

**UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIA E INGENIERIA
PROGRAMA ACADEMICO INGENIERIA CIVIL**



TESIS

***ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL
DIMENSIONAMIENTO OPTIMIZADO DEL PUENTE VEHICULAR
SOBRE LA QUEBRADA EL CHOCLINO SECTOR ANDER BECERRA
EN EL DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO - PROVINCIA DE
SAN MARTÍN - SAN MARTÍN.***

***PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL***

PRESENTADO POR:

BACH. JOSE DEL CARMEN PIZARRO SUAREZ

ASESOR: ING. ARTEMIO DEL ÁGUILA PANDURO.

TARAPOTO - 2022

Dedicatoria

Este estudio investigativo va dedicado a mi padre y madre, por el apoyo sin medida y por el anhelo de impulsarme a ser un buen profesional. También está dirigido a todos mis amigos y compañeros que de alguna manera apoyaron a llevar a cabo esta investigación.

José del Carmen Pizarro Suarez

Agradecimiento

Doy gracias a Dios por la dicha de conocerlo a través de mis vivencias, porque de alguna manera siempre lo he logrado a pesar de las limitaciones y dificultades.

A mi familia por el apoyo incondicional en todo el proceso.

José del Carmen Pizarro Suarez

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP

El presidente del Comité de Ética de la Universidad Científica del Perú - UCP

Hace constar que:

La Tesis titulada:

**“ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DIMENSIONAMIENTO
OPTIMIZADO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL CHOCLINO
-SECTOR ANDER BECERRA EN EL DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO -
PROVINCIA SAN MARTIN-SAN MARTIN”**

De los alumnos: **JOSE DEL CARMEN PIZARRO SUAREZ**, de la Facultad de Ciencias e Ingeniería, pasó satisfactoriamente la revisión por el Software Antiplagio, con un porcentaje de **5% de plagio**.

Se expide la presente, a solicitud de la parte interesada para los fines que estime conveniente.

San Juan, 22 de Diciembre del 2022.















Dr. César J. Ramal Asayag
Presidente del Comité de Ética – UCP

Document Information

Analyzed document	ucp_ingenieria_2022_tesis_josepizarro_v1.pdf (D154109120)
Submitted	12/20/2022 5:32:00 PM
Submitted by	Comisión Antiplagio
Submitter email	revision.antiplagio@ucp.edu.pe
Similarity	5%
Analysis address	revision.antiplagio.ucp@analysis.urkund.com

Sources included in the report

SA	PROYECTO DE TESIS GROBER ALMIRON ORTIZ.pdf Document PROYECTO DE TESIS GROBER ALMIRON ORTIZ.pdf (D150592933)		1
SA	TSP Carlos Enrique Alvarez Neyra.docx Document TSP Carlos Enrique Alvarez Neyra.docx (D109836523)		4
SA	Tesis_FRANKPALOMINO.docx Document Tesis_FRANKPALOMINO.docx (D141991740)		2
SA	Tesis_Rio_Jama_V003.docx Document Tesis_Rio_Jama_V003.docx (D39163973)		1
SA	TESIS obras de drenaje.pdf Document TESIS obras de drenaje.pdf (D121348300)		1
SA	14547--Colorado Monja, Fernando Luis.pdf Document 14547--Colorado Monja, Fernando Luis.pdf (D57877950)		1
SA	1A_COELLO_AJNOTA_JORGE_TITULO_PROFESIONAL_2019.docx Document 1A_COELLO_AJNOTA_JORGE_TITULO_PROFESIONAL_2019.docx (D60376577)		2
SA	TSP Carlos Enrique Alvarez Neyra sin anexos - modificado.docx Document TSP Carlos Enrique Alvarez Neyra sin anexos - modificado.docx (D110777949)		1
SA	Aylin_Gutierrez_Chiera_Titulo_Profesional.pdf Document Aylin_Gutierrez_Chiera_Titulo_Profesional.pdf (D27053412)		1
SA	TESIS GAVIDIA SOBERON JHON, BAZAN SICCHA ROY.docx Document TESIS GAVIDIA SOBERON JHON, BAZAN SICCHA ROY.docx (D113434424)		1
SA	15268--Avalos Sanchez, Edwin Fernando.pdf Document 15268--Avalos Sanchez, Edwin Fernando.pdf (D54410119)		1
W	URL: https://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/11042/1366/ICI_116.pdf?sequen . Fetched: 12/20/2022 5:33:00 PM		1

“Año De la Unidad La Paz y El Desarrollo”
ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

**FACULTAD DE
CIENCIAS E
INGENIERÍA**

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

Con Resolución Decanal **N° 024-2021-UCP-FCEI** del 20 de enero del 2021, la FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP designa como Jurado Evaluador de la sustentación de tesis a los señores:

- Ing. Enrique Napoleón Martínez Quiroz, M. Sc. Presidente
- Ing. Isaac Duhamel Castillo Chalco. Miembro
- Ing. Victor Eduardo Samame Zatta, M.Sc. Miembro

Como Asesor: **Ing. Artemio Del Águila Panduro M. Sc.**

En la ciudad de Tarapoto, siendo las 21:00 horas del día jueves 01 de junio del 2023, modo virtual con la plataforma del ZOOM, supervisado en línea por la Secretaria Académica de la Facultad de la Filial Tarapoto de la Universidad, se constituyó el Jurado para escuchar la sustentación y defensa de la Tesis: **“ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO PARA EL DIMENSIONAMIENTO OPTIMIZADO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL CHOCLINO – SECTOR ANDER BECERRA EN EL DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO – PROVINCIA DE SAN MARTIN – SAN MARTIN”.**

Presentado por el sustentante:

JOSÉ DEL CARMEN PIZARRO SUAREZ

Como requisito para optar el título profesional de: **INGENIERO CIVIL**

Luego de escuchar la sustentación y formuladas las preguntas las que fueron: **ABSUELTAS.**

El Jurado después de la deliberación en privado llegó a la siguiente conclusión:

La sustentación es: **APROBADA POR UNANIMIDAD CON LA NOTA DE DIECISIETE (17).**

En fe de lo cual los miembros del Jurado firman el acta.



Presidente



Miembro



Miembro

HOJA DE APROBACIÓN

Tesis sustentada en acto público el día 01 de Junio del 2023, a las 21:00 horas



M.Sc. Ing. Enrique Napoleón Martínez Quiroz
Presidente del Jurado Evaluador



Ing. Isaac Duahamel Castillo Chalco
Miembro del Jurado



Ing. M.Sc. Víctor Eduardo Samamé Zatta
Miembro del Jurado Evaluador



Ing. M. Sc Artemio del Águila Panduro
Asesor

Índice

Dedicatoria.....	2
Agradecimiento	3
Índice	5
Índice de tablas.....	11
Índice de figuras.....	14
Resumen	15
Abstract.....	16
Capítulo I: Marco teórico.....	17
1.1. Antecedentes del estudio.....	17
1.2. Bases teóricas.....	20
1.2.1. Metodología estudio hidrológico.....	20
1.2.2. Hidráulica de puentes.....	21
a) Consideraciones sobre el emplazamiento de un puente.....	21
b) Consideración sobre la alineación de un puente.....	22
c) Dimensionamiento del vano y altura libre	23
d) Dimensionamiento del ancho del vano y sus efectos erosivos.	24
e) Dimensionamiento hidráulico optimizado.....	26
1.2.3. El concepto y partes de un puente.....	26
1.2.4. Erosión hídrica	27
1.2.5. Erosión fluvial.....	28
1.2.6. Relación precipitación escorrentía	28
1.2.6.1. Método del número curva (N)	28
1.2.6.2. Estimación del caudal máximo aplicando el método del número curva (N)	36

1.2.7.	Tiempo de concentración.....	37
1.2.8.	La Hidráulica fluvial.....	37
1.2.9.	Determinación del ancho estable de un río.....	37
1.2.10.	Método de Petits.....	37
1.2.11.	Método de Simons y Henderson.....	38
1.2.12.	Método de Blench y Altunin.....	38
1.2.13.	Método de Manning Strickler.....	38
1.2.14.	Teorías de la socavación del cauce.....	39
1.2.14.1.	Socavación General.....	39
1.2.14.2.	Cálculo de la socavación general.....	40
1.2.14.3.	Socavación local.....	43
1.2.14.3.1.	Socavación local en estribos.....	44
1.2.14.3.1.1.	Cálculo de la socavación local en estribos de puentes..	45
1.2.14.3.1.1.1.	Método de Artamonov.....	45
1.2.14.3.2.	Socavación local en pilas.....	48
1.2.14.3.3.	Parámetros que influyen en la socavación local al pie de las pilas de un puente.....	49
1.2.14.3.4.	Cálculo de la socavación local en pilas de puentes.....	52
1.2.14.3.4.1.	Método de Breussers (1965).....	52
1.2.14.3.4.2.	Método de Laursen I.....	52
1.2.14.3.4.3.	Método de Blench.....	53
1.2.15.	Profundidad de socavación total.....	53
1.3.	Definición de términos básicos.....	54
1.3.1.	Ancho estable del cauce.....	54
1.3.2.	Altura del estribo del puente.....	54
1.3.3.	Borde de río.....	55

1.3.4.	Cauce de un río.....	55
1.3.5.	Cauce principal de un río	55
1.3.6.	Caudal.....	55
1.3.7.	Caudales máximos.....	55
1.3.8.	Caudal de diseño	55
1.3.9.	Coeficiente de escorrentía (c)	56
1.3.10.	Cuenca.....	57
1.3.11.	Curva granulométrica	57
1.3.12.	Diámetro medio	57
1.3.13.	Inundación.....	57
1.3.14.	Lecho del río	57
1.3.15.	Localización del puente.....	57
1.3.16.	Pendiente del cauce.....	60
1.3.17.	Período de retorno	60
1.3.18.	Probabilidad de ocurrencia.....	61
1.3.19.	Ribera del río.....	62
1.3.20.	Riesgo de falla hidrológica	62
1.3.21.	Rugosidad del cauce.....	62
1.3.22.	Socavación.....	62
1.3.23.	Talud del cauce	63
1.3.24.	Talweg	63
1.3.25.	Tirante de agua	63
1.3.26.	Tirante de diseño	63
1.3.27.	Tiempo de concentración	63
1.3.28.	Vida útil de una obra	63
	Capitulo II. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	64

2.1.	Descripción del Problema	64
2.2.	Formulación del problema.....	66
2.3.	Objetivos	66
2.3.1.	Objetivo general	66
2.3.2.	Objetivos específicos	66
2.4.	Hipótesis	67
2.5.	Variables	67
2.5.1.	Identificación de variables	67
Capitulo III: Metodología		68
3.1.	Tipo y diseño de investigación	68
3.1.1.	Tipo de investigación.....	68
3.1.2.	Nivel de investigación.....	68
3.1.3.	Diseño de la investigación.....	68
3.2.	Población y muestra.....	69
3.2.1.	Población	69
3.2.2.	Muestra	69
3.3.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad	71
3.3.1.	Técnicas de recolección de datos	71
3.3.2.	Instrumentos de recolección de datos.....	71
3.4.	Procesamiento y análisis de datos.....	71
Capitulo IV. RESULTADOS		73
4.1.	Elección del caudal de diseño para el dimensionamiento hidráulico optimizado del puente vehicular sobre la quebrada El Choclino.....	73
4.1.1.	Cálculo de caudales máximos para la quebrada El Choclino según método ISZKOWSKI.....	73

4.1.2. Cálculo de caudales máximos para la quebrada El Choclino según método del US Soil Conservation Service o de la Curva N.	74
4.1.3. Cálculo de caudales máximos aplicando el método de Curvas envolventes de Creager.	79
4.1.4. Cálculo de caudales máximos por el Método Racional para la quebrada El Choclino para diferentes Tr.	83
4.1.5. Comparación de valores de caudales máximos en la quebrada El Choclino obtenidos según métodos aplicados.	85
4.1.6. Elección del caudal de diseño para diferentes períodos de retorno en la quebrada El Choclino.	85
4.1.7. Periodo de retorno y vida útil del puente proyectado	86
4.1.8. Caudal de diseño para el puente vehicular	89
4.2. Cálculo de los parámetros hidráulicos indispensables en la optimización dimensional del puente vehicular sobre la quebrada El Choclino.	89
4.2.1. Pendiente del curso de agua de la quebrada El Choclino en el tramo de interés.	90
4.2.2. Coeficiente de rugosidad del cauce de la quebrada El Choclino en el tramo de interés.	91
4.2.3. Tirante de la avenida de diseño de la quebrada El Choclino en el punto de interés, según el software Hcanales.	93
4.2.4.- Análisis comparativo de valores de tirante de diseño obtenidos por software Hec Ras 5.07 y software Hcanales de la quebrada El Choclino en el punto de interés.	94
4.2.5. Cálculo del ancho estable aplicando el método de Blench - Altunin	94
4.2.6. Cálculo del ancho estable aplicando el método de Simons y Henderson.	97

4.2.7.- Determinación del valor del ancho estable (B) promedio de la quebrada El Choclino en donde se proyectará el puente.	98
4.3. Cálculo del Dimensionamiento Hidráulico Optimizado del puente vehicular sobre la Quebrada el Choclino.	99
4.3.1. Cálculo del tirante de diseño con puente proyectado mediante el software Hec Ras 5.07.....	100
4.4. Tránsito de palizadas en el punto de emplazamiento del puente vehicular.	101
4.5. Altura libre o gálibo del puente vehicular.	102
4.6. Dimensionamiento hidráulico del puente vehicular.	103
4.7. Cálculo de la Socavación del cauce en el punto de emplazamiento del puente vehicular.....	103
4.7.1. Profundidad de socavación general del puente vehicular.	104
4.7.2. Calculo profundidad de socavación local del puente vehicular – Método De Artamonov.	106
4.7.3. Cálculo de la Profundidad de socavación total o potencial	107
4.7.4. Profundidad mínima y nivel de cimentación para el puente proyectado.	108
Capitulo V. DISCUSIÓN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	109
5.1. Discusión	109
5.2. Conclusiones.....	110
5.3. Recomendaciones	112
Referencias Bibliográficas	113
Anexos.....	115
Matriz de consistencia	116
Panel fotográfico.....	118

Índice de tablas

Tabla 1.	Numero De Curva N Para Complejos Hidrológicos De Suelo Y Cobertura (Para condición de humedad antecedente II e $I_a = 0.2S$)	33
Tabla 2.	Numero De Las Curvas de Escurrimiento para los Complejos Suelo – Vegetación. A. Bosques Comerciales o Nacionales. (Para condiciones II de las cuencas, e $I_a = 0.2S$)	34
Tabla 3.	Áreas de Bosque y Pastizales en el Oeste de los Estados Unidos. (Para Cuencas De La Condición Iii, E $I_a = 0.2 S$).....	34
Tabla 4.	Condiciones De Humedad Precedente.	35
Tabla 5.	Gasto Unitario Q (M3/Seg/Mm/Km ²). En Función Del Tiempo De Concentración Tc En Horas.	36
Tabla 6.	Valores del coeficiente de contracción del cauce (Maza.1967). 42	
Tabla 7.	Valores de “x” y “z” (Maza,1967).	42
Tabla 8.	Valores de β	43
Tabla 9.	Valores de ψ	43
Tabla 10.	Coeficiente P_α que depende del ángulo que forman los ejes longitudinales de la estructura y de la corriente.	47
Tabla 11.	Coeficiente P_q que depende de la relación Q_1/Q o Q_2/Q	47
Tabla 12.	Coeficiente P_R que depende del talud que tiene los lados de la obra. 48	
Tabla 13.	Presentación Del Cálculo De La Socavación Total En El Cauce De Un Río	54
Tabla 14.	Coeficiente de Escorrentía según KUICHLING	56
Tabla 15.	Períodos de retorno considerados para algunas estructuras. 61	
Tabla 16.	Caudales máximos método de Iszkowski.....	74
Tabla 17.	Precipitación de diseño para diferentes TR.....	77

Tabla 18.	Cálculo de Caudales Máximos Qda. El Choclino	78
Tabla 19.	Cálculo del Valor de qi	78
Tabla 20.	Caudales Máximos para diferentes TR Qda El Choclino	79
Tabla 21.	Caudales Máximos Para Diferentes Tr. Método De Creager Quebrada El Choclino.....	83
Tabla 22.	Caudales Máximos Para Diferentes Tr - Método Racional...	84
Tabla 23.	Caudales Máximos Para Diferentes Tr Según Métodos Aplicados	85
Tabla 24.	Caudales De Diseño Para Diferentes Tr En La Quebrada El Choclino	86
Tabla 25.	Riesgo Admisible Y Vida Útil De Las Obras De Drenaje.....	87
Tabla 26.	Valores de periodo de retorno T (años) para las obras de drenaje.	88
Tabla 27.	Caudal de diseño obra de drenaje de puente – vehicular en la quebrada El Choclino.....	89
Tabla 28.	Resultados del modelo HEC RAS 5.07 en el punto de interés de la quebrada Choclino.....	90
Tabla 29.	Pendiente del curso de agua de la Qda el Choclino en el punto de interés.	91
Tabla 30.	Cálculo de Valor de rugosidad de la quebrada El Choclino aplicando el método de Cowan.....	92
Tabla 31.	Tirante De La Avenida De Diseño En El Punto De Interés De La Quebrada El Choclino – Software Hcanales.....	93
Tabla 32.	Tirante de la avenida de diseño Software Hec Ras 5.07 y Hcanales en el punto de Interés.....	94
Tabla 33.	Granulometría media del cauce en el punto de interés.....	95
Tabla 34.	Ancho Estable Método De Blench – Altunin.....	97
Tabla 35.	Ancho Estable método de Simons y Henderson	98

Tabla 36.	Valor promedio adoptado de Ancho Estable del cauce.....	98
Tabla 37.	Valores de la Luz del puente proyectado	100
Tabla 38.	Valor Del Tirante De Diseño Con El Puente Proyectado – Hec Ras 5.07	100
Tabla 39.	Valor De La Altura Libre O Galibo En El Puente Proyectado	102
Tabla 40.	Dimensionamiento Optimizado hidráulico del del puente vehicular Ander Becerra.	103
Tabla 41.	Profundidad De Socavación General en el curso de Agua del puente vehicular Ander Becerra, Método Lischtvan – Levediev.	105
Tabla 42.	Profundidad De Socavación Local En El Lugar De Emplazamiento Del Puente vehicular Ander Becerra – Método De Artamonov.	107
Tabla 43.	Profundidad de socavación total o potencial en el lugar de emplazamiento del puente vehicular Ander Becerra.....	107
Tabla 44.	Profundidad de socavación potencial y niveles mínimos de cimentación en el puente proyectado.	108

Índice de figuras

Figura 1. Alineación de la vía respecto al cauce.....	22
Figura 2. Influencia de la rugosidad de contorno H y el coeficiente de rugosidad en el cálculo hidráulico.	23
Figura 3. Características hidráulicas del paso de agua bajo un puente. ...	24
Figura 4. Remanso producido por la presencia de un puente en el cauce de un río.....	25
Figura 5. Dimensionamiento de la anchura del vano	25
Figura 6. Partes de un puente.....	27
Figura 7: Cálculo de la escorrentía en función a la precipitación y el número de Curva N.....	29
Figura 8. Sección transversal del cauce.	40
Figura 9. Esquema de la socavación en estribos.....	45
Figura 10. Esquema de los caudales interceptados por estribos. Método de Artamonov.....	47
Figura 11. Esquema de la socavación en pilas.....	49
Figura 12. Estribos del puente proyectados dentro del cauce.	50
Figura 13. Estribos del puente proyectados al pie del borde del cauce. ...	51
Figura 14. Estribos del puente proyectados retirados del borde.....	51
Figura 15. Precipitación total mensual estación Tarapoto.	70
Figura 16. Mapa de la regionalización de avenidas del Perú.....	81
Figura 16. Quebrada el Choclino. Sección de emplazamiento del puente vehicular Ander Becerra.	90
Figura 17. Sección con emplazamiento del puente vehicular Ander Becerra L = 12.00 m.....	101
Figura 17. Socavación Local en Estribo de Puente	106

Resumen

El presente trabajo de investigación denominado **ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DIMENSIONAMIENTO OPTIMIZADO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL CHOCLINO SECTOR ANDER BECERRA EN EL DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO - PROVINCIA de SAN MARTÍN - SAN MARTÍN.**

Tiene como objetivo general determinar el caudal de diseño en la zona de emplazamiento y realizar el dimensionamiento hidráulico optimizado del puente vehicular sobre la quebrada el Choclino en el sector Ander Becerra del distrito de la Banda de Shilcayo, provincia de San Martín, región San Martín. La investigación es de tipo aplicada, nivel descriptivo y diseño no experimental. Se usó el análisis documental y la observación directa para la recolección de los datos. Para el cálculo de los caudales máximos, se han aplicado métodos empíricos como: Iszkowski, Curvas envolventes de Creager, Curva N y Racional. Se ha optado por tomar para los cálculos hidráulicos, los valores de caudales máximos para diferentes períodos de retorno (5 a 500 años) obtenidos mediante la aplicación del método SCS o también denominado Curva N. El riesgo de falla (por efectos hidrológicos) calculado para el puente es del 25% durante la vida útil de 30 años y para un período de retorno de 100 años. Asimismo, el Tirante de diseño en el cauce de la quebrada El Choclino, ha sido determinado mediante la aplicación del método del HecRas 5.07.

Palabras clave: Estudio hidrológico, estudio hidráulico, dimensionamiento optimizado, puente vehicular.

Abstract

The present research work called “**HYDROLOGICAL AND HYDRAULIC STUDY FOR THE OPTIMIZED DIMENSIONING OF THE VEHICULAR BRIDGE OVER THE EL CHOCLINO RAVINE ANDER BECERRA SECTOR IN THE DISTRICT OF BANDA DE SHILCAYO - PROVINCE of SAN MARTÍN - SAN MARTÍN**”. Its general objective is to determine the design flow in the location area and perform the optimized hydraulic sizing of the vehicular bridge over the El Choclino ravine in the Ander Becerra sector of the Banda de Shilcayo district, San Martín province, San Martín region. The research is of an applied type, descriptive level and non-experimental design. Documentary analysis and direct observation were used for data collection. To calculate the maximum flows, empirical methods have been applied such as: Iszkowski, Creager enveloping curves, Curve N and Rational. It has been decided to take for the hydraulic calculations, the values of maximum flows for different return periods (5 to 500 years) obtained by applying the SCS method or also called Curve N. The risk of failure (due to hydrological effects) calculated for the bridge is 25% over the useful life of 30 years and for a return period of 100 years. Likewise, the design depth in the channel of the El Choclino stream has been determined by applying the HecRas 5.07 method.

Keywords: Hydrological study, hydraulic study, optimized sizing, vehicular bridge.

Capítulo I: Marco teórico

1.1. Antecedentes del estudio

El autor: Tapia Gonzales Bolívar. En el año 2009 en la investigación “DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE EL CANAL INTERNACIONAL ECUADOR – PERÚ”, llegó a concluir que:

Los conocimientos vinculados con el diseño de puentes se han acrecentado mucho, tanto en la teoría como en la práctica debido a estudios que tienen que ver con las características del material, en metodologías más racionales y exactas de comportamiento estructural, investigaciones de eventos extremos, especialmente eventos peligrosos como terremotos y socavaciones. Por otro lado, para estar a la vanguardia con los avances, la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes o por sus siglas en inglés AASHTO concluyó que, a partir de una investigación realizada por el Programa Nacional Cooperativo de Investigación de Carreteras (NCHRP) que las características comunes tenían inconsistencias y conflictos, y que a su vez las especificaciones no reflejaban ni adoptaban las últimas o las más recientes.

La autora: Seaurz Alisson, en el año 2006, en la investigación: “DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO OPTIMIZADO DE PUENTES CON TERRAPLENES”, Universidad de Piura, indica que:

Las estadísticas mundiales sobre fallas de puentes en vías fluviales muestran que la mayoría de las fallas de puentes se deben a causas hidráulicas, generalmente erosión de estribos.

Las fallas de puentes debido a razones puramente estructurales son raras en comparación con los daños por erosión hidráulica. Haciendo que este hecho conlleve a muchos países a desarrollar manuales de hidráulica de puentes. El primer manual de puentes fue Bridge Hydraulics Guide, editado por el canadiense Charlie

Neill en 1973; Posteriormente, se publicaron varios manuales y libros en diferentes países del mundo, de los cuales el más destacado fue HEC-18 Evaluating Scour at Bridges (última edición en 2001) y el libro Ambiental Hidráulica Fluvial del profesor español Juan Pedro Martín en nuestro idioma.

El Fenómeno del Niño en el Perú puede causar más daños a los puentes por razones hidráulicas que en otras partes del mundo por lo que se sugeriría que nuestro país debería prestar atención a la construcción hidráulica de puentes, pero no es así. El Manual de diseño de puentes del Ministerio de Transporte, publicado en 2003, solo hace una mención muy breve de las consideraciones hidráulicas, aunque los aspectos estructurales de los puentes se discuten en detalle. En comparación con los manuales de otros países, el manual de Perú no especifica exactamente cómo determinar el caudal de diseño (período de retorno), cómo calcular la profundidad de la erosión, cuáles son los requisitos topográficos para los cálculos hidráulicos y mucho menos cuáles deben ser las dimensiones hidráulicas del puente (longitud, altura y galibo). Solo se mencionaron sugerencias muy generales y puramente cualitativas, que proporcionaron poca ayuda práctica. Estas pautas también recomiendan el uso del modelo HEC-RAS para los cálculos hidráulicos de puentes.

El modelo numérico HEC-RAS se reconoce como un modelo unidimensional avanzado que se utiliza actualmente para los cálculos hidráulicos de puentes; Las ecuaciones empíricas para los cálculos de erosión utilizadas en HEC-RAS representan el conocimiento más reciente (todavía muy incompleto) de erosión de puentes, algunas de las cuales se muestran en este documento. Aunque en la actualidad ya existen modelos 3D más complejos, aún no se utilizan en casos prácticos debido a las limitaciones computacionales actuales”.

El autor: Zegarra Ciquero Luis, en el año 2007, en su tesis de Maestría: “ANÁLISIS Y DISEÑO DE PUENTES COLGANTES”, Universidad Católica del Perú, menciona que:

Mediante la presentación del procedimiento de diseño que todo puente debe tener, particularmente los de luces intermedias, así como las características importantes y dimensiones deben cumplir para tener un comportamiento adecuado ante las sollicitaciones externas. En relación a los puentes de luces del orden de 400 m, que corresponden a luces que se pueden presentar en ríos de nuestra selva, se necesitan comparaciones económicas entre puentes colgantes metálicos y puentes atirantados, de concreto o de acero, para facilitar la elección del tipo adecuado de puente.

Aplicando el procedimiento anterior también se pueden plantear comparaciones de soluciones para puentes de menor luz, de manera de que, estableciendo los precios unitarios correspondientes a una ubicación particular, se pueda establecer la luz a partir de la cual los puentes colgantes son la solución económica. Es necesario iniciar las investigaciones del comportamiento aerodinámico de puentes colgantes en túneles de viento, que es el procedimiento de análisis aceptado por las Normas para los casos en que las relaciones luz/ancho de tablero excedan de 30.

El autor: Pérez Salas Víctor Alberto, en el año 2007, en su tesis de Maestría: “ESTUDIO Y DISEÑO HIDRÁULICO PARA PROYECTOS DE PUENTES SOBRE CORRIENTES DE AGUA”- UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN, AÑO 2011”, entre sus conclusiones destaca que:

En concordancia con el análisis en conjunto con los principios y criterios establecidos en una investigación de campo, puede determinar la ubicación, la longitud o las dimensiones de los cimientos para el diseño de un puente fluvial, incluidas las tensiones parciales, las alturas y los niveles de profundidad. Por lo tanto, se concluye que, mediante la realización de los análisis y

estudios de diseño hidráulico pertinentes, se justifica la estructura, vida útil y uso continuo del puente por ser una garantía frente a los peligros naturales, teniendo en cuenta las condiciones de diseño, y de esta forma siempre se refleje los déficits financieros y de tiempo y el trabajo en curso, permitiendo al estructuralista estimar razonablemente el tamaño del puente por adelantado.

1.2. Bases teóricas

1.2.1. Metodología estudio hidrológico

Los Estudios Hidrológicos - Hidráulicos son exigidos por la Administración para los proyectos de infraestructuras situadas en las inmediaciones de cauces, así como para la elaboración de Planes Generales de Ordenación Urbana.

Los Estudios Hidrológicos permiten conocer los caudales máximos de avenida a partir del conocimiento del régimen de lluvias máximas y la caracterización del territorio de la cuenca.

El objeto de un Estudio Hidráulico consiste en determinar el comportamiento hidráulico de los cauces a su paso por la zona objeto de estudio, de modo que se compruebe la idoneidad de la sección del cauce en caso de avenida.

Metodología de un Estudio Hidrológico - Hidráulico:

- Obtención de la delimitación de cuencas mediante trabajo de gabinete sobre cartografía disponible, fotografía aérea y cartografía temática.
- Determinación de características físicas y fisiográficas de la cuenca. De este modo se obtiene su superficie, forma, pendiente, longitud del cauce principal, materiales y usos del suelo, etc.
- Determinación de caudales mediante método racional. Este método depende tanto de las características

fisiográficas de la cuenca, como de los datos climatológicos de la zona de estudio, disponiendo además de coeficientes de corrección locales. El cálculo de caudales de avenida se realiza mediante aplicación del método racional y otros métodos empíricos.

- Comprobación de caudales mediante métodos empíricos (Heras, Zapata, etc...), función exclusivamente de la superficie de la cuenca y del periodo de retorno.
- Para la realización de la modelización hidráulica de los cauces objeto de estudio, se recurre al programa informático HEC-RAS. Se estudian aguas arriba y aguas abajo los tramos de interés de los cauces afectados de la zona en estudio. De esta forma se obtienen una serie de listados y tablas resultantes del cálculo realizado con Hec Ras.
- Por último, se elaboran los planos del estudio del tramo de interés (situación, cuenca, perfil longitudinal con lámina de agua, perfil transversal con márgenes inundados y planta de llanura de inundación).

1.2.2. Hidráulica de puentes

El objeto de nuestro interés no es ya el río mismo sino una obra humana que lo cruza. A pesar de ello las ideas básicas y el lenguaje son los mismo de los capítulos anteriores, lo que quizá refuerce la visión fluvial del puente.

a) Consideraciones sobre el emplazamiento de un puente

Al momento de escoger la ubicación de un puente es muy importante tener en cuenta una serie de recomendaciones respecto a los factores hidráulicos, para obtener así una obra segura y económica. En caso de no atender a estas recomendaciones se incurrirá en

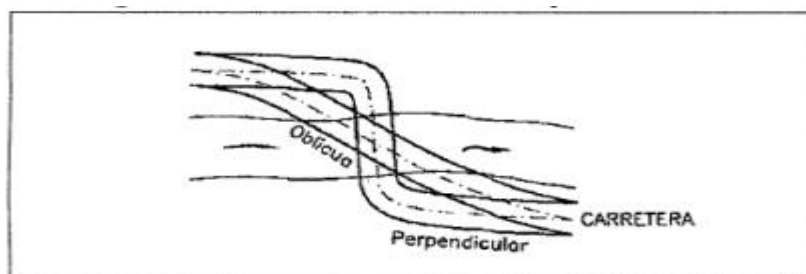
grandes gastos para conferir seguridad al lugar de cruce escogido arbitrariamente.

- Una característica esencial del lugar de emplazamiento del puente es su estabilidad fluvial, es decir, la garantía de que el río no modifique su cauce con efectos negativos para el puente.
- Un emplazamiento en lugar inestable puede obligar a realizar obras que son imprescindibles, pues la falta de estabilidad es extrema.
- Los ríos entrelazados y los ríos meandriiformes de orillas poco resistentes son ejemplos en que pueden ser necesarias obras complementarias de encausamiento incrementando el costo del puente.

b) Consideración sobre la alineación de un puente

Tras el emplazamiento, la siguiente cuestión geométrica con implicación hidráulica es la alineación del eje de la vía con respecto al río. En primer lugar, no hay razón para exigir que el cruce sea perpendicular al río cuando éste es oblicuo, siempre que esta última alineación venga dictada por buenas razones de trazado de la vía. Ahora bien, hoy casi no es preciso dar razones para rechazar la antigua costumbre de trazar curvas de entrada y salida de un puente para que el cruce fuera perpendicular.

Figura 1. Alineación de la vía respecto al cauce.

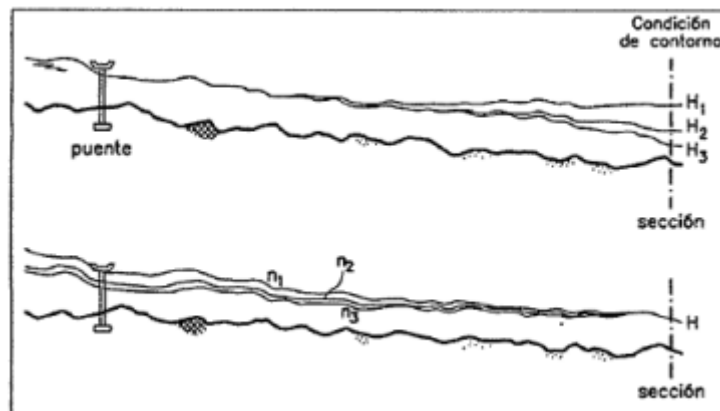


Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide.

c) Dimensionamiento del vano y altura libre

Las dimensiones del vano del puente deben venir determinadas en principio por la función hidráulica (de desagüe) que corresponde al vano. No obstante, abundan los puentes fluviales con vanos superiores a los necesarios, sobre todo en altura, pero también en longitud, como puede ocurrir por razones de trazado altimétrico en vías de gran importancia, en ríos pequeños o en ríos de montaña. En todo tipo de vías, ríos de llanura, por el contrario, el vano debe ser tan grande como sea preciso para permitir el paso del agua. Las dimensiones del vano son la altura libre y anchura libre (ancho efectivo del puente proyectado en un plano perpendicular a la corriente).

Figura 2. Influencia de la rugosidad de contorno H y el coeficiente de rugosidad en el cálculo hidráulico.



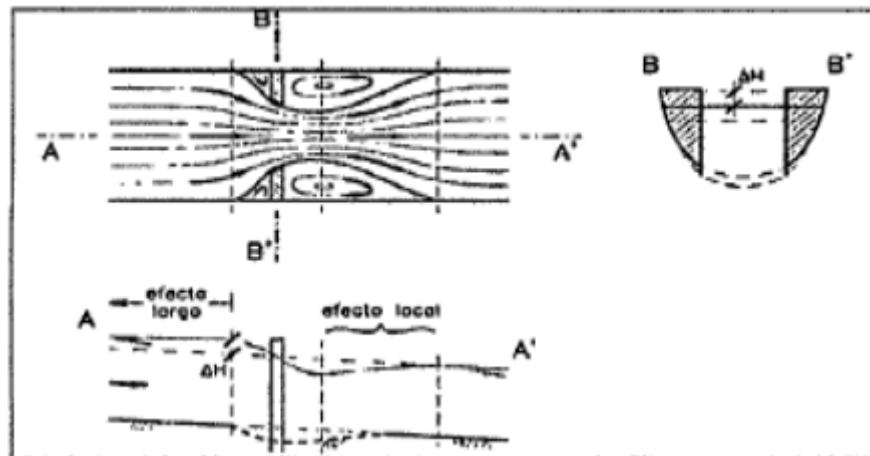
Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide)

Mediante un estudio hidrológico pueden estimarse los caudales para distintos periodos de recurrencia. Periodos de retorno de 25 a 50 años son más lógicos en vías poco importantes, de 100 años en vías de importancia media y de 100 a 200 años en vías de gran importancia.

d) Dimensionamiento del ancho del vano y sus efectos erosivos.

Conviene tener presente que el costo de un puente aumenta directamente con su luz o ancho de vano, sobre todo si generalmente los ríos ocupan lugares muy anchos, especialmente en condición de proyecto (avenidas). En cuanto a su estructuración, un puente se considera formado por dos unidades: la estructura (tablero y apoyos) y la obra de tierras de aproximación, a la entrada y salida de la estructura (terraplén).

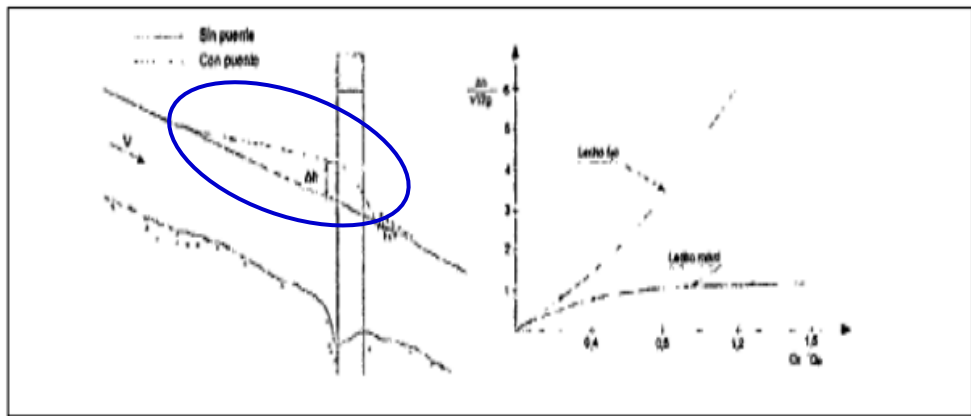
Figura 3. Características hidráulicas del paso de agua bajo un puente.



Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martin Vide

El remanso inmediatamente aguas arriba del puente incrementa las inundaciones y requiere de obras adicionales de defensa. Además, influye en el fenómeno de las erosiones, pues modifica el tirante de agua y el reparto de caudal entre el cauce menor y de avenidas, variables ambas que condicionan las erosiones locales de pilas y estribos.

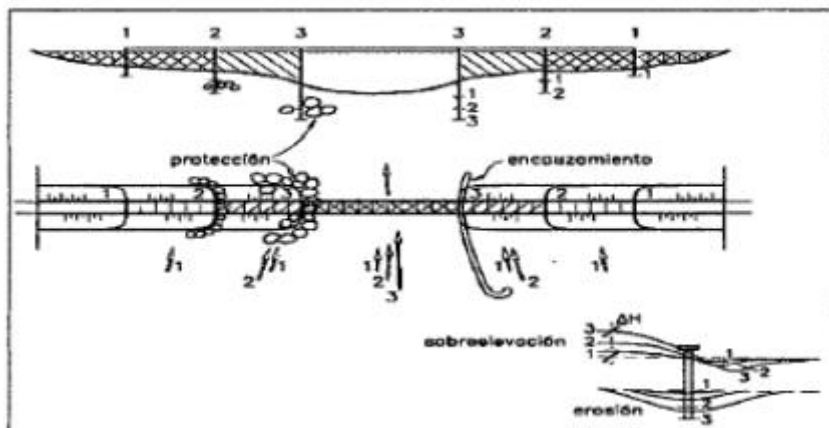
Figura 4. Remanso producido por la presencia de un puente en el cauce de un río.



Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide.

Además del efecto de la sobreelevación, el aumento de la velocidad (por estrechamiento) produce una socavación del lecho en el área del puente, la cual se combate fundando a mayor profundidad o aplicando medidas de protección frente a la erosión del cauce.

Figura 5. Dimensionamiento de la anchura del vano



Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide.

e) Dimensionamiento hidráulico optimizado.

Antiguamente se buscaba el cauce más estrecho próximo a la vía para el cruce de ésta con el río, pero no siempre daba resultados esperados debido al estrechamiento forzado del cauce y a la dinámica a la que el cauce está sujeto debido a las variaciones continuas de las avenidas en el río, cuyos efectos son erosión y sedimentación del cauce. La erosión incrementa la socavación del cauce afectando la cimentación y la sedimentación estrecha o disminuye el área hidráulica en la sección del puente y limita el pase de las avenidas. Ambos efectos son muy perjudiciales para la estabilidad del puente y por tales causas han colapsado en el mundo gran cantidad de puentes. En este contexto, se busca un punto de cruce en el cual no se genere ni erosión ni sedimentación, es decir, presente **equilibrio hidráulico**, el cual corresponde al ancho estable del cauce. En tal sentido el dimensionamiento hidráulico optimizado del puente corresponde a una longitud de vano o luz (L) del puente equivalente al valor del ancho estable (B) de la sección del río en el punto de cruce.

1.2.3. El concepto y partes de un puente

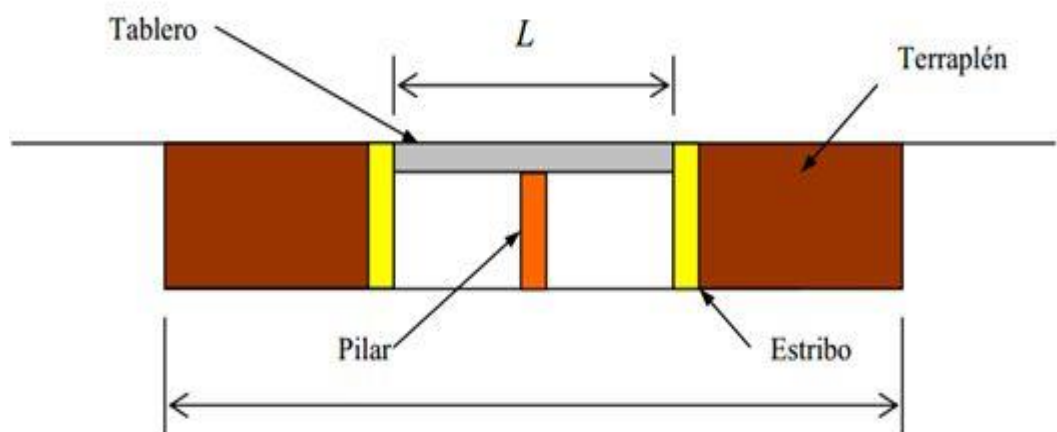
Un puente sobre un río ancho normalmente consiste de una superestructura de concreto o acero con terraplenes de acceso, que comunican la estructura principal con las riberas del río (*Figura 6*). La razón por la cual se construyen terraplenes es meramente económica. En ríos muy anchos, una superestructura de concreto o acero que abarque todo el ancho del río puede resultar excesivamente costosa. El terraplén por ser construido con materiales naturales es comparativamente menos costoso y se emplea para cerrar parte del ancho total del río, especialmente en las llanuras de inundación donde la concentración del flujo es menor. Sin embargo, cerrar artificialmente el ancho natural de un río tiene

consecuencias negativas desde el punto de vista hidráulico y sedimentológico.

El tablero se refiere a la superestructura por donde circulan los vehículos, e incluye las vigas, pista, veredas, guardavías, etc. Los pilares 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.) Los estribos sirven de apoyo a ambos extremos del tablero. Finalmente, los terraplenes conectan los estribos con las riberas del río.

Los únicos componentes obligatorios de un puente son el tablero y los estribos. Algunos puentes carecen de pilares ó de terraplenes de acceso, especialmente en ríos de poco ancho.

Figura 6. Partes de un puente



Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martin Vide.

1.2.4. Erosión hídrica

Es la erosión por agua de lluvia y abarca la erosión provocada por el impacto de las gotas sobre el suelo desnudo, como también la acción hidráulica que arranca y transporta las partículas de suelo por el escurrimiento en laderas y taludes

1.2.5. Erosión fluvial

Es la erosión que se presenta en los cursos de agua (quebradas y ríos). La fuerza tractiva del agua vence la resistencia de los materiales, produciéndose procesos de socavación lateral y de fondo. Los procesos movilizan además de arcillas y limos, otros materiales como arenas, gravas, cantos y bloques, en las formas de acarreo disolución, suspensión y acarreo de fondo. Los volúmenes movilizados por erosión fluvial son altos, en cauces erosionados.

Entre las teorías de la hidrología, aplicadas al presente trabajo de investigación, tenemos:

1.2.6. Relación precipitación escorrentía

1.2.6.1. Método del número curva (N)

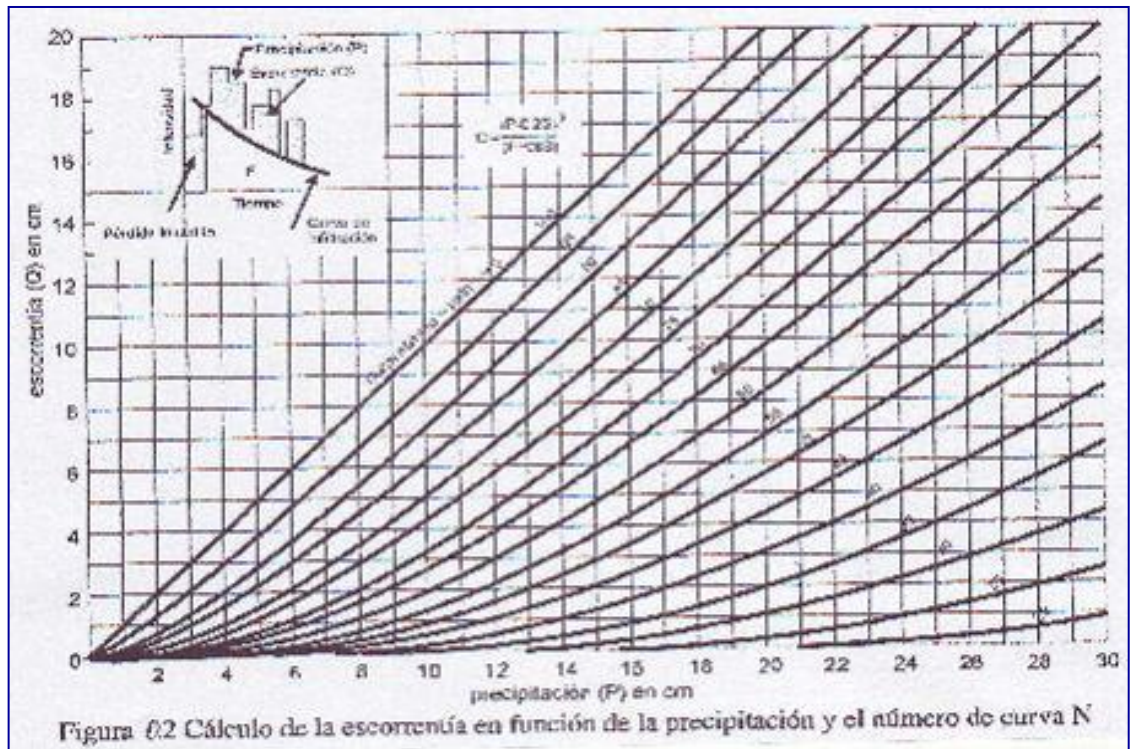
Este método fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos, tiene ventaja sobre el método racional, pues se aplica a cuencas medianas como también a cuencas pequeñas. El parámetro de mayor importancia de la lluvia generadora, es la altura de esta, pasando su intensidad a un segundo plano. Su principal aplicación es la estimación de las cantidades de escurrimiento tanto en el estudio de avenidas máximas, como en el caso del cálculo de aportaciones líquidas.

El nombre del método deriva de una serie de curvas, cada una de las cuales lleva el número N, que varía de 1 a 100. Un número de curva N=100, indica que toda la lluvia escurre, y un número N=1, indica que toda la lluvia se infiltra, por lo que los números de curvas, representan coeficientes de escorrentía.

Este método es utilizado para estimar la escorrentía total a partir de datos de precipitación y otros parámetros de la cuenca.

La Figura 7, muestra el gráfico del cálculo de la escorrentía para diferentes valores de números de curvas N.

Figura 7: Cálculo de la escorrentía en función a la precipitación y el número de Curva N.



Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martin Vide.

El método que se describe aquí es el desarrollado por el U.S. Soil Conservation Service también conocido como el método de la curva N y ha sido tomado, con algunos cambios para su adaptación al presente texto.

El método consiste en:

- a) Asignar a la cuenca una de las curvas de escorrentía (un número en escala de 100 a cero), según los tipos de suelo y de cubierta vegetal.

b). Hallar la lámina de es correntía directa que es de esperar ocurra en dicha cuenca, después de una lluvia intensa y prolongada.

Grupos de suelos hidrológicos: Se utilizan cuatro grupos principales de suelos, obtenidos según el aporte de escorrentía directa después de haberse mojado e hinchado y sin la cubierta protectora de la vegetación.

- **Grupo A.** (Con el potencial de escurrimiento mínimo). Incluye a las arenas profundas con poco limo y arcilla; también a los loes muy permeables.
- **Grupo B.** La mayor parte de los suelos arenosos, menos profundos que los del grupo A, y loes menos profundo o menos compacto que el del grupo A, pero el grupo, en conjunto, tiene una infiltración media superior después de haberse mojado completamente.
- **Grupo C.** Comprende los suelos poco profundos y los que contienen mucha arcilla y coloides, aunque menos que el grupo D. El grupo tiene una in filtración inferior al promedio después de saturación.
- **Grupo D.** (Con el potencial de escurrimiento mayor). El grupo incluye la mayor parte de las arcillas que más aumentan de volumen al mojarse, pero también incluye algunos de los suelos poco profundos con sub horizontes casi impermeables cerca de la superficie.

Clases de usos y tratamientos del suelo: La evaluación de un uso o tratamiento se hace con respecto a sus efectos hidrológicos. La idea es que cuanto más un uso de la tierra o

un tratamiento aumentan la retención total, tanto más descenderá en la escala de producción de avenidas. Los usos o tratamientos principales son:

- **Rotación de cultivos:** Las buenas rotaciones contienen alfalfa u otras legumbres que se siembran muy juntas, o pastos, para mejorar la textura de la tierra y aumentan la infiltración. Las buenas rotaciones entonces aumentan la infiltración y las malas la disminuyen.
- **Cultivos en hileras rectas:** En esta clase se incluyen los cultivos que siguen la mayor pendiente y los transversales en hileras rectas.
- **Cultivos por líneas de nivel:** Los números que se dan en la Tabla N° 01 se obtuvieron usando datos de cuencas experimentales con taludes de 3 a 8%.
- **Terrazas:** Los datos de la Tabla N° 01 corresponden a terrazas con pendiente y con los extremos abiertos.
- **Praderas naturales o pastizales:** Las praderas malas tienen exceso de pastoreo o tienen una cubierta vegetal en menos del 50% del área. Las praderas regulares tienen una cubierta vegetal entre el 50% y el 15% del área. Las praderas buenas tienen más del 75% de cubierta vegetal y están sujetas a un pastoreo ligero.
- **Lotes de bosque:** Se consideran tres tipos. Lotes de bosque malos, con pastoreo excesivo, que se queman regularmente, lo que destruye el arroyo, árboles

pequeños y broza. Lotes de bosque regulares, con algo de pastoreo pero que no se quemaran. Lotes de bosques buenos, protegidos contra el pastoreo, de manera que el suelo está cubierto por arroyos y arbustos.

Combinaciones hidrológicas de suelo-vegetación.

a) **En la Tabla N° 01** se combinan los grupos de suelos, el uso del suelo y las clases de tratamiento, formando complejos hidrológicos suelo-vegetación. Los números muestran en una escala de cero a 100, el valor relativo de los complejos como productores de escorrentía directa (curvas de escurrimiento). Cuanto más elevado es el número, mayor es el volumen de escorrentía directa que puede esperarse de una tormenta. El sistema de numeración se indica más adelante. Esta tabla se preparó en parte usando datos de cuencas aforadas con suelo y vegetación conocidos.

b) Determinación del número de curva N de una cuenca. Tabla N° 01

A continuación, presentamos las Tablas:

Tabla 1. Numero De Curva N Para Complejos Hidrológicos De Suelo Y Cobertura (Para condición de humedad antecedente II e la = 0.2S)

Cobertura			Número de curva			
Uso de tierra	Tratamiento o práctica	Condición hidrológica	A	B	C	D
Descuidado, en descanso, sin cultivos	Surcos rectos	-----	77	86	91	94
Cultivos	Surcos rectos	pobre	72	81	88	91
	Surcos rectos	buena	67	78	85	89
	Curvas de nivel	pobre	70	79	84	88
	Curvas de nivel	buena	65	75	82	86
	Curvas de nivel y en terrazas	pobre	66	74	80	82
	Curvas de nivel y en terrazas	buena	62	71	78	81
Pequeños granos	Surcos rectos	pobre	65	76	84	88
	Surcos rectos	buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	pobre	63	74	82	85
	Curvas de nivel	buena	61	73	81	84
	Curvas de nivel y en terrazas	pobre	61	72	79	82
	Curvas de nivel y en terrazas	buena	59	70	78	81
Sembríos cerrados, legumbres o sembríos en rotación.	Surcos rectos	pobre	66	77	85	89
	Surcos rectos	buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	pobre	64	75	83	85
	Curvas de nivel	buena	55	69	78	83
	Curvas de nivel y en terrazas	pobre	63	73	80	83
	Curvas de nivel y en terrazas	buena	51	67	76	80
Pastizales o similares.		pobre	68	79	86	89
		regular	49	69	79	84
		buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel	pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel	regular	25	59	75	83
	Curvas de nivel	buena	6	35	70	79
Pradera		buena	30	58	71	78
Bosques		pobre	45	66	77	83
		regular	36	60	73	79
		buena	25	55	70	77

Patios		-----	59	74	82	86
Caminos, incluyendo derecho de vía.	Cieno	-----	72	82	87	89
	Superficie firme	-----	74	84	90	92

Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martin Vide.

c) La Tabla N° 02 muestra los números obtenidos por el U.S. Forest Service en áreas de bosques y pastizales en el occidente de los Estados Unidos.

Tabla 2. Numero De Las Curvas de Escurrimiento para los Complejos Suelo – Vegetación. A. Bosques Comerciales o Nacionales. (Para condiciones II de las cuencas, e $I_a = 0.2S$)

Clase de la condición hidrológica	Grupo hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
I La peor	56	75	86	91
II Mala	46	68	78	84
II Media	36	60	70	76
IV Buena	26	52	62	69
V Mejor	15	44	54	61

Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martin Vide.

Tabla 3. Áreas de Bosque y Pastizales en el Oeste de los Estados Unidos. (Para Cuencas De La Condición Iii, E $I_a = 0.2 S$)

Vegetación	Condición	Grupos de suelos			
		A	B	C	D
Herbácea	Mala	-	90	94	97
	Regular	-	84	92	95
	Buena	-	77	86	93
Artemisa	Mala	-	81	90	-
	Regular	-	66	83	-
	Buena	-	55	66	-
Roble - Tiemblo	Mala	-	80	86	-
	Regular	-	60	73	-
	Buena	-	50	60	-
Junípero	Mala	-	87	93	-
	Regular	-	73	85	-
	Buena	-	60	77	-

Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martin Vide.

d) Condición precedente. La cantidad de agua precipitada en un período de 5 a 30 días precediendo a una tormenta importante es llamada precipitación precedente, y las condiciones que se producen en la cuenca con respecto al escurrimiento potencial son llamadas condiciones precedentes. En general, cuanto mayor es la precipitación precedente, mayor será el escurrimiento directo que ocurre en una tormenta dada. Debido a las dificultades para determinar las condiciones precedentes producidas por la lluvia de los datos normalmente disponibles, las condiciones se reducen a los siguientes tres casos. Ver Tabla N° 04.

Tabla 4. Condiciones De Humedad Precedente.

CONDICIÓN DE HUMEDAD	DESCRIPCIÓN
Condición I (Seca)	Esta es la condición que presentan los suelos de una cuenca en la que los suelos están secos, pero no hasta el punto de marchitamiento, y cuando se aran se cultivan bien. Esta condición no se considera aplicable al cálculo para determinar la avenida de proyecto que se presenta en este texto.
Condición II (Media)	El caso promedio para avenidas anuales, es decir, un promedio de las condiciones que han precedido a la ocurrencia de la máxima avenida anual en numerosas cuencas.
Condición III (Húmeda)	Que se presenta cuando ha llovido mucho o poco y han ocurrido bajas temperaturas durante los cinco días anteriores a la tormenta, y el suelo está casi saturado.

Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martin Vide.

1.2.6.2. Estimación del caudal máximo aplicando el método del número curva (N)

La parte medular del método, es la utilización de la Tabla N° 04, la cual es el resultado de una serie de estudios llevados a cabo por el Servicio de Conservación de Suelos, sobre las intensidades, duraciones y cantidades de lluvia que deben de ser empleadas al calcular el gasto pico de una avenida de determinado período de retorno. La Tabla fue derivada para una duración de tormenta de 6 horas y relaciones de tiempo de concentración en horas, con el llamado Gasto Unitario (q) cuyas unidades son m³/seg/mm/km².

Los rangos de aplicación del método empírico de Servicio de Conservación de Suelos se deducen de la Tabla N° 05, es decir, para tiempos de concentración de hasta 24 horas, ya que el método para la estimación de la esorrentía Q no tiene limitaciones.

Tabla 5. Gasto Unitario Q (M3/Seg/Mm/Km²). En Función Del Tiempo De Concentración Tc En Horas.

Tc (hr)	q	Tc (hr)	q	Tc (hr)	q
0.10	0.337	1.00	0.158	8.00	0.039
0.20	0.300	12.50	0.120	10.00	0.034
0.30	0.271	2.00	0.100	12.00	0.030
0.40	0.246	2.50	0.086	14.00	0.027
0.50	0.226	3.00	0.076	16.00	0.025
0.60	0.208	4.00	0.063	18.00	0.023
0.70	0.195	5.00	0.054	20.00	0.021
0.80	0.190	6.00	0.048	22.00	0.020
0.90	0.168	7.00	0.043	24.00	0.019

Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martin Vide.

1.2.7. Tiempo de concentración

Este parámetro referido al tiempo que tarda el agua en su recorrido entre dos puntos determinados, los cuales son: el extremo superior de la cuenca y el punto donde se mide el gasto pluvial. El Tiempo de concentración puede ser determinado usando fórmulas o ecuaciones empíricas, destacando entre ellas la desarrollada por **KIRPICH**.

$$T_c = 0.0195*(L^3 / H)^{0.385} \dots\dots\dots (01)$$

Donde:

- T_c = Tiempo de concentración en minutos (min)
- L = Longitud del curso de agua mas largo, en (m)
- H = Diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal, en (m).
- Entre las teorías de la hidráulica fluvial, aplicadas al trabajo de investigación, tenemos:

1.2.8. La Hidráulica fluvial

La Hidráulica Fluvial combina conceptos de Hidrología, Hidráulica General, Geomorfología y Transporte de sedimentos. Estudia el comportamiento hidráulico de los ríos en lo que se refiere a los caudales y niveles medios y extremos, las velocidades de flujo, las variaciones del fondo por socavación y sedimentación, la capacidad de transporte de sedimentos y los ataques contra las márgenes.

1.2.9. Determinación del ancho estable de un río

Existen varios métodos para la estimación o cálculo del ancho estable del río, sin embargo, es necesario establecer que todos se basan en la Teoría del Régimen Estable.

1.2.10. Método de Petits

La expresión empleada es la siguiente: $B = 4.44(Q)^{0.5}$

Dónde:

- B = ancho estable en m.
- Q = Caudal de diseño en m³/seg.

1.2.11. Método de Simons y Henderson

Considerando un fondo de arena y orillas de cauce de grava y la expresión indicada, el ancho estable B, se determina aplicando la siguiente expresión:

Metodo de Simons y Henderson

$$B = K_1 Q^{1/2}$$

- Fondo y Orillas de Arena K1 = 5.70
- Fondo Arena y Orillas de Material Cohesivo K1 = 4.20
- Fondo y Orillas de Material Cohesivo K1 = 3.60
- Fondo y Orillas del cauce de Grava K1 = 2.90
- Fondo Arena y Orillas de Material No Cohesivo K1 = 2.80

1.2.12. Método de Blench y Altunin

Considera un factor de fondo (Fb) de 1.2 y un factor de orilla (Fs) de 0.1 y la expresión indicada, B se determina aplicando la siguiente expresión:

$$B = 1.81(Q F_b/F_s)^{1/2}$$

<p>Factor de Fondo (Fb)</p> <ul style="list-style-type: none"> <input type="radio"/> 0.80 - Mat. Finos (Dm<0.50 mm) <input checked="" type="radio"/> 1.20 - Mat. Gruesos (Dm>0.50 mm) 	<p>Factor de Orilla (Fs)</p> <ul style="list-style-type: none"> <input checked="" type="radio"/> 0.10 - Mat. Suelos <input type="radio"/> 0.20 - Mat. ligeramente Cohesivos <input type="radio"/> 0.30 - Mat. Cohesivos
---	--

1.2.13. Método de Manning Strickler

Este método incluye como parámetros de cálculo a los coeficientes de rugosidad (n), tipo de material (k) y de cauce (m). Los valores de n, K y m, se presentan en el recuadro. Este método para el cálculo de B, considera la aplicación de la siguiente expresión:

Metodo de Manning y Strickler

$$B = (Q^{1/2} / S^{1/5}) (n K^{5/3})^{3/(3+5m)}$$

n **K** **m**

Coeficiente - Tipo de Material (K)

10 - Valor Practico

12 - Mat. Aluvial

16 - Mat Facilmente erosionable

03 - Mat. muy resistente

Coeficiente Cauce (m)

0.50 - Rios de Cauces Aluviales

0.70 - Rios de Cauces Arenosos

1.00 - Rios de Cauce de Montaña

1.2.14. Teorías de la socavación del cauce

1.2.14.1. Socavación General

La socavación general se puede producir por varias causas:

- a) Aumento del caudal durante las avenidas
- b) Incremento de la pendiente del cauce por alteración del canal, o corte de meandros.
- c) Remoción de sedimentos del flujo por la construcción de una presa o por extracción de materiales del fondo del cauce.
- d) Transferencia de agua de una cuenca a otra, la cual altera la capacidad de transporte de sedimentos de ambas corrientes.
- e) Disminución de la rugosidad del cauce por obras de regulación del canal.

Esta socavación es una erosión general de todo el cauce y no depende de que exista o no un puente u otra estructura.

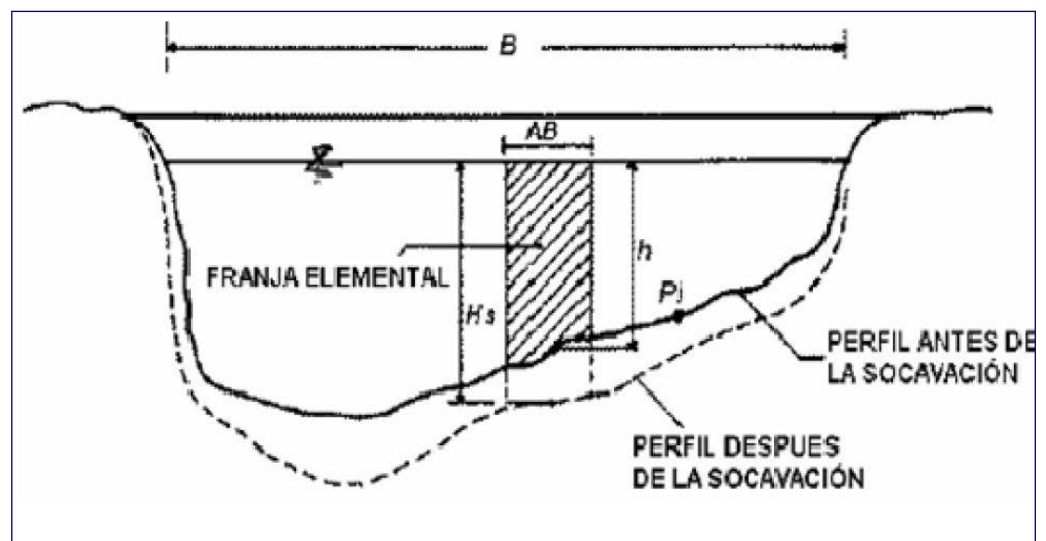
La socavación general tiene como resultado una disminución en el nivel del fondo del cauce y los niveles de agua y por lo tanto puede producir exposición de las fundaciones, de los oleoductos y otras estructuras colocadas en el cauce del río.

Maza define la socavación general como el descenso del fondo de un río cuando se presenta una avenida, debido a la mayor

capacidad que tiene la corriente de transportar partículas en suspensión; partículas que toma del fondo del cauce. Según Maza al aumentar la velocidad de la corriente, aumenta su capacidad de transporte por lo que erosiona el fondo, al erosionar aumenta el área de la sección y disminuye la velocidad hasta que ya no es capaz de erosionar más.

La socavación puede ocurrir a todo lo largo y ancho del cauce durante el paso de una avenida. Los niveles de socavación general varían de acuerdo a los caudales (Figura 8) y la profundidad de socavación no es la misma en toda la sección. Generalmente la socavación es mayor en el sector más cercano al Thalweg.

Figura 8. Sección transversal del cauce.



Fuente: Juárez Badillo E y Rico Rodríguez A. (1992).

1.2.14.2. Cálculo de la socavación general

Según Líschtvan-Levediev (Maza, 1967) las expresiones para evaluar la socavación general son las siguientes:

Para suelos granulares:

$$y_s = \left[\frac{\alpha \cdot y_o^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} \cdot \beta \cdot \psi} \right]^{1/Z}$$

Para suelos cohesivos:

$$y_s = \left[\frac{\alpha \cdot y_o^{5/3}}{0.60 \gamma^{1.18} \cdot \beta \cdot \psi} \right]^{1/X}$$

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

Dónde:

- y_s = Desnivel entre la superficie del agua, al pasar la avenida y el fondo erosionado.
- H_o = Desnivel entre la superficie del agua, al pasar la avenida, y el nivel del fondo original (medido antes de la avenida).
- y_s, y_o = Se miden en cada sección vertical donde se desea hacer el cálculo.
- H_m = Tirante medio medido entre la superficie del agua al pasar la avenida y el fondo original. Se obtiene de dividir el área hidráulica entre el ancho de la superficie libre B_e .
- B_e = Ancho libre de la superficie al presentarse la avenida
- Q_d = Gasto o caudal de diseño
- D_m = Diámetro medio; si el material del fondo es friccionante.
- Y = Peso volumétrico seco; si el material es cohesivo.
- μ = Coeficiente que depende de la contracción del cauce
- “ x ”, y “ z ” = Exponentes en función de D_m o Y según el tipo de material del fondo.

- ψ = Coeficiente que depende de la concentración del material transportado en suspensión (Tabla N° 9).

β = Coeficiente, depende del período de retorno del gasto de diseño (Tabla N° 8).

Tabla 6. Valores del coeficiente de contracción del cauce (Maza.1967).

Velocidad media en mts/seg	Luz libre entre dos pilas, en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
	Coeficiente μ												
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o Mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Fuente: Calculo de la socavación. Maza 1967.

Tabla 7. Valores de "x" y "z" (Maza,1967).

Suelos cohesivos						Suelos granulares					
γ_d	x	1 1+x	γ_d	x	1 1+x	d (mm)	z	1 1+z	d (mm)	z	1 1+z
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.000	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.000	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.000	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.000	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.000	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.000	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.000	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.64	0.31	0.76	6.00	0.35	0.74	370.000	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.000	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.000	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.74	15.00	0.33	0.75	750.000	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1.000.000	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

Fuente: Calculo de la socavación. Maza 1967.

Tabla 8. Valores de β

Probabilidad (en % de que se presente el caudal de diseño)	Coefficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Fuente: Calculo de la socavación. Maza 1967.

Tabla 9. Valores de ψ

γ mezcla agua – sedimento	Coefficiente ψ
1.05	1.06
1.10	1.13
1.15	1.20
1.20	1.27
1.25	1.34
1.30	1.42
1.35	1.50
1.40	1.60

Fuente: Calculo de la socavación. Maza 1967.

1.2.14.3. Socavación local

La socavación local del cauce de un río, se origina cuando las condiciones físicas e hidráulicas del río han sido o son alteradas como consecuencia de la instalación de alguna estructura sobre el lecho del mismo.

Un autor británico, **Smith en 1976**, estudió los casos de 143 puentes que habían fallado total o parcialmente, encontrando entre sus causas las siguientes: 1 falla debida a corrosión en las estructuras metálicas; 4 fallas debidas a fatiga de los materiales; 4 fallas debidas al viento; 5 fallas debidas a diseños

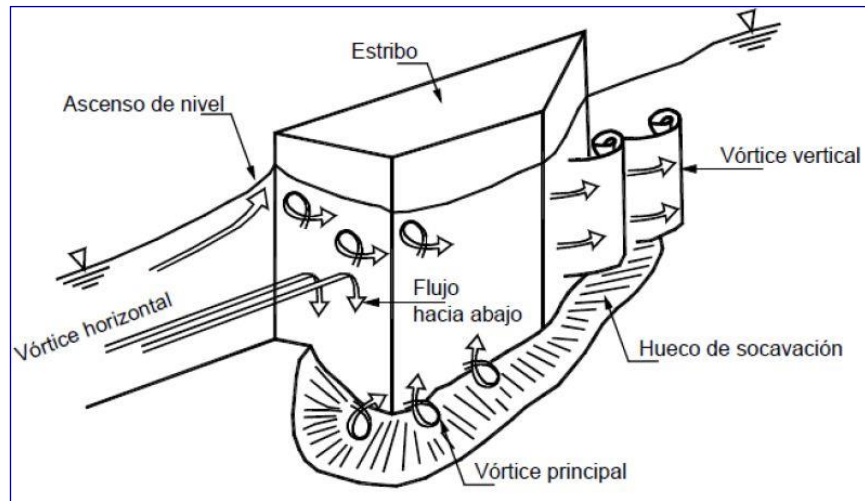
inadecuados; 11 fallas debidas a terremotos; 12 fallas debidas a un procedimiento no adecuado durante la construcción; 14 fallas debidas a sobrecargas y choques de embarcaciones; 22 fallas debidas a materiales defectuosos y finalmente, *70 fallas debidas a que las profundidades de socavación en una o varias pilas, alcanzaron niveles inferiores a los que llegaban las cimentaciones de las mismas*. Todo esto muestra la importancia de un buen análisis hidráulico para el diseño de puente. Parámetros como la creciente máxima esperada, la profundidad de flujo, características del lecho, forma, separación y dirección de las pilas, entre otros, se vuelven de gran relevancia.

En un puente, la socavación local puede presentarse en:

1.2.14.3.1. Socavación local en estribos

Desde el punto de vista de definición, la socavación local en estribos es análoga a la que se presenta en las pilas de los puentes, sin embargo, se le distingue por existir algunas diferencias en los métodos teóricos y aun experimentales para su evaluación. La obstrucción al paso del agua forma un vórtice de eje horizontal que inicia aguas arriba y recorre el pie del estribo y un vórtice de eje vertical ubicado al final de la estructura (Figura N° 7).

Figura 9. Esquema de la socavación en estribos.



Fuente: Suárez, Jaime. “Control De Erosión En Zonas Tropicales” (2001). Bucaramanga-Colombia. División Editorial Y De Publicaciones. Universidad Industrial De Santander.

1.2.14.3.1.1. Cálculo de la socavación local en estribos de puentes

Existen varios métodos, pero en el presente trabajo de investigación, nos hemos referido al método de Artamonov.

1.2.14.3.1.1.1. Método de Artamonov

Permite determinar la profundidad de socavación no solamente al pie de estribos sino también el pie de espigones o espolones. La ecuación depende de los siguientes factores:

- La relación entre los caudales interceptados por la estructura y el caudal total transportado por el cauce.
- Talud que tiene los lados del estribo (R1).
- Ángulo formado entre los ejes longitudinales del puente y la corriente.

- La profundidad de la lámina de agua más la profundidad de socavación al pie de un estribo o espigón:

$$D_s = P_\alpha P_q P_R H_0$$

Dónde:

D_s = profundidad total de socavación medida desde la superficie libre del agua.

P_α = coeficiente que depende del ángulo formado entre los ejes longitudinales del puente y la corriente (Tabla N° 9).

P_q = coeficiente que depende de la relación Q_1/Q , entre el caudal teórico interceptado por la estructura Q_1 y Q_2 , y el caudal que escurre por el río Q (Tabla N° 10). Para su determinación se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$P_q = 1,4675 + 6,55238 \frac{Q_1}{Q} - 4,0238 \frac{Q_1}{Q}^2$$

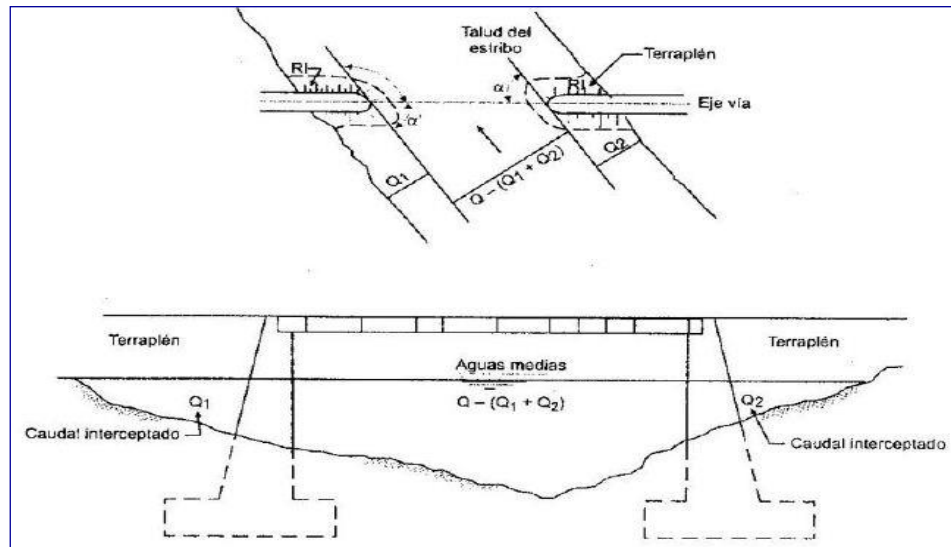
P_R = coeficiente que depende del talud que tiene los dos lados de la estructura (Tabla N° 11).

H_0 = profundidad de la lámina de agua en la zona junto a la estructura antes de la socavación (m).

Cuando el eje de la corriente es perpendicular al eje del puente ($\alpha = 90^\circ$) y la pared de los estribos es vertical se tiene:

$$D_s = P_q H_0$$

Figura 10. Esquema de los caudales interceptados por estribos. Método de Artamonov.



Fuente: Rodríguez, H. Alfonso (2010). Hidráulica Fluvial. Pp (287).

Tabla 10. Coeficiente P_α que depende del ángulo que forman los ejes longitudinales de la estructura y de la corriente.

α	20°	60°	90°	120°	150°
P_α	0,84	0,94	1,00	1,07	1,19

Fuente: Cálculo de la socavación. Maza 1967

Tabla 11. Coeficiente P_q que depende de la relación Q_1/Q o Q_2/Q .

Q_1/Q	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80
P_q	2,00	2,65	3,22	3,45	3,67	3,87	4,06	4,20

Fuente: Cálculo de la socavación. Maza 1967

Tabla 12. Coeficiente P_R que depende del talud que tiene los lados de la obra.

R	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
P_R	1,0	0,91	0,85	0,83	0,61	0,50

Fuente: Calculo de la socavación. Maza 1967

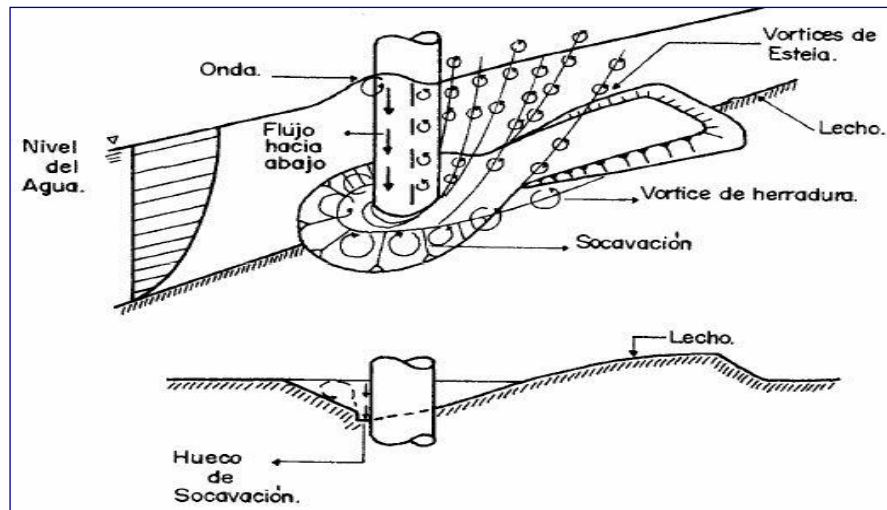
1.2.14.3.2. Socavación local en pilas

Cuando se coloca una pila de puente en la corriente de un río se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de ésta, y, por lo tanto, en su capacidad para producir arrastre sólido. Si la capacidad de arrastre supera localmente el aporte del gasto sólido del río, ocurrirá en la pila una socavación local.

Es evidente que el conocimiento de la profundidad a que puede llegar este efecto erosivo es de fundamental importancia en el diseño de cimentaciones poco profundas para puentes, pues una falla seria de juicio en esta cuestión conlleva la destrucción total de la estructura o la adopción de profundidades antieconómicas y excesivas, que complican seriamente los procedimientos de construcción.

En la Figura 11, se aprecia los efectos de socavación en la pila de un puente.

Figura 11. Esquema de la socavación en pilas.



Fuente: Suárez, Jaime. “Control De Erosión En Zonas Tropicales” (2001). Bucaramanga-Colombia. División Editorial Y De Publicaciones. Universidad Industrial De Santander.

Los estudios realizados hasta la fecha permiten decidir que los parámetros que, en mayor o menor grado, influyen en la socavación local al pie de pilas de puente son los que se mencionan a continuación:

1.2.14.3.3. Parámetros que influyen en la socavación local al pie de las pilas de un puente

a) Parámetros Hidráulicos:

- Velocidad media de la corriente.
- Tirante frente a la pila.
- Distribución de velocidades.
- Dirección de la corriente respecto al eje de la pila

b) Parámetros de Fondo:

- Diámetro de los granos.
- Distribución granulométrica del material del fondo.
- Forma de los granos.

- Grado de cohesión o cementación.
- Peso específico sumergido.
- Estratificación del subsuelo

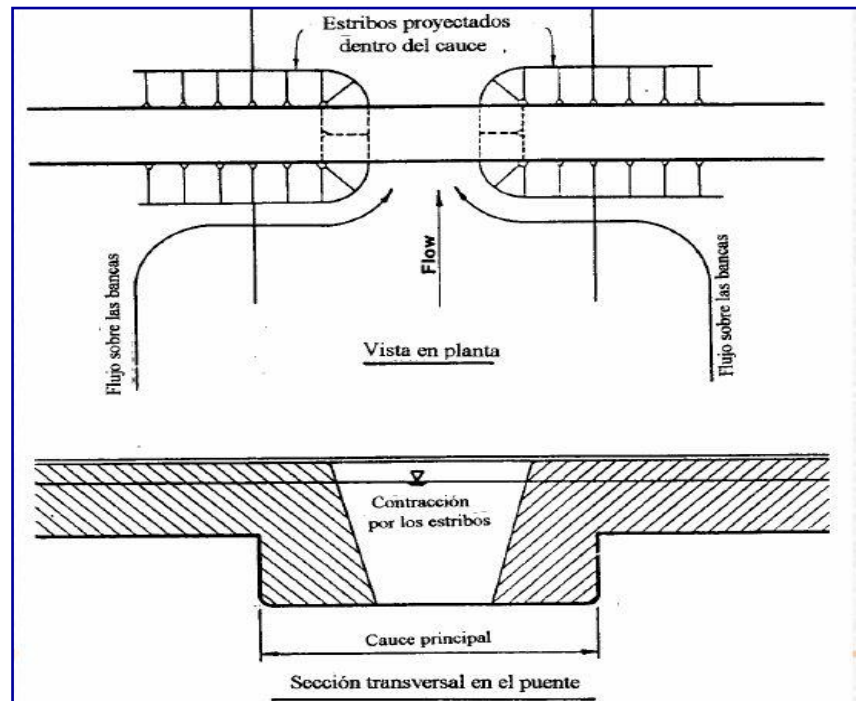
c) Parámetros Geométricos:

- Ancho.
- Relación largo-ancho.
- Perfil de la sección horizontal.

d) Parámetros de ubicación del puente:

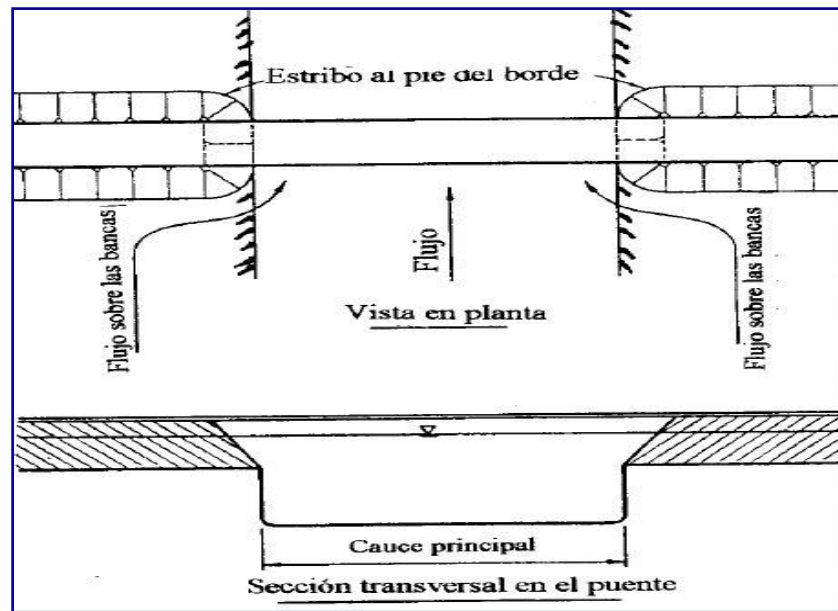
- Contracción en la sección.
- Forma del río en planta.
- Obras de control de gasto que se haya construido aguas arriba o aguas abajo.

Figura 12. Estribos del puente proyectados dentro del cauce.



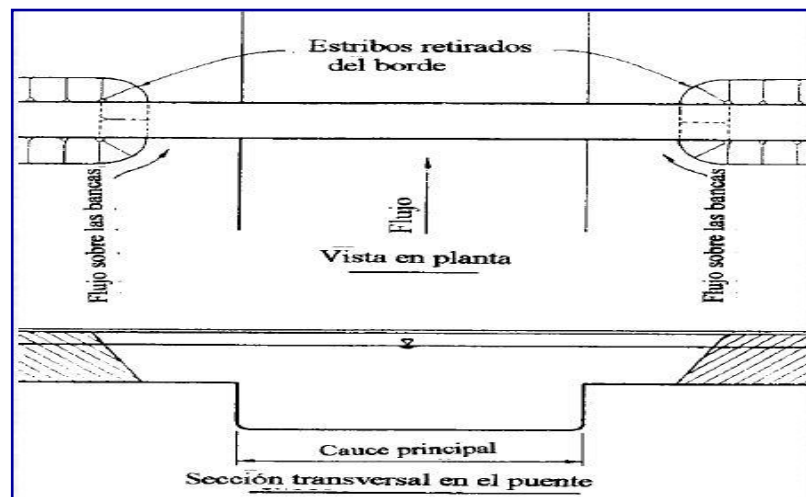
Fuente: Suárez, Jaime. “Control De Erosión En Zonas Tropicales” (2001). Bucaramanga-Colombia. División Editorial Y De Publicaciones. Universidad Industrial De Santander.

Figura 13. Estribos del puente proyectados al pie del borde del cauce.



Fuente: Suárez, Jaime. “Control De Erosión En Zonas Tropicales” (2001). Bucaramanga-Colombia. División Editorial Y De Publicaciones. Universidad Industrial De Santander.

Figura 14. Estribos del puente proyectados retirados del borde del cauce.



Fuente: Suárez, Jaime. “Control De Erosión En Zonas Tropicales” (2001). Bucaramanga-Colombia. División Editorial Y De Publicaciones. Universidad Industrial De Santander.

1.2.14.3.4. Cálculo de la socavación local en pilas de puentes

Existen muchos métodos para el cálculo de la profundidad de socavación local alrededor de pilas, debido a la complejidad del fenómeno resulta casi imposible describirlo de manera teórica exacta, por lo que se recurre a enfoques semiempíricos y empíricos. A continuación, se describen algunos de los métodos agrupados de acuerdo a las características de las relaciones.

1.2.14.3.4.1. Método de Breussers (1965)

Relación geométrica sencilla, basada en estudios con varillas de sondeos en corrientes que determina la profundidad de socavación constante para cualquier tipo de pila, independientemente de la magnitud de la creciente o del material del lecho.

$$d_s = 1.4(b)$$

Dónde:

d_s = máxima profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho (m).

b = ancho de la pila normal a la corriente no perturbada (m).

1.2.14.3.4.2. Método de Laursen I

En principio se dedujo de pilas rectangulares enfrentadas al flujo y considerando transporte de sedimentos. Para pilas de nariz redondeada, el coeficiente 1,5 debe sustituirse por 1,2; para pilas no paralelas al flujo se tomará 1,5 como coeficiente

$$d_s = 1.5(b)^{0.70} (Y_0)^{0.30}$$

Dónde:

- d_s = máxima profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho (m).
- b = ancho de la pila normal a la corriente no perturbada (m).
- Y_0 = profundidad media del flujo aguas arriba de la pila (m).

1.2.14.3.4.3. Método de Blench

Ecuación deducida en base a la anterior, también considera la granulometría del cauce del río.

$$\frac{D_s}{Y_r} = 1,8 \frac{b^{1/4}}{Y_r}$$
$$Y_r = 1,48 \frac{q^2}{F_b^{1/3}}$$

Donde:

- Y_r = profundidad de régimen de flujo (m).
- q = caudal unitario aguas arriba del puente (m³/s/m).
- $F_b = 1.9 \text{ dm}^{1/2}$ (mm).
- b = ancho de la pila (m).
- dm = diámetro medio de las partículas del lecho (m).

1.2.15. Profundidad de socavación total

La profundidad de socavación total queda definida como la sumatoria de la socavación general, más la socavación local. En cuanto a la socavación local, si el puente lleva pilas, se tomará el valor mayor entre la socavación por pilas y la socavación por estribos, en caso, el puente solo lleve estribos, se tomará el valor

de la socavación local el que corresponda a este elemento estructural. En la tabla N°13, se ilustra el cálculo de la socavación total en el cauce de un río.

Tabla 13. Presentación Del Cálculo De La Socavación Total En El Cauce De Un Río

Tipo de socavación	Método	Caudal (m ³ /seg)	Periodo de retorno (años)	Valor de la socavación (m)
1. Socavación general	List Van Lebediev			
2. Socavación local (*)	Artamonov			
a).- En pilas b).- En estribos (*) Se toma el valor mayor.				
Socavación total				

Fuente: Elaboración propia.

1.3. Definición de términos básicos

Está referido a la definición de términos más utilizados en el desarrollo del presente trabajo de investigación:

1.3.1. Ancho estable del cauce

Está determinado por la dimensión de la sección transversal del cauce de un río por la que circula el caudal sin que en dicha sección se produzca erosión y tampoco sedimentación. Es decir, el ancho estable corresponde a una sección de equilibrio hidráulico.

1.3.2. Altura del estribo del puente

Viene a ser la altura que tiene el estribo medido desde la superficie del cauce, hasta el apoyo donde descansa la superestructura o tablero del puente.

1.3.3. Borde de río

En la sección transversal del cauce de un río el borde está determinado por el punto de quiebre entre el talud del cauce y la terraza superior plana o ribera del río.

1.3.4. Cauce de un río

Se define como el conducto o canal a través del cual circula el caudal o corriente de agua de un río.

1.3.5. Cauce principal de un río

Los ríos generalmente adoptan formas geométricas de acuerdo a su ubicación dentro de la cuenca que los contiene. A partir de la parte media de la cuenca hacia aguas abajo, los ríos presentan ramales o bifurcaciones, dentro de ellas se denomina cauce principal a aquel por donde circula la mayor cantidad de corriente de agua aún en época de estiaje o vaciante.

1.3.6. Caudal

Viene a ser el volumen de agua por unidad de tiempo que circula a través de la sección transversal del cauce de un río. Puede ser medido en litros por segundo (lts/seg) o metros cúbicos por segundo (m³/seg).

1.3.7. Caudales máximos

Son los caudales que circulan a través de la sección transversal de un cauce en épocas de lluvias intensas. Son caudales cuyos valores superan ampliamente a los que comúnmente lleva el río en épocas no lluviosas.

1.3.8. Caudal de diseño

Viene a ser el caudal máximo seleccionado, cuyo valor sirve como referencia para determinar el dimensionamiento o medidas de una estructura a emplazarse en el cauce de un río y a través de la cual

va circular dicho caudal. Es función directa del período de retorno que se le asigne.

1.3.9. Coeficiente de escorrentía (c)

El coeficiente de escorrentía (c) es la relación entre el volumen de agua de escorrentía superficial total y el volumen total de agua precipitada, en un intervalo de tiempo determinado.

Los valores que se recomiendan para el coeficiente de escurrimiento son los siguientes. Ver Tabla N° 14

Tabla 14. Coeficiente de Escorrentía según KUICHLING

Naturaleza de la cuenca	Valor de “c”
Superficie de tejados Impermeables.	0.70 - 0.90
Pavimentos de asfaltos en buen estado.	0.85 -0.90
Pavimentos de piedra, ladrillo, bloque de madera con juntas cementadas impermeables.	0.75 - 0.85
Los mismos pavimentos con juntas abiertas.	0.50 – 0.70
Pavimentos de losa de mala calidad con juntas abiertas.	0.40 – 0.50
Carretera de macadán.	0.25 -0.60
Carretera de caminos de grava.	0.15 – 0.30
Superficies sin pavimento, patios de ferrocarril y solare.	0.10 – 0.30
Parques, jardines, praderas, huertas, según pendiente del suelo y sub suelo.	0.05 – 0.25
Áreas de monte o bosques, según pendiente del suelo y las características del sub suelo.	0.01 – 0.20
Parte más densamente poblado o cubierto de construcciones de una ciudad.	0.70 – 0.90

Fuente: Elaboración propia.

1.3.10. Cuenca

Viene a ser el espacio o territorio dentro del cual las aguas que caen por precipitación tienen un destino común donde se juntan y son drenadas y entregadas a otro curso de agua mayor.

1.3.11. Curva granulométrica

Representa de manera gráfica los diferentes diámetros de las partículas de los materiales que conforman la muestra de un suelo que ha sido sometida a un estudio granulométrico. Esta curva permite la clasificación de un suelo.

1.3.12. Diámetro medio

Conocido también como D_{50} viene a ser la medida del diámetro que corresponde al 50% del material (d_m) que ha sido tamizado a través de las diversas mallas en un estudio granulométrico.

1.3.13. Inundación

Son todos los procesos en los cuales una corriente permanente ó no, se sale de su cauce normal, afectando los predios adyacentes, hasta un determinado nivel. La amenaza por este proceso la constituye un fenómeno mismo de la inundación producida por agua y/o material de arrastre, y/o la erosión producida por el socavamiento de los taludes laterales del cauce.

1.3.14. Lecho del río

En la sección transversal de un curso de agua, está representada por la parte inferior y casi horizontal que presenta el cauce. El lecho del río está limitado por el pie de los taludes que conforman el cauce.

1.3.15. Localización del puente

La localización de un puente se determina en base a la topografía del lugar, en combinación con el alineamiento del camino u otras

estructuras del mismo. De modo que es conveniente efectuar las siguientes investigaciones:

- Topográfica, geológica y meteorológica.
- Estructuras existentes alrededor, así como drenajes u otras estructuras subterráneas.
- Ríos, canales, corrientes, caminos o vías férreas que serán salvados por el puente.
- Accesibilidad al sitio y disponibilidad de facilidad de construcción

Para la subestructura deben tomarse en cuenta los siguientes elementos:

- Tipos y magnitud de cargas.
- Características topográficas y geológicas del sitio.
- Infraestructura adyacente o subterránea.
- Espacio disponible.
- Accesibilidad al sitio.
- Obras de protección.

Para la superestructura deben tomarse en cuenta los siguientes elementos:

- Longitud total y alineamiento del puente.
- Planta, elevación y anchura.
- Condiciones del claro a salvar.
- Accesibilidad al sitio.

Es importante además hacer una inspección ocular del lugar donde se piensa ubicar el puente con el objetivo de localizar el mejor lugar posible. En el sitio escogido deberá investigarse lo siguiente:

- Buscar el lugar menos socavable.
- Elegir el lugar más estrecho del río.
- Obtener información de los vecinos respecto a la profundidad del nivel freático.
- Evaluar obras similares en los alrededores.
- Determinar la necesidad de obras de protección.
- Determinar el comportamiento de los apoyos.

Algunos otros elementos fundamentales sobre la decisión en la localización de un puente lo constituyen:

- Topografía:** Deben abarcar aproximadamente 100 metros, aguas abajo y arriba de la estructura; además se deben determinar los niveles de crecientes máximas y todos los detalles posibles del lugar tales como carreteras, cercos, caminos, casa, etc.
- Cota de cimentación:** La cota de cimentación se obtiene después de efectuar un análisis del subsuelo, mediante perforaciones en el lugar donde se pretende localizar la subestructura.
- Valor soporte del suelo:** El valor soporte del suelo es de mucha importancia, pues es el valor de presión máxima que se debe alcanzar cuando se diseña el cimiento.

Para ubicar la estructura se toman en cuenta ciertos criterios tales que:

- Los taludes del terraplén no caigan dentro de la creciente, evitando así posibles socavaciones.

- El estribo debe prolongarse por medio de gaviones o muros que extiendan la longitud de las alas y eviten el socavamiento.

Esto se puede determinar ubicando el pie de talud en el plano topográfico, que consiste en un procedimiento muy sencillo.

- Determinar por medio de las curvas de nivel si es corte o relleno el tipo de movimiento de tierras.
- Determinar la pendiente del terraplén, dependiendo del tipo de carreteras que existan o se vaya a diseñar.

1.3.16. Pendiente del cauce

Viene a ser la inclinación o desnivel que presenta el eje del cauce principal de un río a lo largo de su recorrido. El valor de la pendiente varía según el tramo del río se ubique en la parte alta, media o baja de la cuenca que lo contiene. Se considera como el cociente, que resulta de dividir, el desnivel entre los extremos del tramo de un río, entre la longitud horizontal de dicho tramo.

1.3.17. Período de retorno

Generalmente expresado en años. Viene a ser el intervalo de tiempo T dentro del cual, un evento de magnitud Q , puede ser igualado o excedido por lo menos una vez. Algunos valores de T_r , se presentan en la Tabla N°15.

Tabla 15. Períodos de retorno considerados para algunas estructuras.

Tipo de Estructura	Periodos de Retorno	Elv
Alcantarillas de carreteras		
Volumen de trafico bajos	5-10	(-)
Volumen de trafico intermedio	10-25	(-)
Volúmenes de trafico altos	50-100	(-)
Puentes de carreteras		
Sistema Secundario	10-50	(-)
Sistema Primario	50-100	(-)
Drenaje Agrícola		
Culverts	5-50	(-)
Surcos	5-50	(-)
Drenaje Urbano		
Alcantarillas en ciudades pequeñas	2-25	(-)
Alcantarillas en ciudades grandes	25-50	(-)
Aeropuertos		
Volúmenes bajos	5-10	(-)
Volúmenes intermedios	10-25	(-)
Volúmenes altos	50-100	(-)
Diques		
En fincas	2-50	(-)
Alrededor de ciudades	50-200	(-)
Presas con poca probabilidad de perdidas de vidas (baja amenaza)		
Presas pequeñas	50-100	(-)
Presas intermedias	100+	(-)
Presas Grandes	(-)	50-100%
Presas con probabilidad de perdidas de vidas(amenaza significativa)		
Presas pequeñas	100+	50%
Presas intermedias	(-)	50-100%
Presas Grandes	(-)	100%
Presas con probabilidad de altas perdidas de vidas (alta amenaza)		
Presas pequeñas	(-)	50-100%
Presas intermedias	(-)	100%
Presas Grandes	(-)	100%

Fuente: Ven Te Chow Hidrología Aplicada Pág. 511

1.3.18. Probabilidad de ocurrencia

Si un evento igual o mayor a Q, ocurre una vez en T años, su probabilidad de ocurrencia P, es igual a 1 en T años. Así, por

ejemplo: $P = 1/T$ o $T = 1/P$

1.3.19. Ribera del río

Está determinada por el área adyacente al cauce de un río, la misma que se encuentra delimitada por el borde del mismo. El río presenta áreas ribereñas a ambas márgenes del cauce.

1.3.20. Riesgo de falla hidrológica

La probabilidad de que un evento Q ocurra al menos una vez en n años sucesivos, es conocido como riesgo de falla hidrológico R y se representa de la siguiente manera:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n$$

Conocido el valor del riesgo R, es posible conocer las implicancias, de seleccionar un período de retorno dado de una obra hidráulica, que tendrá una vida útil de n años.

1.3.21. Rugosidad del cauce

Viene a ser la fuerza o resistencia que ofrecen las paredes que conforman el cauce de un río al paso de la corriente o flujo de agua. Su valor depende de la morfología del cauce, tipo de material que lo conforma, así como, de la presencia o no de vegetación.

1.3.22. Socavación

Se denomina socavación a la excavación profunda que experimenta el cauce de un río debido a la acción causada por la corriente de agua. La socavación, transforma o modifica la geometría de la sección transversal de un cauce. Se distinguen dos tipos de socavación, socavación general y socavación local.

1.3.23. Talud del cauce

Es la inclinación que presentan los lados laterales de la sección transversal del cauce de un río.

1.3.24. Talweg

Es la línea que une los puntos más profundos del lecho del cauce de un río. Es por donde la corriente de agua si la hay, siempre es más rápida.

1.3.25. Tirante de agua

Es la altura o profundidad que alcanza el agua en el cauce de un río. Se mide desde el lecho del cauce, hasta la superficie libre o pelo de agua.

1.3.26. Tirante de diseño

Viene a ser la altura o profundidad que alcanza el agua en el cauce de un río y que corresponde a un caudal máximo cuyo valor ha sido previamente seleccionado.

1.3.27. Tiempo de concentración

Este parámetro está referido al tiempo que tarda el agua en su recorrido entre dos puntos determinados, los cuales son: el extremo superior de la cuenca y el punto donde se mide el gasto o esorrentía. El tiempo de concentración puede ser determinado usando la ecuación empírica desarrollada por Kirpich.

1.3.28. Vida útil de una obra

Se conoce como vida útil al periodo de tiempo en el cual la estructura mantiene sus condiciones de servicio: seguridad, estabilidad, estética, funcionalidad, sin que sean necesarias reparaciones mayores. El periodo de vida útil para el cual se diseña una estructura se define de acuerdo a la importancia de la misma.

Capítulo II. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1. Descripción del Problema

El acelerado crecimiento poblacional que la ciudad de Tarapoto viene experimentando en la última década, viene motivando consigo el incremento de la demanda de servicios básicos de la población urbana, como son: vivienda, salud, educación, alimentación, recreación, etc., con la finalidad de alcanzar el bienestar que todas las familias aspiran tener.

Para alcanzar satisfacer estas necesidades, se requiere del desarrollo de infraestructura de diferente tipo, destacando en la zona urbana céntrica o Tarapoto Metropolitano la presentación de un adecuado ornato público, con la finalidad de hacerlo agradable no solo para sus habitantes, sino también para sus visitantes que a diario y de manera creciente llegan a la ciudad de Tarapoto.

Como quiera que la ciudad de Tarapoto, al igual que otras ubicadas en Ceja de Selva del Perú, a lo largo del año presenta un clima que se caracteriza por presentar dos épocas bien marcadas o diferenciadas en lo que respecta a la ocurrencia o caída de precipitaciones pluviales, una época de menor precipitaciones entre los meses de Junio a Octubre y otra de mayores precipitaciones entre los meses de Noviembre a Mayo. En tal sentido, es lógico suponer que la zona urbana al igual que las zonas rurales en esta última época, están sometidas a considerables escurrimientos de agua, que obliga, en el caso de las zonas urbanas, a poseer un adecuado sistema de drenaje pluvial, no solo en un óptimo planteamiento hidráulico, sino también en el dimensionamiento de toda la red. Sin embargo, en lo que respecta a la ciudad de Tarapoto, estas últimas consideraciones no han sido tomadas en cuenta desde el inicio del crecimiento ni tampoco en la planificación del desarrollo urbano ya que la red de drenaje pluvial resulta totalmente sub dimensionada y en gran parte casi obsoleta, sobre todo en la zona céntrica de la ciudad ya que, durante la pavimentación de sus calles,

no se ha tenido en consideración el aspecto hidrológico. En tal sentido, ya es de suponer, el problema que actualmente presenta toda la red de drenaje pluvial de la ciudad y esto se acrecienta en la medida que avanza el proceso de pavimentación.

En las últimas tres décadas, en las regiones ubicadas en Ceja de Selva y Selva, y de manera particular en el ámbito, San Martín, se han intensificado cambios hidro climáticos de consideración, que vienen alterando el comportamiento hidrológico de las cuencas, sub cuencas y micro cuencas de la red hidrográfica que conforma la vertiente del Amazonas. Estos cambios inciden directamente en el comportamiento hidráulico de los cursos de agua, independientemente de su orden, régimen y ubicación dentro del sistema hidrográfico señalado.

La quebrada El Choclino, tiene sus nacientes en el Cerro Escalera en el Distrito de La Banda de Shilcayo y en su recorrido de 7.960 Km. Antes de su desembocadura en el río Shilcayo, recibe las aguas de una red tributaria de microcuencas por ambas márgenes, que son las que generan los caudales en el curso de la quebrada.

La micro red hidrográfica de la quebrada El Choclino, es tributaria por la margen izquierda del río Shilcayo y éste es tributario del río Cumbaza cuya confluencia se encuentra próxima hacia aguas abajo del puente sobre el río Shilcayo – Jr. Shapaja. La cuenca de la quebrada El Choclino en los últimos años ha experimentado algunos cambios en la ocupación del suelo, con el desarrollo de pequeñas áreas con cultivos de panllevar, desarrollados por pequeños agricultores, así como de la ubicación o asentamiento de zonas pobladas (Asociaciones de vivienda AA. VV.), a ambas márgenes de la quebrada, lo que ha generado la necesidad de garantizar la transitabilidad y acceso no solo peatonal, sino también vehicular. En tal sentido, es necesaria la construcción puentes

vehiculares emplazados en diferentes puntos del cauce de la quebrada El Choclino y que para su diseño se hace necesario disponer del Estudio de Hidrología e Hidráulica, el cuál aportará con el valor de los parámetros necesarios (caudal máximo, caudal de diseño, profundidad de cimentación del puentes, luz y altura del puente) que permitirá realizar el dimensionamiento de dicha estructura, de tal manera que en épocas de avenidas no presente el mínimo riesgo de colapso o se vea afectado en su estabilidad, garantizando su permanencia y funcionalidad durante la vida útil proyectada.

2.2. Formulación del problema

¿Cuál es el caudal de diseño en la zona de emplazamiento y el dimensionamiento hidráulico optimizado del puente vehicular sobre la quebrada el Choclino del sector Ander Becerra en el distrito de la Banda de Shilcayo, provincia de San Martín, región San Martín?

2.3. Objetivos

2.3.1. Objetivo general

Determinar el caudal de diseño en la zona de emplazamiento y realizar el dimensionamiento hidráulico optimizado del puente vehicular sobre la quebrada el Choclino del sector Ander Becerra en el distrito de la Banda de Shilcayo, provincia de San Martín, región San Martín.

2.3.2. Objetivos específicos

- a) Elegir el caudal de diseño para el dimensionamiento hidráulico del puente vehicular sobre la quebrada el Choclino del sector Ander Becerra en el distrito de la Banda de Shilcayo, provincia de San Martín, región San Martín.
- b) Evaluar los parámetros hidráulicos indispensables en la optimización dimensional del puente vehicular sobre la quebrada el

Choclino del sector Ander Becerra en el distrito de la Banda de Shilcayo, provincia de San Martín, región San Martín.

- c) Realizar la optimización dimensional hidráulica del puente vehicular sobre la quebrada el Choclino del sector Ander Becerra en el distrito de la Banda de Shilcayo, provincia de San Martín, región San Martín.

2.4. Hipótesis

Ha = Es posible determinar el caudal de diseño en la zona de emplazamiento y el dimensionamiento hidráulico optimizado del puente vehicular sobre la quebrada el Choclino del sector Ander Becerra en el distrito de la Banda de Shilcayo, provincia de San Martín, región San Martín.

H₀ = No es posible determinar el caudal de diseño en la zona de emplazamiento y el dimensionamiento hidráulico optimizado del puente vehicular sobre la quebrada el Choclino del sector Ander Becerra en el distrito de la Banda de Shilcayo, provincia de San Martín, región San Martín.

2.5. Variables

2.5.1. Identificación de variables

Variable del estudio 1:

Estudio hidrológico e hidráulico

Variable de estudio 2:

Dimensionamiento optimizado

Capítulo III: Metodología

3.1. Tipo y diseño de investigación

3.1.1. Tipo de investigación

El presente trabajo de investigación es de tipo aplicada, ya que tiene como objetivo resolver un determinado problema planteado específico de la realidad, enfocándose en la búsqueda y consolidación del conocimiento para su aplicación y, por ende, para el enriquecimiento del desarrollo del conocimiento.

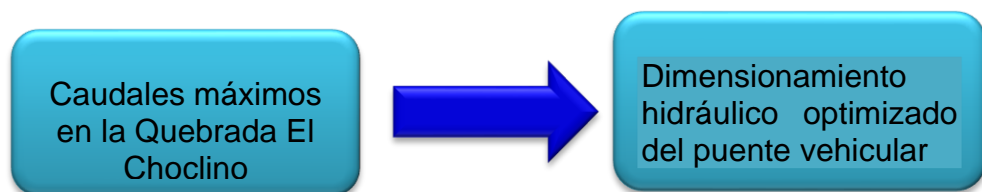
3.1.2. Nivel de investigación

La investigación da a conocer un nivel descriptivo.

3.1.3. Diseño de la investigación

Se empleó en este trabajo de Investigación el diseño no experimental, porque no se manipuló deliberadamente las variables, es decir que se hizo él estudió sin hacer variar en forma intencional la variable independiente, para ver su efecto sobre la otra variable, lo que en esta investigación no experimental se realizó fue el análisis mediante la observación de fenómenos que se dan en su contexto natural, causa – efecto.

La relación causa – efecto, está dada por:



$$P = O_x \rightarrow O_y$$

Dónde:

P = Puente vehicular

O_x = Estudio hidrológico e hidráulico.

O_y = Dimensionamiento optimizado.

3.2. Población y muestra

3.2.1. Población

Por las características del estudio, estamos ante un universo muestral donde la población de estudio está representada por todas las precipitaciones que caen en el ámbito de la cuenca colectora de la quebrada El Choclino y son las que generan los caudales o avenidas que pasan por el punto de interés o punto de cruce donde se ha proyectado el puente vehicular y van condicionar su dimensionamiento.

3.2.2. Muestra

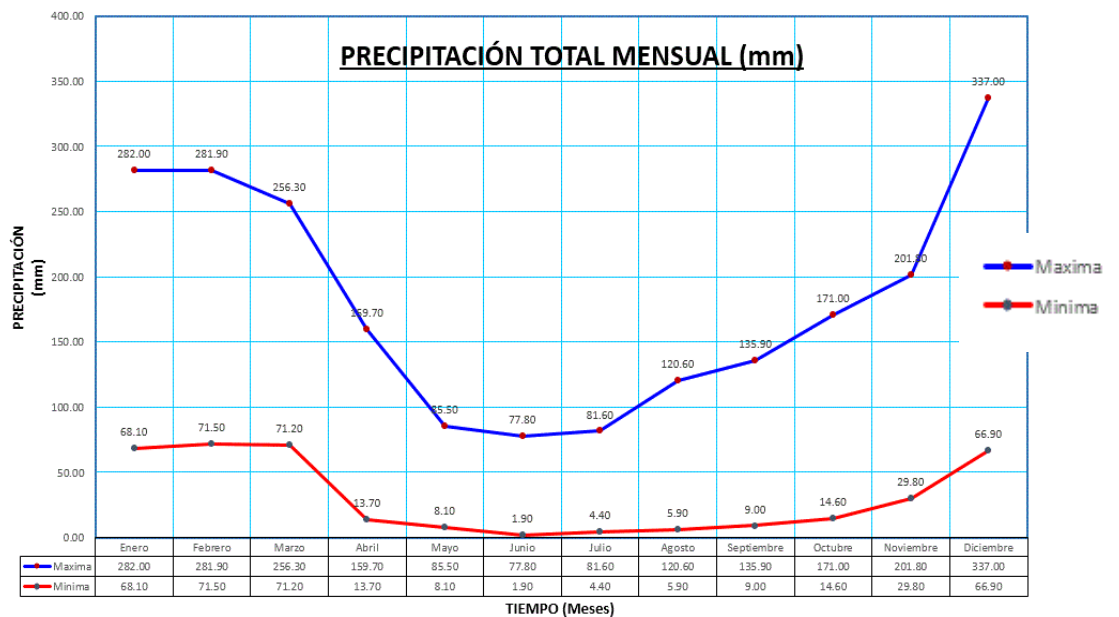
Teniendo en consideración que la variable independiente esta referida a los caudales, resulta conveniente tener presente las precipitaciones que caen en la cuenca y son las que dan origen al escurrimiento y generación de caudales en la quebrada El Choclino. Por tanto, se ha considerado los datos de registro de precipitación para un periodo suficientemente extenso, registrado en la Estación CO Tarapoto y comprendido entre los años 2001 al 2020, es decir veinte años de registro.

Según el registro del período indicado, la lámina anual de precipitación varía entre los 1,821.40 mm y los 971.30 mm, con una media anual de 1410.15 mm. Estas láminas de precipitación, condicionan y demuestran que la Hidrología del área del proyecto, aunada a la altitud, condiciona el clima, así como, el régimen de los cursos de agua existentes.

Como resultado de la hidrología estudiada en el ámbito del proyecto, se puede afirmar que en la época de invierno o húmeda, la lámina de agua llovida, supera ampliamente la lámina de evaporación diaria y además que, ante el proceso de eliminación de la cubierta vegetal debido a la incorporación de áreas para la

agricultura, ganadería y ocupación del territorio para la construcción de viviendas, en las diferentes partes de la micro cuenca, hacen posible que el comportamiento de los regímenes de esorrentía estén variando de manera significativa en los últimos años debido a que gran parte (más del 65 %) de la precipitación caída se transforma en escurrimento, favoreciendo la ocurrencia de eventos extremos en los diferentes cursos de agua. La información pluviométrica referida a la lámina de precipitación mensual registrada en la Estación CO Tarapoto se presenta en la Figura 15 en la cual se presenta el comportamiento de la precipitación durante los doce meses del año en el período indicado.

Figura 15. Precipitación total mensual estación Tarapoto.



Fuente: Elaboración Propia

3.3. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

3.3.1. Técnicas de recolección de datos

Análisis documental (registros de precipitación), observación directa.

3.3.2. Instrumentos de recolección de datos

Guía de análisis documental y ficha de observación.

3.4. Procesamiento y análisis de datos

La metodología que se ha seguido para la elaboración de la presente investigación, ha consistido básicamente en la recopilación, análisis y procesamiento de la Información existente acerca del área del proyecto como es: Carta Nacional a escala 1:100,000, lámina de precipitación mensual durante el período : 2001 – 2020 que es una extensión muy aceptable (20 años) así como registros de precipitación máxima caída en 24 horas para el mismo período 2001 – 2020 registrados en la Estación CO Tarapoto (Estación vecina al área de estudio).

Asimismo, se ha tenido en consideración lo establecido en el Reglamento Nacional de Gestión de Infraestructura Vial aprobado mediante Decreto Supremo N° 034-2008-MTC, el cual dispone entre otros la implementación del MANUAL DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y DRENAJE del MTC como guía para el procedimiento en el diseño de obras de drenaje superficial y subterránea de la infraestructura vial. Por lo tanto, durante el desarrollo del estudio se han tenido en consideración las recomendaciones establecidas en el citado Manual.

En lo que respecta a la información pluviométrica registrada en la estación CO Tarapoto, en algunos meses no han existido datos, por lo que se han completado aplicando el método de la regresión lineal simple para luego ser procesada y haciendo uso de los métodos

hidrometeorológicos (Iszkowski y Us Soil Conservation Service – Curva N, método Racional, Curvas envolventes de Creager, etc) se ha realizado el cálculo de caudales para la quebrada El Choclino.

También se calculó los parámetros hidrofisiográficos principales de la micro cuenca El Choclino, así como de los parámetros hidrológicos, para determinar los caudales máximos y luego seleccionar el caudal de diseño. No se han aplicado métodos estadísticos para el cálculo de caudales máximos para diferentes períodos de retorno debido a la carencia de información hidrométrica o de aforos de la quebrada en estudio.

Capítulo IV. RESULTADOS

A continuación, se presentan los resultados de la presente investigación:

4.1. Elección del caudal de diseño para el dimensionamiento hidráulico optimizado del puente vehicular sobre la quebrada El Choclino.

La longitud total del cauce principal de la quebrada El Choclino, es de 7.96 km y su cauce varía entre una altura comprendida entre los 1,181.00 m.s.n.m en sus nacientes, hasta los 289 m.s.n.m en su desembocadura en el río Shilcayo.

4.1.1. Cálculo de caudales máximos para la quebrada El Choclino según método ISZKOWSKI.

Este método utiliza ciertos parámetros de la cuenca colectora de agua de lluvia en estudio hasta el punto de interés, así como la precipitación promedio anual ocurrida en un punto representativo de dicha cuenca. En este caso, se va a utilizar la información pluviométrica registrada en la Estación CO Tarapoto, la misma que es representativa para el área del proyecto.

El método se expresa mediante la siguiente expresión:

$$Q = m \cdot C \cdot P \cdot A \cdot (10)^{-3} \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Donde:

- Q = Descarga máxima en m³/seg.
- m = Factor determinado por el tamaño de la cuenca.
- C = Coeficiente de escorrentía, que depende de la Topografía, tipo de suelo y cobertura vegetal del área de la cuenca colectora.
- P = Precipitación total anual promedio multianual en mm
- A = Área de la cuenca colectora hasta el punto de interés en Km².

Tabla 16. Caudales máximos método de Iszkowski

CAUDALES MAXIMOS METODO DE ISZKOWSKI							
CURSO	PROGRESIVA	FACTOR TAMAÑO CUENCA (m)	COEFICIENTE ESCORRENTIA ©	PRECIPITACION PROMEDIO MULTIANUAL (mm)	AREA DE CUENCA COLECTORA (km2)	CAUDAL MAXIMO (m3/(seg) (Qmax)	
Quebrada El Choclino	Punto de interés	5.40	0.50	1410.15	4.4817	17.07	

Fuente: Elaboración Propia.

4.1.2. Cálculo de caudales máximos para la quebrada El Choclino según método del US Soil Conservation Service o de la Curva N.

Este método ha sido desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos y tiene muchas ventajas, pues se aplica a cuencas medianas, así como también a pequeñas o a micro cuencas, como es el caso en estudio. Su principal aplicación, es la estimación del escurrimiento en el estudio de Avenidas.

Este método, denominado también como Número de curva, deriva de una serie de curvas, cada una de las cuales lleva el número de N, que varía de 1 a 100. Los números de curvas representan coeficientes de escorrentía, pues así un Número de curva N = 100, indica que toda la lluvia se escurre y un número N = 1, indica que toda la lluvia se infiltra.

Este método es utilizado para estimar la escorrentía total a partir de datos de precipitación, conociéndose su intensidad, duración, que son empleados para calcular el caudal pico de una avenida de determinado período de retorno, para lo cual se debe tener presente los valores de precipitación calculados para una duración de tormenta de seis (6) horas.

Así mismo, se relaciona el tiempo de concentración en horas, con el llamado gasto unitario (q_i), cuyas unidades son: $(m^3/seg.)/(mm-Km^2)$. La metodología a seguir es la siguiente:

a) Se calculan previamente, las siguientes características fisiográficas:

- A = área de la cuenca colectora de agua de lluvia en Km^2 .
- T_c = Tiempo de concentración en horas.
- N = Número de curva de escurrimiento, para la condición media de humedad en la cuenca, es adimensional. Se calcula teniendo en consideración los aspectos de condición hidrológica (buena, regular y pobre), grupo Hidrológico de suelo:

- ✓ A: bajo potencial de escorrentía,
- ✓ B: moderado bajo potencial de escorrentía,
- ✓ C: moderado alto potencial de escorrentía y
- ✓ D: alto potencial de escorrentía, uso de la tierra (cultivada, cubierta de pastos y cubierta de bosques y arboledas).

Teniendo en consideración todas estas características en la cuenca colectora de la Quebrada El Choclino en estudio, se determina el valor de **N**.

b) Se calculan los valores de precipitación máxima (P_{max}) para una duración 6 horas y períodos de retorno igual a los requeridos para las avenidas de diseño. Estos valores de P_{max} , se obtienen en base a la distribución porcentual de la precipitación máxima en 24 horas registrada en la estación pluviométrica seleccionada para tal fin (CO Tarapoto).

- c) Con el valor de N, se calcula la esorrentía (Ei) para cada una de las precipitaciones, con duración de 6 horas, y diferentes períodos de retorno determinadas en el paso anterior, aplicando la siguiente fórmula:

$$Ei = \frac{(N(P + 50.80) - 5,080)^2}{N(N(P - 203.20) + 20,320)} \text{ en mm}$$

- d) Con el valor de tiempo de concentración (Tc), calculado para la cuenca El Choclino en el punto de interés (ubicación de obra de arte), se determina el caudal unitario (**qi**), según los valores de la **Tabla N° 2 del Anexo**.

- e) **Con** el valor de Tc, se obtiene el valor de “**qi**”, **expresado** en (m³/seg) / (mm–Km²).

- f) Como paso final, se calculan los caudales máximos para diferentes valores de (TR), aplicando la siguiente relación:

$$Q_{max} = Ei \times qi \times A$$

Donde **A**, representa el valor del área colectora de la quebrada El Choclino, expresada en Km².

La precipitación de diseño para diferentes períodos de retorno.

Teniendo en consideración lo expuesto líneas arriba, la precipitación de diseño está representada por la Intensidad máxima correspondiente a una duración igual al tiempo de concentración según corresponda a la cuenca colectora, en este caso la quebrada El Choclino que conforma la red hidrográfica del área de estudio y que es atravesada por el eje de la vía proyectada, así como del periodo de retorno que le corresponda. Es necesario calcular la

precipitación de diseño para un período de duración de 06 horas, tal como se presenta en la Tabla 17.

Tabla 17. Precipitación de diseño para diferentes TR

TR (AÑOS)	PRECIPITACION MAXIMA (mm)		
	6hr (75%)*	12hr (85%)	24hr (100%)
5	72.65	82.33	96.86
10	83.63	94.78	111.51
20	94.16	106.72	125.55
25	97.50	110.50	130.00
50	107.80	122.17	143.73
100	118.01	133.75	157.35
150	123.97	140.50	165.30
200	128.19	145.29	170.92
300	134.14	152.02	178.85
400	138.35	156.80	184.47
500	141.62	160.51	188.83

Fuente: Elaboración Propia. Con este valor se calcula el Ei

Cálculo de los caudales máximos para la quebrada El Choclino.

Para el cálculo de Ei, es necesario conocer el valor de la curva N=77 (ver Tabla N°1 en el Anexo), así como la precipitación de diseño. Se calcula de la siguiente manera:

$$Ei = \frac{(N(P + 50.80) - 5,080)^2}{N(N(P - 203.20) + 20,320)} \text{ en mm}$$

- Los resultados de Ei obtenidos aplicando la fórmula anterior, se presentan a continuación en la Tabla 18.

Tabla 18. Cálculo de Caudales Máximos Qda. El Choclino

TR (Años)	Ei (mm)
5	24.77
10	32.47
20	40.29
25	42.85
50	50.92
100	59.18
150	64.10
200	67.62
300	72.64
400	76.23
500	79.03

Fuente: Elaboración Propia.

Así mismo, teniendo en consideración el tiempo de concentración hasta el punto de interés que es de 0.54 horas y según lo establecido en la Tabla N°2 en el Anexo I, el valor de q_i es el siguiente:

Tabla 19. Cálculo del Valor de q_i

TR (Años)	q_i ($m^3/seg/mm/km^2$)
5	0.133
10	0.133
20	0.133
25	0.133
50	0.133
100	0.133
150	0.133
200	0.133
300	0.133
400	0.133
500	0.133

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, los caudales máximos para diferentes períodos de retorno en la quebrada El Choclino, se presentan en la Tabla 20:

Tabla 20. Caudales Máximos para diferentes TR Qda El Choclino

TR (Años)	qi (m ³ /seg/mm/km ²)	Ei (mm)	Area Cuenca Colectora (Km ²)	Qmax (m ³ /seg)
5	0.133	24.77	4.48	14.75
10	0.133	32.47	4.48	19.33
20	0.133	40.29	4.48	23.98
25	0.133	42.85	4.48	25.50
50	0.133	50.92	4.48	30.31
100	0.133	59.18	4.48	35.23
150	0.133	64.10	4.48	38.15
200	0.133	67.62	4.48	40.25
300	0.133	72.64	4.48	43.24
400	0.133	76.23	4.48	45.37
500	0.133	79.03	4.48	47.04

Fuente: Elaboración Propia.

4.1.3. Cálculo de caudales máximos aplicando el método de Curvas envolventes de Creager.

El Método de Creager, permite calcular caudales extraordinarios en función al área de la cuenca colectora y un coeficiente que depende de la región hidrológica a la que pertenece. En el Perú, se han determinado siete Regiones Hidrológicas.

Cada región hidrológica, presenta valores establecidos y están basados en el estudio: “Análisis Regional de las Avenidas en los ríos del Perú” (1979), donde se determina la envolvente de descargas máximas en función al área de la cuenca colectora, período de retorno y otros parámetros según cada región del Perú, utilizándose la Ecuación de Creager:

$$Q_{\max} = (C_1 + C_2)\log(T) A^z$$

Para $z = m.A^{-n}$

Donde;

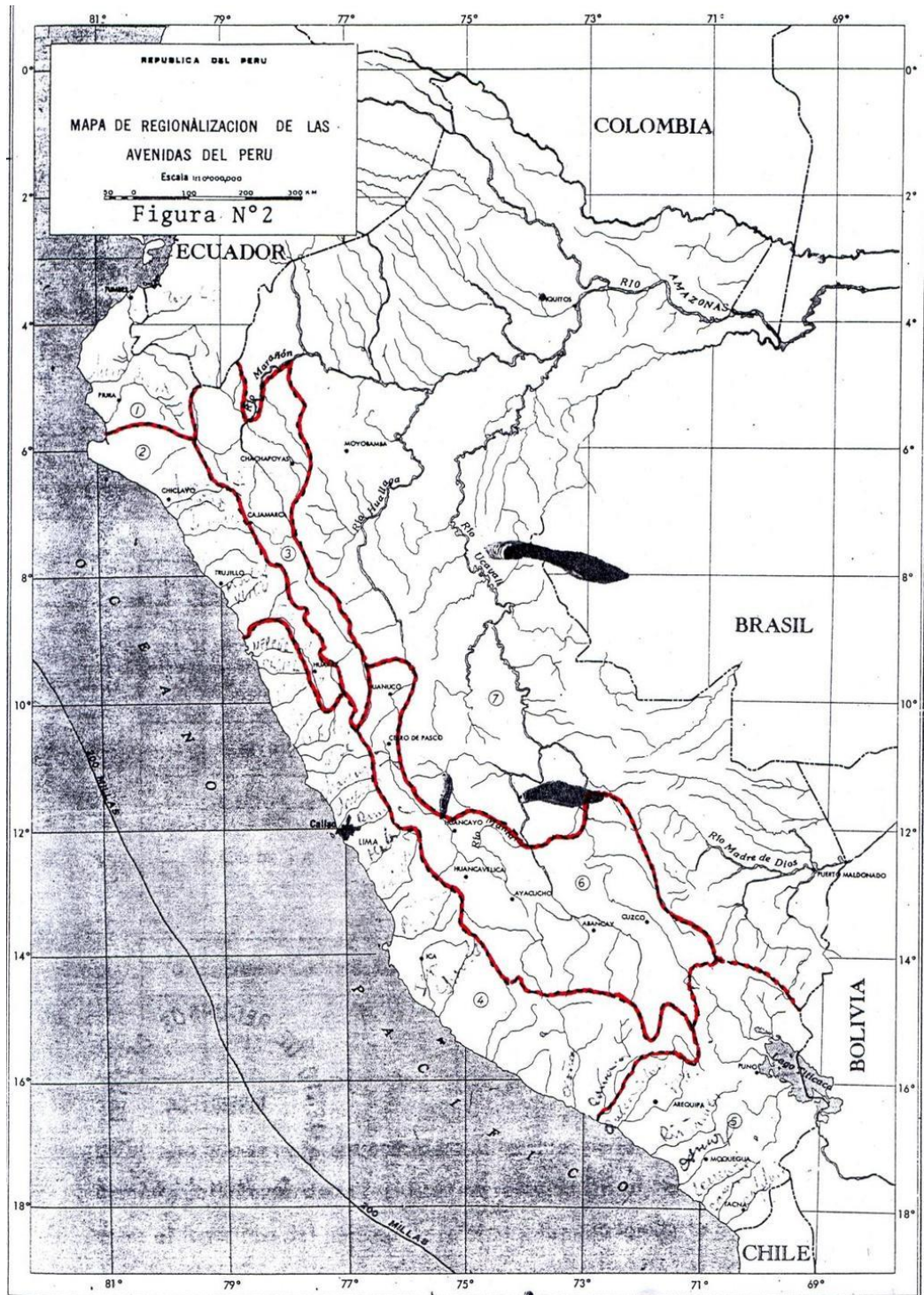
- A: Área de la cuenca colectora en Km²

- Qmax: Caudal máximo en m³/seg.
- T: Período de retorno en años.

El Mapa de Regionalización de Avenidas del Perú, comprende 7 regiones o zonas, para cada una se han establecido los valores correspondientes a la fórmula de Creager.

Las siete regiones en que ha sido dividido el Perú, se muestran en la Figura 16:

Figura 16. Mapa de la regionalización de avenidas del Perú



Fuente: Análisis regional de las avenidas en los ríos del Perú; Trau W. y Gutiérrez R.; 1979.

Los valores correspondientes a la fórmula de Creager y son los siguientes:

MÉTODO DE CREAGER

Para cada una de las zonas identificadas, se establece el conjunto de coeficientes y exponentes indicados en el cuadro siguiente:

Región	C ₁	C ₂	m	n
1	1.01	4.37	1.02	0.04
2	0.10	1.28	1.02	0.04
3	0.27	1.48	1.02	0.04
4	0.09	0.36	1.24	0.04
5	0.11	0.26	1.24	0.04
6	0.18	0.31	1.24	0.04
7	0.22	0.37	1.24	0.04

Cabe señalar que, en general, a pesar de su simplicidad, este método es bastante preciso

Las cuencas de los ríos de la región San Martín, entre ellos el río Shilcayo y su tributario la quebrada El Choclino, se encuentran ubicados en la Región 7, cuyos valores de los parámetros son los siguientes:

REGIÓN	C ₁	C ₂	m	n
7	0.22	0.37	1.24	0.04

Con los valores indicados líneas arriba, aplicando la Fórmula de Creager para diferentes periodos de retorno, para el caso de la quebrada El Choclino en donde el área de la cuenca colectora es de 4.4817 km², calculado el índice $z = 1.316$, se obtiene las descargas máximas instantáneas en el punto de interés: Ver Tabla 6.

Tabla 21. Caudales Máximos Para Diferentes Tr. Método De Creager
Quebrada El Choclino.

Punto de interés en la quebrada El Choclino	Períodos de retorno (años)								
	25	50	75	100	150	200	300	400	500
Caudales máximos (m ³ /seg)	5.90	7.20	8.00	8.50	9.20	9.80	10.50	11.10	11.50

Fuente: Elaboración Propia

4.1.4. Cálculo de caudales máximos por el Método Racional para la quebrada El Choclino para diferentes Tr.

El Método Racional, estima el caudal máximo a partir de la precipitación, abarcando todas las abstracciones en un solo coeficiente, en este caso el “coeficiente de escorrentía” C, estimado sobre la base de las características de la cuenca. Muy usado para cuencas cuyas áreas sean menores a 10 km² (que es el caso del presente estudio). Para tal efecto, se debe considerar que la intensidad máxima de precipitación (I) ocurre cuando esta alcanza una duración igual al tiempo de concentración (Tc). Para el presente estudio el valor del Tc hasta el Punto de Interés en la quebrada El Choclino es 0.54 horas, por lo que se redondea a 1.00 hora como valor mínimo. Los valores de I_{max} para diferentes Tr, se extrajeron de la Imagen 8.1: Curvas IDF.

La descarga máxima de diseño, según esta metodología se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q_{\max} = 0.278C.I.A$$

Donde:

Q_{max}: Descarga máxima o de diseño en m³/seg.

C: Coeficiente de escorrentía (Ver Cuadro N° 8.10)

I: Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/hr)

A: Área de la cuenca en Km².

MÉTODO RACIONAL

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3,6}$$

donde: Q = caudal (m^3/seg)
 C = coeficiente de escorrentía (típicamente 0,1 a 0,7)
 I = intensidad de precipitación ($mm/hora$)
 A = superficie de la cuenca (km^2)

En la Tabla 22, se presentan los resultados de los valores de caudales de máximos para diferentes períodos de retorno en los cursos de agua menores (microcuencas).

Tabla 22. Caudales Máximos Para Diferentes Tr - Método Racional

MÉTODO RACIONAL CAUDALES MAXIMOS PARA DIFERENTES TR					
N°	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	C	I_{MAX} mm/h	A (Km^2)	Q_{MAX} [m^3/s]
1	2	0.50	18	4.4817	11.20
2	5	0.50	24	4.4817	14.90
3	10	0.50	27	4.4817	16.80
4	20	0.50	32	4.4817	19.90
5	25	0.50	33	4.4817	20.50
6	50	0.50	36	4.4817	22.40
7	100	0.50	39	4.4817	24.30
8	200	0.50	43	4.4817	26.80
9	500	0.50	47	4.4817	29.30

Fuente: Elaboración Propia

4.1.5. Comparación de valores de caudales máximos en la quebrada El Choclino obtenidos según métodos aplicados.

En la Tabla 23 se presenta la comparación de los valores de caudales máximos en los cursos principales obtenidos para diferentes períodos de retorno mediante la aplicación de los métodos Curva N o SCS, Curvas envolventes de Creager, el Método Racional y Método de Iszkowski.

Tabla 23. Caudales Máximos Para Diferentes Tr Según Métodos Aplicados

CURSO DE AGUA	PERIODO DE RETORNO (años)	CURVA N (m3/seg)	CURVAS ENVOLVENTES DE CREAGER (m3/seg)	Método Racional (m3/seg)	Método de ISZKOWSKI (m3/seg)
Quebrada El Choclino	25	25.50	5.90	20.50	
	50	30.31	7.20	22.40	
	100	35.23	8.50	24.30	17.01
	150	38.15	-	-	
	200	40.25	9.80	26.80	
	300	43.24	10.50	.	
	400	45.37	11.10	-	
	500	47.04	11.50	29.30	

Fuente: Elaboración Propia.

4.1.6. Elección del caudal de diseño para diferentes períodos de retorno en la quebrada El Choclino.

Haciendo un análisis comparativo de los resultados obtenidos mediante la aplicación de los métodos de la Curva N, de las Curvas Envolventes de Creager, el Método Racional y el Método de Iszkowski, consideramos que los valores elegidos (caudales de diseño) para los cálculos hidráulicos correspondientes, son los valores obtenidos por el método de la Curva N por que emplea como variable directa de cálculo el valor de la precipitación máxima en 24 horas registrada en el lugar del proyecto, mientras el método

de Creager utiliza datos regionalizados cuyos valores han sido obtenidos por interpolación, que bien pudieran ser utilizados si es que no se contara con la información pluviométrica del lugar. Ahora bien, con respecto al Método Racional y el método de Iszkowski sus valores son representativos y bien sirven de contraste con los valores de caudales obtenidos por el método de la Curva N. Los caudales de diseño, se presentan en la Tabla 24:

Tabla 24. Caudales De Diseño Para Diferentes Tr En La Quebrada El Choclino

Nº	PERÍODO DE RETORNO (AÑOS)	CAUDAL DE DISEÑO (m3/seg)
1	5	14.75
2	10	19.33
3	20	23.98
4	25	25.50
5	50	30.31
6	100	35.23
7	150	38.15
8	200	40.25
9	300	43.24
10	400	45.37
11	500	47.04

Fuente: Elaboración Propia.

4.1.7. Periodo de retorno y vida útil del puente proyectado

El riesgo de falla admisible en función del periodo de retorno y vida útil de la estructura está dado por la ecuación:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n$$

Si la estructura tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el periodo de retorno T, fijando el riesgo de falla admisible R, el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la Estructura.

En la Tabla 25 se presenta el valor **T** para riesgos permisibles **R** y para la vida útil **n** de la Estructura.

Tabla 25. Riesgo Admisible Y Vida Útil De Las Obras De Drenaje

RIESGO ADMISIBLE R	VIDA UTIL DE LAS OBRAS (n AÑOS)												
	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	100	200	500
0.01	100	199	299	498	995	1990	2488	2985	3980	4975	9950	19900	4975
0.02	50	99	149	248	495	990	1238	1485	1980	2475	4950	9900	24750
0.05	20	39	59	98	195	390	488	585	780	975	1950	3900	9748
0.10	10	19	29	48	95	190	238	285	380	475	950	1899	4746
0.20	5	9	14	23	45	90	113	135	180	225	449	897	2241
0.25	4	7	11	18	35	70	87	105	140	174	348	696	1739
0.30	3	6	9	15	29	57	71	85	113	141	281	561	1402
0.40	3	4	6	10	20	40	49	59	79	98	196	392	979
0.50	2	3	5	8	15	29	37	44	58	73	145	289	722
0.60	2	3	4	6	11	22	28	33	44	55	110	219	546
0.75	1	2	3	4	8	15	19	22	29	37	73	145	361
0.99	1	1	1	2	3	5	6	7	9	11	22	44	109

Fuente: Manual Hidrología de Drenaje – MTC. 2008

Los períodos de recurrencia media, para el diseño de las obras de drenaje, se ajustaron a los valores mínimos establecidos en la normatividad vigente (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje)

Tabla 26. Valores de periodo de retorno T (años) para las obras de drenaje.

DESCRIPCIÓN	RIESGO ADMISIBLE	VIDA UTIL (n)	PERÍODO DE RETORNO (T)
Puentes	25%	40 años	140 años
Puentes (Pase de quebradas importantes y badenes)	30%	25 años	70 años
Alcantarillas (Alivio, y pase de quebradas menores)	35%	15 años	35 años
Drenaje de la plataforma	40%	15 años	30 años
Defensas ribereñas	25%	40 años	140 años

Fuente: Manual Hidrología de Drenaje – MTC.2008

Según la ubicación del emplazamiento de la estructura en la quebrada El Choclino, se está considerando que una vez construida, el área de influencia será sometida a un proceso de incremento del desarrollo poblacional con el mejoramiento de calles (pavimentado, construcción de cunetas de drenaje pluvial, etc.) lo que originará la variación de los patrones de escurrimiento (C) al eliminarse la cubierta vegetal arbórea. En tal sentido, avizorando dicho acontecimiento, se hará uso del tiempo de retorno de 100 años para puentes de quebradas importantes, así como, para las obras de protección de dichas estructuras.

Adicionalmente en el Manual de Diseño de Puentes, Título 1-2 Estudios de Hidrología e Hidráulica, elaborado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, se indica que se debe garantizar un estándar hidráulico mayor para el diseño de la cimentación del puente que el usualmente requerido para el dimensionamiento del área de flujo a ser confinada por éste. En ese sentido, es recomendable calcular la profundidad de socavación para un período de retorno de 500 años empleando el método de Lischtvan – Levediev (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. 2011, página 88). Esta

recomendación, se ha tenido en consideración en la presente investigación.

4.1.8. Caudal de diseño para el puente vehicular

Teniendo en consideración el contenido del ítem precedente, el caudal de diseño seleccionado para la obra de drenaje en este caso el puente – vehicular el periodo de retorno corresponde a los 100 años, una vida útil de 30 años y un riesgo de falla admisible de 25%.

Tabla 27.

Caudal de diseño obra de drenaje de puente – vehicular en la quebrada El Choclino.

OBRA DE DRENAJE	RIESGO ADMISIBLE	VIDA UTIL (n)	PERÍODO RETORNO (T)	CAUDAL DISEÑO (m ³ /seg)
Puente Vehicular – Ander Becerra	25%	30 años	100 años	35.23

Fuente: Elaboración Propia.

4.2. Cálculo de los parámetros hidráulicos indispensables en la optimización dimensional del puente vehicular sobre la quebrada El Choclino.

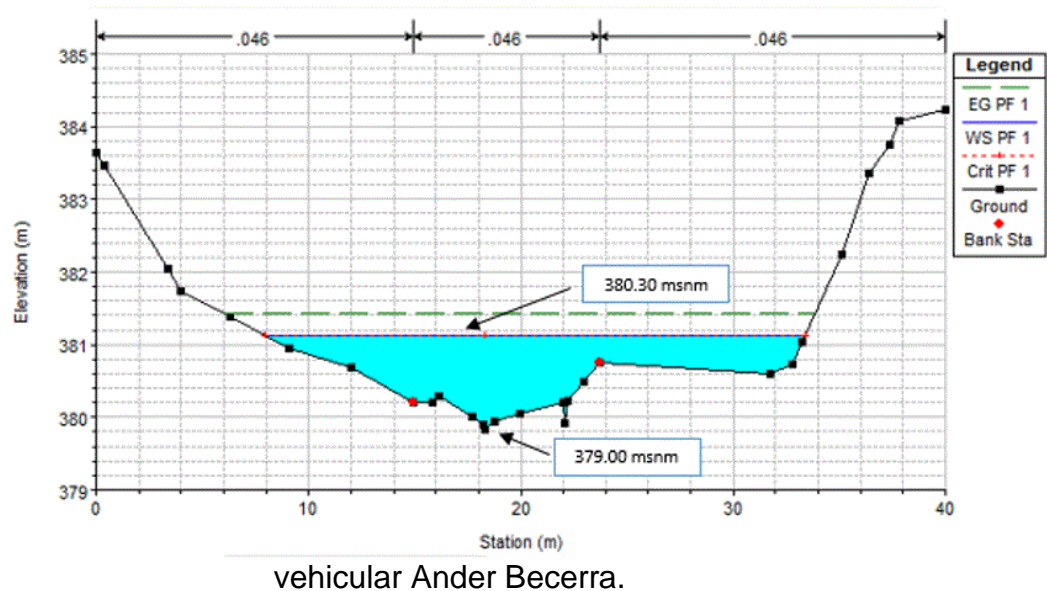
Se ha realizado la aplicación del modelo HEC RAS 5.07 teniendo en consideración el levantamiento topográfico del tramo de interés de la quebrada El Choclino donde se emplazarán el puente, asimismo, los valores de rugosidad del cauce, caudal de diseño y la pendiente del cauce en el tramo de interés. En la tabla 28, se presentan los resultados hidráulicos más importantes del HEC RAS 5.07 y que incidirán en determinar la luz del puente.

Tabla 28. Resultados del modelo HEC RAS 5.07 en el punto de interés de la quebrada Choclino.

Nº	Ubicación PK	PARAMETROS			Tirante avenida de diseño (m)	Espejo de agua (m)
		Q (m3/seg)	(n)	(s)		
1	Ander Becerra	35.23	0.0464	0.0032	1.30	25.46
Q = Caudal de Diseño para un Período de Retorno de 100 años						

Fuente: Elaboración propia.

Figura 16. Quebrada el Choclino. Sección de emplazamiento del puente



Fuente: Elaboración Propia.

4.2.1. Pendiente del curso de agua de la quebrada El Choclino en el tramo de interés.

Teniendo en consideración los parámetros hidráulicos necesarios para el cálculo del tirante de diseño, ha sido necesario calcular la pendiente (S) del cauce en el **tramo de interés** tanto aguas arriba, así como, aguas abajo en donde se proyectará el **punto**. Para tal fin, se ha utilizado la información topográfica de los planos de Planta y Perfil Longitudinal de detalle para realizar los cálculos

correspondientes. A continuación, se presenta la tabla 29 con los resultados obtenidos:

Tabla 29. Pendiente del curso de agua de la Qda el Choclino en el punto de interés.

Nº	UBICACIÓN DE CURSO DE AGUA (Km)	ALTURA (msnm)		Desnivel (D) (m)	Distancia media (m)	Pendiente (S) (m/m)
1	A.A.VV. ANDER BECERRA	383.50	373.50	10.00	215.17	0.0464

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2. Coeficiente de rugosidad del cauce de la quebrada El Choclino en el tramo de interés.

El coeficiente de rugosidad del cauce (n), también es otro parámetro que es necesario calcular, debido a que interviene en el cálculo del tirante de avenida de diseño en el punto de interés.

Cowan, desarrolló un procedimiento para estimar el valor de n , el cual se calcula mediante la siguiente expresión:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \cdot n_5$$

En donde, n_0 es un valor básico de n para un cauce recto, uniforme, n_1 es un valor agregado a n_0 para corregir el efecto de irregularidades de superficie, n_2 es un valor para las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del cauce, n_3 es un valor de corrección debido al grado de obstrucciones, n_4 es un valor de corrección por presencia de vegetación y condiciones de flujo y n_5 es un factor de corrección para los meandros del cauce.

Se muestra la Tabla 30 en el cual figura el cálculo del coeficiente rugosidad teniendo en consideración las características y

condiciones del cauce de los cursos de agua principales que son casi similares.

Tabla 30. Cálculo de Valor de rugosidad de la quebrada El Choclino aplicando el método de Cowan.

Condiciones del cauce		Valores	
Material considerado	Tierra	n₀	0.020
Grado de irregularidad	Suave	n₁	0.000
Variaciones de la sección transversal del cauce	Ocasionalmente alternante	n₂	0.005
Efecto relativo de Obstrucciones.	Menor	n₃	0.010
Vegetación en el cauce	Baja	n₄	0.005
Cantidad de meandros	Apreciable	n₅	1.150

Fuente: Elaboración Propia

Reemplazando valores en la ecuación de Cowan, tenemos:

$$n = (0.020 + 0.000 + 0.005 + 0.010 + 0.005) (1.150)$$

De donde:

$$\mathbf{n = 0.046}$$

Teniendo en consideración que las características del cauce del curso de agua donde se proyectará el puente vehicular es que se ha considerado este valor de “n” para el cálculo del tirante de la avenida de diseño.

4.23. Tirante de la avenida de diseño de la quebrada El Choclino en el punto de interés, según el software Hcanales.

Con la finalidad de hacer los análisis correspondientes para determinar la magnitud del tirante de avenida que al final nos permitirá definir la altura del puente respecto al fondo del cauce, se han calculado el tirante que corresponde a la avenida de diseño en la sección de cruce con el eje de vía, aplicando la fórmula de Manning con el apoyo del software Hcanales, para lo cual, se ha tenido en consideración los siguientes valores:

- Q: Caudal de diseño en m³/seg.
- n: Rugosidad del cauce.
- z: Talud medio del cauce
- s: Pendiente del cauce en el tramo de interés (m/m)
- b: Ancho natural del cauce en el punto de intersección con el eje de vía.

En la Tabla 31 se presenta el cálculo de los valores del tirante de la avenida de diseño en cada uno de los cursos principales.

Tabla 31. Tirante De La Avenida De Diseño En El Punto De Interés De La Quebrada El Choclino – Software Hcanales.

Nº	Ubicación PK	PARAMETROS					Velocidad De flujo (m/seg)	Tirante avenida de diseño (m)	Espejo de agua (m)
		Q (m ³ /seg)	(n)	(s)	(z)	(b)			
1	Ander Becerra	35.23	0.046	0.0464	2.00	5.00	4.147	1.160	9.641
(*) : Q = Caudal de Diseño para un Periodo de Retorno de 100 años.									

Fuente: Elaboración Propia

4.2.4.- Análisis comparativo de valores de tirante de diseño obtenidos por software Hec Ras 5.07 y software Hcanales de la quebrada El Choclino en el punto de interés.

A continuación, se presenta los resultados obtenidos del tirante de diseño por ambos métodos en la Tabla 32 al respecto, luego de realizar el análisis correspondiente se puede establecer que las variaciones de valores caen dentro del margen de error permisible, hecho que evidencia la seguridad en los cálculos hidráulicos realizados.

Tabla 32. Tirante de la avenida de diseño Software Hec Ras 5.07 y Hcanales en el punto de Interés.

N°	Ubicación PK	Q (m ³ /seg) (*)	METODO HEC RAS 5.07		METODO HCANALES	
			Yd (m)	T (m)	Yd (m)	T (m)
1	Ander Becerra	35.23	1.30	25.46	1.160	9.641
(*) : Q = Caudal de Diseño para un Período de Retorno de 100 años.						

Fuente: Elaboración Propia.

4.2.5. Cálculo del ancho estable aplicando el método de Blench - Altunin

El método, se sustenta en la presente relación: Aplicando la fórmula, el ancho estable (B) será:

$$B := 1.81 \sqrt{\frac{Q \cdot Fb}{Fs}}$$

Donde:

- Q = representa el caudal o avenida de diseño en m³/seg, para el período de retorno considerado (100 años).
- Fb = Factor de fondo.

- F_s = Factor de orilla.

Cálculo del Factor de Fondo (F_b)

$$F_b = F_{bo} (1 + 0.12C)$$

Donde:

- C = Concentración de material de fondo igual a 0.039

Pero:

$$F_{bo} = (D_{50})^{1/3}$$

- F_s = Se obtiene su valor según el tipo de material que conforma el cauce (barro, material muy cohesivo, arena gruesa) y su valor oscila entre 0.10 y 0.40, es adimensional.

Para la aplicación del método de Blench Altunin, el valor de F_s es igual a 0.40 y el valor de F_b , está en función al diámetro medio del material que conforma el cauce, en este caso de la quebrada El Choclino y se ha tomado información del estudio de mecánica de suelos realizado por la Municipalidad Distrital Banda de Shilcayo.

Se presentan los valores del D_{50} como se muestra en la Tabla 33.

Tabla 33. Granulometría media del cauce en el punto de interés.

Nº	CALICATA	CURSO DE AGUA	MATERIAL GRANULAR (D_{50}) en mm	MATERIAL FINO (D_{50}) en mm
1	Margen izquierda	El Choclino	-----	0.25
2	Margen Derecha	El Choclino	-----	0.075

Fuente: Estudio Mecánica de suelos – Municipalidad Distrital Banda de Shilcayo.

Con el valor de D_{50} , se calcula el valor de F_b aplicando la fórmula presentada líneas arriba:

$$F_b = F_{b0} (1 + 0.12C) \dots\dots\dots C = 0.039$$

(Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje de Carreteras- MTC, Pág. 112)

Pero.

- $F_{b0} = (D50)^{1/3} = (0.25)^{1/3} = 0.63$

Por lo tanto:

- $F_b = 0.63 (1 + 0.12 \times 0.039)$

Luego:

- $F_b = 0.633$
- $F_b = 0.633$

En lo que respecta al valor de F_s , se asume 0.40 ya que las orillas del cauce están conformadas por material fino (arenas finas con d menor a 1.00mm).

Se presenta la Tabla 34, donde se presentan los cálculos utilizando el método de Blench Altunin para el cálculo de la Sección Estable para el curso de la quebrada El Choclino en el lugar, donde se ha proyectado el puente - vehicular.

Tabla 34. Ancho Estable Método De Blench – Altunin

Nº	Margen del cauce	Q diseño (m3/seg) (*)	Factor de Fondo (Fb)	Factor de orilla (Fs)	ANCHO ESTABLE (m)
1	Derecha	35.23	0.633	0.40	13.50
2	Izquierda	35.23	0.301	0.40	9.30
ANCHO ESTABLE MEDIO					11.40
Q = Caudal de Diseño para un Período de Retorno de 100 años					

Fuente: Elaboración Propia

4.2.6. Cálculo del ancho estable aplicando el método de Simons y Henderson.

Este método se sustenta en la siguiente expresión:

$$B = K_1 \cdot Q^{1/2}$$

Donde:

- **K1** = Es un factor secundario cuyo valor oscila entre 2.20 y 5.70, dependiendo de las condiciones de fondo del río, desde material granular hasta material fino cohesivo.
- **Q** = Caudal máximo en m3/seg, que en este caso está representado por el caudal de diseño para un período de retorno de 100 años.

Para la aplicación del método de Simons y Henderson, teniendo en consideración que el cauce de la quebrada El Choclino en la zona o sector de emplazamiento del puente - vehicular está conformado por arena fina tanto en el fondo, así como en las orillas, el valor de K1 seleccionado (según Rubén Terán A.) es de 2.20.

Se presenta en la Tabla 35 los cálculos utilizando el método de Simons y Henderson para el cálculo de la Sección Estable para cada curso de agua en el cual se ha proyectado el puente.

Tabla 35. Ancho Estable método de Simons y Henderson

Nº	UBICACIÓN DE CURSO DE AGUA Km.	Q diseño (m3/seg) (*)	Condición de fondo de río (K1)	ANCHO ESTABLE (m)
1	Ander Becerra	35.23	2.20	13.10
(*) : Q = Caudal de Diseño para un Periodo de Retorno de 100 años				

Fuente: Elaboración Propia

4.2.7.- Determinación del valor del ancho estable (B) promedio de la quebrada El Choclino en donde se proyectará el puente.

Teniendo en consideración la configuración geométrica en el punto de cruce con la vía, según el plano de planta y perfil longitudinal, se ha determinado que los valores del ancho estable del cauce serán el promedio de los obtenidos por el método de Simons y Henderson y Blench Altunin, ajustados a la información topográfica de campo que ha sido utilizada para tal fin, de tal manera de determinar el tirante de la avenida de diseño.

En la Tabla 36 donde se compara los valores del ancho estable (B) obtenidos por ambos métodos, así como el Valor final adoptado.

Tabla 36. Valor promedio adoptado de Ancho Estable del cauce

Nº	UBICACIÓN DE CURSO DE AGUA (Km)	Q diseño (m3/seg) (*)	ANCHO ESTABLE (B) EN m		ANCHO ESTABLE (m) (adoptado)
			METODO		
			BLENCH – ALTUNIN	SIMONS Y HENDERSON	
1	Ander Becerra	35.23	11.40	13.10	12.00
(*) : Q = Caudal de Diseño para un Periodo de Retorno de 100 años.					

Fuente: Elaboración propia.

4.3. Cálculo del Dimensionamiento Hidráulico Optimizado del puente vehicular sobre la Quebrada el Choclino.

El dimensionamiento hidráulico optimizado del puente – vehicular se ha realizado mediante el análisis de los resultados del ancho de la sección estable del curso de agua, la aplicación del Software HECRAS 5.7.0 que se ha aplicado a un tramo de la quebrada comprendido 150 metros aguas arriba y 150 metros aguas abajo del punto de emplazamiento de la estructura, luego, se ha comprobado aplicando el mismo software HECRAS 5.7.0, pero simulando con la estructura puesta en el cauce con la finalidad de comprobar su operatividad hidráulica.

Para realizar el dimensionamiento hidráulico del puente, primeramente, es necesario realizar el cálculo de la luz del puente.

Al respecto existen varios criterios para determinar la luz del puente, sin embargo, el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC, no lo menciona dejándolo a criterio de la experiencia del especialista en función a la información de campo recogida (morfología del cauce en el tramo de interés) y a los resultados del estudio hidrológico en base al caudal de diseño adoptado, así como, de las características hidráulicas del cauce.

La nueva corriente que constituye el dimensionamiento hidráulico optimizado de puentes, se sustenta en que la luz del puente debe ser igual o similar al valor del ancho estable del cauce en el punto de cruce con la vía. Haciendo un análisis, esta consideración tiene sustento técnico, toda vez que el ancho estable del cauce de un río es aquel que permite el paso del caudal de diseño sin que este origine socavación o sedimentación, es decir, corresponde a una sección de equilibrio hidráulico, que es la condición esperada o ideal que debe ocurrir durante la vida útil del puente. En tal sentido y con el sustento precitado, la luz del puente proyectado, estará en relación directa con

el ancho estable del cauce. En la tabla 37 se presenta la luz del puente proyectado.

Tabla 37. Valores de la Luz del puente proyectado

N°	UBICACIÓN DE CURSO DE AGUA (Km)	Q diseño (m ³ /seg (*))	LUZ DEL PUENTE (m)
1	Ander Becerra	35.23	12.00 (**)

(*): Q = Caudal de Diseño para un Periodo de Retorno de 100 años.

Fuente: Elaboración Propia

(**): Se adopta este valor debido a que la configuración topográfica del cauce, es muy extendida y la granulometría del lecho corresponde a material fino. El puente deberá tener una sola luz, sin pilares en el cauce.

4.3.1. Cálculo del tirante de diseño con puente proyectado mediante el software Hec Ras 5.07.

Con la finalidad de determinar el valor del tirante de diseño en el punto de interés, se ha aplicado el software HEC RAS 5.07 con el emplazamiento del puente en el lugar correspondiente y con la luz calculada en 12.00 m. En la tabla 38 se presenta el valor del tirante de agua alcanzado la sección donde se ha proyectado el puente.

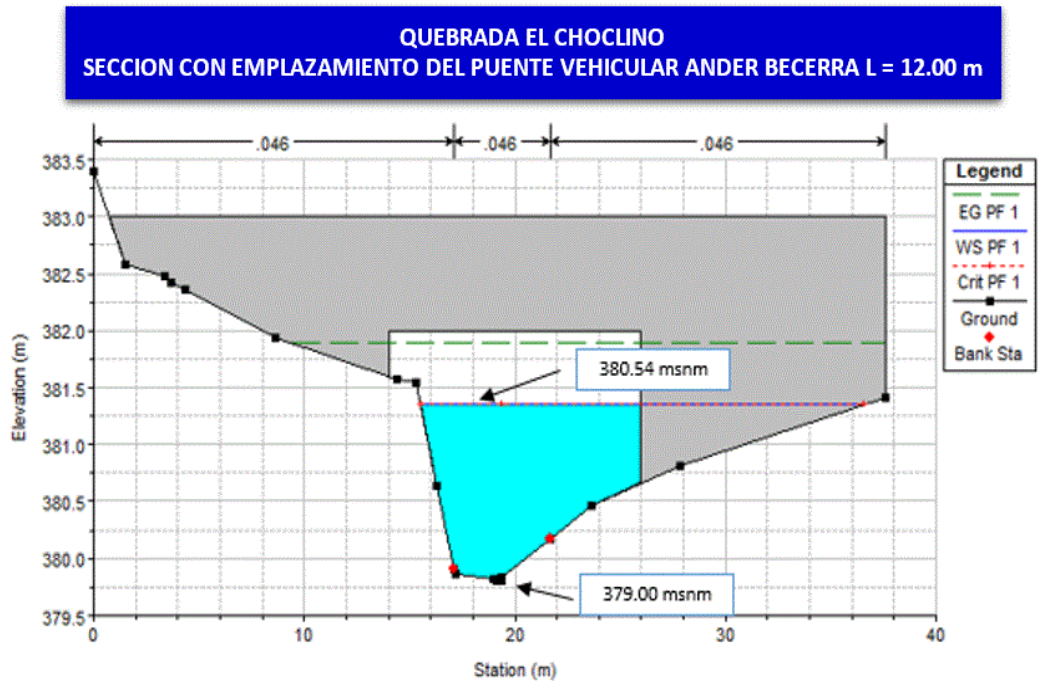
Tabla 38. Valor Del Tirante De Diseño Con El Puente Proyectado – Hec Ras 5.07

N°	UBICACIÓN DE CURSO DE AGUA (Km)	Q diseño (m ³ /seg (*))	TIRANTE DISEÑO (m)
1	Ander Becerra	35.23	1.54

(*): Q = Caudal de Diseño para un Periodo de Retorno de 100 años.

Fuente: Elaboración Propia

Figura 17. Sección con emplazamiento del puente vehicular Ander Becerra L = 12.00 m.



Fuente: Elaboración Propia

4.4. Tránsito de palizadas en el punto de emplazamiento del puente vehicular.

Teniendo en consideración que, el territorio que ocupan actualmente la microcuenca que conforman la red hidrográfica o red de drenaje natural del área del proyecto una vez construida la vía serán ocupadas para su incorporación a la agricultura y ganadería por parte de los pobladores, para lo cual tienen que realizar la tumba y posterior quema de árboles, además que en la zona se presenta la caída de intensas precipitaciones en ciertas épocas del año, éstas pueden originar derrumbes o desprendimientos de suelo en la parte alta de las cuencas, los mismos que pueden ser arrastrados a los cauces originándose huaycos conformados por el acarreo violento de lodo y árboles, es por eso que se hace necesario asumir un tirante que por lo menos tenga la capacidad mínima de absorber el paso de huaycos (palizadas) bajo la superestructura del puente con el mínimo riesgo de

afectar su estabilidad. En tal sentido, (al igual que en otros estudios hidrológicos realizados en la región San Martín), se ha considerado un borde adicional de 1.50m sobre el tirante de la avenida de diseño y tirante de seguridad hidráulica.

4.5. Altura libre o gálibo del puente vehicular.

Se entiende por altura libre del puente a aquella tomada en el lugar de emplazamiento del puente y que se mide desde el espejo de agua hasta el nivel inferior de la superestructura del puente (viga). Esta altura está conformada por el borde libre o de seguridad hidráulica más el tirante para el tránsito de palizadas. Es necesario precisar que se ha considerado una altura para el tránsito de palizadas teniendo en consideración que el área de influencia a ambos lados de la vía, una vez que esta haya sido construida el puente, se dinamizará la ocupación del territorio, lo que ocasionará la eliminación paulatina de la vegetación y una parte de esta será transportada a los cauces por acción de las corrientes de agua existentes, sobre todo en época de intensas precipitaciones.

Se presenta la Tabla 39 con los valores del gálibo del puente proyectado.

Tabla 39. Valor De La Altura Libre O Galibo En El Puente Proyectado

Nº	Ubicación curso de agua. P.K	Qd (m ³ /seg) (*)	Tirante avenida de diseño Y (m)	Borde libre o de seguridad hidráulica (m)	Tirante Tránsito palizadas. (m)	GALIBO (m)
1	Ander Becerra	35.23	1.54	2.50	1.50	4.00

(*) : Período de retorno = 100 años

Fuente: Elaboración Propia

4.6. Dimensionamiento hidráulico del puente vehicular.

En la Tabla 40, se presenta el pre dimensionamiento hidráulico del puente proyectado.

Tabla 40. Dimensionamiento Optimizado hidráulico del del puente vehicular Ander Becerra.

Nº	UBICACIÓN CURSO DE AGUA. P.K	Cota fondo Cauce (msnm)	Tirante Diseño (m)	Cota espejo de agua (msnm)	Gálibo (m)	Cota nivel inferior Superestructura (msnm)	Luz del puente (m)
1	Ander Becerra	379.000	1.54	380.540	4.00	384.540	12.00

Fuente: Elaboración Propia

4.7. Cálculo de la Socavación del cauce en el punto de emplazamiento del puente vehicular.

La profundidad de socavación, es necesaria calcularla de tal manera que los valores obtenidos nos permitan determinar el nivel mínimo de cimentación del puente que se emplazará en el cauce, en este caso referido a los estribos.

En el presente caso, se realizó el cálculo de la socavación general que comprende la socavación en la sección del puente producida por el estrechamiento del cauce debido a la construcción del puente (socavación local) que se produce en las inmediaciones de los estribos y la socavación general que es la ocurre por el accionar natural de la corriente de agua. No hay socavación en curvas, debido a que el punto de cruce entre el eje de vía y del cauce son perpendiculares, es decir, el tramo de cruce es recto.

Por lo tanto, el valor estimado de la socavación potencial total, es la suma de ambas.

4.7.1. Profundidad de socavación general del puente vehicular.

En la presente investigación, que es requerido a nivel definitivo, se ha calculado la profundidad de socavación general, en la zona del cauce en el lugar de emplazamiento del puente.

Para el cálculo, se ha considerado el método propuesto por LISCHTVAN - LEBEDIEV, que se ajusta a las características hidráulicas de la quebrada en estudio. También, se ha tenido en consideración obras (puentes y defensas ribereñas) ya construidas, cuyos cálculos de profundidad de socavación se han realizado aplicando este método y que en la actualidad dichas estructuras se encuentran en condiciones óptimas de operatividad hidráulica.

El modelo a utilizar teniendo en consideración que el lecho del cauce de los ríos está conformado por material granular, es el siguiente:

$$Y_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta D_m^{0.28}} \right]^{1/(1+x)}$$

Donde:

$$\alpha = \frac{Q}{h^{5/3} x B}$$

- Y_s = Profundidad a la que se ubica la Socavación en metros.
- h = Tirante de avenida de diseño en metros.
- H_s = Profundidad de socavación en metros.
- B = ancho estable en metros
- D_m = Diámetro medio en mm (Obtenido del estudio de granulometría).

- $1/(1+x)$ = Exponente para material no cohesivo en función al diámetro medio, que para 0.25 mm presenta un valor de 0.70.
- β = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida de diseño = 1.05 ya que el periodo de retorno es 500 años.
- μ = Factor de corrección por contracción de cauce
- Θ = Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

En la Tabla 41, se presentan los cálculos y resultados de los valores de la profundidad de socavación obtenida para el curso de agua, indicándose que el valor del D_m obtenido de la curva granulométrica del material que conforma el lecho de la quebrada es igual a 0.25 mm según condiciones de cauce por tratarse de ríos con similares características en cuanto a los materiales que conforman el lecho de la corriente de agua.

En atención a lo recomendado por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC, el valor del caudal empleado para el cálculo de la socavación general será el que corresponde a un período de retorno de 500 años.

Tabla 41. Profundidad De Socavación General en el curso de Agua del puente vehicular Ander Becerra, Método Lischtván – Levediev.

Nº	Ubicación del curso de agua Km.	PARAMETROS									Hs (m)
		Q (m3/seg)	Dm (mm)	B (m)	α	$1/(1+x)$	h (m)	β	Θ	Ys (m)	
1	ANDER BECERRA	35.23	0.25	12.00	1.56	0.70	1.74	1.05	1.00	4.33	2.59

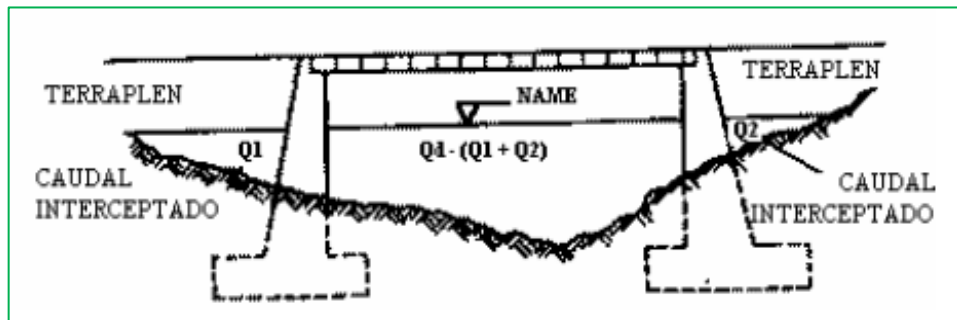
Q: Caudal para un período de retorno de 500 años, según recomendación del Manual MTC

Fuente: Elaboración Propia

4.7.2. Calculo profundidad de socavación local del puente vehicular – Método De Artamonov.

Por tratarse de puentes de una sola luz, el valor de la socavación local, es la que se produce en la zona de los estribos del puente.

Figura 17. Socavación Local en Estribo de Puente



Fuente: Rodríguez, H. Alfonso (2010). Hidráulica Fluvial. Pp (287).

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h$$

- H_t = Profundidad de agua al pie del estribo
- K_θ = Coeficiente función del ángulo que hace la corriente con el eje longitudinal del puente
- K_Q = Coeficiente función de la relación de gasto
- K_m = Coeficiente función del talud de los lados del estribo
- h = Tirante de agua en la zona cercana al estribo

Coeficiente de corrección K_θ

θ	20°	60°	90°	120°	150°
K_θ	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

Coeficiente de corrección K_Q

Q_1/Q_d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
K_Q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Coeficiente de corrección K_m

Talud m	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
K_m	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

En la Tabla 42 se presentan los valores de la socavación local en cada uno de los estribos del puente proyectado.

Tabla 42. Profundidad De Socavación Local En El Lugar De Emplazamiento Del Puente vehicular Ander Becerra – Método De Artamonov.

Nº	Ubicación del curso de agua Km	Qd (m3/seg) (*)	Tirante de agua h (m)	Valor de Ht (m)	Profundidad Socavación Local (m)
1	Ander Becerra	47.04	2.14	4.28	2.14
(*) : Caudal de diseño para un período de retorno de 500 años					

Fuente: Elaboración Propia

4.7.3. Cálculo de la Profundidad de socavación total o potencial

El valor de la profundidad total o potencial, viene a ser la sumatoria de valores de la socavación general (obtenida con el método de Lischtván - Levediev) que se produce en el cauce de la quebrada y el valor de la socavación local (obtenida por el método de Artamonov), que se produce en las inmediaciones de los estribos del puente.

En la Tabla 43 se presenta el valor de la socavación total o potencial en el lugar de emplazamiento del puente proyectado.

Tabla 43. Profundidad de socavación total o potencial en el lugar de emplazamiento del puente vehicular Ander Becerra.

Nº	Ubicación del curso de agua Km	Qd (m3/seg) (*)	Profundidad Socavación General (m)	Profundidad Socavación Local (m)	Profundidad Socavación Total o potencial (m)
1	Ander Becerra	47.04	2.59	2.14	4.73
(*) : Caudal de diseño para un período de retorno de 500 años					

Fuente: Elaboración Propia.

4.7.4. Profundidad mínima y nivel de cimentación para el puente proyectado.

Desde el punto de vista hidráulico, para el caso de estructuras conformadas por estribos de puentes, se recomienda asumir un valor mínimo de cimentación, tal que, no sea superado por el valor de la socavación total o potencial. Sin embargo, es preciso indicar que para el diseño definitivo de cada puente deberán realizarse los estudios básicos de ingeniería necesarios de tal manera de poder determinar el dimensionamiento estructural correcto en función a las características físico mecánicas requeridas para la cimentación.

Teniendo en consideración el nivel de investigación, se presenta la profundidad mínima de cimentación de la estructura, precisando que, esta se mide a partir del nivel más bajo del lecho o fondo del cauce.

En la tabla 44 se presenta el valor de la socavación total o potencial y el nivel mínimo de cimentación del puente proyectado.

Tabla 44. Profundidad de socavación potencial y niveles mínimos de cimentación en el puente proyectado.

Nº	Ubicación del curso de agua Km	Qd (m3/seg)	Nivel fondo de cauce (msnm)	Profundidad Socavación Total o potencial (m)	Nivel mínimo de cimentación (msnm)
1	Ander Becerra	47.04	379.000	4.730	374.270
(*) Caudal para un período de retorno igual a 500 años (Según Manual MTC)					

Fuente: Elaboración Propia

Capítulo V.

DISCUSIÓN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Discusión

Para el diseño de obras de arte viales (puentes, alcantarillas, pontones, etc), emplazados en los cauces de los ríos o quebradas, lo que interesa en realidad es la determinación del escurrimiento máximo en el sector elegido, es decir en el cruce del curso de agua con la carretera o vía, en un momento dado. Al respecto Tapia (2009), mencionó que los conocimientos vinculados con el diseño de puentes se han acrecentado mucho, tanto en la teoría como en la práctica debido a estudios que tienen que ver con las características del material, en metodologías más racionales y exactas de comportamiento estructural, investigaciones de eventos extremos, especialmente eventos naturales como terremotos y socavaciones.

Por otra parte, el dimensionamiento hidráulico de los puentes y demás obras de arte que conforman la infraestructura de drenaje vial, depende principalmente de la magnitud de las avenidas y la frecuencia con que éstas se repiten en el lugar del curso donde se va a proyectar cada una de las obras, con la finalidad de poder determinar los coeficientes de seguridad que se dará a la obra o los años de vida probable. Pero esto puede significar grandes dimensiones de la misma y lógicamente, hay un límite después del cual, los gastos ya no compensan los riesgos que se pretende cubrir. Al respecto, Pérez (2007) mediante la realización de los análisis y estudios de diseño hidráulico pertinentes, se justifica la estructura, vida útil y uso continuo del puente por ser una garantía frente a los peligros naturales, teniendo en cuenta las condiciones de diseño, y de esta forma siempre se refleje los déficits financieros y de tiempo y el trabajo en curso, permitiendo al ingeniero estructuralista estimar razonablemente el tamaño por adelantado.

5.2. Conclusiones

- a. No existe información hidrométrica (aforos) respecto al curso de agua de la quebrada El Choclino, salvo la información pluviométrica registrada en la Estación: CO Tarapoto, ubicada en el ámbito de influencia del área del proyecto.
- b. Para el desarrollo de la presente investigación, se ha realizado el análisis y procesamiento de la información pluviométrica tanto de La Estación CO Tarapoto por tener mayor registro histórico de información.
- c. Desde el punto de vista hidrológico, la micro cuenca de la quebrada El Choclino pertenece a la red hidrográfica de la región de la selva, caracterizada por dos períodos de precipitaciones bien definidos, el de intensas precipitaciones (Octubre – Mayo) y un período de estiaje o de escasas precipitaciones (Junio – Septiembre).
- d. La lámina de precipitación máxima y mínima anual caída en el ámbito del proyecto es de 1,821.40 mm y 971.30 mm registradas en la Estación CO Tarapoto.
- e. La lámina de precipitación máxima y mínima en el ámbito del proyecto caída en 24 horas es de 152.50 mm y 7.00 mm registradas en la Estación CO Tarapoto.
- f. Con respecto al cálculo de caudales máximos en los cursos principales, se han aplicado los métodos de Iszkowski, Curvas envolventes de Creager, el Método del SCS o Curva N, así como, el Método Racional para diferentes períodos de retorno. Los resultados obtenidos difieren en sus valores, pero estas variaciones caen dentro del campo de aceptación, debido a que

son métodos indirectos ya que no existen registros de aforos para el curso de agua en estudio donde se han proyectado del puente vehicular. En tal sentido, se ha optado por tomar para los cálculos hidráulicos, los valores de caudales máximos para diferentes períodos de retorno (5 a 500 años) obtenidos mediante la aplicación del método SCS o también denominado Curva N.

- g. El riesgo de falla (por efectos hidrológicos) calculado para el puente vehicular es del 25% durante la vida útil de 30 años y para un período de retorno de 100 años. Asimismo, el Tirante de diseño en el cauce de la quebrada El Choclino, ha sido determinado mediante la aplicación del método del Hec Ras 5.07.
- h. El cálculo del Galibo para el puente vehicular ha sido determinado teniendo en consideración la altura libre y el tránsito de palizadas y su valor es de 4.00 metros. En cuanto a la socavación, esta ha sido calculada para caudales con un período de retorno de 500 años de acuerdo a lo recomendado por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC. Para el cálculo de la socavación General se ha aplicado el método de Lischtván – Levediev y para el cálculo de la socavación en estribos el método de Artamonov.
- i. La determinación del valor de la luz del puente vehicular proyectado, ha sido determinada teniendo en consideración dos aspectos hidráulicos fundamentales, valor del espejo de agua alcanzado por la avenida de diseño, y el valor del ancho o sección estable, el mismo que considera la sección de equilibrio hidráulico.
- j. Para el cálculo del ancho estable (B) es necesario disponer de la información granulométrica del cauce del curso de agua. En el caso del método de Blench Altunin utiliza el valor del diámetro medio (D50) y en el caso del método de SIMONS Y

HENDERSON también utiliza el valor de las “condiciones de fondo del río” representadas por (K1), que también está en función de la granulometría.

5.3. Recomendaciones

- a. Para definir el nivel de cimentación de los estribos para el puente vehicular, se deberá tener presente el valor de la socavación potencial o total.
- b. El proyectista del puente, deberá tener en consideración la protección de los estribos del puente - vehicular tanto aguas arriba, así como aguas abajo del mismo, con la finalidad de encauzar y que todas las aguas en época de crecientes circule por la caja del puente, evitando que ocurran desbordamientos laterales que puedan afectar la estabilidad y seguridad de la estructura. La protección puede estar conformada por muros de encauzamiento de corta longitud conformado por gaviones tipo caja rellenos con piedra de río, así como, proteger el lecho del río con piedra de cantera debidamente acomodada.
- c. En cuanto al proceso constructivo del puente - vehicular, puede presentarse la ocurrencia de eventos hidrológicos extremos, por lo que será necesario considerar obras provisionales de desvío de agua en la quebrada y/o protección del entorno de los estribos, el mismo que debe ser considerado en el presupuesto respectivo. En este caso, se deberá tener especial cuidado en el apuntalamiento de los encofrados en general, ya que estos siempre resultan vulnerables ante los crecientes repentinos durante la ejecución de la obra.

Referencias Bibliográficas

- AGUIRRE P. Julián. "Hidráulica de sedimentos". Mérida – Venezuela. 1980.
- GARCIA MARTÍN Antonio. "Topografía básica para ingenieros". Servicio de Publicaciones, Universidad de Murcia. España. 1994.
- HIDROCONSULT EIRL. "Estudio hidrológico e hidráulico para el proyecto: Construcción del puente vehicular sobre el río Parapapura", Loreto, Perú. 2006.
- MONJA GARCÍA, E., 2019. Estudio hidrológico e hidráulico para el dimensionamiento optimizado del puente vehicular sobre el río Cumbaza en la localidad Juan Guerra-districto Juan Guerra-provincia de San Martín- San Martín 2018 [en línea]. S.I.: Universidad Nacional de San Martín. Disponible en: <https://repositorio.unsm.edu.pe/handle/11458/3417>.
- PEREZ SALAS, V.A., 2011. Estudio y Diseño Hidráulico para proyectos de puentes sobre corrientes de Agua - Universidad Nacional de San Martín. S.I.: Universidad Nacional de San Martín.
- ROCHA FELICES Arturo. "Hidráulica Fluvial". Universidad Nacional de Ingeniería, Lima – Perú.1998.
- RODRIGUEZ H. Alfonso "Hidráulica Fluvial". 2010
- SEURZ ALLISON. Tesis: "Dimensionamiento hidráulico optimizado de puentes con terraplenes. Universidad Católica del Perú. 2007.
- SUAREZ J. Jaime. "Control de erosión en zonas tropicales". Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga – Colombia.2001.
- TAPIA GONZALES Bolívar. Tesis. "Diseño estructural del puente sobre el canal internacional Ecuador – Perú. Universidad Nacional de Chimborazo, Ecuador.2009.

- TERAN S. Rubén. "Diseño y construcción de defensas ribereñas, Lima – Perú.1980.
- TERZAGHI K. "Mecánica de suelo en práctica de la ingeniería". 2da Edición. New York. 1967.
- VILLÓN BÉJAR Máximo. "Hidrología Estadística". Instituto Tecnológico de Costa Rica. Cartago. Costa Rica. 2001.
- VILLÓN BÉJAR Máximo. "Hidrología". Instituto Tecnológico de Costa Rica. Cartago. Costa Rica. 2002.
- VENCES ROJAS, M.E., 2004. Diseño estructural del puente Lima sobre el Canal Vía, Sullana. [en línea]. S.I.: https://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/11042/1366/ICI_116.pdf?sequen. Disponible en: Universidad de Piura.
- ZEGARRA CIQUERO, L.A., 2011. Análisis y diseño de puentes colgantes [en línea]. S.I.: Pontificia Universidad Católica del Perú. Disponible en: <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/1056>.
- ZEGARRA CIQUERO Luis. Tesis de maestría. "Análisis y diseño de puentes colgantes. Universidad Católica del Perú.2007.

Anexos

Matriz de consistencia

PROBLEMA	OBJETIVOS	Hipótesis	DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	POBLACIÓN Y MUESTRA
<p>¿Cuál es el caudal de diseño en la zona de emplazamiento y el dimensionamiento hidráulico optimizado del puente vehicular sobre la quebrada el Choclino del sector Ander Becerra en el distrito de la Banda de Shilcayo, provincia de San Martín, región San Martín?</p>	<p>Objetivo general. Determinar el caudal de diseño en la zona de emplazamiento y realizar el dimensionamiento hidráulico optimizado del puente vehicular sobre la quebrada el Choclino del sector Ander Becerra en el distrito de la Banda de Shilcayo, provincia de San Martín, región San Martín</p> <p>Objetivos específicos.</p> <p>a) Elegir el caudal de diseño para el dimensionamiento hidráulico del puente vehicular sobre la quebrada el Choclino del sector Ander Becerra en el distrito de la Banda de Shilcayo, provincia de San Martín, región San Martín.</p>	<p>Hipótesis alterna: Es posible determinar el caudal de diseño en la zona de emplazamiento y el dimensionamiento hidráulico optimizado del puente vehicular sobre la quebrada el Choclino del sector Ander Becerra en el distrito de la Banda de Shilcayo, provincia de San Martín, región San Martín.</p> <p>Hipótesis nula: No es posible determinar el caudal de diseño en la zona de emplazamiento y el dimensionamiento hidráulico optimizado del puente vehicular sobre la quebrada el Choclino del sector Ander Becerra en el distrito de la Banda de Shilcayo, provincia de</p>	<p>EL diseño de investigación es no experimental descriptivo.</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content;"> <p>M= OX OY</p> </div> <p>Dónde: M = Muestra Ox = Observación variable independiente en estudio. Oy = Observación de variable dependiente en estudio</p>	<p>Población. Registros de precipitación.</p> <p>MUESTRA. Registro de Precipitación del periodo 2001-2020</p>

	<p>b) Evaluar los parámetros hidráulicos indispensables en la optimización dimensional del puente vehicular sobre la quebrada el Choclino del sector Ander Becerra en el distrito de la Banda de Shilcayo, provincia de San Martín, región San Martín.</p> <p>c) Realizar la optimización dimensional hidráulica del puente vehicular sobre la quebrada el Choclino del sector Ander Becerra en el distrito de la Banda de Shilcayo, provincia de San Martín, región San Martín.</p>	<p>San Martín, región San Martín.</p>		
--	--	---------------------------------------	--	--

Panel Fotográfico



La vista superior, corresponde hacia aguas abajo del punto de emplazamiento del puente proyectado.



La vista corresponde hacia aguas arriba del punto de emplazamiento del puente proyectado.



La vista corresponde hacia aguas arriba del punto de emplazamiento del puente proyectado. Se aprecia la amplitud del cauce de la quebrada El Choclino.



En la vista superior se puede apreciar la altura o profundidad de la quebrada El Choclino en el lugar de emplazamiento del puente.



En la vista inferior la amplitud del cauce en el mismo lugar.



En la vista superior, se puede apreciar, la pasarela existente sobre la quebrada El Choclino, la misma que en época de crecientes, queda parcialmente sumergida bajo el agua.