



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

Revisión del Estudio Hidrotécnico del puente Ayapal, ubicado en el municipio de San José de Bocay, departamento de Jinotega.

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Diego Emmanuel Ortiz Cárdenas

Tutor

Dr. Néstor Javier Lanza Mejía

Managua, Noviembre 2018

RESUMEN

En esta investigación se realiza la revisión del estudio hidrotécnico del puente Ayapal ubicado en el municipio de san José de Bocay, departamento de Jinotega mediante la implementación de herramientas informáticas que servirán para realizar el análisis, las cuales serán: ArcGIS, IDRISI SELVA, HEC-HMS Y HEC-RAS.

En el capítulo I, se presentan los aspectos generales entorno al estudio hidrotécnico del puente a revisar: Introducción, antecedentes justificación y objetivos a abordar.

En el capítulo II, se realiza una descripción breve del área de estudio, su localización, clima, relieve y geología.

En el capítulo III, contiene todo lo pertinente a la teoría y conceptos generales de las áreas aplicadas durante el desarrollo de la investigación: análisis hidrológico, análisis hidráulico, análisis de socavación y obras de protección ante la socavación en puentes.

En el capítulo IV, se aborda el diseño metodológico en el cual se apoyó el presente trabajo, así mismo se describe brevemente cada uno de los pasos que se llevaron a cabo para la obtención de los resultados.

En el capítulo V, en este capítulo se determinan las características morfométricos de la cuenca usando los programas ArcGIS e IDRISI SELVA, además del análisis hidrológico de esta con el programa HEC-HMS para definir el caudal máximo que circula por el punto de cierre de la cuenca, posteriormente se determinan los niveles máximos alcanzados por la superficie del agua del río usando el programa HEC-RAS para los diferentes eventos analizados y el efecto de socavación que producen estos en la infraestructura del puente, así mismo se diseñan obras de protección para los elementos que sufren el efecto de socavación en el puente.

Conclusiones y recomendaciones, se exponen las conclusiones a cerca de los resultados obtenidos y las recomendaciones que se deben de tener en consideración para realizar un correcto estudio hidrotécnico del puente.

ÍNDICE

CAPITULO 1:GENERALIDADES	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 ANTECEDENTES.....	2
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	5
1.4 OBJETIVOS.....	7
1.4.1 OBJETIVO GENERAL	7
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	7
CAPITULO 2:DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	8
2.1 Localización	8
2.1.1 Macro Localización	8
2.1.2 Micro Localización.....	9
2.2 Clima.....	10
2.3 Relieve.....	10
2.4 Geología	10
CAPITULO 3:MARCO TEÓRICO	11
3.1 Parámetros morfológicos	11
3.1.1 Parámetros físicos de la cuenca	11
3.1.1.1 Área y perímetro de la cuenca.....	11
3.1.1.2 Longitud de la corriente principal	11
3.1.2 Parámetros según su forma.....	11
3.1.2.1 Índice de graveluis o coeficiente de compacidad (Kc).....	11
3.1.2.2 Coeficiente de forma (Kf).....	12
3.1.2.3 Coeficiente de Masividad (K _m).....	12

3.1.3	Parámetros según su relieve	12
3.1.3.1	Pendiente de la cuenca	13
3.1.3.2	Curva hipsométrica	13
3.1.3.3	Elevación promedio de la cuenca	14
3.1.3.4	Pendiente del cauce principal	15
3.1.4	Parámetros según su drenaje	15
3.1.4.1	Orden de la corriente	15
3.1.4.2	Densidad de drenaje.....	15
3.1.4.3	Sinuosidad de la corriente	16
3.1.5	Otros parámetros	16
3.1.5.1	Tiempo de concentración.....	16
3.2	Análisis hidrológico.	17
3.2.1	Precipitación	17
3.2.2	Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF).....	17
3.2.3	Hietograma de diseño con el método de bloques alternos	18
3.2.4	Información de las características del suelo	18
3.2.4.1	Método del Servicio de Conservación del suelo (SCS) para la Abstracción	18
3.2.4.2	Número de Curva (CN).....	20
3.2.5	Hidrograma unitario del SCS	24
3.2.6	Método del tránsito de avenida	26
3.2.6.1	Parámetros del tránsito.....	28
3.2.6.1.1	Velocidad de tránsito (VT)	28
3.2.6.1.2	Longitud del tránsito (Lt).....	29
3.2.6.1.3	Tiempo de retardo (K).....	29
3.2.6.1.4	Tiempo del hidrograma a transitar (T).....	29

3.2.6.2	Secuencia lógica en la aplicación del método del tránsito de avenida.....	30
3.3	Análisis hidráulico	32
3.3.1	Modelación hidráulica en HEC-RAS	32
3.3.2	Consideraciones para el diseño	33
3.3.2.1	Topografía	33
3.3.2.2	Muestreo y características del lecho.....	34
3.3.2.3	Coeficiente y rugosidad del cauce general	34
3.3.3	Parámetros hidráulicos del diseño de un puente	35
3.3.3.1	Perfil del flujo	35
3.3.3.2	Flujo bajo	37
3.3.3.2.1	Ecuación de la energía (método de paso estándar).....	38
3.3.3.2.2	Método de equilibrio de momento (Momentum).....	39
3.3.3.3	Flujo alto	41
3.3.3.3.1	Flujo a presión	41
3.3.3.3.2	Flujo en vertedero.....	43
3.3.4	Socavación	44
3.3.4.1	Socavación general	44
3.3.4.1.1	Método de cálculo de la socavación general en cauce	44
3.3.4.1.2	Método de cálculo de la socavación por contracción	46
3.3.4.2	Socavación local en pilas.....	49
3.3.4.2.1	Factores que afectan la socavación en pilas	50
3.3.4.2.2	Método de la universidad estatal de colorado (CSU)	53
3.3.4.2.3	Método de Froehlich.....	56
3.3.4.3	Socavación en los estribos	57
3.3.4.3.1	Factores que afectan la profundidad de socavación de los estribos.....	58
3.3.4.3.2	Método de Hire	61
3.3.4.3.3	Método de Froehlich.....	63

3.4	Medidas de protección contra la socavación en puentes.....	64
3.4.1	Protección local de un puente.....	64
3.4.2	Protección contra la socavación local al pie de pilas	66
3.4.2.1	Enrocados.....	66
3.4.3	Protección contra la socavación local al pie de estribo	70
3.4.3.1	Enrocados.....	70

CAPITULO 4:DISEÑO METODOLÓGICO 76

4.1	Organización de la información recopilada	76
4.1.1	Exploración de estudios previos.....	76
4.2	Obtención de la información	76
4.3	Procesamientos con sistema de información geográfica	77
4.3.1	Delimitación de la cuenca mediante el software ArcGIS.....	77
4.3.2	Estimación de los parámetros físicos de la cuenca mediante el software IDRISI Selva.....	78
4.3.3	Creación del modelo de la cuenca mediante la utilización de HEC Geo HMS.....	79
4.4	Análisis hidrológico de la cuenca en HEC – HMS.....	81
4.5	Análisis hidráulico del puente en HEC – RAS.....	83
4.5.1	Obtención de la información	83

CAPITULO 5:ANÁLISIS Y PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS 85

5.1	Características Morfométricas de la cuenca del rio Bocay	85
5.1.1	Delimitación de la cuenca	85
5.1.1.1	Área y perímetro	86
5.1.1.2	Longitud de la corriente principal	88

5.1.2	Parámetros según su forma	88
5.1.2.1	Índice de graveluis o coeficiente de compacidad K_c	88
5.1.2.2	Coeficiente de forma K_f	89
5.1.2.3	Coeficiente de Masividad K_m	89
5.1.3	Parámetros según su relieve	89
5.1.3.1	Pendiente de la cuenca	89
5.1.3.2	Curva hipsométrica	89
5.1.3.3	Elevación promedio de la cuenca	91
5.1.3.4	Pendiente del cauce principal	91
5.1.4	Parámetros según su drenaje	91
5.1.4.1	Orden de la corriente	91
5.1.4.2	Densidad de drenaje	92
5.1.4.3	Sinuosidad de la corriente	92
5.1.5	Resumen de las características Morfométricas de la cuenca del rio Bocay	92
5.2	Análisis hidrológico de la cuenca del rio Bocay	94
5.2.1	Curvas Intensidad - Duración – Frecuencia	94
5.2.2	Aplicación del método de bloques alternos	96
5.2.2.1	Aplicación del Método de bloque alterno, para el periodo de retorno de 25 años	97
5.2.3	Información de las características del suelo	102
5.2.3.1	Abstracción inicial	102
5.2.3.2	Curva Número	102
5.2.3.2.1	Tipo de suelo	102
5.2.3.2.2	Clasificación hidrológica de los suelos	103
5.2.3.2.3	Uso de suelos	103

5.2.4	Hidrograma unitario del SCS	104
5.2.5	Parámetros del tránsito	106
5.2.5.1	Ejemplo de la determinación de los parámetros del tránsito...	107
5.2.6	Calculo de caudales aplicando el método de tránsito de avenida 108	
5.3	Análisis hidráulico del puente Ayapal.....	111
5.3.1	Estudio topográfico	111
5.3.2	Secciones transversales	112
5.3.3	Coeficiente y rugosidad del cauce general	114
5.3.4	Avenida de diseño.....	115
5.3.5	Resultados del análisis hidráulico del puente Ayapal.....	116
5.3.5.1	Huracán Joan	116
5.3.5.1.1	Perfil de flujo.....	117
5.3.5.1.2	Capacidad del puente.....	118
5.3.5.1.3	Vista 3D del cauce en HEC-RAS	118
5.3.5.2	Periodo de retorno 25 años	119
5.3.5.2.1	Perfil de flujo.....	120
5.3.5.2.2	Capacidad del puente.....	121
5.3.5.2.3	Vista 3D del cauce en HEC-RAS	121
5.3.5.3	Periodo de retorno 50 años	122
5.3.5.3.1	Perfil de flujo.....	123
5.3.5.3.2	Capacidad del puente.....	124
5.3.5.3.3	Vista 3D del cauce en HEC-RAS	124
5.3.5.4	Huracán Mitch.....	125
5.3.5.4.1	Perfil de flujo.....	126
5.3.5.4.2	Capacidad del puente.....	127
5.3.5.4.3	Vista 3D del cauce en HEC-RAS	127
5.3.5.5	Periodo de retorno 100 años	128

5.3.5.5.1	Perfil de flujo.....	129
5.3.5.5.2	Capacidad del puente.....	130
5.3.5.5.3	Vista 3D del cauce en HEC-RAS	130
5.3.6	Resultados del análisis de socavación en el puente Ayapal	131
5.3.6.1	Periodo de retorno 50 años	131
5.3.6.2	Huracán Mitch.....	132
5.3.6.3	Periodo de retorno 100 años	133
5.4	Diseño de Protección contra los efectos de socavación	134
CONCLUSIONES		136
RECOMENDACIONES		137
BIBLIOGRAFÍA		138
ANEXOS		I
	Anexo N°1: Clasificación de los parámetros morfométricos de una cuenca.....	II
	Anexo N°2: Delimitación de la Cuenca del Rio Bocay	IV
	Anexo N°3: Corriente Principal de la Cuenca del Rio Bocay.....	V
	Anexo N°4: Pendiente de la Cuenca del Rio Bocay.....	VI
	Anexo N°5: Orden de la Corriente de la Cuenca del Rio Bocay.....	VII
	Anexo N°6: Esquema de la Cuenca del Rio Bocay en HEC-HMS	VIII
	Anexo N°7: Orden de los Suelos de la Cuenca del Rio Bocay.....	IX
	Anexo N°8: Clasificación Hidrológica de los Suelos de la Cuenca del Rio Bocay	X
	Anexo N°9: Uso de Suelo de la Cuenca del Rio Bocay	XI
	Anexo N°10: Curva Número de la Cuenca del Rio Bocay.....	XII
	Anexo N°11: Curvas de intensidad, duración y frecuencia de la precipitación de la estación meteorológica de Muy Muy	XIII
	Anexo N°12: Resultados del análisis hidrológico para cada elemento de la cuenca del rio Bocay	XXIV
	Anexo N°13: Planta - Perfil del tramo en estudio del rio Bocay.....	XLI
	Anexo N°14: Secciones Transversales del tramo en estudio del rio Bocay	XLII
	Anexo N°15: Estudio de suelo realizado en el sitio de estudio.....	XLV
	Anexo N°16: Resultados hidráulicos en las secciones transversales del tramo analizado del rio Bocay para los diferentes eventos analizados	XLVII

Anexo N°17: Resultados del análisis de socavación realizado en el puente

Ayapal XLIX

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. Macro Localización del área de estudio.	8
FIGURA 2. Micro localización del área de estudio	9
FIGURA 3. Almacenamiento por prisma y por cuña en un tramo de un canal.	26
FIGURA 4. Modelación de la secuencia lógica del tránsito de avenida en cauce.	30
FIGURA 5. Ubicaciones de las secciones transversales en un puente.....	36
FIGURA 6. Sección transversal cerca y dentro del puente.	39
FIGURA 7. Ejemplo de un puente flujo bajo compuerta.....	41
FIGURA 8. Ejemplo de un puente flujo totalmente sumergido	42
FIGURA 9. Ejemplo de un puente con presión y flujo de vertedero	43
FIGURA 10. Comportamiento del flujo en pila cilíndrica, Raudkivi, A. J., 1986. .	50
FIGURA 11. Angulo de ataque del flujo en pilas	52
FIGURA 12. Mecanismo que produce la socavación local en estribos, HEC- 18,2001.....	58
FIGURA 13. Formas comunes de estribos. Melville B. W., 1992.	60
FIGURA 14. Angulo de ataque del flujo sobre el de estribos. Melville B. W., 1992.	61
FIGURA 15. Factor de corrección $K\theta$. Método de Froehlich HEC-18. 1993.	63
FIGURA 16. Diagrama de diseño del enrocado para la protección de la pila ante la socavación	69
FIGURA 17. Velocidad media característica para una relación de obstrucción del flujo menor a 5.	71
FIGURA 18. Velocidad media característica para una relación de obstrucción del flujo mayor a 5.	72
FIGURA 19. Velocidad media característica para una relación de obstrucción del flujo mayor a 5 en un estribo y menor a 5 en el otro.	73
FIGURA 20. Vista en planta de la medida del delantal de roca	74
FIGURA 21. Sección transversal típica para el enrocado de estribos	75
FIGURA 22. Secuencia para delimitar una cuenca en ArcGIS.	77

FIGURA 23. Secuencia para obtener los parámetros físicos de una cuenca en IDRISI Selva	78
FIGURA 24. Secuencia para obtener el modelo de la cuenca a utilizar en HEC-HMS con la extensión HEC Geo HMS de ArcGIS.	80
FIGURA 25. Secuencia para realizar el análisis hidrológico en HEC - HMS.	82
FIGURA 26. Secuencia para realizar el análisis hidráulico en HEC - RAS.	84
FIGURA 27. Modelo de elevación digital de la cuenca del río Bocay.	85
FIGURA 28. Delimitación de la cuenca del río Bocay.	86
FIGURA 29. Corriente principal de la cuenca del río Bocay.....	88
FIGURA 30. Ubicación del tramo en estudio del puente Ayapal.....	112
FIGURA 31. Planta del tramo en estudio del río Bocay.	113
FIGURA 32. Perfil del puente ubicado en el estacionamiento 0+186.86.	114

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS.....	22
TABLA 2. Números de Curva según el Uso de la tierra.....	23
TABLA 3. Factor de corrección por contracción del cauce μ (Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992).....	46
TABLA 4. Valores del coeficiente K1, HEC-18.1993.....	48
TABLA 5. Factor de corrección por la forma de la pila Kf.....	54
TABLA 6. Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo $K\phi$	55
TABLA 7. Criterios para adoptar Ka.....	55
TABLA 8. Factor de corrección Kf.....	57
TABLA 9. Coeficiente por la forma del estribo Kf. HEC-18. 1993.	62
TABLA 10. Tamaño de partículas permitidos mínimo y máximo en pulgadas	68
TABLA 11. Áreas y perímetros de las subcuencas del río Bocay.	87
TABLA 12. Valores de la Curva hipsométrica.	90
TABLA 13. Parámetros Morfométricas de la cuenca del río Bocay.....	92
TABLA 14. Parámetros morfométricos de cada subcuenca de la cuenca del río Bocay.....	93
TABLA 15. Intensidades máximas de lluvias, según el periodo de retorno en la Estación MUY MUY.	95
TABLA 16. Selección del periodo de retorno de acuerdo a la clasificación funcional de la carretera.....	96
TABLA 17. Cálculo del Hietograma de lluvia para un periodo de retorno de 25 años, según el método de los bloques alternos.....	98
TABLA 18. Cálculo del Hietograma de lluvia para un periodo de retorno de 50 años, según el método de los bloques alternos.....	99
TABLA 19. Cálculo del Hietograma de lluvia para un periodo de retorno de 100 años, según el método de los bloques alternos.	100
TABLA 20. Orden de los suelos de la cuenca del río Bocay.	103
TABLA 21. Grupos hidrológico de la cuenca del río Bocay.....	103
TABLA 22. Uso de suelos de la cuenca del río Bocay.	104

TABLA 23. Valores de CN usados en el análisis hidrológico de la cuenca del río Bocay.....	104
TABLA 24. Tiempo de retardo para cada subcuenca de la cuenca del río Bocay.	105
Tabla 25. Parámetros del Tránsito de la Cuenca del río Bocay.	106
TABLA 26. Caudales obtenidos en el punto de cierre para los diferentes periodos de retornos analizados.....	108
TABLA 27. Diámetro de las partículas usado para la determinación del coeficiente de rugosidad.	114
TABLA 28. Coeficiente de rugosidad calculado para el tramo del río en estudio	115
TABLA 29. Caudales evaluados en el análisis hidráulico.	115
TABLA 30. Resultados del análisis hidráulicas del puente para el huracán Joan.	116
TABLA 31. Resultados del análisis hidráulicas del puente para el TR25.....	119
TABLA 32. Resultados del análisis hidráulicas del puente para el TR50.....	122
TABLA 33: Resultados del análisis hidráulicas del puente para el huracán Mitch.	125
TABLA 34. Resultados del análisis hidráulicas del puente para el TR100.....	128
TABLA 35. Diámetro de las partículas usado para el análisis de socavación...	131
TABLA 36. Resultados del analisis de socavación en la infraestructura del puente para el TR50.	132
TABLA 37. Resultados del análisis de socavación en la infraestructura del puente para el huracán Mitch.....	133
TABLA 38. Resultados del análisis de socavación en la infraestructura del puente para el TR100.	134
TABLA 39. Gradación del material usado para el enrocado propuesto en la pilas.	135
TABLA 40. Clases de tamaño de cuencas (km ²).	II
TABLA 41. Clases de valores de longitud del cauce principal.	II
TABLA 42. Clase de valores de compacidad.....	II

TABLA 43. Clases de valores de forma.	II
TABLA 44. Clases de valores de masividad.	II
TABLA 45. Clases de valores de elevación media.	III
TABLA 46. Clases de desnivel altitudinal (MSNM).	III
TABLA 47. Clases de valores de pendiente del cauce (m/m).	III
TABLA 48. Clases de orden de corriente.	III
TABLA 49. Clases de densidad de drenaje.	III
Tabla 50. Resultados del análisis hidrológico para cada elemento de la cuenca para el TR25.	XXV
Tabla 51. Resultados del análisis hidrológico para cada elemento de la cuenca para el TR50.	XXVIII
Tabla 52. Resultados del análisis hidrológico para cada elemento de la cuenca para el TR100.	XXXI
Tabla 53. Resultados del análisis hidrológico para cada elemento de la cuenca para el Huracán Joan.	XXXIV
Tabla 54. Resultados del análisis hidrológico para cada elemento de la cuenca para el Huracán Mitch.	XXXVII
TABLA 55. Resultados hidráulicos en las secciones transversales del tramo del río Bocay analizado para el huracán Joan.	XLVII
TABLA 56. Resultados hidráulicos en las secciones transversales del tramo del río Bocay analizado para el TR25.	XLVII
TABLA 57. Resultados hidráulicos en las secciones transversales del tramo del río Bocay analizado para el TR50.	XLVIII
TABLA 58. Resultados hidráulicos en las secciones transversales del tramo del río Bocay analizado para el huracán Mitch.	XLVIII
TABLA 59. Resultados hidráulicos en las secciones transversales del tramo del río Bocay analizado para el TR100.	XLIX
TABLA 60. Resultados completos del análisis de socavación efectuado para el huracán Mitch.	XLIX
TABLA 61: Resultados completos del análisis de socavación efectuado para el TR100.	LI

ÍNDICE DE GRAFICAS

GRAFICA 1. Curvas hipsométricas características de una Cuenca, según Strahler.	14
GRAFICA 2. Hietograma de Diseño.	18
GRAFICA 3. Variables en el método de abstracciones.....	19
GRAFICA 4. Solución de la Ecuación de escorrentía del SCS.	21
GRAFICA 5. Hidrogramas unitarios sintéticos del SCS. a) Hidrograma adimensional y b) hidrograma unitario triangular.	25
GRAFICA 6. Esquema del modelo del tránsito de avenidas.....	27
GRAFICA 7. Velocidad de caída (w) para partículas de arena. HEC-18. 1993 ..	48
GRAFICA 8. Curva hipsométrica de la cuenca del rio Bocay.	90
GRAFICA 9. Perfil del cauce principal.	91
GRAFICA 10. IDF, Estación MUY MUY.....	95
GRAFICA 11. Hietograma de lluvia para un periodo de retorno de 25 años.....	99
GRAFICA 12. Hietograma de lluvia para un periodo de retorno de 50 años.....	100
GRAFICA 13. Hietograma de lluvia para un periodo de retorno de 100 años... ..	101
GRAFICA 14. Hidrograma de salida en el punto de cierre para el TR100.	109
GRAFICA 15. Hidrograma de salida en el punto de cierre para el Huracán Mitch.	109
GRAFICA 16. Hidrograma de salida en el punto de cierre para el TR50.	110
GRAFICA 17. Hidrograma de salida en el punto de cierre para el TR25.	110
GRAFICA 18. Hidrograma de salida en el punto de cierre para el Huracán Joan.	111
GRAFICA 19. Perfil de flujo para el Huracán Joan.	117
GRAFICA 20. Sección de entrada del puente para el huracán Joan.	118
GRAFICA 21. Vista 3D del cauce para el huracán Joan.....	118
GRAFICA 22. Perfil de flujo para el TR25.....	120
GRAFICA 23. Sección de entrada del puente para el TR25.....	121
GRAFICA 24. Vista 3D del cauce para el TR25.....	121
GRAFICA 25. Perfil de flujo para el TR50.....	123
GRAFICA 26. Sección de entrada del puente para el TR50.....	124

GRAFICA 27. Vista 3D del cauce para el TR50.....	124
GRAFICA 28. Perfil de flujo para el huracán Mitch.	126
GRAFICA 29. Sección de entrada del puente para el huracán Mitch.	127
GRAFICA 30. Vista 3D del cauce para el huracán Mitch.	127
GRAFICA 31. Perfil de flujo para el TR100.....	129
GRAFICA 32. Sección de entrada del puente para el TR100.	130
GRAFICA 33. Vista 3D del cauce para el TR100.....	130
GRAFICA 34. Efecto de la socavación en la infraestructura del puente para el TR50.	131
GRAFICA 35. Efecto de la socavación en la infraestructura del puente para el huracán Mitch.	132
GRAFICA 36. Efecto de la socavación en la infraestructura del puente para el TR100.	133

CAPITULO 1: GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia se ha considerado a los puentes como obras de drenaje mayor, es decir, su diseño comienza desde un enfoque meramente hidráulico y no estructural.

Las experiencias del pasado demuestran las repercusiones socioeconómicas de la región, cuando una infraestructura importante como un puente, sufre colapso estructural por falta de mantenimiento o es seriamente afectada debido a un deslizamiento de un talud, por ausencia de obras de mitigación o diseños inadecuados¹.

El río Bocay forma parte de la red de drenaje de la cuenca N° 45 de Nicaragua la cual tiene una extensión total de 19,284.19 km², esta posee 6 ríos tributarios. De los cuales forma parte el río Bocay que tiene una longitud total 213.22 km, para poder comunicar a los municipios aledaños a este sin poner en riesgo la continuidad del flujo de la corriente de agua fue necesario construir un puente.

En el contenido monográfico se pretende realizar la revisión del estudio del puente “El Ayapal” localizado en la Región Central, departamento de Jinotega, Municipio de San José de Bocay cerca al poblado Ayapal, con el objetivo de implementar una metodología actualizada para el uso de las herramientas informáticas en la elaboración de los estudios hidrológicos e hidráulicos del puente (como lo son: ArcGIS, IDRISI Selva, HEC-HMS, CIVIL 3D y HEC-RAS).

La importancia de este trabajo radica en la elaboración de un estudio Hidrotécnico que presente la implementación adecuada de herramientas informáticas que sirva como referencia al público en general interesado en esta temática.

¹ (Centro de Coordinación para la Prevención de los Desastres Naturales en América Central , 2010)

1.2 ANTECEDENTES

El puente está ubicado en una zona productiva agrícola y ganadera. En el departamento de Jinotega, Municipio de San José de Bocay. Cerca al poblado Ayapal, sobre el Río Bocay con las siguientes coordenadas UTM, Y: 1523553, X: 672983.45.

En julio de 2013 la alcaldía municipal de San José de Bocay contrato los servicios de consultoría de la empresa Estudios y Diseños de Carreteras y Obras S.A (EDICRO S.A.), con el fin de realizar los servicios del proyecto: “Formulación de Puente Ayapal”.

El diseño Hidrotécnico elaborado por esta empresa determino la necesidad de construir una obra de drenaje mayor, ya que en la actualidad no existe alguna, donde se definieron ciertos parámetros, con la elaboración del análisis hidrológico e hidráulico en el cual se destaca la utilización de herramientas informáticas como lo son HEC-HMS, Autodesk Land Desktop 2014 y HEC-RAS, uno de estos parámetros es el espejo de agua, el cual resulto de 90m, siendo la longitud propuesta del puente de 100 m.

De acuerdo a los resultados obtenidos del estudio hidrotécnico elaborado por esta empresa, resaltan los siguientes puntos a analizar:

La delimitación de la cuenca se elabora manualmente con apoya de las cartas topográficas en escala 1:50,000 proporcionadas por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER) y el programa AutoCAD 2014, dando un área de 981.88 km², esta se subdividió en 4 subcuencas con área entre los rango de 138.35 km² – 312.86 km².

El análisis hidrológico se realizó con apoyo del programa HEC-HMS, para el tránsito de los caudales se usó el método Muskingum el cual se ve afectado por la incorrecta subdivisión de la cuenca, ya que no hay una representación adecuada de los tramos donde existe el tránsito de avenidas.

El método empleado para la obtención de las pérdidas, fue el método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS), entre los factores que intervienen en este valor están: el uso de suelos, el tipo de suelos, la pendiente del terreno.

En este estudio se le dio al uso de suelo una clasificación general para toda la cuenca el que fue de: “Bosques” obteniendo así un número de curva general para toda la cuenca entre el rango de 60 – 65.

El hietograma usado fue obtenido por el método de los bloques alternos con la curvas IDF de la estación más cercana al área de influencia de la cuenca que corresponde a la estación hidrometeorológica Muy Muy, en estas asignaron un valor constante para cierto intervalos de tiempo.

El caudal pico que se obtuvo en el análisis hidrológico desarrollado por esta empresa corresponde a un periodo de retorno de 100 años con una magnitud de 2742.2 m³/seg.

El análisis hidráulico se hizo con el programa HEC-RAS, las secciones transversales del cauce se obtuvieron a partir del programa Autodesk Land Desktop 2014 en el cual se eligió como una longitud de expansión 105 m y la longitud de contracción 45 m.

El valor empleado para el coeficiente de rugosidad de manning es obtenido de las tablas que presenta el programa como ayuda para determinar estos valores para ciertos tipos de canales naturales, el valor empleado fue de 0.042 para el lecho del rio y para los taludes 0.036,

El análisis de socavación que se realizó en los estribos y las pilas del puente los diámetros D50 y D95 del material que se usó para dicho análisis, no corresponde a los reflejados por los sondeos que se hicieron en los márgenes derecho e izquierdo así como en el lecho del cauce donde se ubicó el puente.

De los resultados del análisis hidráulico del puente se tiene una altura de la superficie del agua de 10.5 m, mientras que el ancho superficial fue de 99.29 m.

Del análisis de socavación en la infraestructura del puente se obtuvieron los siguientes resultados: la socavación en las pilas fue de 2.95 m y en el estribo derecho de 4.86 m, no se presenta el efecto de socavación por contracción.

1.3 JUSTIFICACIÓN

En muchos casos, los puentes son el componente más vulnerable de una carretera. Estas obras constituyen el eslabón que cumple la función de brindar seguridad a la cadena o servir de elemento frágil por donde se puede romper la misma. Dicho de otra manera, los puentes frecuentemente son los elementos que influyen en que la continuidad del servicio de transporte se efectúe en forma permanente y segura, favoreciendo en general un apropiado funcionamiento de la red vial nacional².

Es de conocimiento público que Nicaragua ha sido afectado por diversos huracanes, algunos de los cuales aún se recuerdan por los severos daños ocasionada al país, como: Alleta (1982), Joan (1988) y el Mitch (1998), por esta razón es imprescindible efectuar un análisis del comportamiento de la estructura ante estos eventos representativos.

Los eventos hidrológicos son relevantes para el riesgo de desastres si: afectan los medios de vida negativamente, impactando en la actividad económica y social de las poblaciones y si tienen consecuencias para la seguridad de las personas.

De aquí la importancia del análisis hidrológico e hidráulico adecuado para el diseño de las obras en la infraestructura. En obras hidráulicas y estructuras de drenaje, el periodo de retorno de las crecidas está relacionado con el nivel de riesgo. Entre mayor es el periodo de retorno, menor es el riesgo.

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

² (Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI), 2008)

El criterio de riesgo es la fijación a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil, lo cual implica que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante el primer año, durante el segundo, y así sucesivamente para cada uno de los años de vida de la obra.

La revisión del estudio hidrotécnico del puente el Ayapal permitirá elaborar una metodología actualizada de la aplicación de las herramientas informáticas a la elaboración de los análisis hidrológicos e hidráulicos del mismo. Ya que con la aplicación inadecuada de estas herramientas se puede poner en peligro la estructura del puente y por lo tanto la seguridad de las personas que circulan en él.

Los resultados obtenidos en el presente trabajo monográfico se compararan con los resultados obtenidos en el estudio hidrotécnico elaborado por la Empresa EDICRO S.A. con el fin de observar las diferencias obtenidas en los resultado aplicando diferentes herramientas informáticas a la elaboración del estudio hidrotécnico del puente Ayapal.

Además de evaluar y analizar el riesgo de que ocurra un evento de gran magnitud que ponga en peligro a la estructura del puente durante la vida útil de este, a fin de brindar herramientas para su gestión dirigidas hacia la conservación y funcionalidad de este tipo de obra.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

- ✓ Revisar el estudio hidrotécnico del puente el Ayapal, para la evaluación de su funcionamiento ante un evento extraordinario (tormenta de diseño), mediante la aplicación de herramientas informáticas.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✓ Elaborar una metodología actualizada de la implementación de las herramientas informáticas en el análisis hidrológico e hidráulico de un puente.
- ✓ Calcular los parámetros morfológicos de la cuenca del río Bocay, mediante la utilización del software ArcGIS 9.3 e IDRISI SELVA 17.02.
- ✓ Revisar el análisis hidrológico de la cuenca del río Bocay, respecto a su punto de cierre en el puente el Ayapal, para la determinación de caudales máximos de salida en la obra de cruce para los periodos de retorno de 25, 50 y 100 años, además de los huracanes Joan y Mitch, utilizando el software HEC-HMS 4.2.1.
- ✓ Revisar el análisis hidráulico del puente propuesto, para la verificación de su funcionamiento ante distintos eventos, utilizando el software Civil 3D y HEC-RAS 5.03.

CAPITULO 2: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

2.1 Localización

2.1.1 Macro Localización

El Proyecto se sitúa en el departamento de Jinotega, Municipio de San José de Bocay. Cerca al poblado Ayapal, sobre el Río Bocay.

FIGURA 1. Macro Localización del área de estudio.

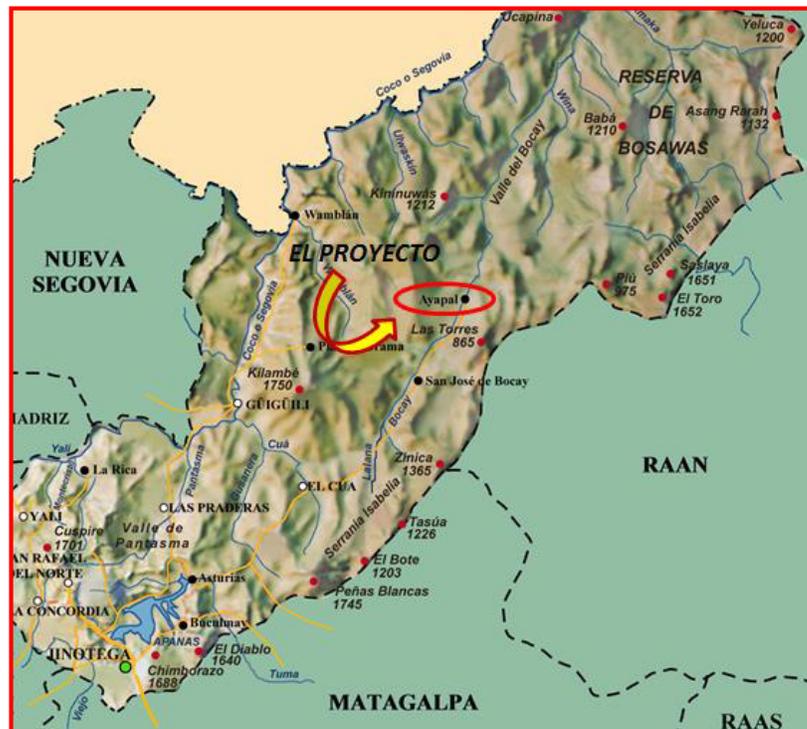


Fuente: EDICRO, figura 1, p. 1.

2.1.2 Micro Localización

El proyecto se encuentra ubicado sobre la ruta Jinotega - El Cúa - San José de Bocay - Ayapal a 300 km de la capital Managua y 40km de la cabecera municipal de San José de Bocay, con las siguientes coordenadas UTM Y: 1523553, X: 672983.45.

FIGURA 2. Micro localización del área de estudio



Fuente: EDICRO, figura 2, p. 1.

2.2 Clima

El Clima del Municipio de San José de Bocay es de Temperatura que oscilan entre los 24° y 25° Centígrados, con grandes precipitaciones anuales que le dan características de una zona de sábana tropical de 1600 a 2000 mm, la estación en el periodo de invierno dura aproximadamente unos ocho meses y el resto es estación seca.

2.3 Relieve

Presenta un relieve montañoso, accidentado en lo que predominan cordilleras, colinas y terrenos montañosos quebrados que van desde moderados hasta muy escarpados con pendientes que varían entre 15 y 75%.

2.4 Geología

En San José de Bocay, la geología estructural del área es sumamente compleja y en ella predominan las formaciones del terciario compuestas por rocas sedimentarias, volcánicas, intrusivas y metamórficas. Las más representativas son las formaciones Yojoa, Todos Santos y el Grupo Matagalpa.

La extensa formación de rocas ígneas extrusivas (Andesitas y traguesitas), marcan el relieve de los cerros más elevados de la Cordillera Isabelia (El toro, Saslaya, Asan Rarah, etc.) y cubren en forma de sedimentos grandes extensiones de la llanura atlántica formando suelos altamente meteorizados (regolitos).

Sedimentos marinos de calizas del cretáceo medio, aparecen cortados por los cursos de los ríos Bocay, Coco y Amaka, aflorando la roca por encima del agua. Esta misma formación aparece en forma de dos cadenas paralelas de cerros calizos de 20 Km. de largo y con menos de 1,000 metros de altura, en el curso medio del río Bocay, dando origen a cuencas de gran tamaño. Los sedimentos continentales del Jurásico Superior – Cretácico Inferior son más escasos sus afloramientos, así como lo de algunas rocas ígneas, forman característicos saltos en el curso de los ríos Coco y Bocay.

CAPITULO 3: MARCO TEÓRICO

3.1 Parámetros morfológicos³

Las características físicas de una cuenca tienen una gran influencia en la respuesta hidrológica de la misma, así mismo el carácter hidrológico de una cuenca contribuye considerablemente a formar sus características físicas.

De este modo se puede suponer que esta interrelación debería suministrar la base para determinar mecanismos cuantitativos con el fin de predecir la respuesta hidrológica a partir de aquellos parámetros físicos que son fáciles de medir.

3.1.1 Parámetros físicos de la cuenca

3.1.1.1 Área y perímetro de la cuenca

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

3.1.1.2 Longitud de la corriente principal

Esta corresponde a la suma total de los “n” tramos del cauce principal considerado, su medida se obtiene directamente de los levantamientos planimétricos.

3.1.2 Parámetros según su forma

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

3.1.2.1 Índice de graveluis o coeficiente de compacidad (Kc)

Es la relación del perímetro de la cuenca y la longitud de la circunferencia de un círculo de área igual al de la cuenca.

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

Dónde:

P: perímetro de la cuenca (Km)

A: área de la cuenca (km²)

3.1.2.2 Coeficiente de forma (Kf)

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

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

Donde:

A: área de la cuenca (km²)

L: longitud axial de la cuenca (km)

3.1.2.3 Coeficiente de Masividad (K_m)

Este coeficiente representa la relación entre la elevación media de la cuenca y la superficie de la cuenca

$$K_M = \frac{\text{Altura media de la cuenca (m)}}{\text{área de la cuenca (km}^2\text{)}}$$

3.1.3 Parámetros según su relieve

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

³ (Sáenz, 1995)

3.1.3.1 Pendiente de la cuenca

Es la característica que interviene considerablemente en la velocidad con que se da la escorrentía superficial, y a consecuencia de esto afecta el tiempo que lleva el agua de la lluvia para concentrarse por los lechos fluviales que constituyen la red de drenaje de las cuencas.

3.1.3.2 Curva hipsométrica

Es la representación gráfica del relieve de una cuenca. Representa el estudio de la variación de elevación de varios terrenos de la cuenca con referencia al nivel medio del mar. Esta variación de elevaciones puede ser representada por medio de un gráfico que señale el porcentaje de área de drenaje que existe por encima o por debajo de varias elevaciones⁴.

La curva hipsométrica relaciona el valor de la cota en las ordenadas, con el porcentaje de área acumulada en las abscisas. La curva hipsométrica representa, entonces, el porcentaje de área acumulada igualada o excedida por una cota determinada.

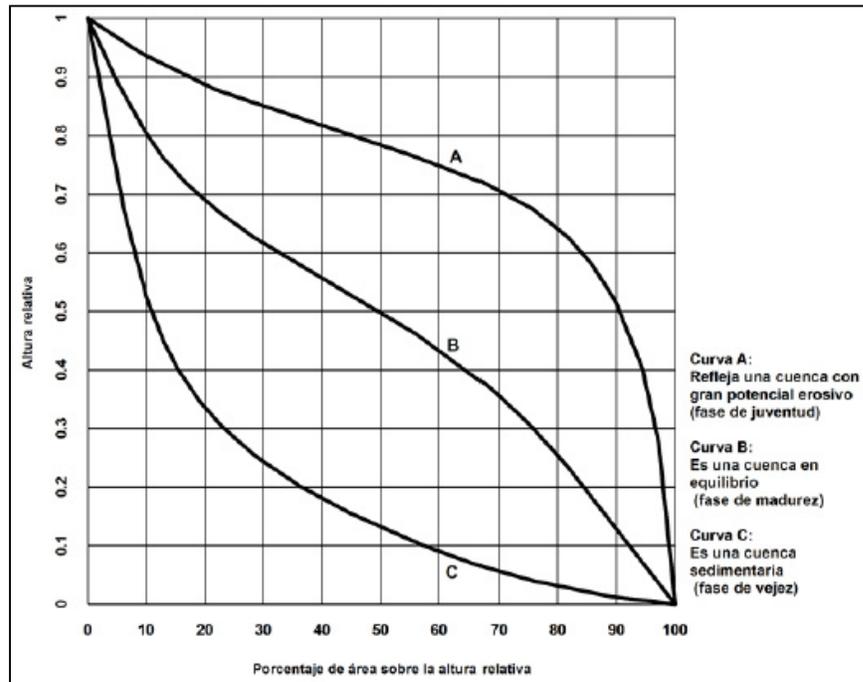
La moda de una curva hipsométrica es el valor más frecuente (mayor área) del intervalo de clases de cota que se encuentran en una cuenca hidrográfica.

De la curva hipsométrica se puede extraer una relación importante entre el área sobre la curva hipsométrica y el área por debajo de la curva hipsométrica.

De acuerdo a Strahler esta relación es un indicador del equilibrio dinámico de la cuenca. Así, cuando el valor de R_h es aproximado a 1 se tiene una cuenca con equilibrio morfológico. Para valores diferentes, la interpretación que puede realizarse se muestra en la gráfica 1

⁴ (Sáenz, 1995)

GRAFICA 1. Curvas hipsométricas características de una Cuenca, según Strahler.



Fuente: Manual de consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas para la infraestructura vial en Centroamérica, 2016, figura 4.1, p. 52.

3.1.3.3 Elevación promedio de la cuenca⁵

Se debe tener en cuenta que la altitud y elevación de una cuenca son importantes debido a la influencia que ejercen sobre la precipitación, pérdida de agua debido a la evaporación y a la transpiración lo que afecta en la disminución del caudal medio.

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^N (\Delta H * A_i)}{A}$$

Dónde:

A_i : Área entre dos curvas de nivel consecutivas

A: área total de la cuenca

ΔH : Altura media entre cada dos curvas de nivel consecutivas

⁵ (Sáenz, 1995)

3.1.3.4 Pendiente del cauce principal

Uno de los indicadores más importante del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal, debido a que esta influye sobre la velocidad de escurrimiento de las corrientes de agua. Dado que está pendiente varia a lo largo del cauce es necesario definir una pendiente media para ello existen varios métodos.

Uno de los métodos más usado es la pendiente media que es igual al desnivel entre los extremos de la corriente dividido por la longitud de esos puntos en la proyección horizontal.

3.1.4 Parámetros según su drenaje

3.1.4.1 Orden de la corriente

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

Corrientes de primer orden: son pequeños canales que no tienen tributarios

Corrientes de segundo orden: cuando dos corrientes de primer orden se unen

Corrientes de tercer orden: cuando dos corrientes de segundo orden se unen

Corrientes de orden n+1: cuando dos corrientes de orden n se unen

3.1.4.2 Densidad de drenaje

Es otro indicador del grado de bifurcación de la cuenca se define como la relación total entre los cursos de agua de la cuenca y su área total.

$$D_d = \frac{L}{A}$$

Dónde:

L: Longitud total de las corrientes de agua, en KM

A: Área total de la cuenca en Km²

Una densidad alta refleja una cuenca muy bien drenada que debería responder relativamente rápido al influjo de la precipitación; una cuenca con baja densidad refleja un área pobremente drenada con respuesta hidrológica muy lenta.

Usualmente toma valores de 0.5 km/km² para cuencas con drenaje pobre hasta 3.5 km/km² para cuencas excepcionalmente bien drenadas.

En sitios donde los materiales del suelo son resistentes a la erosión o muy permeables y donde el relieve es bajo acontecen densidades de drenaje bajas. Mientras que los valores altos de densidad de drenaje reflejan generalmente área con suelos fácilmente erosionable o relativamente impermeables, con pendientes fuertes y escasa cobertura vegetal.

3.1.4.3 Sinuosidad de la corriente

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

$$s = \frac{L}{l_t}$$

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

3.1.5 Otros parámetros

3.1.5.1 Tiempo de concentración

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

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

$$T_c = 0.0041 * \left(\frac{3.28 * L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

Dónde:

L: longitud del camino más largo del flujo

S: la pendiente (m/m)

T_c: el tiempo de concentración

3.2 Análisis hidrológico.

El análisis hidrológico permite estimar los caudales de diseño, de las obras que constituyen el sistema de drenaje de una carretera, partiendo el análisis de la información hidrológica y meteorológica disponible del área de estudio.

3.2.1 Precipitación⁶

La precipitación incluye la lluvia y otros procesos mediante el cual el agua cae a la superficie terrestre, la formación de esta requiere la elevación de una masa de agua a la atmosfera de tal manera que se enfríe y parte de su humedad se condense.

Uno de los primeros pasos que debe realizarse en el estudio hidrológico es la determinación de los eventos de lluvia que deben usarse, la forma más común es utilizar una tormenta de diseño o un evento que involucre la intensidad de lluvia (profundidad), la duración y la frecuencia o período de retorno apropiado para el sitio y la obra.

3.2.2 Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)

Las curvas IDF son una herramienta gráfica que representa la relación entre los tres parámetros de la lluvia de interés en el diseño de obras de drenaje: la tasa a la que cae sobre el terreno, conocida como intensidad, el tiempo transcurrido para una intensidad dada, conocido como duración y el probable número de años que transcurrirían antes de que una combinación de intensidad y duración dada se repita, conocido como frecuencia.

⁶ (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

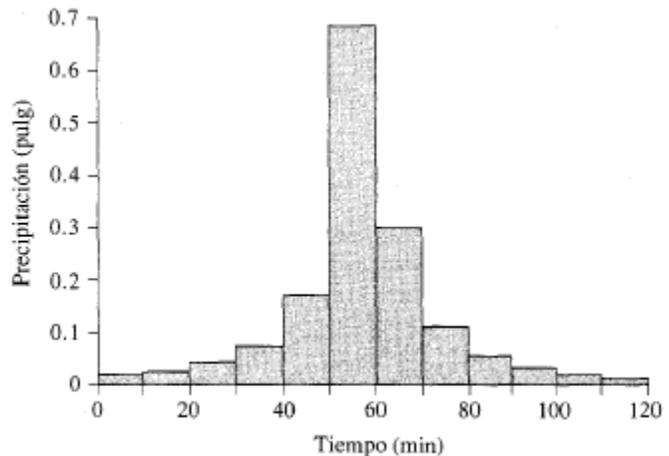
3.2.3 Hietograma de diseño con el método de bloques alternos

Un hietograma es un gráfico que representa la variación de la precipitación en función del tiempo.

El método de bloques es un método simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva de (IDF).

El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación en n intervalos de tiempos sucesivos de duración Δt sobre una duración total $T_d = n\Delta t$.

GRAFICA 2. Hietograma de Diseño.



Fuente: Chow, Maidment, (&) Mays, 1994, figura 14.4.1, p. 479.

3.2.4 Información de las características del suelo

3.2.4.1 Método del Servicio de Conservación del suelo (SCS) para la Abstracción

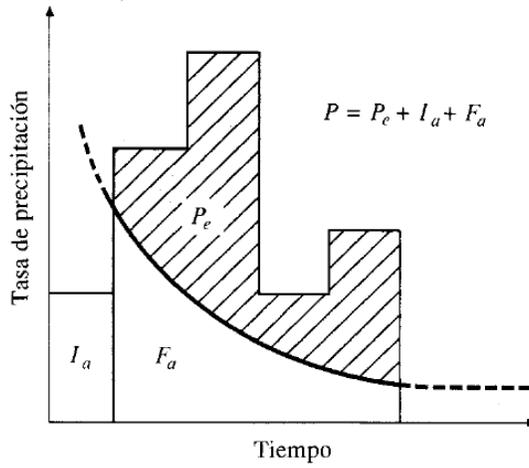
Las abstracciones o pérdidas es la diferencia que existe entre la profundidad de precipitación que se observa y la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa. Estas pérdidas se refieren fundamentalmente al agua absorbida por infiltración⁷.

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

⁷ (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

GRAFICA 3. Variables en el método de abstracciones.

AGUA SUPERFICIAL



Estas variables son:

I_a : abstracción inicial, P_e : exceso de precipitación, f_a : abstracción continuada, P : precipitación total.

Fuente: Chow, Maidment, (&) Mays, 1994, figura 5.5.1, p. 151.

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

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

Del principio de continuidad

$$P = F_a + P_e + I_a$$

Resolviendo las ecuaciones anteriores para P, se encuentra:

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

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

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

$$I_a = 0.2S$$

De esto se obtiene

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

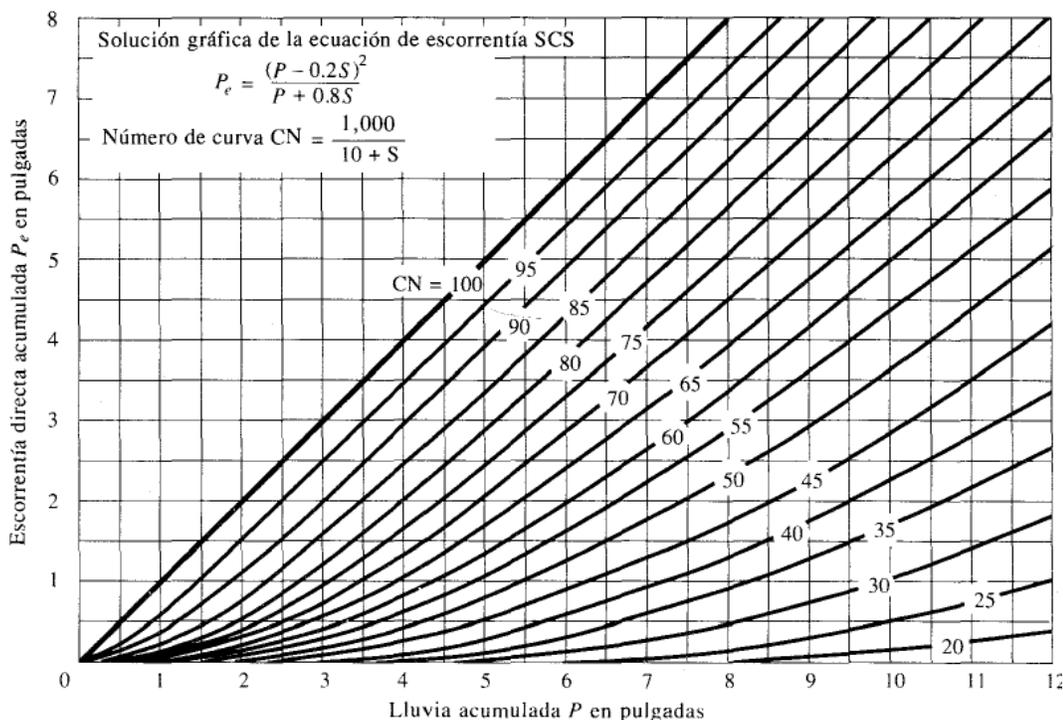
3.2.4.2 Número de Curva (CN)

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

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

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

GRAFICA 4. Solución de la Ecuación de escorrentía del SCS.



Fuente: Chow, Maidment, (&) Mays, 1994, figura 5.5.2, p. 152.

El número de curva y S se relacionan por

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

Donde S se encuentra en pulgadas, los números de curva que se muestran en la grafica 4, se aplican para condiciones antecedentes de humedad (AMC, pos sus siglas en inglés) normales (AMC II), para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por:

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

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

TABLA 1. Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS.

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

Fuente: Chow, Maidment, (&) Mays, 1994, tabla 5.5.1, p. 153.

En la tabla 1 se muestra el rango para las condiciones antecedentes de humedad para cada clase.

Los números de curvan han sido tabulados por el servicio de conservación de suelos con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra se definen cuatro grupos de suelos:

- Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
- Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.
- Grupo C: Margas arcillosos, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcillas.
- Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Los valores de CN para varios tipos de uso de tierra en estos tipos de suelos se dan en la tabla 2. Para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de tierra, se pueden calcular un CN compuesto.

TABLA 2. Números de Curva según el Uso de la tierra.

Números de curva de escorrentía para uso selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a=0.2S$)							
Descripción del uso de la tierra		A	B	C	D		
Tierra cultivada¹	Sin tratamientos de conservación	72	81	88	91		
	Con tratamientos de conservación	62	71	78	81		
Pastizales	Condiciones pobres	68	79	86	89		
	Condiciones optimas	39	61	74	80		
Vegas de ríos	Condiciones optimas	30	58	71	78		
Bosques	Troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas,	45	66	77	83		
	cubierta buena ² .	25	55	70	77		
Áreas abiertas, Césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.		39	61	74	80		
	óptimas condiciones, cubierta de pasto en el 75% o más condiciones aceptables, cubierta de pasto en el 50 al 75 %	49	69	79	84		
Áreas comerciales de negocios (85 % impermeables)		89	92	94	95		
Districtos industriales (72 % impermeables)		81	88	91	93		
Residencial³	Tamaño promedio del lote	Porcentaje promedio impermeable ⁴					
		1/8 acre o menos	65	77	85	90	92
		1/4 acre	38	61	75	83	87
		1/3 acre	30	57	72	81	86
		1/2 acre	25	54	70	80	85
		1 acre	20	51	68	79	84
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc.		98	98	98	98		
Calles y carreteras	Pavimentadas con cunetas y alcantarillado ⁵	98	98	98	98		
	Grava	76	85	89	91		
	Tierra	72	82	87	89		

Fuente: Chow, Maidment, (&) Mays, 1994, tabla 5.5.2, p. 154.

1. Para una descripción más detallada de los números de curva para uso agrícola de la tierra, remitirse a Soil Conservation Service, 1972, Cap. 9.
2. Una buena cubierta esta del protegida, y los desechos del retiro de la cubierta del suelo.
3. los números de curva se calculan suponiendo que la escorrentía desde las casas y los accesos se dirigen hacia la calle, con un mínimo del agua del techo dirigida hacia el césped donde puede ocurrir infiltración adicional.
4. las áreas permeables restantes (césped) se consideran como pastizales en buena condición para estos números de curva.
5. En algunos países con climas cálidos se puede utilizar 95 como numero de curva.

3.2.5 Hidrograma unitario del SCS

El SCS propuso un parámetro el modelo del hidrograma unitario (UH) el modelo se basa en los promedios de hidrogramas unitarios derivados de precipitaciones pluviales y escorrentía observado en numerosas cuencas agrícolas de todo el territorio de los Estados Unidos.

El hidrograma adimensional SCS es un hidrograma unitario sintético en el cual se expresa por la relación del caudal q con respecto al caudal pico Q_p y el tiempo por relación del tiempo t con respecto de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario T_p . Dado el caudal pico y el tiempo de retardo para la duración de exceso de precipitación, el hidrograma unitario se puede estimar a partir del hidrograma sintético adimensional para la cuenca dada⁸.

En base a la experiencia obtenida a través de la revisión de una gran cantidad de hidrogramas unitarios el SCS sugiere que el tiempo de recesión puede aproximarse como $1.67 T_p$. Puesto que el área bajo el hidrograma unitario debería ser igual a una escorrentía directa de 1 cm , se puede demostrar que

$$q_p = \frac{CA}{T_p}$$

Dónde:

C: es una constante de conversión (2.08 en el sistema internacional SI)

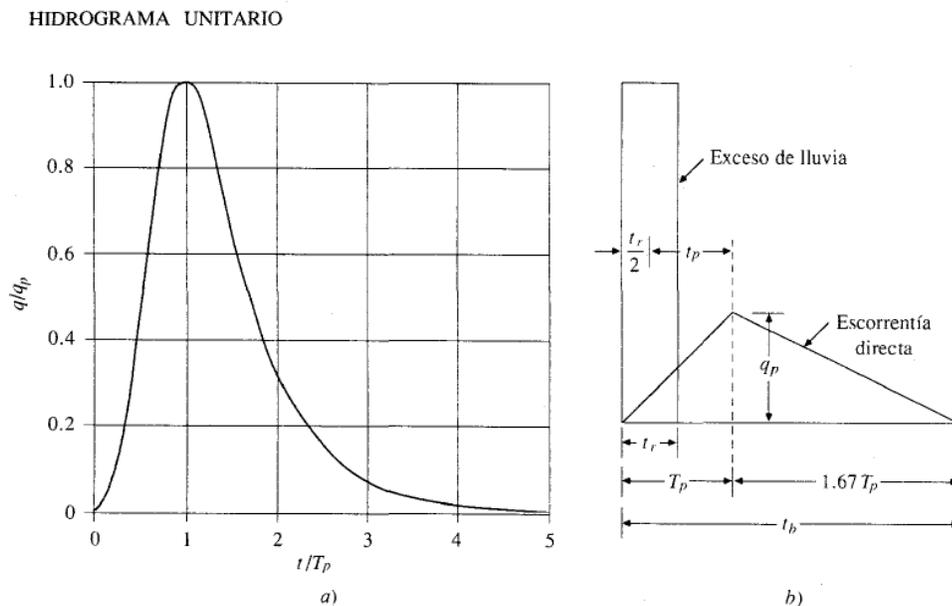
⁸ (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

A: es el área de drenaje en kilómetros cuadrados.

Adicionalmente de muchos estudios realizados en cuencas rurales grandes y pequeñas indica que el tiempo de retardo $t_p = 0.6T_c$, donde T_c es el tiempo de concentración de la cuenca. Como se muestra en la gráfica 5 b), el tiempo de ocurrencia del pico T_p , puede expresarse en términos del tiempo de retardo t_p y de la duración de la lluvia t_r

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p$$

GRAFICA 5. Hidrogramas unitarios sintéticos del SCS. a) Hidrograma adimensional y b) hidrograma unitario triangular.



Fuente: Chow, Maidment, (&) Mays, 1994, figura 7.7.4, p. 237.

El hidrograma adimensional de la gráfica 5 puede convertirse a las dimensiones requeridas multiplicando los valores del eje horizontal por T_p y los del eje vertical por q_p , alternativamente el hidrograma unitario triangular puede graficarse con $t_b = 2.67T_p$, esto verifica la profundidad de escorrentía directa es igual a 1 cm.

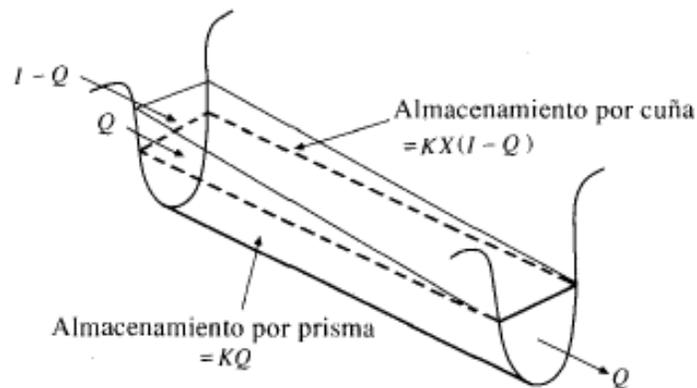
3.2.6 Método del tránsito de avenida

El tránsito de avenidas es la técnica hidrológica utilizada para calcular el efecto de almacenamiento de un canal sobre la forma y movimiento de una onda de avenida⁹.

Dado el caudal en un punto agua arriba el proceso de tránsito puede utilizarse para calcular el caudal en un punto agua abajo. El almacenamiento hidráulico no sólo ocurre dentro de un canal o un embalse si no en el movimiento mismo del agua sobre la superficie del terreno. El almacenamiento es pues efectivo durante la propia formación de una onda de avenida y los métodos de tránsito pueden aplicarse para calcular el hidrograma que resultara de un patrón específico de lluvia de exceso¹⁰.

El método Muskingum es un método de tránsito hidrológico que se usa comúnmente para manejar relaciones caudal-almacenamiento variables. Este modelo de almacenamiento volumétrico de creciente en un canal de un río mediante la combinación de almacenamiento de cuña y prisma (ver figura 3). Durante el avance de la onda de creciente, el caudal de entrada es mayor que el caudal de salida, siendo un almacenamiento de cuña¹¹.

FIGURA 3. Almacenamiento por prisma y por cuña en un tramo de un canal.



Fuente: Chow, Maidment, (& Mays, 1994, figura 8.4.1, p. 264.

^{9,10} (Linsley, Kohler, & Paulus, 1981); ¹¹ (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

La aplicación del método de tránsito de avenidas en la variante de Muskingum (modelo de almacenamiento) se realiza de la siguiente forma:

Para el cálculo de los hidrogramas de salida se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$O_i = C_0 I_i + C_1 I_{i-1} + C_2 O_{i-1}$$

Dónde:

I_{i-1}, O_{i-1} : Caudales de entrada y salida al final del Δ tiempo anterior

I_i, O_i : Caudales de entrada y salida tras este Δ tiempo

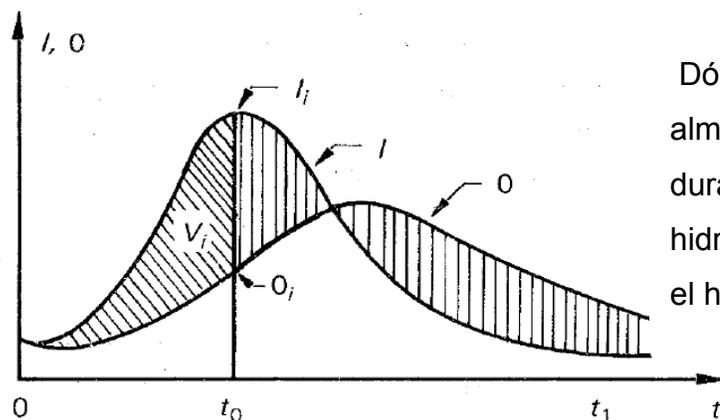
Los coeficientes C se calculan de la siguiente manera:

$$C_0 = \frac{-KX + 0.5\Delta t}{K - KX + 0.5\Delta t}; C_1 = \frac{KX + 0.5\Delta t}{K - KX + 0.5\Delta t}; C_2 = \frac{K - KX - 0.5\Delta t}{K - KX + 0.5\Delta t}$$

X: parámetro que depende del almacenamiento en cuña, que se encuentra entre los rango de $0 \leq x \leq 0.5$, para la mayoría de los ríos un valor medio de este sería de 0.2

K: tiempo de retardo de la onda de avenida.

GRAFICA 6. Esquema del modelo del tránsito de avenidas.



Dónde: V_i es el Volumen almacenado en un tramo durante un tiempo t_0 , I es el hidrograma de entrada y O es el hidrograma de salida.

Fuente: Aparicio Mijares, 1992, figura 5.14, p. 106.

3.2.6.1 Parámetros del tránsito¹²

La forma que presenta el hidrograma de una cuenca depende del tiempo de propagación a través de la cuenca, así como de su forma y sus características de almacenamiento. Cuando la escorrentía se considera como flujo de entrada y el hidrograma como flujo de salida.

El método se aplica con el fin de trasladar el flujo de salida generado en el punto de salida (punto de control de una subcuenca), hacia el punto de salida de la próxima subcuenca sobre el mismo cauce principal de la cuenca.

3.2.6.1.1 Velocidad de tránsito (VT)

La velocidad de tránsito es la velocidad de flujo en la primera subcuenca se calcula con las formula de la velocidad.

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

Dónde:

V: velocidad del flujo

L: Longitud total del cauce en la Subcuenca.

Tc: tiempo de concentración en la cuenca.

Cuando más de una subcuenca converge en el punto inicial del tránsito entonces será el promedio aritmético de las velocidades del flujo en cada subcuenca.

$$Vt = \frac{1}{n(V1 + v2 + \dots + Vn)}$$

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

En el segundo tránsito y los posteriores será el promedio aritmético considerando la velocidad del flujo en cada subcuenca que convergen en el punto donde inicia

el tránsito incluida la velocidad de los tránsitos inmediatos anterior realizados hasta cierto punto.

$$Vt = \frac{1}{x(V1 + v2 + \dots + Vt)}$$

X: Representa la cantidad de datos a sumar.

3.2.6.1.2 Longitud del tránsito (Lt)

Es la distancia entre dos puntos de control consecutivos, que están medidos desde el cauce principal de la cuenca en estudio

3.2.6.1.3 Tiempo de retardo (K)

Es el desfase del tiempo pico del hidrograma a transitar y el tiempo pico del hidrograma transitado

$$K = \frac{Lt}{Vt}$$

K: Tiempo de Retardo

Lt: Longitud del tramo del cauce principal a través del cual se hará el tránsito.

Vt: Velocidades del tránsito a realizar.

3.2.6.1.4 Tiempo del hidrograma a transitar (T)

El tiempo del hidrograma es el primer instante será la mitad del tiempo pico del hidrograma a transitar. Es necesario que el coeficiente de rugosidad de la ecuación del tránsito sea positivo, en el caso contrario se procederá a dividir el tiempo pico por 3,4.....n veces hasta obtener el coeficiente positivo.

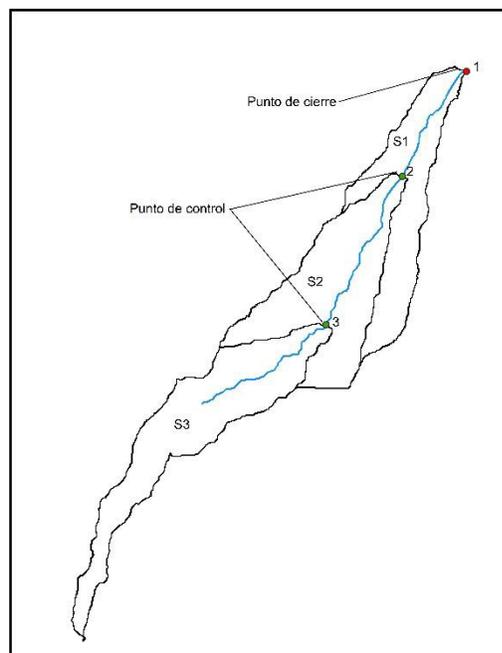
En el caso que le coeficiente no cambie de signo, esto significara que habrá perdidas en el caudal del tránsito, lo que lo que ocurre si el tiempo de retardo (k) es mucho menor que el tiempo pico del hidrograma a transitar, es decir: $K < t$ pico.

¹² (Lanza Mejía, 2015)

3.2.6.2 Secuencia lógica en la aplicación del método del tránsito de avenida¹³

El procedimiento se realiza de aguas arriba hacia aguas abajo del primer punto de control y utilizando el hidrograma en este punto, ver figura 4. Si dos o más subcuencas convergen en dicho punto, se hará una suma de hidrograma y el hidrograma resultante se transita hacia el segundo punto de control. Si dos o más subcuencas son convergentes al punto de control, se deberá hacer una suma de hidrogramas de dichas subcuencas obteniéndose un hidrograma resultante, el cual se deberá transitar hacia el segundo punto de control. Observando la figura 4, se puede determinar la siguiente secuencia lógica del tránsito.

FIGURA 4. Modelación de la secuencia lógica del tránsito de avenida en cauce.



Fuente: Elaboración propia.

Paso 1: tránsito de hidrograma de la subcuenca S_3 se transita desde el punto de control 3 al punto de control 2

Una vez calculado los parámetros de tránsito y los coeficientes de rugosidad del cauce, se procede a realizar el tránsito del Hidrograma por medio de la ecuación del tránsito. El tránsito se concluye cuando el caudal de salida (O_2) alcanza el valor cero en un tiempo total acumulado que resulta de sumar consecutivamente el

intervalo de tiempo (t) del Hidrograma a transitar. Después se obtiene un gráfico del hidrograma transitado.

Paso 2: suma de hidrograma transitado desde el punto de control 3 al punto de control 2 con el hidrograma de aportación de la subcuenca S_2 al cauce

El hidrograma transitado desde el punto de control 3 al punto de control 2, de la subcuenca S_3 , se suma con el hidrograma de la S_2 que aporta caudal en el tramo de tránsito, o sea desde el punto de control 3 al punto de control 2. La suma se logra, sumando caudales que lleguen al mismo tiempo hacia el punto de control. El tiempo se ordena de menor a mayor de los hidrogramas a sumar, habrá tiempo que no le corresponda caudales, por lo tanto, habrá que interpolarlo para obtenerlos y así sumarlos.

Paso 3: el hidrograma resultante de la suma se transita

El hidrograma suma obtenido se transita con los parámetros de tránsito y los coeficientes de rugosidad del tramo de tránsito, o sea desde el punto de control 2 hacia el punto de control 1 (punto de cierre la cuenca). Obteniéndose un hidrograma transitado en ese tramo.

Paso 4: suma de hidrograma transitado desde el punto de control 2 al punto de control 1 con el hidrograma de aportación de la subcuenca S_3 al cauce.

El hidrograma transitado desde el punto de control 2 al punto de control 1, se suma con el hidrograma de la S_1 que aporta caudal en el tramo de tránsito, o sea desde el punto de control 2 al punto de control 1. La suma se logra, sumando caudales que lleguen al mismo tiempo hacia el punto de control. El tiempo se ordena de menor a mayor de los hidrogramas a sumar, habrá tiempo que no le corresponda caudales, por lo tanto, habrá que interpolarlo para obtenerlos y así sumarlos. De esta forma se obtiene un hidrograma resultante total en el punto de cierre de la cuenca, para condiciones de diseño de una obra hidráulica como puente o alcantarilla se selecciona el caudal máximo obtenido el este hidrograma suma correspondiente a un periodo de retorno seleccionado.

¹³ (Lanza Mejía, 2015)

3.3 Análisis hidráulico

El drenaje transversal de la carretera tiene como objetivo evacuar adecuadamente el agua superficial que intercepta su infraestructura, la cual circula por cauces naturales o artificiales, en forma permanente o transitoria, a fin de garantizar su estabilidad y permanencia.

El objetivo principal en el diseño hidráulico de una obra de drenaje transversal es determinar la sección hidráulica más adecuada que permita el paso libre del flujo líquido y flujo sólido que eventualmente transportan los cursos naturales y conducirlos adecuadamente, sin causar daño a la carretera y a la propiedad adyacente.

Para poder desarrollar el estudio hidráulico del puente se necesita tener información básica como lo es: el levantamiento topográfico del río. Este abarcará (las secciones transversales, así como la ubicación donde estará localizado el puente), el muestreo y caracterización del suelo (con el objetivo de determinar el coeficiente de rugosidad del cauce, así como los diámetros representativos de las partículas D_{50} Y D_{95} de donde se ubicara el puente, para la determinación de la socavación producida en la subestructura del puente) y la avenida de diseño (caudal máximo) para el cual se diseñara la obra de cruce.

.A continuación se procederá a describir las consideraciones generales para el desarrollo de los estudios de hidráulica fluvial de un puente sobre cauces naturales. Así mismo se describe en forma general las técnicas más apropiadas para el diseño hidráulico y la información básica para la obtención de los parámetros hidráulicos.

3.3.1 Modelación hidráulica en HEC-RAS¹⁴

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

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

3.3.2 Consideraciones para el diseño

3.3.2.1 Topografía

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

Entonces, se recomienda que el levantamiento topográfico debe incluir la estructura existente, niveles de agua actuales, marcas de agua en la estructura existente, toma del perfil longitudinal del curso natural, secciones transversales del curso natural espaciados no mayor a 0.5 veces el ancho del cauce principal del curso natural y otros aspectos y/o singularidades de relevancia para el estudio hidráulico, teniendo en cuenta además la forma irregular que generalmente presentan las secciones transversales de los cauces naturales, el levantamiento topográfico deberá representar la zona en estudio adecuadamente de tal manera que permita identificar puntos altos, bajos e irregularidades del lecho como islotes, zonas de depresión asociadas a socavación, etc.¹⁵

¹⁴ (US Army of Engineering Corps, 2016); ¹⁵(Ministerio de Transporte Y Comunicaciones)

3.3.2.2 Muestreo y características del lecho¹⁶

El objetivo del muestreo y caracterización del material del lecho es la determinación del tamaño representativo que englobe todo el espectro de tamaños presentes en él.

El muestreo del material de cauce deberá ser representativo, para determinar su gravedad específica y análisis granulométrico. Las muestras del material del cauce deben ser tomadas al menos en cuatro puntos, dos en el eje del puente, y a 0.5B y B metros aguas arriba, donde B es el ancho promedio del río.

El tamaño utilizado para el cálculo de la socavación en cauces naturales, usualmente es el D50 de toda la distribución granulométrica, comúnmente considerado como el diámetro representativo de toda la distribución.

3.3.2.3 Coeficiente y rugosidad del cauce general

Para determinar el coeficiente de Manning se requiere de la experiencia de un especialista que tome en consideración todos los factores que afectan a este coeficiente, como lo son: la rugosidad superficial, la vegetación, irregularidades en el canal, alineamiento del canal, entre otros. Es por ello que debe apoyarse en antecedentes de casos similares, así como de tablas y publicaciones técnicas disponibles.

A partir del reconocimiento de varios factores primordiales que afectan al coeficiente de rugosidad Cowan establece un método, según el cual el cálculo del coeficiente de rugosidad, puede estimarse mediante la siguiente relación:

$$n = m_5 (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)$$

n_0 : Rugosidad base para un canal recto, uniforme, prismático y con Rugosidad homogénea.

n_1 : Rugosidad adicional debida a irregularidades superficiales del Perímetro mojado a lo largo del tramo en estudio.

¹⁶ (Ministerio de Transporte Y Comunicaciones)

n₂: Rugosidad adicional equivalente debida a variación de forma y de dimensiones de las secciones a lo largo del tramo en estudio.

n₃: Rugosidad equivalente debida a obstrucciones existentes en el cauce.

n₄: Rugosidad adicional equivalente debida a la presencia de vegetación.

m₅: Factor de corrección para incorporar efecto de sinuosidad del cauce o presencia de meandros.

3.3.3 Parámetros hidráulicos del diseño de un puente

3.3.3.1 Perfil del flujo

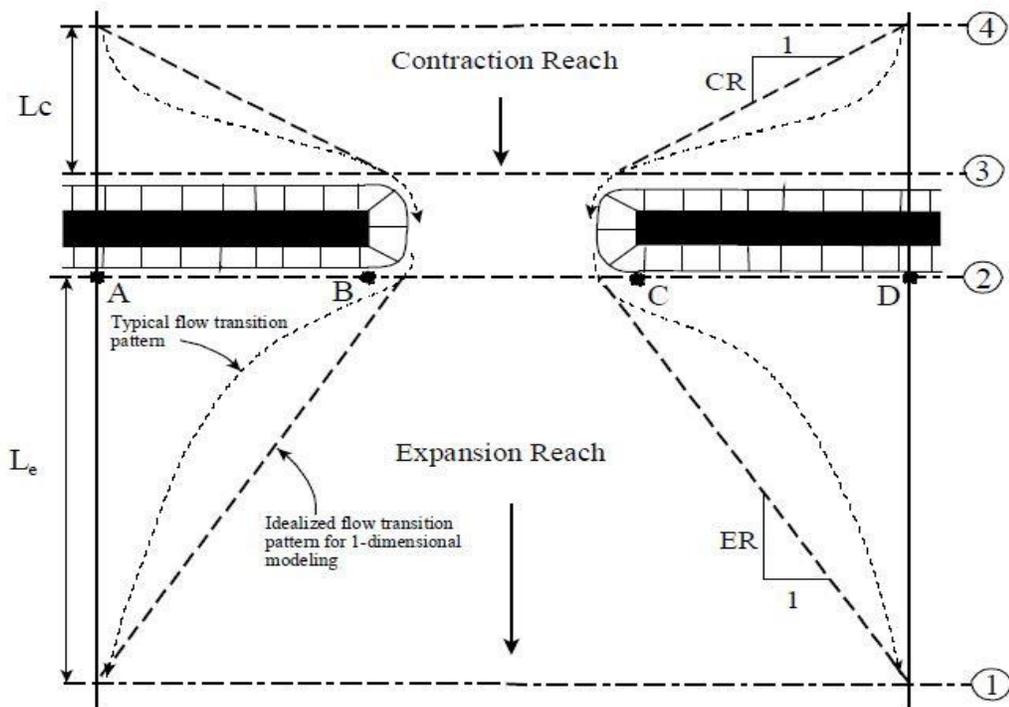
El perfil de flujo permitirá obtener el nivel alcanzado por el agua para el caudal de diseño. El cálculo del perfil de flujo deberá incluir la presencia del puente proyectado, debido a que cuando el flujo interactúa con la estructura, se produce una sobreelevación del nivel de agua a la entrada del puente y una depresión del nivel de agua en la salida, este comportamiento es normal ya que el agua debe ganar energía potencial a fin de que pueda atravesar por la sección contraída. Una vez conocido los niveles de agua, el especialista puede establecer la altura mínima que ofrecerá el puente.¹⁷

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

La rutina de cálculo del puente de HEC-RAS utiliza cuatro secciones transversales definidas por el usuario en los cálculos de las pérdidas de energía debidas a la estructura. Una vista en planta del diseño básico de la sección transversal se muestra en la figura 5.

¹⁷ (Ministerio de Transporte Y Comunicaciones)

FIGURA 5. Ubicaciones de las secciones transversales en un puente.



Fuente: US Army of Engineering Corps, 2016, figura 5-1, p. 5-3

Sección Transversal 1: está se encuentra localizada suficientemente aguas debajo de la estructura, de tal manera que el flujo no es afectado por la estructura es decir donde el flujo está completamente expandido. Esta distancia (la longitud de expansión del río, L_e) de expansión variara dependiendo de la forma de contracción, sobre el grado de contracción, sobre la magnitud del flujo y la velocidad del flujo.

Sección Transversal 2: se encuentra localizada a una distancia corta aguas abajo del puente (Comúnmente situado en el extremo inferior del talud de la carretera). Esta sección transversal debe representar el suelo natural (canal principal y llanura aluvial) justo aguas abajo del puente.

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

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

Sección Transversal 3: debería ser localizada a una distancia corta aguas arriba del puente (Comúnmente situado en el extremo inferior del talud de la carretera). La distancia entre la sección 3 y el puente refleja la distancia requerida para la aceleración abrupta y contracción del flujo que ocurre en el área inmediata de apertura.

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

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

3.3.3.2 Flujo bajo

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

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

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

Para perfiles subcríticos, la ecuación de momento o la ecuación de energía pueden ser utilizadas para calcular la superficie del agua, aguas arriba (sección 3, figura 5) encima de la profundidad crítica y la superficie de agua, aguas abajo (sección 2) por debajo de la profundidad crítica.

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

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

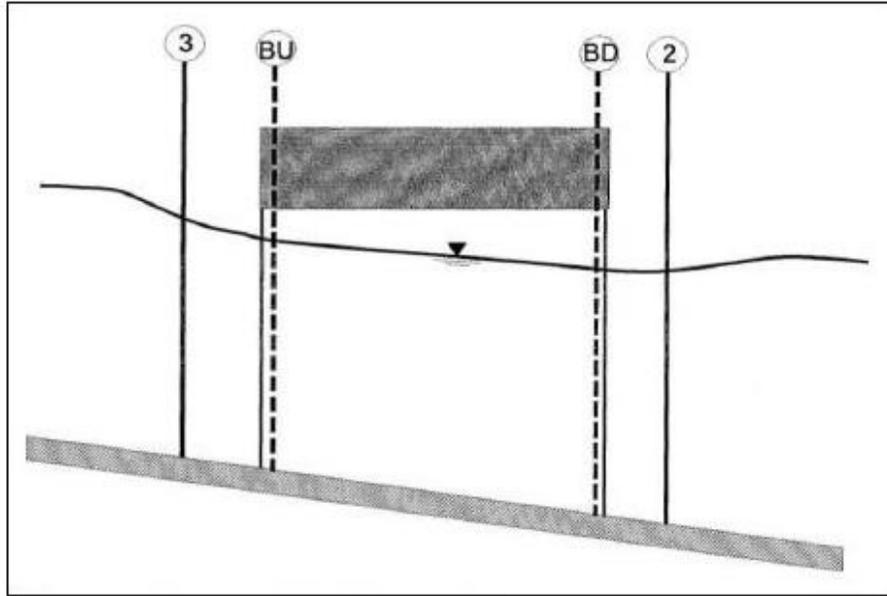
Clase C: el flujo clase C existe cuando la superficie del agua a través del puente es completamente supercrítica. El programa puede usar ya sea la ecuación de la energía o la ecuación de momento para calcular la superficie del agua a través del puente para esta clase de flujo.

3.3.3.2.1 Ecuación de la energía (método de paso estándar)

Uno de los métodos disponibles para calcular las pérdidas a través del puente (entre la sección 3-2) es la ecuación de la energía. Este método está basado en tratar al puente de la misma manera que una sección transversal de un río natural, excepto el área del puente por debajo de la superficie del agua se resta del área total, y el perímetro mojado aumenta cuando el agua está en contacto con la superficie la estructura del puente.

Como se ha descrito anteriormente, el programa formula dos secciones transversales dentro del puente combinando la información sobre el terreno de las secciones 2 y 3 con la geometría del puente. Como se muestra en la figura 6, estas secciones transversales se denominarán secciones BD (puente aguas abajo) y BU (puente aguas arriba).

FIGURA 6. Sección transversal cerca y dentro del puente.



Fuente: US Army of Engineering Corps, 2016, figura 5-3, p. 5-10

3.3.3.2.2 Método de equilibrio de momento (Momentum)

El método de momentum Se basa en realizar un equilibrio de momento desde la sección transversal 2 hasta la sección transversal 3. El equilibrio de momentum se realiza en tres etapas. El primer paso es realizar un equilibrio de momento desde la sección transversal 2 hasta la sección transversal BD dentro del puente. La ecuación para este equilibrio de momentum es la siguiente:

$$A_{BD}\bar{Y}_{BD} + \frac{\beta_{BD}Q_{BD}^2}{gA_{BD}} = A_2\bar{Y}_2 + \frac{\beta_2Q_2^2}{gA_2} - \bar{A}_{P2}\bar{Y}_{P2} - F_f - W_x$$

Dónde:

A_2 , A_{BD} : Areas de flujo activo en la sección (2) y BD respectivamente

A_{p2} : Area de obstrucción de la pila al lado aguas abajo

Y_2, Y_{BD} : distancia vertical de la superficie de agua a el centro de gravedad del area de flujo A_2 y A_{BD} respectivamente.

Y_{p2} : distancia vertical de la superficie de agua a el centro de gravedad del del area mojada de la pila aguas abajo

β_2, β_{BD} : Coeficiente de velocidad para la ecuacion del momento

Q_2, Q_{BD} : Descarga

G : aceleracion gravitacional

F_f : Fuerza debido a la friccion

W_x : Fuerza debido al peso del agua en la direccion del flujo

El segundo paso es realizar un balance de momento de BD a BU (ver figura 3) la ecuación de esta etapa es

$$A_{Bu}\bar{Y}_{Bu} + \frac{\beta_{Bu}Q_{BU}^2}{gA_{BU}} = A_{BD}\bar{Y}_{BD} + \frac{\beta_{BD}Q_{BD}^2}{gA_{BD}} - F_f - W_x$$

El tercer paso es realizar unbalance de momento de BU a la seccion transversal 3 la ecuacion de esta etapa seria:

$$A_3\bar{Y}_3 + \frac{\beta_3Q_3^2}{gA_3} = A_{Bu}\bar{Y}_{Bu} + \frac{\beta_{Bu}Q_{BU}^2}{gA_{BU}} + A_{P3}\bar{Y}_{P3} + \frac{1}{2}C_d \frac{A_{P3}Q_3^2}{gA_3} - F_f - W_x$$

Dónde

C_d : Coeficiente de arrastre para el flujo que circula alrededor de las pilas.

3.3.3.3 Flujo alto

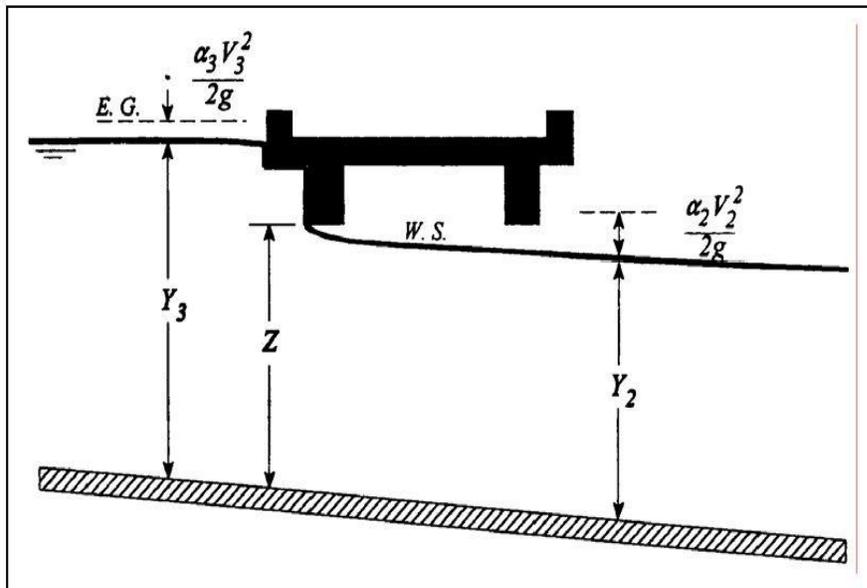
Son aquellos que la superficie del agua entra en contacto con el punto más alto de la cuerda inferior del puente

3.3.3.3.1 Flujo a presión

El flujo a presión ocurre cuando el flujo entra en contacto con la cuerda inferior del puente. Una vez que el flujo entra en contacto con un lado aguas arriba del puente, un remanso ocurre y el flujo en orificio es establecido. Dos casos son los que puede ocurrir

1. El primero es cuando solo uno de los lado agua arriba del puente entra en contacto con el agua

FIGURA 7. Ejemplo de un puente flujo bajo compuerta.



Fuente: US Army of Engineering Corps, 2016, figura 5-4, p. 5-18.

$$Q = C_d A_{BU} \left[2g \left(Y_3 - \frac{Z}{2} + \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} \right) \right]^{\frac{1}{2}}$$

Dónde:

Q: el total de la descarga a través de la abertura del puente

C_d : Coeficiente de descarga para flujo a presión

A_{BU} : el área de apertura del puente en la sección BU

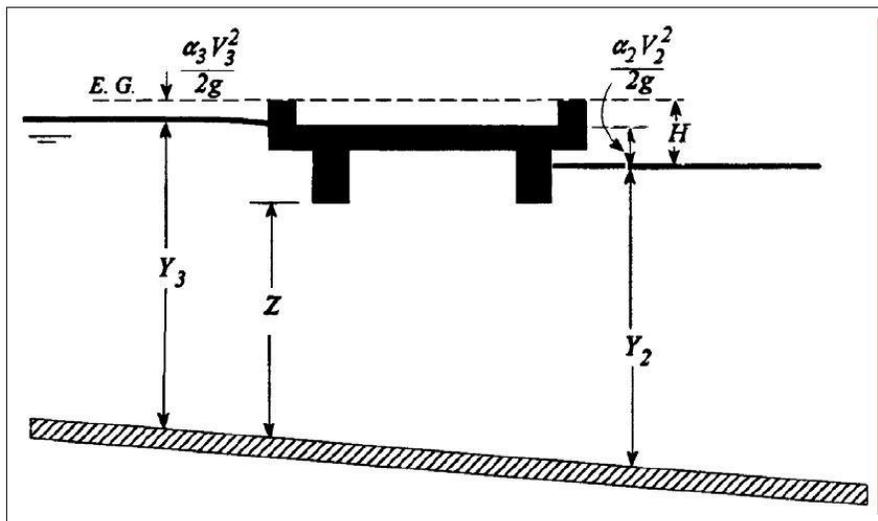
Y_3 : profundidad hidráulica en la sección 3

Z : la distancia vertical máxima de la cuerda superior del puente a la elevación media del lecho del río en la sección BU.

El C_d puede variar dependiendo sobre la profundidad del agua, aguas arriba y se encuentra en el rango de 0.35-0.5.

2. El segundo caso ocurre cuando la apertura del puente está completamente llena produciendo un flujo en orificio es decir cuando ambos lados del puente están sumergidos (aguas arriba y aguas abajo).

FIGURA 8. Ejemplo de un puente flujo totalmente sumergido.



Fuente: US Army of Engineering Corps, 2016, figura 5-6, p. 5-20.

$$Q = CA\sqrt{2gH}$$

Dónde:

C: coeficiente de maxima sumergencia para flujo a presion, el valor tipico es de 0.8

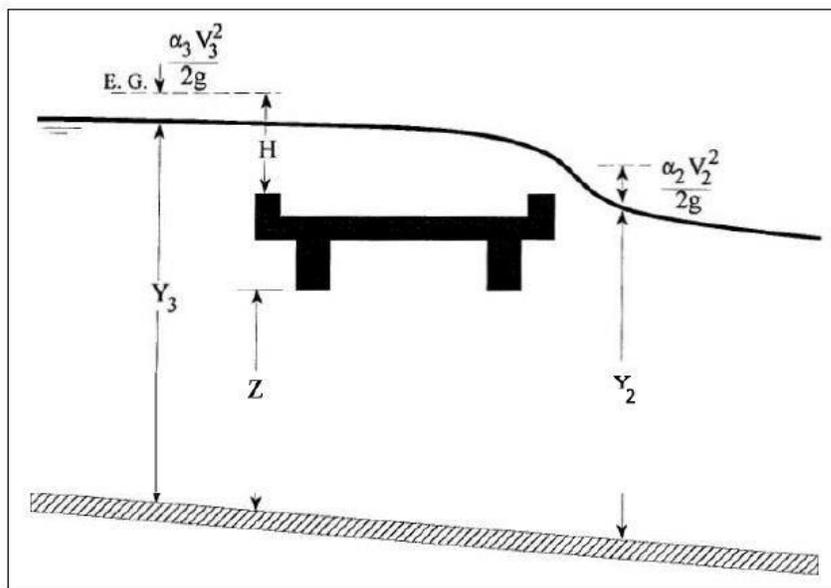
H: la diferencia de energia entre el gradiente de elevacion aguas arriba y la elevacion de la superficie del agua, aga abajo.

A: área neta de la apertura del puente

3.3.3.3.2 Flujo en vertedero

Este ocurre cuando el flujo pasa por encima del puente

FIGURA 9. Ejemplo de un puente con presión y flujo de vertedero.



Fuente: US Army of Engenieering Corps, 2016, figura 5-7, p. 5-21.

$$Q = CLH^{\frac{3}{2}}$$

Dónde:

Q: el total del flujo sobre el vertedero.

C: coeficiente de descarga para flujos en vertederos.

H: diferencia entre la energía aguas arriba y la cresta de la carretera.

3.3.4 Socavación¹⁸

Se debe de realizar un estudio de socavación, que incluya tanto la socavación localizada en los estribos, pilas o en cualquier otra obstrucción del flujo en el cruce de un puente carretero; como la socavación generalizada o de contracción en el cauce. Es muy importante conocer la profundidad de socavación en los estribos y pilas de un puente carretero, además de los datos proporcionados por el estudio de mecánica de suelos, para de manera integral realizar el diseño estructural de las fundaciones de los estribos y pilas de dicho puente carretero.

3.3.4.1 Socavación general

Se conoce como el descenso generalizado del fondo del río (mayor capacidad de la corriente para arrastrar y transportar sedimentos), ocurre a todo lo largo del río y no necesariamente se debe a factores humanos como la construcción de un puente o de otra estructura. Está causada principalmente por la contracción del cauce.

3.3.4.1.1 Método de cálculo de la socavación general en cauce

La causa más común de socavación general es la contracción del flujo producida por la reducción de la sección del cauce por la construcción de terraplenes de acceso al puente y en menor grado por las pilas que bloquean parte de la sección recta.

El método de *Lischtván Levediev* nos permite el cálculo de la socavación general del cauce durante crecidas independientemente de que exista o no un puente. Si el método se aplica para la zona de un puente, quiere decir que se está considerando también el efecto de la contracción, y, por lo tanto, éste no debe adicionarse¹⁹.

Dicho método se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente (V_r) y la velocidad media erosiva (V_e). Al igualar dichas velocidades, se obtiene que la altura de socavación para suelos cohesivos es:

¹⁸ (Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI), 2008); ¹⁹ (Universidad del Cauca, 2010)

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \phi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1/(1+x)}$$

Dónde:

α : coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas

h : ancho libre de la superficie del agua.

$\beta = 0.7929 + 0.0973 \text{Log}(Tr)$ (*Coeficiente de frecuencia*)

Tr : Tiempo de retorno (años)

γ_s : peso específico del sedimento del lecho (t/m^3)

μ : factor de corrección por contracción del cauce (Valor de 1 sin obstáculo), tabla 3

ϕ : factor de corrección por forma de transporte de sedimentos

$x = 0.892619 - 0.58073 \gamma_m + 0.136275 \gamma_m^2$ (exponente variable, estado seco).

Para suelos granulares:

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

D_m : diámetro medio de las partículas del material granular

$z = 0.394557 - 0.04136 \text{Log} D_m - 0.00891 \text{Log}^2 D_m$

$\beta = 0.7929 + 0.0973 \text{Log}(Tr)$ (*Coeficiente de frecuencia*)

Tr : Tiempo de retorno (años)

μ : factor de corrección por contracción del cauce (Valor de 1 sin obstáculo), tabla 3

ϕ : factor de corrección por forma de transporte de sedimentos

Los factores están establecidos de la siguiente manera:

$$\varphi = -0.54 + 1.5143\gamma_m, \text{ si } \gamma_m > 1. \text{ o } \frac{t}{m^3} \text{ (lecho móvil)}$$

TABLA 3. Factor de corrección por contracción del cauce μ (Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992).

V (m/s)	luz libre (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1	1	1	1	1	1
	6	7	8	8	9	9	9						
1.5	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1	1	1
	4	6	7	7	7	8	9	9	9	9			
2	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1
	3	4	5	6	7	7	8	8	9	9	9	9	
2.5	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1
		3	4	5	6	6	7	8	8	9	9	9	
3	0.8	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
	9	1	3	4	5	6	6	7	8	8	9	9	9
3.5	0.8	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
	7		2	3	4	5	6	7	8	8	9	9	9
>4	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
	5	9	1	2	3	4	5	6	7	8	9	9	9

Fuente: Universidad del Cauca, 2010, tabla 3.1, p. 3.10.

Nota: Considerando que el caudal permanece constante antes y después de ocurrida la socavación.

3.3.4.1.2 Método de cálculo de la socavación por contracción

Se produce en el lecho móvil o en agua clara dependiendo de si hay o no transporte de sedimentos desde aguas arriba, por lo que hay que *compararla velocidad media del flujo con la velocidad crítica para transporte de sedimentos.*

Se usa una versión modificada de la ecuación de Lauren de 1960 (HEC 18, 1993, 1995 y Lauren E. M., 1960). La ecuación asume que el material del lecho es transportado en la sección aguas arriba del puente.

En el primer caso, es decir cuando se da en el lecho móvil se determinará a través de la siguiente ecuación:

$$\frac{H_s}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{6/7} * \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{k_1}$$

Dónde:

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

h₁: profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en el cauce principal y laderas que transportan sedimentos aguas arriba del puente.

h₂: profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la sección contraída del puente antes de la socavación. Puede usarse h₁ en cauces arenosos con lecho móvil, caso en el que el hueco de socavación es rellenado por sedimentos.

Q₁: caudal en la sección aguas arriba del cauce principal y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara (m³/s)

Q₂: caudal en la sección contraída del puente y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara (m³/s)

B₁: ancho del cauce principal y laderas en la sección aguas arriba que transportan sedimentos (m)

B₂: ancho neto del cauce principal y laderas que transportan sedimentos en la sección contraída sustrayendo el ancho de las pilas (m)

K₁: exponente función del modo de transporte del sedimento, de la velocidad cortante aguas arriba del puente y de la velocidad de caída del material del lecho.

El exponente K1, se calcula a través de la siguiente expresión y uso de la tabla 4 adjunta:

$$V_* = \sqrt{gh_1 I_1}$$

Dónde:

V*: velocidad cortante en el cauce principal (m/s)

W: velocidad de caída para D₅₀. Ver gráfico 7. (m/s)

G: aceleración de la gravedad (m/s²)

I₁: gradiente hidráulico en la sección de aguas arriba del puente (m/m)

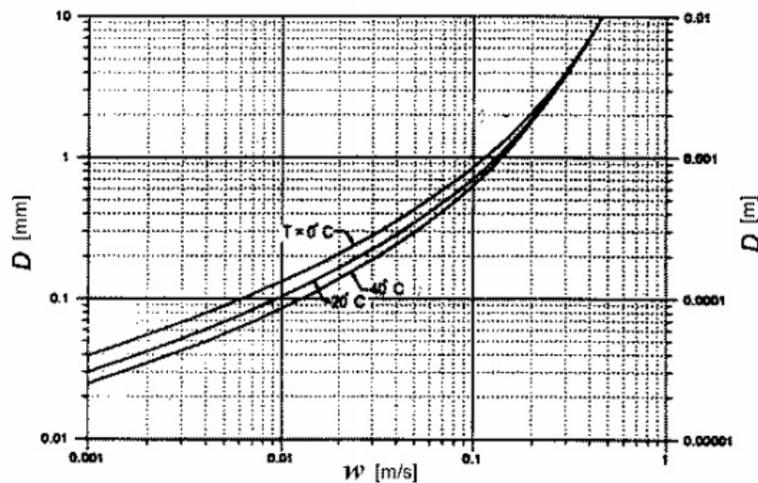
D₅₀: diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m)

TABLA 4. Valores del coeficiente K1, HEC-18.1993

V/w	K ₁	modo de transporte del sedimento de lecho
<0.5	0.59	mucho del material en contacto con el lecho
0.5 a 0.2	0.64	algo de material lecho suspendido
>2	0.69	mucho material del lecho suspendido

Fuente: Universidad del Cauca, 2010, tabla 3.2, p. 3.14.

GRAFICA 7. Velocidad de caída (w) para partículas de arena. HEC-18. 1993



Fuente: Universidad del Cauca, 2010, figura 3.2.a, p. 3.15.

En caso de no sea un lecho móvil (aguas claras), se determinará la socavación a partir de esta fórmula:

$$H_s = \left(\frac{n^2 Q_2^2}{K_s (G_s - 1) D_m W^2} \right)^{3/7}$$

Dónde:

Ks: parámetro de Shields (0.039)

Gs: gravedad específica del material del lecho (2.65)

n: coeficiente de rugosidad de Manning

Dm: diámetro medio efectivo del material más pequeño del lecho en el cauce o en la zona de inundación que no es transportado por el flujo. Si no se tienen datos precisos, $D_m = 1.25 D_{50}$

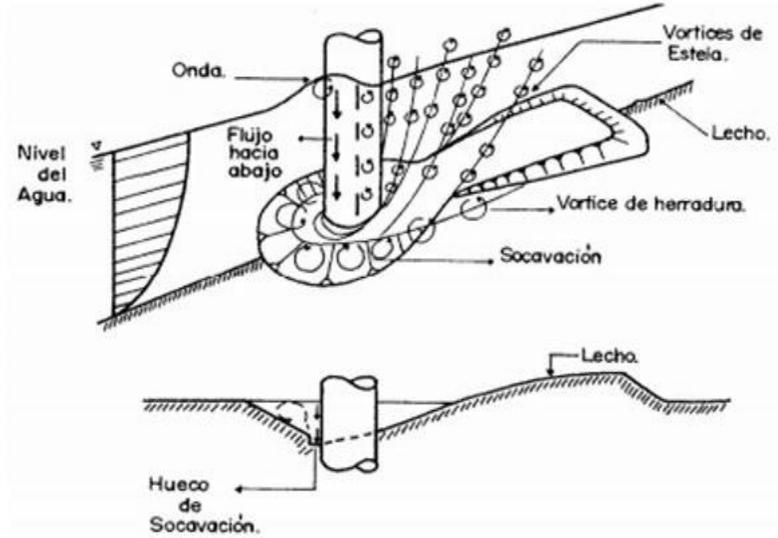
Q₂: caudal a través del puente o en las laderas sin transporte de sedimentos (m³/s)

W: velocidad de caída para D₅₀ (m/s). Ver gráfico 7.

3.3.4.2 Socavación local en pilas

Se origina a partir del cambio de dirección de las líneas de corriente, la turbulencia, la aceleración del flujo y los vórtices resultantes inducidos por la obstrucción al flujo. Existen muchos métodos para el cálculo de la socavación local alrededor de pilas, pero a la fecha no existe ninguna solución rigurosa ni exacta, sin consideran la posibilidad de que materiales más gruesos presentes en el lecho acoracen el hueco de socavación, lo que limitaría su profundidad.

FIGURA 10. Comportamiento del flujo en pila cilíndrica, Raudkivi, A. J., 1986.



Fuente: Universidad del Cauca, 2010, figura 1.8., p. 1.13.

3.3.4.2.1 Factores que afectan la socavación en pilas

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, se señalan a continuación, según B. W. Melville:

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

Dónde:

d_s : profundidad de socavación en la pila, la cual está en función de:

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

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

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

V : velocidad media de la corriente

h : profundidad del flujo

D: diámetro característico del sedimento

σ_g : desviación estándar geométrica del sedimento

g: aceleración debida a la fuerza de gravedad

a: ancho de la pila

F: parámetro que describe la forma de la pila

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

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

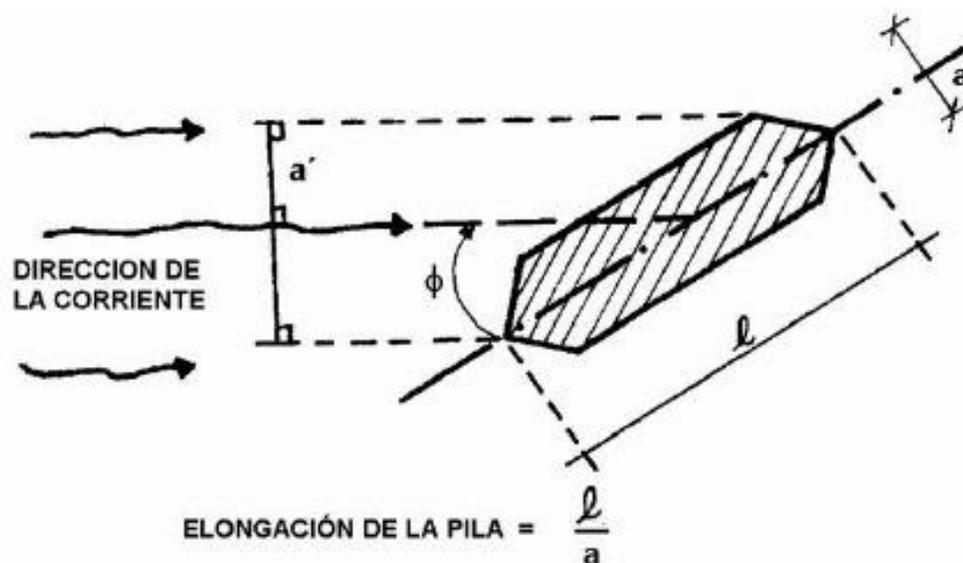
- ✓ Tiempo de duración del proceso erosivo
- ✓ Tipo de sedimento: granular o cohesivo
- ✓ Configuración del cauce
- ✓ Presencia de hielo y basuras
- ✓ Tamaño y posición de la cimentación

La mayoría de los métodos existentes no toman en consideración todos los aspectos mencionados, sino entre ellos se destacan solo: *dimensiones y forma de la pila, ángulo de ataque del flujo, profundidad y velocidad del flujo*, dichos aspectos se consideran en la evaluación.

1. Ancho de pila: A mayor superficie de ataque, la erosión deberá ser mayor, esto se debe a que también aumenta el tamaño de los vórtices de herradura asociados con el proceso de socavación. Algunos investigadores han propuesto soluciones simples como: “las profundidades de socavación en pilas circulares varían entre 1.4 a 2.4 veces el ancho de la pila”.
2. Longitud de pila: No tiene efecto apreciable en las profundidades de socavación si las pilas están alineadas con el flujo, pero el efecto es considerable si están sesgadas, es decir disponen de inclinación.

3. Angulo de ataque del fluido: En casos donde las pilas no están alineadas con la dirección de la corriente, la profundidad local de socavación está relacionada con el ancho de la pila y éste aumenta rápidamente con el ángulo de ataque del flujo y la longitud de la pila. A medida que aumenta este ángulo, la ubicación de la máxima profundidad de socavación se mueve a lo largo del lado expuesto desde aguas arriba hasta aguas abajo.

FIGURA 11. Angulo de ataque del flujo en pilas.



Fuente: Universidad del Cauca, 2010, figura 1.1, p. 1.17.

4. Profundidad de agua: Al aumentar la profundidad del agua por un aumento en el caudal, aumenta la profundidad de socavación ya que se aumenta el efecto del flujo hacia abajo en frente de la pila. Diversos investigadores han mostrado que la profundidad de socavación aumenta con la profundidad del flujo hasta un valor límite de la relación h/a , a partir de la cual no hay influencia de la profundidad del flujo, se considera para efectos prácticos que la profundidad de socavación se independiza de la profundidad del flujo cuando $h/a > 3$.

5. Velocidad del fluido: A mayor velocidad del flujo, mayor es la socavación.

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

6. Forma de la pila: las pilas de un puente tienen formas muy variadas con efectos diferentes sobre los patrones de socavación. El efecto de la forma de la pila se hace insignificante para ángulos de ataque de $10^\circ - 15^\circ$ según B. W. Melville o según HEC-18 los efectos son poco representativos con ángulos de ataque mayores que 5° .

3.3.4.2.2 Método de la universidad estatal de colorado (CSU)

Este método fue desarrollado con base en análisis dimensional de los parámetros que afectan la socavación y análisis de datos de laboratorio. Aplicable tanto como en agua clara como en lecho móvil. El de mayor uso en los Estados Unidos de América (HEC-18, 1993, 1995) y es una de las dos que usa el programa HEC-RAS (1998). Introduce un nuevo factor en donde considera la rugosidad general del cauce. A continuación, se presenta dicha ecuación:

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

Para pilas con punta circular alineadas con el flujo se tiene las siguientes condiciones:

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

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

Cada variable en la fórmula está declarada como:

ds: profundidad de socavación local (m)

h: profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila (m)

$K_f=K_1$: factor de corrección que tiene en cuenta la forma de la pila (Tabla 5)

$K_\phi=k_2$: factor de corrección que tiene en cuenta el ángulo de ataque del flujo (Tabla 6)

$K_c=K_3$: factor de corrección por la forma del lecho (Usualmente igual a 1.1)

$K_a=k_4$: factor de corrección por acorazamiento del sedimento del lecho (Tabla 7)

a : ancho de la pila (m)

V : velocidad media del flujo directamente aguas arriba de la pila (m/s)

Fr : número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila.

Se calcula a través de:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * h}}$$

A continuación, se presentan las tablas que facilitan determinar el valor de los coeficientes.

TABLA 5. Factor de corrección por la forma de la pila K_f .

Forma de la pila	K_f
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redonda	1
Cilíndrica	1
Punta aguda	0.9
Grupo de cilindros	1

Fuente: Universidad del Cauca, 2010, tabla 3.8, p. 3.37.

El factor de corrección K_f se determina usando la anterior tabla cuando el ángulo de ataque es menor que 5° . En otro caso, K_ϕ domina para ángulos mayores por lo que K_f debe ser tomado igual que 1.0. K_f debe usarse solamente cuando las condiciones del flujo influyen sobre toda la longitud de la pila pues el factor de corrección podría ser menor en otros casos.

TABLA 6. Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo $K\phi$.

Angulo de ataque	$l/a=4$	$l/a=8$	$l/a=12$
0°	1	1	1
15°	1.5	2	2.5
30°	2	2.75	3.5
45°	2.3	3.3	4.3
90°	2.5	3.9	5

Fuente: Universidad del Cauca, 2010, tabla 3.9, p. 3.37.

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

El factor de corrección K_a disminuye la profundidad de socavación por acorazamiento del hueco de socavación para materiales del lecho con D_{50} mayor o igual que 2 mm o D_{95} mayor o igual que 20 mm ($D_{50} \geq 0.002$ m o $D_{95} \geq 0.02$ m). El valor mínimo de K_a es 0.40.

TABLA 7. Criterios para adoptar K_a .

$D_{50} < 2$ mm o $D_{95} < 20$ mm	1
$D_{50} \geq 2$ mm y $D_{95} \geq 20$ mm	$0.4(V_R)^{0.15}$

Fuente: Universidad del Cauca, 2010, tabla 3.11, p. 3.38.

El factor K_a está en función de V_r , cuyo cálculo se efectúa conforme a la siguiente expresión:

$$V_r = \left[\frac{V_1 - V_{icD50}}{V_{icD50} - V_{icD95}} \right] > 0, \text{ a la vez } V_{icDx} = 0.645 \left[\frac{D_x}{a} \right]^{0.053} V_{cDx}$$

$$\text{por último, } V_{cDx} = 6.19h^{1/6}D_x^{1/3}$$

Dónde:

V_R : relación de velocidad

V_1 : velocidad de aproximación justo aguas arriba de la pila (m/s)

V_{icDx} : velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en la pila para el tamaño D_x de las partículas de sedimento (m/s)

V_{icD95} : velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en la pila para el tamaño D_{95} del material de lecho (m/s)

V_{icD50} : velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en la pila para el tamaño D_{50} del material de lecho (m/s)

V_{cDx} : velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas de tamaño D_x del material de lecho (m/s)

V_{cD50} : velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas de tamaño D_{50} del material de lecho (m/s)

a : ancho de la pila (m)

D_x : tamaño de la partícula para la que el x por ciento del material del lecho es más fino (m)

h : profundidad del agua aguas arriba de la pila sin incluir socavación local (m)

3.3.4.2.3 Método de Froehlich

Se trata de una ecuación desarrollada por el Dr. David Froehlich, es usada por el programa HEC-RAS (1998) como una alternativa a la ecuación del método CSU.

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

Dónde:

d_s : profundidad de socavación local (m)

K_f : factor de corrección por la forma de la pila. Tabla 8.

a' : ancho proyectado de la pila con relación al ángulo de ataque del flujo (m)

a : ancho de la pila, adicionado como un factor de seguridad (m)

h : profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila (m)

F_r : número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila

D_{50} : diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m)

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

TABLA 8. Factor de corrección K_f .

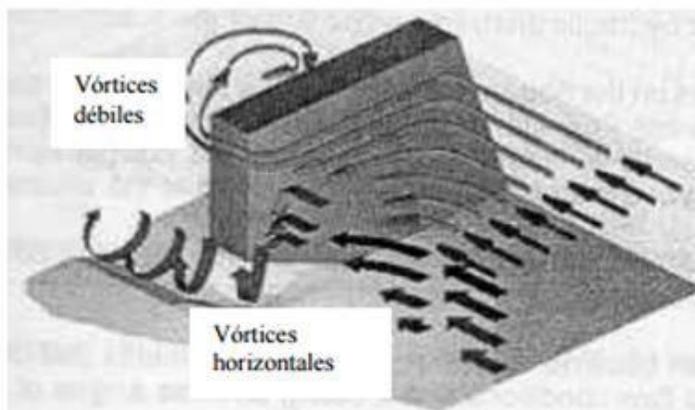
Forma de la pila	K_f
Punta cuadrada	1.3
Punta circular	1
Punta aguada o triangular	0.7

Fuente: Universidad del Cauca, 2010, tabla 3.7, p. 3.36.

3.3.4.3 Socavación en los estribos

La socavación local se produce en los estribos que obstruyen el paso del agua, esta obstrucción forma un vórtice de eje horizontal que empieza en la parte aguas arriba y corre a lo largo del pie de la estructura y un vórtice de eje vertical al final de la misma. El vórtice al pie del estribo es muy similar al vórtice de herradura de las pilas y el vórtice al final es similar a los vórtices de estela más débiles que se forman aguas abajo. El caso de la socavación en estribos requiere todavía de más estudio pues carece de soluciones confiables y completas, según Melville, B.W.

FIGURA 12. Mecanismo que produce la socavación local en estribos, HEC-18,2001.



Fuente: Universidad del Cauca, 2010, figura 1.9, p. 1.15.

3.3.4.3.1 Factores que afectan la profundidad de socavación de los estribos

Desde el punto de vista de definición, la socavación local en estribos es análoga a la que presentan en las pilas de los puentes, los parámetros que influyen en la profundidad de socavación de equilibrio para un estribo se pueden señalar a continuación, según B. W. Melville:

$$d_s = f(\rho_w, \rho_s, \nu, V, h, D, \sigma_g, L, \theta, F, G, g)$$

Dónde:

d_s : profundidad de socavación, que está en función de:

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

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

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

V : velocidad media de la corriente

h : profundidad del flujo

D: diámetro característico del sedimento

σ_g : desviación estándar geométrica del sedimento

L: longitud del estribo que se opone al paso del agua

F: parámetro que describe la forma del estribo

Θ : ángulo de ataque del flujo

G: parámetro que describe el efecto de la distribución lateral del flujo y la geometría de la sección transversal de aproximación

g: aceleración debida a la fuerza de gravedad

Al igual que en el caso de las pilas, el listado anterior deja por fuera algunos factores como son el tiempo de duración de la creciente, tipo de los sedimentos, estratigrafía del lecho, presencia de basuras, y la geometría del cauce de aproximación.

En general, los métodos de cálculo de profundidades de socavación en estribos tienen como factores más importantes:

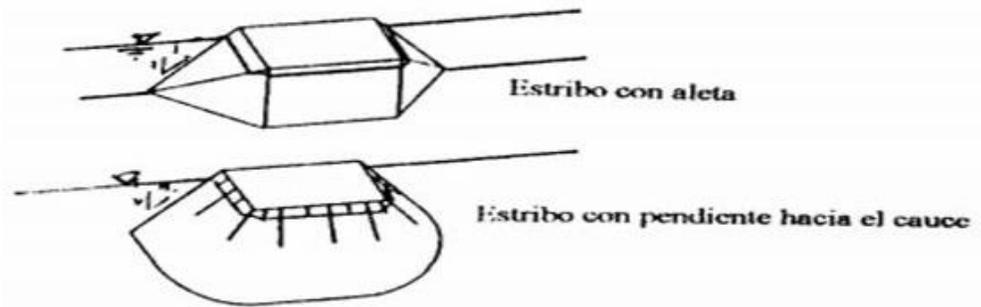
1. Longitud del estribo y profundidad del flujo: El investigador B. W. Melville demostró mediante pruebas experimentales:

La profundidad de socavación máxima para el caso de estribos largos es 10 veces la profundidad del flujo y para estribos cortos es 2 veces la longitud que se opone al paso del agua. La profundidad de socavación en estribos intermedios depende tanto de la longitud como de la profundidad del flujo.

También, clasifica los estribos en largos y cortos según que la longitud que se opone al paso del flujo sea mayor que 25 veces la profundidad del agua, o menor que 1 vez esta profundidad, respectivamente.

2. Forma del estribo: Las formas que se adaptan mejor al flujo crean menos perturbación y por lo tanto ocasionan menos profundidad de socavación, esto son aquellos estribos con pared inclinada hacia el cauce y con aletas teniendo un mejor comportamiento antes este efecto.

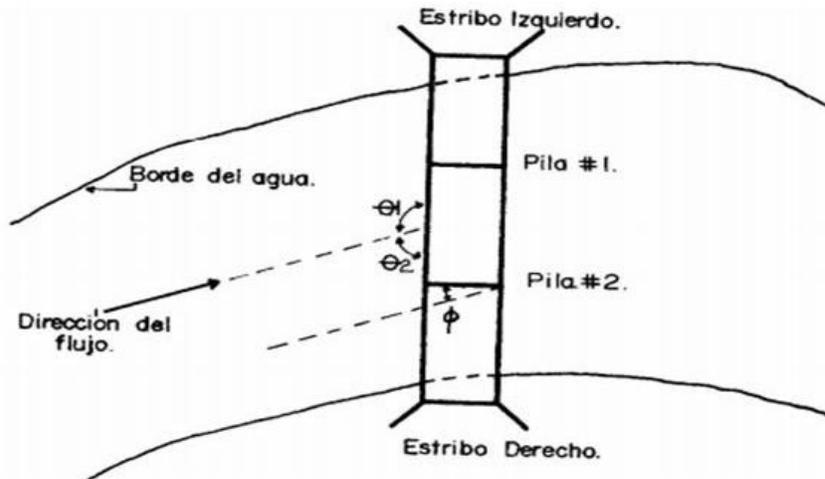
FIGURA 13. Formas comunes de estribos. Melville B. W., 1992.



(Fuente: Universidad del Cauca, 2010, figura 1.22, p. 1.30).

3. velocidad del flujo: Al igual que en el caso de las pilas, la profundidad de socavación va aumentando con la velocidad hasta llegar a la máxima que ocurre bajo condiciones críticas para el inicio de transporte de sedimentos.
4. ángulo de ataque del flujo: Al aumentar el ángulo de ataque la profundidad de socavación aumenta. Los estribos que apuntan hacia aguas arriba producen mayores profundidades de socavación. Por el contrario, la profundidad de socavación disminuye cuando los estribos apuntan hacia aguas abajo. El ángulo de ataque debe analizarse para flujos bajos y altos y chequear la socavación para ambas condiciones.

FIGURA 14. Angulo de ataque del flujo sobre el de estribos. Melville B. W., 1992.



(Fuente: Universidad del Cauca, 2010, figura 1.24, p. 1.31).

Se procede a abordar los 2 principales métodos que se utilizan para estimar la socavación en estribos.

3.3.4.3.2 Método de Hire

Profundidad media del flujo al pie del estribo en la sobre banca o en el cauce principal, considerando la sección transversal inmediatamente aguas arriba del puente. (m)

$$d_s = 4h \left(\frac{d_s}{0.55} \right) k_\theta F_r^{0.33}$$

Dónde:

d_s : profundidad de socavación

h : profundidad media del flujo al pie del estribo en la sobrebanca o en el cauce principal, considerando la sección transversal inmediatamente aguas arriba del puente.

Fr: número de Froude basado en la velocidad y profundidad al pie y justo aguas arriba del estribo.

Kf: coeficiente de corrección por la forma del estribo. Tabla 9

K θ : coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo, Ecuación 3.95

Cuyos coeficientes pueden determinarse a partir de la siguiente tabla y la fórmula:

TABLA 9. Coeficiente por la forma del estribo Kf. HEC-18. 1993.

Descripción	K _f
Estribo con pared vertical	1
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

Fuente: Universidad del Cauca, 2010, tabla 3.15, p. 3.68.

$$K_{\theta} = \left(\frac{\theta}{90}\right)^{0.13}$$

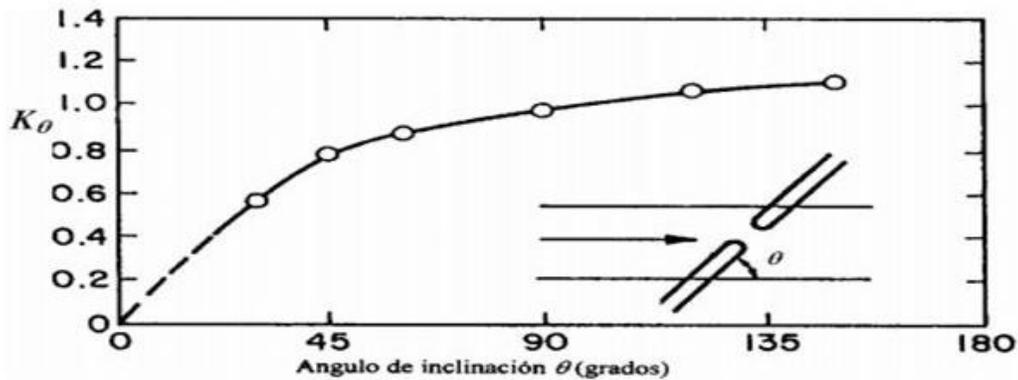
Donde los ángulos se definen como sigue:

θ : ángulo de inclinación del estribo. Figura 15.

$\theta < 90^{\circ}$ si el estribo está inclinado hacia aguas abajo

$\theta > 90^{\circ}$ si el estribo está inclinado hacia aguas arriba

FIGURA 15. Factor de corrección K_θ . Método de Froehlich HEC-18. 1993.



Fuente: Universidad del Cauca, 2010, figura 3.31, p. 73..

3.3.4.3.3 Método de Froehlich

Según los resultados obtenidos por Froehlich, concluyo que su ecuación: “se basa en análisis dimensional y en análisis de regresión de datos de laboratorio para 170 mediciones de socavación en lecho móvil”.

HEC-18 (1993) recomienda su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce principal o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación.

$$\frac{d_s}{h_e} = 2.27K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1$$

Dónde:

d_s : profundidad de socavación (m)

h_e : profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente (m)

K_f : coeficiente que depende de la forma del estribo. Tabla 9.

K_θ : coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo. Figura 15.

L: longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo (m)

F_{re} : número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo

En esta ocasión, para determinar F_{re} se debe emplear la siguiente fórmula:

$$F_{re} = \frac{V_e}{\sqrt{g * h_e}}$$

Dónde:

V_e : velocidad del flujo obstruido por el estribo y los accesos al puente en la sección de aguas arriba.

h_e : Altura del fluido obstruido por el estribo (m).

3.4 Medidas de protección contra la socavación en puentes

Existen varios métodos para la protección de puentes ante la erosión, estas sirven para minimizar los efectos de la misma, estas se pueden clasificar en dos grandes grupos:

1. Medidas hidráulicas: Limita la socavación mediante la modificación de las líneas de corriente y la protección del lecho y de las bancas del cauce contra las fuerzas erosivas provocadas por el flujo de la corriente.
2. Medidas estructurales: se centran en modificar estructuralmente el puente con el fin de mejorar las condiciones de la estabilidad de la cimentación.

3.4.1 Protección local de un puente

La protección de un puente contra los efectos de la socavación consiste en tomar todas las medidas pertinentes con el objetivo de hacerlo menos vulnerable a daños durante crecientes.

En dos casos se pueden agrupar estas medidas: protección de puentes en construcción y protección de puentes ya construidos.

1. Protección de puentes en construcción

A continuación se presentan las medidas más adecuadas de protección de puentes nuevos desde la fase de diseño:

- ✓ Ubicación adecuada del puente para evitar modelos adversos de flujo.
- ✓ Diseño de luces amplias que no obstruyan el paso de la corriente
- ✓ Cambio de forma, geometría, orientación y número de pilas, de manera que produzcan las mínimas profundidades de socavación.
- ✓ Ubicación de pilas y estribos alineados con la corriente para evitar obstrucción al flujo.
- ✓ Diseño de fundaciones segura y suficientemente profundas para que no requiera protecciones adicionales.

2. Protección de puentes existentes

Las medidas que se presentan a continuación son las más usadas para la protección de puentes existentes:

- ✓ Monitoreo de las profundidades de socavación y cierre del puente, si resultan excesivas.
- ✓ Instalación de enrocados alrededor de pilos Y/o estribos.
- ✓ Construcción de diques de encauzamiento.
- ✓ Construcción de mejoras al cauce.
- ✓ Mejoramiento de las condiciones estructurales de la cimentación.

En resumen las dos formas más comunes para proteger localmente un puente ya construido contra los efectos de la socavación desde el punto de vista hidráulico son.

- a) Mejorar las condiciones del material existente para resistir los efectos de la socavación. Esto generalmente se logra con el uso de enrocados colocado en la base de la pila o del estribo.

b) Reducir el poder erosivo de la corriente al pie del estribo o de la pila.

A continuación se describirá el diseño de las protección local de pilas y estribos del puente mediante el uso de enrocados para minimizar los efectos de la socavación que se producen en estos elementos.

3.4.2 Protección contra la socavación local al pie de pilas

Si los huecos por socavación previstos son locales y la capacidad de carga de las pilas es suficiente se pueden proteger las áreas alrededor de las pilas usando diversos métodos a continuación se describe uno de ellos.

3.4.2.1 Enrocados

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

Para determinar el tamaño de la piedra usada en el enrocado la fórmula que recomienda el Federal Highway Administration's Hydraulic Engineering está basada en la ecuación de Isbash, esta es la siguiente,

$$D_{50} = \frac{0.6928(v_{des})^2}{2g (S_s - 1)}$$

Dónde:

D_{50} : diámetro medio de la roca (m)

V_{des} : velocidad de diseño para condiciones locales en la pila (m/s)

S_s : gravedad específica de la piedra (usualmente 2.65)

G : aceleración de la gravedad (m/s^2)

Es importante que la velocidad utilizada en la ecuación anterior sea representativa de las condiciones en las inmediaciones de la pila del puente, incluida la

contracción causada por el puente. Si se utiliza la sección transversal o la velocidad promedio del canal, V_{avg} , entonces debe multiplicarse por factores que son función de la forma del muelle y su ubicación en el canal:

$$v_{des} = k_1 k_2 v_{avg}$$

Si una velocidad es la distribución disponible desde el tubo de flujo o salida de distribución de flujo de un modelo 1-D o directamente desde un modelo 2-D, entonces solo se debe usar el coeficiente de forma de la pila. La velocidad máxima en el canal activo V_{max} se usa a menudo ya que el canal podría cambiar y la velocidad más alta podría impactar cualquier muelle.

$$v_{des} = k_1 v_{max}$$

Dónde:

V_{des} : velocidad local de la pila (m/s)

K_1 : factor de forma equivale a 1.5 para pilas con nariz redonda y 1.7 para pilas con nariz rectangular

K_2 : Factor de ajuste de velocidad para la ubicación en el canal (varía desde 0.9 para una pila cerca del banco en un alcance directo, a 1.7 para una pila ubicado en la corriente principal de flujo alrededor de una curva cerrada)

V_{avg} : velocidad promedio en el canal del puente (m/s)

V_{max} : velocidad máxima en el canal activo (m/s)

Una vez que se establece el tamaño del diseño, se puede seleccionar una clase de gradación estándar, si los criterios de diseño y las consideraciones económicas lo permiten. Utilizando tamaños estándar, se puede lograr la gradación adecuada seleccionando el siguiente tamaño de clase de mayor tamaño, creando así una instalación de enrocado ligeramente sobre diseñada, pero económicamente menos costosa. A continuación se presentan las gradaciones estándar recomendadas por el Federal Highway Administration's Hydraulic Engineering.

TABLA 10. Tamaño de partículas permitidos mínimo y máximo en pulgadas.

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

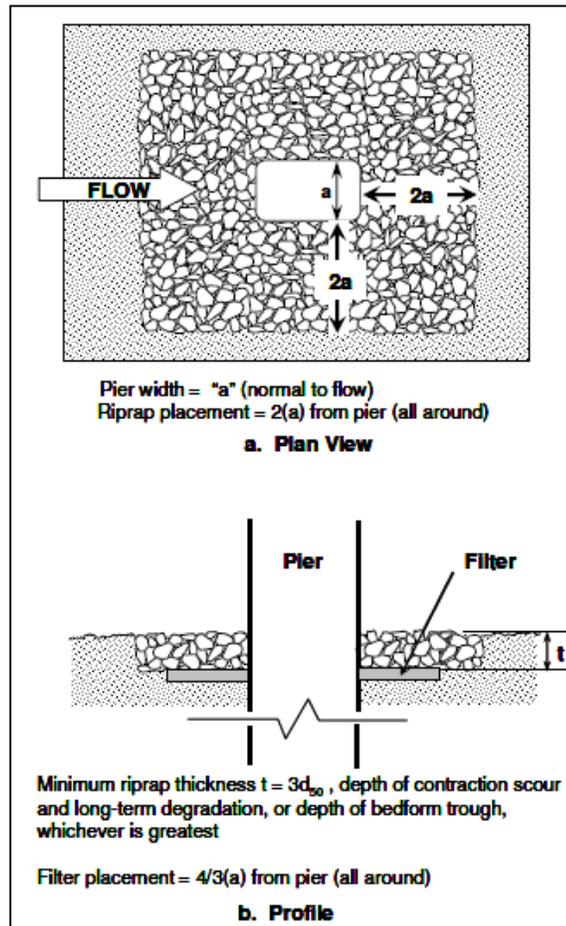
Nota: Los tamaños especificados corresponden al ancho de las partículas

Fuente: U.S. Department of Transportation, 2009, tabla 5.1, p. 5.7.

El ancho del enrocado debe colocarse de tal manera que la parte superior de este coincida con el lecho del cauce y debe cubrir los alrededores de la pila al menos 2 veces el ancho de la pila, medido desde la cara de la pila.

La capa del enrocado debe tener un espesor mínimo de 3 veces el tamaño d_{50} de la roca. Sin embargo, cuando la erosión de la contracción a través de la abertura del puente excede $3d_{50}$, el espesor del enrocado debe aumentarse a la profundidad total de la erosión por contracción más cualquier degradación a largo plazo. Cuando la colocación del enrocado deba ocurrir debajo del agua, el espesor se debe aumentar en un 50%. En la figura 16 se proporcionan las dimensiones recomendadas para el enrocado de una pila.

FIGURA 16. Diagrama de diseño del enrocado para la protección de la pila ante la socavación.



Fuente: U.S. Department of Transportation, 2009, figura 11.15, p. 11.17.

Algunas investigaciones indican que es necesario el uso de filtros bajo el enrocado este puede ser de grava y arena o geotextiles, el filtro no debe extenderse completamente debajo del riprap; en su lugar, debe terminar $2/3$ de la distancia desde la cara de la pila hasta el borde de la barrera. Cuando se usa un filtro de piedra granular, la capa debe tener un espesor mínimo de 4 veces el d_{50} de la piedra filtrante o 6 pulgadas (15 cm), el que sea mayor. Al igual que con el enrocado, el grosor de la capa debe aumentarse en un 50% cuando se coloca debajo del agua.

3.4.3 Protección contra la socavación local al pie de estribo

3.4.3.1 Enrocados

El tamaño del enrocado en los estribos se diseña dependiendo del número de Fraude, dos casos presenta Hydraulic Engineering Circular (HEC) N°23

$$\text{si } f_r = \frac{v}{\sqrt{gy}} \leq 0.8$$

$$D_{50} = \frac{Ky}{G_s - 1} \left(\frac{v^2}{gh} \right)$$

Dónde:

D_{50} : diámetro medio de piedra (m)

V: velocidad promedio característica en la sección contraída (m/s)

G_s : gravedad específica del enrocado de roca

g: aceleración gravitacional (m/s²)

y: profundidad de flujo en la abertura del puente contraído, (m)

K: 0.89 para estribos con pared inclinada y 1.02 para estribos con pared vertical

$$\text{si } f_r > 0.8$$

$$D_{50} = \frac{Ky}{G_s - 1} \left(\frac{v^2}{gh} \right)^{0.14}$$

Dónde.

K: 0.61 para estribos con pared inclinada

K: 0.69 para estribos con pared vertical

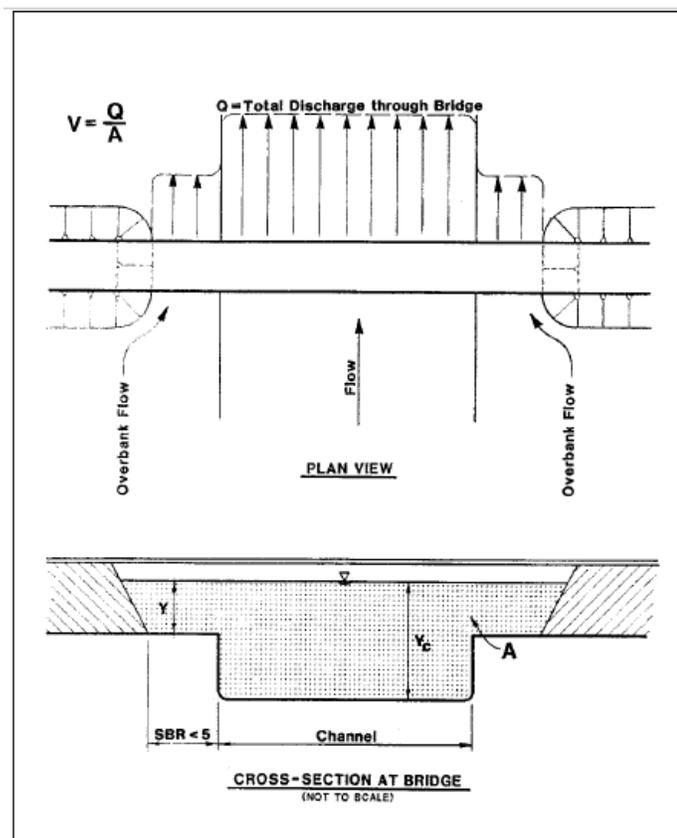
Para determinar la velocidad media se debe calcular él se debe calcular el radio de la obstrucción del flujo (ROF) así:

ROF: distancia desde el borde del cauce principal hasta el pie del estribo dividido por la profundidad media del flujo.

Se presentan 3 casos:

1. Cuando el SBR es menor que 5 (ver figura 17), se calcula una velocidad promedio característica, Q/A , basada en toda el área contraída a través de la abertura del puente. Esto incluye el flujo ascendente total, excluyendo el que sobrepasa el camino.

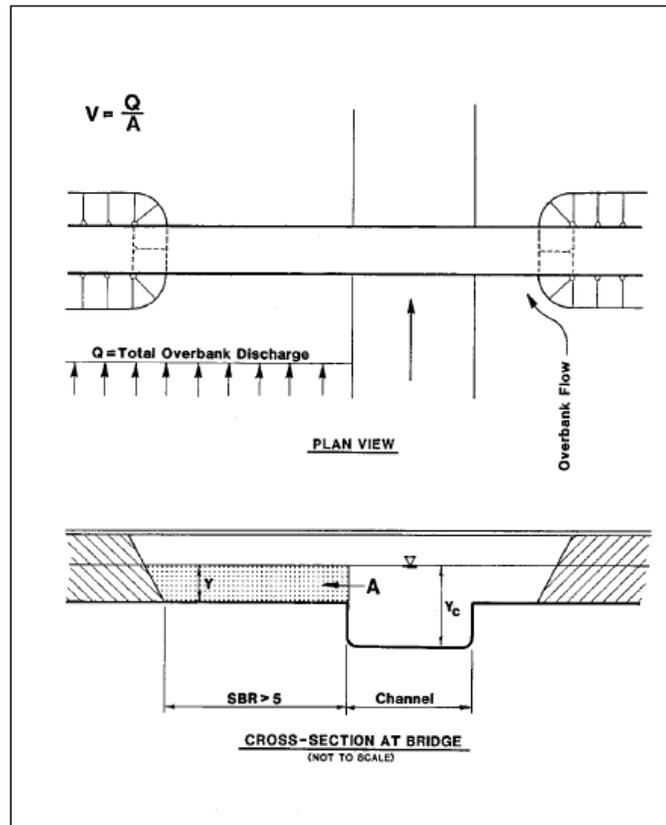
FIGURA 17. Velocidad media característica para una relación de obstrucción del flujo menor a 5.



(Fuente: U.S. Department of Transportation, 2009, figura 14.4, p. 14.7).

2. Cuando el SBR es mayor que 5 (ver figura 18), se calcula una velocidad promedio característica, Q / A , para el flujo respectivo del banco central solamente. Suponga que todo el flujo bancario respectivo permanece en la sección del banco a través de la abertura del puente.

FIGURA 18. Velocidad media característica para una relación de obstrucción del flujo mayor a 5.

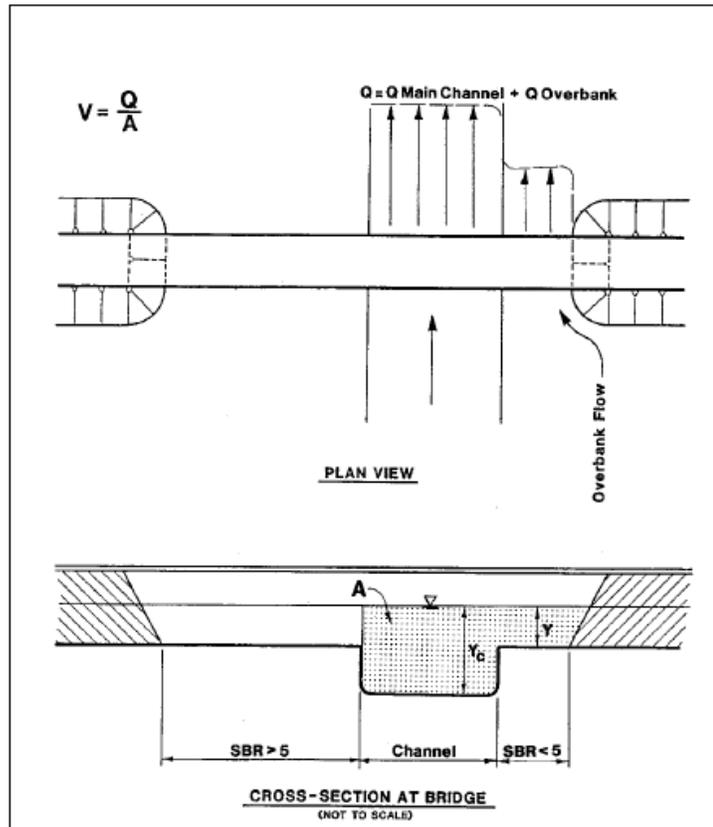


(Fuente: U.S. Department of Transportation, 2009, figura 14.5, p. 14.9).

3. Si SBR para un estribo es menor que 5 y SBR para el otro estribo en el mismo sitio es más de 5 (ver figura 19), una velocidad promedio característica determinada desde el caso 1 para el estribo con SBR menor que 5 puede ser poco realista. Esto por supuesto, dependerá de la descarga del banco de enfrente así como de la distancia de retroceso del otro pilar. Para este caso, la velocidad promedio característica para el estribo con SBR menor que 5 debe basarse en el área de flujo limitada por el límite de

ese estribo y una pared imaginaria ubicada en el banco de canal opuesto. La descarga apropiada está limitada por esta pared imaginaria y el borde exterior de la llanura de inundación asociada con ese estribo.

FIGURA 19. Velocidad media característica para una relación de obstrucción del flujo mayor a 5 en un estribo y menor a 5 en el otro.

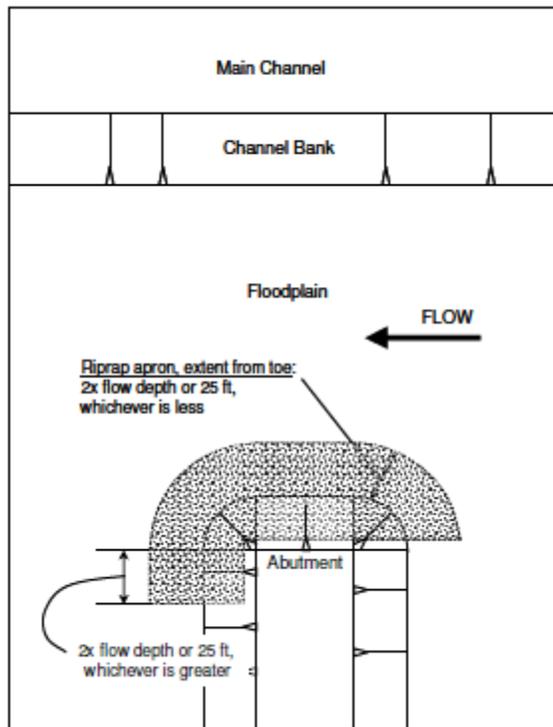


(Fuente: U.S. Department of Transportation, 2009, figura 14.6, p. 14.10).

Para un buen funcionamiento del enrocado para la protección de estribos el HEC 23 recomienda lo siguiente:

El pie del enrocado debe extenderse desde la punta del estribo hacia el canal del puente una distancia igual al doble de la profundidad de flujo en el área del banco cerca del terraplén, pero no debe exceder los 25 pies (7.5 m). (Ver figura 20).

FIGURA 20. Vista en planta de la medida del delantal de roca

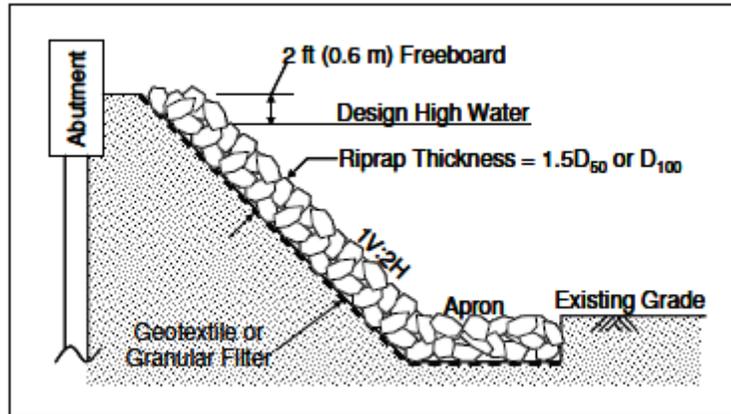


(Fuente: U.S. Department of Transportation, 2009, figura 14.7, p. 14.11).

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

El espesor del enrocado no debe ser menor que 1.5 veces el D50, ni menor que el D100, adicionalmente el espesor del enrocado debe incrementarse en 50% si es que el mismo es colocado bajo agua para considerar la incertidumbre creada por las condiciones en que fue colocado. (La figura 21 ilustra la recomendación de que la superficie superior de la plataforma debe estar al nivel del nivel existente de la llanura de inundación).

FIGURA 21. Sección transversal típica para el enrocado de estribos



Fuente: U.S. Department of Transportation, 2009, figura 14.8, p. 14.12.

La gradación del enrocado debe cumplir las mismas características indicadas en la tabla 10 del presente trabajo.

CAPITULO 4: DISEÑO METODOLÓGICO

Para la realización de esta investigación monográfica, primeramente, surge la necesidad de la recopilación bibliográfica de documentos anteriormente elaborados por diversos autores, sean propiamente dirigidos a la cuenca de interés o bibliografía en donde se aborden aspectos similares a los que se afrontaran en esta investigación monográfica. Las fuentes oficiales que se cuentan para llevar a cabo esta investigación son el MTI e INETER

4.1 Organización de la información recopilada

Como ya se ha mencionado con anterioridad la finalidad de esta investigación reside, en realizar la revisión del estudio hidrotécnico del puente Ayapal, ubicado en el municipio de San José de Bocay, departamento de Jinotega, por lo que la selección y análisis de la información existente requiere una observación juiciosa, con el fin de elaborar la metodología más acertada del trabajo.

4.1.1 Exploración de estudios previos

La primera fase consistió en verificar la actualidad de la información existente, dicho de otro modo, qué investigaciones de naturaleza similar se han llevado a cabo, en qué fecha fueron publicados y sus resultados derivados. El unico estudio que se tiene fue elaborado por EDICRO S.A. El cual expone el diseño del puente Ayapal desde el punto de vista hidráulico.

4.2 Obtención de la información

La documentación proporcionados por INETER consistía en el Modelo digital del terreno, Uso de suelo y Tipo de suelo, esta información en formato raster, perteneciente a los cuadrantes Rio Wamblan (# de hoja. 30572), Cerro el Potrero (# de hoja. 31573), San Jose de Bocay (# de hoja. 30561), Cerro las Torres (# de hoja. 31564), El Cua (# de hoja. 30562), Waslala (# de hoja. 31563), Macizo de Peñas Blancas (# de hoja. 30551).

Además de información meteorológica de la estación Muy Muy, esta consistía en: Intensidades máximas anuales de precipitaciones, las curva IDF y registro de precipitaciones de los huracanes: Alleta, Joan, Cesar y Mitch.

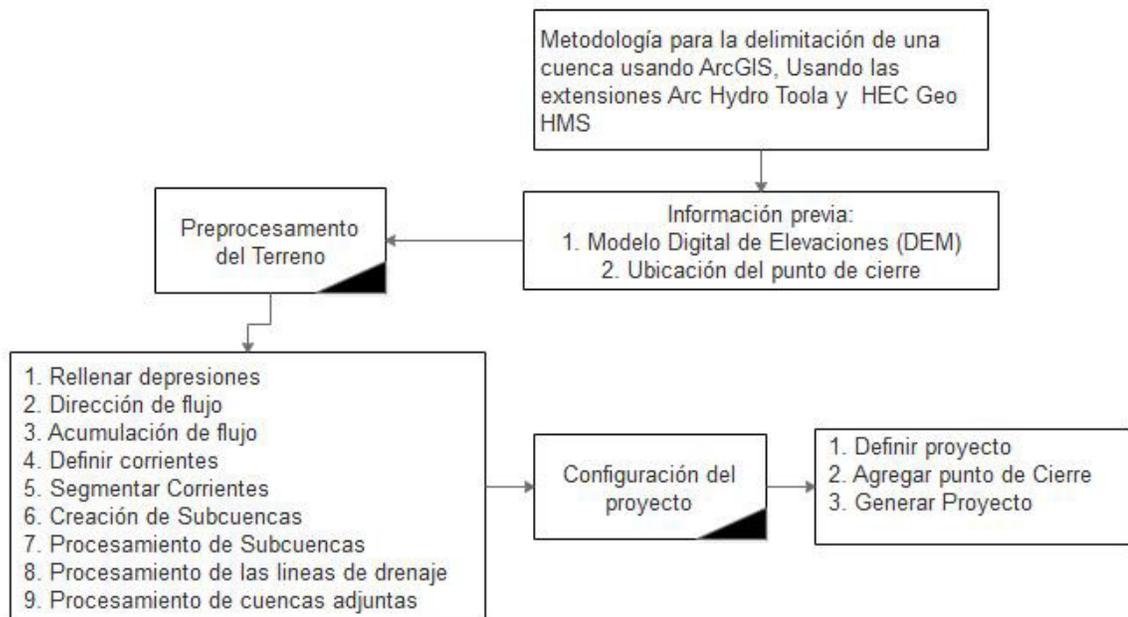
4.3 Procesamientos con sistema de información geográfica

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

4.3.1 Delimitación de la cuenca mediante el software ArcGIS

Primeramente, se efectuó una delimitación automática de la cuenca, por lo que el software asignó cuencas y cauces debido a las depresiones naturales del DEM. El resultado era una serie de subcuenca con sus respectivos cauces. A continuación se muestran la secuencia de pasos para la delimitación de la cuenca con las extensiones Arc Hydro Tools y HEC Geo HMS de ArcGIS:

FIGURA 22. Secuencia para delimitar una cuenca en ArcGIS.

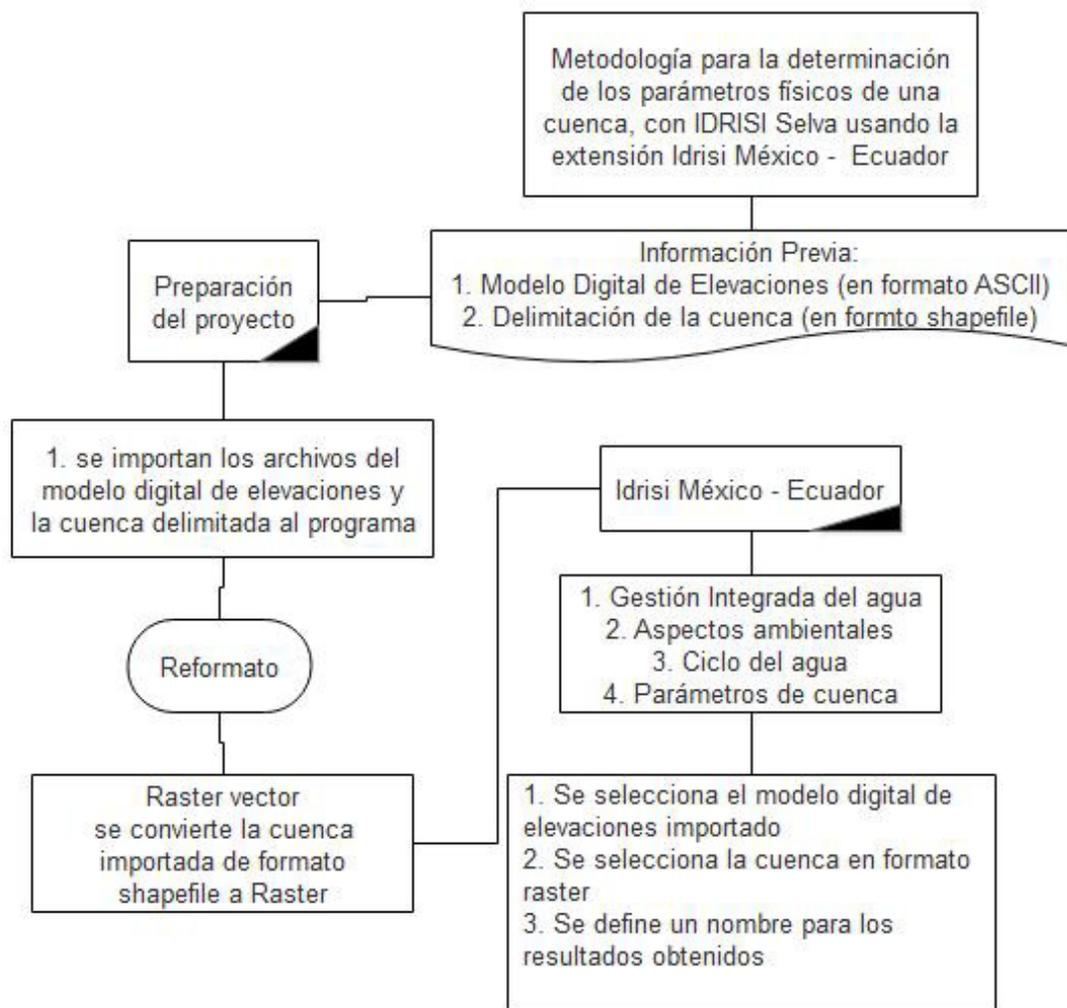


Fuente: Elaboración propia.

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

Esto se obtuvo mediante la utilización del software IDRISI Selva, ya que en el programa se pudo exportar el modelo de elevación digital y el shapefile de la cuenca generado en ArcGIS. Los datos de entrada antes mencionados permitirán la generación de cada parámetro morfométrico de la cuenca, perfil del cauce principal y curva hipsométrica. A continuación se muestran la secuencia de pasos para la determinación de las características morfométricos de la cuenca con la extensión Idrisi México – Ecuador del programa antes mencionado.

FIGURA 23. Secuencia para obtener los parámetros físicos de una cuenca en IDRISI Selva.



Fuente: Elaboración propia.

4.3.3 Creación del modelo de la cuenca mediante la utilización de HEC Geo HMS

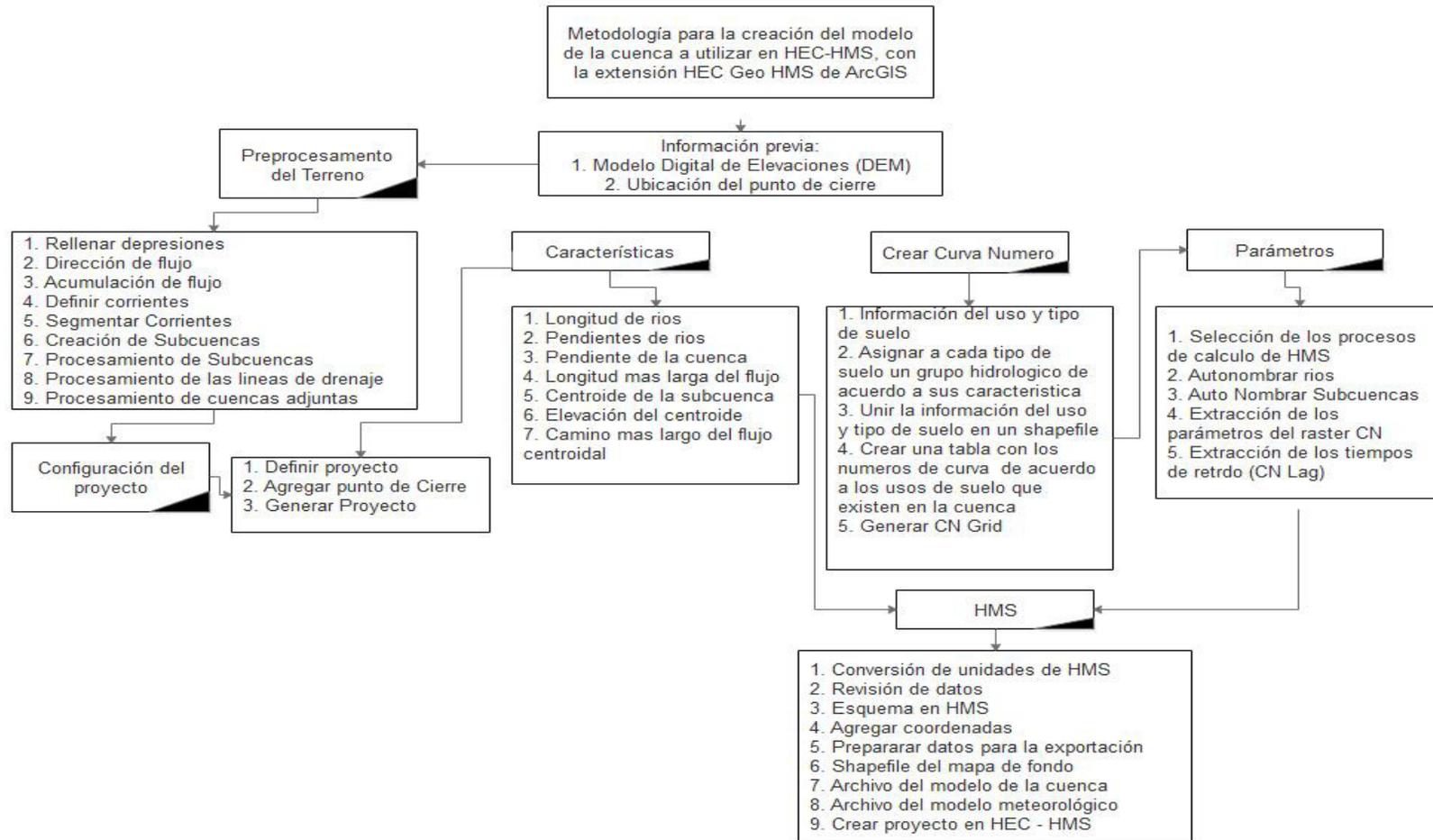
Una vez delimitada la cuenca en estudio se procedió a emplear las herramientas de geoprocésamiento para la obtención de aquellos parámetros físicos de las subcuencas tales como: área, longitudes de los ríos, diferencia de elevaciones. Las cuáles serán utilizadas para efectuar el análisis hidrológico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

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

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

A continuación se muestran la secuencia de pasos para crear el modelo de la cuenca a utilizar en HEC – HMS con la extensión HEC Geo HMS de ArcGIS:

FIGURA 24. Secuencia para obtener el modelo de la cuenca a utilizar en HEC-HMS con la extensión HEC Geo HMS de ArcGIS.



Fuente: Elaboración propia.

4.4 Análisis hidrológico de la cuenca en HEC – HMS

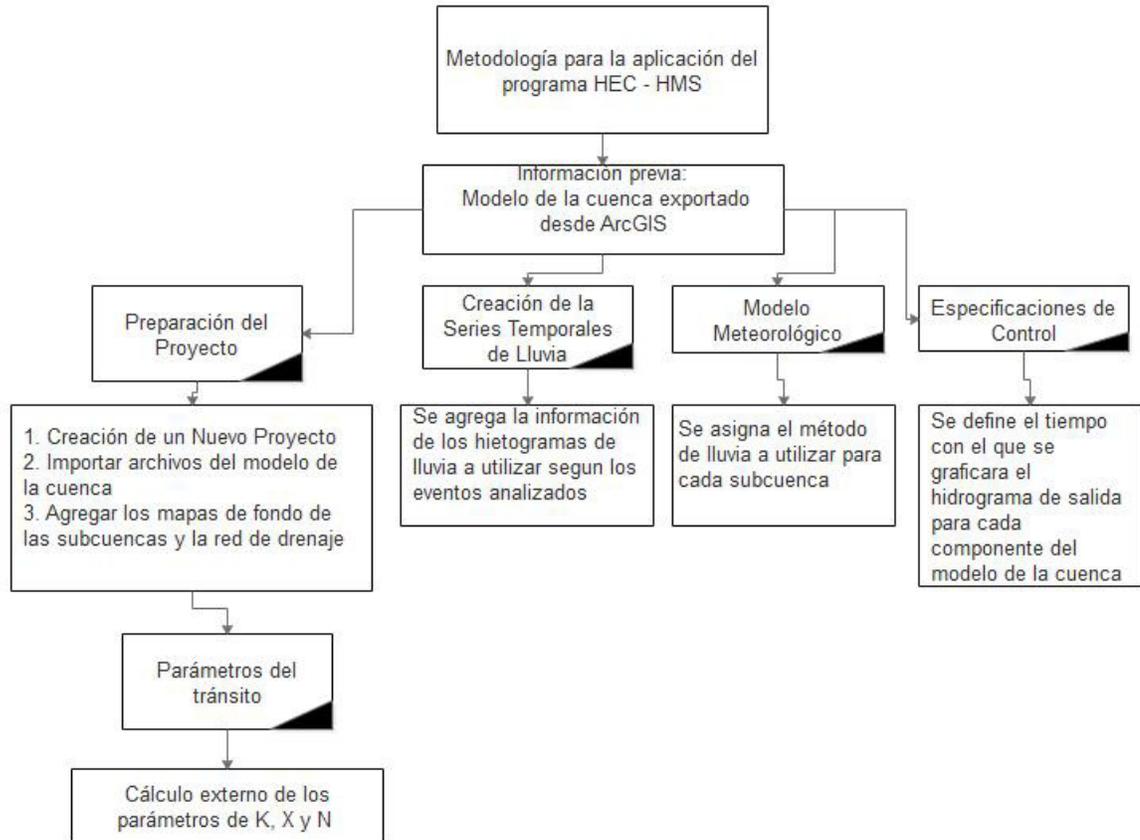
El análisis hidrológico es uno de los ítems más importantes de la presente investigación, por lo que toda la información recolectada en los pasos anteriores (desde el pre procesamiento con SIG) es parte del fundamento del modelo Hidrológico.

La extracción de los números de curva ponderados para cada subcuenca, y la determinación de los tiempos de retardo mediante método SCS, fueron asistidas con técnicas de geoprocésamiento en el Programa ArcGIS. Una vez completada la fase de exploraciones, creación del modelo mediante SIG se procedió a calcular externamente otros parámetros de entrada al modelo HEC - HMS, dentro los cuales destacan los más importantes: parámetros de tránsito mediante método Muskingum y la creación de los hietogramas de lluvia para el análisis.

Las precipitaciones usadas consistieron en tres tormentas de diseño para: 25, 50 y 100 años, creando esas precipitaciones gracias al método de bloque alterno y representado en forma gráfica a través de hietogramas. También se analizaron dos tormentas correspondientes a los huracanes Joan y Mitch que fueron los de mayor intensidad registradas por la estación meteorológica de Muy Muy.

A continuación se muestran la secuencia de pasos para realizar un análisis hidrológico en el programa HEC – HMS:

FIGURA 25. Secuencia para realizar el análisis hidrológico en HEC - HMS.



Fuente: Elaboración propia.

4.5 Análisis hidráulico del puente en HEC – RAS

Una vez obtenidos los caudales picos en HEC-HMS, se usó el software HEC-RAS para examinar el comportamiento del puente el Ayapal que se encuentra ubicado sobre el río Bocay, evaluando el nivel de la superficie del agua que se obtiene en el puente, además del efecto de la socavación que se produce en la infraestructura del puente, ante los eventos analizados en el presente estudio.

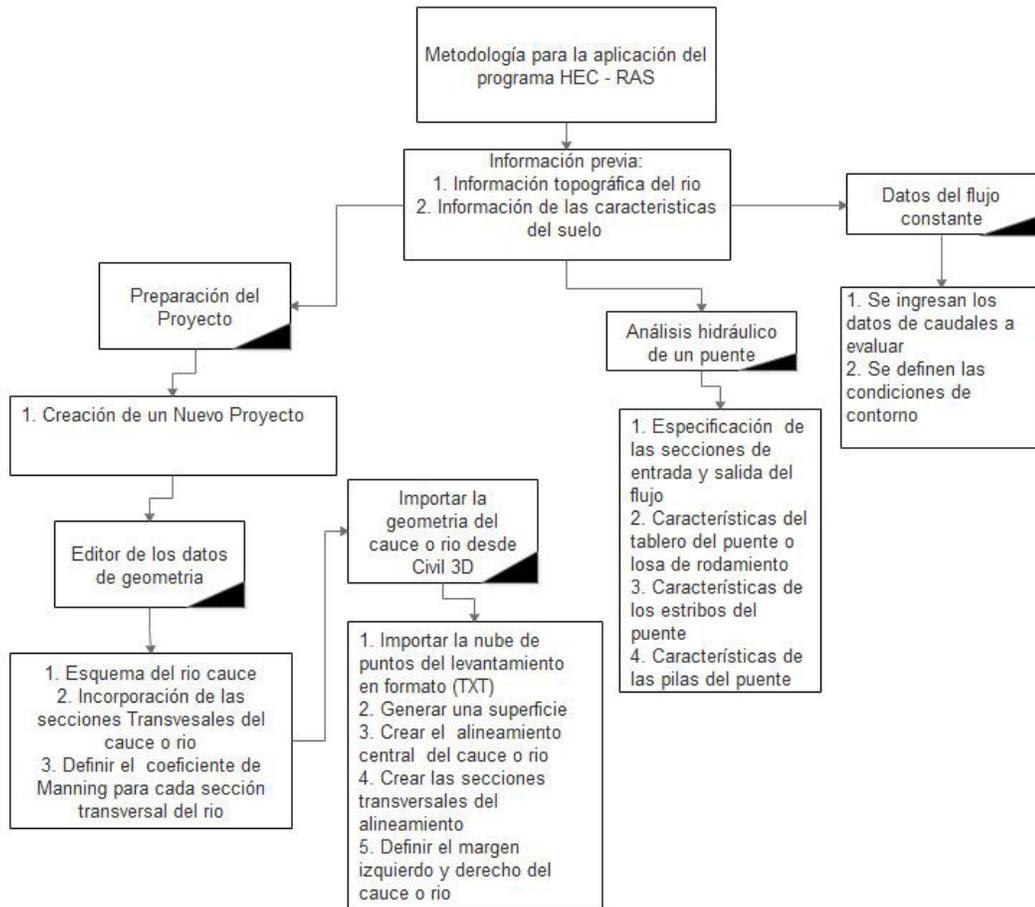
4.5.1 Obtención de la información

El diseño del puente Ayapal se encontraba bajo la supervisión del MTI, por lo cual es la principal fuente de información de esta institución se obtuvo los informes ingenieriles del diseño del puente Ayapal, los planos con los datos geométricos del puente. La nube de puntos del levantamiento topográfico (en formato TXT) y los estudios de suelo realizados en el puente

Además de los caudales es necesario contar con la topografía del terreno, ya que en él software se ingresan los perfiles de las secciones transversales, por medio de la vinculación con el programa CIVIL 3D se puede exportar la topografía del cauce a HEC-RAS facilitando el proceso de esta manera no se tendrán que introducir las secciones manualmente en el programa.

A continuación se muestran la secuencia de pasos para realizar un análisis hidráulico en el programa HEC – RAS:

FIGURA 26. Secuencia para realizar el análisis hidráulico en HEC - RAS.



Fuente: Elaboración propia.

CAPITULO 5: ANÁLISIS Y PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS

5.1 Características Morfométricas de la cuenca del rio Bocay

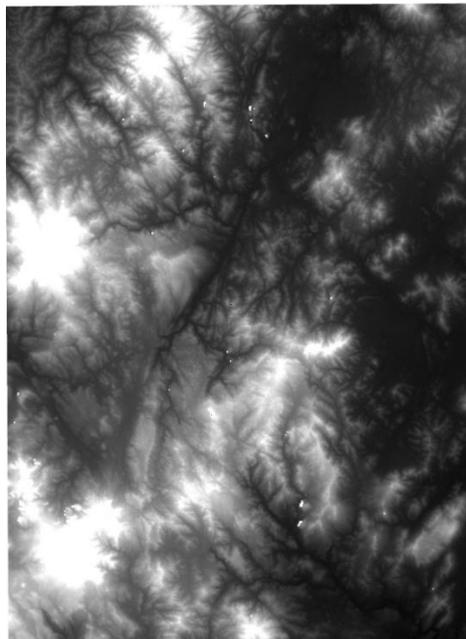
Es de suma importancia la determinación de las características morfométricas de la cuenca, debido a que esto nos brinda una idea del comportamiento que esta tendrá a determinado evento hidrológico.

5.1.1 Delimitación de la cuenca

Para elaborar la delimitación de la cuenca del río Bocay, la base fundamental es el Modelo de Elevación Digital (DEM), ya que con este se realiza la delimitación de la cuenca y la determinación de las características morfológicas de esta.

El primer paso consiste en precisar los cuadrantes en que se encuentra situada la cuenca, estos corresponden a las hojas topográficas: Rio Wamblan (# de hoja. 30572), Cerro el Potrero (# de hoja. 31573), San Jose de Bocay (# de hoja. 30561), Cerro las Torres (# de hoja. 31564), El Cua (# de hoja. 30562), Waslala (# de hoja. 31563), Macizo de Peñas Blancas (# de hoja. 30551).

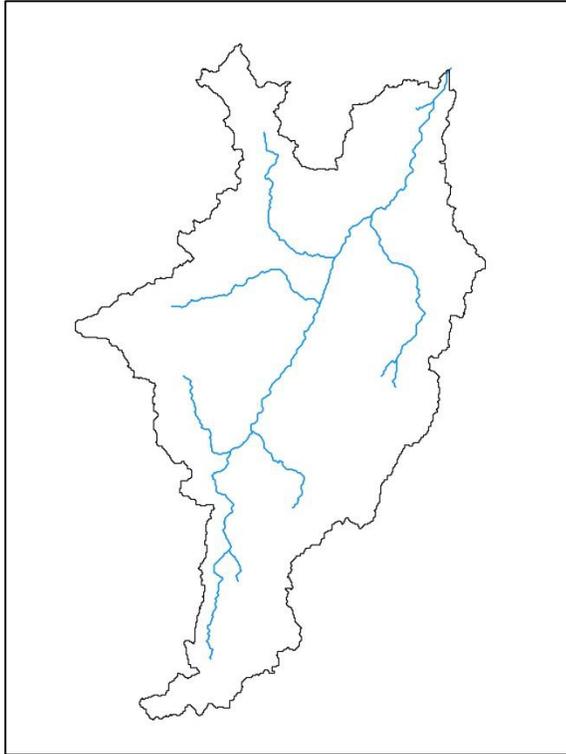
FIGURA 27. Modelo de elevacion digital de la cuenca del rio Bocay.



Fuente: INETER.

La delimitación de la cuenca se realizó mediante la aplicación de los complementos Archydro tools y HEC-GeoHMS del software ArcGIS.

FIGURA 28. Delimitación de la cuenca del río Bocay.



Fuente: Elaboración propia.

5.1.1.1 Área y perímetro

La cuenca posee un área de 901.52 km², con un perímetro de 279.5 km estos datos se obtuvieron en el software ArcGIS, mediante el uso de la información proporcionada por INETER.

Por su orden de tamaño es clasifica como una cuenca intermedia grande, ya que la superficie está en el rango de: 500 km² ≤ 902.702 km² ≤ 2500 km², así mismo se procedió delimitar la cuenca en subcuenca con áreas menores a 50km², obteniendo así 28 subcuencas, sus áreas y perímetros se muestran en la siguiente tabla:

TABLA 11. Áreas y perímetros de las subcuencas del río Bocay.

Subcuenca	Nombre	Área (km²)	Perímetro (km)
1	W250	7.652	20.634
2	W280	28.359	36.156
3	W540	16.939	30.860
4	W590	35.995	43.460
5	W310	33.386	37.982
6	W840	48.983	44.921
7	W330	18.064	30.130
8	W790	14.947	27.573
9	W940	42.047	46.199
10	W360	30.660	36.886
11	W370	27.909	35.060
12	W380	3.034	9.861
13	W390	47.874	51.860
14	W490	43.006	63.364
15	W690	19.573	42.364
16	W440	25.000	33.417
17	W430	43.414	47.112
18	W450	35.662	45.468
19	W500	11.387	19.539
20	W550	41.005	47.294
21	W600	49.358	56.059
22	W650	33.928	46.564
23	W700	37.304	44.921
24	W750	42.047	44.555
25	W800	39.296	45.103
26	W850	48.016	53.503
27	W900	46.674	47.112
28	W950	31.185	35.243
Σ		901.52	

Fuente: Elaboración propia.

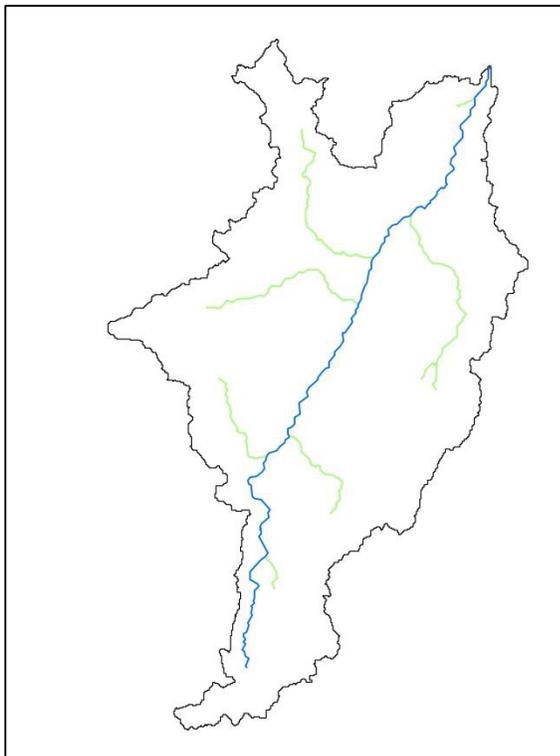
Ver Anexo N°2: Delimitación de la cuenca del rio Bocay.

5.1.1.2 Longitud de la corriente principal

La corriente principal de la cuenca del rio Bocay esta conformados por 8 tramos cuya sumatoria dan una longitud total de 64.364 km.

Este valor se encuentra por encima del valor máximo de clasificación (15.1km-19.1 km), por lo que la corriente principal se puede clasificar como larga lo cual es un indicador que la cuenca en estudio tendrá mayores tiempos de desplazamiento de las crecidas. Ver figura 29.

FIGURA 29. Corriente principal de la cuenca del rio Bocay.



Fuente: Elaboración propia.

5.1.2 Parámetros según su forma

5.1.2.1 Índice de graveluis o coeficiente de compacidad K_c

$$K_c = 0.28 * \frac{279.5}{\sqrt{901.52}} = 2.6$$

Este valor se encuentra por encima del valor máximo de clasificación (1.5-1.75), por lo que se establece que la cuenca del río Bocay tendrá una forma alargada

5.1.2.2 Coeficiente de forma K_f

$$K_f = \frac{901.52}{58.46^2} = 0.264$$

Según el valor obtenido se encuentra entre el rango de $0.18 < 0.264 < 0.36$ lo que la clasifica como ligeramente achatada

5.1.2.3 Coeficiente de Masividad K_m

$$K_m = \frac{579.49}{901.52} = 0.64$$

Esta se encuentra en el rango de ($0 < 0.64 < 35$) lo que la clasifica como muy montañosa, esto se puede apreciar en toda el área de la cuenca ya que no ha sido afectada por el efecto de urbanizaciones esta parte de nuestro país.

5.1.3 Parámetros según su relieve

5.1.3.1 Pendiente de la cuenca

A través del software Idrisi Selva se determinó este parámetro, dando como resultado una pendiente media del **23.55%**.

Ver Anexo N°4: Pendiente de la Cuenca del río Bocay.

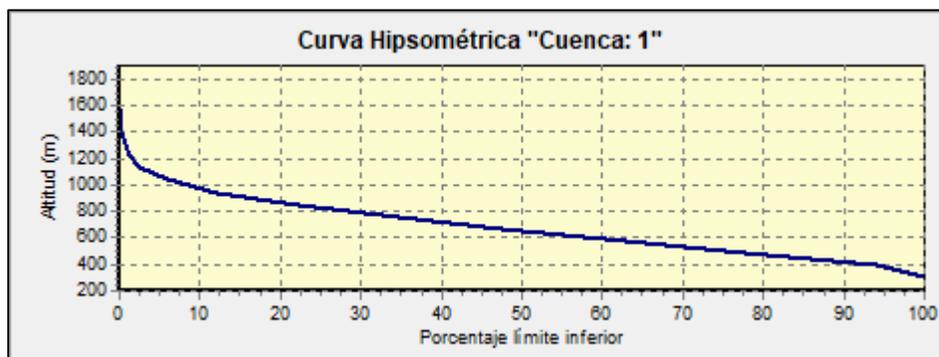
5.1.3.2 Curva hipsométrica

La curva hipsométrica e esta cuenca se adapta a la representación gráfica de valles extensos y cumbres escarpadas, con su distribución de frecuencia se pueden caracterizar las tres zonas más importantes, la zona alta comprendida entre las elevaciones (1672-908.65) msnm (15.22%), la zona media (908.65-405.7) msnm (75%) y la zona baja (405.22-200) msnm (9.78%).

La curva hipsométrica de la cuenca del río Bocay refleja que se clasifica es una cuenca sedimentaria (se encuentra en su etapa de vejez), lo que indica que la parte alta de la cuenca se encuentra erosionada, lo que indica un peligro de

deslizamiento de sus laderas, mientras la parte baja de la cuenca es donde se depositan los sedimentos

GRAFICA 8. Curva hipsométrica de la cuenca del rio Bocay.



Fuente: Elaboración propia.

Los valores que se utilizaron en la construcción del gráfico se detallan en la siguiente tabla

TABLA 12. Valores de la Curva hipsométrica.

rango de elevaciones	Área entre curvas (Km ²)	Curva de frecuencia (%)	Hipsométrica (%)
1764-1672	0.010	0.001	0.001
1672-1580	0.110	0.012	0.013
1580-1488	0.360	0.04	0.053
1488-1396	0.860	0.095	0.148
1396-1304	1.890	0.21	0.358
1304-1212	3.220	0.358	0.716
1212-1120	4.740	0.526	1.242
1120-1028	12.100	1.344	2.586
1028-936	29.510	3.277	5.863
936-844	57.300	6.364	12.227
844-752	90.770	10.081	22.308
752-660	111.940	12.432	34.74
660-568	116.410	12.928	47.668
568-476	136.300	15.137	62.805
476-384	135.000	14.993	77.798
384-292	146.420	16.261	94.059

rango de elevaciones	Área entre curvas (Km ²)	Curva de frecuencia (%)	Hipsométrica (%)
292-200	53.490	5.941	100
Σ	901.52	100.000	

Fuente: Elaboración propia.

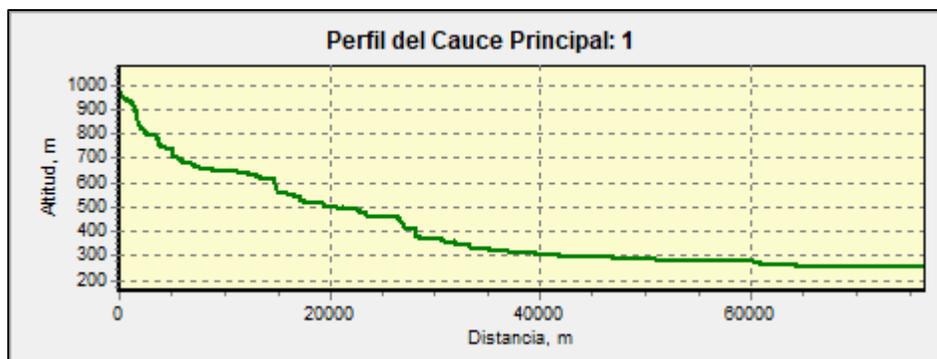
5.1.3.3 Elevación promedio de la cuenca

La elevación media de la cuenca es de 579.49 msnm esta se encuentra por debajo del rango de clasificación (1782.3-2072.2) para la clasificación de baja. Mientras el desnivel altitudinal es de 739 msnm, por lo tanto, se encuentra por en el rango (572 msnm < 600 msnm < 1220 msnm) para una clasificación de bajo.

5.1.3.4 Pendiente del cauce principal

Este parámetro vario durante el recorrido del cauce principal dando como resultado una pendiente promedio de 1.26% por tanto se clasifica como una pendiente entre los límites de suave.

GRAFICA 9. Perfil del cauce principal.



Fuente: Elaboración propia.

5.1.4 Parámetros según su drenaje

5.1.4.1 Orden de la corriente

Esta se encuentra en el rango de (2<3<4) lo que la clasifica con un orden de corriente medio.

Ver Anexo N°5: Orden de la corriente del rio Bocay

5.1.4.2 Densidad de drenaje

$$D_d = \frac{147.59}{901.52} = 0.1637$$

Esta se encuentra en el rango de (0.1<0.1637<1.8) lo que la clasifica con una densidad de drenaje baja, esto es un indicador que el suelo de la cuenca está compuesto por materiales resistentes a la erosión o muy permeables.

5.1.4.3 Sinuosidad de la corriente

$$S = \frac{76.73}{58.46} = 1.31$$

El valor obtenido de S=1.31 es un indicador para definir a la corriente del río principal como sinuosa

5.1.5 Resumen de las características Morfométricas de la cuenca del río Bocay

En la siguiente tabla se presenta las características morfométricas de la cuenca del río Bocay:

TABLA 13. Parámetros Morfométricas de la cuenca del río Bocay.

Parámetro	Registro	Unidad	Descripción
CLVRGN	1		Cuenca hidrográfica del río Bocay
A	901.52	Km ²	Superficie de cuenca
P	279.5	Km	Perímetro de la cuenca
K_C	2.6	-	índice de Gravelius o coeficiente de compacidad
K_f	0.264	-	coeficiente de forma
K_m	0.64	m/Km ²	coeficiente de masividad
Pm-G	12.72	°	Pendiente media
Pm-p	23.12	%	Pendiente media
RH	2.88	-	Relación hipsométrica
EM	579.49	msnm	Elevación media
EMX	980	msnm	Altitud máxima
EMN	241	msnm	Altitud mínima
LC	76.73	Km	Longitud del eje del río principal
LA	58.46	Km	Longitud directa del río principal
SC_P	1.26	%	Pendiente promedio del río principal
TC-KIRPICH	11.19	hrs	Tiempo de concentración Kirpich

Parámetro	Registro	Unidad	Descripción
TC-CHPW	11.25	hrs	Tiempo de concentración de California Highways and Public Works
TC-PHC	5.883	hrs	Tiempo de concentración proyecto hidrometeorológico centroamericano
Dd	0.1637	Km/Km ²	densidad de drenaje
S	1.31	-	sinuosidad de la corriente

Fuente: Elaboración propia.

Los parámetros físicos a considerar como lo son: el área de las subcuencas, las pendientes, la longitud y pendiente del cauce principal el programa ArcGIS se encarga de realizar los cálculos para cada elemento que componen el modelo.

A continuación se presenta un resumen de estos resultados:

TABLA 14. Parámetros morfométricos de cada subcuenca de la cuenca del río Bocay.

Subcuenca	Área (Km ²)	Longitud del río (m)	Elev max (m)	Elev min (m)	Pendiente Del cauce(%)	TC (hr)
W250	7.652	3402.299	243	238	0.0015	1.101
W280	28.359	1919.242	256	243	0.0068	0.394
W540	16.939	5860.104	250	243	0.0012	1.813
W590	35.995	10718.574	387	272	0.0107	1.240
W310	33.386	5403.594	272	271	0.0002	3.492
W840	48.983	9988.158	308	271	0.0037	1.768
W330	18.064	4455.444	279	272	0.0016	1.321
W790	14.947	8999.502	358	279	0.0088	1.171
W940	42.047	3359.820	292	279	0.0039	0.751
W360	30.660	2328.757	337	326	0.0047	0.525
W370	27.909	2611.839	354	326	0.0107	0.418
W380	3.034	2865.492	340	327	0.0045	0.625
W390	47.874	10121.867	606	340	0.0263	0.840
W490	43.006	6240.977	440	340	0.0160	0.700
W690	19.573	4682.355	385	327	0.0124	0.620
W440	25.000	8763.414	642	493	0.0170	0.889
W430	43.414	3427.625	675	493	0.0531	0.278
W450	35.662	3134.810	668	642	0.0083	0.531
W500	11.387	5129.688	493	440	0.0103	0.713
W550	41.005	7463.033	271	250	0.0028	1.570
W600	49.358	6894.412	523	387	0.0197	0.698
W650	33.928	2029.453	436	420	0.0079	0.388

Subcuenca	Área (Km ²)	Longitud del río (m)	Elev max (m)	Elev min (m)	Pendiente Del cauce(%)	TC (hr)
W700	37.304	3488.941	420	385	0.0100	0.536
W750	42.047	3695.042	514	410	0.0281	0.377
W800	39.296	3649.391	410	358	0.0142	0.485
W850	48.016	6323.103	326	308	0.0028	1.376
W900	46.674	6332.279	327	297	0.0047	1.132
W950	31.185	4301.482	297	292	0.0012	1.444

Fuente: Elaboración propia.

Ver el anexo N°2 para la identificación de cada subcuenca que compone el modelo.

5.2 Análisis hidrológico de la cuenca del río Bocay

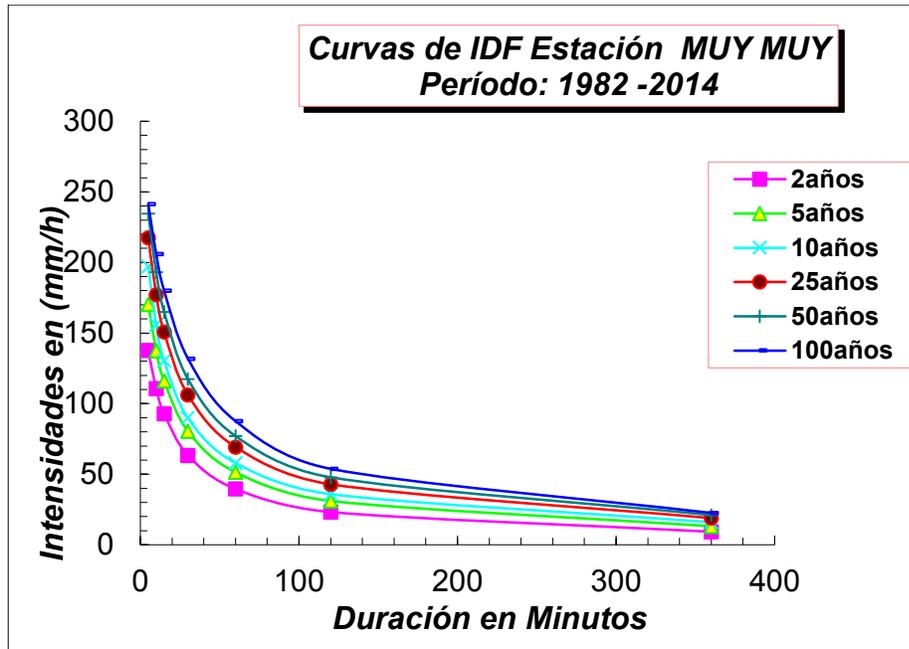
El modelo de la cuenca fue creado usando el software ArcGIS 9.3, mediante el uso de las extensiones ARC Hydro Tools 9.3 y Hec-GeoHMS 9.3, esta última es la que se encarga de generar el modelo que utilizara HEC-HMS para el análisis hidrológico. A continuación se describen los datos utilizados en el análisis hidrológico, así los resultados obtenidos.

En el anexo N°6 se presenta el Esquema de la cuenca del río Bocay usado en HEC-HMS, para el análisis hidrológico.

5.2.1 Curvas Intensidad - Duración – Frecuencia

La cuenca se encuentra ubicada en el área de influencia de la estación hidrometeorológica de Muy Muy los datos empleados para la construcción de las IDF comprenden los años de 1982-2014.

GRAFICA 10. IDF, Estación MUY MUY.



Fuente: INETER.

A partir de ellas se elaboraron tres hietogramas de lluvia para los periodos de retorno de: 25, 50 y 100 años a partir de las curvas IDF de la estación antes mencionada, dichos hietogramas se realizaron para una duración máxima de 3 horas, en intervalos sucesivos de 15 minutos. A continuación, se presentan los datos de las curvas IDF de la estación de MUY MUY:

TABLA 15. Intensidades máximas de lluvias, según el periodo de retorno en la Estación MUY MUY.

TR	Tiempo en Minutos						
	5	10	15	30	60	120	360
2 años	137.7	110.7	92.9	63.4	39.6	23.2	9.3
5 años	170.4	137.6	116.1	80.5	51.4	31.1	13.2
10 años	197.2	156.0	130.4	89.9	58.0	35.9	16.0
15 años	197.4	163.6	140.3	99.7	64.9	39.5	16.7
25 años	217.4	177.3	150.7	106.2	69.3	42.9	18.9
50 años	234.6	193.1	165.1	117.4	77.1	47.8	21.1
100 años	241.4	205.9	180.1	132.0	87.6	53.8	22.6

Fuente: INETER.

5.2.2 Aplicación del método de bloques alternos

Para la selección del periodo de retorno es importante evaluar el factor de riesgo que tendrá y la importancia de la obra, el MTI establece una clasificación de acuerdo a la clasificación funcional de la carretera para la selección del periodo de retorno esta se presenta en la siguiente tabla:

TABLA 16. Selección del periodo de retorno de acuerdo a la clasificación funcional de la carretera.

Clasificación funcional de carreteras	Revisión del Flujo			
	10	25	50	100
troncal principal	-	-	-	-
Caja – Puente			X	X
Puentes grandes			X	X
Puentes pequeños			X	X
Troncal Secundaria:	-	-	-	-
Caja – Puente			X	X
Puentes grandes			X	X
puentes pequeños			X	X
Colectora Principal:	-	-	-	-
Caja – Puente			X	X
Puentes grandes			X	X
Puentes pequeños		-	-	-
Colectora Secundaria:	-	-	-	-
Caja – Puente		X	X	X
puentes pequeños		X	X	X
Caminos Vecinales:	-	-	-	-
Caja – Puente		X	X	X
Puentes grandes		X	X	X
Puente pequeños		X	X	X

Fuente: CORASCO, 2009, tabla 2, p.15.

5.2.2.1 Aplicación del Método de bloque alterno, para el periodo de retorno de 25 años

El método se basa en determinar la profundidad de lluvia a partir de las lecturas de las IDF y el intervalo de tiempo seleccionado, como se muestra a continuación como ejemplo de cálculo:

El número de intervalos se define como:

$$\Delta t = \frac{\text{la duración total de la tormenta}}{\text{el intervalo de tiempo sucesivo de duración}}$$

$$\Delta t = \frac{180 \text{ min}}{15 \text{ min}} = 12$$

*Profundidad acumulada = duracion * intensidad*

$$Pa_{1\Delta t} = \frac{\left(15 \text{ min} * \frac{150.729 \text{ mm}}{h}\right)}{\frac{60 \text{ min}}{h}} = 37.68 \text{ mm}$$

$$Pa_{2\Delta t} = \frac{\left(30 \text{ min} * \frac{106.224 \text{ mm}}{h}\right)}{\frac{60 \text{ min}}{h}} = 53.11 \text{ mm}$$

Una vez calculada la profundidad acumulada para el total de los intervalos en este caso son 12, es necesario encontrar la Profundidad para cada intervalo de tiempo sucesivo.

$$\text{Profundidad} = Pa_{\Delta t} - Pa_{\Delta t-1}$$

$$P_{1\Delta t} = 37.68 \text{ mm} - 0 = 37.68 \text{ mm}$$

$$P_{2\Delta t} = 53.11 \text{ mm} - 37.68 = 15.43 \text{ mm}$$

Teniendo todos los datos, la aplicación del método consiste en reordenar los bloques encontrados de tal manera que la intensidad máxima ocurra en la mitad del tiempo ($\Delta t/2$), y los demás bloques queden en orden descendente

alternativamente hacia la derecha y la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño.

Los demás resultados se presentan en la siguiente tabla cabe destacar que este proceso se realizó para la construcción de los tres hietogramas utilizados en el análisis.

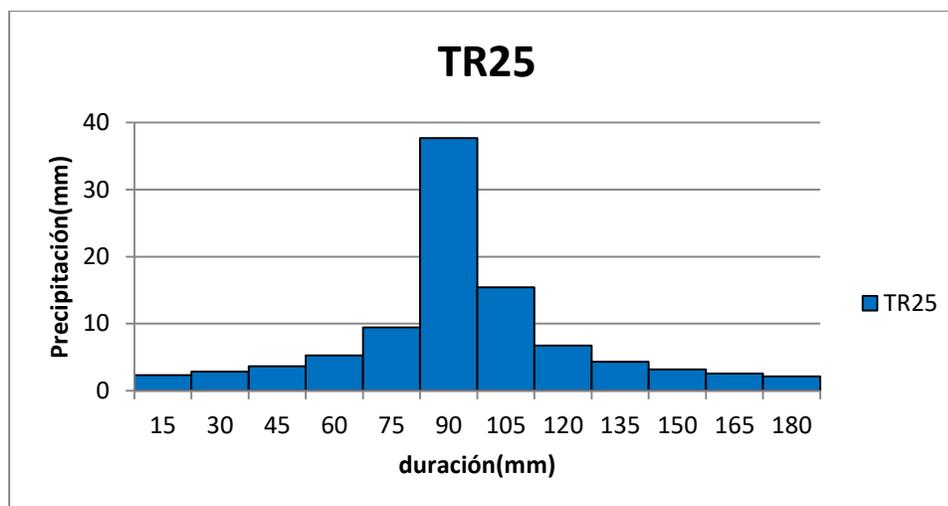
TABLA 17. Cálculo del Hietograma de lluvia para un periodo de retorno de 25 años, según el método de los bloques alternos.

Duración (min)	INT (mm/h)	Prof acum(mm)	Prof (mm)	tiempo inicial	tiempo final	Precipitación (mm)
15	150.729	37.68	37.68	0	15	2.33
30	106.224	53.11	15.43	15	30	2.84
45	83.403	62.55	9.44	30	45	3.67
60	69.315	69.31	6.76	45	60	5.27
75	59.667	74.58	5.27	60	75	9.44
90	52.605	78.9	4.32	75	90	37.68
105	47.188	82.57	3.67	90	105	15.43
120	42.888	85.77	3.2	105	120	6.76
135	39.384	88.61	2.84	120	135	4.32
150	36.467	91.16	2.55	135	150	3.2
165	33.997	93.49	2.33	150	165	2.55
180	31.876	95.62	2.13	165	180	2.13

Fuente: Elaboración propia.

Graficando los datos de la tabla anterior, se obtiene el hietograma de lluvia para un periodo de retorno de 25 años.

GRAFICA 11. Hietograma de lluvia para un periodo de retorno de 25 años.



Fuente: Elaboración propia.

A partir de la curva de IDF para periodo de retorno de 25 años, el hietograma resultante con una duración de 3 horas, muestra una precipitación máxima de 37.68 mm.

Con la misma secuencia lógica, se obtiene los siguientes hietogramas de lluvia para periodo de retorno de 50 y 100 años.

TABLA 18. Cálculo del Hietograma de lluvia para un periodo de retorno de 50 años, según el método de los bloques alternos.

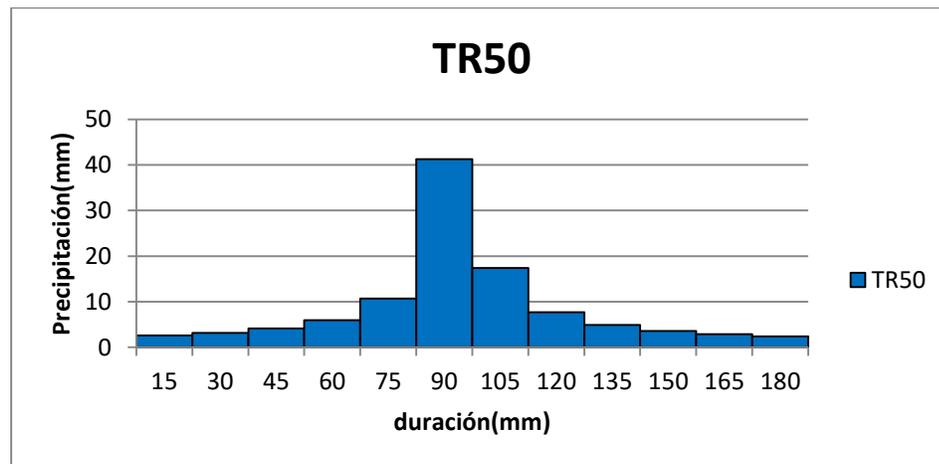
Duración (min)	INT (mm/h)	Prof acum(mm)	Prof (mm)	tiempo inicial	tiempo final	Precipitación (mm)
15	165.118	41.27	41.27	0	15	2.6
30	117.403	58.7	17.43	15	30	3.19
45	92.546	69.4	10.7	30	45	4.15
60	77.08	77.08	7.68	45	60	5.96
75	66.439	83.04	5.96	60	75	10.7
90	58.624	87.93	4.89	75	90	41.27
105	52.618	92.08	4.15	90	105	17.43
120	47.843	95.68	3.6	105	120	7.68
135	43.946	98.87	3.19	120	135	4.89
150	40.7	101.75	2.88	135	150	3.6

Duración (min)	INT (mm/h)	Prof acum(mm)	Prof (mm)	tiempo inicial	tiempo final	Precipitación (mm)
165	37.949	104.35	2.6	150	165	2.88
180	35.585	106.75	2.4	165	180	2.4

Fuente: Elaboración propia.

Graficando los datos de la tabla anterior, se obtiene el hietograma de lluvia para un periodo de retorno de 50 años.

GRAFICA 12. Hietograma de lluvia para un periodo de retorno de 50 años.



Fuente: Elaboración propia.

A partir de la curva de IDF para periodo de retorno de 50 años, el hietograma resultante con una duración de 3 horas, muestra una precipitación máxima de 41.27 mm.

TABLA 19. Cálculo del Hietograma de lluvia para un periodo de retorno de 100 años, según el método de los bloques alternos.

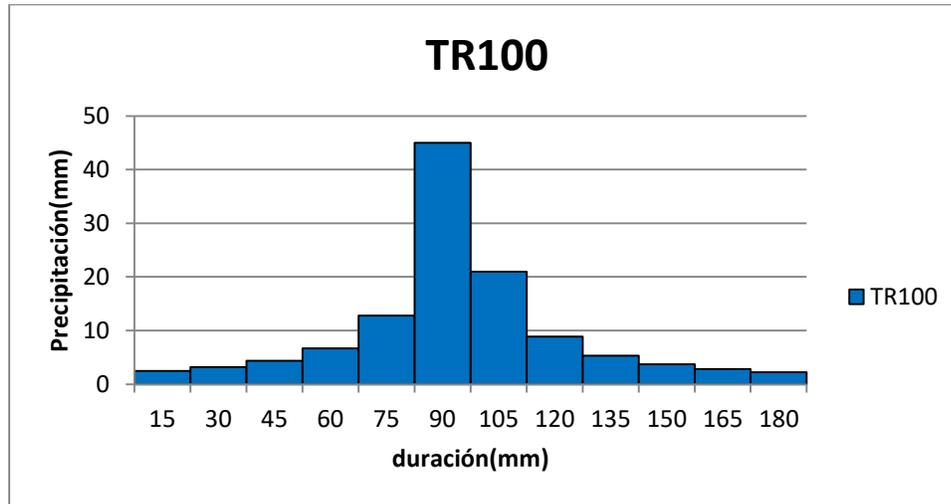
Duración (min)	INT(mm/h)	prof acum(mm)	Prof (mm)	tiempo inicial	tiempo final	Precipitación (mm)
15	180.067	45.01	45.01	0	15	2.48
30	131.982	65.99	20.98	15	30	3.18
45	105.019	78.76	12.77	30	45	4.35
60	87.645	87.64	8.88	45	60	6.68
75	75.46	94.32	6.68	60	75	12.77
90	66.415	99.62	5.3	75	90	45.01

Duración (min)	INT(mm/h)	prof acum(mm)	Prof (mm)	tiempo inicial	tiempo final	Precipitación (mm)
105	59.416	103.97	4.35	90	105	20.98
120	53.832	107.66	3.69	105	120	8.88
135	49.265	110.84	3.18	120	135	5.3
150	45.456	113.64	2.8	135	150	3.69
165	42.229	116.12	2.48	150	165	2.8
180	39.456	118.36	2.24	165	180	2.24

Fuente: Elaboración propia.

Graficando los datos de la tabla anterior, se obtiene el hietograma de lluvia para un periodo de retorno de 100 años.

GRAFICA 13. Hietograma de lluvia para un periodo de retorno de 100 años.



Fuente: Elaboración propia.

A partir de la curva de IDF para periodo de retorno de 100 años, el hietograma resultante con una duración de 3 horas, muestra una precipitación máxima de 45.01 mm.

5.2.3 Información de las características del suelo

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

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

5.2.3.1 Abstracción inicial

En el análisis hidrológico de la cuenca del río Bocay la abstracción inicial (umbral de escorrentía) será considerada como el 20% de la abstracción máxima.

5.2.3.2 Curva Número

Para determinar la pérdida de precipitación producto de la infiltración, es necesario determinar el número de la curva de la cuenca, para la aplicación del método es necesario contar con información del uso y tipo de suelo de la cuenca con el fin de determinar el número específico de curva para cada Sub cuenca, esto se debe a que este valor representa la combinación entre un grupo de suelo hidrológico, el uso de suelo y las condiciones de humedad.

5.2.3.2.1 Tipo de suelo

De acuerdo a la información obtenida del mapa de suelos de la republica de Nicaragua elaborado, se pudo clasificar a los suelos que conforman la cuenca del rio Bocay de acuerdo a su orden de los resultados se resumen en la siguiente tabla:

TABLA 20. Orden de los suelos de la cuenca del río Bocay.

Orden	Área (km ²)	% área
Afloramiento rocoso	38.471	4.266
Alfisolos	490.557	54.404
Inceptisolos	69.074	7.662
Mollisolos	11.569	1.283
Ultisolos	292.011	32.385
Σ	901.684	100

Fuente: Elaboración propia.

Ver anexo N°7: Orden de los Suelos de la Cuenca del río Bocay

5.2.3.2.2 Clasificación hidrológica de los suelos

De acuerdo a la información obtenida del mapa de uso potencial de la tierra de la república de Nicaragua, se pudo asignar un grupo hidrológicos a los suelos que conforman la cuenca del río Bocay de acuerdo a las texturas que estos presentan los resultados se resumen en la siguiente tabla:

TABLA 21. Grupos hidrológico de la cuenca del río Bocay.

Texturas	Grupo Hidrológico	Área (km ²)	% área
Arena gruesa, arena media, arena fina, arena muy fina, areno francoso grueso y areno francoso medio	A	347.23 8	38.509
Areno franca muy fino, franco arenoso grueso, franco arenoso medio y franco arenoso fino	B	552.11 8	61.233
arcillo arenoso, arcillo limoso y arcilloso con menos de 60% de arcilla	C	2.327	0.258
Σ		901.68 3	100

Fuente: Elaboración propia.

Ver anexo N°8: Grupos Hidrológicos de la Cuenca del río Bocay

5.2.3.2.3 Uso de suelos

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

TABLA 22. Uso de suelos de la cuenca del río Bocay.

Uso	Área (km²)	% área
Bosque latifoliado denso	235.227	26.087
Bosque latifoliado ralo	50.782	5.632
Pasto	443.676	49.205
cultivo anual	0.820	0.091
Cultivo permanente	164.018	18.190
Ciudades, poblados y caceríos	0.250	0.028
Tacotal	0.020	0.002
Vegetación arbustiva	4.893	0.543
Humedal	0.004	0.000
Agua	1.995	0.221
Σ	901.684	100.000

Fuente: Elaboración propia.

Ver anexo N°9: Uso Suelos de la Cuenca del río Bocay

Según los datos antes mencionados se obtiene los valores de curva número empleados en el análisis hidrológico.

TABLA 23. Valores de CN usados en el análisis hidrológico de la cuenca del río Bocay.

Descripción	A	B	C	D
Bosque latifoliado denso	25	50	70	77
Bosque latifoliado ralo	45	66	77	83
Pasto	49	79	86	89
Cultivo permanente	62	71	78	81
Cultivo anual	62	71	78	81
Vegetación arbustiva	35	56	70	77
Agua	100	100	100	100

Fuente: Elaboración propia.

Ver anexo N°10: Curva Número de la Cuenca del río Bocay

5.2.4 Hidrograma unitario del SCS

Para la aplicación del método del hidrograma unitario del SCS, es necesario calcular el tiempo de retardo de cada sub cuenca este valor lo calcula el programa

ArcGIS usando los datos de la pendiente de la cuenca, la Curva número, la longitud hidráulica de la cuenca (es decir la longitud que existe desde el punto más alto de la cuenca hasta el punto más bajo de la misma) y la capacidad de retención de agua máxima. Estos valores se detallan en la siguiente tabla.

TABLA 24. Tiempo de retardo para cada subcuenca de la cuenca del río Bocay.

Subcuenca	Pendiente de la cuenca (%)	CN	Camino mas largo de flujo (m)	Tiempo de retardo (hrs)
W250	4.528	71.238	6336.867	2.183
W280	13.331	70.479	12470.877	2.233
W540	8.512	74.002	11841.496	2.431
W590	27.898	66.069	13081.905	1.803
W310	20.294	74.681	11816.098	1.542
W840	18.557	63.671	12807.999	2.314
W330	18.862	66.996	8459.522	1.510
W790	29.332	66.619	10588.110	1.464
W940	18.495	63.684	12011.123	2.201
W360	28.210	58.161	10037.054	1.776
W370	24.823	71.833	10408.194	1.364
W380	29.846	64.819	3336.323	0.604
W390	19.197	73.846	19026.822	2.377
W490	17.766	74.412	16016.545	2.118
W690	24.058	67.120	9136.455	1.418
W440	21.803	65.505	11655.648	1.888
W430	20.233	60.370	14039.232	2.594
W450	23.051	59.473	13327.725	2.385
W500	21.655	71.085	6752.871	1.055
W550	16.415	70.977	11214.803	1.823
W600	29.650	59.097	16444.970	2.512
W650	21.803	67.500	12508.695	1.895
W700	27.117	61.514	11775.035	1.891
W750	26.776	67.901	14032.743	1.855
W800	23.763	66.835	11189.405	1.690
W850	24.164	59.383	12587.577	2.231
W900	20.418	70.634	17090.572	2.312
W950	21.952	69.488	9671.289	1.458

Fuente: Elaboración propia.

Para demostración del cálculo se realizará como ejemplo el tiempo de retardo de la cuenca W250

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 = \frac{1000}{71.238} - 10 = 4.037$$

$$Lag\ time = \frac{l^{0.8} * (s + 1)^{0.7}}{1900 * y^{0.5}}$$

Dónde y : pendiente de la cuenca en %, S : la capacidad de retención de agua máxima, L : la longitud hidráulica de la cuenca (ft), CN : Número de curva de la subcuenca.

$$lag\ time_{W90} = \frac{20790.246^{0.8} * (4.037 + 1)^{0.7}}{1900 * 4.528^{0.5}} = 2.183\ hr * \frac{60\ min}{hr} = 130.994\ min$$

5.2.5 Parámetros del tránsito

Los parámetros del tránsito para cada río se detallan en la siguiente tabla:

Tabla 25. Parámetros del Tránsito de la Cuenca del río Bocay.

Tramo	Longitud (m)	Cota alta (m)	Cota baja (m)	Pendiente (%)	Tc (hr)	Vc (m/s)	Vt (m/s)	K (Hr)	X	N
R60	3402.30	243	238	0.15%	1.10	0.85	1.19	0.79	0.	2
R100	5403.59	272	271	0.02%	3.49	0.43	1.96	0.76	0.	2
R110	4455.44	279	272	0.16%	1.32	0.93	1.76	0.70	0.	2
R170	2865.49	340	327	0.45%	0.62	1.27	2.69	0.29	0.	2
R220	8763.41	642	493	1.70%	0.88	2.73	1.63	1.48	0.	2
R510	5129.69	493	440	1.03%	0.71	1.99	2.53	0.56	0.	2
R200	6240.98	440	340	1.60%	0.70	2.47	2.26	0.76	0.	2
R80	5860.10	250	243	0.12%	1.81	0.89	1.32	1.22	0.	2
R570	7463.03	271	250	0.28%	1.57	1.32	1.33	1.55	0.	2
R90	10718.5	387	272	1.07%	1.24	2.40	2.74	1.08	0.	2
	7				0	2	3	5	2	1

Tramo	Longitud (m)	Cota alta (m)	Cota baja (m)	Pendiente (%)	Tc (hr)	Vc (m/s)	Vt (m/s)	K (Hr)	X	N
R710	3488.94	420	385	1.00%	0.53 6	1.80 8	1.45 5	0.66 6	0. 2	0. 1
R190	4682.35	385	327	1.24%	0.62 0	2.09 8	1.63 1	0.79 7	0. 2	0. 1
R810	3649.39	410	358	1.42%	0.48 5	2.09 1	2.72 5	0.37 2	0. 2	0. 1
R120	8999.50	358	279	0.88%	1.17 1	2.13 6	2.40 8	1.03 8	0. 2	0. 1
R860	6323.10	326	308	0.28%	1.37 6	1.27 6	1.48 4	1.18 4	0. 2	0. 2
R130	9988.16	308	271	0.37%	1.76 8	1.56 9	1.38 0	2.01 0	0. 2	0. 1
R910	6332.28	327	297	0.47%	1.13 2	1.55 3	1.92 4	0.91 4	0. 2	0. 2
R160	3359.82	292	279	0.39%	0.75 1	1.24 2	1.28 3	0.72 7	0. 2	0. 1
R970	4301.48	297	292	0.12%	1.44 4	0.82 7	1.73 9	0.68 7	0. 2	0. 1

Fuente: Elaboración propia.

Ver anexo N°6: Esquema de la cuenca del río Bocay en HEC-HMS

5.2.5.1 Ejemplo de la determinación de los parámetros del tránsito

Como ejemplo demostrativo se determinaran los parámetros del tránsito de los ríos: R220, correspondiente a la Subcuenca W440 ver anexo N°2

El primer hidrograma a transitar corresponde al de la subcuenca W450, por lo que se debe determinar los parámetros del tránsito del punto de control 2 al nodo J134 (ver mapa incluido en el anexo N°12)

De los datos de la tabla N°14 se tiene para la cuenca W450 los siguientes datos longitud del río 3134.80 m y un tiempo de concentración de 0.531 hr.

El primer paso es determinar la velocidad del flujo de la primera subcuenca (W450)

$$V_c = \frac{L}{T} = \frac{\left(\frac{3134.8 \text{ m}}{0.531 \text{ hr}}\right)}{3600 \frac{\text{seg}}{\text{hr}}} = 1.639 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

La velocidad de tránsito corresponde a la velocidad de flujo en la subcuenca W450, mientras la longitud del tránsito corresponde a la longitud del río entre el punto de control 2 y el nodo J34 siendo esta de 8763.41m

El tiempo de retardo para el tránsito del río R220 es igual:

$$K_{R220} = \frac{L_t}{V_T} = \frac{\left(\frac{8763.41 \text{ m}}{1.639 \frac{\text{m}}{\text{seg}}} \right)}{3600 \frac{\text{seg}}{\text{hr}}} = 1.485 \text{ hr}$$

En este ejemplo solo converge una cuenca en el punto de control 2 por lo que n es igual a 1

5.2.6 Cálculo de caudales aplicando el método de tránsito de avenida

A continuación se presentan los resultados obtenidos, en el punto de cierre para los cinco eventos analizados (para los demás elementos que componen el modelo de la cuenca se muestran sus resultados en el anexo N°12)

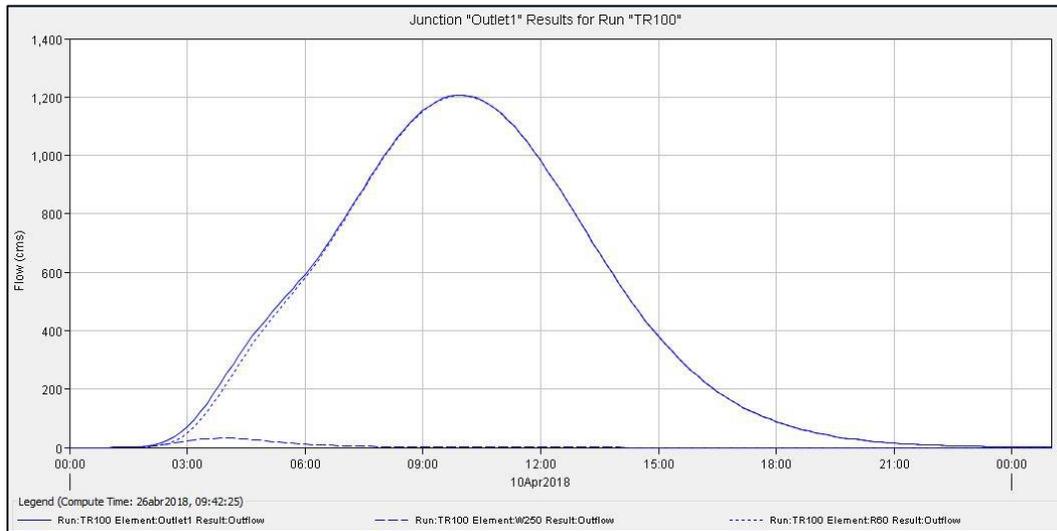
TABLA 26. Caudales obtenidos en el punto de cierre para los diferentes periodos de retornos analizados.

Evento	Caudal(m³/s)
TR100	1206.4
Huracán Mitch	1118
TR50	976.6
TR25	770.8
Huracán Joan	554.8

Fuente: Elaboración propia.

A continuación se presentan los hidrograma obtenidos en el punto de cierre para cada uno de los eventos analizados.

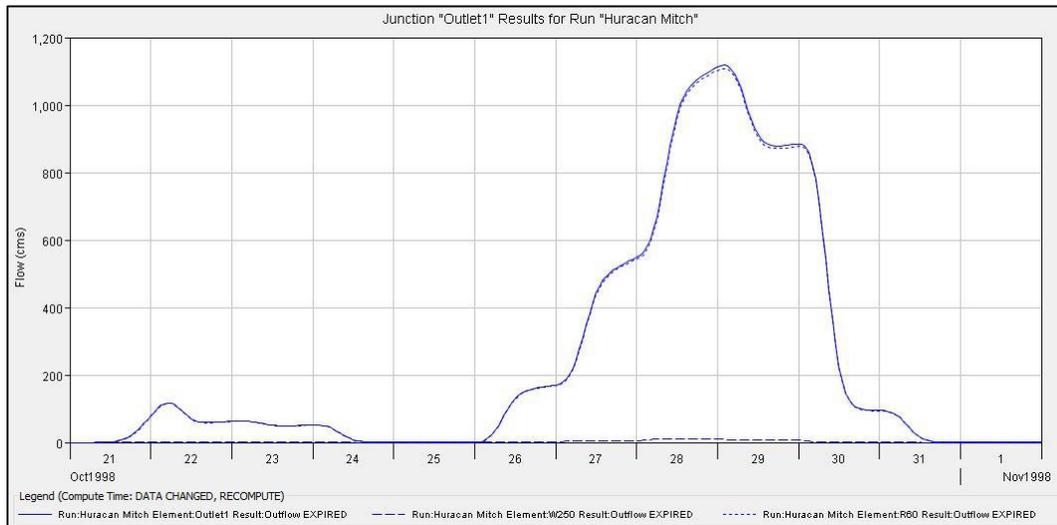
GRAFICA 14. Hidrograma de salida en el punto de cierre para el TR100.



Fuente: Elaboración propia.

El caudal máximo para el TR 100 es de 1206.4m³/s y ocurre a las 10:00 iniciada la lluvia.

GRAFICA 15. Hidrograma de salida en el punto de cierre para el Huracán Mitch.



Fuente: Elaboración propia.

El caudal máximo para el huracán Mitch es de 1118 m³/s y ocurre a los 9 días del inicio de la tormenta

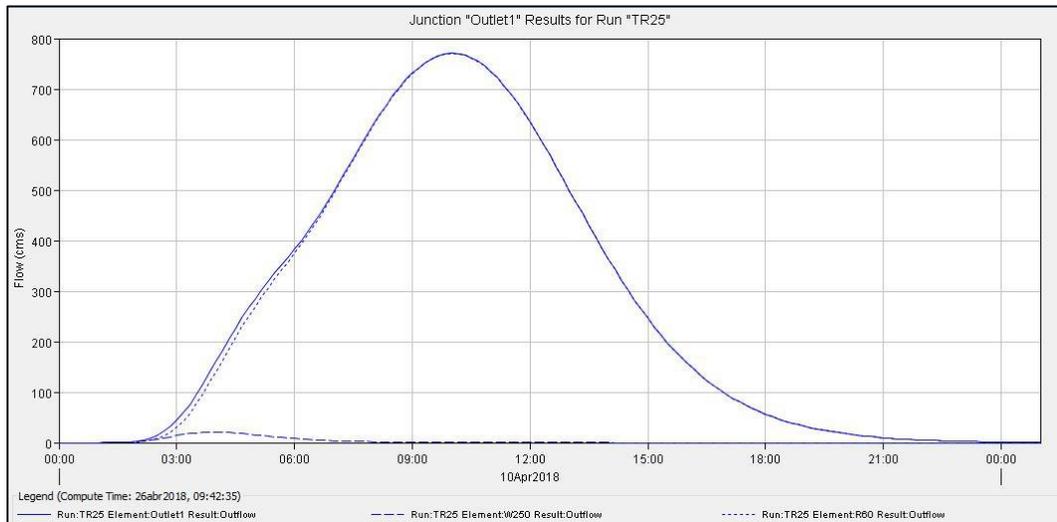
GRAFICA 16. Hidrograma de salida en el punto de cierre para el TR50.



Fuente: Elaboración propia.

El caudal máximo para el TR 50 es de 976.6 m³/s y ocurre a las 10:00 iniciada la lluvia.

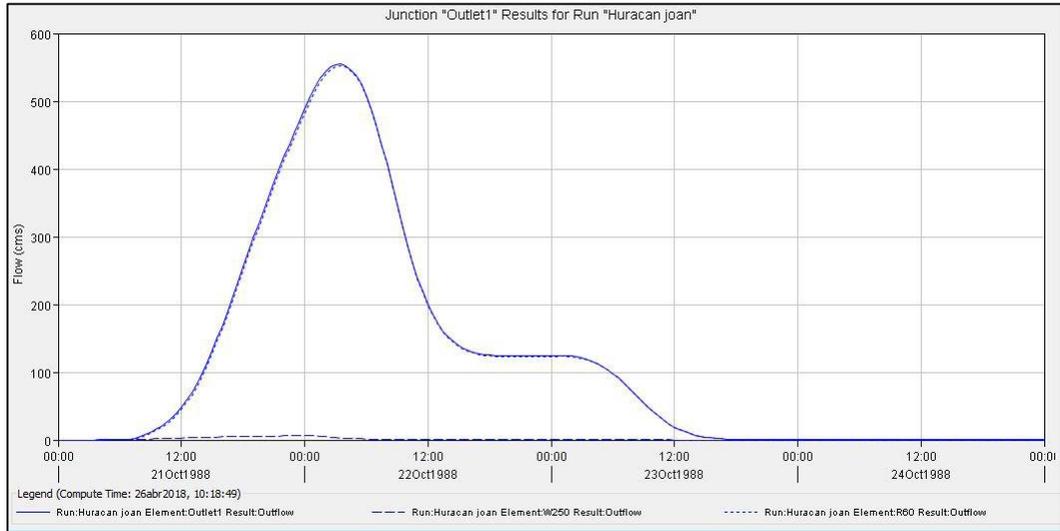
GRAFICA 17. Hidrograma de salida en el punto de cierre para el TR25.



Fuente: Elaboración propia.

El caudal máximo para el TR 25 es de 770.8 m³/s y ocurre a las 10:00 iniciada la lluvia.

GRAFICA 18. Hidrograma de salida en el punto de cierre para el Huracán Joan.



Fuente: Elaboración propia.

El caudal máximo para el huracán Joan es de 554.8 m³/s y ocurre a un día con 3:30 hrs del inicio de la tormenta

5.3 Análisis hidráulico del puente Ayapal

5.3.1 Estudio topográfico

La geometría del cauce fue obtenida mediante un levantamiento topográfico de un tramo del río Bocay, específicamente del sitio de cruce con el camino donde se proyectó el puente. Este levantamiento se realizó con estación total.

El levantamiento topográfico se procesó mediante el software CIVIL 3D 2017, en el cual se creó una superficie del terreno a partir de la malla de puntos levantados con la estación total, lo cual permitió definir la línea central del río, los márgenes de este y las secciones transversales. Una vez creados estos atributos se procedió a exportar esa información al software HEC-RAS.

A continuación se presenta una imagen del tramo analizado:

FIGURA 30. Ubicación del tramo en estudio del puente Ayapal.



Fuente: Elaboración propia.

5.3.2 Secciones transversales

Se introdujeron 21 secciones transversales a cada 20 m, dichas secciones se nombraron en forma descendente sentido inverso al levantamiento realizado por requerimientos del programa que reconoce a la de nombre más bajo como la estación aguas abajo.

Las secciones transversales del cauce se encuentran en el anexo 14.

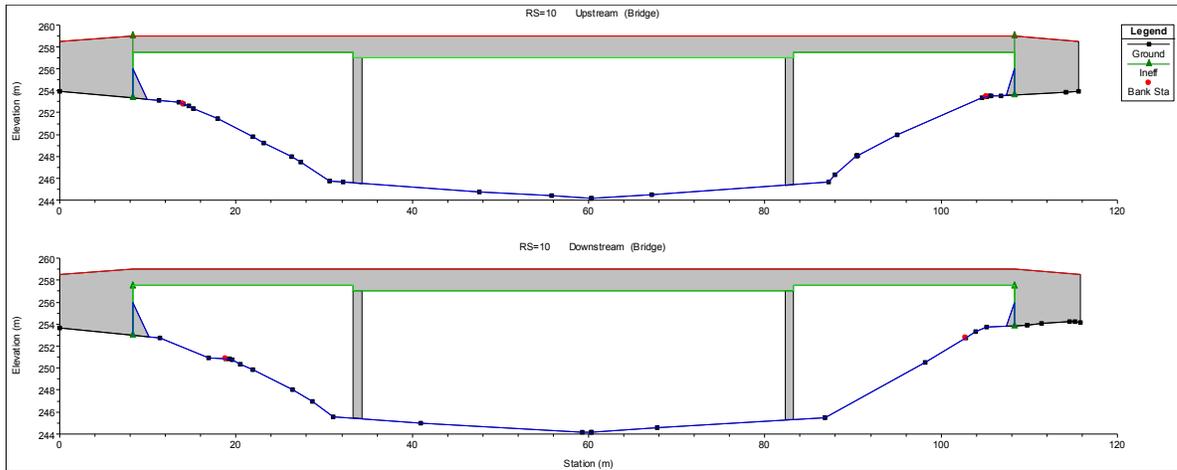
FIGURA 31. Planta del tramo en estudio del rio Bocay.



Fuente: Elaboración propia.

El puente se encuentra ubicado entre los estacionamientos 0+182.86 y el 0+190.8, mientras el eje central del puente está ubicado en el estacionamiento 0+186.86. Este presenta un claro de 100 m, con un ancho de calzada de 5.7 m, tiene tres claros el central de 50 m y los extremos de 25 m. Las vigas metálicas que soportan la superestructura del puente en el claro central tienen una altura de 2.41 m, mientras que las vigas de los claros extremos tienen una altura de 1.3 m. A continuación se presenta una figura con la entrada y salida del puente modelado en HEC-RAS.

FIGURA 32. Perfil del puente ubicado en el estacionamiento 0+186.86.



Fuente: Elaboración propia.

5.3.3 Coeficiente y rugosidad del cauce general

El coeficiente de rugosidad se calculó usando la ecuación de Strickler

$$n_0 = 0.038D^{1/6}$$

El diámetro utilizado para determinar la rugosidad del cauce es el D_{65} , que corresponde al valor promedio de los ensayos realizados a las muestras de suelos.

TABLA 27. Diámetro de las partículas usado para la determinación del coeficiente de rugosidad.

D_{65}	valor (mm)
Margen izquierda	0.015
Margen derecha	0.736
centro del cauce	2.46

Fuente: Elaboración propia.

$$n_1 = 0.038 * \left(\frac{0.015}{1000}\right)^{1/6} = 0.0261 \qquad n_2 = 0.038 * \left(\frac{0.736}{1000}\right)^{1/6} = 0.0361$$

$$n_3 = 0.038 * \left(\frac{2.46}{1000}\right)^{1/6} = 0.0441$$

Se empleó un coeficiente de rugosidad uniforme para el tramo del río analizado en el margen izquierdo, derecho y en el centro del cauce los cuales se muestran en la siguiente tabla

TABLA 28. Coeficiente de rugosidad calculado para el tramo del río en estudio

Ubicación	Coficiente de rugosidad
Margen izquierda	0.00261
Margen derecha	0.0361
centro del cauce	0.0441

Fuente: Elaboración propia.

En el anexo N° 15 se encuentra los resultados del estudio de suelo que se utilizaron para la determinación del coeficiente de rugosidad.

5.3.4 Avenida de diseño

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

TABLA 29. Caudales evaluados en el análisis hidráulico.

Evento	Caudal(m³/s)
TR100	1206.4
Huracán Mitch	1118
TR50	976.6
TR25	770.8
Huracán Joan	554.8

Fuente: Elaboración propia

5.3.5 Resultados del análisis hidráulico del puente Ayapal,

5.3.5.1 Huracán Joan

Los resultados del análisis hidráulico en el puente para un *huracan Joan* = $554.8 \text{ m}^3/\text{s}$ se presentan a continuación

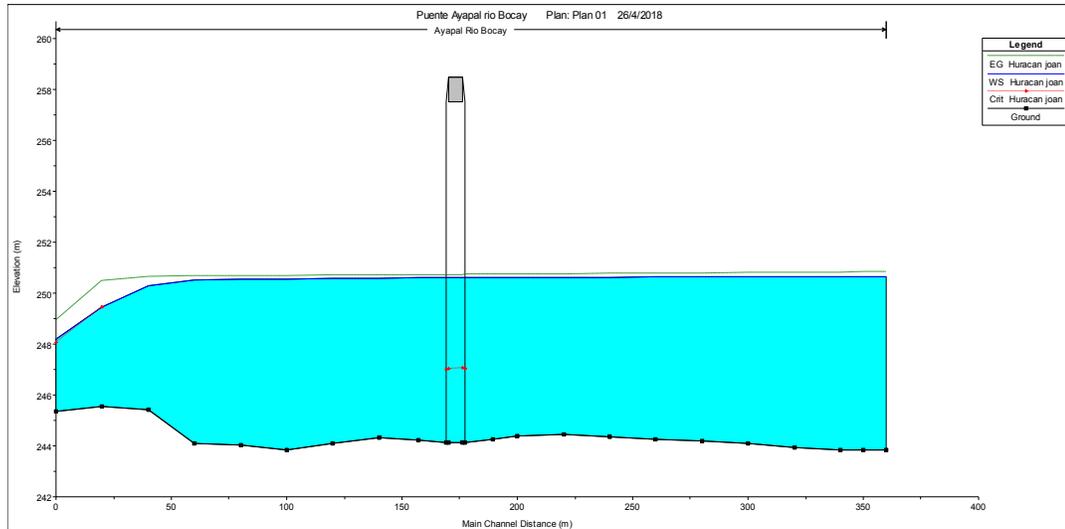
TABLA 30. Resultados del análisis hidráulicas del puente para el huracán Joan.

Perfil: Huracán Joan				
E.G. US. (m)	250.73	Element	<i>Inside BR US</i>	<i>Inside BR DS</i>
W.S. US. (m)	250.61	E.G. Elev (m)	250.73	250.72
Q Total (m3/s)	554.8	W.S. Elev (m)	250.6	250.6
Q Bridge (m3/s)	554.8	Crit W.S. (m)	247.06	247.02
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	6.47	6.46
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.55	1.52
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	357.64	366.1
Weir Submerg		Froude # Chl	0.23	0.22
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1059.55	1080.94
Min El Weir Flow (m)	259	Hydr Depth (m)	4.78	4.79
Min El Prs (m)	257.5	W.P. Total (m)	97.9	99.63
Delta EG (m)	0.01	Conv. Total (m3/s)	23499	24149.5
Delta WS (m)	0.01	Top Width (m)	74.85	76.49
BR Open Area (m2)	963.2	Frctn Loss (m)	0	0
BR Open Vel (m/s)	1.55	C & E Loss (m)	0	0
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	19.97	19.02
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	30.98	28.82

Fuente: Elaboración propia.

5.3.5.1.1 Perfil de flujo

GRAFICA 19. Perfil de flujo para el Huracán Joan.

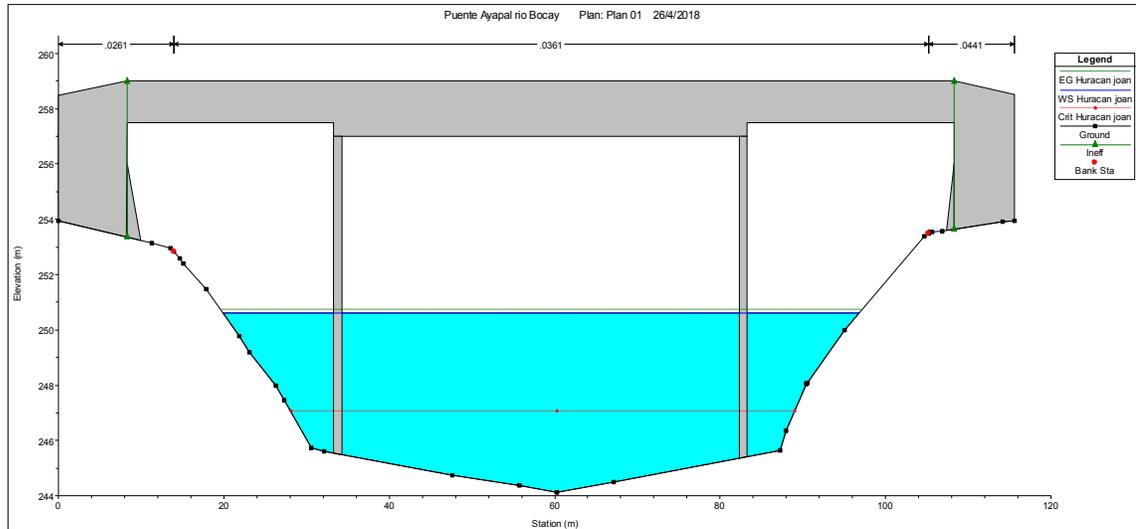


Fuente: Elaboración propia.

En el grafico anterior se puede observar que el puente trabaja con un flujo bajo es decir como un canal y es tipo "A", debido a que la superficie del agua a través del puente es completamente subcritico.

5.3.5.1.2 Capacidad del puente

GRAFICA 20. Sección de entrada del puente para el huracán Joan.

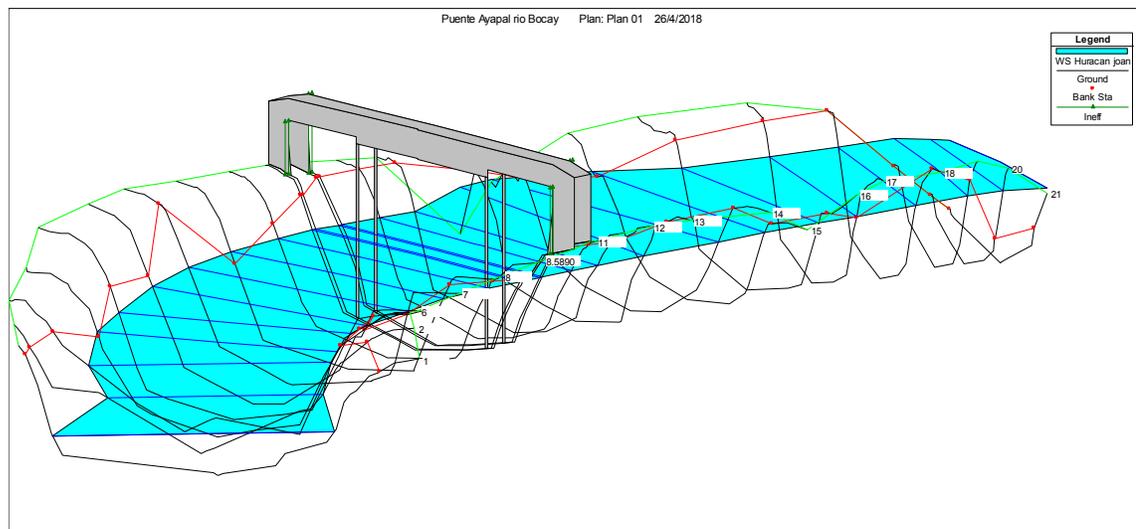


Fuente: Elaboración propia

El nivel del agua alcanza una altura de 6.47 m para un caudal de 554.8 mcs.

5.3.5.1.3 Vista 3D del cauce en HEC-RAS

GRAFICA 21. Vista 3D del cauce para el huracán Joan.



Fuente: Elaboración propia.

5.3.5.2 Periodo de retorno 25 años

Los resultados del análisis hidráulico en el puente para un $TR_{25} = 770.8 \text{ m}^3/\text{s}$ se presentan a continuación

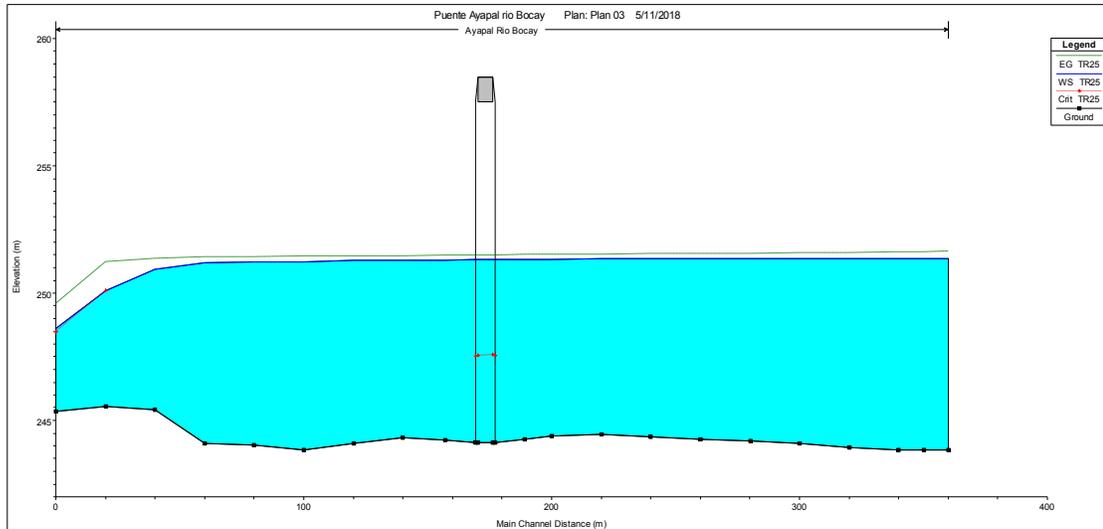
TABLA 31. Resultados del análisis hidráulicas del puente para el TR25.

Perfil: TR25				
E.G. US. (m)	251.49	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	251.32	E.G. Elev (m)	251.49	251.48
Q Total (m3/s)	770.8	W.S. Elev (m)	251.31	251.31
Q Bridge (m3/s)	770.8	Crit W.S. (m)	247.59	247.56
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	7.18	7.16
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.87	1.83
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	411.8	422.27
Weir Submerg		Froude # Chl	0.26	0.25
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1390.44	1417.1
Min El Weir Flow (m)	259	Hydr Depth (m)	5.24	5.14
Min El Prs (m)	257.5	W.P. Total (m)	104.67	108.39
Delta EG (m)	0.02	Conv. Total (m3/s)	28428.8	29436.8
Delta WS (m)	0.01	Top Width (m)	78.52	82.14
BR Open Area (m2)	963.2	Frctn Loss (m)	0	0
BR Open Vel (m/s)	1.87	C & E Loss (m)	0	0
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	28.36	26.19
BR Sel ethod	Energy only	Power Total (N/m s)	53.09	47.81

Fuente: Elaboración propia.

5.3.5.2.1 Perfil de flujo

GRAFICA 22. Perfil de flujo para el TR25.

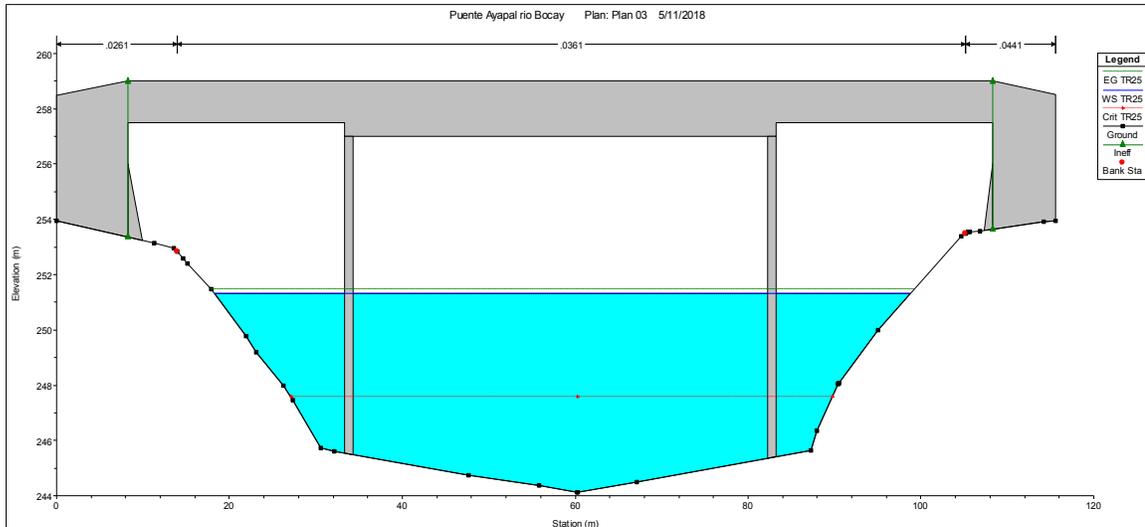


Fuente: Elaboración propia.

En el grafico anterior se puede observar que el puente trabaja con un flujo bajo es decir como un canal y es tipo "A", debido a que la superficie del agua a través del puente es completamente subcritico.

5.3.5.2.2 Capacidad del puente

GRAFICA 23. Sección de entrada del puente para el TR25.

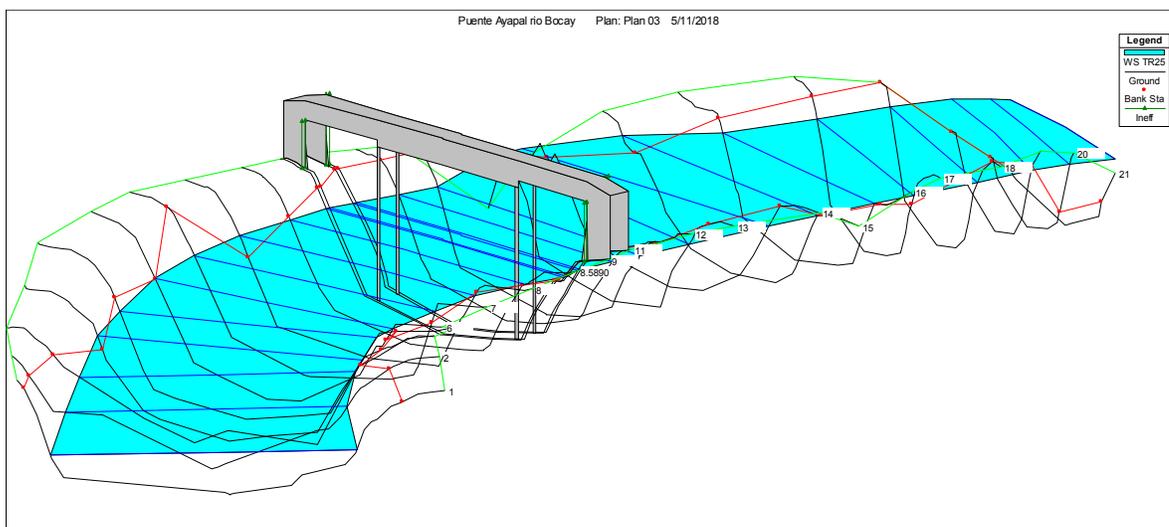


Fuente: Elaboración propia.

El nivel del agua alcanza una altura de 7.18 m para un caudal de 770.8 mcs.

5.3.5.2.3 Vista 3D del cauce en HEC-RAS

GRAFICA 24. Vista 3D del cauce para el TR25.



Fuente: Elaboración propia.

5.3.5.3 Periodo de retorno 50 años

Los resultados del análisis hidráulico en el puente para un $TR_{50} = 976.6 \text{ m}^3/\text{s}$ se presentan a continuación

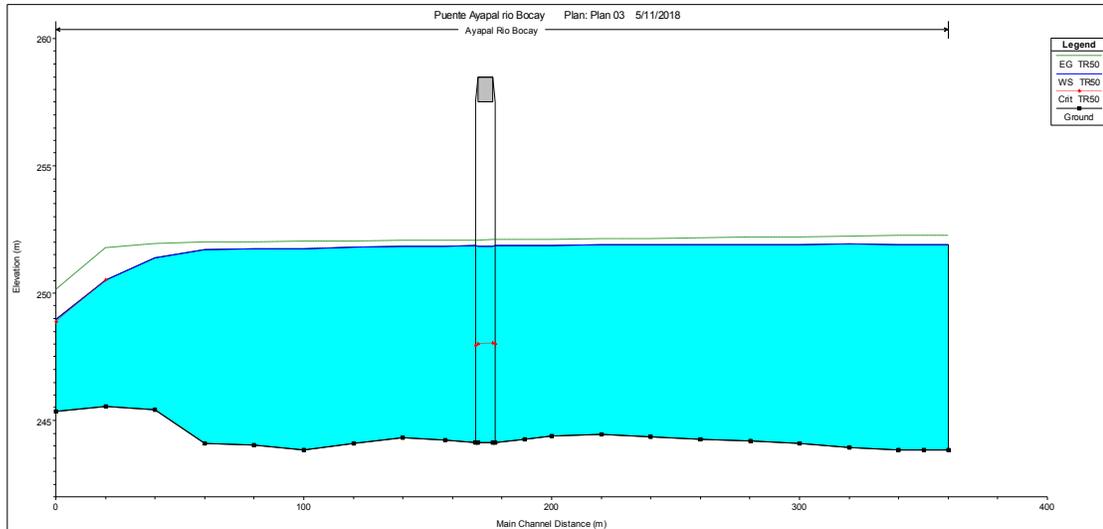
TABLA 32. Resultados del análisis hidráulicas del puente para el TR50.

Perfil: TR50				
E.G. US. (m)	252.09	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	251.87	E.G. Elev (m)	252.09	252.08
Q Total (m3/s)	976.6	W.S. Elev (m)	251.85	251.85
Q Bridge (m3/s)	976.6	Crit W.S. (m)	248.05	248.01
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	7.72	7.71
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.15	2.09
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	455.17	467.58
Weir Submerg		Froude # Chl	0.29	0.28
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1691.9	1723.26
Min El Weir Flow (m)	259	Hydr Depth (m)	5.58	5.51
Min El Prs (m)	257.5	W.P. Total (m)	110.02	113.56
Delta EG (m)	0.02	Conv. Total (m3/s)	32494.7	33967.9
Delta WS (m)	0.01	Top Width (m)	81.55	84.89
BR Open Area (m2)	963.2	Frctn Loss (m)	0.01	0
BR Open Vel (m/s)	2.15	C & E Loss (m)	0.01	0.01
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	36.65	33.38
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	78.63	69.71

Fuente: Elaboración propia.

5.3.5.3.1 Perfil de flujo

GRAFICA 25. Perfil de flujo para el TR50.



Fuente: Elaboración propia.

En el grafico anterior se puede observar que el puente trabaja con un flujo bajo es decir como un canal y es tipo "A", debido a que la superficie del agua a través del puente es completamente subcritico.

5.3.5.4 Huracán Mitch

Los resultados del análisis hidráulico en el puente para un *huracan Mitch* = $1118 \text{ m}^3/\text{s}$ se presentan a continuación

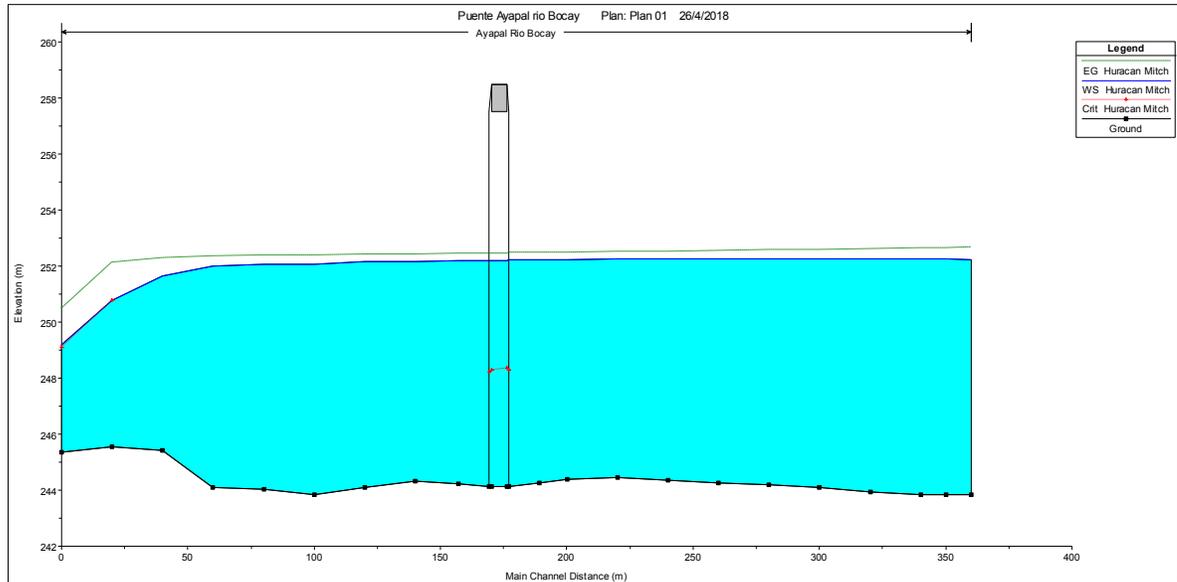
TABLA 33: Resultados del análisis hidráulicas del puente para el huracán Mitch.

Perfil: Huracán Mitch				
E.G. US. (m)	252.47	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	252.22	E.G. Elev (m)	252.47	252.45
Q Total (m3/s)	1118	W.S. Elev (m)	252.19	252.19
Q Bridge (m3/s)	1118	Crit W.S. (m)	248.34	248.29
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	8.06	8.05
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.31	2.25
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	483.42	496.97
Weir Submerg		Froude # Chl	0.31	0.29
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1902.54	1937.22
Min El Weir Flow (m)	259	Hydr Depth (m)	5.79	5.74
Min El Prs (m)	257.5	W.P. Total (m)	113.49	116.8
Delta EG (m)	0.03	Conv. Total (m3/s)	35188.2	36980.4
Delta WS (m)	0.02	Top Width (m)	83.5	86.63
BR Open Area (m2)	963.2	Frctn Loss (m)	0.01	0
BR Open Vel (m/s)	2.31	C & E Loss (m)	0.01	0.01
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	42.17	38.14
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	97.52	85.8

Fuente: Elaboración propia.

5.3.5.4.1 Perfil de flujo

GRAFICA 28. Perfil de flujo para el huracán Mitch.

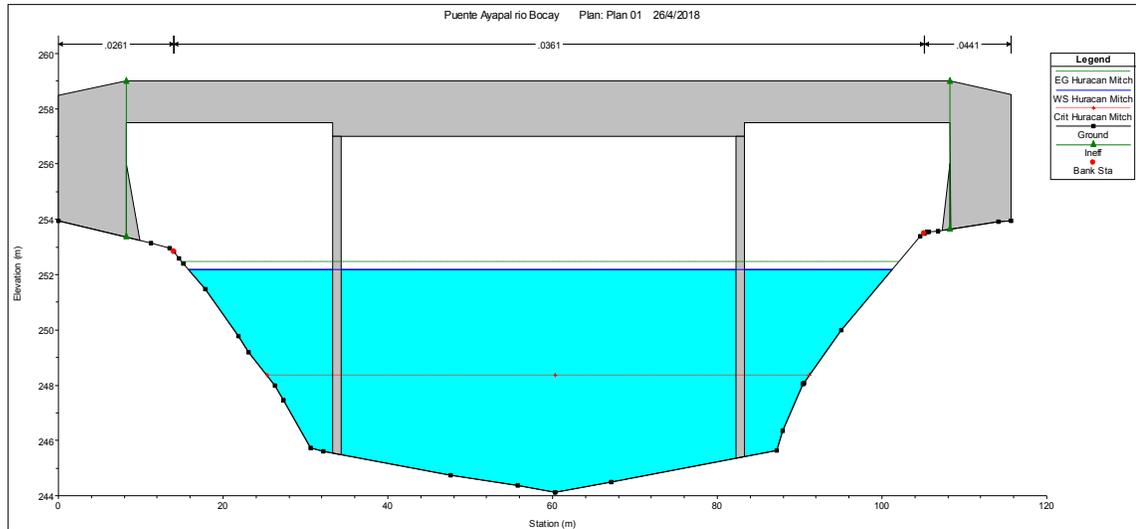


Fuente: *Elaboración propia*

En el grafico anterior se puede observar que el puente trabaja con un flujo bajo es decir como un canal y es tipo "A", debido a que la superficie del agua a través del puente es completamente subcritico.

5.3.5.4.2 Capacidad del puente

GRAFICA 29. Sección de entrada del puente para el huracán Mitch.

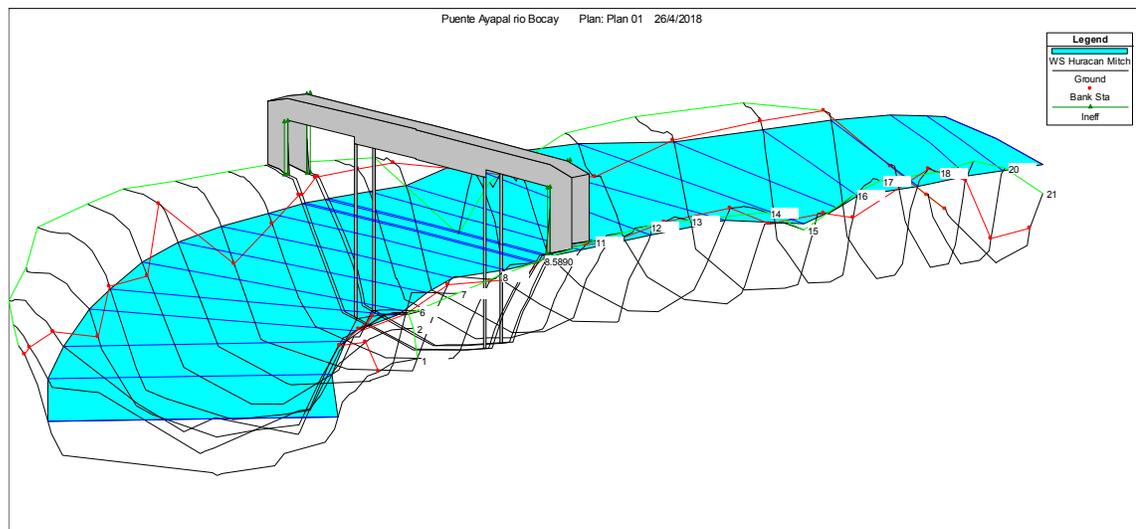


Fuente: Elaboración propia.

El nivel del agua alcanza una altura de 8.06 m para un caudal de 1118 mcs.

5.3.5.4.3 Vista 3D del cauce en HEC-RAS

GRAFICA 30. Vista 3D del cauce para el huracán Mitch.



Fuente: Elaboración propia.

5.3.5.5 Período de retorno 100 años

Los resultados del análisis hidráulico en el puente para un $TR_{100} = 1206.4 \text{ m}^3/\text{s}$ se presentan a continuación

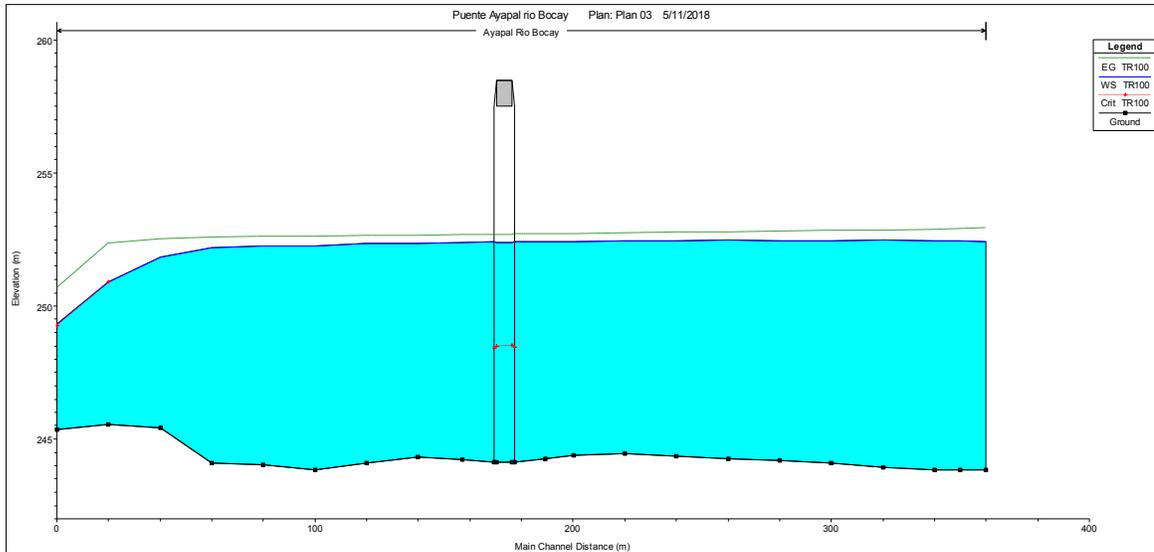
TABLA 34. Resultados del análisis hidráulicas del puente para el TR100.

Perfil: TR100				
E.G. US. (m)	252.7	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	252.42	E.G. Elev (m)	252.69	252.68
Q Total (m3/s)	1206.04	W.S. Elev (m)	252.4	252.4
Q Bridge (m3/s)	1206.04	Crit W.S. (m)	248.52	248.47
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	8.27	8.25
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.41	2.34
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	500.53	514.72
Weir Submerg		Froude # Chl	0.32	0.3
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	2035.32	2072.11
Min El Weir Flow (m)	259	Hydr Depth (m)	5.91	5.87
Min El Prs (m)	257.5	W.P. Total (m)	115.54	118.72
Delta EG (m)	0.03	Conv. Total (m3/s)	36846.8	38824.9
Delta WS (m)	0.02	Top Width (m)	84.67	87.66
BR Open Area (m2)	963.2	Frctn Loss (m)	0.01	0
BR Open Vel (m/s)	2.41	C & E Loss (m)	0.01	0.01
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	45.51	41.02
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	109.67	96.13

Fuente: Elaboración propia.

5.3.5.5.1 Perfil de flujo

GRAFICA 31. Perfil de flujo para el TR100.

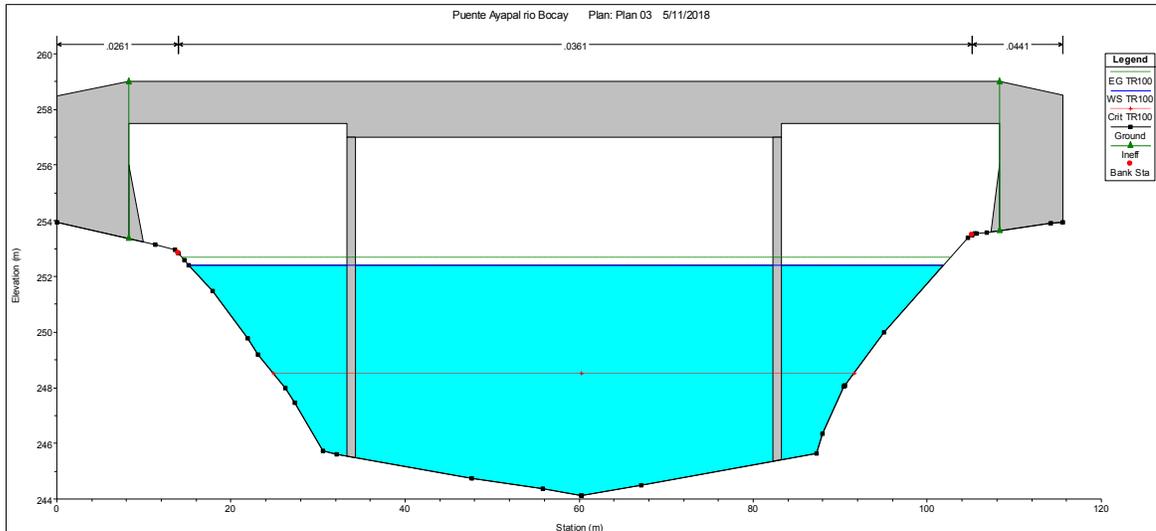


Fuente: Elaboración propia.

En el gráfico anterior se puede observar que el puente trabaja con un flujo bajo es decir como un canal y es tipo "A", debido a que la superficie del agua a través del puente es completamente subcrítico.

5.3.5.5.2 Capacidad del puente

GRAFICA 32. Sección de entrada del puente para el TR100.

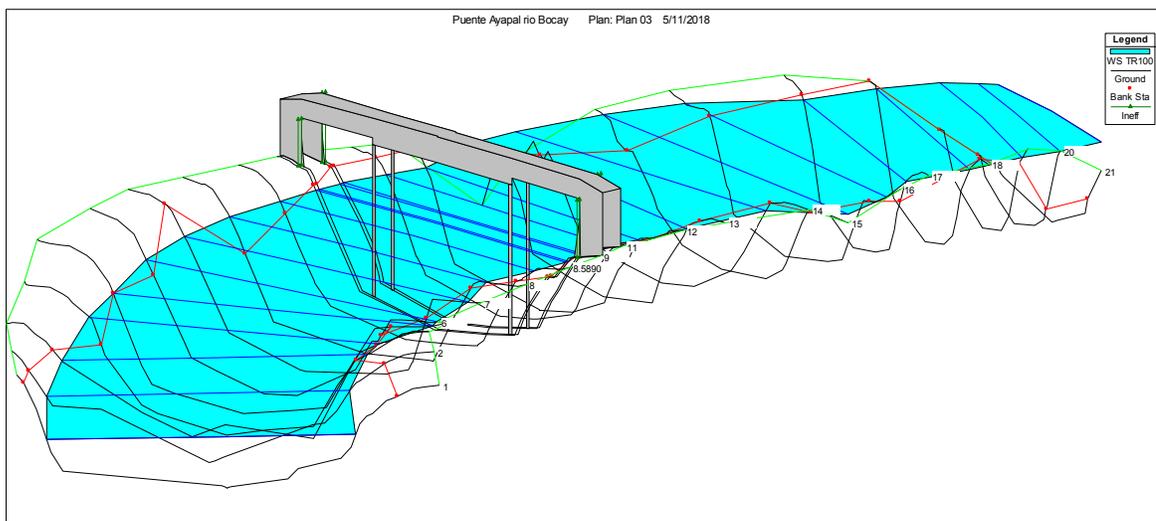


Fuente: Elaboración propia

El nivel del agua alcanza una altura de 8.27 m para un caudal de 1206.04 mcs.

5.3.5.5.3 Vista 3D del cauce en HEC-RAS

GRAFICA 33. Vista 3D del cauce para el TR100.



Fuente: Elaboración propia.

5.3.6 Resultados del análisis de socavación en el puente Ayapal

El diámetro utilizado para determinar la socavación en los estribos es el D_{50} , para las pilas es el D_{95} que corresponde al valor promedio de los ensayos realizados a las muestras de suelos.

TABLA 35. Diámetro de las partículas usado para el análisis de socavación.

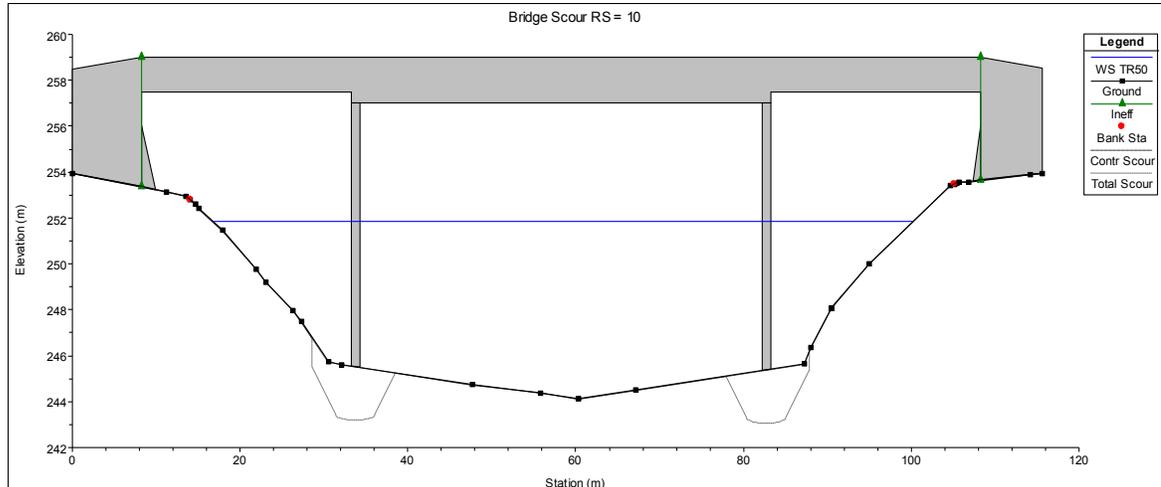
D_{50} (mm)	valor
estribo Sur	3.84
estribo norte	1.708
Centro del canal	0.26
D_{95} (mm)	valor
pilas	4.03

Fuente: Elaboración propia.

5.3.6.1 Periodo de retorno 50 años

La socavación producida en la infraestructura del puente para el TR50 se presenta a continuación:

GRAFICA 34. Efecto de la socavación en la infraestructura del puente para el TR50.



Fuente: Elaboración propia.

TABLA 36. Resultados del analisis de socavación en la infraestructura del puente para el TR50.

Contraction Scour		
	Left	Channel Right
Ys (m):	0.02	
Vc (m/s):	0.53	
Equation:	Live	
Pier Scour		
All Piers:	Ys (m):	2.10
	Froude #:	0.28
	Equation:	CSU equation
Combined Scour Depths		
Pier Scour + Contraction Scour (m):		
	Channel:	2.12

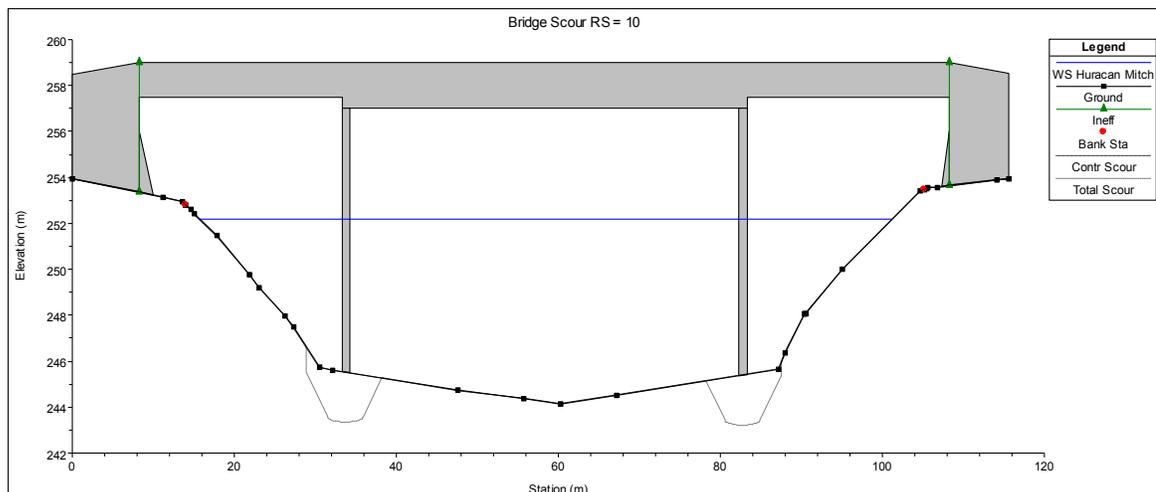
Fuente: Elaboración propia.

De los análisis de socavación realizados se tiene que este fenómeno solo se produce en las pilas siendo su magnitud de 2.12 m para un caudal de 976.6 mcs.

5.3.6.2 Huracán Mitch

La socavación producida en la infraestructura del puente para el huracán Mitch se presenta a continuación:

GRAFICA 35. Efecto de la socavación en la infraestructura del puente para el huracán Mitch.



Fuente: Elaboración propia.

TABLA 37. Resultados del análisis de socavación en la infraestructura del puente para el huracán Mitch.

Contraction Scour		
	Left	Channel Right
Ys (m):	0.02	
Vc (m/s):	0.53	
Equation:	Live	
Pier Scour		
All Piers:	Ys (m):	2.17
	Froude #:	0.30
	Equation:	CSU equation
Combined Scour Depths		
Pier Scour + Contraction Scour (m):		
	Channel:	2.19

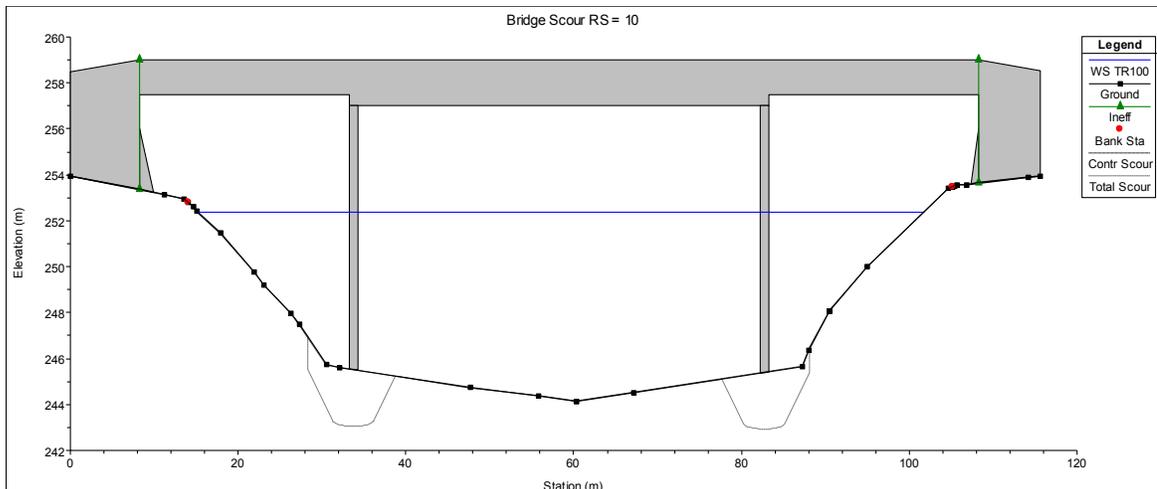
Fuente: Elaboración propia.

De los análisis de socavación realizados se tiene que este fenómeno solo se produce en las pilas siendo su magnitud de 2.19 m para un caudal de 1118 mcs.

5.3.6.3 Periodo de retorno 100 años

La socavación producida en la infraestructura del puente para el TR100 se presenta a continuación:

GRAFICA 36. Efecto de la socavación en la infraestructura del puente para el TR100.



Fuente: Elaboración propia.

TABLA 38. Resultados del análisis de socavación en la infraestructura del puente para el TR100.

Contraction Scour		
	Left	Channel Right
Ys (m):	0.02	
Vc (m/s):	0.53	
Equation:	Live	
Pier Scour		
All Piers: Ys (m):	2.22	
	Froude #:	0.31
	Equation:	CSU equation
Combined Scour Depths		
Pier Scour + Contraction Scour (m):		
	Channel:	2.24

Fuente: Elaboración propia.

De los análisis de socavación realizados se tiene que este fenómeno solo se produce en las pilas siendo su magnitud de 2.24 m para un caudal de 1206.04 mcs. Para mitigar los efectos de la socavación se puede implementar una protección a la estructura expuesta a este fenómeno

5.4 Diseño de Protección contra los efectos de socavación

Debido a que la estructura expuesta al fenómeno de socavación son las pilas del puente, según los resultados obtenidos del análisis de socavación a continuación se procederá a realizar el diseño de un enrocado para reducir los efectos que produce este fenómeno.

Los valores usados en el cálculo del diámetro medio del enrocado se obtuvieron del análisis hidráulico del puente, este valor se calculó usando la fórmula:

$$D_{50} = \frac{0.6928(kv)^2}{2g(S_s - 1)} = \frac{0.6928(1.5 * 2.41)^2}{2 * 9.81(2.65 - 1)} = 0.27 \text{ m}$$

Una vez calculado el diámetro medio se puede seleccionar la gradación del material a usar en el enrocado

TABLA 39. Gradación del material usado para el enrocado propuesto en la pilas.

Diámetro	Ancho (plg)
D15	7.3
D50	11.5
D85	15.5
D100	24

Fuente: Elaboración propia.

El espesor del enrocado será $3D_{50}$ teniendo así un espesor de 0.86 m, mientras que el ancho del enrocado será de 5 m en todas las direcciones de la pila.

El filtro tendrá un espesor de 15 plg y este tendrá un ancho de 2.5 m en todas las direcciones de la pila. La parte superior del enrocado debe coincidir con el lecho del cauce, es decir que el enrocado debe ir enterrado a una profundidad igual al espesor del enrocado.

CONCLUSIONES

- ✓ Del análisis de los resultados de la morfometría de la cuenca del río Bocay, se puede concluir que esta cuenca tendrá mayores tiempos para desplazar las avenidas, al presentar una pendiente fuerte la escorrentía se concentrará más rápido en los lechos fluviales de esta, sin embargo la pendiente del cauce principal es suave por lo que refleja que el río puede tener problemas de sedimentación en su parte más baja.
- ✓ El análisis hidrológico se efectuó en el programa HEC-HMS de los eventos analizados se obtuvo un caudal máximo de 1206.4 m³/s, mientras que en el estudio previo que se tiene de esta cuenca se tuvo un caudal máximo de 2742.2 m³/s, es así que se tiene una diferencia de 1535.8 m³/s entre estos caudales, con esto podemos concluir que la reducción del caudal pico en este estudio, se puede atribuir a una mejor clasificación del uso y tipo de la suelo en la cuenca por el motivo que son factores que intervienen en la capacidad de infiltración que posee la cuenca y de una mejor subdivisión de la cuenca en subcuencas así se obtiene una mejor distribución de la lluvia en cada elemento y amortiguar el caudal pico en el punto de cierre al aplicar el tránsito de avenida.
- ✓ Por medio de la modelación hidráulica en el programa HEC-RAS se obtuvo que el puente trabaja por debajo de su capacidad para todos los eventos analizados, teniendo un borde libre de 5.1m para el caudal máximo, del mismo modo en el análisis de socavación se obtuvo que este efecto solo se presenta en las pilas del puente con una profundidad máxima de 2.24m, por lo cual se propuso el uso de enrocado para mitigar los efectos de la socavación en las pilas.

RECOMENDACIONES

- ✓ Se recomienda que para futuros estudios hidrotécnicos se utilicen las mismas herramientas informáticas, además de apoyarse con las cartas topográficas del área de estudio y así corregir la delimitación que genera el programa ArcGIS, ya que en este trabajo no se pudo contar con estos datos para realizar ajustes al modelo.

- ✓ Para la elaboración del análisis hidrológico se recomienda reducir las áreas de cada subcuenca que componen la cuenca, ya que esto tiene un impacto en la determinación del caudal pico en el punto de cierre, al aplicar el método de tránsito de avenida Muskingum, se amortigua el caudal pico en el punto de cierre al tener más tramos donde existe tránsito.

- ✓ Siempre que se aplique el método de la curva número se debe tener la información completa de las características del suelo que componen la cuenca, con el fin de asignar los valores más cercanos a la realidad, del área de influencia de la cuenca, y tener buenos resultados del comportamiento que esta tendrá ante determinados eventos. Por el motivo que este parámetro afecta el valor de retención de agua que existe en toda la cuenca

- ✓ Para efectuar un buen análisis de socavación es necesario situar las secciones de compresión y expansión a una distancia adecuada del puente, el no elegir correctamente estos valores afecta los cálculos que realiza el programa puesto que toma en consideración la sección de contracción y expansión del flujo para elaborarlos, por el motivo de que situarlas muy alejadas de este reducen los efectos de socavación.

BIBLIOGRAFÍA

Antonio Campa, F. A. (2015). *Universidad de Chihuahua*. Recuperado el 17 de 06 de 2017, de http://tecnociencia.uach.mx/numeros/v9n1/data/Metodos_para_el_calculo_de_la_socavacion_local_en_pilas_de_puentes.pdf

Aparicio Mijares, F. (1992). *Fundamentos de hidrologis de superficie*. Mexico D.F.: LIMUSA.

Centro de Coordinación para la Prevención de los Desastres Naturales en América Central . (2010). *Manual Centroamericano de Gestion del Riesgo en Puentes*. Guatemala.

Chow, V., Maidment, D., (&) Mays, L. (1994). *Hidrología Aplicada*. Santa Fé de Bogotá: McGRAW-HILL.

Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centroamérica, COMITRAN. (2016). *Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura vial en Centro América*. El Salvador.

Corea y Asociados S.A. (CORASCO). (2008). *Manual para la Revisión de Estudios Hidrotécnicos de Drenaje Mayor*. Managua.

Corea y Asociados S.A. (CORASCO). (2008). *Manual para la Revisión de Estudios Hidrotécnicos de Drenaje Menor*. Managua.

EDICRO S.A. (2014). *Informe Hidrotécnico del puente Ayapal*. Managua.

Federal Highway Administration,. (10 de 08 de 2018). *Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures: Experience, Selection, and Design Guidance- Third Edition Volume 2*. Obtenido de U.S. Departament of Transportation: <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/pubs/09111/09112.pdf>

Federal Highway Administration,. (10 de 08 de 2018). *Bridge Scour and Stream Instability- third Edition Volume 1*. Obtenido de U.S. Departament of

Transportation:

<https://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/pubs/09111/09111.pdf>

Hydrologic Engineering Center's. (s.f.). *Hydrologic Engineering Center's*. Recuperado el 17 de 06 de 2017, de <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/documentation/HEC-RAS%205.0%20Reference%20Manual.pdf>

Hydrologic Engineering Center's. (s.f.). *Hydrologic Engineering Center's*. Recuperado el 17 de 06 de 2017, de <http://www.hec.usace.army.mil/publications/ResearchDocuments/RD-41.pdf>

Juaréz Badillo, R. R. (1980). *Mecánica de suelos III*. México: LIMUSA.

Lanza Mejía, N. J. (2015). *Hidrología CIRA NELAME CIRA UNAN*. Managua.

Linsley, R., Kohler, M., (&) Paulus, J. (1981). *Hidrología para ingenieros*. México D.F.: McGraw-HILL.

Ministerio de Transporte Y Comunicaciones. (s.f.). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje*. Perú.

Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). (2008). *Manual para la Elaboración de Especificaciones Técnicas para Obras de Carreteras y Puentes*. Managua.

Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). (2008). *Manual para la revisión de cajas y puentes*. Managua.

Sáenz, G. M. (1995). *Hidrología en la Ingeniería*. SantaFé de Bogotá, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.

(SIECA), Secretaría de Integración Económica Centroamericana; (COMITRAN), Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centroamérica; (JICA), Agencia de Cooperación Internacional del Japón. (2016). *Manual de*

Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura vial en Centro América. El salvador.

Universidad del Cauca. (2010). Obtenido de http://www.hidrojing.com/wp-content/uploads/Bibliografia/19_SOCAVACION_PUENTES_3_CALCULO.pdf

US Army of Engenieering Corps. (03 de 2000). *Technical Referencia Manual HEC-HMS*. Recuperado el 22 de 06 de 2017, de Hydrologic Engineering Center's: [http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/documentation/HEC-HMS_Technical%20Reference%20Manual_\(CPD-74B\).pdf](http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/documentation/HEC-HMS_Technical%20Reference%20Manual_(CPD-74B).pdf)

US Army of Engenieering Corps. (02 de 2016). *Hydrulic Reference Manual HEC-RAS Version 5.0*. Recuperado el 22 de 06 de 2017, de Hydrologic Engineering Center's: <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/documentation/HEC-RAS%205.0%20Reference%20Manual.pdf>

ANEXOS

Anexo N°1: Clasificación de los parámetros morfométricos de una cuenca.

TABLA 40. Clases de tamaño de cuencas (km²).

Rangos de áreas	Clases de tamaño
menos de 25	muy pequeña
23 a 250	pequeña
250 a 500	intermedia pequeña
500 a 2500	intermedia grande
2500 a 5000	grande
más de 5000	muy grande

Fuente: NELAME, tabla 8, p. 25.

TABLA 41. Clases de valores de longitud del cauce principal.

Rango de longitud en kilómetros	Clase de longitud
6.9-10.9	corto
11.00-15	mediano
15.1-19.1	largo

Fuente: CORASCO, tabla 1, p. 22.

TABLA 42. Clase de valores de compacidad.

Rangos de K_c	Clases de compacidad
-1.25	redonda a oval redonda
1.25-1.5	de oval redonda a oval oblonga
1.5-1.75	de oval oblonga a rectangular oblonga

Fuente: CORASCO, tabla 6, p. 25.

TABLA 43. Clases de valores de forma.

Rangos de K_f	Clases de Forma
0.01-0.18	muy poco achatada
0.18-0.36	ligeramente achatada
0.36-0.54	moderadamente achatada

Fuente: CORASCO, tabla 5, p. 24.

TABLA 44. Clases de valores de masividad.

Rangos de K_m	Clases de masividad
0-35	muy montañosa
35-70	montañosa
70-105	moderadamente montañosa

Fuente: CORASCO, tabla 8, p. 26.

TABLA 45. Clases de valores de elevación media.

Rangos de elevación en msnm.	Clases de elevación
1782.3-2072.2	baja
2072.4-2362.2	moderada
2362.4-2652.2	alta

Fuente: CORASCO, tabla 2, p. 2).

TABLA 46. Clases de desnivel altitudinal (MSN).

Rangos de altitudes	Clases de altitudes
600-1220	bajo
1221-1841	mediano
1842-2462	alto

Fuente: CORASCO, tabla 4, p. 24.

TABLA 47. Clases de valores de pendiente del cauce (m/m).

Rangos de pendientes	Clases
0.01-0.05	suave
0.06-0.11	moderada
0.12-0.17	fuerte

Fuente: CORASCO, tabla 12, p. 30.

TABLA 48. Clases de orden de corriente.

Rangos de ordenes	Clase de orden
1.00-2	bajo
2.1-4	mediano
4.1-6	alto

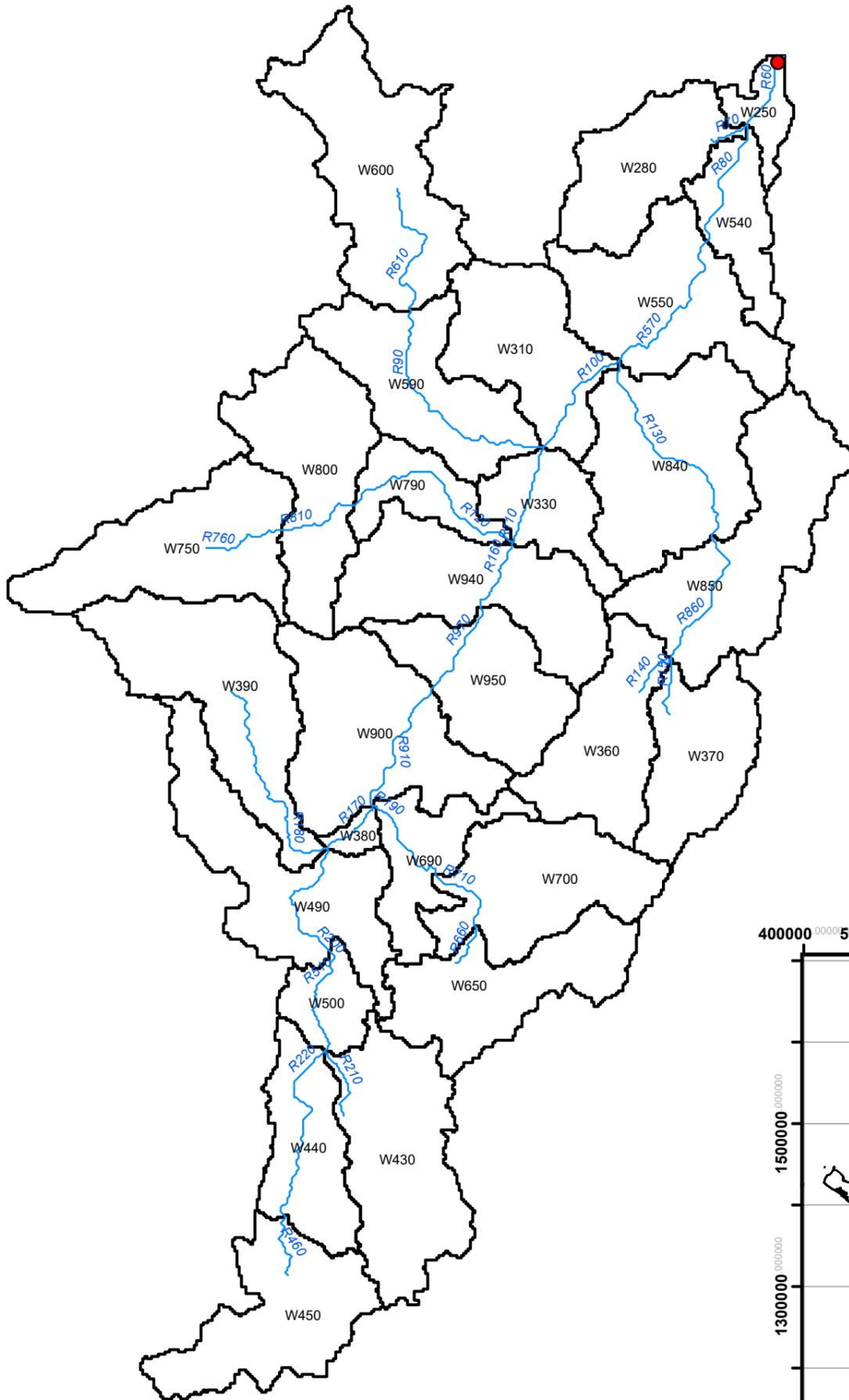
Fuente: CORASCO, tabla 9, p. 27.

TABLA 49. Clases de densidad de drenaje.

Rangos de densidad	Clases
0.1-1.8	baja
1.9-3.6	moderada
3.7-5.6	alta

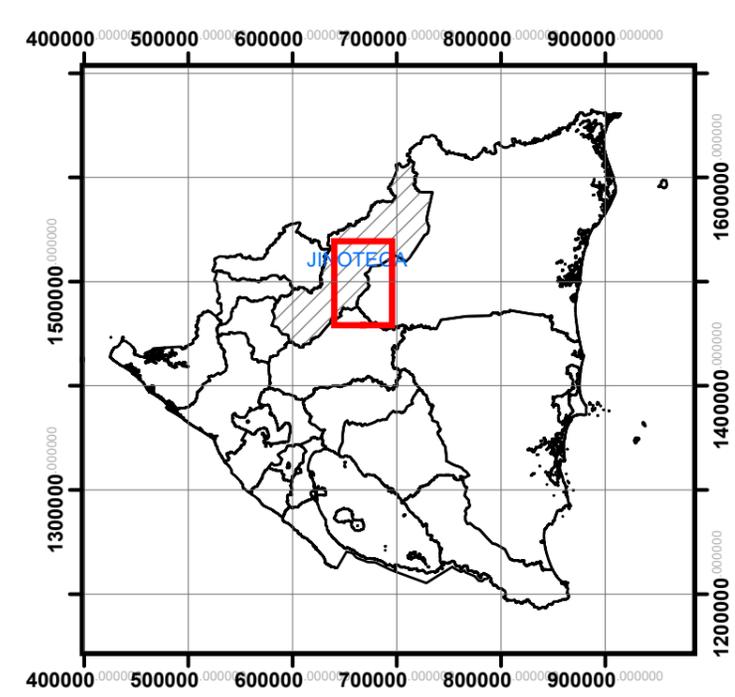
Fuente: CORASCO, tabla 10, p. 29.

Delimitación de la Cuenca del Rio Bocay



Leyenda

- Punto de cierre
- Red de Drenaje
- Cuenca



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Tesis: Revisión del Estudio Hidrotécnico del puente Ayapal, ubicado en el municipio de San José de Bocay, departamento de Jinotega.

Agosto del 2018

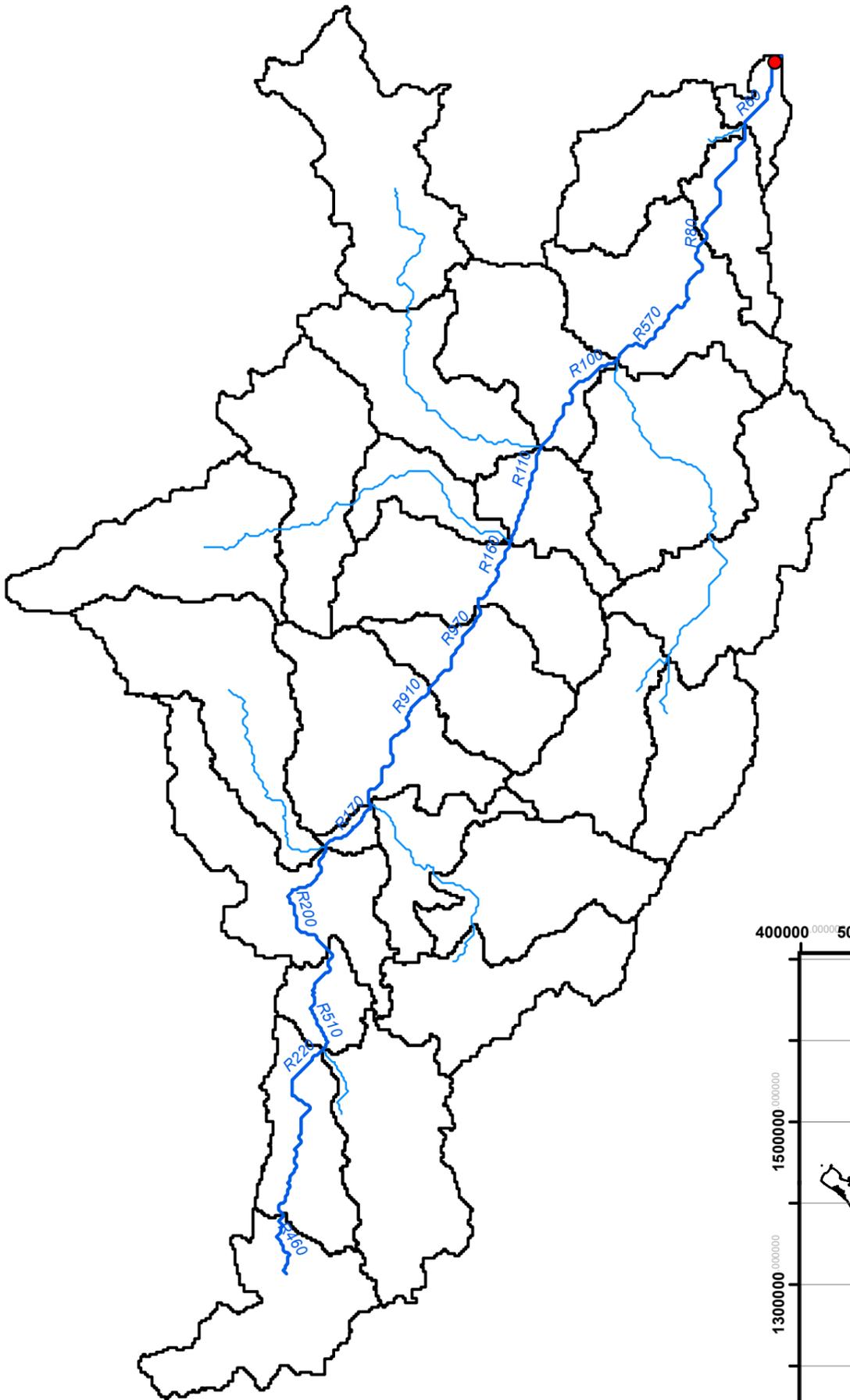
Elaborado por: Ing. Diego Emmanuel Ortiz Cárdenas

Revisa: Dr. Néstor Javier Lanza Mejía

Escala: 1:225,000

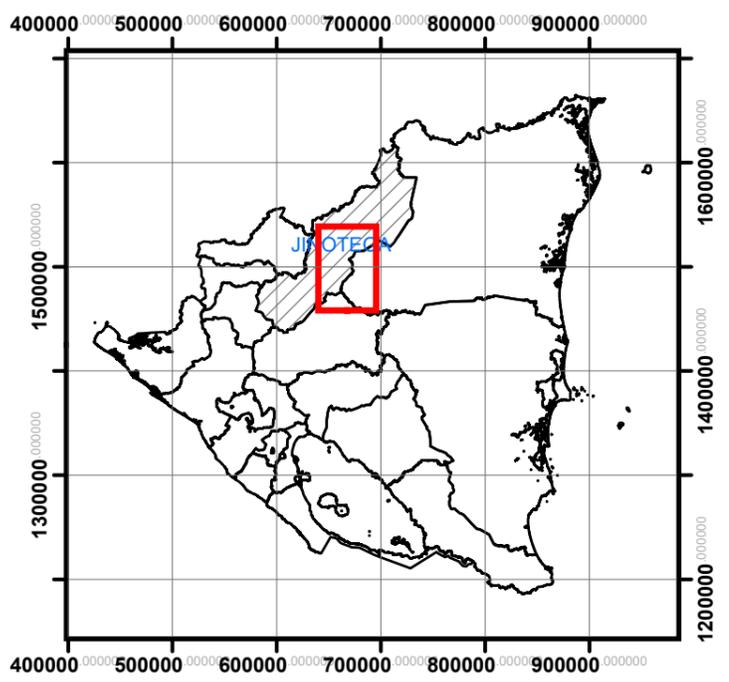
Mapa N°: 01/09

Corriente Principal de la Cuenca del Rio Bocay



Leyenda

- Punto de cierre
- corriente principal
- Red de Drenaje
- Cuenca



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Tesis: Revisión del Estudio Hidrotécnico del puente Ayapal, ubicado en el municipio de San José de Bocay, departamento de Jinotega.

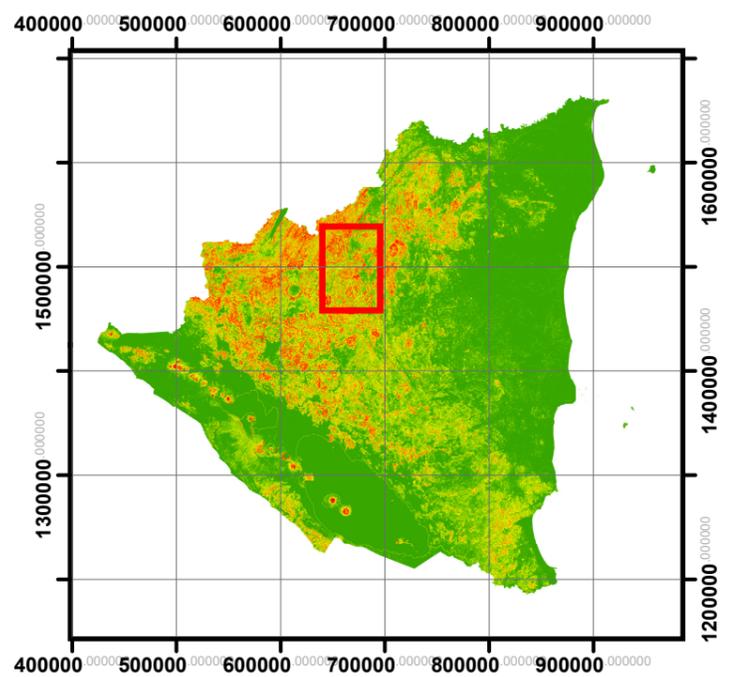
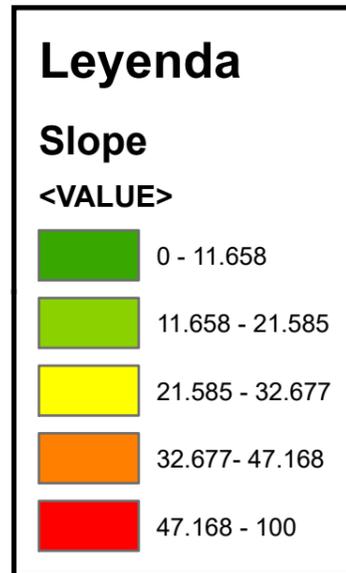
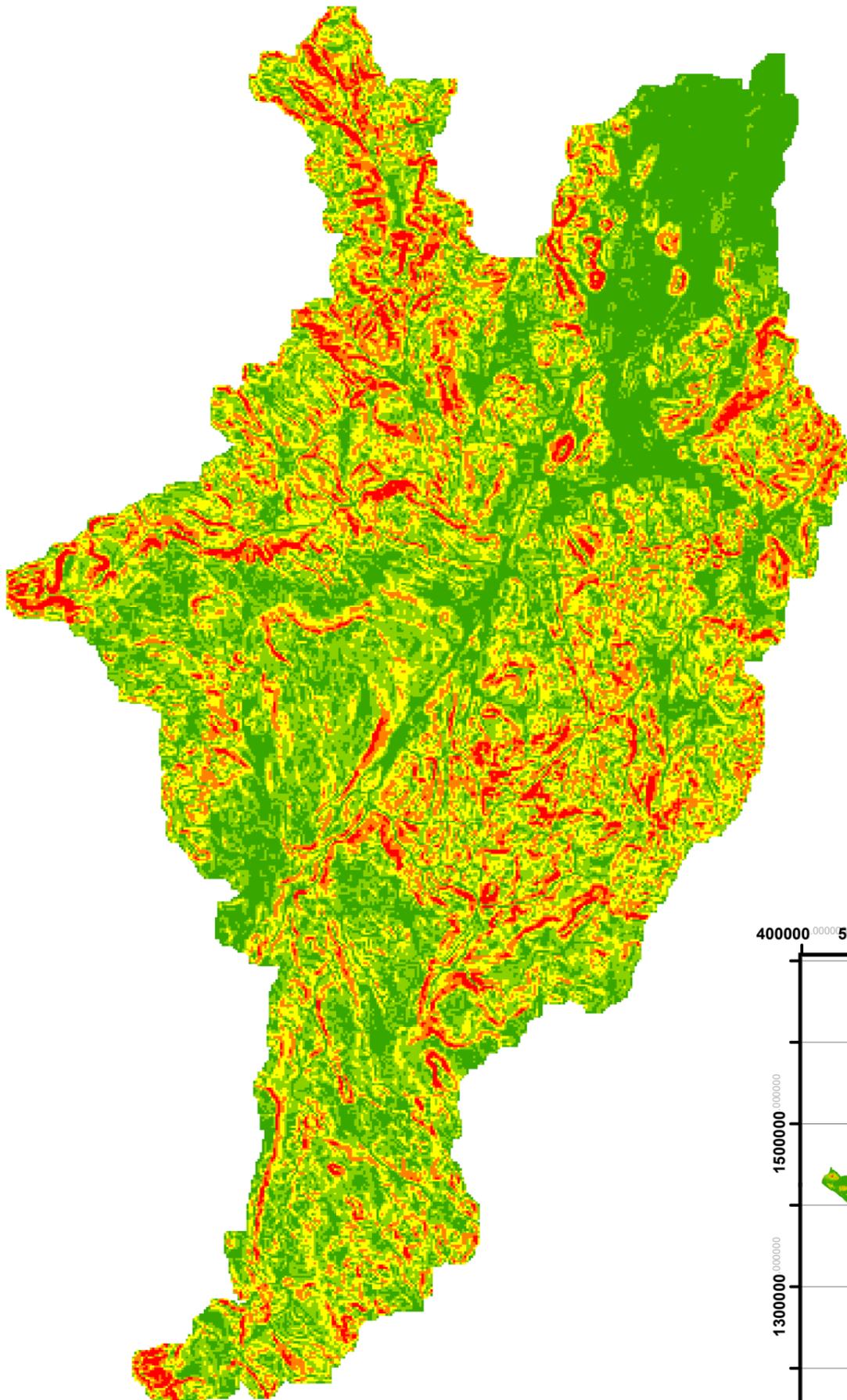
Elaborado por: Ing. Diego Emmanuel Ortiz Cárdenas Revisa: Dr. Néstor Javier Lanza Mejía

Agosto del 2018

Escala: 1:225,000

Mapa N°: 02/09

Pendiente de la Cuenca del Rio Bocay



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Tesis: Revisión del Estudio Hidrotécnico del puente Ayapal, ubicado en el municipio de San José de Bocay, departamento de Jinotega.

Agosto del 2018

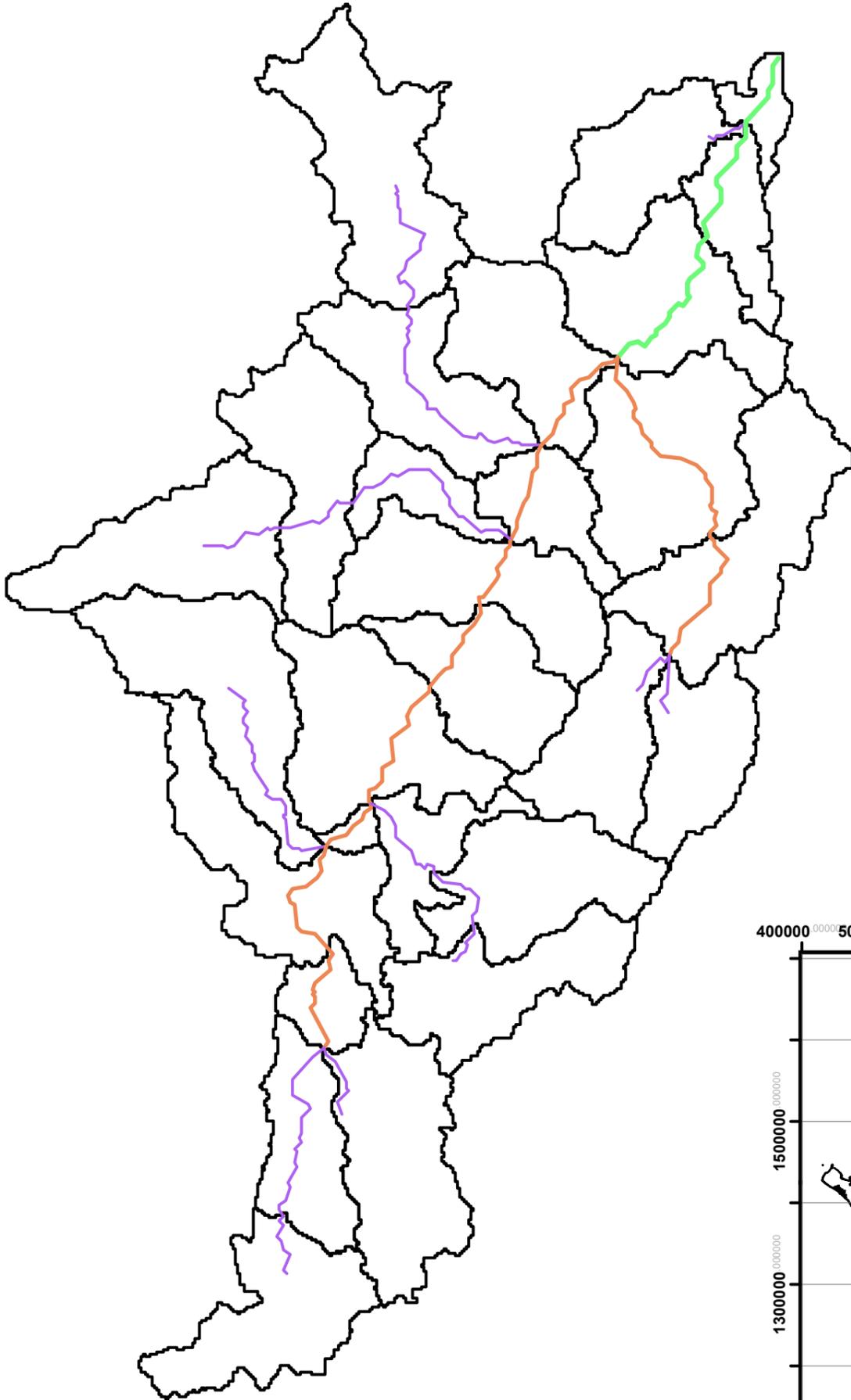
Elaborado por: Ing. Diego Emmanuel Ortiz Cárdenas

Revisa: Dr. Néstor Javier Lanza Mejía

Escala: 1:225,000

Mapa N°: 03/09

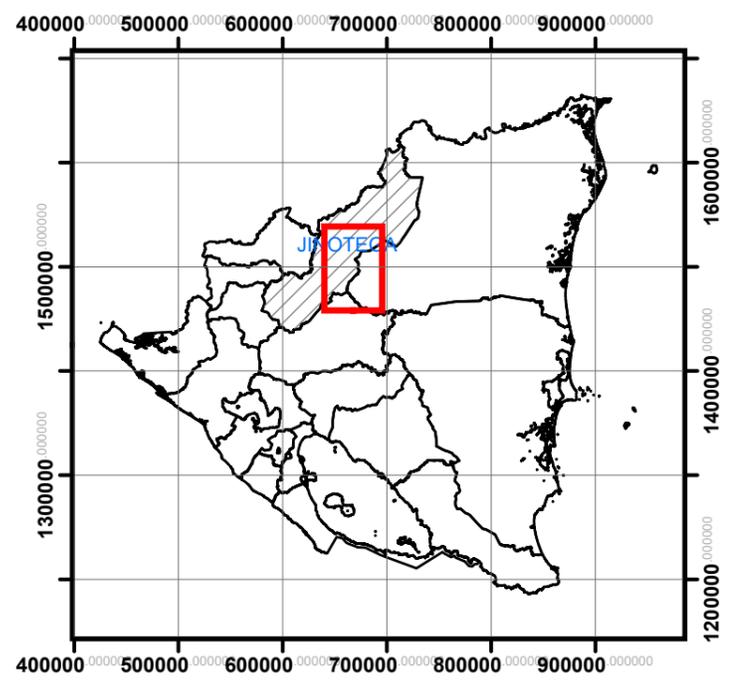
Orden de la Corriente de la Cuenca del Rio Bocay



Leyenda

Orden de la Corriente

- 1
- 2
- 3
- Cuenca



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Tesis: Revisión del Estudio Hidrotécnico del puente Ayapal, ubicado en el municipio de San José de Bocay, departamento de Jinotega.

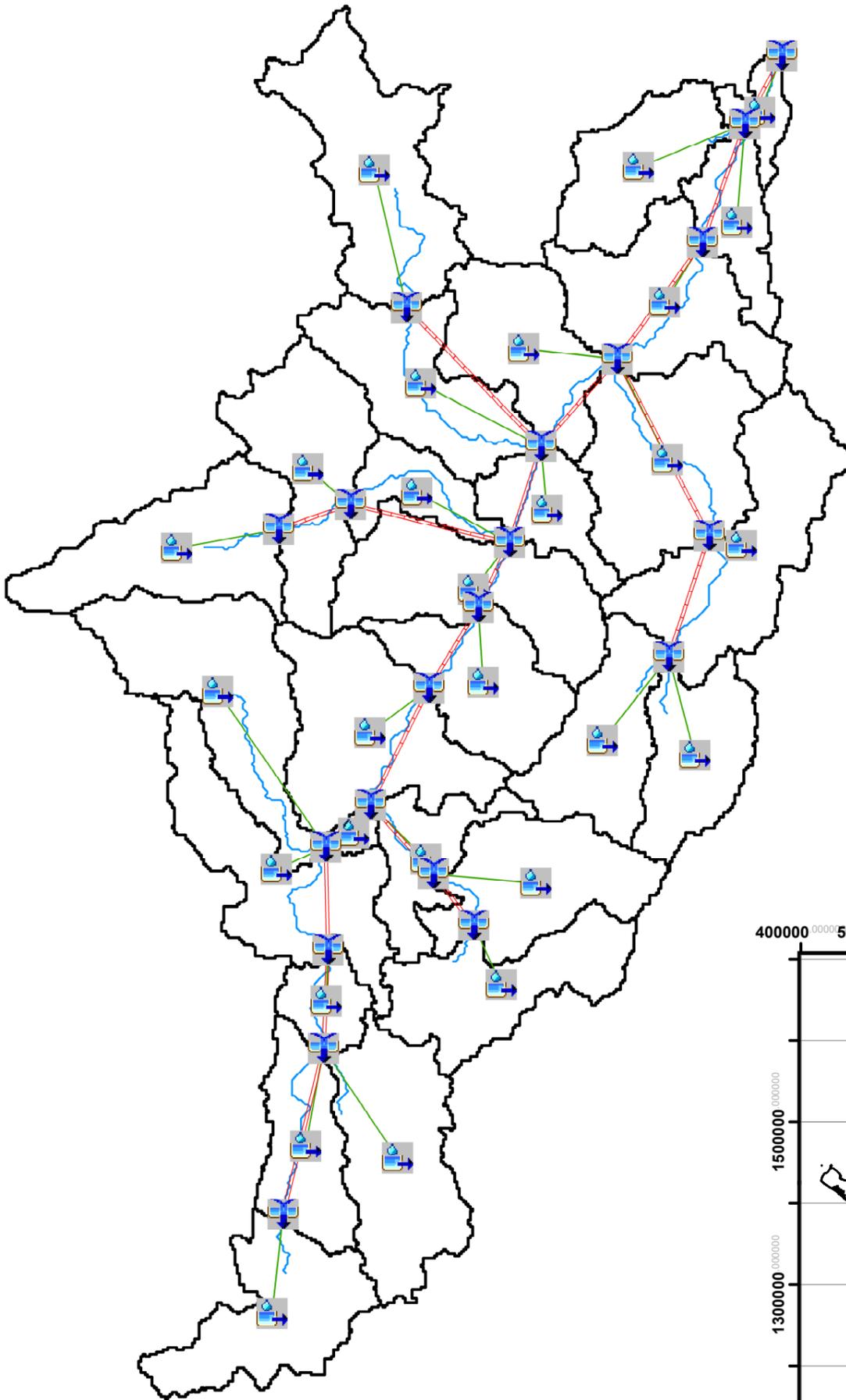
Elaborado por: Ing. Diego Emmanuel Ortiz Cárdenas Revisa: Dr. Néstor Javier Lanza Mejía

Agosto del 2018

Escala: 1:225,000

Mapa N°: 04/09

Esquema de la Cuenca del Rio Bocay en HEC-HMS



Leyenda

HMSNode

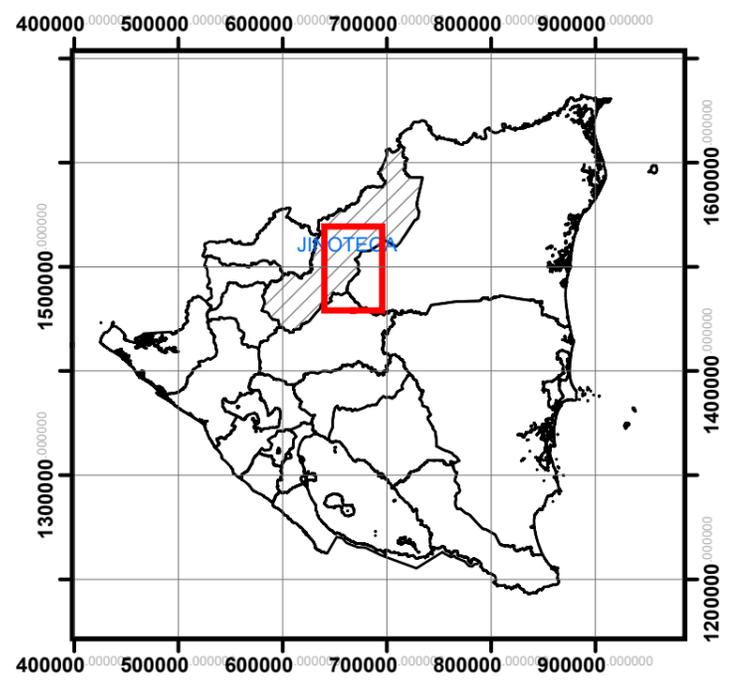
HMS Symbology

- Junction
- Sink
- Subbasin

HMSLink

LinkType

- Basin Connector
- Reach
- Punto de cierre
- Red de Drenaje
- Cuenca



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Tesis: Revisión del Estudio Hidrotécnico del puente Ayapal, ubicado en el municipio de San José de Bocay, departamento de Jinotega.

Agosto del 2018

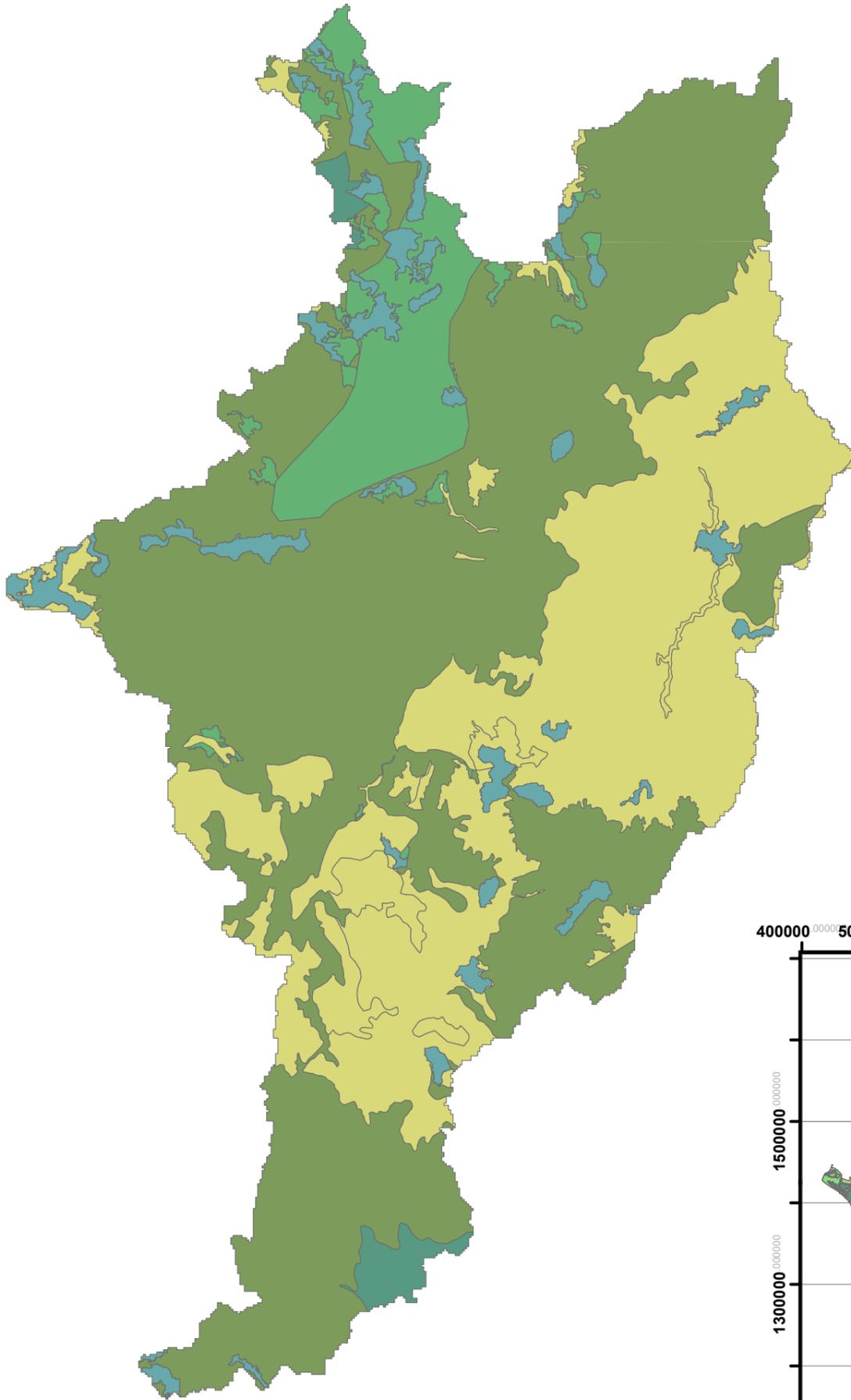
Elaborado por: Ing. Diego Emmanuel Ortiz Cárdenas

Revisa: Dr. Néstor Javier Lanza Mejía

Escala: 1:225,000

Mapa N°: 05/09

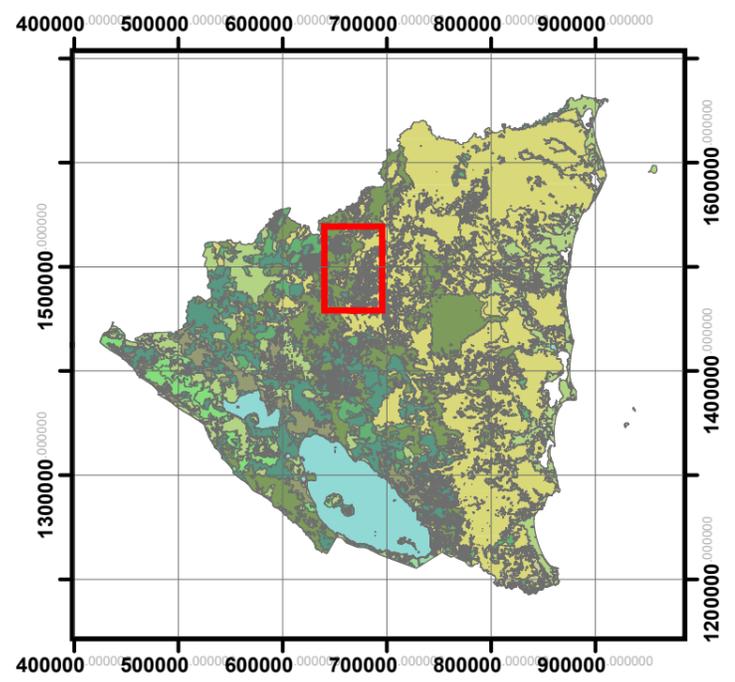
Orden de los Suelos de la Cuenca del Rio Bocay



Leyenda

Orden

- Afloramiento rocoso
- Alfisols
- Inceptisols
- Mollisols
- Ultisols



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Tesis: Revisión del Estudio Hidrotécnico del puente Ayapal, ubicado en el municipio de San José de Bocay, departamento de Jinotega.

Elaborado por: Ing. Diego Emmanuel Ortiz Cárdenas

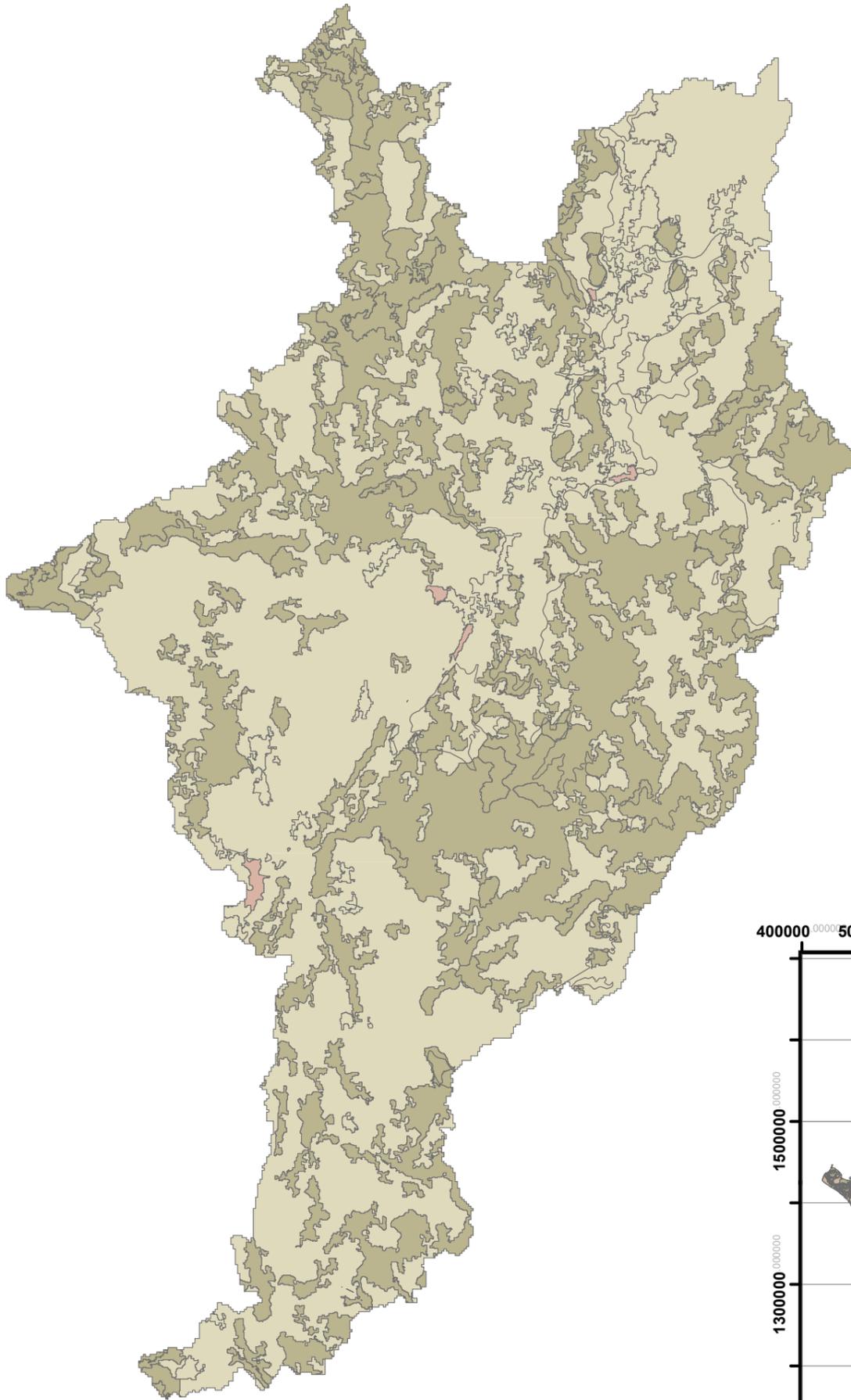
Revisa: Dr. Néstor Javier Lanza Mejía

Agosto del 2018

Escala: 1:225,000

Mapa N°: 06/09

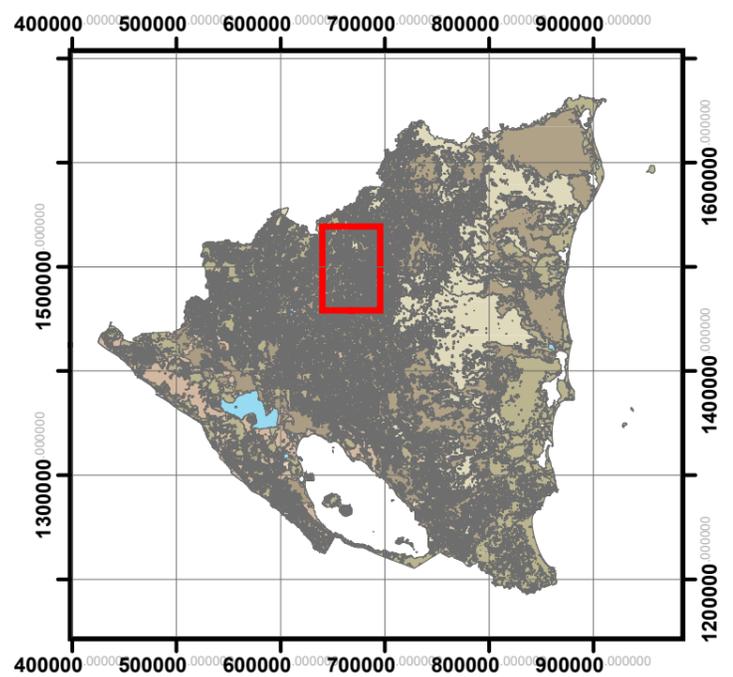
Clasificación Hidrológica de los Suelos de la Cuenca del Rio Bocay



Leyenda

Grupo Hidrológico

- A
- B
- C



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Tesis: Revisión del Estudio Hidrotécnico del puente Ayapal, ubicado en el municipio de San José de Bocay, departamento de Jinotega.

Agosto del 2018

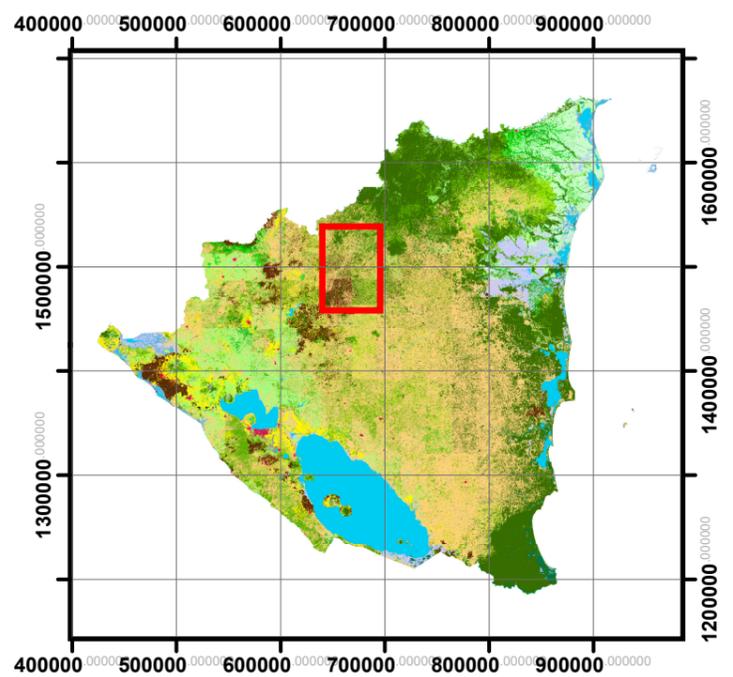
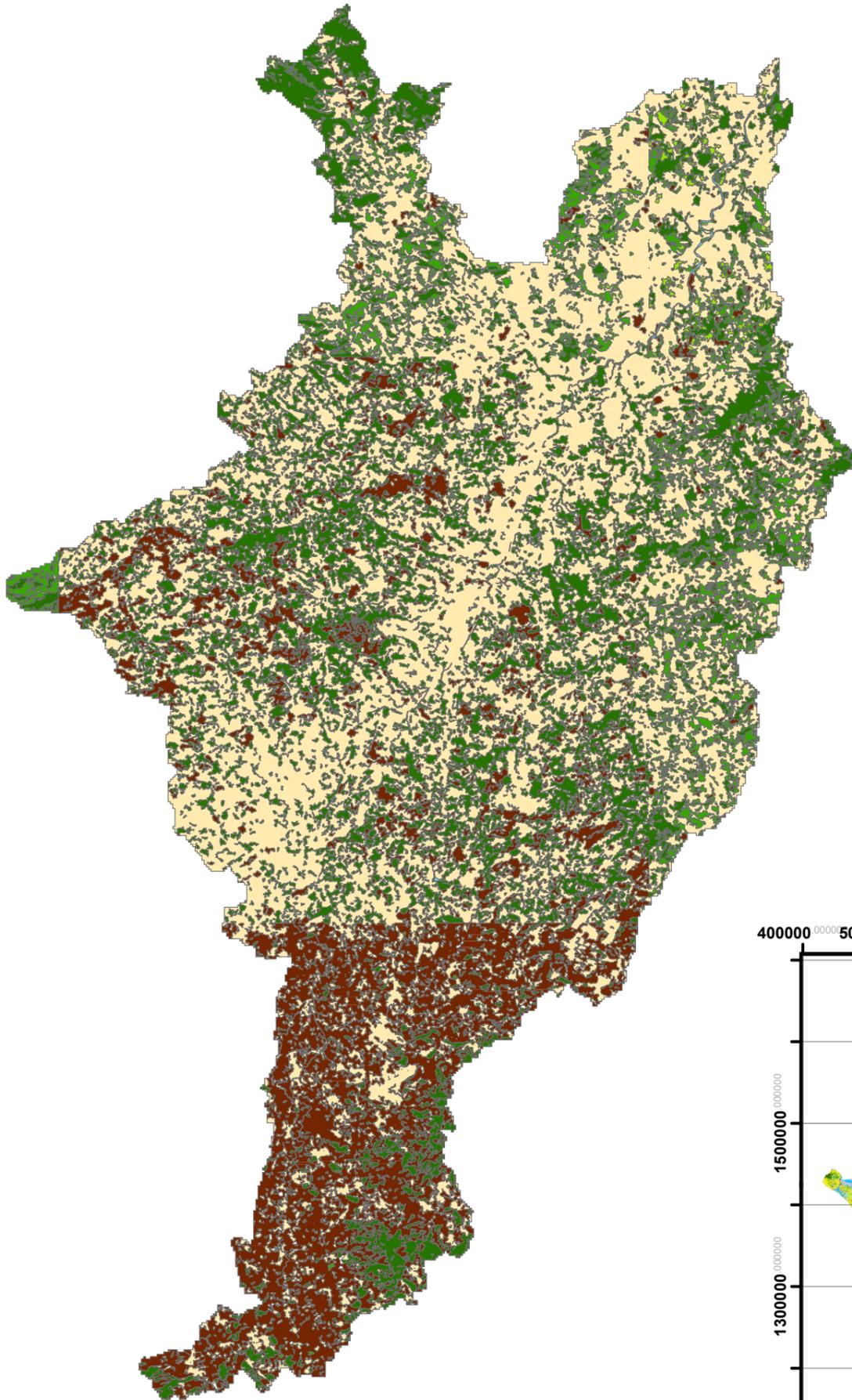
Elaborado por: Ing. Diego Emmanuel Ortiz Cárdenas

Revisa: Dr. Néstor Javier Lanza Mejía

Escala: 1:225,000

Mapa N°: 07/09

Uso de Suelo de la Cuenca del Rio Bocay



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Tesis: Revisión del Estudio Hidrotécnico del puente Ayapal, ubicado en el municipio de San José de Bocay, departamento de Jinotega.

Agosto del 2018

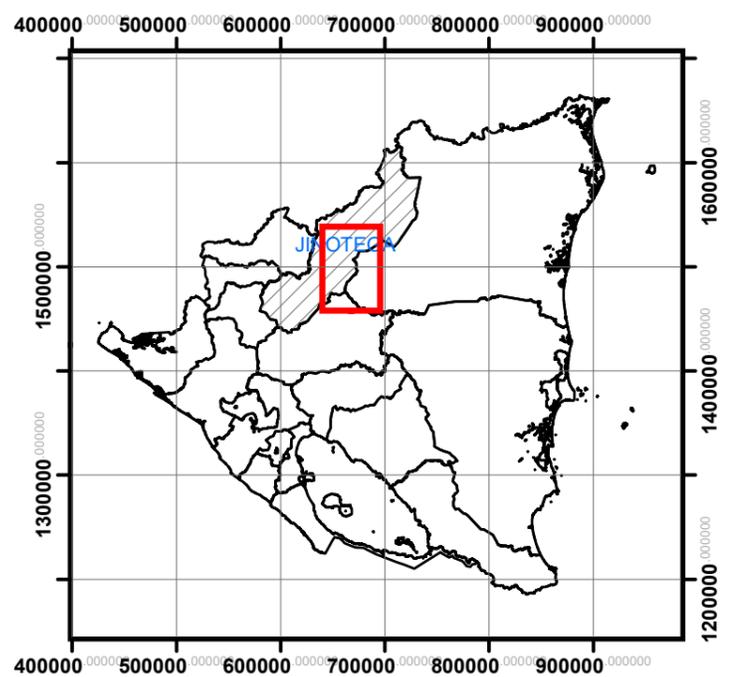
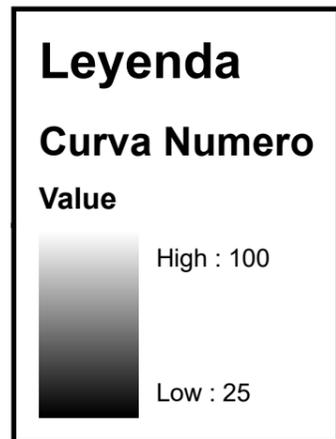
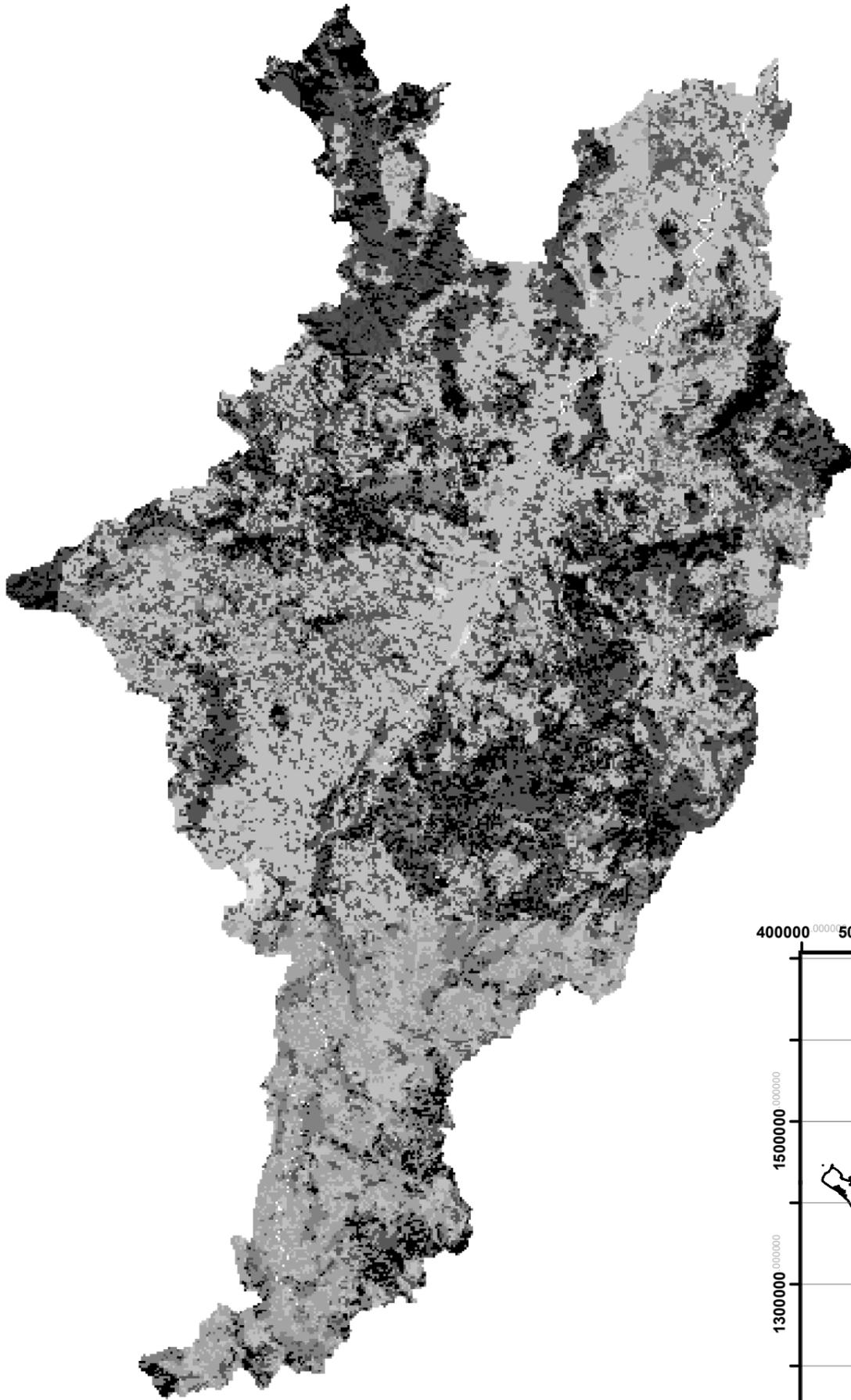
Elaborado por: Ing. Diego Emmanuel Ortiz Cárdenas

Revisa: Dr. Néstor Javier Lanza Mejía

Escala: 1:225,000

Mapa N°: 08/09

Curva Número de la Cuenca del Rio Bocay



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Tesis: Revisión del Estudio Hidrotécnico del puente Ayapal, ubicado en el municipio de San José de Bocay, departamento de Jinotega.

Agosto del 2018

Elaborado por: Ing. Diego Emmanuel Ortiz Cárdenas

Revisa: Dr. Néstor Javier Lanza Mejía

Escala: 1:225,000

Mapa N°: 09/09

Anexo N°11: Curvas de intensidad, duración y frecuencia de la precipitación de la estación meteorológica de Muy Muy

**INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES DE PRECIPITACIÓN
ESTACION: MUY MUY**

AÑOS	Duración en minutos						
	5	10	15	30	60	120	360
1982	116.4	95.4	77.6	64.2	38.0	20.3	7.8
1983	162.0	139.8	116.8	112.6	71.9	37.0	28.2
1984	229.0	147.6	110.0	67.4	45.3	29.4	13.0
1985	171.6	142.2	97.2	76.0	40.2	21.1	7.2
1986	187.2	95.4	64.0	36.2	24.7	12.6	6.0
1987	164.4	105.0	80.4	58.6	31.2	16.1	7.5
1988	180.0	151.8	115.6	96.2	74.4	40.3	15.3
1989	162.0	116.4	104.0	71.8	48.9	32.0	12.0
1990	129.6	117.6	80.0	80.0	54.5	28.0	10.6
1991	116.4	76.2	56.8	35.4	19.7	12.8	6.0
1992	150.0	88.2	62.8	38.8	21.8	11.8	5.3
1993	139.2	100.8	95.2	69.2	40.1	24.0	13.1
1994	204.0	106.8	71.2	67.0	46.8	29.3	10.4
1995	204.0	114.0	102.8	94.2	58.6	44.0	20.0
1996	154.8	89.4	67.6	43.6	26.0	16.0	6.6
1997	118.8	81.0	78.4	58.0	45.3	24.3	9.0
1998	117.6	78.0	69.2	44.0	29.7	22.8	9.0
1999	182.4	123.0	85.6	64.0	42.5	23.7	9.9
2000	120.0	120.0	88.0	48.6	37.9	22.9	8.7
2001	104.4	82.8	61.6	43.0	27.1	15.8	6.3
2002	141.6	114.6	111.6	71.4	39.2	21.4	12.0
2003	117.6	100.8	86.0	53.4	44.3	24.7	9.8
2004	120.0	120.0	80.0	49.2	31.0	17.4	7.3
2005	108.0	90.6	79.6	46.6	32.4	23.9	9.5
2006	108.0	96.0	72.0	38.8	24.7	15.3	6.6
2007	162.0	118.8	118.8	113.0	63.4	32.1	12.0
2008	120.0	111.0	74.8	56.6	38.4	22.3	7.6
2009	224.4	116.4	105.6	85.8	44.1	23.4	8.6
2010	228.0	154.8	121.6	68.8	55.0	30.4	14.1
2011	168.0	120.0	118.0	97.0	75.3	39.3	13.5
2012	288.0	175.2	136.8	85.0	53.0	28.3	10.9
2013	270.0	147.0	100.4	55.4	47.0	24.7	8.5
2014	108.0	96.0	82.8	48.4	27.0	16.7	6.4



**INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES ORDENADAS
DURACION EN MINUTOS**

m	5	10	15	30	60	120	360
1	104.4	76.2	56.8	35.4	19.7	11.8	5.3
2	108.0	78.0	61.6	36.2	21.8	12.6	6.0
3	108.0	81.0	62.8	38.8	24.7	12.8	6.0
4	108.0	82.8	64.0	38.8	24.7	15.3	6.3
5	116.4	88.2	67.6	43.0	26.0	15.8	6.4
6	116.4	89.4	69.2	43.6	27.0	16.0	6.6
7	117.6	90.6	71.2	44.0	27.1	16.1	6.6
8	117.6	95.4	72.0	46.6	29.7	16.7	7.2
9	118.8	95.4	74.8	48.4	31.0	17.4	7.3
10	120.0	96.0	77.6	48.6	31.2	20.3	7.5
11	120.0	96.0	78.4	49.2	32.4	21.1	7.6
12	120.0	100.8	79.6	53.4	37.9	21.4	7.8
13	129.6	100.8	80.0	55.4	38.0	22.3	8.5
14	139.2	105.0	80.0	56.6	38.4	22.8	8.6
15	141.6	106.8	80.4	58.0	39.2	22.9	8.7
16	150.0	111.0	82.8	58.6	40.1	23.4	9.0
17	154.8	114.0	85.6	64.0	40.2	23.7	9.0
18	162.0	114.6	86.0	64.2	42.5	23.9	9.5
19	162.0	116.4	88.0	67.0	44.1	24.0	9.8
20	162.0	116.4	95.2	67.4	44.3	24.3	9.9
21	164.4	117.6	97.2	68.8	45.3	24.7	10.4
22	168.0	118.8	100.4	69.2	45.3	24.7	10.6
23	171.6	120.0	102.8	71.4	46.8	28.0	10.9
24	180.0	120.0	104.0	71.8	47.0	28.3	12.0
25	182.4	120.0	105.6	76.0	48.9	29.3	12.0
26	187.2	123.0	110.0	80.0	53.0	29.4	12.0
27	204.0	139.8	111.6	85.0	54.5	30.4	13.0
28	204.0	142.2	115.6	85.8	55.0	32.0	13.1
29	224.4	147.0	116.8	94.2	58.6	32.1	13.5
30	228.0	147.6	118.0	96.2	63.4	37.0	14.1
31	229.0	151.8	118.8	97.0	71.9	39.3	15.3
32	270.0	154.8	121.6	112.6	74.4	40.3	20.0
33	288.0	175.2	136.8	113.0	75.3	44.0	28.2



Y: MEDIA, DESV. ESTANDAR, ALFA Y BETA PARA DIFERENTES DURACIONES							
	5	10	15	30	60	120	360
Y MEDIA	159.9	113.1	90.1	64.8	42.4	24.4	10.3
STD.	47.6	24.1	20.4	21.1	14.7	8.0	4.5
ALFA	0.027	0.053	0.063	0.061	0.087	0.159	0.286
BETA	138.486	102.250	80.877	55.281	35.795	20.744	8.245

DESV. MAXIMA A PARTIR DE LA DISTRIBUCION TEORICA Y EMPIRICA

DURACION 5 MINUTOS

I	P(x)	F(x)	Desviaciones
104.4	0.02941	0.08176	0.05235
108.0	0.05882	0.10305	0.04422
108.0	0.08824	0.10305	0.01481
108.0	0.11765	0.10305	0.01460
116.4	0.14706	0.16324	0.01618
116.4	0.17647	0.16324	0.01323
117.6	0.20588	0.17293	0.03296
117.6	0.23529	0.17293	0.06237
118.8	0.26471	0.18285	0.08186
120.0	0.29412	0.19300	0.10112
120.0	0.32353	0.19300	0.13053
120.0	0.35294	0.19300	0.15994
129.6	0.38235	0.28074	0.10161
139.2	0.41176	0.37496	0.03681
141.6	0.44118	0.39870	0.04248
150.0	0.47059	0.48027	0.00968
154.8	0.50000	0.52494	0.02494
162.0	0.52941	0.58808	0.05867
162.0	0.55882	0.58808	0.02926
162.0	0.58824	0.58808	0.00016
164.4	0.61765	0.60795	0.00970
168.0	0.64706	0.63655	0.01051
171.6	0.67647	0.66368	0.01279
180.0	0.70588	0.72111	0.01523
182.4	0.73529	0.73602	0.00072
187.2	0.76471	0.76388	0.00082
204.0	0.79412	0.84254	0.04843
204.0	0.82353	0.84254	0.01901
224.4	0.85294	0.90582	0.05288
228.0	0.88235	0.91414	0.03178
229.0	0.91176	0.91632	0.00455
270.0	0.94118	0.97144	0.03027
288.0	0.97059	0.98231	0.01173
	DESV. MAXIMA		0.160



DURACION 10 MINUTOS

I	P(x)	F(x)	Desviaciones
76.2	0.02941	0.01843	0.01098
78.0	0.05882	0.02653	0.03229
81.0	0.08824	0.04530	0.04293
82.8	0.11765	0.06008	0.05757
88.2	0.14706	0.12119	0.02587
89.4	0.17647	0.13807	0.03840
90.6	0.20588	0.15604	0.04984
95.4	0.23529	0.23710	0.00180
95.4	0.26471	0.23710	0.02761
96.0	0.29412	0.24806	0.04606
96.0	0.32353	0.24806	0.07547
100.8	0.35294	0.33955	0.01339
100.8	0.38235	0.33955	0.04281
105.0	0.41176	0.42147	0.00970
106.8	0.44118	0.45604	0.01486
111.0	0.47059	0.53362	0.06303
114.0	0.50000	0.58538	0.08538
114.6	0.52941	0.59531	0.06589
116.4	0.55882	0.62416	0.06534
116.4	0.58824	0.62416	0.03592
117.6	0.61765	0.64261	0.02496
118.8	0.64706	0.66041	0.01335
120.0	0.67647	0.67756	0.00109
120.0	0.70588	0.67756	0.02832
120.0	0.73529	0.67756	0.05773
123.0	0.76471	0.71757	0.04713
139.8	0.79412	0.87295	0.07883
142.2	0.82353	0.88728	0.06375
147.0	0.85294	0.91150	0.05856
147.6	0.88235	0.91415	0.03180
151.8	0.91176	0.93072	0.01895
154.8	0.94118	0.94062	0.00055
175.2	0.970588	0.97952	0.00893
	DESV. MAXIMA		0.085



DURACION 15 MINUTOS			
I	P(x)	F(x)	Desviaciones
56.8	0.02941	0.01085	0.01856
61.6	0.05882	0.03515	0.02368
62.8	0.08824	0.04480	0.04344
64.0	0.11765	0.05610	0.06154
67.6	0.14706	0.10040	0.04666
69.2	0.17647	0.12502	0.05145
71.2	0.20588	0.15973	0.04615
72.0	0.23529	0.17473	0.06057
74.8	0.26471	0.23138	0.03332
77.6	0.29412	0.29286	0.00126
78.4	0.32353	0.31099	0.01254
79.6	0.35294	0.33846	0.01448
80.0	0.38235	0.34766	0.03469
80.0	0.41176	0.34766	0.06410
80.4	0.44118	0.35688	0.08430
82.8	0.47059	0.41212	0.05847
85.6	0.50000	0.47534	0.02466
86.0	0.52941	0.48417	0.04524
88.0	0.55882	0.52737	0.03145
95.2	0.58824	0.66536	0.07712
97.2	0.61765	0.69808	0.08043
100.4	0.64706	0.74521	0.09815
102.8	0.67647	0.77646	0.09999
104.0	0.70588	0.79082	0.08494
105.6	0.73529	0.80874	0.07344
110.0	0.76471	0.85120	0.08649
111.6	0.79412	0.86439	0.07027
115.6	0.82353	0.89278	0.06925
116.8	0.85294	0.90015	0.04721
118.0	0.88235	0.90704	0.02468
118.8	0.91176	0.91138	0.00039
121.6	0.94118	0.92509	0.01608
136.8	0.970588	0.97042	0.00017
	DESV. MAXIMA		0.100



DURACION 30 MINUTOS			
I	P(x)	F(x)	Desviaciones
35.4	0.02941	0.03540	0.00599
36.2	0.05882	0.04147	0.01735
38.8	0.08824	0.06599	0.02224
38.8	0.11765	0.06599	0.05165
43.0	0.14706	0.12164	0.02542
43.6	0.17647	0.13115	0.04532
44.0	0.20588	0.13770	0.06819
46.6	0.23529	0.18390	0.05139
48.4	0.26471	0.21912	0.04559
48.6	0.29412	0.22317	0.07095
49.2	0.32353	0.23546	0.08807
53.4	0.35294	0.32599	0.02695
55.4	0.38235	0.37054	0.01181
56.6	0.41176	0.39730	0.01447
58.0	0.44118	0.42831	0.01286
58.6	0.47059	0.44150	0.02909
64.0	0.50000	0.55479	0.05479
64.2	0.52941	0.55875	0.02933
67.0	0.55882	0.61194	0.05312
67.4	0.58824	0.61919	0.03096
68.8	0.61765	0.64384	0.02619
69.2	0.64706	0.65067	0.00361
71.4	0.67647	0.68657	0.01010
71.8	0.70588	0.69279	0.01309
76.0	0.73529	0.75242	0.01712
80.0	0.76471	0.79998	0.03528
85.0	0.79412	0.84809	0.05397
85.8	0.82353	0.85474	0.03121
94.2	0.85294	0.91002	0.05708
96.2	0.88235	0.91988	0.03753
97.0	0.91176	0.92353	0.01176
112.6	0.94118	0.96960	0.02842
113	0.970588	0.970317	0.000272
	DESV. MAXIMA		0.088



DURACION 60 MINUTOS			
I	P(x)	F(x)	Desviaciones
19.7	0.02941	0.01696	0.01245
21.8	0.05882	0.03357	0.02525
24.7	0.08824	0.07174	0.01650
24.7	0.11765	0.07174	0.04591
26.0	0.14706	0.09518	0.05188
27.0	0.17647	0.11586	0.06061
27.1	0.20588	0.11805	0.08783
29.7	0.23529	0.18219	0.05310
31.0	0.26471	0.21871	0.04599
31.2	0.29412	0.22455	0.06957
32.4	0.32353	0.26052	0.06301
37.9	0.35294	0.43512	0.08218
38.0	0.38235	0.43828	0.05593
38.4	0.41176	0.45087	0.03910
39.2	0.44118	0.47576	0.03459
40.1	0.47059	0.50324	0.03265
40.2	0.50000	0.50625	0.00625
42.5	0.52941	0.57300	0.04359
44.1	0.55882	0.61615	0.05733
44.3	0.58824	0.62134	0.03310
45.3	0.61765	0.64656	0.02891
45.3	0.64706	0.64656	0.00050
46.8	0.67647	0.68211	0.00564
47.0	0.70588	0.68665	0.01924
48.9	0.73529	0.72726	0.00803
53.0	0.76471	0.80041	0.03570
54.5	0.79412	0.82259	0.02847
55.0	0.82353	0.82948	0.00595
58.6	0.85294	0.87238	0.01944
63.4	0.88235	0.91413	0.03177
71.9	0.91176	0.95816	0.04639
74.4	0.94118	0.96622	0.02504
75.3	0.970588	0.968733	0.001855
	DES. MAXIMA		0.088



DURACION 120 MINUTOS			
I	P(x)	F(x)	Desviaciones
11.8	0.02941	0.01564	0.01378
12.6	0.05882	0.02572	0.03311
12.8	0.08824	0.02885	0.05939
15.3	0.11765	0.09248	0.02517
15.8	0.14706	0.11098	0.03608
16.0	0.17647	0.11890	0.05757
16.1	0.20588	0.12297	0.08291
16.7	0.23529	0.14886	0.08643
17.4	0.26471	0.18201	0.08270
20.3	0.29412	0.34188	0.04776
21.1	0.32353	0.38874	0.06521
21.4	0.35294	0.40626	0.05332
22.3	0.38235	0.45822	0.07586
22.8	0.41176	0.48643	0.07467
22.9	0.44118	0.49201	0.05083
23.4	0.47059	0.51947	0.04888
23.7	0.50000	0.53559	0.03559
23.9	0.52941	0.54619	0.01677
24.0	0.55882	0.55143	0.00739
24.3	0.58824	0.56697	0.02127
24.7	0.61765	0.58718	0.03046
24.7	0.64706	0.58718	0.05987
28.0	0.67647	0.73001	0.05354
28.3	0.70588	0.74081	0.03493
29.3	0.73529	0.77428	0.03898
29.4	0.76471	0.77742	0.01271
30.4	0.79412	0.80679	0.01267
32.0	0.82353	0.84672	0.02319
32.1	0.85294	0.84895	0.00399
37.0	0.88235	0.92773	0.04538
39.3	0.91176	0.94933	0.03757
40.3	0.94118	0.95663	0.01546
44	0.970588	0.975711	0.00512
	DESV. MAXIMA		0.086



DURACION 360 MINUTOS

I	P(x)	F(x)	Desviaciones
5.3	0.02941	0.09810	0.06869
6.0	0.05882	0.14949	0.09066
6.0	0.08824	0.14949	0.06125
6.3	0.11765	0.17477	0.05712
6.4	0.14706	0.18358	0.03652
6.6	0.17647	0.20172	0.02525
6.6	0.20588	0.20172	0.00416
7.2	0.23529	0.25964	0.02435
7.3	0.26471	0.26970	0.00500
7.5	0.29412	0.29009	0.00403
7.6	0.32353	0.30039	0.02314
7.8	0.35294	0.32116	0.03178
8.5	0.38235	0.39465	0.01230
8.6	0.41176	0.40513	0.00663
8.7	0.44118	0.41559	0.02559
9.0	0.47059	0.44670	0.02389
9.0	0.50000	0.44670	0.05330
9.5	0.52941	0.49733	0.03208
9.8	0.55882	0.52673	0.03209
9.9	0.58824	0.53634	0.05190
10.4	0.61765	0.58276	0.03489
10.6	0.64706	0.60052	0.04654
10.9	0.67647	0.62623	0.05024
12.0	0.70588	0.71056	0.00467
12.0	0.73529	0.71056	0.02474
12.0	0.76471	0.71056	0.05415
13.0	0.79412	0.77359	0.02053
13.1	0.82353	0.77921	0.04432
13.5	0.85294	0.80051	0.05243
14.1	0.88235	0.82909	0.05326
15.3	0.91176	0.87548	0.03628
20.0	0.94118	0.96592	0.02474
28.2	0.970588	0.99668	0.02609
	DESV. MAXIMA		0.091



COMPARACIONES ENTRE DESV. MAXIMA Y EL VALOR CRITICO DE KOLGOMOROV(KV) PARA EL AJUSTE ANALITICO A LA DISTRIBUCION DE GUMBELL TIPO I

DURACION MINUTOS	DESV. MAXIMA DM	KV	OBSV.
5	0.160	0.231	SAJ
10	0.085	0.231	SAJ
15	0.100	0.231	SAJ
30	0.088	0.231	SAJ
60	0.088	0.231	SAJ
120	0.086	0.231	SAJ
360	0.091	0.231	SAJ

SE ACEPTA EL AJUSTE (SAJ), SI $DM < KV$, CON UN NIVEL DE SIGNIFICACION DE 0.05
*NO SE ACEPTA EL AJUSTE (SAJ), SI $DM > KV$

INTENSIDADES DE LLUVIA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO Y OBTENIDAS A TRAVES DEL AJUSTE ANALITICO

	5	10	15	30	60	120	360
1.5 años	135.0	100.5	79.4	53.7	34.7	20.2	7.9
2 años	152.1	109.1	86.7	61.3	40.0	23.0	9.5
5 años	194.2	130.5	104.8	80.0	53.0	30.2	13.5
10 años	222.1	144.6	116.8	92.4	61.6	34.9	16.1
15 años	237.8	152.5	123.5	99.3	66.4	37.5	17.6
25 años	257.3	162.4	131.9	108.0	72.4	40.8	19.4
50 años	283.4	175.7	143.1	119.6	80.5	45.2	21.9
100 años	309.3	188.8	154.3	131.1	88.5	49.6	24.3

**PARAMETROS DE LAS ECUACIONES DE LA FORMA:
 $I = A/(t+d)^b$**

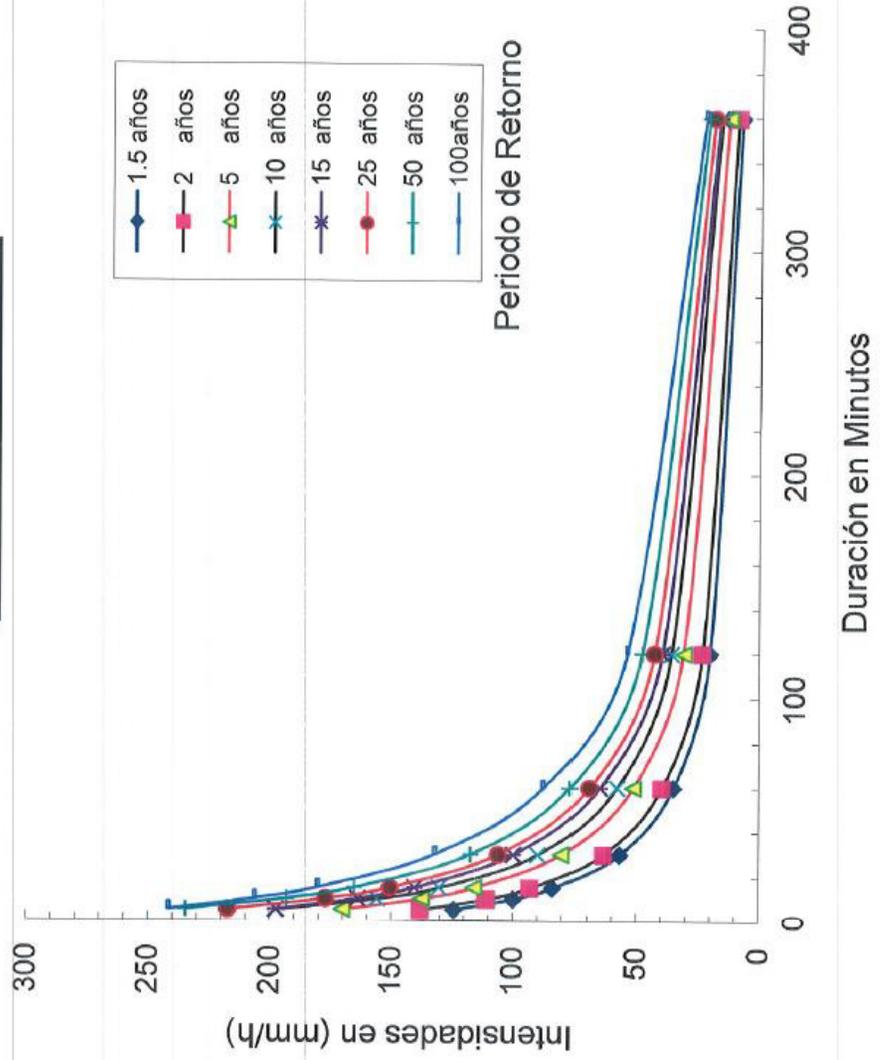
T: Años	r	A	d	b
1.5	-0.999	1932.1	14	0.932
2	-0.998	1802.9	13	0.890
5	-0.997	1789.9	12	0.830
10	-0.996	1493.0	9	0.767
15	-0.993	2459.7	15	0.842
25	-0.994	2050.4	12	0.792
50	-0.992	2335.0	13	0.795
100	-0.988	3984.0	20	0.871

**INTENSIDADES (mm/h) OBTENIDAS DE LAS ECUACIONES
ESTACION: MUY MUY**

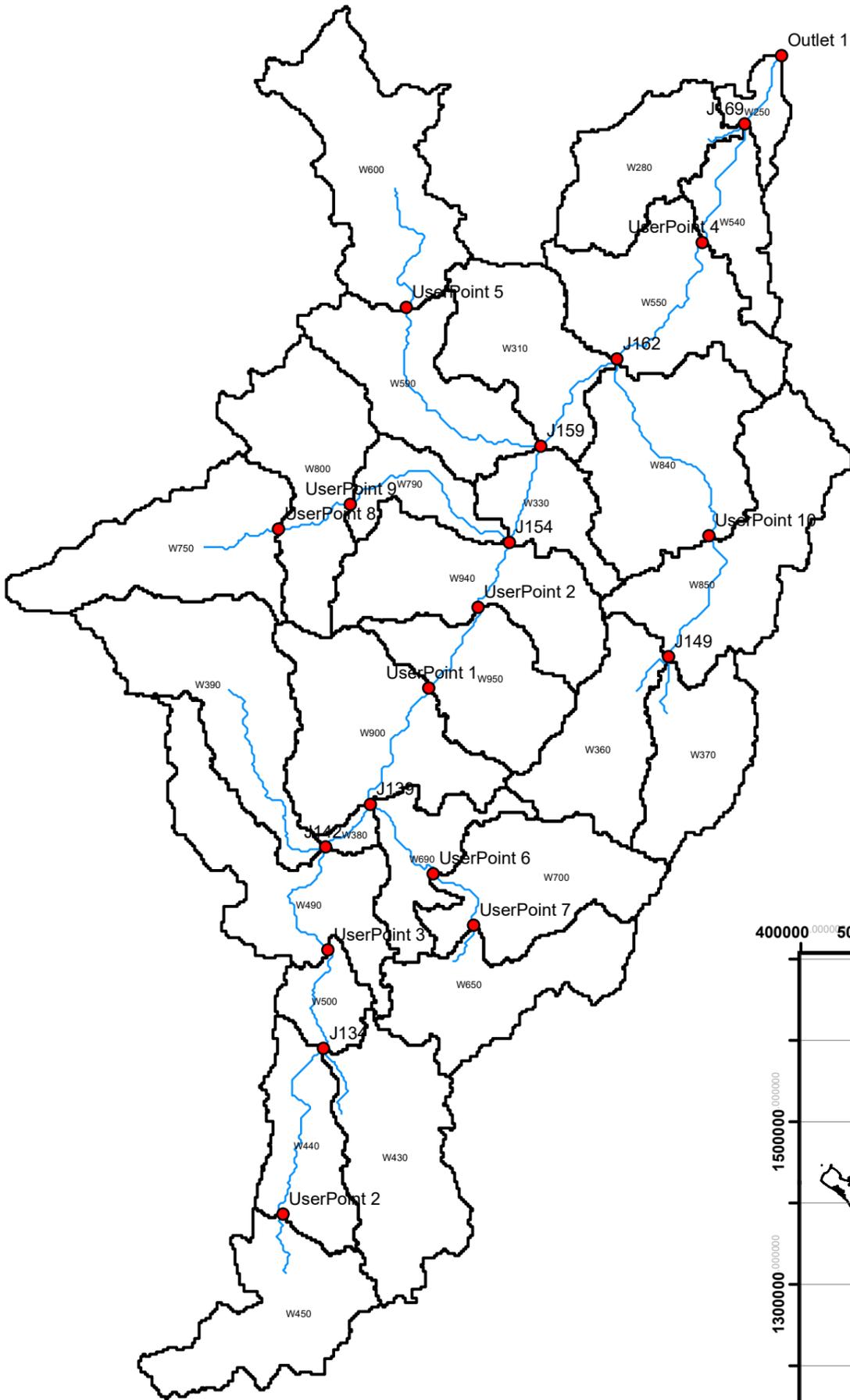
Periodo Retorno (Tr)	Tiempo en Minuto						
	5	10	15	30	60	120	360
1.5 años	124.2	99.9	83.7	56.8	35.0	20.1	7.7
2 años	137.8	110.8	93.0	63.5	39.7	23.3	9.3
5 años	170.3	137.5	116.0	80.4	51.4	31.1	13.1
10 años	197.1	155.9	130.3	89.8	58.0	35.9	16.0
15 años	197.5	163.7	140.4	99.8	64.9	39.6	16.8
25 años	217.1	177.0	150.5	106.0	69.2	42.8	18.8
50 años	234.5	193.0	165.0	117.3	77.0	47.8	21.1
100 años	241.5	206.0	180.1	132.0	87.7	53.9	22.6



Curvas IDF en Muy Muy
Período: 1982 -2014

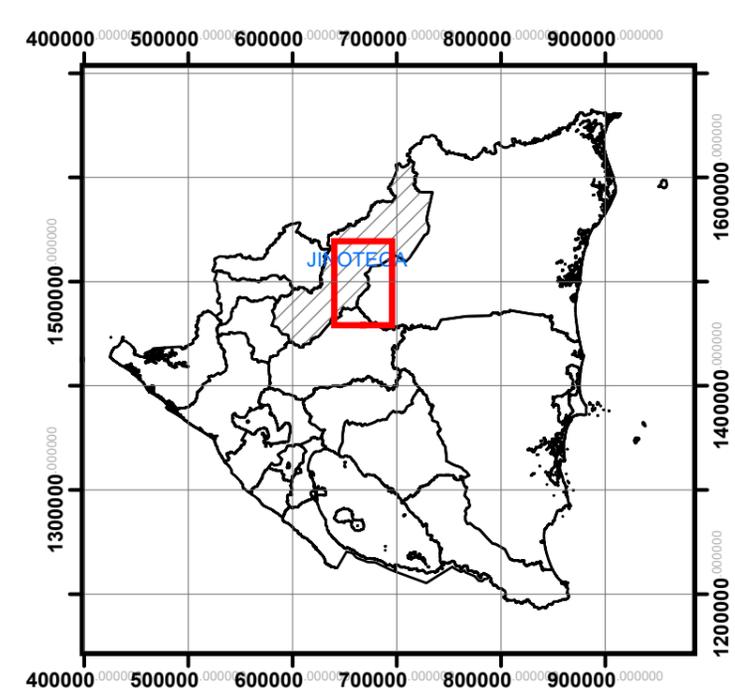


Puntos de Control de la Cuenca del Rio Bocay



Leyenda

- Puntos de Control
- Red de Drenaje
- Cuenca



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Tesis: Revisión del Estudio Hidrotécnico del puente Ayapal, ubicado en el municipio de San José de Bocay, departamento de Jinotega.

Agosto del 2018

Elaborado por: Ing. Diego Emmanuel Ortiz Cárdenas

Revisa: Dr. Néstor Javier Lanza Mejía

Escala: 1:225,000

Mapa N°: 01/01

En el mapa anterior se identifican los nombres de cada punto de control que posee la cuenca, para una mejor identificación de los resultados presentados a continuación

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

Tabla 50. Resultados del análisis hidrológico para cada elemento de la cuenca para el TR25.

elemento	área de drenaje (KM²)	Caudal (MCS)	tiempo pico	volumen (MM)
W550	41.005	126.4	10abr2018, 03:40	31.35
W500	11.387	51.4	10abr2018, 02:50	31.52
W450	35.662	45	10abr2018, 04:20	15.9
W430	43.414	54.4	10abr2018, 04:30	16.93
W440	25	55.9	10abr2018, 03:40	23.41
W690	19.573	59	10abr2018, 03:10	25.64
W490	43.006	138.9	10abr2018, 03:50	36.91
W390	47.874	137.2	10abr2018, 04:10	35.96
W380	3.0343	13.2	10abr2018, 02:20	22.49
W370	27.909	110.7	10abr2018, 03:10	32.69
W360	30.66	44.3	10abr2018, 03:40	14.43
W940	42.047	74.8	10abr2018, 04:00	21.01
W790	14.947	42.9	10abr2018, 03:20	24.94
W330	18.064	51.9	10abr2018, 03:20	25.46
W840	48.983	83.7	10abr2018, 04:10	20.99
W310	33.386	139.1	10abr2018, 03:20	37.36
W590	35.995	86.2	10abr2018, 03:40	24.18

elemento	área de drenaje (KM²)	Caudal (MCS)	tiempo pico	volumen (MM)
W540	16.939	48	10abr2018, 04:10	36.22
W280	28.359	72.7	10abr2018, 04:00	30.58
W250	7.6525	20.8	10abr2018, 04:00	31.75
Outlet1	902.7048	770.8	10abr2018, 10:00	25.38
UserPoint 2	35.662	45	10abr2018, 04:20	15.9
UserPoint 3	115.463	132.2	10abr2018, 04:40	19.46
UserPoint 4	849.7543	807.1	10abr2018, 08:10	24.93
UserPoint 5	49.358	58	10abr2018, 04:30	15.47
UserPoint 6	33.928	84.6	10abr2018, 03:40	26.18
UserPoint 7	71.232	138.6	10abr2018, 04:10	22.05
UserPoint 8	42.047	109.1	10abr2018, 03:40	26.75
UserPoint 9	81.343	202.8	10abr2018, 03:50	26.02
UserPoint 10	106.585	187.6	10abr2018, 04:20	19.83
UserPoint 11	346.8563	569.7	10abr2018, 05:10	26.33
UserPoint 12	378.0413	554.7	10abr2018, 05:50	26.56
J134	104.076	128.5	10abr2018, 04:20	18.14
J139	300.1823	517.3	10abr2018, 04:30	25.64
J142	206.343	370.9	10abr2018, 04:20	26.92
J149	58.569	149.6	10abr2018, 03:20	23.13
J154	516.3783	658.5	10abr2018, 06:00	25.98
J159	619.7953	706.3	10abr2018, 06:20	25.02
J162	808.7493	836.9	10abr2018, 06:40	24.61
J169	895.0523	777.4	10abr2018, 09:10	25.32

elemento	área de drenaje (KM²)	Caudal (MCS)	tiempo pico	volumen (MM)
R60	895.0523	770.4	10abr2018, 10:00	25.32
R100	619.7953	697.7	10abr2018, 07:10	25.02
R110	516.3783	650.1	10abr2018, 06:40	25.98
R170	206.343	368.8	10abr2018, 04:30	26.92
R220	35.662	36.2	10abr2018, 05:30	15.9
R510	104.076	125.2	10abr2018, 04:50	18.14
R200	115.463	125.8	10abr2018, 05:30	19.46
R80	849.7543	771.8	10abr2018, 09:20	24.93
R570	808.7493	802.7	10abr2018, 08:10	24.61
R90	49.358	50.7	10abr2018, 05:30	15.47
R710	33.928	77.6	10abr2018, 04:20	26.18
R190	71.232	124.5	10abr2018, 04:50	22.05
R810	42.047	105.4	10abr2018, 04:00	26.75
R120	81.343	169.9	10abr2018, 04:40	26.02
R860	58.569	124.5	10abr2018, 04:20	23.13
R130	106.585	131.9	10abr2018, 05:50	19.83
R910	300.1823	490.8	10abr2018, 05:30	25.64
R160	378.0413	531.2	10abr2018, 06:30	26.56
R970	346.8563	542	10abr2018, 06:00	26.33

Fuente: Elaboración propia.

Para el periodo de retorno de 50 años se tienen los siguientes resultados del análisis hidrológico de cada componente que conforma la cuenca

Tabla 51. Resultados del análisis hidrológico para cada elemento de la cuenca para el TR50.

elemento	área de drenaje (KM²)	Caudal (MCS)	tiempo pico	volumen (MM)
W950	31.185	131.2	10abr2018, 03:10	36.39
W900	46.674	145.7	10abr2018, 04:10	38.34
W850	48.016	85	10abr2018, 04:10	21.1
W800	39.296	131	10abr2018, 03:30	32.03
W750	42.047	137.8	10abr2018, 03:40	33.75
W700	37.304	85.6	10abr2018, 03:50	24.03
W650	33.928	107.2	10abr2018, 03:40	33.1
W600	49.358	77.6	10abr2018, 04:20	20.72
W550	41.005	157	10abr2018, 03:40	38.94
W500	11.387	63.9	10abr2018, 02:50	39.13
W450	35.662	60	10abr2018, 04:20	21.22
W430	43.414	72	10abr2018, 04:30	22.44
W440	25	71.6	10abr2018, 03:40	29.94
W690	19.573	74.9	10abr2018, 03:10	32.49
W490	43.006	170	10abr2018, 03:50	45.13
W390	47.874	168.2	10abr2018, 04:10	44.08
W380	3.0343	17	10abr2018, 02:20	28.89
W370	27.909	137	10abr2018, 03:10	40.44
W360	30.66	59.8	10abr2018, 03:40	19.49

elemento	área de drenaje (KM²)	Caudal (MCS)	tiempo pico	volumen (MM)
W940	42.047	96.8	10abr2018, 04:00	27.18
W790	14.947	54.6	10abr2018, 03:20	31.69
W330	18.064	65.8	10abr2018, 03:20	32.29
W840	48.983	108.3	10abr2018, 04:10	27.16
W310	33.386	169.9	10abr2018, 03:20	45.63
W590	35.995	109.9	10abr2018, 03:40	30.82
W540	16.939	58.8	10abr2018, 04:10	44.37
W280	28.359	90.6	10abr2018, 04:00	38.08
W250	7.6525	25.8	10abr2018, 04:00	39.39
Outlet1	902.7048	976.6	10abr2018, 10:00	32.1
UserPoint 2	35.662	60	10abr2018, 04:20	21.22
UserPoint 3	115.463	172.6	10abr2018, 04:40	25.33
UserPoint 4	849.7543	1022.6	10abr2018, 08:10	31.59
UserPoint 5	49.358	77.6	10abr2018, 04:20	20.72
UserPoint 6	33.928	107.2	10abr2018, 03:40	33.1
UserPoint 7	71.232	178	10abr2018, 04:10	28.35
UserPoint 8	42.047	137.8	10abr2018, 03:40	33.75
UserPoint 9	81.343	256.5	10abr2018, 03:50	32.92
UserPoint 10	106.585	242.4	10abr2018, 04:20	25.7
UserPoint 11	346.8563	713.1	10abr2018, 05:10	33.18
UserPoint 12	378.0413	694.5	10abr2018, 05:50	33.45
J134	104.076	168.5	10abr2018, 04:20	23.83
J139	300.1823	648.7	10abr2018, 04:30	32.38

elemento	área de drenaje (KM²)	Caudal (MCS)	tiempo pico	volumen (MM)
J142	206.343	460.8	10abr2018, 04:20	33.81
J149	58.569	190	10abr2018, 03:20	29.47
J154	516.3783	825.7	10abr2018, 06:00	32.8
J159	619.7953	890	10abr2018, 06:20	31.71
J162	808.7493	1060.9	10abr2018, 06:30	31.22
J169	895.0523	985.2	10abr2018, 09:10	32.04
R60	895.0523	976.1	10abr2018, 10:00	32.04
R100	619.7953	879.1	10abr2018, 07:10	31.71
R110	516.3783	815.5	10abr2018, 06:40	32.8
R170	206.343	458	10abr2018, 04:30	33.81
R220	35.662	48.3	10abr2018, 05:30	21.22
R510	104.076	164.2	10abr2018, 04:50	23.83
R200	115.463	164.2	10abr2018, 05:30	25.33
R80	849.7543	977.8	10abr2018, 09:20	31.59
R570	808.7493	1017.2	10abr2018, 08:10	31.22
R90	49.358	67.8	10abr2018, 05:30	20.72
R710	33.928	98.2	10abr2018, 04:20	33.1
R190	71.232	160.1	10abr2018, 04:50	28.35
R810	42.047	133.2	10abr2018, 04:00	33.75
R120	81.343	215.1	10abr2018, 04:40	32.92
R860	58.569	158.4	10abr2018, 04:20	29.47
R130	106.585	170.6	10abr2018, 05:50	25.7
R910	300.1823	615.7	10abr2018, 05:30	32.38

elemento	área de drenaje (KM ²)	Caudal (MCS)	tiempo pico	volumen (MM)
R160	378.0413	665.3	10abr2018, 06:30	33.45
R970	346.8563	678.8	10abr2018, 06:00	33.18

Fuente: Elaboración propia

Para el periodo de retorno de 100 años se tienen los siguientes resultados del análisis hidrológico de cada componente que conforma la cuenca

Tabla 52. Resultados del análisis hidrológico para cada elemento de la cuenca para el TR100.

elemento	área de drenaje (KM ²)	Caudal (MCS)	tiempo pico	volumen (MM)
W950	31.185	163	10abr2018, 03:10	44.45
W900	46.674	178.3	10abr2018, 04:00	46.62
W850	48.016	109.9	10abr2018, 04:00	27.17
W800	39.296	163.7	10abr2018, 03:30	39.59
W750	42.047	171	10abr2018, 03:40	41.51
W700	37.304	109.7	10abr2018, 03:40	30.53
W650	33.928	133.4	10abr2018, 03:40	40.78
W600	49.358	100.8	10abr2018, 04:20	26.73
W550	41.005	192.5	10abr2018, 03:30	47.27
W500	11.387	79.3	10abr2018, 02:40	47.48
W450	35.662	77.7	10abr2018, 04:10	27.31
W430	43.414	92.5	10abr2018, 04:30	28.71
W440	25	90	10abr2018, 03:40	37.24
W690	19.573	94.1	10abr2018, 03:10	40.1
W490	43.006	205.3	10abr2018, 03:50	54.08
W390	47.874	203	10abr2018, 04:10	52.93

elemento	área de drenaje (KM²)	Caudal (MCS)	tiempo pico	volumen (MM)
W380	3.0343	22	10abr2018, 02:20	36.05
W370	27.909	168.2	10abr2018, 03:00	48.93
W360	30.66	78.5	10abr2018, 03:40	25.3
W940	42.047	122.5	10abr2018, 04:00	34.11
W790	14.947	68.5	10abr2018, 03:10	39.2
W330	18.064	82.4	10abr2018, 03:20	39.88
W840	48.983	136.7	10abr2018, 04:10	34.09
W310	33.386	205.8	10abr2018, 03:10	54.63
W590	35.995	137.5	10abr2018, 03:40	38.23
W540	16.939	70.9	10abr2018, 04:10	53.24
W280	28.359	110.9	10abr2018, 04:00	46.32
W250	7.6525	31.4	10abr2018, 04:00	47.78
Outlet1	902.7048	1206.4	10abr2018, 10:00	39.58
UserPoint2	35.662	77.7	10abr2018, 04:10	27.31
UserPoint3	115.463	219.5	10abr2018, 04:40	31.98
UserPoint4	849.7543	1264.1	10abr2018, 08:00	39.01
UserPoint5	49.358	100.8	10abr2018, 04:20	26.73
UserPoint6	33.928	133.4	10abr2018, 03:40	40.78
UserPoint7	71.232	224.1	10abr2018, 04:00	35.42
UserPoint8	42.047	171	10abr2018, 03:40	41.51
UserPoint9	81.343	318.5	10abr2018, 03:40	40.58
UserPoint1 0	106.585	306.3	10abr2018, 04:20	32.33
UserPoint1 1	346.8563	875.3	10abr2018, 05:10	40.78

elemento	área de drenaje (KM ²)	Caudal (MCS)	tiempo pico	volumen (MM)
UserPoint1 2	378.0413	851.6	10abr2018, 05:50	41.08
J134	104.076	214.8	10abr2018, 04:20	30.28
J139	300.1823	797.6	10abr2018, 04:30	39.87
J142	206.343	562.1	10abr2018, 04:20	41.45
J149	58.569	238.3	10abr2018, 03:10	36.56
J154	516.3783	1011.8	10abr2018, 06:00	40.38
J159	619.7953	1094.7	10abr2018, 06:20	39.16
J162	808.7493	1311.3	10abr2018, 06:30	38.6
J169	895.0523	1217.2	10abr2018, 09:10	39.51
R60	895.0523	1205.8	10abr2018, 10:00	39.51
R100	619.7953	1081.3	10abr2018, 07:00	39.16
R110	516.3783	999.6	10abr2018, 06:40	40.38
R170	206.343	559.1	10abr2018, 04:30	41.45
R220	35.662	62.4	10abr2018, 05:30	27.31
R510	104.076	209.5	10abr2018, 04:50	30.28
R200	115.463	208.3	10abr2018, 05:30	31.98
R80	849.7543	1208.3	10abr2018, 09:10	39.01
R570	808.7493	1256.7	10abr2018, 08:00	38.59
R90	49.358	87.9	10abr2018, 05:20	26.73
R710	33.928	121.9	10abr2018, 04:20	40.78
R190	71.232	200.9	10abr2018, 04:50	35.42
R810	42.047	165.4	10abr2018, 04:00	41.51
R120	81.343	266.7	10abr2018, 04:40	40.58

elemento	área de drenaje (KM ²)	Caudal (MCS)	tiempo pico	volumen (MM)
R860	58.569	198.2	10abr2018, 04:20	36.56
R130	106.585	214.9	10abr2018, 05:50	32.33
R910	300.1823	756.8	10abr2018, 05:30	39.87
R160	378.0413	815.9	10abr2018, 06:30	41.08
R970	346.8563	832.9	10abr2018, 05:50	40.78

Fuente: Elaboración propia.

Para el huracán Joan se tienen los siguientes resultados del análisis hidrológico de cada componente que conforma la cuenca

Tabla 53. Resultados del análisis hidrológico para cada elemento de la cuenca para el Huracán Joan.

elemento	área de drenaje (KM ²)	Caudal (MCS)	tiempo pico	volumen (MM)
W950	31.185	25.3	22oct1988, 00:00	49.89
W900	46.674	37.9	22oct1988, 00:30	52.19
W850	48.016	27	22oct1988, 00:30	31.37
W800	39.296	29.3	22oct1988, 00:00	44.72
W750	42.047	32.1	22oct1988, 00:00	46.77
W700	37.304	23.1	22oct1988, 00:00	35.01
W650	33.928	25.6	22oct1988, 00:00	45.99
W600	49.358	27	22oct1988, 00:30	30.89
W550	41.005	34.2	22oct1988, 00:00	52.88
W500	11.387	9.7	22oct1988, 00:00	53.1
W450	35.662	20	22oct1988, 00:30	31.52
W430	43.414	24.9	22oct1988, 00:30	33.04
W440	25	17.7	22oct1988, 00:00	42.21

elemento	área de drenaje (KM²)	Caudal (MCS)	tiempo pico	volumen (MM)
W690	19.573	14.9	22oct1988, 00:00	45.26
W490	43.006	38.6	22oct1988, 00:00	60.06
W390	47.874	42.1	22oct1988, 00:00	58.85
W380	3.0343	2.2	22oct1988, 00:00	40.94
W370	27.909	24.1	22oct1988, 00:00	54.64
W360	30.66	16.7	22oct1988, 00:00	29.35
W940	42.047	27.8	22oct1988, 00:30	38.86
W790	14.947	11.2	22oct1988, 00:00	44.31
W330	18.064	13.6	22oct1988, 00:00	45.03
W840	48.983	32.2	22oct1988, 00:30	38.84
W310	33.386	30.7	22oct1988, 00:00	60.63
W590	35.995	26.1	22oct1988, 00:00	43.27
W540	16.939	14.9	22oct1988, 00:30	59.18
W280	28.359	23	22oct1988, 00:00	51.87
W250	7.6525	6.3	22oct1988, 00:00	53.41
Outlet1	902.7048	554.8	22oct1988, 03:30	44.65
UserPoint2	35.662	20	22oct1988, 00:30	31.52
UserPoint3	115.463	69.4	22oct1988, 00:30	36.53
UserPoint4	849.7543	538.5	22oct1988, 02:00	44.05
UserPoint5	49.358	27	22oct1988, 00:30	30.89
UserPoint6	33.928	25.6	22oct1988, 00:00	45.99
UserPoint7	71.232	48.4	22oct1988, 00:30	40.24
UserPoint8	42.047	32.1	22oct1988, 00:00	46.77

elemento	área de drenaje (KM²)	Caudal (MCS)	tiempo pico	volumen (MM)
UserPoint9	81.343	61.1	22oct1988, 00:00	45.78
UserPoint1 0	106.585	66.8	22oct1988, 00:30	36.88
UserPoint1 1	346.8563	245.6	22oct1988, 01:00	45.93
UserPoint1 2	378.0413	263.6	22oct1988, 01:00	46.25
J134	104.076	61.3	22oct1988, 00:30	34.72
J139	300.1823	211.2	22oct1988, 00:30	44.96
J142	206.343	148.2	22oct1988, 00:30	46.61
J149	58.569	40.8	22oct1988, 00:00	41.4
J154	516.3783	357	22oct1988, 01:00	45.52
J159	619.7953	414.3	22oct1988, 01:00	44.21
J162	808.7493	527.3	22oct1988, 01:00	43.6
J169	895.0523	553.2	22oct1988, 02:30	44.58
R60	895.0523	552.1	22oct1988, 03:30	44.58
R100	619.7953	412.1	22oct1988, 02:00	44.21
R110	516.3783	355.1	22oct1988, 01:30	45.52
R170	206.343	147.7	22oct1988, 01:00	46.61
R220	35.662	19.4	22oct1988, 01:30	31.52
R510	104.076	61	22oct1988, 01:00	34.72
R200	115.463	68.5	22oct1988, 01:00	36.53
R80	849.7543	531.9	22oct1988, 03:30	44.05
R570	808.7493	520	22oct1988, 02:30	43.6
R90	49.358	26.5	22oct1988, 01:30	30.89
R710	33.928	25.4	22oct1988, 00:30	45.99

elemento	área de drenaje (KM ²)	Caudal (MCS)	tiempo pico	volumen (MM)
R190	71.232	47.9	22oct1988, 01:00	40.24
R810	42.047	32	22oct1988, 00:30	46.77
R120	81.343	60.3	22oct1988, 01:00	45.78
R860	58.569	40.1	22oct1988, 01:00	41.4
R130	106.585	64.4	22oct1988, 02:00	36.88
R910	300.1823	209.3	22oct1988, 01:30	44.96
R160	378.0413	261.9	22oct1988, 01:30	46.25
R970	346.8563	243.8	22oct1988, 01:30	45.93

Fuente: Elaboración propia.

Para el huracán Mitch se tienen los siguientes resultados del análisis hidrológico de cada componente que conforma la cuenca

Tabla 54. Resultados del análisis hidrológico para cada elemento de la cuenca para el Huracán Mitch.

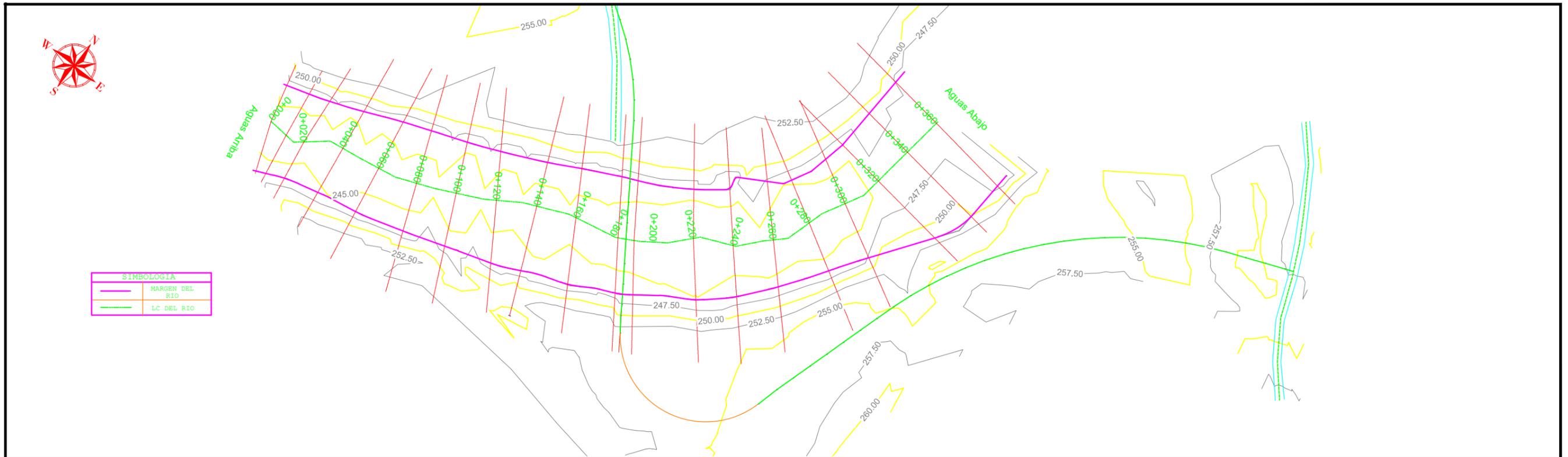
elemento	área de drenaje (KM ²)	Caudal (MCS)	tiempo pico	volumen (MM)
W950	31.185	40.5	29oct1998, 00:00	293.3
W900	46.674	60.9	29oct1998, 00:00	298.01
W850	48.016	56.7	29oct1998, 00:00	249.13
W800	39.296	50	29oct1998, 00:00	282.16
W750	42.047	53.9	29oct1998, 00:00	286.67
W700	37.304	45.2	29oct1998, 00:00	258.85
W650	33.928	43.3	29oct1998, 00:00	284.98
W600	49.358	58	29oct1998, 00:00	247.81
W550	41.005	53.7	29oct1998, 00:00	299.41
W500	11.387	15	29oct1998, 00:00	299.85

elemento	área de drenaje (KM²)	Caudal (MCS)	tiempo pico	volumen (MM)
W450	35.662	42.1	29oct1998, 00:00	249.55
W430	43.414	51.7	29oct1998, 00:00	253.66
W440	25	31.4	29oct1998, 00:00	276.45
W690	19.573	25	29oct1998, 00:00	283.37
W490	43.006	57.4	29oct1998, 00:00	313.16
W390	47.874	63.7	29oct1998, 00:00	310.93
W380	3.0343	3.8	29oct1998, 00:00	273.48
W370	27.909	36.8	29oct1998, 00:00	302.89
W360	30.66	35.8	29oct1998, 00:00	243.46
W940	42.047	51.9	29oct1998, 00:00	268.51
W790	14.947	19	29oct1998, 00:00	281.24
W330	18.064	23	29oct1998, 00:00	282.84
W840	48.983	60.5	29oct1998, 00:00	268.46
W310	33.386	44.7	29oct1998, 00:00	314.22
W590	35.995	45.5	29oct1998, 00:00	278.88
W540	16.939	22.5	29oct1998, 00:00	311.55
W280	28.359	37	29oct1998, 00:00	297.38
W250	7.6525	10	29oct1998, 00:00	300.47
Outlet1	902.7048	1118	29oct1998, 02:00	280.46
UserPoint2	35.662	42.1	29oct1998, 00:00	249.55
UserPoint3	115.463	139.6	29oct1998, 00:00	261.88
UserPoint4	849.7543	1054.1	29oct1998, 01:00	279.09
UserPoint5	49.358	58	29oct1998, 00:00	247.81

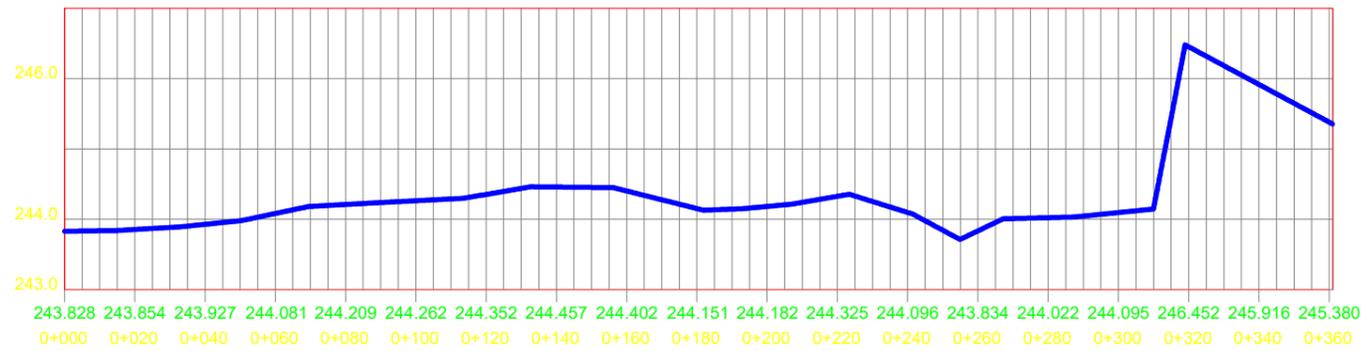
elemento	área de drenaje (KM²)	Caudal (MCS)	tiempo pico	volumen (MM)
UserPoint6	33.928	43.3	29oct1998, 00:00	284.98
UserPoint7	71.232	88.4	29oct1998, 00:00	271.29
UserPoint8	42.047	53.9	29oct1998, 00:00	286.67
UserPoint9	81.343	103.8	29oct1998, 00:00	284.49
UserPoint1 0	106.585	129	29oct1998, 00:00	261.58
UserPoint1 1	346.8563	436.6	29oct1998, 00:00	283.12
UserPoint1 2	378.0413	476	29oct1998, 00:00	283.96
J134	104.076	125	29oct1998, 00:00	257.73
J139	300.1823	376.9	29oct1998, 00:00	280.8
J142	206.343	260.2	29oct1998, 00:00	283.95
J149	58.569	72.6	29oct1998, 00:00	271.78
J154	516.3783	649.2	29oct1998, 00:00	282.71
J159	619.7953	773.7	29oct1998, 00:00	279.71
J162	808.7493	1004.5	29oct1998, 00:00	278.06
J169	895.0523	1109.1	29oct1998, 01:00	280.29
R60	895.0523	1108.7	29oct1998, 02:00	280.29
R100	619.7953	773.4	29oct1998, 01:00	279.71
R110	516.3783	648.8	29oct1998, 01:00	282.71
R170	206.343	260	29oct1998, 00:00	283.95
R220	35.662	42	29oct1998, 01:00	249.55
R510	104.076	124.7	29oct1998, 00:00	257.73
R200	115.463	139.2	29oct1998, 01:00	261.88
R80	849.7543	1052.4	29oct1998, 02:00	279.09

elemento	área de drenaje (KM²)	Caudal (MCS)	tiempo pico	volumen (MM)
R570	808.7493	1002.9	29oct1998, 02:00	278.06
R90	49.358	57.8	29oct1998, 01:00	247.81
R710	33.928	43.2	29oct1998, 00:00	284.98
R190	71.232	88.2	29oct1998, 00:00	271.29
R810	42.047	53.8	29oct1998, 00:00	286.67
R120	81.343	103.5	29oct1998, 00:00	284.49
R860	58.569	72.3	29oct1998, 00:00	271.78
R130	106.585	128.4	29oct1998, 01:00	261.58
R910	300.1823	376.1	29oct1998, 01:00	280.8
R160	378.0413	475.6	29oct1998, 01:00	283.96
R970	346.8563	436.4	29oct1998, 01:00	283.12

Fuente: Elaboración propia.



PERFIL DEL EJE CENTRAL DEL RIO BOCAJ



TESIS:
 REVISIÓN DEL ESTUDIO HIDROTÉCNICO DEL PUENTE AYAPAL,
 UBICADO EN EL MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DE BOCAJ,
 DEPARTAMENTO DE JINOTEGA

CONTENIDO: PLANTA - PERFIL EST:0+000 - 0+360

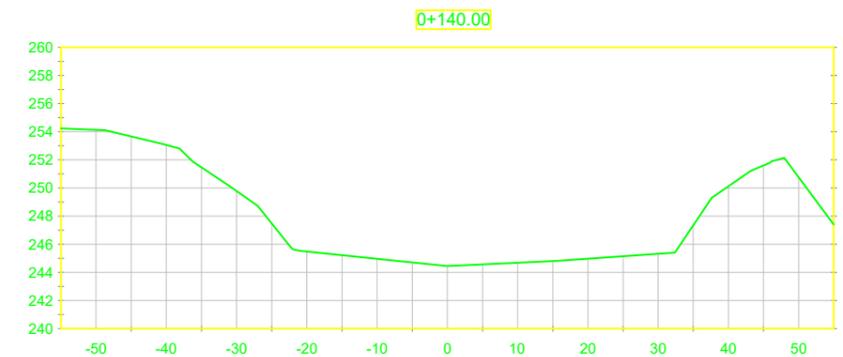
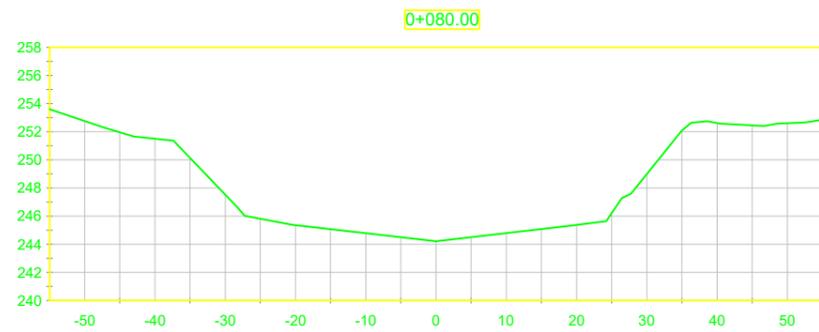
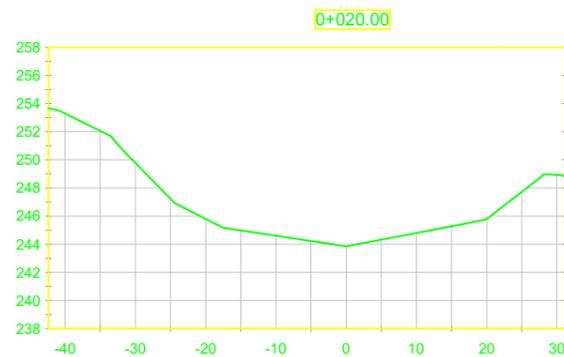
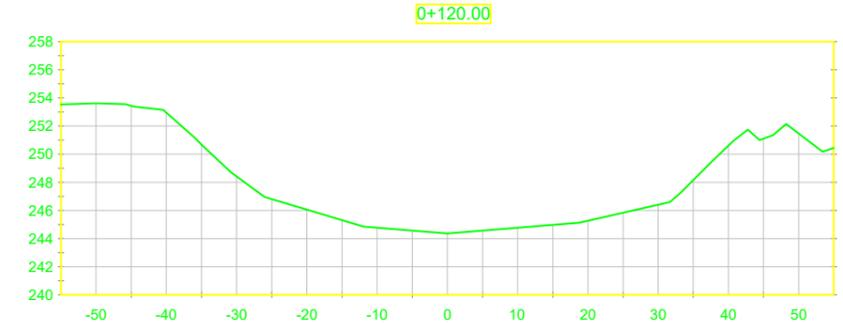
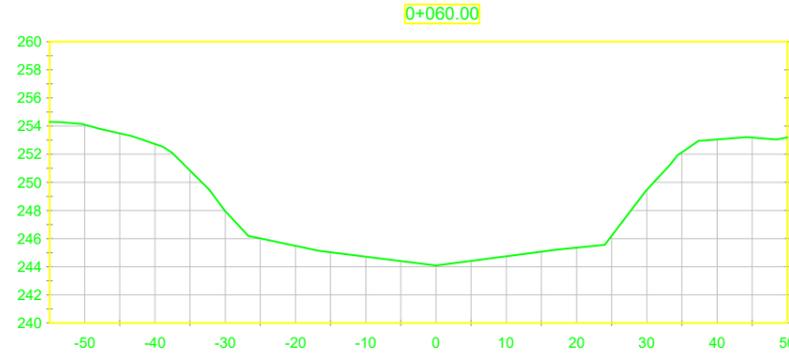
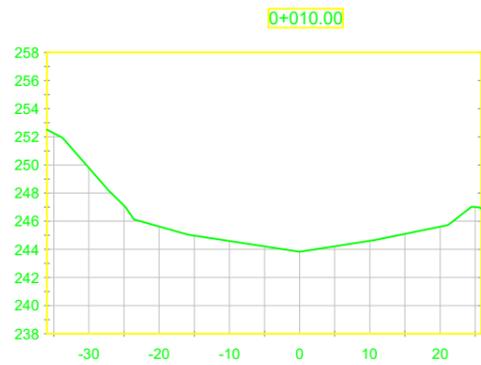
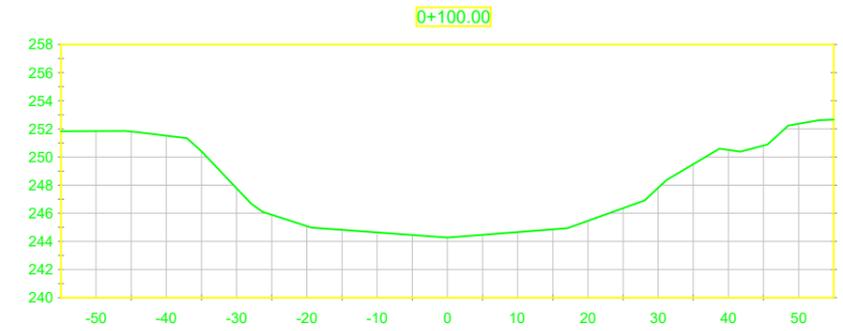
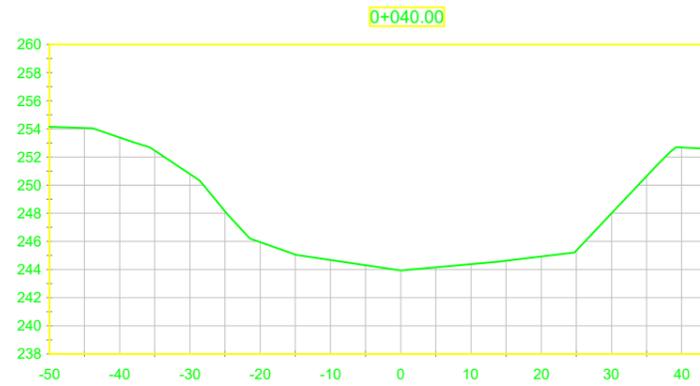
FECHA: AGOSTO DEL 2018

ELABORADO POR: ING. DIEGO EMMANUEL ORTIZ CARDENAS

ESCALA: H. 1:1000
 V. 1:100

REVISO: DR. NÉSTOR JAVIER LANZA MEJÍA

PLANO No: 01/04



TESIS:
 REVISIÓN DEL ESTUDIO HIDROTÉCNICO DEL PUENTE AYAPAL,
 UBICADO EN EL MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DE BOCAY,
 DEPARTAMENTO DE JINOTEGA

CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES RIO BOCAY, EST:0+000-0+140

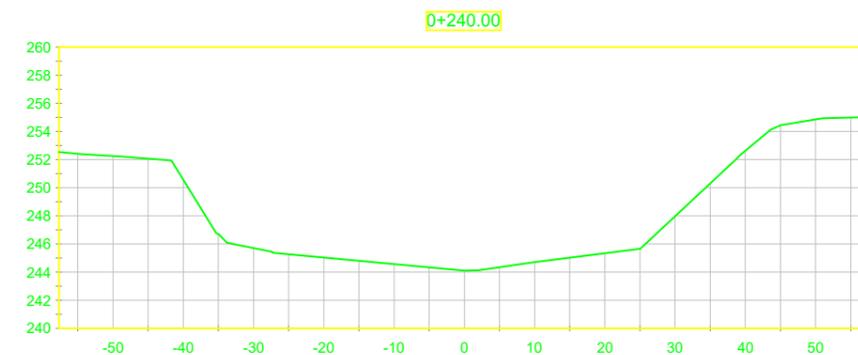
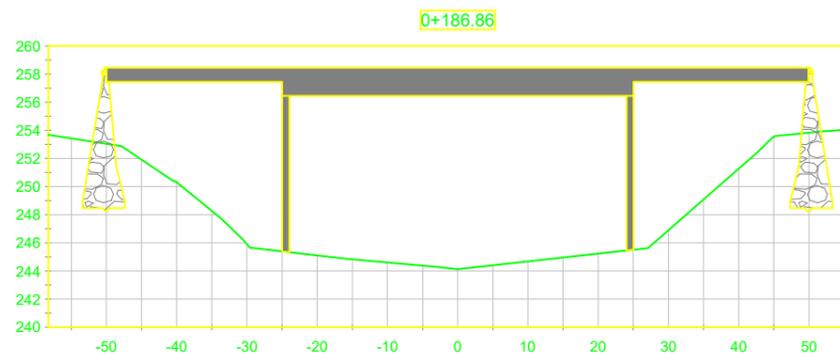
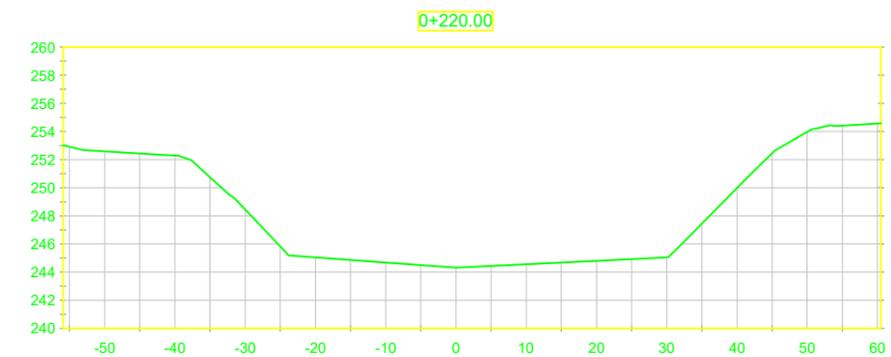
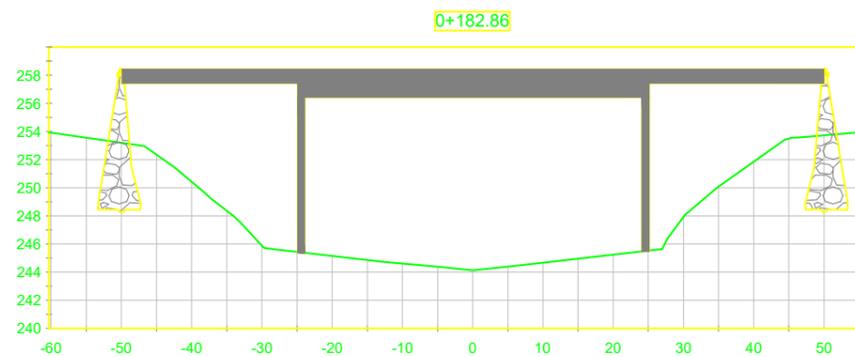
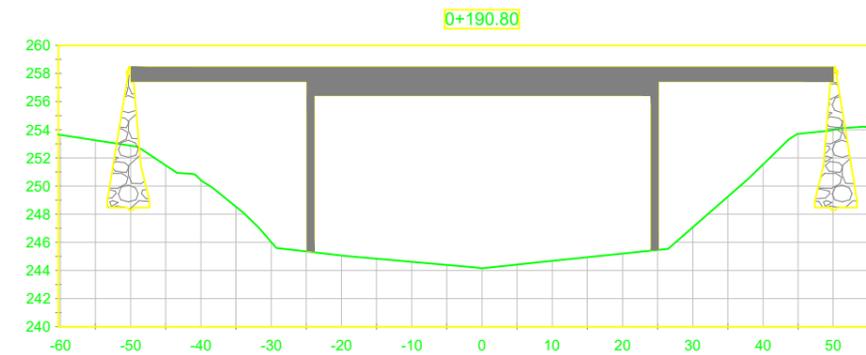
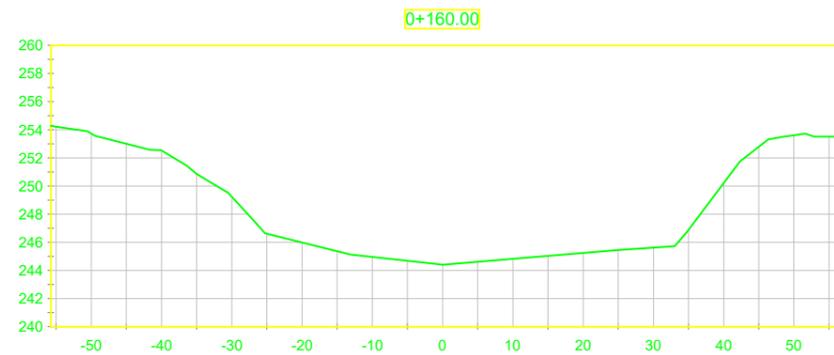
FECHA: AGOSTO DEL 2018

ELABORADO POR: ING. DIEGO EMMANUEL ORTIZ CARDENAS

ESCALA: H. 1:1000
 V. 1:250

REVISO: DR. NÉSTOR JAVIER LANZA MEJÍA

PLANO No: 02/04



Líder en Ciencia y Tecnología

TESIS:
 REVISIÓN DEL ESTUDIO HIDROTÉCNICO DEL PUENTE AYAPAL,
 UBICADO EN EL MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DE BOCAY,
 DEPARTAMENTO DE JINOTEGA

CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES RIO BOCAY, EST:0+160-0+240

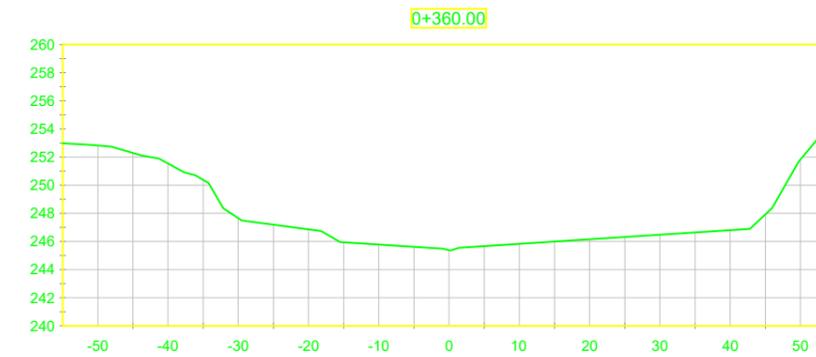
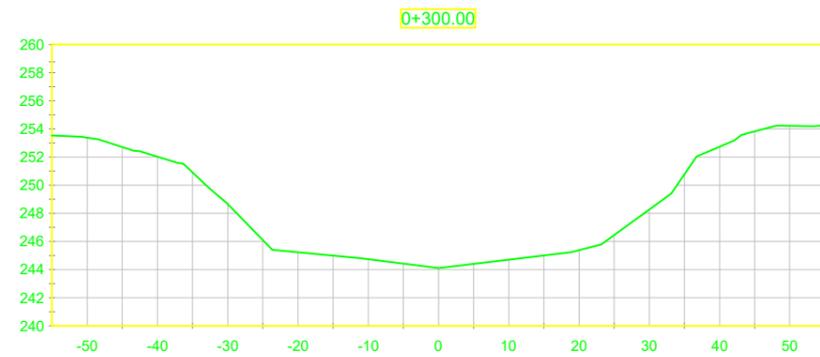
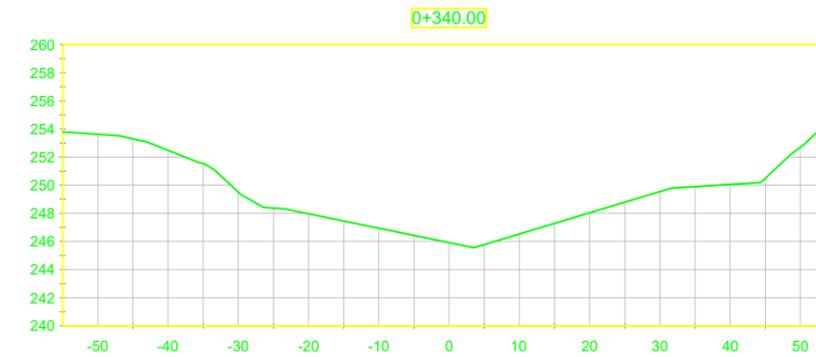
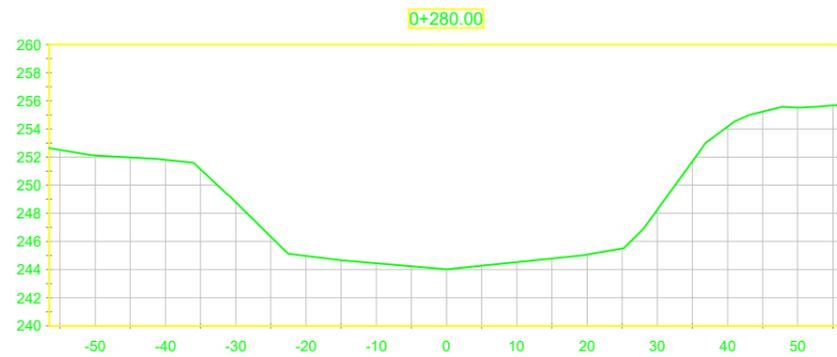
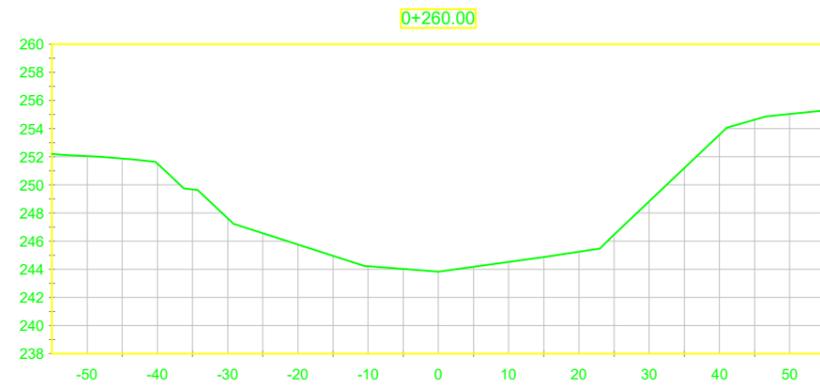
FECHA: AGOSTO DEL 2018

ELABORADO POR: ING. DIEGO EMMANUEL ORTIZ CARDENAS

ESCALA: H. 1:1000
 V. 1:250

REVISO: DR. NÉSTOR JAVIER LANZA MEJÍA

PLANO No: 03/04



TESIS:
 REVISIÓN DEL ESTUDIO HIDROTÉCNICO DEL PUENTE AYAPAL,
 UBICADO EN EL MUNICIPIO DE SAN JOSÉ DE BOCAY,
 DEPARTAMENTO DE JINOTEGA

CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES RIO BOCAY, EST:0+260-0+360

FECHA: AGOSTO DEL 2018

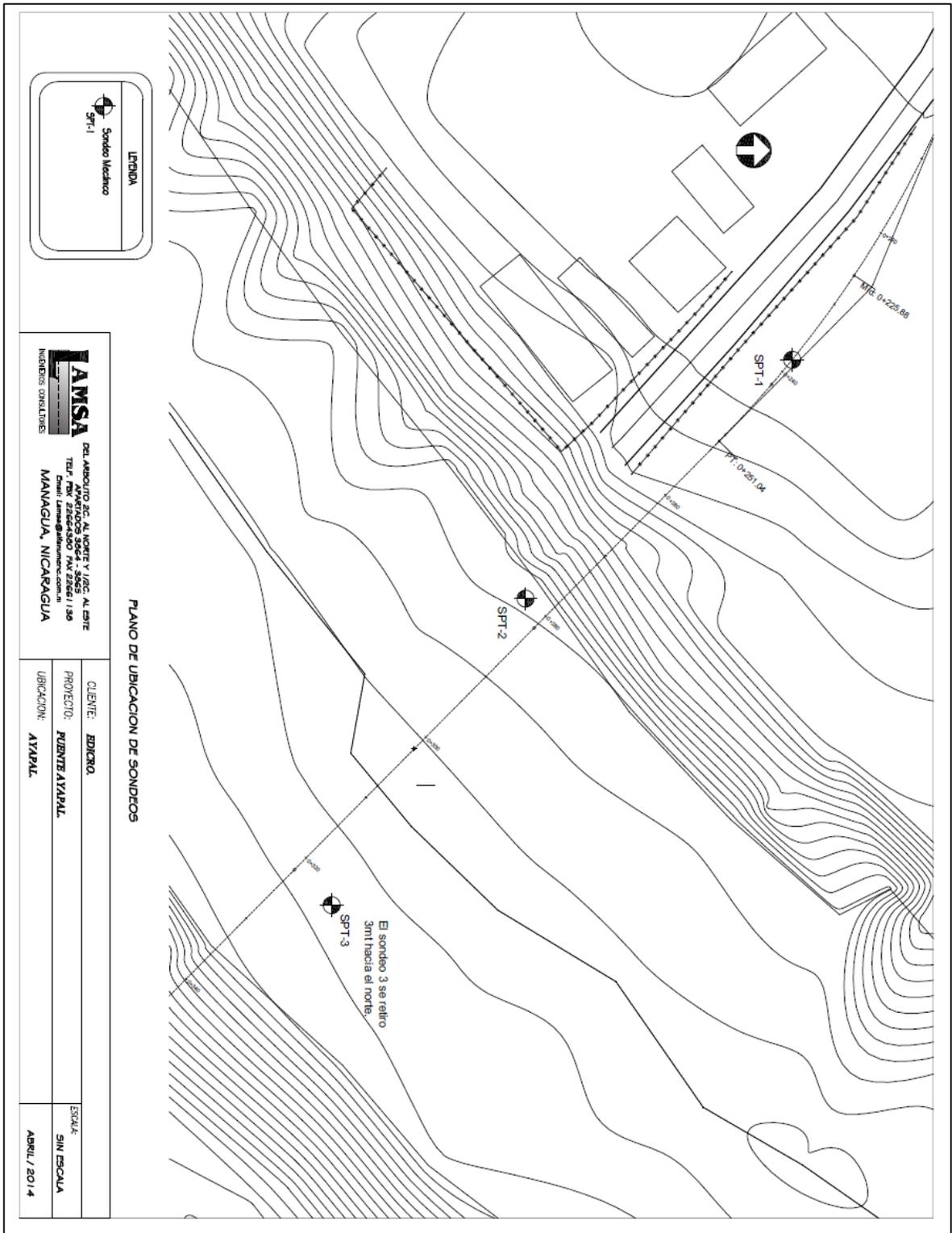
ELABORADO POR: ING. DIEGO EMMANUEL ORTIZ CARDENAS

ESCALA: H. 1:1000
 V. 1:250

REVISO: DR. NÉSTOR JAVIER LANZA MEJÍA

PLANO No: 04/04

Anexo N°15: Estudio de suelo realizado en el sitio de estudio



Cliente: EDICRO

Proyecto: Puente Ayapal.

Sondeo: 1, 2 y 3

Fecha: 10-abr-14

RESULTADO DE ENSAYOS DE SUELOS

Sondeo	Profundidad en pie	Muestra No.	% que pasa por tamiz				L.L %	IP %	Clasif. SUCS	% Partículas			Descripción
			No. 4	No. 10	No. 40	No. 200				G	S	F	
1	0'0" - 16'6"	1	100	100	96	62	37	16	CL	0	38	62	Arcilla arenosa color café.
	16'6" - 27'0"	2	55	40	24	12	30	12	GP-GC	45	43	12	Grava arenosa con arcilla color café.
2	0'0" - 1'6"	1	100	98	97	62	35	16	CL	0	38	62	Arcilla arenosa color café.
	1'6" - 3'0"	2	100	81	61	38	36	17	SC	0	62	38	Arena arcillosa color café.
	3'0" - 10'6"	=1	100	98	97	62	35	16	CL	0	38	62	Arcilla arenosa color café.
	10'6" - 15'0"	3	100	99	98	83	40	16	CL	0	17	83	Arcilla con arena color amarillenta.
	15'0" - 19'6"	4	59	40	23	12	30	13	SP-SC	41	47	12	Arena gravosa con arcilla limosa.
3	0'0" - 4'6"	1	34	30	28	11	26	8	GP-GM	66	23	11	Grava arenosa con poco limo color café claro.
	4'6" - 20'0"	2	100	58	15	6	35	16	SP-SC	0	94	6	Arena arcillosa compacta color rojizo.

c:\Glenda-2013\formatos\EnsayosSuelos\1M.Sondeo\Edicro-PteAyapal\SondeosNo.1-3.xls

Anexo N°16: Resultados hidráulicos en las secciones transversales del tramo analizado del río Bocay para los diferentes eventos analizados

TABLA 55. Resultados hidráulicos en las secciones transversales del tramo del río Bocay analizado para el huracán Joan.

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Ayapal Reach: Rio Bocay Profile: Huracan joan														
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Shear Total (N/m2)	Hydr Depth C (m)
Rio Bocay	21	Huracan joan	554.80	243.83	250.65		250.84	0.000557	1.95	290.16	56.50	0.26	25.30	5.71
Rio Bocay	20	Huracan joan	554.80	243.84	250.65		250.83	0.000508	1.88	300.15	57.32	0.25	23.81	5.67
Rio Bocay	19	Huracan joan	554.80	243.85	250.65		250.82	0.000589	1.84	301.57	62.89	0.27	26.14	4.80
Rio Bocay	18	Huracan joan	554.80	243.93	250.65		250.80	0.000477	1.72	322.59	64.60	0.25	22.42	4.99
Rio Bocay	17	Huracan joan	554.80	244.08	250.65		250.79	0.000473	1.69	327.39	66.87	0.24	21.81	4.91
Rio Bocay	16	Huracan joan	554.80	244.21	250.64		250.78	0.000466	1.67	332.43	68.61	0.24	21.31	4.85
Rio Bocay	15	Huracan joan	554.80	244.26	250.64		250.77	0.000459	1.60	347.78	79.24	0.24	19.27	4.53
Rio Bocay	14	Huracan joan	554.80	244.35	250.63		250.76	0.000454	1.61	345.85	77.69	0.24	19.28	4.61
Rio Bocay	13	Huracan joan	554.80	244.46	250.62		250.75	0.000422	1.57	359.27	78.80	0.23	17.33	4.75
Rio Bocay	12	Huracan joan	554.80	244.40	250.61		250.74	0.000431	1.58	351.68	74.88	0.23	19.20	4.70
Rio Bocay	11.525	Huracan joan	554.80	244.27	250.61		250.74	0.000411	1.55	358.42	76.09	0.23	18.44	4.71
Rio Bocay	11	Huracan joan	554.80	244.13	250.61	247.03	250.73	0.000381	1.50	368.69	76.90	0.22	17.35	4.79
Rio Bocay	10	Bridge												
Rio Bocay	9	Huracan joan	554.80	244.15	250.61	246.99	250.72	0.000362	1.47	376.79	78.50	0.21	16.58	4.80
Rio Bocay	8.5890	Huracan joan	554.80	244.22	250.60		250.71	0.000363	1.48	374.72	77.49	0.22	16.72	4.84
Rio Bocay	8	Huracan joan	554.80	244.32	250.59		250.70	0.000343	1.48	375.94	75.89	0.21	16.12	5.05
Rio Bocay	7	Huracan joan	554.80	244.10	250.59		250.70	0.000349	1.48	375.75	75.62	0.21	16.44	4.98
Rio Bocay	6	Huracan joan	554.80	243.83	250.55		250.69	0.000474	1.66	334.09	71.58	0.24	21.07	4.70
Rio Bocay	5	Huracan joan	554.80	244.02	250.54		250.68	0.000444	1.66	334.40	67.06	0.24	20.87	4.99
Rio Bocay	4	Huracan joan	554.80	244.09	250.52		250.67	0.000503	1.72	323.54	68.86	0.25	22.45	4.73
Rio Bocay	3	Huracan joan	554.80	245.43	250.30		250.63	0.001797	2.55	217.97	66.55	0.45	56.24	3.27
Rio Bocay	2	Huracan joan	554.80	245.56	249.44	249.44	250.49	0.010281	4.53	122.35	59.06	1.01	206.81	2.07
Rio Bocay	1	Huracan joan	554.80	245.36	248.19	248.06	248.95	0.008505	3.85	144.09	77.28	0.90	154.33	1.86

Fuente: Elaboración propia.

TABLA 56. Resultados hidráulicos en las secciones transversales del tramo del río Bocay analizado para el TR25.

HEC-RAS Plan: Plan 03 River: Ayapal Reach: Rio Bocay Profile: TR25														
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Hydr Depth C (m)	
Rio Bocay	21	TR25	770.80	243.83	251.36		251.64	0.000723	2.38	330.13	56.50	0.30	6.41	
Rio Bocay	20	TR25	770.80	243.84	251.36		251.63	0.000662	2.30	341.25	58.56	0.29	6.38	
Rio Bocay	19	TR25	770.80	243.85	251.36		251.61	0.000743	2.22	346.89	64.14	0.31	5.41	
Rio Bocay	18	TR25	770.80	243.93	251.37		251.59	0.000626	2.08	370.15	68.10	0.29	5.44	
Rio Bocay	17	TR25	770.80	244.08	251.36		251.58	0.000594	2.05	376.24	69.62	0.28	5.53	
Rio Bocay	16	TR25	770.80	244.21	251.36		251.56	0.000595	2.02	382.40	71.13	0.28	5.38	
Rio Bocay	15	TR25	770.80	244.26	251.36		251.55	0.000558	1.91	406.79	84.21	0.27	5.12	
Rio Bocay	14	TR25	770.80	244.35	251.35		251.53	0.000586	1.92	403.75	85.43	0.27	4.99	
Rio Bocay	13	TR25	770.80	244.46	251.34		251.52	0.000542	1.88	417.52	84.29	0.26	5.18	
Rio Bocay	12	TR25	770.80	244.40	251.32		251.51	0.000545	1.90	405.97	77.88	0.27	5.21	
Rio Bocay	11.525	TR25	770.80	244.27	251.32		251.50	0.000521	1.86	413.58	79.28	0.26	5.22	
Rio Bocay	11	TR25	770.80	244.13	251.32	247.54	251.49	0.000490	1.82	424.66	80.60	0.25	5.27	
Rio Bocay	10	Bridge												
Rio Bocay	9	TR25	770.80	244.15	251.31	247.51	251.47	0.000458	1.78	434.50	84.16	0.25	5.35	
Rio Bocay	8.5890	TR25	770.80	244.22	251.30		251.47	0.000465	1.79	430.48	81.11	0.25	5.35	
Rio Bocay	8	TR25	770.80	244.32	251.30		251.46	0.000440	1.80	430.21	78.84	0.24	5.64	
Rio Bocay	7	TR25	770.80	244.10	251.29		251.45	0.000446	1.80	429.49	77.98	0.24	5.58	
Rio Bocay	6	TR25	770.80	243.83	251.23		251.44	0.000594	2.01	384.06	74.48	0.28	5.30	
Rio Bocay	5	TR25	770.80	244.02	251.22		251.42	0.000587	2.02	380.72	69.50	0.28	5.48	
Rio Bocay	4	TR25	770.80	244.09	251.19		251.41	0.000639	2.08	370.66	71.22	0.29	5.30	
Rio Bocay	3	TR25	770.80	245.43	250.92		251.37	0.002089	2.96	260.59	71.03	0.49	3.67	
Rio Bocay	2	TR25	770.80	245.56	250.09	250.09	251.22	0.009850	4.71	163.75	72.32	1.00	2.26	
Rio Bocay	1	TR25	770.80	245.36	248.61	248.49	249.58	0.008509	4.35	177.01	78.72	0.93	2.25	

Fuente: Elaboración propia.

TABLA 57. Resultados hidráulicos en las secciones transversales del tramo del río Bocay analizado para el TR50.

HEC-RAS Plan: Plan 03 River: Ayapal Reach: Rio Bocay Profile: TR50													
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Hydr Depth C (m)
Rio Bocay	21	TR50	976.60	243.83	251.89		252.27	0.000885	2.76	360.60	56.50	0.33	6.95
Rio Bocay	20	TR50	976.60	243.84	251.90		252.26	0.000809	2.67	373.26	59.51	0.32	6.93
Rio Bocay	19	TR50	976.60	243.85	251.91		252.24	0.000895	2.55	382.31	65.57	0.34	5.84
Rio Bocay	18	TR50	976.60	243.93	251.92		252.21	0.000765	2.39	408.49	70.86	0.32	5.76
Rio Bocay	17	TR50	976.60	244.08	251.91		252.20	0.000705	2.36	415.08	71.58	0.31	6.01
Rio Bocay	16	TR50	976.60	244.21	251.91		252.18	0.000730	2.31	424.24	79.31	0.31	5.64
Rio Bocay	15	TR50	976.60	244.26	251.92		252.16	0.000642	2.17	457.21	102.85	0.29	5.59
Rio Bocay	14	TR50	976.60	244.35	251.90		252.14	0.000691	2.18	452.92	91.38	0.30	5.35
Rio Bocay	13	TR50	976.60	244.46	251.89		252.13	0.000655	2.15	465.49	89.11	0.29	5.47
Rio Bocay	12	TR50	976.60	244.40	251.87		252.11	0.000655	2.17	449.17	80.56	0.29	5.58
Rio Bocay	11.525	TR50	976.60	244.27	251.87		252.10	0.000627	2.13	457.62	82.07	0.29	5.58
Rio Bocay	11	TR50	976.60	244.13	251.87	247.99	252.09	0.000592	2.08	469.55	83.65	0.28	5.61
Rio Bocay	10	Bridge											
Rio Bocay	9	TR50	976.60	244.15	251.86	247.95	252.07	0.000540	2.04	481.01	86.92	0.27	5.81
Rio Bocay	8.5890	TR50	976.60	244.22	251.84		252.06	0.000545	2.06	475.58	85.32	0.27	5.86
Rio Bocay	8	TR50	976.60	244.32	251.83		252.05	0.000526	2.08	473.07	81.11	0.27	6.12
Rio Bocay	7	TR50	976.60	244.10	251.82		252.04	0.000537	2.07	471.62	79.78	0.27	6.03
Rio Bocay	6	TR50	976.60	243.83	251.75		252.02	0.000698	2.32	423.30	78.41	0.31	5.82
Rio Bocay	5	TR50	976.60	244.02	251.73		252.01	0.000752	2.34	416.93	73.64	0.31	5.66
Rio Bocay	4	TR50	976.60	244.09	251.70		251.99	0.000788	2.41	407.26	74.20	0.32	5.63
Rio Bocay	3	TR50	976.60	245.43	251.37		251.94	0.002408	3.33	293.43	74.51	0.54	3.94
Rio Bocay	2	TR50	976.60	245.56	250.51	250.51	251.78	0.009614	5.00	195.20	77.15	1.00	2.53
Rio Bocay	1	TR50	976.60	245.36	248.97	248.87	250.12	0.008505	4.76	205.15	79.54	0.95	2.58

Fuente: Elaboración propia.

TABLA 58. Resultados hidráulicos en las secciones transversales del tramo del río Bocay analizado para el huracán Mitch.

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Ayapal Reach: Rio Bocay Profile: Huracan Mitch														
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Shear Total (N/m2)	Hydr Depth C (m)
Rio Bocay	21	Huracan Mitch	1118.00	243.83	252.23		252.68	0.000990	3.00	379.64	56.50	0.35	55.96	7.29
Rio Bocay	20	Huracan Mitch	1118.00	243.84	252.24		252.66	0.000906	2.90	393.63	60.77	0.34	51.32	7.27
Rio Bocay	19	Huracan Mitch	1118.00	243.85	252.25		252.64	0.000976	2.76	405.09	66.94	0.35	53.41	6.19
Rio Bocay	18	Huracan Mitch	1118.00	243.93	252.27		252.61	0.000850	2.58	433.45	72.61	0.34	47.58	5.97
Rio Bocay	17	Huracan Mitch	1118.00	244.08	252.26		252.59	0.000779	2.55	440.19	73.45	0.33	43.70	6.26
Rio Bocay	16	Huracan Mitch	1118.00	244.21	252.26		252.57	0.000791	2.48	452.42	82.38	0.33	40.95	5.94
Rio Bocay	15	Huracan Mitch	1118.00	244.26	252.27		252.54	0.000678	2.32	493.76	104.04	0.30	30.70	5.94
Rio Bocay	14	Huracan Mitch	1118.00	244.35	252.25		252.53	0.000740	2.34	485.39	93.42	0.31	35.78	5.65
Rio Bocay	13	Huracan Mitch	1118.00	244.46	252.24		252.51	0.000721	2.30	497.30	91.99	0.31	34.63	5.66
Rio Bocay	12	Huracan Mitch	1118.00	244.40	252.22		252.49	0.000725	2.34	477.30	82.59	0.31	39.57	5.78
Rio Bocay	11.525	Huracan Mitch	1118.00	244.27	252.21		252.48	0.000693	2.30	486.29	84.07	0.31	38.05	5.78
Rio Bocay	11	Huracan Mitch	1118.00	244.13	252.22	248.28	252.47	0.000655	2.24	498.80	85.63	0.30	36.10	5.82
Rio Bocay	10	Bridge												
Rio Bocay	9	Huracan Mitch	1118.00	244.15	252.20	248.24	252.45	0.000590	2.20	511.16	88.66	0.28	32.30	6.11
Rio Bocay	8.5890	Huracan Mitch	1118.00	244.22	252.19		252.44	0.000591	2.22	505.07	87.65	0.29	32.34	6.20
Rio Bocay	8	Huracan Mitch	1118.00	244.32	252.17		252.43	0.000576	2.25	500.74	83.25	0.28	32.67	6.45
Rio Bocay	7	Huracan Mitch	1118.00	244.10	252.16		252.41	0.000594	2.25	499.19	86.14	0.29	32.42	6.31
Rio Bocay	6	Huracan Mitch	1118.00	243.83	252.07		252.39	0.000761	2.51	450.22	87.94	0.32	37.03	6.14
Rio Bocay	5	Huracan Mitch	1118.00	244.02	252.05		252.38	0.000850	2.53	442.05	83.00	0.34	42.59	5.81
Rio Bocay	4	Huracan Mitch	1118.00	244.09	252.01		252.36	0.000888	2.60	431.25	76.68	0.35	47.13	5.78
Rio Bocay	3	Huracan Mitch	1118.00	245.43	251.66		252.30	0.002565	3.55	315.18	77.81	0.56	99.15	4.14
Rio Bocay	2	Huracan Mitch	1118.00	245.56	250.76	250.76	252.14	0.009312	5.20	215.05	78.25	1.00	247.68	2.75
Rio Bocay	1	Huracan Mitch	1118.00	245.36	249.19	249.11	250.47	0.008503	5.01	223.27	80.07	0.96	228.87	2.79

Fuente: Elaboración propia.

TABLA 59. Resultados hidráulicos en las secciones transversales del tramo del río Bocay analizado para el TR100.

HEC-RAS Plan: Plan 03 River: Ayapal Reach: Rio Bocay Profile: TR100													
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Hydr Depth C (m)
Rio Bocay	21	TR 100	1206.04	243.83	252.43		252.92	0.001053	3.14	390.86	56.50	0.37	7.49
Rio Bocay	20	TR 100	1206.04	243.84	252.44		252.90	0.000964	3.04	405.88	61.56	0.36	7.47
Rio Bocay	19	TR 100	1206.04	243.85	252.46		252.88	0.001023	2.88	418.80	67.75	0.36	6.39
Rio Bocay	18	TR 100	1206.04	243.93	252.48		252.85	0.000901	2.69	448.55	73.70	0.35	6.09
Rio Bocay	17	TR 100	1206.04	244.08	252.47		252.83	0.000822	2.66	455.42	74.68	0.34	6.41
Rio Bocay	16	TR 100	1206.04	244.21	252.46		252.80	0.000823	2.59	469.73	86.61	0.33	6.13
Rio Bocay	15	TR 100	1206.04	244.26	252.48		252.77	0.000698	2.41	515.93	106.45	0.31	6.15
Rio Bocay	14	TR 100	1206.04	244.35	252.46		252.76	0.000767	2.43	504.94	93.89	0.32	5.83
Rio Bocay	13	TR 100	1206.04	244.46	252.45		252.74	0.000747	2.39	516.52	92.41	0.32	5.84
Rio Bocay	12	TR 100	1206.04	244.40	252.42		252.72	0.000765	2.44	494.37	83.80	0.32	5.90
Rio Bocay	11.525	TR 100	1206.04	244.27	252.42		252.71	0.000735	2.39	503.69	85.57	0.32	5.89
Rio Bocay	11	TR 100	1206.04	244.13	252.42	248.45	252.70	0.000691	2.33	516.52	86.80	0.31	5.95
Rio Bocay	10		Bridge										
Rio Bocay	9	TR 100	1206.04	244.15	252.40	248.41	252.67	0.000618	2.29	529.36	89.69	0.29	6.28
Rio Bocay	8.5890	TR 100	1206.04	244.22	252.39		252.66	0.000616	2.32	522.93	89.07	0.29	6.40
Rio Bocay	8	TR 100	1206.04	244.32	252.37		252.65	0.000605	2.36	517.58	87.18	0.29	6.65
Rio Bocay	7	TR 100	1206.04	244.10	252.36		252.64	0.000627	2.35	516.96	92.72	0.29	6.48
Rio Bocay	6	TR 100	1206.04	243.83	252.27		252.62	0.000795	2.62	467.81	92.26	0.33	6.33
Rio Bocay	5	TR 100	1206.04	244.02	252.24		252.60	0.000891	2.64	458.52	87.56	0.35	5.98
Rio Bocay	4	TR 100	1206.04	244.09	252.20		252.58	0.000942	2.72	445.86	78.68	0.36	5.91
Rio Bocay	3	TR 100	1206.04	245.43	251.83		252.52	0.002634	3.68	328.54	79.48	0.57	4.27
Rio Bocay	2	TR 100	1206.04	245.56	250.91	250.91	252.35	0.009209	5.32	226.59	78.88	1.00	2.87
Rio Bocay	1	TR 100	1206.04	245.36	249.33	249.25	250.68	0.008502	5.15	234.14	80.38	0.96	2.91

Fuente: Elaboración propia.

Anexo N°17: Resultados del análisis de socavación realizado en el puente Ayapal

TABLA 60. Resultados completos del análisis de socavación efectuado para el huracán Mitch.

Hydraulic Design Data for huracan Mitch			
Contraction Scour			
	Left	Channel	Right
Input Data			
Average Depth (m):		5.78	
Approach Velocity (m/s):		2.3	
Br Average Depth (m):		5.79	
BR Opening Flow (m3/s):		1118	
BR Top WD (m):		83.5	
Grain Size D50 (mm):	3.84	0.26	1.71
Approach Flow (m3/s):		1118	
Approach Top WD (m):		84.07	
K1 Coefficient:		0.69	
Results			
Scour Depth Ys (m):		0.02	
Critical Velocity (m/s):		0.53	

Hydraulic Design Data for huracan Mitch	
Equation:	Live
Pier Scour	
All piers have the same scour depth	
Input Data	
Pier Shape:	Sharp nose
Pier Width (m):	1
Grain Size D50 (mm):	0.26
Depth Upstream (m):	5.82
Velocity Upstream (m/s):	2.24
K1 Nose Shape:	0.9
Pier Angle:	0
Pier Length (m):	6
K2 Angle Coef:	1
K3 Bed Cond Coef:	1.1
Grain Size D90 (mm):	4.03
K4 Armouring Coef:	1
Results	
Scour Depth Ys (m):	2.17
Froude #:	0.3
Equation:	CSU equation
Combined Scour Depths	
Pier Scour + Contraction Scour (m):	
Channel:	2.19

Fuente: Elaboración propia.

TABLA 61: Resultados completos del análisis de socavación efectuado para el TR100.

Hydraulic Design Data for TR100			
Contraction Scour			
	Left	Channel	Right
Input Data			
Average Depth (m):		5.89	
Approach Velocity (m/s):		2.39	
Br Average Depth (m):		5.91	
BR Opening Flow (m ³ /s):		1206.04	
BR Top WD (m):		84.67	
Grain Size D50 (mm):	3.84	0.26	1.7
Approach Flow (m ³ /s):		1206.04	
Approach Top WD (m):		85.57	
K1 Coefficient:		0.69	
Results			
Scour Depth Ys (m):		0.02	
Critical Velocity (m/s):		0.53	
Equation:		Live	
Pier Scour			
All piers have the same scour depth			
Input Data			
Pier Shape:	Sharp nose		
Pier Width (m):	1		
Grain Size D50 (mm):	0.26		
Depth Upstream (m):	5.95		
Velocity Upstream (m/s):	2.33		
K1 Nose Shape:	0.9		
Pier Angle:	0		
Pier Length (m):	6		
K2 Angle Coef:	1		
K3 Bed Cond Coef:	1.1		
Grain Size D90 (mm):	4.03		
K4 Armouring Coef:	1		
Results			

Hydraulic Design Data for TR100	
Scour Depth Y_s (m):	2.22
Froude #:	0.31
Equation:	CSU equation
Combined Scour Depths	
Pier Scour + Contraction Scour (m):	
Channel:	2.24

Fuente: Elaboración propia.