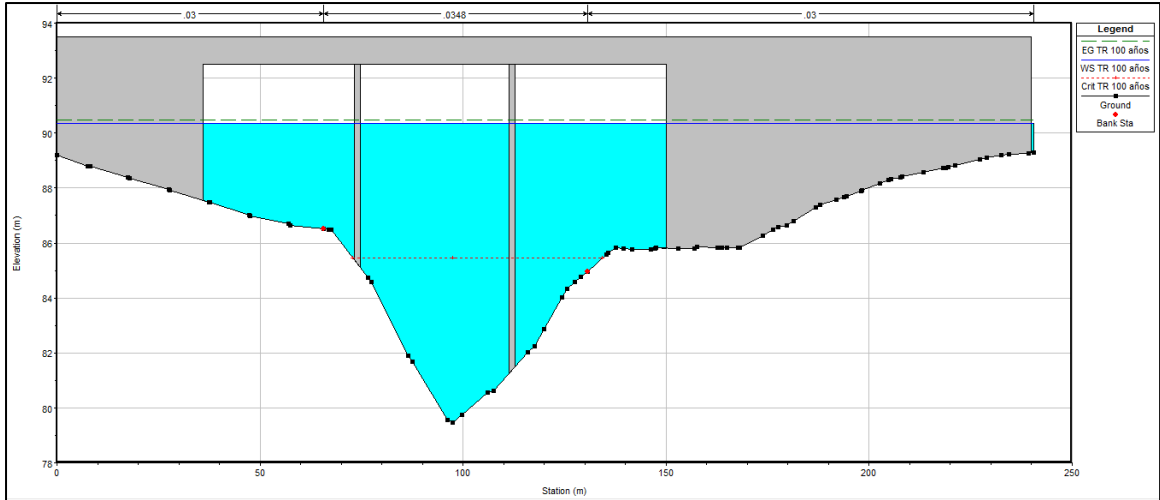
En el grafico se observa que el flujo de agua es bajo en relación al tablero del puente y funciona como un canal tipo A, ya que la corriente que pasa debajo del puente es subcritico, a pesar de ser un caudal grande.

4.7.2. Capacidad del Puente

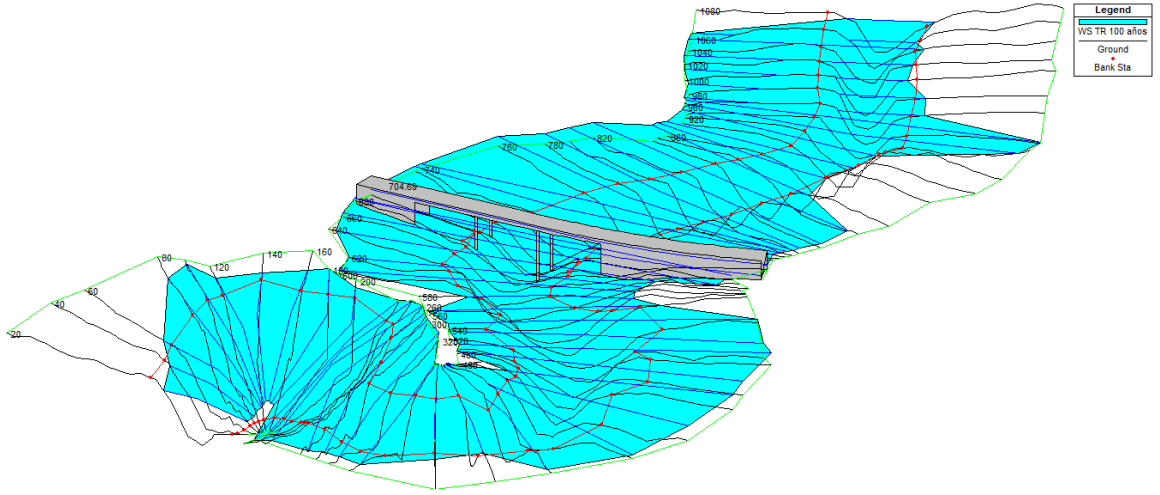
Secciones de Entrada y Salida del Puente para un TR 100 años

El nivel del agua alcanza una altura máxima de 90.49m para un caudal de 1046.90mcs, para el período de retorno de 100 años.

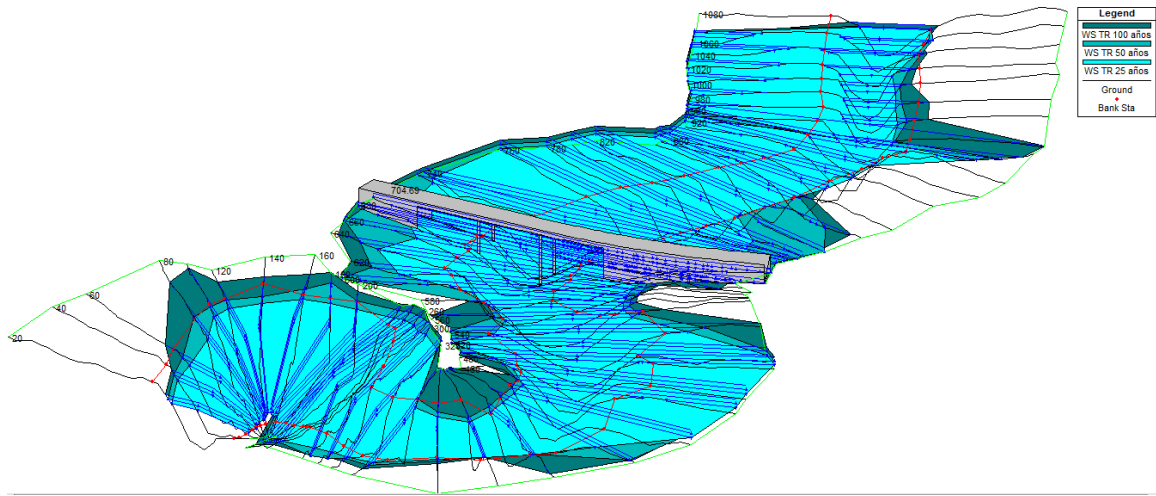




Vista de 3D del cauce en HEC-RAS 6.3.1.



Vista de 3D comparativa de 3 períodos de retorno del cauce en HEC-RAS 6.3.1.



4.8. ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN DEL PUENTE LIKUS

4.8.1. Resultados del análisis de Socavación en el Puente Likus

El diámetro utilizado para determinar la socavación local en los estribos, es el D_{50} , valor que corresponde al número promedio de los ensayos de suelo realizados en el laboratorio para tal fin.

Diámetro de las partículas de resultado de sondeo manual, utilizado para el análisis de socavación.

Ubicación	Margen izquierdo	Margen derecho	Centro del cauce
D16	0.341	0.341	0.341
D50	0.864	0.864	0.864
D95	38.395	38.395	38.395

Tabla 29 Diámetros de partículas en sondeo manual

Fuente: Laboratorio de TECS.A.

Coefficiente de Manning calculado para el tramo del Rio en estudio

Para los cálculos en Hec-Ras se usaron los siguientes valores:

Ubicación	Coefficiente de rugosidad (n)
Margen izquierdo	0.0348
Margen derecho	0.0348
Centro del cauce	0.0348

Tabla 30 Valores de Manning usados

4.8.2. Periodo de retorno de 25 años

Modelación de la Socavación para el TR 25 años

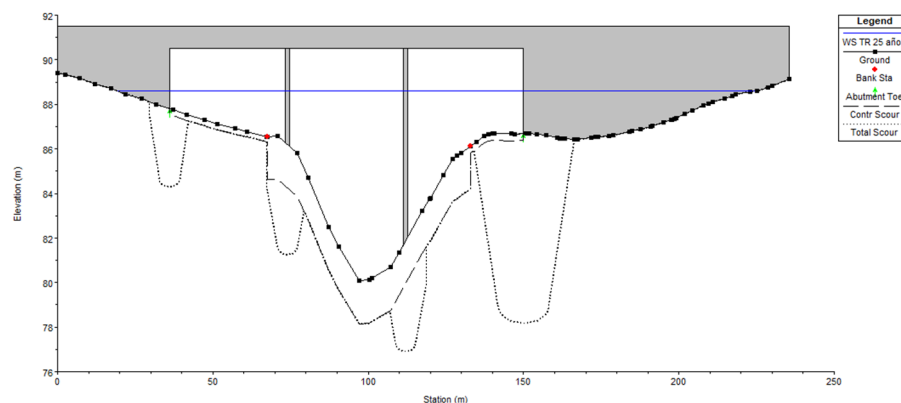


Ilustración 32 Modelación de socavación para TR de 25 años. Elaboración Propia.

Fuente: Elaboración Propia.

Resultados del Análisis de Socavación para el TR 25 años

Socavación por contracción			
	Left	Channel	Right
Ys (m):	0.25	1.92	0.31
Vc (m/s):	0.68	0.78	0.65
Equation:	Live	Live	Live
Socavación por muelles/pilares			
Ys (m):	3.02		
Froude #:	0.2		
Equation:	CSU equation		
Socavación por contrafuerte			
	Left	Right	
Ys (m):	3.25	8.2	
Qe/Ae = Ve	0.59	0.6	
Froude #:	0.14	0.18	
Equation:	HIRE	HIRE	
Profundidades de socavación combinadas			
Socavación por muelle y contracción (m):			4.95
Socavación de contrafuerte izquierdo y contracción (m):			3.5
Socavación de contrafuerte derecho y contracción (m):			8.51

Tabla 31 Resultado de Socavación TR 25 años.

Fuente: Elaboración Propia.

La modelación en el software, en relación a la socavación refleja una profundidad de 1.92m de socavación por contracción. La profundidad de socavación para los estribos muestra 3.25m para el estribo izquierdo y 8.2m para el estribo derecho. La socavación combinada es de 3.5m para el estribo izquierdo y 8.51m para el estribo derecho. El caudal utilizado en el análisis es de 659.8mcs para el TR 25años.

4.8.3. Periodo de retorno de 50 años

Modelación de la Socavación para el TR 50 años

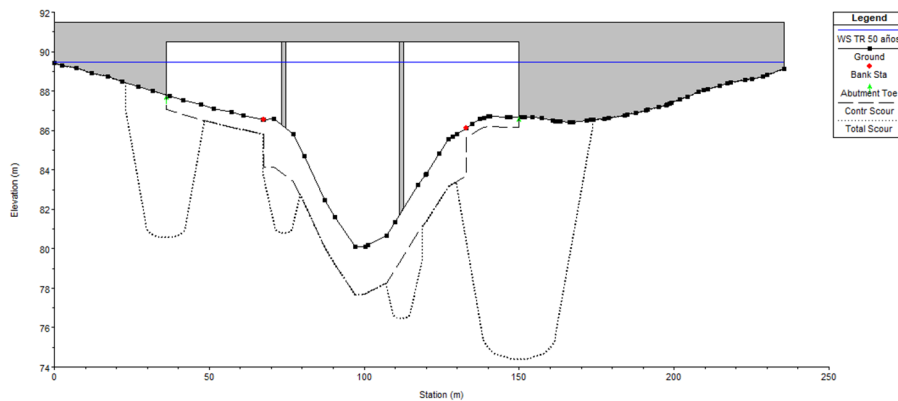


Ilustración 33 Elaboración Propia.

Fuente: Elaboración Propia.

Resultados del Análisis de Socavación para el TR 50 años

Socavación por contracción			
	Left	Channel	Right
Ys (m):	0.74	2.41	0.51
Vc (m/s):	0.7	0.8	0.68
Equation:	Live	Live	Live
Socavación por muelles/pilares			
Ys (m):	2.99		
Froude #:	0.18		
Equation:	CSU equation		
Socavación por contrafuerte			
	Left	Right	
Ys (m):	6.52	11.78	
Qe/Ae = Ve	0.62	0.19	
Froude #:	0.15	0.17	
Equation:	Froehlich	HIRE	
Profundidades de socavación combinadas			
Socavación por muelle y contracción (m):	5.4		
Socavación de contrafuerte izquierdo y contracción (m):	7.25		
Socavación de contrafuerte derecho y contracción (m):	12.29		

Tabla 32 Resultado de socavación para TR 50 años.

Fuente: Elaboración Propia.

La modelación en el software en relación a la socavación refleja una profundidad de 2.41m de socavación por contracción. La profundidad de socavación para los estribos muestra 6.52m para el estribo izquierdo y 11.78m para el estribo derecho. La socavación combinada es de 7.25m para el estribo izquierdo y 12.29 para el

estribo derecho. El caudal utilizado en el análisis es de 849.8 mcs para el TR 50 años.

4.8.4. Periodo de retorno de 100 años

Modelación de la Socavación para el TR 100 años

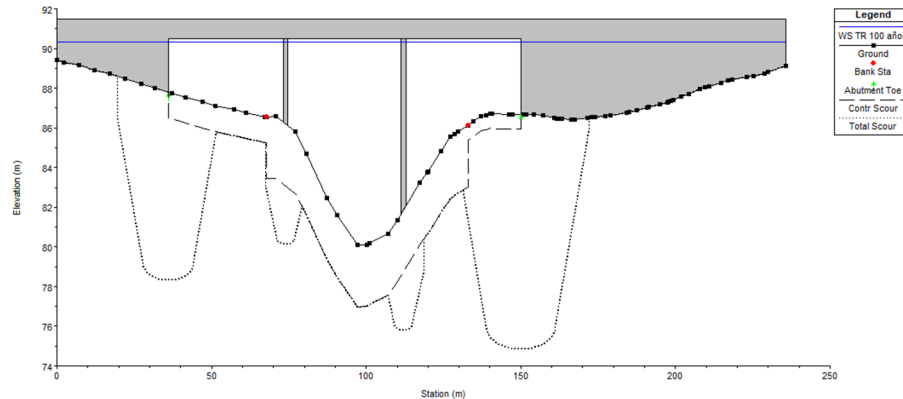


Ilustración 34 Grafica de Socavación de Socavación para TR 100 años.

Fuente: Elaboración Propia.

Resultados del Análisis de Socavación para el TR 100 años

Socavación por contracción			
	Left	Channel	Right
Ys (m):	1.3	3.11	0.74
Vc (m/s):	0.73	0.82	0.72
Equation:	Live	Live	Live
Socavación por muelles/pilares			
Ys (m):	2.95		
Froude #:	0.16		
Equation:	CSU equation		
Socavación por contrafuerte			
	Left	Right	
Ys (m):	8.17	11.1	
Qe/Ae = Ve	0.69	0.73	
Froude #:	0.13	0.14	
Equation:	Froehlich	Froehlich	
Profundidades de socavación combinadas			
Socavación por muelle y contracción (m):	6.06		
Socavación de contrafuerte izquierdo y contracción (m):	9.48		
Socavación de contrafuerte derecho y contracción (m):	11.84		

Tabla 33 Análisis de Socavación para TR 100 años.

Fuente: Elaboración Propia.

La modelación en el software en relación a la socavación refleja una profundidad de 3.11m de socavación por contracción. La profundidad de socavación para los estribos muestra 8.17m para el estribo izquierdo y 11.1m para el estribo derecho.

La socavación combinada es de 9.48m para el estribo izquierdo y 11.84m para el estribo derecho. El caudal utilizado en el análisis es de 1046.90mcs para el TR 100 años.

4.9. Diseño de Protección frente a los efectos de la socavación

El cálculo para la protección de los estribos del puente Likus, se realizó con el método del Bureau de Reclamación. Con este método es suficiente para calcular los diámetros de piedras para levantar un enrocado que sirva de protección a los estribos del puente en cuestión.

$$D_{100} = \frac{0.0668(1.35)^2}{2.65-1} = 0.07m$$

El valor del D_{100} calculado es de 0.7m, (2 pulg), este valor es muy inferior al mostrado en la tabla 19, por tanto se propone utilizar enrocado clase 3 para mitigar la socavación en el río.

CAPITULO 5. CONCLUSIONES

- ❖ La cuenca del río Likus tiene un área de 83.48 km², clasificándose como una cuenca grande, con caudales considerablemente altos determinados en el software HEC-HMS al aplicar el factor de cambio climático.
- ❖ El análisis hidrológico realizado por medio del software HEC-HMS 4.10 determinó un punto muy importante a mencionar, es el empleo del coeficiente por condiciones de cambio climático (KCC), el cual genera un aumento apreciable en el hietograma de lluvia, que a su vez afecta directamente al caudal pico que transitara por el punto de cierre en cuestión. El KCC realiza un ajuste más realista por las condiciones actuales de precipitación y es mantener el uso de este en todo estudio de hidrología.

En el análisis hidráulico del puente Likus, utilizando el programa HEC-RAS 6.3.1, se obtuvieron los siguientes valores de borde libre:

Para el TR de 25 años con flujo subcrítico da 7.56 m y para el flujo supercrítico 3.90 m, Para el TR de 50 años y flujo subcrítico un borde libre de 7.0 m y para el flujo supercrítico da 3.01 m, para el TR de 100 años y flujo subcrítico un borde libre de 6.32m y para el flujo supercrítico da 2.17m, desde el nivel de agua máximo a la subestructura propuesta en la cota 92.5 msnm para el puente y el fondo del cauce/rio está en la cota 80 msnm, siendo la altura de fondo a la subestructura del puente propuesta 12.5 m.

- ❖ El análisis de socavación presenta profundidades relevantes, desde 8.51m para el TR 25 años, hasta 11.84m para el TR 100 años. Es necesario mencionar que el software HEC-RAS 6.3.1 muestra un estimado de la socavación considerando que todo el suelo por debajo, tiene las mismas características que las muestras de suelo tomadas, de las cuales se realizó el estudio granulométrico de suelo. La estimación de la socavación tiene muchos parámetros, y no se puede calcular a ciencia cierta la profundidad exacta de socavación, si no que los métodos hidráulicos que existen en la actualidad, solo brindan estimaciones a considerar para el diseño de cualquier obra que mitigue tales efectos.

❖ No se determinó el Caudal Base por falta de información, ya que no se realizó un aforo como tal y por falta de niveles topográficos.

CAPITULO 6. RECOMENDACIONES

- ✓ Para garantizar precisión en la realización de un estudio Hidrotécnico se recomienda la metodología utilizada en este estudio utilizando softwares especializados que permiten estudios detallados y resultados más confiables.
- ✓ Todas las cuencas a nivel nacional, han sufrido grandes cambios en el uso del suelo. Esto afecta directamente los niveles de escorrentía que se generan ante los eventos de precipitación, por lo que es recomendable reforestar las áreas de la parte alta y media de la cuenca, y de igual forma, las áreas bajas de la cuenca.
- ✓ Los resultados de los efectos de socavación, muestra profundidades muy notorias. Para evitar un colapso de la estructura, se recomienda un estudio de suelo SPT (Soil Penetration Standard, por sus siglas en inglés, más detallado, realizado por un Ingeniero Geotécnico para descartar variaciones en los resultados.
- ✓ Es necesario que el Ingeniero Geotécnico, realice un diseño apropiado para mitigar los efectos de socavación, y de esta forma brindarle a la estructura, un grado más de seguridad, frente a cualquier evento meteorológico y huracanes que son más comunes en la zona atlántica de nuestro país.
- ✓ Se recomienda realizar un aforo , para proceder a calcular el caudal base , este se debe determinar en tiempo de avenidas máximas (invierno con máximas precipitaciones) en el mes de octubre , a ese caudal base calculado por aforo se le debe sumar , el caudal calculado por medio de un análisis hidrológico.

CAPITULO 7. BIBLIOGRAFÍA

- Ministerio de Transporte e Infraestructura. Guía Hidráulica para el diseño de estructuras de drenaje en caminos rurales. Septiembre 2011
- Chow, Ven Te; Maidment, David R; Mays, Larry W. Hidrología aplicada. McGraw Hill. 1994.
- Villón Béjar, Máximo. Hidrología. Cartago, Costa Rica. Febrero 2002.
- Universidad Nacional Agraria. Gámez Morales, William R. Texto Básico de Hidrología. Managua, 2010.
- Lanza Mejía, D.J (2010) Introducción a la Hidrotecnia Vial. Managua, Nicaragua.

CAPITULO 8. ANEXOS

8.1. Anexo: Curvas IDF de la Estación Puerto Cabezas

ESTACIÓN	TR	$I = A/(t + d)^b$		
		A	d	b
Puerto Cabezas	1.5	1986.243	20.0	0.874
Código: 47002	2	1105.581	12.0	0.740
Tipo: HMP	5	1041.343	11.0	0.673
14°02'40" Lat N	10	1072.619	11.0	0.649
83°22'30" Long W	15	961.401	9.0	0.614
Elev: 20	25	927.348	8.0	0.591
Periodo: 1971 - 2020	50	846.369	6.0	0.554
	100	826.757	5.0	0.531

Ilustración 35 IDF estación Puerto Cabezas

Fuente: INETER

Estos son los datos de la estación meteorológica de Puerto Cabeza

En el esquema anterior de la Cuenca del río Likus, se identifican los nombres de cada punto de control que posee la cuenca, para una mejor identificación de los resultados presentados a continuación:

Para el período de retorno de 25 años se tienen los siguientes resultados del análisis hidrológico de cada componente que conforma la cuenca.

8.2. Datos de resultados del programa HEC-HMS v4.10 de la cuenca del río Likus

8.2.1. Resultado de la simulación hidrológica en HMS para el TR 25 años

ELEMENTO	ÁREA DRENAJE (Km ²)	CAUDAL (m ³ /s)	TIEMPO PICO	VOLUMEN (mm)
W580	3.9142	68.3	01ene.2000, 04:00	183.92
W570	3.2886	49.7	01ene.2000, 04:30	182.41
W560	5.4411	80.4	01ene.2000, 04:30	182.69
W550	2.0945	42.4	01ene.2000, 03:30	181.81
W540	0.80641	17.5	01ene.2000, 03:30	182.85
W530	1.6511	29.9	01ene.2000, 04:00	181.81
W520	3.4819	56.6	01ene.2000, 04:00	182.97
W510	2.423	44.1	01ene.2000, 04:00	182.85
W500	3.6955	61.6	01ene.2000, 04:00	182.85
W490	5.0891	84.7	01ene.2000, 04:00	182.78

ELEMENTO	ÁREA DRENAJE (Km ²)	CAUDAL (m ³ /s)	TIEMPO PICO	VOLUMEN (mm)
W480	2.4137	42.2	01ene.2000, 04:00	178.41
W470	2.8898	50.1	01ene.2000, 04:00	183.41
W460	1.3517	28	01ene.2000, 03:30	180.61
W450	3.4117	62.7	01ene.2000, 04:00	182.94
W440	1.423125	26.6	01ene.2000, 03:30	184.39
W430	0.0009375	0	01ene.2000, 03:00	182.85
W420	1.2858	25.5	01ene.2000, 03:30	182.85
W410	1.0890625	21.4	01ene.2000, 03:30	181.43
W400	0.25484	5.7	01ene.2000, 03:00	182.85
W390	8.4116	137.1	01ene.2000, 04:00	182.85
W380	3.5573	64.2	01ene.2000, 04:00	182.85
W370	0.2421875	5.7	01ene.2000, 03:00	182.85
W360	2.6906	49.9	01ene.2000, 03:30	182.85
W350	1.2692	23.7	01ene.2000, 03:30	182.85
W340	2.8836	47.1	01ene.2000, 04:00	182.63
W330	3.7533	66.4	01ene.2000, 04:00	182.85
W320	3.7361	58.8	01ene.2000, 04:00	182.85
W310	6.0948	91.5	01ene.2000, 04:30	182.66
W300	4.378	64.7	01ene.2000, 04:30	182.75
Outlet1	83.0227625	659.8	01ene.2000, 08:30	182.66
J98	8.7297	130.1	01ene.2000, 04:30	182.58
J103	79.1085625	673.9	01ene.2000, 07:30	182.6
J106	73.5321625	668.7	01ene.2000, 07:00	182.61
J113	62.3449525	641.4	01ene.2000, 06:30	182.63
J116	8.7846	146.4	01ene.2000, 04:00	182.81
J123	57.5082525	625.3	01ene.2000, 06:00	182.8
J128	22.0666875	273.4	01ene.2000, 05:00	182.86
J131	33.5602125	412.6	01ene.2000, 05:30	182.91
J134	42.09195	520.2	01ene.2000, 05:30	182.88
J139	53.2667525	605.6	01ene.2000, 06:00	182.82
J144	15.0976875	259.2	01ene.2000, 04:00	182.85
J151	6.4439	116	01ene.2000, 04:00	182.85
J156	7.2616	109.4	01ene.2000, 04:30	182.7
J161	9.8309	149.3	01ene.2000, 04:30	182.73
R80	7.2616	97.3	01ene.2000, 05:30	182.7
R90	33.5602125	412.9	01ene.2000, 05:30	182.92
R100	15.0976875	209.8	01ene.2000, 05:30	182.85
R110	22.0666875	268.4	01ene.2000, 05:30	182.86

ELEMENTO	ÁREA DRENAJE (Km ²)	CAUDAL (m ³ /s)	TIEMPO PICO	VOLUMEN (mm)
R120	42.09195	503.3	01ene.2000, 06:00	182.88
R130	9.8309	150.2	01ene.2000, 04:30	182.73
R160	53.2667525	599.1	01ene.2000, 06:30	182.82
R50	6.4439	118.8	01ene.2000, 04:00	182.85
R180	8.7846	130.9	01ene.2000, 05:00	182.81
R190	57.5082525	616.1	01ene.2000, 07:00	182.8
R230	62.3449525	625.9	01ene.2000, 07:30	182.63
R240	8.7297	129.3	01ene.2000, 04:30	182.58
R250	73.5321625	663.2	01ene.2000, 08:00	182.61
R270	79.1085625	657.5	01ene.2000, 08:30	182.6

Serie de tiempo de caudales en el punto de salida de la cuenca para TR25 años.

FECHA	TIEMPO	CAUDAL CUENCA DE SALIDA (m ³ /s)	CAUDAL RÍO (m ³ /s)	CAUDAL TOTAL (m ³ /s)
01ene.2000	00:00	0	0	0
01ene.2000	00:30	0	0	0
01ene.2000	01:00	0.3	0	0.3
01ene.2000	01:30	1.7	0.3	2
01ene.2000	02:00	5.3	1.9	7.1
01ene.2000	02:30	11.6	6.6	18.2
01ene.2000	03:00	29.1	18.4	47.5
01ene.2000	03:30	57.6	46.1	103.7
01ene.2000	04:00	68.3	99.2	167.5
01ene.2000	04:30	59.9	173.6	233.5
01ene.2000	05:00	46.2	255.8	302
01ene.2000	05:30	36.1	336.9	373
01ene.2000	06:00	29	411.6	440.6
01ene.2000	06:30	22.6	478.7	501.3
01ene.2000	07:00	15	539.8	554.8
01ene.2000	07:30	8.4	594.4	602.8
01ene.2000	08:00	4.4	636.5	640.9
01ene.2000	08:30	2.3	657.5	659.8
01ene.2000	09:00	1.1	650.9	652
01ene.2000	09:30	0.6	615.7	616.3

FECHA	TIEMPO	CAUDAL CUENCA DE SALIDA (m ³ /s)	CAUDAL RÍO (m ³ /s)	CAUDAL TOTAL (m ³ /s)
01ene.2000	10:00	0.3	556.3	556.5
01ene.2000	10:30	0.1	480.3	480.4
01ene.2000	11:00	0.1	396.8	396.8
01ene.2000	11:30	0	314.2	314.2
01ene.2000	12:00	0	238.9	238.9
01ene.2000	12:30	0	174.5	174.5
01ene.2000	13:00	0	122.6	122.6
01ene.2000	13:30	0	82.8	82.8
01ene.2000	14:00	0	53.8	53.8
01ene.2000	14:30	0	33.7	33.7
01ene.2000	15:00	0	20.4	20.4
01ene.2000	15:30	0	12	12
01ene.2000	16:00	0	6.9	6.9
01ene.2000	16:30	0	3.8	3.8
01ene.2000	17:00	0	2.1	2.1
01ene.2000	17:30	0	1.1	1.1
01ene.2000	18:00	0	0.6	0.6
01ene.2000	18:30	0	0.3	0.3
01ene.2000	19:00	0	0.1	0.1
01ene.2000	19:30	0	0.1	0.1
01ene.2000	20:00	0	0	0
01ene.2000	20:30	0	0	0
01ene.2000	21:00	0	0	0
01ene.2000	21:30	0	0	0
01ene.2000	22:00	0	0	0
01ene.2000	22:30	0	0	0
01ene.2000	23:00	0	0	0
01ene.2000	23:30	0	0	0
02ene.2000	00:00	0	0	0

8.2.2. Resultado de la simulación hidrológica en HMS para el TR 50 años

ELEMENTO	ÁREA DRENAJE (Km ²)	CAUDAL (m ³ /s)	TIEMPO PICO	VOLUMEN (mm)
W580	3.9142	85.2	01ene.2000, 04:00	238.59
W570	3.2886	62.4	01ene.2000, 04:30	236.98
W560	5.4411	101	01ene.2000, 04:30	237.28
W550	2.0945	52.9	01ene.2000, 03:30	236.34
W540	0.80641	21.6	01ene.2000, 03:30	237.45
W530	1.6511	37.2	01ene.2000, 04:00	236.34
W520	3.4819	71	01ene.2000, 04:00	237.58
W510	2.423	54.8	01ene.2000, 04:00	237.45
W500	3.6955	77.2	01ene.2000, 04:00	237.45
W490	5.0891	106.2	01ene.2000, 04:00	237.38
W480	2.4137	52.9	01ene.2000, 04:00	232.71
W470	2.8898	62.5	01ene.2000, 04:00	238.05
W460	1.3517	34.9	01ene.2000, 03:30	235.07
W450	3.4117	77.9	01ene.2000, 04:00	237.55
W440	1.423125	33.3	01ene.2000, 03:30	239.09
W430	0.0009375	0	01ene.2000, 03:00	237.45
W420	1.2858	31.8	01ene.2000, 03:30	237.45
W410	1.0890625	26.8	01ene.2000, 03:30	235.94
W400	0.25484	7.1	01ene.2000, 03:00	237.45
W390	8.4116	172	01ene.2000, 04:00	237.45
W380	3.5573	79.9	01ene.2000, 04:00	237.45
W370	0.2421875	7.1	01ene.2000, 03:00	237.45
W360	2.6906	62.5	01ene.2000, 03:30	237.45
W350	1.2692	29.6	01ene.2000, 03:30	237.45
W340	2.8836	59.1	01ene.2000, 04:00	237.22
W330	3.7533	82.8	01ene.2000, 04:00	237.45
W320	3.7361	73.9	01ene.2000, 04:00	237.45
W310	6.0948	114.8	01ene.2000, 04:30	237.25
W300	4.378	81.3	01ene.2000, 04:30	237.35
Outlet1	83.0227625	849.8	01ene.2000, 08:30	237.25
J98	8.7297	163.4	01ene.2000, 04:30	237.17
J103	79.1085625	867.8	01ene.2000, 07:30	237.19
J106	73.5321625	860.5	01ene.2000, 07:00	237.19
J113	62.3449525	821.4	01ene.2000, 06:30	237.22
J116	8.7846	183.4	01ene.2000, 04:00	237.41
J123	57.5082525	799.1	01ene.2000, 06:00	237.4

ELEMENTO	ÁREA DRENAJE (Km ²)	CAUDAL (m ³ /s)	TIEMPO PICO	VOLUMEN (mm)
J128	22.0666875	347.3	01ene.2000, 05:00	237.47
J131	33.5602125	523.3	01ene.2000, 05:30	237.52
J134	42.09195	659.5	01ene.2000, 05:30	237.48
J139	53.2667525	771.3	01ene.2000, 06:00	237.42
J144	15.0976875	324.3	01ene.2000, 04:00	237.45
J151	6.4439	144.4	01ene.2000, 04:00	237.45
J156	7.2616	137.2	01ene.2000, 04:30	237.3
J161	9.8309	187.2	01ene.2000, 04:30	237.33
R80	7.2616	123	01ene.2000, 05:30	237.3
R90	33.5602125	523.7	01ene.2000, 05:30	237.52
R100	15.0976875	264.6	01ene.2000, 05:30	237.45
R110	22.0666875	341.3	01ene.2000, 05:30	237.47
R120	42.09195	640.2	01ene.2000, 06:00	237.48
R130	9.8309	188.9	01ene.2000, 04:30	237.33
R160	53.2667525	762.9	01ene.2000, 06:30	237.42
R50	6.4439	148.1	01ene.2000, 04:00	237.45
R180	8.7846	164.7	01ene.2000, 05:00	237.41
R190	57.5082525	787.4	01ene.2000, 06:30	237.4
R230	62.3449525	801.2	01ene.2000, 07:30	237.22
R240	8.7297	162.9	01ene.2000, 04:30	237.17
R250	73.5321625	852.9	01ene.2000, 07:30	237.19
R270	79.1085625	846.8	01ene.2000, 08:30	237.19

Serie de tiempo de caudales en el punto de salida de la cuenca para TR50 años.

FECHA	TIEMPO	CAUDAL CUENCA DE SALIDA (m ³ /s)	CAUDAL RÍO (m ³ /s)	CAUDAL TOTAL (m ³ /s)
01ene.2000	00:00	0	0	0
01ene.2000	00:30	0	0	0
01ene.2000	01:00	0.7	0.1	0.8
01ene.2000	01:30	3.6	0.8	4.4
01ene.2000	02:00	9.3	3.9	13.3
01ene.2000	02:30	18.1	12.3	30.4
01ene.2000	03:00	39.5	30.8	70.3
01ene.2000	03:30	73.1	69.5	142.7

FECHA	TIEMPO	CAUDAL CUENCA DE SALIDA (m ³ /s)	CAUDAL RÍO (m ³ /s)	CAUDAL TOTAL (m ³ /s)
01ene.2000	04:00	85.2	139.2	224.5
01ene.2000	04:30	74.7	234.5	309.2
01ene.2000	05:00	58.3	338.9	397.2
01ene.2000	05:30	46.2	442.1	488.2
01ene.2000	06:00	37.6	537.7	575.3
01ene.2000	06:30	29.7	624.1	653.8
01ene.2000	07:00	19.8	702.5	722.3
01ene.2000	07:30	11.1	771.4	782.5
01ene.2000	08:00	5.8	822.9	828.7
01ene.2000	08:30	3	846.8	849.8
01ene.2000	09:00	1.5	835.5	837.1
01ene.2000	09:30	0.8	788.8	789.5
01ene.2000	10:00	0.4	712.1	712.5
01ene.2000	10:30	0.2	615.4	615.6
01ene.2000	11:00	0.1	509.6	509.7
01ene.2000	11:30	0	404.8	404.9
01ene.2000	12:00	0	308.9	308.9
01ene.2000	12:30	0	226.6	226.6
01ene.2000	13:00	0	159.7	159.7
01ene.2000	13:30	0	108.1	108.1
01ene.2000	14:00	0	70.4	70.4
01ene.2000	14:30	0	44.2	44.2
01ene.2000	15:00	0	26.9	26.9
01ene.2000	15:30	0	15.8	15.8
01ene.2000	16:00	0	9.1	9.1
01ene.2000	16:30	0	5.1	5.1
01ene.2000	17:00	0	2.8	2.8
01ene.2000	17:30	0	1.5	1.5
01ene.2000	18:00	0	0.8	0.8
01ene.2000	18:30	0	0.4	0.4
01ene.2000	19:00	0	0.2	0.2
01ene.2000	19:30	0	0.1	0.1
01ene.2000	20:00	0	0	0
01ene.2000	20:30	0	0	0
01ene.2000	21:00	0	0	0
01ene.2000	21:30	0	0	0
01ene.2000	22:00	0	0	0

FECHA	TIEMPO	CAUDAL CUENCA DE SALIDA (m ³ /s)	CAUDAL RÍO (m ³ /s)	CAUDAL TOTAL (m ³ /s)
01ene.2000	22:30	0	0	0
01ene.2000	23:00	0	0	0
01ene.2000	23:30	0	0	0
02ene.2000	00:00	0	0	0

8.2.3. Resultado de la simulación hidrológica en HMS para el TR 100 años

ELEMENTO	ÁREA DRENAJE (Km ²)	CAUDAL (m ³ /s)	TIEMPO PICO	VOLUMEN (mm)
W580	3.9142	102.8	01ene.2000, 04:00	295.57
W570	3.2886	75.5	01ene.2000, 04:30	293.89
W560	5.4411	122.4	01ene.2000, 04:30	294.21
W550	2.0945	63.7	01ene.2000, 03:30	293.23
W540	0.80641	25.9	01ene.2000, 03:30	294.38
W530	1.6511	44.8	01ene.2000, 04:00	293.23
W520	3.4819	85.9	01ene.2000, 04:00	294.52
W510	2.423	66	01ene.2000, 04:00	294.38
W500	3.6955	93.3	01ene.2000, 04:00	294.38
W490	5.0891	128.4	01ene.2000, 04:00	294.31
W480	2.4137	63.9	01ene.2000, 04:00	289.42
W470	2.8898	75.4	01ene.2000, 04:00	295.01
W460	1.3517	42	01ene.2000, 03:30	291.89
W450	3.4117	93.6	01ene.2000, 04:00	294.49
W440	1.423125	40.2	01ene.2000, 03:30	296.09
W430	0.0009375	0	01ene.2000, 03:00	294.38
W420	1.2858	38.3	01ene.2000, 03:30	294.38
W410	1.0890625	32.3	01ene.2000, 03:30	292.81
W400	0.25484	8.5	01ene.2000, 03:00	294.38
W390	8.4116	208.2	01ene.2000, 04:00	294.38
W380	3.5573	96.2	01ene.2000, 04:00	294.38
W370	0.2421875	8.5	01ene.2000, 03:00	294.38
W360	2.6906	75.5	01ene.2000, 03:30	294.38
W350	1.2692	35.8	01ene.2000, 03:30	294.38
W340	2.8836	71.6	01ene.2000, 04:00	294.14
W330	3.7533	99.8	01ene.2000, 04:00	294.38
W320	3.7361	89.6	01ene.2000, 04:00	294.38

ELEMENTO	ÁREA DRENAJE (Km ²)	CAUDAL (m ³ /s)	TIEMPO PICO	VOLUMEN (mm)
W310	6.0948	139	01ene.2000, 04:30	294.17
W300	4.378	98.5	01ene.2000, 04:30	294.28
Outlet1	83.0227625	1046.9	01ene.2000, 08:30	294.18
J98	8.7297	197.9	01ene.2000, 04:30	294.09
J103	79.1085625	1068.9	01ene.2000, 07:30	294.11
J106	73.5321625	1059.5	01ene.2000, 07:00	294.12
J113	62.3449525	1008	01ene.2000, 06:30	294.14
J116	8.7846	221.7	01ene.2000, 04:00	294.34
J123	57.5082525	979.4	01ene.2000, 06:00	294.33
J128	22.0666875	423.8	01ene.2000, 05:00	294.4
J131	33.5602125	637.8	01ene.2000, 05:30	294.46
J134	42.09195	803.8	01ene.2000, 05:30	294.42
J139	53.2667525	942.9	01ene.2000, 06:00	294.35
J144	15.0976875	391.7	01ene.2000, 04:00	294.38
J151	6.4439	173.7	01ene.2000, 04:00	294.38
J156	7.2616	166	01ene.2000, 04:30	294.22
J161	9.8309	226.4	01ene.2000, 04:30	294.25
R80	7.2616	149.6	01ene.2000, 05:30	294.22
R90	33.5602125	638.4	01ene.2000, 05:30	294.46
R100	15.0976875	321.3	01ene.2000, 05:30	294.38
R110	22.0666875	416.8	01ene.2000, 05:30	294.4
R120	42.09195	782.2	01ene.2000, 06:00	294.42
R130	9.8309	229	01ene.2000, 04:30	294.25
R160	53.2667525	932.4	01ene.2000, 06:30	294.35
R50	6.4439	178.5	01ene.2000, 04:00	294.38
R180	8.7846	199.8	01ene.2000, 05:00	294.34
R190	57.5082525	965.7	01ene.2000, 06:30	294.33
R230	62.3449525	982.8	01ene.2000, 07:30	294.14
R240	8.7297	197.7	01ene.2000, 04:30	294.09
R250	73.5321625	1050.4	01ene.2000, 07:30	294.12
R270	79.1085625	1043.1	01ene.2000, 08:30	294.11

Serie de tiempo de caudales en el punto de salida de la cuenca para TR 100 años.

FECHA	TIEMPO	CAUDAL CUENCA DE SALIDA (m³/s)	CAUDAL RÍO (m³/s)	CAUDAL TOTAL (m³/s)
01ene.2000	00:00	0	0	0
01ene.2000	00:30	0.1	0	0.1
01ene.2000	01:00	1.4	0.2	1.5
01ene.2000	01:30	5.9	1.6	7.5
01ene.2000	02:00	13.9	6.7	20.6
01ene.2000	02:30	25.1	19.3	44.5
01ene.2000	03:00	50.4	45.2	95.6
01ene.2000	03:30	89.2	95.8	185
01ene.2000	04:00	102.8	183	285.7
01ene.2000	04:30	90.1	299.9	390
01ene.2000	05:00	70.8	427.5	498.3
01ene.2000	05:30	56.5	553.6	610.1
01ene.2000	06:00	46.4	670.9	717.3
01ene.2000	06:30	36.9	777.1	814
01ene.2000	07:00	24.7	873.1	897.7
01ene.2000	07:30	13.9	956.3	970.1
01ene.2000	08:00	7.2	1017	1024.2
01ene.2000	08:30	3.8	1043.1	1046.9
01ene.2000	09:00	1.9	1026.6	1028.5
01ene.2000	09:30	1	967.4	968.3
01ene.2000	10:00	0.5	872.7	873.2
01ene.2000	10:30	0.2	754.3	754.6
01ene.2000	11:00	0.1	625.3	625.4
01ene.2000	11:30	0	497.6	497.6
01ene.2000	12:00	0	380.5	380.5
01ene.2000	12:30	0	279.6	279.6
01ene.2000	13:00	0	197.5	197.5
01ene.2000	13:30	0	134	134
01ene.2000	14:00	0	87.4	87.4
01ene.2000	14:30	0	54.9	54.9
01ene.2000	15:00	0	33.4	33.4
01ene.2000	15:30	0	19.7	19.7
01ene.2000	16:00	0	11.3	11.3
01ene.2000	16:30	0	6.3	6.3

FECHA	TIEMPO	CAUDAL CUENCA DE SALIDA (m ³ /s)	CAUDAL RÍO (m ³ /s)	CAUDAL TOTAL (m ³ /s)
01ene.2000	17:00	0	3.5	3.5
01ene.2000	17:30	0	1.8	1.8
01ene.2000	18:00	0	0.9	0.9
01ene.2000	18:30	0	0.5	0.5
01ene.2000	19:00	0	0.2	0.2
01ene.2000	19:30	0	0.1	0.1
01ene.2000	20:00	0	0	0
01ene.2000	20:30	0	0	0
01ene.2000	21:00	0	0	0
01ene.2000	21:30	0	0	0
01ene.2000	22:00	0	0	0
01ene.2000	22:30	0	0	0
01ene.2000	23:00	0	0	0
01ene.2000	23:30	0	0	0
02ene.2000	00:00	0	0	0

8.2.4. Tabla 34 Resumen Global de Flujo en las Secciones del Río para TR de 25, 50 y 100 años

Estación Río	Caudal de diseño	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
1120	TR 100 años	1046.9	84.44	92.53	90.57	93.17	0.00229	3.59	307.21	102.67	0.55
1120	TR 50 años	849.8	84.44	91.72	89.97	92.38	0.00251	3.61	236.05	70.85	0.57
1120	TR 25 años	659.8	84.44	90.9	89.37	91.51	0.002611	3.44	191.56	50.85	0.57
1100	TR 100 años	1046.9	84.54	92.2		93.06	0.00291	4.17	269.05	112.08	0.62
1100	TR 50 años	849.8	84.54	91.43		92.28	0.002991	4.13	210.16	52.64	0.62
1100	TR 25 años	659.8	84.54	90.67		91.43	0.002986	3.85	173.2	46.7	0.61
1080	TR 100 años	1046.9	83.95	90.98	90.98	92.87	0.007861	6.1	173.04	47.74	0.98
1080	TR 50 años	849.8	83.95	90.25	90.25	92.09	0.008567	6.01	141.35	39.58	1.01
1080	TR 25 años	659.8	83.95	90.06		91.3	0.006038	4.93	133.96	38.34	0.84
1060	TR 100 años	1046.9	83.52	89.51	90.51	92.53	0.017894	7.97	141.93	60.16	1.43
1060	TR 50 años	849.8	83.52	90.9	90.04	91.57	0.003113	3.86	242.88	85.59	0.62
1060	TR 25 años	659.8	83.52	90.45		91.01	0.00283	3.49	206.85	77.33	0.58
1040	TR 100 años	1046.9	83.42	91.24	90.58	91.92	0.003235	3.93	301.01	121.57	0.63
1040	TR 50 años	849.8	83.42	90.9		91.48	0.003055	3.6	263.68	106.47	0.61
1040	TR 25 años	659.8	83.42	90.41	89.67	90.95	0.002972	3.43	215.09	92.25	0.59
1020	TR 100 años	1046.9	83.15	90.71	90.71	91.79	0.006056	4.91	241.29	106.69	0.84
1020	TR 50 años	849.8	83.15	90.35	90.35	91.36	0.005256	4.68	205.66	93.71	0.78
1020	TR 25 años	659.8	83.15	88.79	88.79	90.71	0.008824	6.14	107.57	29.03	1.01

Estación Río	Caudal de diseño	Q Total	Min Ch EI	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m³/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
1000	TR 100 años	1046.9	82.45	90.24	90.65	91.63	0.006329	5.55	218.38	92.56	0.87
1000	TR 50 años	849.8	82.45	89.61	90.01	91.19	0.006479	5.74	166.36	74.31	0.88
1000	TR 25 años	659.8	82.45	88.32	88.81	90.49	0.010577	6.55	102.26	34.6	1.1
980	TR 100 años	1046.9	82.51	89.75	90.35	91.46	0.008959	6.07	193.96	89.67	1.02
980	TR 50 años	849.8	82.51	89.14	89.63	91.02	0.008272	6.22	149.5	59.41	0.98
980	TR 25 años	659.8	82.51	88.11	88.65	90.32	0.010724	6.6	101.99	33.61	1.1
960	TR 100 años	1046.9	82.26	89.17	90.02	91.23	0.009563	6.51	177.26	86.36	1.07
960	TR 50 años	849.8	82.26	88.32	89.38	90.76	0.012515	6.98	125.75	44.73	1.2
960	TR 25 años	659.8	82.26	87.44	88.3	90.04	0.014029	7.13	92.9	31.05	1.26
940	TR 100 años	1046.9	82.16	90.35	89.28	90.78	0.001735	3.24	410.8	200	0.48
940	TR 50 años	849.8	82.16	87.38	88.52	90.41	0.016265	7.71	110.19	34.91	1.37
940	TR 25 años	659.8	82.16	86.61	87.56	89.66	0.019738	7.73	85.34	30.65	1.48
920	TR 100 años	1046.9	81.55	90.45		90.7	0.000824	2.47	528.68	194.95	0.34
920	TR 50 años	849.8	81.55	89.55	87.51	89.93	0.001427	2.88	358.84	182.87	0.43
920	TR 25 años	659.8	81.55	88.7	86.86	89.16	0.002041	3.04	234.16	109	0.5
900	TR 100 años	1046.9	81.6	90.33		90.68	0.00114	2.82	424.95	124.77	0.39
900	TR 50 años	849.8	81.6	89.45		89.89	0.001625	3.1	317.17	122.1	0.46
900	TR 25 años	659.8	81.6	88.61		89.11	0.002122	3.21	222.7	90.76	0.51

Estación Río	Caudal de diseño	Q	Min Ch	W.S.	Crit	E.G.	E.G.	Vel	Flow	Top	Froude # Chl
		Total (m³/s)	El (m)	Elev (m)	W.S. (m)	Elev (m)	Slope (m/m)	Chnl (m/s)	Area (m2)	Width (m)	
880	TR 100 años	1046.9	81.63	90.32		90.64	0.001179	2.69	427.91	121.23	0.4
880	TR 50 años	849.8	81.63	89.45		89.84	0.001733	2.96	323.83	118.26	0.47
880	TR 25 años	659.8	81.63	88.5		89.06	0.003106	3.41	213.1	104.55	0.6
860	TR 100 años	1046.9	81.42	90.34		90.61	0.000895	2.48	464.35	120.54	0.35
860	TR 50 años	849.8	81.42	89.48		89.79	0.001236	2.62	361.9	119.23	0.4
860	TR 25 años	659.8	81.42	88.57		88.96	0.00193	2.86	254.43	112.12	0.48
840	TR 100 años	1046.9	81.44	90.36		90.58	0.000571	2.2	528.09	130.33	0.29
840	TR 50 años	849.8	81.44	89.52		89.75	0.000714	2.23	423.84	119.99	0.31
840	TR 25 años	659.8	81.44	88.65		88.89	0.000916	2.27	321.48	114.41	0.35
820	TR 100 años	1046.9	80.57	90.41		90.55	0.000363	1.71	681.6	202.37	0.23
820	TR 50 años	849.8	80.57	89.57		89.71	0.000474	1.76	526.51	151.4	0.25
820	TR 25 años	659.8	80.57	88.7		88.84	0.000658	1.81	402.89	137.87	0.29
800	TR 100 años	1046.9	80.88	90.42		90.53	0.000319	1.64	726.6	209.4	0.22
800	TR 50 años	849.8	80.88	89.57		89.7	0.000422	1.71	554.25	198.81	0.24
800	TR 25 años	659.8	80.88	88.69		88.83	0.000571	1.75	419.16	141.03	0.27
780	TR 100 años	1046.9	80.49	90.41		90.53	0.000341	1.68	728.65	213.07	0.22
780	TR 50 años	849.8	80.49	89.55		89.69	0.000485	1.8	545.51	204.63	0.26
780	TR 25 años	659.8	80.49	88.64		88.81	0.000723	1.92	384.33	155.05	0.31

Estación Río	Caudal de diseño	Q Total	Min Ch EI	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
760	TR 100 años	1046.9	80.03	90.42		90.51	0.000237	1.5	840.29	228.14	0.19
760	TR 50 años	849.8	80.03	89.56		89.67	0.000329	1.6	644.21	228.14	0.22
760	TR 25 años	659.8	80.03	88.66		88.79	0.000472	1.7	454.68	192.93	0.25
740	TR 100 años	1046.9	80.13	90.45		90.5	0.000116	1.15	1069.38	233.34	0.14
740	TR 50 años	849.8	80.13	89.6		89.65	0.000141	1.16	871.07	233.34	0.15
740	TR 25 años	659.8	80.13	88.71		88.76	0.000168	1.15	672.56	200.77	0.16
720	TR 100 años	1046.9	80.21	90.44		90.5	0.000116	1.15	1076.24	233.79	0.14
720	TR 50 años	849.8	80.21	89.59		89.65	0.000142	1.17	877.42	233.79	0.15
720	TR 25 años	659.8	80.21	88.7		88.76	0.000171	1.17	675.97	208.97	0.16
704.69	TR 100 años	1046.9	80.08	90.42	86.05	90.49	0.000162	1.34	959.42	235.61	0.16
704.69	TR 50 años	849.8	80.08	89.56	85.44	89.64	0.000212	1.4	757.09	235.61	0.18
704.69	TR 25 años	659.8	80.08	88.66	84.84	88.75	0.000284	1.47	553.35	208.15	0.2
697.45		Bridge									
690.21	TR 100 años	1046.9	79.46	90.39		90.45	0.000129	1.26	1029.46	240.51	0.14
690.21	TR 50 años	849.8	79.46	89.54		89.61	0.00016	1.3	825.08	240.51	0.16
690.21	TR 25 años	659.8	79.46	88.65		88.72	0.000189	1.29	623.43	204.53	0.17
680	TR 100 años	1046.9	79.72	90.39		90.45	0.000094	1.19	1100.9	231.25	0.13

Estación Río	Caudal de diseño	Q Total	Min Ch EI	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
680	TR 50 años	849.8	79.72	89.54		89.6	0.000106	1.18	905.59	226.69	0.13
680	TR 25 años	659.8	79.72	88.66		88.71	0.000099	1.06	724.1	171.64	0.13
660	TR 100 años	1046.9	79.82	90.34		90.44	0.000183	1.56	857.92	226.5	0.17
660	TR 50 años	849.8	79.82	89.5		89.59	0.00018	1.44	689.29	184.1	0.17
660	TR 25 años	659.8	79.82	88.63		88.71	0.000185	1.34	557.26	135.65	0.17
640	TR 100 años	1046.9	79.74	90.34		90.44	0.000188	1.5	823.48	187.61	0.17
640	TR 50 años	849.8	79.74	89.5		89.59	0.000205	1.45	676.87	166.69	0.18
640	TR 25 años	659.8	79.74	88.61		88.7	0.000223	1.38	537.72	148.82	0.18
620	TR 100 años	1046.9	79.57	90.3		90.43	0.000255	1.69	700.68	164.62	0.2
620	TR 50 años	849.8	79.57	89.46		89.58	0.000279	1.64	569.53	148.84	0.2
620	TR 25 años	659.8	79.57	88.58		88.69	0.000238	1.51	464.1	95.95	0.19
600	TR 100 años	1046.9	79.89	90.29		90.42	0.000235	1.66	697.5	163.4	0.19
600	TR 50 años	849.8	79.89	89.45		89.58	0.000247	1.58	565.01	137.19	0.19
600	TR 25 años	659.8	79.89	88.58		88.69	0.000231	1.43	472.39	86.8	0.18
580	TR 100 años	1046.9	79.72	90.18		90.4	0.000438	2.12	504.78	89.74	0.26
580	TR 50 años	849.8	79.72	89.37		89.56	0.000429	1.96	438.63	76.95	0.25
580	TR 25 años	659.8	79.72	88.52		88.67	0.000396	1.76	375.81	70.54	0.24
560	TR 100 años	1046.9	79.55	90.14		90.39	0.000554	2.23	484.42	124.71	0.29

Estación Río	Caudal de diseño	Q	Min Ch	W.S.	Crit	E.G.	E.G.	Vel	Flow	Top	Froude # Chl
		Total (m³/s)	El (m)	Elev (m)	W.S. (m)	Elev (m)	Slope (m/m)	Chnl (m/s)	Area (m2)	Width (m)	
560	TR 50 años	849.8	79.55	89.33		89.55	0.000563	2.09	407.64	77.61	0.28
560	TR 25 años	659.8	79.55	88.48		88.66	0.000527	1.9	346.41	68.06	0.27
540	TR 100 años	1046.9	79.84	90.21		90.35	0.000312	1.69	666.03	167.17	0.22
540	TR 50 años	849.8	79.84	89.38		89.51	0.000349	1.63	541.13	136.94	0.22
540	TR 25 años	659.8	79.84	88.52		88.63	0.000372	1.52	435.12	104.78	0.23
520	TR 100 años	1046.9	80.03	90.24		90.33	0.000187	1.48	821.78	170.63	0.17
520	TR 50 años	849.8	80.03	89.4		89.5	0.000215	1.47	679.39	170.63	0.18
520	TR 25 años	659.8	80.03	88.53		88.62	0.000254	1.46	529.53	170.63	0.19
500	TR 100 años	1046.9	79.37	90.18		90.32	0.000372	1.81	665.44	169.19	0.23
500	TR 50 años	849.8	79.37	89.33		89.48	0.00049	1.87	520.96	169.19	0.26
500	TR 25 años	659.8	79.37	88.42		88.6	0.000659	1.94	377.18	150.58	0.3
480	TR 100 años	1046.9	79.99	90.12		90.31	0.000529	2.04	573.54	160.14	0.27
480	TR 50 años	849.8	79.99	89.27		89.47	0.000689	2.08	450.96	135.57	0.3
480	TR 25 años	659.8	79.99	88.35		88.58	0.001014	2.19	329.21	130.07	0.36
460	TR 100 años	1046.9	79.37	90.04		90.29	0.000666	2.41	498.1	126.6	0.31
460	TR 50 años	849.8	79.37	89.16		89.44	0.000884	2.51	388.82	122.8	0.35
460	TR 25 años	659.8	79.37	88.22		88.55	0.001145	2.6	278.41	105.82	0.39
440	TR 100 años	1046.9	79.95	90.11		90.24	0.000279	1.64	665.17	126	0.2

Estación Río	Caudal de diseño	Q	Min Ch	W.S.	Crit	E.G.	E.G.	Vel	Flow	Top	Froude # Chl
		Total (m³/s)	El (m)	Elev (m)	W.S. (m)	Elev (m)	Slope (m/m)	Chnl (m/s)	Area (m2)	Width (m)	
440	TR 50 años	849.8	79.95	89.27		89.38	0.000307	1.59	564.48	116.79	0.21
440	TR 25 años	659.8	79.95	88.36		88.47	0.000346	1.55	460.1	114.91	0.22
420	TR 100 años	1046.9	80.05	90.02		90.23	0.00042	2.18	559.25	135.11	0.26
420	TR 50 años	849.8	80.05	89.16		89.37	0.000489	2.17	453.51	114.32	0.27
420	TR 25 años	659.8	80.05	88.28		88.46	0.000454	1.96	365.78	80.56	0.26
400	TR 100 años	1046.9	79.57	89.88		90.2	0.00069	2.52	426.29	100.92	0.32
400	TR 50 años	849.8	79.57	89.06		89.35	0.00073	2.37	361.61	72.25	0.32
400	TR 25 años	659.8	79.57	88.2		88.44	0.000772	2.18	302.29	65.22	0.32
380	TR 100 años	1046.9	79.48	89.59		90.16	0.001539	3.4	323.66	72.87	0.46
380	TR 50 años	849.8	79.48	88.79		89.3	0.001255	3.21	275.12	55.66	0.41
380	TR 25 años	659.8	79.48	87.97		88.4	0.001206	2.92	231.99	49.98	0.4
360	TR 100 años	1046.9	79.38	89.59		90.11	0.001636	3.24	339.22	100.87	0.47
360	TR 50 años	849.8	79.38	88.76		89.27	0.00173	3.21	271.62	70.32	0.47
360	TR 25 años	659.8	79.38	87.88		88.36	0.001971	3.09	214.98	59.11	0.49
340	TR 100 años	1046.9	79.17	89.75		90.02	0.000685	2.42	488.28	147.59	0.32
340	TR 50 años	849.8	79.17	88.91		89.17	0.000815	2.39	383.05	97.42	0.34
340	TR 25 años	659.8	79.17	88.01		88.27	0.000849	2.32	303.33	80.63	0.34
320	TR 100 años	1046.9	79.7	89.83		89.97	0.000292	1.81	701.2	184.05	0.21

Estación Río	Caudal de diseño	Q	Min Ch	W.S.	Crit	E.G.	E.G.	Vel	Flow	Top	Froude # Chl
		Total (m³/s)	El (m)	Elev (m)	W.S. (m)	Elev (m)	Slope (m/m)	Chnl (m/s)	Area (m2)	Width (m)	
320	TR 50 años	849.8	79.7	88.98		89.13	0.000346	1.82	548.76	168.73	0.23
320	TR 25 años	659.8	79.7	88.08		88.23	0.000397	1.76	408.11	135.27	0.24
300	TR 100 años	1046.9	79.5	89.85		89.95	0.000241	1.63	783.12	198.65	0.19
300	TR 50 años	849.8	79.5	88.99		89.11	0.000305	1.69	614.83	195.26	0.21
300	TR 25 años	659.8	79.5	88.09		88.21	0.000364	1.67	452.02	164.39	0.23
280	TR 100 años	1046.9	79.26	89.87		89.94	0.000148	1.25	955.83	209.11	0.15
280	TR 50 años	849.8	79.26	89.02		89.09	0.000174	1.24	780.66	203.98	0.16
280	TR 25 años	659.8	79.26	88.12		88.19	0.000195	1.18	611.58	175.34	0.17
260	TR 100 años	1046.9	79.38	89.88		89.93	0.000085	1.02	1132.34	210.15	0.12
260	TR 50 años	849.8	79.38	89.04		89.08	0.000088	0.96	961.4	194.71	0.12
260	TR 25 años	659.8	79.38	88.14		88.18	0.00009	0.89	793.34	180.05	0.12
240	TR 100 años	1046.9	79.57	89.89		89.93	0.000062	0.9	1264.06	213.1	0.1
240	TR 50 años	849.8	79.57	89.05		89.08	0.000062	0.83	1090.66	199.24	0.1
240	TR 25 años	659.8	79.57	88.15		88.17	0.000062	0.76	917.69	184.64	0.1
220	TR 100 años	1046.9	79.32	89.89		89.92	0.000051	0.84	1346.35	214.43	0.09
220	TR 50 años	849.8	79.32	89.05		89.08	0.00005	0.78	1171.45	200.02	0.09
220	TR 25 años	659.8	79.32	88.15		88.17	0.000048	0.7	997.93	185.45	0.09
200	TR 100 años	1046.9	79.44	89.89		89.92	0.000053	0.83	1282.5	173.25	0.09

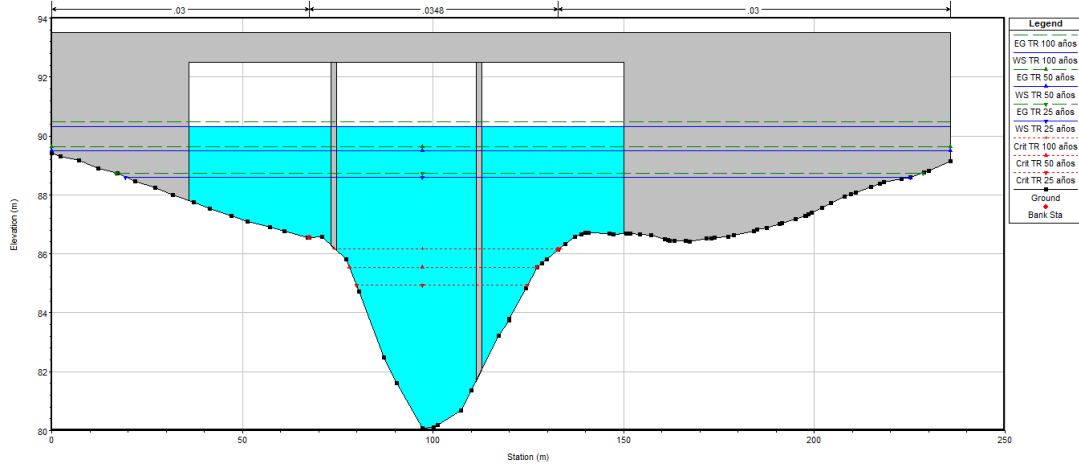
Estación Río	Caudal de diseño	Q	Min Ch	W.S.	Crit	E.G.	E.G.	Vel	Flow	Top	Froude # Chl
		Total (m³/s)	El (m)	Elev (m)	W.S. (m)	Elev (m)	Slope (m/m)	Chnl (m/s)	Area (m2)	Width (m)	
200	TR 50 años	849.8	79.44	89.05		89.08	0.000051	0.75	1139.57	165.83	0.09
200	TR 25 años	659.8	79.44	88.15		88.17	0.000046	0.67	993.72	159.39	0.08
180	TR 100 años	1046.9	79.94	89.89		89.92	0.000051	0.81	1314.79	196.05	0.09
180	TR 50 años	849.8	79.94	89.05		89.07	0.000049	0.74	1155.85	172.11	0.09
180	TR 25 años	659.8	79.94	88.15		88.17	0.000045	0.66	1006.97	163.41	0.08
160	TR 100 años	1046.9	79.44	89.89		89.92	0.000051	0.81	1305.02	185.41	0.09
160	TR 50 años	849.8	79.44	89.05		89.07	0.000049	0.74	1154.47	170.79	0.09
160	TR 25 años	659.8	79.44	88.15		88.17	0.000045	0.66	1006.08	161.98	0.08
140	TR 100 años	1046.9	79.35	89.89		89.92	0.000056	0.81	1287.81	181.5	0.1
140	TR 50 años	849.8	79.35	89.05		89.07	0.000048	0.75	1148.1	159.4	0.09
140	TR 25 años	659.8	79.35	88.15		88.17	0.000043	0.66	1007.04	155.38	0.08
120	TR 100 años	1046.9	79.55	89.88		89.92	0.000057	0.85	1242.81	180.17	0.1
120	TR 50 años	849.8	79.55	89.04		89.07	0.000055	0.77	1103.51	159.76	0.09
120	TR 25 años	659.8	79.55	88.14		88.17	0.000049	0.69	963	153.6	0.09
100	TR 100 años	1046.9	79.31	89.87		89.92	0.000082	0.94	1112.48	195.45	0.11
100	TR 50 años	849.8	79.31	89.03		89.07	0.000081	0.87	971.71	155.51	0.11
100	TR 25 años	659.8	79.31	88.13		88.17	0.000074	0.79	835.74	146.73	0.1
80	TR 100 años	1046.9	79.22	89.85		89.91	0.000114	1.08	969.7	172.03	0.13

Estación Río	Caudal de diseño	Q Total	Min Ch EI	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
80	TR 50 años	849.8	79.22	89.01		89.07	0.000117	1	841.16	144.49	0.13
80	TR 25 años	659.8	79.22	88.12		88.16	0.000088	0.92	726.19	117.59	0.12
60	TR 100 años	1046.9	79.58	89.78		89.9	0.000238	1.55	679.22	109.63	0.19
60	TR 50 años	849.8	79.58	88.96		89.06	0.000218	1.44	597.64	95.9	0.18
60	TR 25 años	659.8	79.58	88.07		88.16	0.000193	1.3	516.4	89.69	0.17
40	TR 100 años	1046.9	79.41	89.71		89.89	0.000372	1.94	550.4	85.58	0.24
40	TR 50 años	849.8	79.41	88.89		89.05	0.000365	1.81	481.23	83.41	0.23
40	TR 25 años	659.8	79.41	88.01		88.15	0.000353	1.66	409.45	80.56	0.23
20	TR 100 años	1046.9	79.65	89.43	86.36	89.86	0.001	2.97	364.5	63.27	0.38
20	TR 50 años	849.8	79.65	88.63	85.77	89.02	0.001001	2.8	315.12	61.33	0.37
20	TR 25 años	659.8	79.65	87.79	85.14	88.12	0.001	2.6	264.03	59.25	0.37

8.3. Modelación de río Likus

IDENTIFICACION Y UBICACIÓN DE PUENTE		
Nombre del puente: río Likus	Dpto.: Región Autónoma de la Costa Caribe Norte (RACCN)	
Municipio: Waspam	Nombre del río: río Likus	
DATOS TOPOGRAFICOS Y GEORREFERENCIACION		
Estacionamiento: 0+697.45		
Georreferenciación en X= 824619	Georreferenciación en Y= 1610252	
TRAMOS		
Número de tramos: 1	Longitud total (m): 114	
SUPERESTRUCTURA		
Altura de la rasante Geométrico Vial (msnm): 93.5		
Rasante Hidráulica Mínima (msnm): 90.48	NAME: 87.08 msnm	Borde libre: 2.17m
Espesor de la losa (m): 1.0 m	Ancho de la calzada (m): 14.0	
SUBESTRUCTURA		
Altura del estribo izquierdo (m): 4.70	Altura del estribo derecho (m): 5.81	
Estacionamiento= 36	Estacionamiento= 150	
DATOS DE LAS PILAS		
Altura de la Pila No.1 (m)= 6.35	Altura de la Pila No.2 (m)= 10.67	
Estacionamiento= 74	Estacionamiento= 112	
ESTUDIO GEOTECNICO PARA COEFICIENTE DE MANING Y SOCAVACION		
D16 DEL SONDEO MANUAL (mm)= 0.341		
D50 DEL SONDEO MANUAL (mm)= 0.864		
D95 DEL SONDEO MANUAL (mm)= 38.395		
CAUDALES (mcs)		
Caudal para un período de 25 años	659.8 mcs	
Caudal para un período de 50 años	849.8 mcs	
Caudal para un período de 100 años	1046.90 mcs	
CARACTERISITCAS DE LA SECCION DEL CAUCE DE UBICACIÓN DEL PUENTE		
Nivel mínimo de fondo (msnm): 79.46	Ancho mínimo de fondo (m): 2	

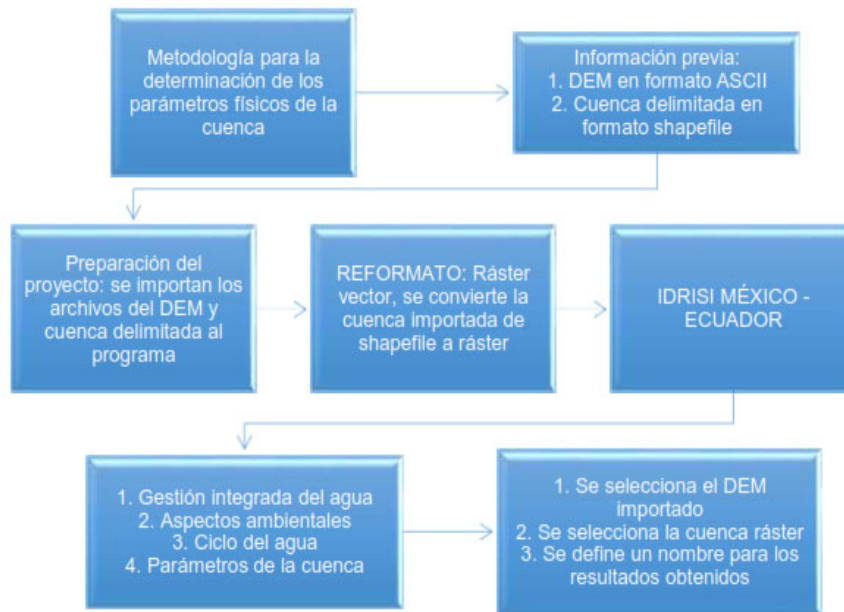
8.3.1. Sección transversal con niveles máximo en el río Likus



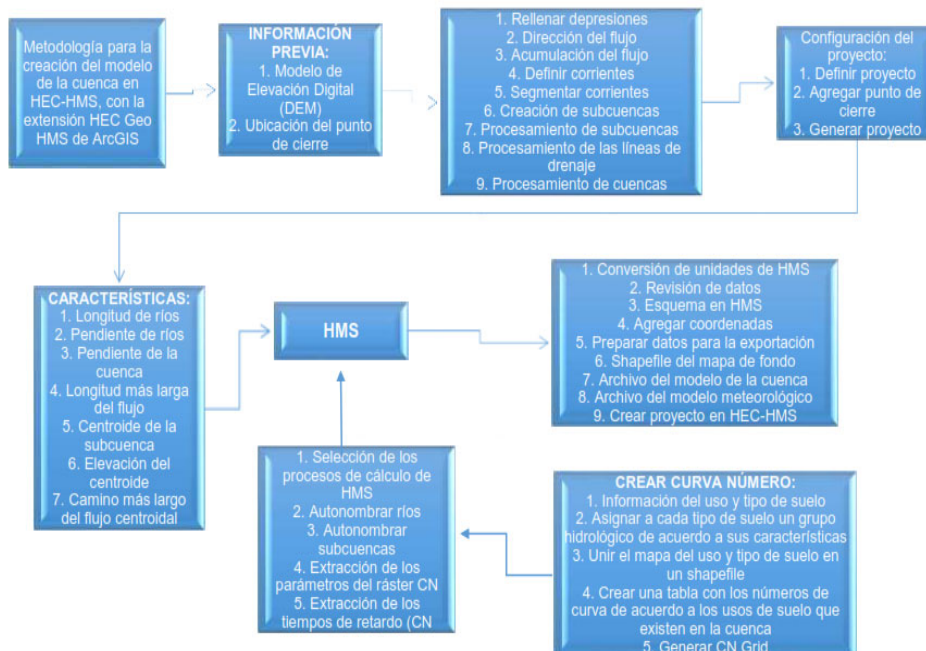
8.3.2. Secuencia para delimitar una cuenca en ArcGIS 10.3



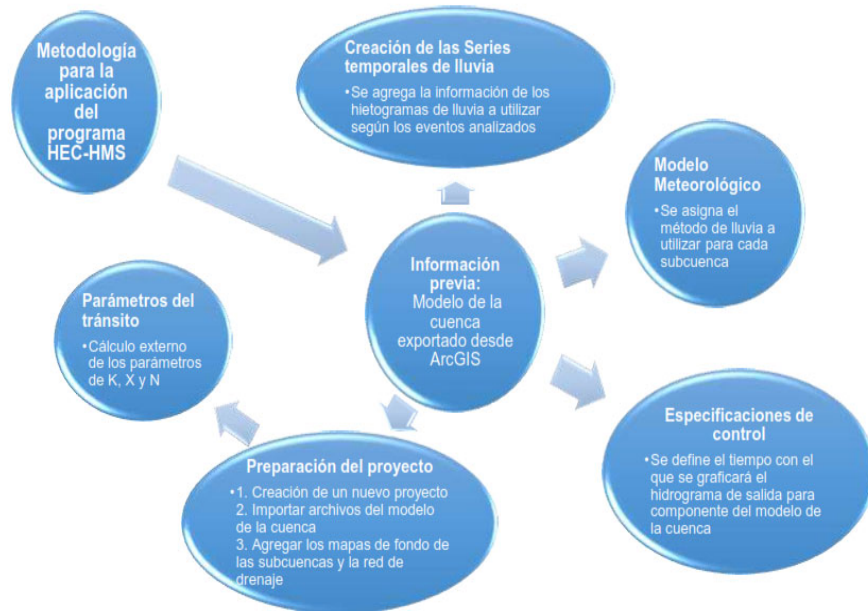
8.3.3. Secuencia para obtener los parámetros físicos en IDRISI Selva



8.3.4. Secuencia para obtener el modelo de la cuenca a utilizar en HEC-HMS 4.10 con la extensión HEC-GEO-HMS de ArcGIS



8.3.5. Secuencia para realizar el análisis hidrológico en HEC-HMS 4.10



8.3.6. Secuencia para realizar el análisis hidráulico en HEC-RAS

