

UNIVERSIDAD CENTRAL

Escuela de Ingeniería Civil

Estudio hidráulico y análisis de máximas avenidas para el diseño de obras civiles de contención sobre el cauce del Río Caño Seco en los sectores de Barrio La Fuente y La Colina, Ciudad Neily, cantón de Corredores, Puntarenas, Costa Rica

Trabajo Final de Graduación para Optar por el Grado Académico de Licenciatura en Ingeniería Civil.

Estudiante

FERNANDO ALVAREZ CORELLA

San José, Costa Rica

I Cuatrimestre, 2022

Contenido

Declaración Jurada	2
Capítulo I. Introducción	12
1.1 El Problema y su importancia.	14
1.2 Planteamiento del problema.	16
1.3 Antecedentes	17
1.3.1 AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPÓN, 2012	17
1.3.2 HIDALGO, J.; MASIS, K.; VILLALOBOS, H.; 2011	18
1.3.3 GARCÍA, R. & CONESA, C.; 2011	19
1.3.4 GOMEZ, N.; & MONGE, K.; 2019	21
1.3.5 COLEGIO FEDERADO DE INGENIEROS Y ARQUITECTOS DE COSTA RICA, 2004	22
1.3.6 COMISION NACIONAL DEL AGUA – MEXICO, 2011.....	24
1.3.7 GUZMAN, I; WATSON, F.; VILLAGRA, K. & CASASOLA, R., 2017.....	25
1.4 Objetivos.....	27
1.4.1 Objetivo General.....	27
1.4.2 Objetivos Específicos.....	27
Capítulo 2. Marco Teórico.	28
2.1. Morfometría de una cuenca hidrográfica	28
2.1.1 Características físicas de la cuenca	28
2.2. Análisis de factores climáticos	34
2.2.1 Tipo o forma de precipitación	34
2.2.2 Intensidad de lluvia	35
2.2.3 Duración de la precipitación	35
2.2.4 Distribución de la precipitación en una cuenca	35
2.2.5 Precipitación anterior y humedad del suelo	36
2.2.6 Precipitación media sobre un área	36
2.3. Pruebas de bondad de ajuste	38
2.3.1 Prueba de Smirnov-Kolmogorov	39
2.4. Análisis de frecuencias de variables hidrológicas.....	41
2.4.1 Distribución Normal o Gaussiana	43
2.4.2 Distribución Log-normal.....	47
2.4.3 Distribución Gumbel.....	50

2.5 Transformación de precipitación neta a escorrentía directa (Transform Method)	53
2.6 Tránsito de caudales	54
2.7 Modelación hidráulica 1D y 2D	59
2.7.1 Modelación hidráulica en régimen no permanente	60
Capítulo 3. Marco Metodológico	72
3.1 Enfoque de la Investigación	72
3.2 Tipo de la Investigación	72
3.3 Recopilación y síntesis de información	73
3.4 Estudio de la morfometría de la cuenca	73
3.5 Análisis de la precipitación media mensual	74
3.6 Recopilación y procesamiento de la precipitación máxima en 24 horas	75
3.7 Análisis de frecuencias de precipitación y lluvias de diseño	75
3.8 Transformación de la precipitación neta a escorrentía directa	78
3.9 Definición de la zona de inundación en 1-D	83
3.10 Establecimiento del modelo hidráulico de máximas avenidas (HEC RAS – Hydrologic Engineering Center, River Analysis System)	84
Capítulo 4. Análisis de Resultados.....	90
4.1 Características generales del área de estudio.....	90
4.1.1 Ubicación del área de estudio	90
4.1.2 Caracterización morfométrica de la cuenca.....	91
4.2 Caracterización hidrometeorológica	98
4.2.1 Análisis de la información pluviométrica.....	98
4.2.2 Precipitaciones anuales y mensuales.....	100
4.2.3 Precipitación máxima en 24 horas.....	103
4.3 Análisis de frecuencias de valores de precipitación	104
4.3.1 Relaciones entre la intensidad, duración y frecuencia	106
4.4 Transformación de la precipitación a caudales máximos instantáneos	108
4.4.1 Aplicación del hidrograma unitario SCS.....	110
4.4.2 Precipitaciones de diseño para duraciones de 24 horas	113
4.4.3 Aplicación del modelo hidrológico HEC- HMS.....	116
4.4.4 Aplicación de la fórmula racional	123
4.5 Estimación de la inundación mediante modelación hidráulica 1-D.	129

4.5.1 Levantamiento topográfico de la faja del río	131
4.5.2 Resultados del modelo HEC RAS 4.1.0	132
4.5.3 Modelación en QGIS.....	157
4.5.4 Implementación de la infraestructura hidráulica de protección	164
4.5.5 Comparación entre el cauce natural y escenarios de protección en secciones representativas del cauce.....	173
Capítulo 5. Conclusiones.	195
Capítulo 6. Recomendaciones.....	198
Capítulo 7. Bibliografía.	199
Capítulo 8. Anexos.....	201

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO 1. VALORES INTERPRETATIVOS DEL FACTOR DE FORMA.....	31
CUADRO 2. VALORES INTERPRETATIVOS DE LA DENSIDAD DE DRENAJE.....	32
CUADRO 3. CARACTERÍSTICA CUALITATIVA DEL RELIEVE DE UNA CUENCA DE ACUERDO A SU PENDIENTE.....	33
CUADRO 4. TRÁNSITO EN CAUCE POR EL MÉTODO DE MUSKINGUM.....	58
CUADRO 5. CALIBRACIÓN DE MUSKINGUM ROUTING MEDIANTE LOS PARÁMETROS.....	59
CUADRO 6. MÉTODO DEL BLOQUE ALTERNO. PARTE 1.....	77
CUADRO 7. MÉTODO DEL BLOQUE ALTERNO. PARTE 2.....	78
CUADRO 8. PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA DEL RÍO CAÑO SECO AGUAS ARRIBA.....	93
CUADRO 9. ALTITUDES COMPRENDIDAS EN LA SUBCUENCA DEL RÍO CAÑO SECO AGUAS ARRIBA.....	94
CUADRO 10. PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA DEL RÍO CAÑO SECO AGUAS ABAJO.....	96
CUADRO 11. ALTITUDES COMPRENDIDAS EN LA SUBCUENCA DEL RÍO CAÑO SECO AGUAS ABAJO.....	97
CUADRO 12. ESTACIONES METEOROLÓGICAS EMPLEADAS EN EL ANÁLISIS PLUVIOMÉTRICO ANUAL Y MENSUAL.....	99
CUADRO 13. PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL Y ANUAL EN EL ÁREA DE ESTUDIO.....	103
CUADRO 14. TORMENTAS DE DISEÑO REPRESENTATIVAS DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	104
CUADRO 15. CAUDALES MÁXIMOS ESTIMADOS (m^3/s) EN LAS ÁREAS DE DRENAJE SUPERFICIAL – ZONA DE ESTUDIO.....	113
CUADRO 16. CAUDALES PICOS (m^3/s) PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO.....	122
CUADRO 17. COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA EMPLEADOS EN LA CUENCA RÍO CAÑO SECO.....	125
CUADRO 18. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN EN LA CUENCA RÍO CAÑO SECO.....	126
CUADRO 19. INTENSIDADES MÁXIMAS (MM/H) DE DISEÑO POR CADA ÁREA DE INTERÉS.....	127
CUADRO 20. CAUDALES MÁXIMOS ESTIMADOS (m^3/s) EN EL ÁREA DE ESTUDIO.....	128
CUADRO 21. VALORES DE N DADOS POR HORTON PARA SER USADOS EN LAS FÓRMULAS DE KUTTER Y MANNING.....	134
CUADRO 22. COEFICIENTES DE MANNING.....	135
CUADRO 23. PERIODO DE RETORNO Y CAUDALES ANALIZADOS.....	136
CUADRO 24. RESUMEN DE LA SECCIÓN AGUAS ARRIBA (1120 - FIGURA 53).....	153
CUADRO 25. RESUMEN DE LA SECCIÓN AGUAS ABAJO (280 - FIGURA 62).....	153
CUADRO 26. RESUMEN DE RESULTADOS DE LAS SECCIONES ANALIZADAS.....	154
CUADRO 27. TIRANTES NORMALES ALCANZADOS EN EL CAUCE DEL RÍO.....	161
CUADRO 28. TIRANTES NORMALES ALCANZADOS EN EL CAUCE DEL RÍO.....	162
CUADRO 29. PLANTEAMIENTO DE DIQUES O MUROS DE CONTENCIÓN.....	166
CUADRO 30. PLANTEAMIENTO DE DIQUES O MUROS DE CONTENCIÓN.....	166
CUADRO 31. PLANTEAMIENTO DE DIQUES O MUROS DE CONTENCIÓN.....	167

CUADRO 32. PLANTEAMIENTO DE DIQUES O MUROS DE CONTENCIÓN	167
CUADRO 33. ÁREAS DE INUNDACIÓN SEGÚN EL PERIODO DE RETORNO	189

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. PROCESO DE SELECCIÓN DE UNA DISTRIBUCIÓN TEÓRICA (TOMADO DE VILLÓN, M., 2011).....	42
FIGURA 2. FUNCIÓN DENSIDAD DE LA DISTRIBUCIÓN NORMAL (TOMADO DE VILLÓN, M., 2011).....	44
FIGURA 3. FUNCIÓN DENSIDAD DE LA DISTRIBUCIÓN NORMAL ESTÁNDAR (TOMADO DE VILLÓN, M., 2011).....	45
FIGURA 4. DISTRIBUCIÓN LOG-NORMAL DE 2 PARÁMETROS, CON VARIOS VALORES DE m Y σ (TOMADO DE VILLÓN, M., 2011).....	50
FIGURA 5. ALMACENAMIENTO EN PRISMA Y ALMACENAMIENTO EN CUÑA.....	55
FIGURA 6. CONSERVACIÓN DE LA MASA Y MOVIMIENTO DE UN VOLUMEN DE CONTROL (TOMADO DE: ROCHA, 1980)	62
FIGURA 7. ESQUEMA DE PREISSMAN O DE LOS CUATRO PUNTOS (TOMADO DE: CINME NO. 97, 2007).	65
FIGURA 8. CONFIGURACIÓN DEL ANÁLISIS EN RÉGIMEN VARIADO O MIXTO	68
FIGURA 9. DEFINICIÓN DEL PARÁMETRO S PARA EL MÉTODO LPI EN HEC RAS	69
FIGURA 10. PARÁMETROS Y TOLERANCIAS DE CÁLCULO	71
FIGURA 11. INTENSIDAD A PARTIR DE LA CURVA IDF (TOMADO DE: VEN TE ET AL., 2005).....	77
FIGURA 12. HIETOGRAMA DE LOS BLOQUES ALTERNOS (TOMADO DE: VEN TE ET AL., 2005).	78
FIGURA 13. VENTANA INICIAL DEL ENTORNO DEL SOFTWARE HEC RAS 4.1.0	84
FIGURA 14. VENTANA NEW PROJECT HEC RAS 4.1.0.....	85
FIGURA 15. ÍCONOS DE LA BARRA DE COMANDOS DE “RESULTADOS”	87
FIGURA 16. METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN PARA EL DESARROLLO DE LA HIPÓTESIS PLANTEADA	89
FIGURA 17. UBICACIÓN DE LA CUENCA DEL RÍO CAÑO SECO, PUNTARENAS. DATUM: CRTM5	91
FIGURA 18. CURVA HIPSOMÉTRICA – SUBCUENCA DEL RÍO CAÑO SECO AGUAS ARRIBA.....	95
FIGURA 19. CURVA HIPSOMÉTRICA – SUBCUENCA DEL RÍO CAÑO SECO AGUAS ABAJO	98
FIGURA 20. UBICACIÓN DE LAS ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS EMPLEADAS EN LA PRESENTE INVESTIGACIÓN	99
FIGURA 21. PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL Y TOTAL ANUAL – ESTACIÓN METEOROLÓGICA INA, RÍO CLARO	101
FIGURA 22. PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL Y TOTAL ANUAL – ESTACIÓN METEOROLÓGICA COTO 49, CIUDAD NEILY	101
FIGURA 23. HIETOGRAMA DE DISEÑO TIPO II SCS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO	108
FIGURA 24. ÁREAS DE CAPTACIÓN Y DRENAJE SUPERFICIAL DE LA ZONA DE ESTUDIO	109
FIGURA 25. ÁREAS DE CAPTACIÓN Y DRENAJE SUPERFICIAL DE LA ZONA DE ESTUDIO – 3D.....	110
FIGURA 26. GEOMETRÍA DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR	111
FIGURA 27. GENERACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA.....	112
FIGURA 28. HIETOGRAMA PARA UN TIEMPO DE RETORNO DE 10 AÑOS (ESTACIÓN GENERADA ÁREA DE ESTUDIO)	114
FIGURA 29. HIETOGRAMA PARA UN TIEMPO DE RETORNO DE 25 AÑOS (ESTACIÓN GENERADA ÁREA DE ESTUDIO)	114

FIGURA 30. HIETOGRAMA PARA UN TIEMPO DE RETORNO DE 50 AÑOS (ESTACIÓN GENERADA ÁREA DE ESTUDIO)	115
FIGURA 31. HIETOGRAMA PARA UN TIEMPO DE RETORNO DE 100 AÑOS (ESTACIÓN GENERADA ÁREA DE ESTUDIO)	115
FIGURA 32. HIETOGRAMA PARA UN TIEMPO DE RETORNO DE 500 AÑOS (ESTACIÓN GENERADA ÁREA DE ESTUDIO)	116
FIGURA 33. HIDROGRAMA PARA UNA AVENIDA MÁXIMA DE 50 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO.	118
FIGURA 34. HIDROGRAMA PARA UNA AVENIDA MÁXIMA DE 50 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO.	119
FIGURA 35. HIDROGRAMA PARA UNA AVENIDA MÁXIMA DE 50 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO.	120
FIGURA 36. HIDROGRAMA PARA UNA AVENIDA MÁXIMA DE 50 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO.	121
FIGURA 37. MODELO HIDROLÓGICO HEC – HMS DE LA CUENCA DEL RÍO CAÑO SECO.....	123
FIGURA 38. COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS	129
FIGURA 39. MODELO DE ELEVACIÓN DIGITAL DEL ÁREA DE ESTUDIO DEL RÍO CAÑO SECO	131
FIGURA 40. ORTOFOTO REGIONAL DEL RÍO CAÑO SECO	129
FIGURA 41. ORTOFOTO DE LA FAJA DEL CAUCE DEL RÍO CAÑO SECO Y SU ÁREA DE INFLUENCIA	130
FIGURA 42. CURVAS DE NIVEL GENERADAS POR INTERPOLACIÓN LINEAL “KRIGING”. ÁREA DE ESTUDIO DEL RÍO CAÑO SECO	131
FIGURA 43. PARÁMETROS HIDRÁULICOS DEL TRAMO DEL RÍO CAÑO SECO Y SECCIONES ESTUDIADAS	132
FIGURA 44. PARÁMETROS HIDRÁULICOS EXPORTADOS DE QGIS A HEC RAS.....	133
FIGURA 45. PERSPECTIVA 3D DEL DESBORDAMIENTO DEL RÍO CAÑO SECO	137
FIGURA 46. PERSPECTIVA 3D DEL DESBORDAMIENTO DEL RÍO CAÑO SECO	138
FIGURA 47. PERSPECTIVA 3D DEL DESBORDAMIENTO DEL RÍO CAÑO SECO	139
FIGURA 48. PERSPECTIVA 3D DEL DESBORDAMIENTO DEL RÍO CAÑO SECO	140
FIGURA 49. PERSPECTIVA 3D DEL DESBORDAMIENTO DEL RÍO CAÑO SECO	141
FIGURA 50. PROGRESIVAS DEL PERFIL LONGITUDINAL DEL RÍO CAÑO SECO.....	143
FIGURA 51. SECCIÓN 1320, PARA UN TR = 100 AÑOS Y TR = 500 AÑOS RESPECTIVAMENTE	144
FIGURA 52. SECCIÓN 1240, PARA UN TR = 100 AÑOS Y TR = 500 AÑOS RESPECTIVAMENTE	144
FIGURA 53. SECCIÓN 1120, PARA UN TR = 100 AÑOS Y TR = 500 AÑOS RESPECTIVAMENTE	145
FIGURA 54. SECCIÓN 1040, PARA UN TR = 100 AÑOS Y TR = 500 AÑOS RESPECTIVAMENTE	145
FIGURA 55. SECCIÓN 960, PARA UN TR = 100 AÑOS Y TR = 500 AÑOS RESPECTIVAMENTE	146
FIGURA 56. SECCIÓN 880, PARA UN TR = 100 AÑOS Y TR = 500 AÑOS RESPECTIVAMENTE	146
FIGURA 57. SECCIÓN 759.9999, PARA UN TR = 100 AÑOS Y TR = 500 AÑOS RESPECTIVAMENTE.....	147
FIGURA 58. SECCIÓN 680, PARA UN TR = 100 AÑOS Y TR = 500 AÑOS RESPECTIVAMENTE	147
FIGURA 59. SECCIÓN 559.9999, PARA UN TR = 100 AÑOS Y TR = 500 AÑOS RESPECTIVAMENTE.....	148
FIGURA 60. SECCIÓN 479.9999, PARA UN TR = 100 AÑOS Y TR = 500 AÑOS RESPECTIVAMENTE.....	148

FIGURA 61. SECCIÓN 400, PARA UN TR = 100 AÑOS Y TR = 500 AÑOS RESPECTIVAMENTE	149
FIGURA 62. SECCIÓN 280, PARA UN TR = 100 AÑOS Y TR = 500 AÑOS RESPECTIVAMENTE	149
FIGURA 63. SECCIÓN 200, PARA UN TR = 100 AÑOS Y TR = 500 AÑOS RESPECTIVAMENTE	150
FIGURA 64. SECCIÓN 120, PARA UN TR = 100 AÑOS Y TR = 500 AÑOS RESPECTIVAMENTE	150
FIGURA 65. SECCIÓN 39.9999, PARA UN TR = 100 AÑOS Y TR = 500 AÑOS RESPECTIVAMENTE	151
FIGURA 66. PERFIL NATURAL DEL RÍO CAÑO SECO PARA TR = 100 AÑOS Y TR = 500 AÑOS RESPECTIVAMENTE	152
FIGURA 67. INUNDACIÓN DEL TRAMO ANALIZADO DEL RÍO CAÑO SECO, TR = 100 AÑOS	158
FIGURA 68. INUNDACIÓN DEL TRAMO ANALIZADO DEL RÍO CAÑO SECO, TR = 500 AÑOS	159
FIGURA 69. INUNDACIÓN EN PERSPECTIVA 3 D (TR = 100 AÑOS)	163
FIGURA 70. INUNDACIÓN EN PERSPECTIVA 3 D (TR = 500 AÑOS)	164
FIGURA 71. IMPLEMENTACIÓN DE DIQUES EN HEC RAS	165
FIGURA 72. PERSPECTIVA EN 3D DE LA SUPERFICIE DE INUNDACIÓN, PARA UN TR = 100 AÑOS, PARA LA CONSTRUCCIÓN DE DIQUES.....	168
FIGURA 73. PERSPECTIVA EN 3D DE LA SUPERFICIE DE INUNDACIÓN, PARA UN TR = 500 AÑOS, PARA LA CONSTRUCCIÓN DE DIQUES.....	169
FIGURA 74. PERFIL DEL CAUCE DEL RÍO CAÑO SECO, PERIODO DE RETORNO TR = 10 AÑOS,	170
FIGURA 75. PERFIL DEL CAUCE DEL RÍO CAÑO SECO, PERIODO DE RETORNO TR = 25 AÑOS,	171
FIGURA 76. PERFIL DEL CAUCE DEL RÍO CAÑO SECO, PERIODO DE RETORNO TR = 50 AÑOS,	172
FIGURA 77. PERFIL DEL CAUCE DEL RÍO CAÑO SECO, PERIODO DE RETORNO TR = 100 AÑOS,	172
FIGURA 78. PERFIL DEL CAUCE DEL RÍO CAÑO SECO, PERIODO DE RETORNO TR = 500 AÑOS,	173
FIGURA 79. SECCIONES TRANSVERSALES SELECCIONADAS EN ROJO, TOMADAS COMO EJEMPLO PARA UN TR = 100 AÑOS .	173
FIGURA 80. SECCIÓN 1320, PARA UN TR = 100 AÑOS Y TR = 500 AÑOS, SIN DIQUES	174
FIGURA 81. SECCIÓN 1320, PARA UN TR = 100 AÑOS Y TR = 500 AÑOS, CON DIQUES	175
FIGURA 82. SECCIÓN 1240, PARA UN TR = 100 AÑOS, SIN DIQUES	175
FIGURA 83. SECCIÓN 1240, PARA UN TR = 100 AÑOS, CON DIQUES.....	176
FIGURA 84. SECCIÓN 1120, PARA UN TR = 100 AÑOS, SIN DIQUES	176
FIGURA 85. SECCIÓN 1120, PARA UN TR = 100 AÑOS, CON DIQUES.....	177
FIGURA 86. SECCIÓN 1040, PARA UN TR = 100 AÑOS, SIN DIQUES	177
FIGURA 87. SECCIÓN 1040, PARA UN TR = 100 AÑOS, CON DIQUES.....	178
FIGURA 88. SECCIÓN 960, PARA UN TR = 100 AÑOS, SIN DIQUES	178
FIGURA 89. SECCIÓN 960, PARA UN TR = 100 AÑOS, CON DIQUES.....	179
FIGURA 90. SECCIÓN 880, PARA UN TR = 100 AÑOS, SIN DIQUES	179

FIGURA 91. SECCIÓN 880, PARA UN TR = 100 AÑOS, CON DIQUES.....	180
FIGURA 92. SECCIÓN 759.9999, PARA UN TR = 100 AÑOS, SIN DIQUES.....	180
FIGURA 93. SECCIÓN 759.9999, PARA UN TR = 100 AÑOS, CON DIQUES.....	181
FIGURA 94. SECCIÓN 680, PARA UN TR = 100 AÑOS, SIN DIQUES.....	181
FIGURA 95. SECCIÓN 680, PARA UN TR = 100 AÑOS, CON DIQUES.....	182
FIGURA 96. SECCIÓN 559.9999, PARA UN TR = 100 AÑOS, SIN DIQUES.....	182
FIGURA 97. SECCIÓN 559.9999, PARA UN TR = 100 AÑOS, CON DIQUES.....	183
FIGURA 98. SECCIÓN 479.9999, PARA UN TR = 100 AÑOS, SIN DIQUES.....	183
FIGURA 99. SECCIÓN 479.9999, PARA UN TR = 100 AÑOS, CON DIQUES.....	184
FIGURA 100. SECCIÓN 400, PARA UN TR = 100 AÑOS, SIN DIQUES.....	184
FIGURA 101. SECCIÓN 400, PARA UN TR = 100 AÑOS, CON DIQUES.....	185
FIGURA 102. SECCIÓN 280, PARA UN TR = 100 AÑOS, SIN DIQUES.....	185
FIGURA 103. SECCIÓN 280, PARA UN TR = 100 AÑOS, CON DIQUES.....	186
FIGURA 104. SECCIÓN 200, PARA UN TR = 100 AÑOS, SIN DIQUES.....	186
FIGURA 105. SECCIÓN 200, PARA UN TR = 100 AÑOS, CON DIQUES.....	187
FIGURA 106. SECCIÓN 120, PARA UN TR = 100 AÑOS, SIN DIQUES.....	187
FIGURA 107. SECCIÓN 120, PARA UN TR = 100 AÑOS, SIN DIQUES.....	188
FIGURA 108. SECCIÓN 40, PARA UN TR = 100 AÑOS, SIN DIQUES.....	188
FIGURA 109. SECCIÓN 40, PARA UN TR = 100 AÑOS, CON DIQUES.....	189
FIGURA 110. ÁREA DE INUNDACIÓN PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS,.....	191
FIGURA 111. ÁREA DE INUNDACIÓN PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS,.....	192
FIGURA 112. ÁREA DE INUNDACIÓN PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS,.....	193
FIGURA 113. ÁREA DE INUNDACIÓN PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS,.....	194
FIGURA 114. ÁREA DE INUNDACIÓN PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 500 AÑOS,.....	195

Capítulo I. Introducción

A lo largo de la historia, el mundo, sobre todo los países en vías de desarrollo, se han visto afectados por la incidencia negativa de los fenómenos meteorológicos, los cuales se han visto intensificados en los últimos veinticinco años, ocasionando enorme deterioro al patrimonio antrópico de nuestras poblaciones, dejando enorme dolor en el inconsciente colectivo de la sociedad afectada directamente por los destrozos provocados.

Así, la región centroamericana, y muy en especial Costa Rica, ha quedado marcada por el enorme efecto devastador de los dos últimos huracanes de este siglo como el huracán Otto y Nate, los cuales, con sus fuertes ciclones provocaron lluvias intensas que generaron grandes avenidas e inundaciones en mayor proporción en el sector Atlántico, tanto en el 2016 y 2017 respectivamente. Dichos fenómenos naturales, descargaron más de 200 mm en unas cuantas horas, en el cantón de Corredores al sur del país, llevándose a su paso, infraestructura civil y enormes plantaciones de tierras cultivadas.

Fuentes oficiales de la Comisión Nacional de Prevención y Atención de Emergencias de Costa Rica, reportaron que para Agosto de 2018, las pérdidas totales por el paso del huracán Otto ascendieron a 130 millones de colones, mientras que la tormenta tropical Nate provocó pérdidas en una inversión cercana a los 309.500 millones de colones. De otro lado, más recientemente en noviembre de 2020, el huracán Eta influenció de manera indirecta y con mayor poder devastador las provincias de Guanacaste y Puntarenas, ubicadas en la costa del Pacífico, provocando desbordamientos e inundaciones que afectaron a unas 1500 personas que se quedaron sin viviendas; mientras que alrededor de 10 personas perdieron la vida. Esto demuestra la enorme carga social en la que incurre el estado por no llevar a cabo campañas efectivas de prevención y mitigación de los estragos inefables que comete la naturaleza.

La recurrencia de estos fenómenos naturales, hacen pues posible su estudio, y nos dan tiempo ventajoso para enfrentarnos a ellos, trabajando arduamente en actividades dirigidas a la prevención, haciendo con ello posible que los efectos devastadores de dichos fenómenos sean los menos súbitos posibles.

En tal sentido, el sector sur del país como es el caso de los cantones de Golfito y Corredores no son la excepción, y al igual que a nivel nacional, a nivel local, estos han estado afectados duramente por el paso estacional de dichas tormentas, ocasionando también muchas pérdidas materiales y humanas en el sector urbano y agroindustrial de ambos sectores, transformándose ello en ingentes cantidades de dinero en inversión para recuperar la vida cotidiana antes del arribo de los fenómenos.

Ante estos escenarios nefastos, surge aplicabilidad la ingeniería hidráulica que nos permite predecir y desarrollar modelos matemáticos en 1D y 2D para prevenir el avance incesante de todo tipo de inundación o desbordamiento de una masa de fluido newtoniano sobre un cauce definido y rutas alternas.

El presente estudio abarcará una problemática local, referida a los distritos de Caño Seco y Ciudad Neily, identificando una parte de la cuenca del Río Caño Seco en donde este produce inundaciones por desbordamiento de sus bancos o taludes de protección natural, siendo este fenómeno conocido como “pérdida de capacidad hidráulica” ante eventos extremos de máximas avenidas producto de la gran concentración de lluvia transformada en escorrentía superficial. Para ello, se realizará un análisis de la distribución temporal y espacial del comportamiento de las precipitaciones máximas en 24 horas y su influencia sobre el flujo superficial generado en el cauce del Río Caño Seco. Un análisis hidrológico previo de tormentas y tránsito de máximas avenidas, serán desarrollados a consecuencia de las lluvias máximas alcanzadas.

Siendo el principal objetivo, estimar los tirantes normales máximos alcanzados durante el desarrollo de las tormentas extremas a fin de plantear obras civiles de contención de desbordamientos, se ha planteado el estudio de inundabilidad sobre el cauce del río bajo régimen permanente. Para ello se elaborará un modelo hidrodinámico unidimensional que demuestra los efectos de la morfología y del tránsito de una avenida máxima a lo largo de la cuenca estudiada.

Tal como lo indica un informe del CFIA (2014), las inundaciones son procesos naturales que ocurren cuando el nivel de aguas de una escorrentía sobrepasa el nivel de los bancos. Tradicionalmente, las inundaciones se han asociado con las planicies que se encuentran en las

partes bajas de las cuencas hidrográficas, y en donde se puede identificar claramente el canal principal de escurrimiento y sus bancos que señalan las márgenes del lecho. Por ello, con la información generada en el modelo hidráulico es posible trabajar a nivel preventivo y correctivo, el trasiego de los caudales máximos, evaluando la posibilidad de establecer obras de mitigación de desastres. Por ello, el análisis de máximas avenidas ha sido realizado a partir de series históricas de precipitación transpuestas al cauce del río.

En ese sentido, todo el desarrollo de la secuencia de pasos expuestos hasta aquí, se establecerá en la metodología hidrológica y de modelación hidráulica en 1D a flujo permanente (por ser más crítico) expuesta en el subtítulo 3, empleando para ello también, softwares especializados para el cálculo de cada uno de los acápite tratados, bibliografía ad hoc y técnicas de medición desarrolladas por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers).

1.1 El Problema y su importancia.

El recurso hídrico es el elemento más importante para el desarrollo de cualquier actividad productiva; sin embargo en cantidades excesivas y apariciones concentradas en un solo punto, pueden representar serios inconvenientes de convivencia con la naturaleza por su total agresividad y nula predicción, haciendo ello difícil la ejecución de cualquier sistema de alerta temprana.

Un país tropical como Costa Rica implica estar expuesto a inundaciones, debido a su alta precipitación, sin embargo no todas las zonas del país se ven afectadas por igual. Por esa particularidad de estacionalidad y variación espacial de las precipitaciones máximas extremas es que recae la real importancia de la presente investigación, pues las grandes tormentas se distribuyen sin uniformidad alguna.

Si dichas inundaciones no fueran detectadas a tiempo, ni controladas adecuadamente, provocarían cuantiosas pérdidas materiales y humanas, difícilmente irreparables y en donde el estado a través de sus instituciones ad hoc, tendrían que invertir cantidades ingentes del presupuesto y herario

nacional para brindar ayuda y reconstruir todas las poblaciones y asentamientos humanos afectados.

Por ello, la caracterización fisiográfica de la cuenca de recepción, el análisis probabilístico de las tormentas, así como la modelación matemática del tránsito de máximas avenidas producidas como consecuencia de la escorrentía directa por precipitación, permitirán definir las zonas más propensas a inundaciones, con lo cual podrán ser mapeadas a nivel espacial, y en profundidad o altura, definiendo así las cargas hidráulicas máximas (ms.n.m) que definirán a futuro el establecimiento de obras civiles de protección, a manera de muros de contención que contendrán los posibles desbordamientos o anegamientos de infraestructura urbana y/o agrícola que pudieran verse dañadas.

Es por este motivo, que estudiar la factibilidad de construir obras de prevención y mitigación como diques, muros de contención, taludes de estabilización, etc. disminuyendo con ello el riesgo hidráulico, ha permitido darle valor a la elaboración de este documento, además, existe la posibilidad de que el conocimiento a obtener con los resultados de esta investigación puedan ser aplicados en la implementación de nuevos proyectos a manera de réplica y a mayor escala.

La ingeniería brinda alternativas de solución a la diferente problemática planteada, como lo es la implementación de infraestructura hidráulica de contención, la cual consiste en prevenir inundaciones por desbordamiento del Río Caño Seco para una convivencia armoniosa con la naturaleza y uso productivo de extensas tierras agrícolas. Con ello se conseguirá mitigar en cierta medida, las fuertes cargas hidráulicas generadas durante ciclo continuo de precipitación pluvial o lluvia copiosa.

Por consiguiente, el conocer la altura máxima a la cual llegaran los tirantes hidráulicos del desbordamiento del río, responsabilizará al estado, a tomar acciones prontas e inmediatas entre la aparición de una tormenta a otra, siendo esta la principal motivación al desarrollo de la presente investigación, dándole con ello sostenibilidad temporal y vida útil a las construcciones habitacionales y servicios públicos de la zona de estudio, al no estar estas sujetas a desaparecer por inhabilitación urbana o de alto riesgo.

El presente estudio trató sobre las investigaciones hidráulicas e hidrológicas para definir desde su etapa inicial, hasta la etapa de diseño; la implementación de obras de mitigación en un tramo del Río Caño Seco comprendido entre los poblados de Caño Seco y Ciudad Neily.

1.2 Planteamiento del problema.

El problema principal radica en que el estado, a través de sus instituciones gubernamentales responsables, realizan labores de asistencia y ayuda social finalizada los periodos lluviosos y el avance de las tormentas extremas en todas las localidades afectadas por las consecuentes inundaciones y desastres naturales producidos. Todo esto, constituyendo en acciones estériles debido a que implica presupuestos ingentes destinados a la reconstrucción, subvenciones e irreparables vidas humanas que se pierden, cuando resulta más conveniente invertir en acciones de prevención y mitigación antes del arribo de cualquier tormenta extrema que ocasione dichos desastres.

Ante ello, la modelación hidráulica de ríos constituye en una herramienta predictiva extremadamente útil para la atenuación de desastres, especialmente en zonas tropicales como la presente investigación. La concientización de estos temas en las últimas décadas explica porque muchos países desarrollados e industrializados consideran a esta metodología y/o herramienta como una parte esencial en los sistemas de amenazas y prevención de desastres. Sin embargo, en países en vías de desarrollo no se ha reconocido su potencial debido principalmente al desarrollo de proyectos de prevención de desastres, así como al desconocimiento de sus limitaciones y posibilidades de respuesta de una modelación por parte de las autoridades que encabezan las instituciones antes mencionadas.

En Costa Rica, el desarrollo de esta tecnología no se halla muy difundida, dado que en comparación con otros países, el nivel de estudios y ejecución de proyectos de defensas ribereñas en ríos es casi insignificante, mientras que en Estados Unidos el interés nacional es la protección poblacional ante el embate de los fenómenos naturales como los huracanes, tormentas e inundaciones. De igual

forma en Europa, existen proyectos y obras hidráulicas de contención de inundaciones en largos kilómetros, como en el caso del Río Sena en París y el megaproyecto Mose en el caso de la ciudad de Venecia en Italia, por dar un par de ejemplos.

Así, cuan indispensable es el desarrollo de estudios enfocados a la predicción y análisis de los fenómenos naturales devastadores, y no solamente a la construcción de infraestructura civil sin ninguna planificación y cuantificación.

El estudio hidráulico de máximas avenidas para el diseño de obras civiles, tiene por finalidad modelar el flujo del agua del Río Caño Seco en régimen permanente (por ser el caso extremo) para contener los tirantes máximos alcanzados durante el paso de la tormenta. Por ello, mediante los resultados obtenidos, se dará respuesta a la hipótesis planteada, la cual plantea ubicar espacialmente (2 D) las zonas de desborde, inundación y afectación de áreas urbanas y/ agrícolas.

1.3 Antecedentes

De acuerdo a lo investigado sobre el área de estudio, se ha podido encontrar una enorme deficiencia de estudios desarrollados en la misma. Así, por ejemplo, a nivel mundial y regional se presenta lo siguiente:

1.3.1 AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPÓN, 2012

Como parte de los eventos extraordinarios (Fenómeno del Niño) ocurridos en los años 1983 y 1998 en la zona norte y sur del Perú, esta Agencia en conjunción con el Ministerio de Agricultura del Perú desarrollaron un trabajo de investigación hidrológica e hidráulica sobre las quebradas adyacentes al Río Chíncha, dado que dichos eventos extremos ocasionaron severos daños en centros poblados, infraestructura de riego y drenaje, predios agrícolas, así como inundaciones con daños de carácter catastrófico en poblados como El Carmen, San Regis, Pedregal, San Francisco y Chíncha Baja.

Dicho estudio titulado “Hidrología de máximas avenidas del Río Chincha”, contiene un diagnóstico del problema, con el objetivo de explicar las causas del evento y orientar las acciones que se han de ejecutar para proveer mayor seguridad a la población, infraestructura de riego, zonas agrícolas, etc. El informe contiene el análisis hidrológico que permite caracterizar en términos técnicos el acontecimiento. Con dichos análisis ha sido posible delinear alternativas de soluciones estructurales y medidas no estructurales. Se presenta los resultados del análisis estadístico de las precipitaciones medias mensuales registradas en las estaciones pluviométricas de la cuenca del Río Chincha, ajuste lineal entre ellas, trazado de isoyetas de precipitación mensual sobre el área de estudio, de determinación de la función de distribución en cada una de las estaciones, estudio de suelos para determinación del factor de calibración de la Curva Número, procesamiento de precipitaciones máximas en 24 horas, hietogramas de diseño para diferentes periodos de retorno, hidrogramas de avenida en el modelo hidrológico HEC-HMS. Complementariamente se presenta la simulación de transposición de caudales Precipitación – Escorrentía en diferentes puntos de la cuenca del río Chincha.

Con los caudales máximos alcanzados, se pudo dimensionar adecuadamente la sección hidráulica de encauzamiento de río y diseño de las obras de protección, en diferentes periodos de retorno atenuando los daños de inundaciones que podría ocasionar eventos similares al fenómeno del Niño de aquellos años.

1.3.2 HIDALGO, J.; MASIS, K.; VILLALOBOS, H.; 2011

Para Junio de 2011, como parte de sus funciones, la Unidad de Gestión Ambiental del Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA), elabora el estudio “Análisis hidrológico de las alternativas de toma del Río Banano”, el cual pretende determinar exactamente los problemas de vulnerabilidad de la principal obra de toma en la cuenca del río Bananito (provincia de Limón), los cuales se han acentuado en años recientes como resultado de la fuerte erosión del meandro del río sobre el que se encuentra la estructura, colocando la obra en una situación de alta vulnerabilidad, la cual pone en riesgo la baja disponibilidad de agua fiable de dotación a la ciudad de Limón, que solo aprovecha 250 l/s de la toma superficial del Río Bananito .

El objetivo de este estudio es determinar si existe un sitio en la parte media de la cuenca, que permita la extracción de un caudal máximo de 1 m³/s y conducirlo hasta el sitio de aprovechamiento

(la ciudad de Limón) por medio de gravedad. Adicionalmente se presentan las avenidas máximas probables, en los potenciales sitios de toma, para un posterior análisis de la vulnerabilidad de la estructura, análisis que escapa al alcance del presente estudio.

Para dar respuesta al principal objetivo del mismo, se realizó una caracterización fisiográfica de la cuenca, un análisis de consistencia, competición y extensión de información a los registros de precipitación de las principales estaciones pluviométricas, así como a la serie histórica de caudales en 30 años de registro. Se generaron modelos predictivos probabilísticos de elevación vs. caudal a fin de calibrar con los modelos hidrológicos máximos; así como hietogramas de lluvias máximas sobre la misma estación de aforo, para posteriormente realizar pruebas de bondad de ajuste de distribución. Finalmente en los capítulos finales del estudio, se elaboró el modelo de transformación precipitación – escorrentía HEC – HMS con consideración del flujo base el cual fue extraído de los hidrogramas del río medidos en la serie histórica.

Se presentaron diferentes puntos o alternativas de caudales máximos alcanzados en diferentes posiciones espaciales del río. Así, las avenidas máximas probables en el sitio de la antigua estación de Asunción, varían desde 698.1 hasta 1869.7 m³/s para 5 y 1000 años de periodo de retorno respectivamente. Se recomienda utilizar como valor de diseño de para las obras de toma caudales con un periodo de retorno no menor a 50 años. Por lo que no se debería diseñar la obra de toma para un caudal menor a 1127.6 m³/s. Además se recomienda realizar un levantamiento topográfico de los sitios de interés para realizar una simulación del nivel del agua y energía alcanzado por las crecientes.

1.3.3 GARCÍA, R. & CONESA, C.; 2011

En el año 2011, la Escuela de Geografía de la Universidad de Murcia España publicó en su revista N°53 “Papeles de Geografía” el estudio titulado “Estimación de caudales de avenida y delimitación de áreas inundables mediante métodos hidrometeorológicos e hidráulicos y técnicas SIG, estudio aplicado al litoral sur de la Región de Murcia”. El artículo publicado consistió en la estimación de caudales de avenida para cada una de las ramblas en estudio en el sector sur de la Región de Murcia, basado sobre el análisis de las tormentas de diseño con diferentes periodos de retorno. Una vez

obtenidos los caudales máximos de diseño con el modelo hidrológico HEC-GeoHMS 1.1, se calculó la altura del agua mediante el modelo hidráulico HEC-GeoRAS (aplicación de Hec-RAS para entornos SIG –ArcView). Estos programas y aplicaciones fueron muy importantes para la predicción y simulación de inundaciones, señalando únicamente que fueron elementos complementarios (pre y post proceso) de los verdaderos motores de cálculo hidrológico (HEC-HMS) e hidráulico (HEC-RAS). Un conocimiento a fondo de estos últimos programas fue indispensable para la resolución de problemas fluviales. Concretamente en HEC-RAS, el uso de la ecuación de la energía para el balance entre secciones es un método bastante aproximado en problemas de gran escala (fluviales), dada la incertidumbre existente en la estimación de las pérdidas de carga (resistencia al flujo).

El elemento básico para el análisis hidrológico es la cuenca, lo que extrapolándolo a términos de modelización hidrológica se reduce a un modelo digital de elevaciones (MDE) a partir del que se genera la red de drenaje y el resto de elementos hidrológicos necesarios para el modelo (subcuencas, tramos, confluencias, derivaciones, fuentes y sumideros). El estudio se enfocó en el uso de Arc View para el trabajo de toda la información espacial.

Para alcanzar los objetivos de este estudio, se realizó Los resultados alcanzados de la combinación conjunta de datos de precipitación, modelos hidrológicos e hidráulicos, y técnicas S.I.G. (Sistema de Información Geográfica) con diferentes modelos de conversión lluvia-escorrentía superficial (Hidrograma Unitario Adimensional SCS, Hidrograma Unitario Gamma de Témez y el Método Racional Modificado) y métodos de geometría hidráulica; fueron posibles a partir de dichos métodos, así, la conversión de datos de lluvia (tormentas de diseño por periodos de retorno) a escorrentía se emplearon modelos HEC-HMS 3.0.0 en combinación con la extensión HEC-GeoHMS 1.1 de ArcView 3.3. La modelización hidrológica se realiza con ayuda de ArcGIS 9.3, mientras que la hidráulica ha requerido el uso de HEC-RAS y HEC-GeoRAS.

Los datos geométricos de los cauces han sido determinados a partir de medidas de campo y, en algunos casos relativos a la medición de distancias, usando el programa SIG. Toda la información de entrada procesada en HEC-HMS fue comparada y calibrada con los procedimientos empleados anteriormente. Los resultados obtenidos en la desembocadura de la rambla del Portús con tormentas

de algo más de 12 horas de duración y con valores de precipitación correspondientes a unos tiempos de retorno de 5 y 500 años han sido de $9 \text{ m}^3/\text{s}$ y $123 \text{ m}^3/\text{s}$, respectivamente. El uso de los sistemas de información geográfico (SIG) permitieron visualizar los caudales de avenidas y la delimitación de áreas inundables en todas las ramblas levantadas topográficamente (áreas costeras de la Región de Murcia: Águilas, Cabo Cope, Ramonete, Mazarrón y Cartagena).

1.3.4 GOMEZ, N.; & MONGE, K.; 2019

De acuerdo al trabajo de investigación publicado por el Instituto Tecnológico de Costa Rica, el año 2019 para la obtención del título profesional correspondiente, las autoras plantearon el principal objetivo de mejorar la condición de vulnerabilidad por inundación de la zona mediante el diseño de obras de ingeniería en un tramo de 3 km del río Corredor aguas abajo del puente sobre la Ruta 2. Así, el trabajo titulado “Diseño de obras de mitigación y encauzamiento mediante modelaciones hidráulicas e hidrológicas para disminuir la condición por vulnerabilidad de inundaciones en un tramo de 3 km de río comprendido en la cuenca media baja del Río Corredor”, permitió caracterizar morfológicamente parte de la cuenca hidrográfica del río Corredor mediante la aplicación de Sistemas de Información Geográfica (SIG), determinar los hidrogramas de crecidas del río Corredor para diferentes periodos de retorno utilizados en las simulaciones hidráulicas y aplicar un modelo matemático de inundación en el tramo de estudio del río Corredor, que obtuvo los parámetros hidráulicos necesarios para definir a futuro el diseño de obras de mitigación necesarias.

Mediante el análisis de los datos meteorológicos se lograron identificar tres eventos ocurridos en los años 2016 (Otto) y 2017 (Onda tropical 35 y Nate), los cuales según los antecedentes mostraron mayor afectación en el cantón de Corredores. Basado en la observación de precipitaciones acumuladas de los eventos, se logró escoger la tormenta Otto para la simulación hidrológica de la condición actual, debido a que su comportamiento durante el evento resultó ser el más progresivo en el tiempo, y el que tuvo mayor repercusión en la zona de estudio.

El modelo hidrológico HEC-HMS para estimación de hidrogramas y transformación precipitación – escorrentía, en un periodo de retorno de 2 años sobre la tormenta Otto obtuvo un hidrograma con

caudal pico de 665.80 m³/s, mientras que para un periodo de retorno de 100 años a partir de un hietograma de bloque alterno, obtuvo como resultado un caudal pico de 1954.02 m³/s.

Por otro lado, la modelación hidráulica del río Corredor permitió identificar que el margen izquierdo del río presenta inundaciones. Con ello se ubicó un dique en dicha margen a fin de que funcione como barrera de protección para mitigar futuras inundaciones.

La modelación para un periodo de retorno de 100 años también identificó un segundo dique en la margen derecha, que aunque de igual manera la zona se inundaría para periodo de retornos elevados, este funcionaría como empotramiento para los espigones.

El calado máximo registrado en los diques fue de 6,19 m, por lo que, manteniendo un bordo libre de alrededor 1 m, se justifica su diseño de 7 m de altura como máximo en ambas márgenes del río.

Las modelaciones realizadas para los espigones permitieron establecer dos secciones de control con una batería de 7 espigones en cada una, reduciendo las velocidades (m/s) en la zona aguas abajo de los espigones y un aumento en el margen opuesto de estos.

1.3.5 COLEGIO FEDERADO DE INGENIEROS Y ARQUITECTOS DE COSTA RICA, 2004

Publicó el informe “Problemática de inundaciones en la Vertiente Atlántica” como consecuencia de la solicitud hecha por el diputado E. Patterson, quien envía una misiva a la Junta Directiva del Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, solicitando se investigue la situación de la infraestructura que es afectada continuamente por el aumento del caudal en los ríos de la vertiente del Caribe. En tal sentido, para atender dicha solicitud se nombra una comisión compuesta por los ingenieros R. Oreamuno, A. Serrano, A. Grant y O. Vargas. El objetivo principal del estudio fue establecer acciones que se pueden llevar a cabo en la Vertiente del Caribe para mitigar el impacto de las inundaciones en la zona.

Los resultados del estudio indicaron que la inundación que se presenta con las crecientes de los ríos en la vertiente Atlántica, se ha visto agravada en los últimos diez años, debido al incremento en la producción de sedimentos que se dio en las cuencas de esta vertiente, como consecuencia del terremoto de Limón de 1991. Esta condición ha reducido la capacidad de transporte de los ríos generando desbordamientos e inestabilidad lateral de los cauces.

De otro lado, en la vertiente atlántica se han identificado cuatro tipos de problemas que se presentan en todos los ríos de la zona como desbordamiento, erosión de márgenes, deposición o almacenamiento de sedimento y obstrucción o restricción del cauce.

Se indica opciones de diseño hidráulico de estructuras de protección, las cuales deben definirse en base a la creciete de diseño y el periodo de retorno de la misma, así como los parámetros hidráulicos de nivel, velocidad, resistencia al flujo y estabilidad del cauce para la creciete de diseño seleccionada. Todos los parámetros hidráulicos deben de evaluarse con las características del cauce antes de construir la obra y con las características que tendrá después de construida la obra. Los resultados obtenidos se deben de utilizar no sólo para el diseño de la estructura, sino también para analizar el impacto que la obra tendrá sobre la dinámica de la red fluvial. El impacto deberá evaluarse tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo. Particular atención se debe prestar a la estabilidad lateral del cauce. Este parámetro debe analizarse históricamente y con los escenarios potenciales de uso de la tierra que se pueden presentar a futuro en la cuenca en estudio.

La comisión recomienda al Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica promover entre los miembros del colegio, las instituciones públicas y la empresa privada, la aplicación de los principios establecidos en este documento para el diseño hidráulico de todas aquellas estructuras que se construyan para la protección contra inundaciones o que por su función, necesariamente deben ubicarse en la zona de influencia directa de las crecientes de un río.

Los resultados obtenidos del presente estudio, recomiendan también realizar un trabajo similar a este para las demás regiones en que se encuentra dividido el país, con el fin de establecer políticas claras con respecto al manejo de los recursos hídricos.

1.3.6 COMISION NACIONAL DEL AGUA – MEXICO, 2011

A través de su historia, México se ha visto azotado por la inclemencia de los fenómenos meteorológicos, desde tiempos inmemoriales, los habitantes de México – Tenochtitlan, sufrieron repentinos aumentos en el nivel de sus lagos, y la consecuente inundación de las áreas productivas.

Estas experiencias dejan muy claro que a pesar de los esfuerzos realizados a la fecha para enfrentar de una manera ventajosa a fenómenos de esta naturaleza, es necesario trabajar arduamente en las actividades de prevención para que los fenómenos mencionados provoquen los menores daños posibles.

Por ello, la Comisión Nacional del Agua, elaboraron la primera versión de este documento denominado “Manual para el Control de Inundaciones”.

El manual está organizado en cuatro partes: En la primera, se presenta el panorama referente a la información necesaria y disponible para la atención de una emergencia por inundación, incluyendo información geográfica, meteorológica, hidrológica e hidrométrica, pero también acerca de la información de la infraestructura que permita prevenir daños a la misma o facilitar su reparación en caso necesario, así como de los planes, programas y atlas de riesgo existentes que faciliten la organización de la atención a las emergencias mencionadas.

En la segunda, denominada “Modelos Hidráulicos”, se presentan los estudios necesarios en aquellas zonas detectadas como “inundables”, que proporcionan información sobre las magnitudes de las lluvias que se pueden presentar y los escurrimientos asociados, su relación con el entorno ecológico, así como los posibles cambios en el comportamiento del escurrimiento de una cuenca cuando se modifican las características de la misma por efecto de la actividad del hombre.

En la tercera parte, se proponen alternativas para el control de las inundaciones, desde las clásicas soluciones estructurales como la construcción de presas, drenado de cauces o la construcción de bordos longitudinales, hasta las no estructurales como la elaboración de sistemas de alerta temprana, planes de desarrollo urbano incluyendo el ordenamiento territorial de las zonas urbanas, etc., todo ello para hacer más efectivo el manejo de las inundaciones.

En la cuarta y última se presentan los diferentes programas que deberían existir en todas las zonas inundables para contar con un mejor control de las inundaciones, que incluyen los programas de seguridad de presas, cauces y otras estructuras, los programas ambientales, programas de comunicación y sistemas de alertamiento, programas de reubicación, de manejo de cuencas, de aseguramiento de las estructuras y probablemente uno de los más importantes de todos, el programa de convivencia con las inundaciones, que pretende enseñar al hombre a convivir con la naturaleza en especial con las zonas inundables, en lugar de tratar de modificar la misma con soluciones complejas y costosas y finalmente, el plan de atención de una emergencia.

1.3.7 GUZMAN, I; WATSON, F.; VILLAGRA, K. & CASASOLA, R., 2017

La Vicerrectoría de Investigación del Instituto Tecnológico de Costa Rica en el 2017, realizó el estudio “Modelación Hidrodinámica y Morfológica del Río La Estrella, Limón” con el fin de entender el comportamiento del Río La Estrella por medio del modelado hidrodinámico y de transporte de sedimentos.

Como se sabe, la Vertiente Atlántica es una zona altamente vulnerable a inundaciones donde, a causa de su topografía y cambios en el uso de la tierra, se ha debilitado la capacidad de retención de agua en las cuencas y en consecuencia se ha aumentado la capacidad destructiva de las descargas extremas en los ríos.

Dentro de las principales cuencas afectadas se encuentra la del Río La Estrella, principalmente en la parte baja, donde se localiza el Valle de la Estrella. En esta zona, se ha observado un aumento en la frecuencia y magnitud de los desbordamientos, una constante acumulación de sedimentos provenientes de las partes más altas y una inestabilidad en la dinámica del cauce. Esto ha aumentado la vulnerabilidad, ante los impactos por inundación y arrastre de sedimentos, tanto de sus habitantes, actividades productivas y ecosistemas que interactúan en esta área. En este proyecto se hace una evaluación de la hidrodinámica y transporte de sedimentos en la parte baja del río La Estrella (desde el Valle de la Estrella hasta la desembocadura) por medio de los modelos matemáticos HEC-RAS e IBER en una y dos dimensiones, logrando un mejor entendimiento del comportamiento del río, identificando condiciones y puntos críticos de flujo y transporte de

sedimentos, y simulando posibles situaciones ante escenarios basados en ocurrencia de eventos extremos útiles para una adecuada gestión de la cuenca.

Se realizó una modelación en 2D, procesando para ello caudales máximos del río, estructurado del DEM, generación de hidrogramas unitarios sintéticos, modelación hidráulica en HEC RAS e IBER, transporte de sedimentos y modelado de turbulencia.

Las secciones críticas de inundación se presentaron en los terrenos de la Vesta (Dique en la margen derecha y sobre el puente peatonal), 500 m aguas debajo de la confluencia con el Río Suruy, sobre los terrenos de cultivo de la empresa de frutas Standard Fruit Company, sobre el puente ferroviario en Atalanta, puente en Pandora, tributario del Río Niñey y sobre el mismo Río La Estrella sector de Bonifacio.

El Río La Estrella mantiene un régimen muy dinámico de flujo, con cursos de agua serpenteadas (meandros) debido a las bajas pendientes presentes en la parte baja de la cuenca y con deposición de sedimentos en las partes convexas del meandro y erosión de bancos en las partes cóncavas.

El estudio propuso una serie de obras de infraestructura en zonas vulnerables por su importancia económica y humana.

Los modelos en dos dimensiones (HEC-RAS e IBER) utilizados para obtener escenarios en periodos de retorno de 10 y 50 años, permitieron identificar 9 puntos de riesgo de inundación, resultados que se complementaron con la modelación de transporte de sedimentos, donde se logró visualizar puntos de erosión y deposición de material y que eventualmente podrían estar ocasionando condiciones para intensificar los efectos de las crecidas.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Definir el comportamiento hidráulico espacial del Río Caño Seco bajo régimen permanente y flujo gradualmente variado a fin de estimar los tirantes normales máximos alcanzados durante el desarrollo de tormentas concentradas, permitiendo así establecer las obras de mitigación a posibles inundaciones por pérdida de capacidad en el lecho fluvial.

1.4.2 Objetivos Específicos

- 1- Realizar un estudio geomorfológico del río mediante análisis de fotointerpretación y levantamiento topográfico a través de vuelos aéreos no transportados a fin de obtener la topografía y forma del cauce del río en estudio.
- 2- Establecer las condiciones hidrometeorológicas, su variación espacial y temporal a partir de registros en estaciones meteorológicas representativas para aproximar el patrón de ingresos de agua al área de influencia directa de la zona de estudio.
- 3- Realizar el modelo hidráulico de máximas avenidas a flujo permanente y gradualmente variado para predecir los tirantes normales de inundación sobre los bancos naturales del cauce del río.
- 4- Definir de manera esquemática las obras de protección ante posibles eventos de desbordamiento por caudales máximos; ello con el fin de prevenir futuros desastres sobre las zonas de estudio.

Capítulo 2. Marco Teórico.

2.1. Morfometría de una cuenca hidrográfica

Una cuenca es el área de terreno que drena hacia una corriente en un lugar dado. Para describir como varían los diferentes procesos de agua superficial dentro de una tormenta a través del tiempo, se supone que una precipitación de intensidad constante empieza y continúa indefinidamente en la cuenca. La precipitación contribuye a varios procesos de almacenamiento y flujo.

Para los hidrólogos se destaca el empleo de la cuenca hidrográfica o cuenca de drenaje, por la simplicidad que ofrecen en la aplicación del balance hídrico. Según Viessman, Harbaugh, Knapp (1972), la cuenca hidrográfica es toda el área drenada por un curso de agua o por un sistema de cursos de agua, cuyas aguas concurren a un punto de salida; en otras palabras se puede decir que la cuenca de drenaje, es el área que contribuye a la escorrentía y que proporciona todo o parte del flujo del cauce principal y sus tributarios.

De acuerdo a Ven Te et al. (2005), las características físicas y funcionales de una cuenca hidrográfica pueden ser definidas como los diversos factores que determinan la naturaleza de la descarga de un curso de agua. El conocimiento de esas características es muy importante por las siguientes razones:

- a) Para establecer comparaciones entre cuencas hidrográficas
- b) Para interpretar de forma clara los fenómenos pasados
- c) Para efectuar previsiones de descarga de un río.

Estos factores que determinan la naturaleza de descarga de los ríos, pueden ser agrupados en factores que dependen de las características físicas y de uso de la cuenca hidrográfica o factores fisiográficos y factores que dependen del clima, factores climáticos.

2.1.1 Características físicas de la cuenca

i. Límite de la cuenca

Toda cuenca está limitada por una línea formada por los puntos de mayor nivel topográfico, llamada divisoria, que divide las precipitaciones que caen en cuencas vecinas y que encamina la

escorrentía superficial resultante para uno u otro sistema fluvial. La divisoria sigue una línea rígida alrededor de la cuenca, atravesando el curso de agua solamente en el punto de salida y uniendo los puntos de cota máxima entre cuencas, lo que no impide que en el interior de una cuenca existan picos aislados con cotas superiores a algunos puntos de la divisoria (Mejía, 2001).

El flujo de agua en una cuenca está compuesto del agua que alcanza los cauces luego de haber escurrido superficialmente, así como del agua que llega al cauce después de haber recorrido caminos subsuperficiales y subterráneos.

Existe una divisoria de aguas subterráneas, la cual lo determina la estructura geológica del terreno, siendo muchas veces influenciado por la topografía. La divisoria freática establece los límites de los depósitos de agua subterránea de donde proviene el flujo base de la cuenca y difícilmente coinciden con el divisor topográfico. Debido a la dificultad de determinarse con exactitud la divisoria freática, dado que no es fijo, mudando de posición con las fluctuaciones del nivel freático, se acostumbra considerar que el área de la cuenca de drenaje es aquella determinada por el divisor topográfico.

ii. Área de la cuenca

Área de drenaje es el área plana (proyección horizontal) comprendido dentro del límite o divisoria de aguas. El área de la cuenca es el elemento básico para el cálculo de las otras características físicas y es determinado actualmente mediante sistemas de información geográficos (Rafael, 2008), expresando sus áreas en km^2 o hectáreas. Es importante mencionar que cuencas hidrográficas con la misma área pueden tener comportamientos hidrológicos completamente distintos en función de los otros factores que intervienen.

iii. Forma de la cuenca

La forma superficial de una cuenca hidrográfica es importante debido a que influye en el valor del tiempo de concentración, definido como el tiempo necesario para que toda la cuenca contribuya al flujo en la sección en estudio, a partir del inicio de la lluvia o, también, el tiempo que tarda el agua, desde los límites de la cuenca, para llegar a la salida de la misma. En general las cuencas

hidrográficas de grandes ríos presentan la forma de una pera, pero las cuencas pequeñas varían mucho de forma, dependiendo de su estructura geológica (Mejía, 2001).

Existen varios índices utilizados para determinar la forma de las cuencas, buscando relacionarlas con formas geométricas conocidas; así el coeficiente de compacidad la relaciona con un círculo y el factor de forma con un rectángulo.

a. Coeficiente de compacidad

Conocida también como el índice de Gravelius (K_c), el cual es la relación entre el perímetro de la cuenca (P en km) y la circunferencia de un círculo de área igual a la de la cuenca (A en km^2).

El coeficiente de compacidad representa la relación entre el perímetro de la hoya y el de una circunferencia de área igual a la cuenca. Este índice es estimado a través de la siguiente fórmula:

$$A = \pi R^2$$

$$R = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi R} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Este coeficiente es un número adimensional que varía con la forma de la cuenca, independiente de su tamaño; cuanto más irregular es la cuenca, mayor será el coeficiente de compacidad. Un coeficiente mínimo igual a la unidad correspondería a una cuenca circular. Si los otros factores fueran iguales, la tenencia para mayores caudales, en la cuenca, será más acentuada cuando el coeficiente sea más próximo a la unidad.

b. Factor de forma

El factor de forma (K_f) es la relación entre el ancho medio y la longitud axial de la cuenca. La longitud axial de la cuenca (L) se mide siguiendo el curso del agua más largo desde la desembocadura hasta la cabecera más distante en la cuenca. El ancho medio (\bar{L}) se obtiene dividiendo el área de la cuenca por la longitud de la cuenca.

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

Este factor indica la mayor o menor tendencia de avenidas en una cuenca. Una cuenca con factor de forma bajo está menos sujeta a inundaciones que otra del mismo tamaño pero con mayor factor de forma. Esto se debe al hecho de que una cuenca estrecha y larga, con factor de forma bajo, hay menos posibilidad de ocurrencia de lluvias intensas cubriendo simultáneamente toda su extensión; y también la contribución de los tributarios alcanza el curso de agua principal en varios puntos a lo largo del mismo, alejándose, por lo tanto, de la condición ideal de la cuenca circular donde la concentración de todo el flujo de la cuenca se da en un solo punto.

Cuadro 1. Valores interpretativos del factor de forma

Valores Aproximados	Forma de la Cuenca
> 0.22	Muy alargada
0.22 - 0.300	Alargada
0.300 - 0.37	Ligeramente alargada
0.37 - 0.450	Ni alargada ni ensanchada
0.45 - 0.60	Ligeramente Ensanchada
0.60 - 0.80	Ensanchada
0.80 - 1.20	Muy Ensanchada
> 1.200	Rodeando el Desagüe

Fuente: Delgadillo, A. & Moreno, A., 2008

iv. Sistema de drenaje

El sistema de drenaje de una cuenca está constituido por el cauce principal y sus tributarios; el estudio de sus ramificaciones y el desarrollo del sistema es importante, pues indica la mayor o la menor velocidad con que el agua deja la cuenca hidrográfica.

Tipos de corrientes

Una forma de clasificar los cursos de agua es tomar como base la permanencia del flujo con lo que se determina dos tipos:

1) **Perennes**, que contienen agua durante todo el tiempo, el nivel freático mantiene una alimentación continua y no desciende nunca por debajo del nivel de agua en el cauce, aun en épocas de sequía muy severas. 2) **Intermitentes**, en general, escurren durante las estaciones lluviosas y secan durante el periodo de estiaje. Transportan la escorrentía superficial y el agua subterránea, dado que el nivel freático se mantiene por encima del nivel del lecho del cauce, lo que no sucede en la época de estiaje, cuando el nivel freático se encuentra por debajo del nivel del lecho del río.

Densidad de drenaje

Una buena indicación del grado de desarrollo de un sistema de drenaje está dado por el índice llamado densidad de drenaje D_d . Este índice está expresado por la relación entre la longitud total, (L), de los cursos de agua (sean estas efímeras, intermitentes o perennes) de una cuenca y el área total (A).

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

La densidad de drenaje alta se asocia con “materiales impermeables a nivel subsuperficial, vegetación dispersa y relieves montañosos” además de ello indica que la cuenca posee suficiente drenaje para cuando se presentan las tormentas. Una cuenca bien drenada generaría poca oportunidad de darle tiempo a la escorrentía superficial de infiltrarse y percolar a nivel subterráneo, de allí que los acuíferos de estas regiones son de bajos rendimientos o en su defecto el volumen de recarga es muy pobre (Ruiz, 2001).

Por el contrario una densidad de drenaje baja refleja una cuenca “pobrementemente drenada con una respuesta hidrológica muy lenta” igualmente sugiere materiales duros y resistentes desde el punto de vista litológico.

Cuadro 2. Valores interpretativos de la densidad de drenaje

Densidad de Drenaje (Km/Km ²)	Categoría
< 1	Baja
1 a 2	Moderada
2 a 3	Alta
> 3	Muy Alta

v. El relieve

El relieve de una cuenca hidrográfica tiene gran influencia sobre los factores meteorológicos e hidrológicos, pues la velocidad de la escorrentía superficial es determinada por la pendiente de la cuenca, mientras que la temperatura, la precipitación, la evaporación, etc. son funciones de la altitud de la cuenca. Es muy importante, por lo tanto, la determinación de las curvas características del relieve de una cuenca hidrográfica.

i. Pendiente de la cuenca

La pendiente de la cuenca controla en buena parte la velocidad con que se da la escorrentía superficial, afectando por lo tanto el tiempo que lleva el agua de la lluvia para concentrarse en los lechos fluviales. La magnitud de los picos de avenida y la mayor o menor oportunidad de infiltración y susceptibilidad de erosión de los suelos dependen de la rapidez con que ocurre la escorrentía sobre los suelos de la cuenca.

La pendiente media de la cuenca se calcula por el método de Alvord (Guevera & Cartaya, 2001), el cual se muestra a continuación:

$$S_c = \left(\frac{\sum li * eq}{A} \right) * 100$$

donde:

$\sum li$ = Sumatoria de todas las longitudes de las curvas de nivel en km

eq = Equidistancia entre curvas en km. Por ejemplo en un mapa a escala 1:25000 la equidistancia será igual 0.1 km; debido a la separación de las curvas cada 100 m.

A = Área de la cuenca (km²)

Cuadro 3. Característica cualitativa del relieve de una cuenca de acuerdo a su pendiente

Pendiente media (%)	Terrenos
0-2	Llano
2-5	Suave
5-10	Accidentado medio
10-15	Accidentado
15-25	Fuertemente accidentado
25-50	Escarpado
>50	Muy escarpado

Fuente: Pérez, J. (1979)

ii. Elevación media de la cuenca

La variación de la altitud y la elevación media de una cuenca son, también, importantes por la influencia que ejercen sobre la precipitación, sobre las pérdidas de agua por evaporación, transpiración y, consecuentemente, sobre el caudal medio.

Variaciones grandes de altitud conllevan diferencias significativas en la precipitación y la temperatura media, la cual, a su vez, causan variaciones en la evapotranspiración.

La elevación media es determinada por medio de un rectángulo de área equivalente a la limitada por la curva hipsométrica y los ejes coordenados. Para ello, se utiliza la ecuación:

$$E = \frac{\sum e a}{A}$$

donde:

- E = Elevación media
- e = Elevación media entre dos curvas de nivel consecutivas
- a = Área entre las curvas de nivel
- A = Área total de la cuenca

iii. Curva hipsométrica

Representación gráfica del relieve medio de una cuenca. Representa el estudio de la variación de la elevación de las diferentes superficies de la cuenca con referencia al nivel medio del mar. Esta variación puede ser indicada por medio de un gráfico que muestra el porcentaje del área de drenaje que existe por encima o por debajo de las diferentes elevaciones.

La curva hipsométrica puede ser determinada por el método de las cuadrículas o midiéndose las áreas entre las curvas de nivel.

2.2. Análisis de factores climáticos

2.2.1 Tipo o forma de precipitación

El tipo o forma de precipitación influye sobre la variación del caudal de un río. Una precipitación en forma de lluvia con intensidad y magnitud suficiente para influenciar en la escorrentía es sentida

casi inmediatamente, mientras que una precipitación en forma de nieve, sin alcanzar la temperatura de fusión no será sentida.

2.2.2 Intensidad de lluvia

Cuando la intensidad de lluvia excede la tasa de infiltración del suelo, ocurre escorrentía superficial. Cuanto mayor sea la intensidad de lluvia mayor será el caudal del curso de agua. Se puede concluir que después de sobrepasada la capacidad de infiltración, la escorrentía superficial crecerá rápidamente con el aumento de la intensidad de lluvia. Sin embargo, el aumento del caudal del río no es proporcional al incremento del exceso de lluvia por causa del efecto de retardo resultante del proceso de acumulación.

2.2.3 Duración de la precipitación

Precipitaciones con duración por debajo del tiempo de concentración de la cuenca, independientemente de la intensidad, tendrán prácticamente el mismo periodo de escorrentía superficial, mientras que para lluvias más largas, el periodo de escorrentía será mayor. Otro efecto de la duración de la precipitación es que la capacidad de infiltración decrece durante la lluvia.

2.2.4 Distribución de la precipitación en una cuenca

La distribución uniforme de la precipitación, sobre una cuenca, sucede raramente. Para pequeñas cuencas, los caudales picos ocurren para lluvias de gran intensidad que cubren pequeñas áreas mientras que para cuencas grandes, los caudales picos ocurren para lluvias de baja intensidad. Por ejemplo, dos cuencas de la misma área, de la misma precipitación promedio sobre su área, y de la misma altura pluviométrica (isoyetas) de dos lluvias. Asumiendo todo ello, las alturas totales de lluvia sean prácticamente iguales, los hidrogramas resultantes pueden ser muy diferentes. Si las isoyetas indican lluvias mayores y van descendiendo hacia aguas abajo en una de las cuencas; mientras en la otra, las isoyetas se presentan en forma invertida, es decir la mayor precipitación se da en la parte baja, lo cual puede indicar que la capacidad de infiltración fue grandemente excedida. Para medir este factor, se define el coeficiente de distribución, CD, como el cociente entre la precipitación máxima en cada punto y la precipitación media en la cuenca. Cuanto mayor fuera CD, mayor será la escorrentía superficial máxima.

2.2.5 Precipitación anterior y humedad del suelo

El tenor de humedad de las capas superficiales del suelo tiene influencia en la capacidad de infiltración y también en la determinación de la posibilidad, o no, del incremento de agua en el suelo. Cuando la humedad del suelo es alta, la capacidad de infiltración es baja y la cuenca de drenaje es susceptible a inundaciones. De otro lado, cuando el tenor de humedad del suelo alcanza la capacidad retentiva del suelo, el agua de infiltración llegará hasta el nivel freático. O sea una lluvia que cae poco después de otra anterior, puede causar un caudal pico considerable, mientras que la misma lluvia precipitando luego de un periodo seco, no producirá caudales de consideración.

Un área de bosque tropical que posee una capa espesa de residuos de hojas, ramas y hierbas, puede soportar una precipitación tan alta, sin que ocurra escorrentía superficial; esa misma área, en caso de que fuese talada y transformada en centro poblado, puede compactarse por el tráfico de personas y animales y por la misma lluvia, resultando una escorrentía superficial capaz de provocar una avenida. Por otro lado, un campo abierto que sea substituida por un cultivo de cobertura vegetal densa, puede dar al suelo una mayor capacidad de infiltración y así reducir la escorrentía superficial.

2.2.6 Precipitación media sobre un área

Para calcular la precipitación media en una superficie cualquiera, es necesario utilizar las observaciones dentro de esa superficie y sus vecindades. Se acepta que la precipitación media es la lámina de agua de altura uniforme sobre toda el área considerada, haciendo referencia a un periodo de tiempo dado, como un día, mes, año. Esto es solo una abstracción, debido a que la lluvia real obedece a distribuciones espaciales mucho más complejas y variables, inclusive, temporalmente. La única forma de conocer esa distribución real sería instalando un número muy grande de pluviómetros en el área, cosa que sería inviable económica y operacionalmente. Se trabaja, entonces, con muestras reducidas cuya información debe ser aprovechada al máximo, ponderando sus valores, o sea dando pesos diferentes a cada una de ellas en el cálculo de la media (Mejía, 2001).

i. Método aritmético

Consiste en promediar los valores de precipitación registrados en las estaciones existentes dentro de la cuenca. Este método da resultados satisfactorios si las estaciones se encuentran uniformemente distribuidos y sus mediciones individuales no varían de manera considerable de la media.

ii. Método de los polígonos de Thiessen

Si se tiene en cuenta que algunos de los pluviómetros son más representativos que otros para un área determinada, dentro de la cuenca, pueden asignársele pesos relativos para el cálculo del promedio del área. El método de Thiessen establece que en cualquier punto de la cuenca la lluvia es igual a la que se registra en el pluviómetro más cercano, cuya influencia abarca hasta la mitad de la distancia a la siguiente estación en cualquier dirección. Los pesos relativos de cada pluviómetro se determinan de las correspondientes áreas de influencia de una red de polígonos de Thiessen, cuyas fronteras están formadas por las bisectrices perpendiculares a las líneas que unen pluviómetros adyacentes. Si existen "n" pluviómetros, la precipitación media puede calcularse con la ecuación:

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i P_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

En la ecuación, A_i es el área de influencia de cada estación dentro de la cuenca y P_i la precipitación registrada en cada estación. El método de Thiessen es rígido debido a que se tiene que construir una nueva red de polígonos cada vez que haya un cambio en la red pluviométrica, tal como ocurre cuando falta información en alguno de ellos. Además el método de Thiessen no toma en cuenta los efectos orográficos de la lluvia que se presentan debido a los cambios de altitud.

iii. Método de las isoyetas

Depende del criterio del hidrólogo, permitiendo introducir en el trazado del mapa todo el conocimiento que se tiene de la región, incluyendo la topografía, régimen de los vientos, etc. El procedimiento consiste en trazar líneas de igual precipitación mediante la interpolación entre los valores puntuales en cada estación. Después de escribir los totales de lluvia en cada estación, se

unen estas con líneas rectas sobre las cuales se interpolan linealmente, los valores de lluvia para los cuales se pretenden trazar las isoyetas. Con esos puntos se procede al trazado de las isolíneas, como si fuesen curvas de nivel. Como norma general, las isoyetas deben seguir, aproximadamente, las curvas de nivel, nunca cortándolas en ángulo recto.

Para el cálculo de la precipitación media, se determina el área delimitada por dos isoyetas, que se usa como elemento de ponderación.

$$\bar{P} = \frac{\sum P_i A_i}{\sum A_i}$$

Siendo P_i la media entre las dos isoyetas que delimitan el área A_i . El método de las Isoyetas es flexible y el conocimiento de los patrones de tormenta puede influir en la gráfica de las mismas, pero es necesaria una red de estaciones más o menos densa para construir correctamente el mapa de isoyetas de una lluvia compleja.

2.3. Pruebas de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste, consiste en comprobar gráfica y estadísticamente, si la frecuencia empírica de la serie analizada, se ajusta a una determinada función de probabilidades teórica seleccionada a priori, con los parámetros estimados con base en los valores muestrales.

Las pruebas estadísticas, tienen por objeto medir la certidumbre que se obtiene al hacer una hipótesis estadística sobre una población, es decir, calificar el hecho de suponer que una variable aleatoria, se distribuya según una cierta función de probabilidades. Las pruebas de bondad de ajuste más utilizadas son:

- Ajuste gráfico
- Ajuste estadístico (Chi – cuadrado y Smirnov Kolmogorov)

2.3.1 Prueba de Smirnov-Kolmogorov

La prueba de ajuste de Smirnov - Kolmogorov, consiste en comparar las diferencias existentes, entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor máximo del valor absoluto, de la diferencia entre el valor de la recta teórica del modelo, es decir:

$$\Delta = \text{máx} |F(x) - P(x)|$$

donde:

Δ = Estadístico de Smirnov-Kolmogorov, cuyo valor es igual a la diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica.

$F(x)$ = Probabilidad de la distribución teórica

$P(x)$ = Probabilidad experimental o empírica de los datos, denominada también frecuencia acumulada.

El estadístico Δ tiene su función de distribución de probabilidades.

Si Δ_0 es un valor crítico para un nivel de significación α , se tiene que:

$$P [\text{máx}|F(x) - P(x)| \geq \Delta_0] = \alpha$$

$$P (\Delta \geq \Delta_0) = \alpha$$

también:

$$P (\Delta < \Delta_0) = 1 - \alpha$$

El procedimiento para efectuar el ajuste, mediante el estadístico de Smirnov-Kolmogorov, es el siguiente:

1ero. Calcular la probabilidad empírica o experimental $P(x)$ de los datos, para esto usar la fórmula de Weibull:

$$P(x) = \frac{M}{N + 1}$$

donde:

$P(x)$ = Probabilidad empírica o experimental

M = Número de orden

N = Número de datos

2do. Calcular la probabilidad teórica $F(x)$:

Para el caso de utilizar el procedimiento de los modelos teóricos, usar la ecuación de la función acumulada $F(x)$, o tablas elaboradas para tal fin.

Si se quiere aplicar el procedimiento gráfico, se utiliza un papel probabilístico especial donde $F(x)$, puede representarse como una línea recta, por lo cual, se puede trazar con solo 2 puntos, pero si se quiere chequear que es una recta, se pueden plotear 3 puntos, por ejemplo para el caso de una distribución normal, los puntos:

Valor	Probabilidad %
X	50
X + S	80.13
X - S	15.87

representados en un papel de probabilidad normal, forman una recta.

3ero. Calcular las diferencias $P(x) - F(x)$, para todos los valores de x

4to. Seleccionar la máxima diferencia:

$$\Delta = \max |F(x) - P(x)|$$

5to. Calcular el valor crítico del estadístico Δ , es decir, Δ_0 , para un $\alpha = 0.05$ y N igual al número de datos. Los valores de Δ_0 , se muestran en una tabla teórica de Smirnov – Kolmogorov.

6to. Comparar el valor del estadístico Δ , con el valor crítico Δ_0 de la tabla teórica, con los siguientes criterios de decisión deducidos de la ecuación inicial:

Si $\Delta < \Delta_0 \Rightarrow$ el ajuste es bueno, al nivel de significación seleccionado.

$\Delta \geq \Delta_0 \Rightarrow$ el ajuste no es bueno, al nivel de significación seleccionado, siendo necesario probar con otra distribución

Las ventajas de emplear Smirnov-Kolmogorov no requiere un conocimiento a priori de la función de distribución teórica. Es aplicable a distribuciones de datos no agrupados, es decir, no se requiere hacer intervalos de clase.

Es aplicable a cualquier distribución teórica.

Se aplica en la función de distribución acumulada y no en la función de densidad.

Comparándola con la prueba Chi-cuadrado, no se requiere que la frecuencia absoluta de cada clase, sea igual o mayor que 5. De esto, se puede inferir q no es una prueba exacta, sino una prueba aproximada.

2.4. Análisis de frecuencias de variables hidrológicas

El hidrólogo generalmente tendrá disponible un registro de datos hidrometeorológicos (precipitación, caudales, evapotranspiración, temperaturas, etc.), a través de su conocimiento del problema físico, escogerá un modelo probabilístico a usar, que represente en forma satisfactoria el comportamiento de la variable.

Para utilizar estos modelos probabilísticos, se deben calcular sus parámetros y realizar **la prueba de bondad de ajuste**, un esquema de este proceso se muestra en la Figura 1.

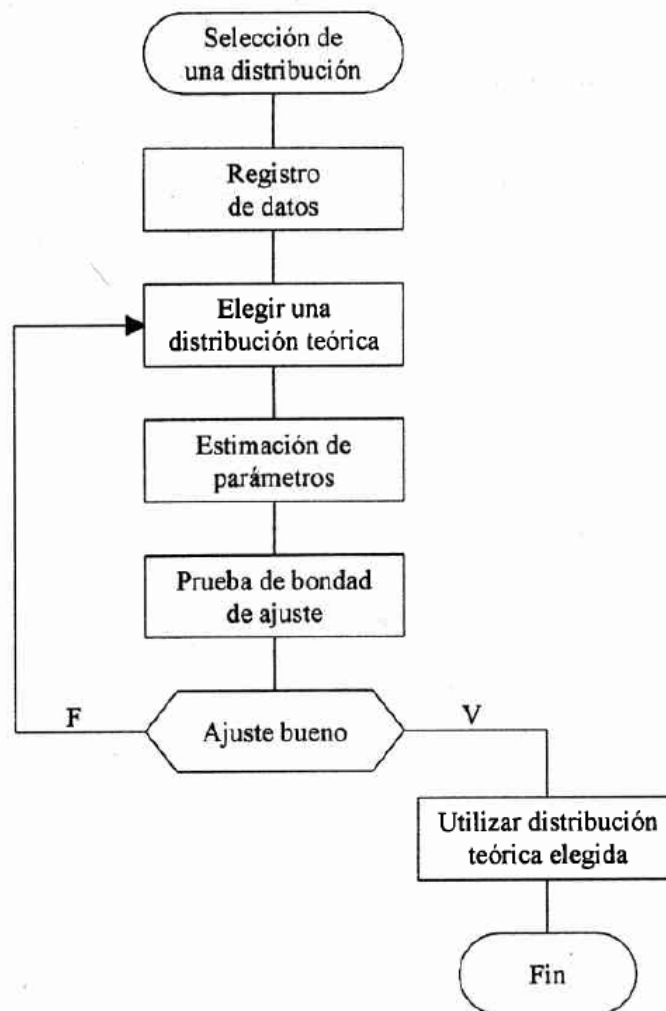


Figura 1. Proceso de selección de una distribución teórica (tomado de Villón, M., 2011)

Si el ajuste es bueno, se puede utilizar la distribución elegida, una vez encontrada la ley de distribución que rige a las variables aleatorias, además, se podrá predecir con determinada probabilidad, la ocurrencia de una determinada magnitud, de un fenómeno hidrometeorológico. También se podrá determinar la magnitud de un fenómeno para un determinado periodo de retorno.

Las distribuciones teóricas comúnmente utilizadas en Hidrología, son entre otras:

Distribución normal.

Distribución log-normal de 2 ó 3 parámetros.

Distribución gamma de 2 ó 3 parámetros.

Distribución log-Pearson tipo III.

Distribución Gumbel.

Distribución log-Gumbel.

2.4.1 Distribución Normal o Gaussiana

1. Función densidad

Se dice que una variable aleatoria X, tiene una distribución normal, si su función densidad, es:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}S} \text{EXP} \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \bar{X}}{S} \right)^2 \right] \quad \dots (6.1)$$

ó

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}S} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \bar{X}}{S} \right)^2} \quad \dots (6.2)$$

para $-\infty < x < \infty$

donde:

- f(x) = Función densidad normal de la variable x
- x = Variable independiente
- \bar{X} = Parámetro de localización, igual a la media aritmética de x
- S = Parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x
- EXP = Función exponencial con base e, de los logaritmos neperianos

Cuando la variable aleatoria X, se distribuye normalmente con media $\mu = \bar{X}$ y varianza ($\sigma^2 = S^2$), se denota de la siguiente forma:

$$X \sim N(\bar{X}, S^2)$$

El gráfico de la función densidad de la distribución normal se muestra en la Figura 2, y es como se observa en la figura, una función continua y simétrica con respecto a \bar{X} .

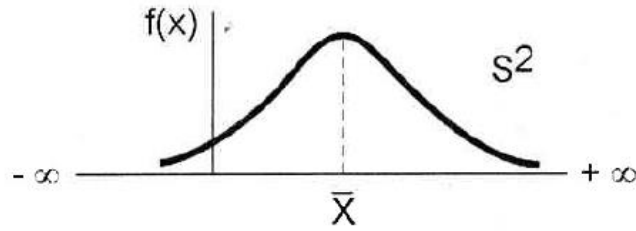


Figura 2. Función densidad de la distribución normal (tomado de Villón, M., 2011)

$$Z = \frac{x - \bar{X}}{S}$$

La función densidad de Z , se llama función densidad de la distribución normal estándar y tiene la siguiente expresión:

$$f(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \text{EXP} \left[-\frac{Z^2}{2} \right]$$

$$f(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{Z^2}{2}}$$

para $-\infty < Z < \infty$

Los valores de $f(x)$ o $f(Z)$, pueden ser fácilmente evaluados para un valor dado de x o de Z por las ecuaciones (6.2) ó (6.5), respectivamente.

El gráfico de la función densidad de la distribución normal estándar, se muestra en la Figura 3.

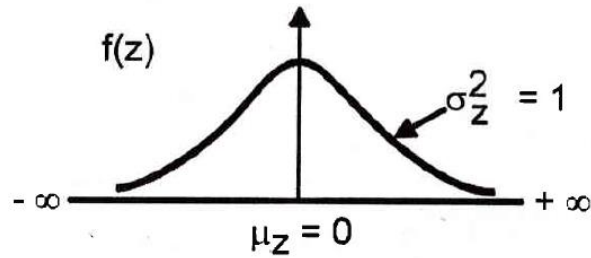


Figura 3. Función densidad de la distribución normal estándar (tomado de Villón, M., 2011)

Una característica fundamental de la distribución normal estándar es que tiene $\mu_z = 0$ y $\sigma_z^2 = 1$, es decir:

$$Z \sim N(0,1)$$

2. Cálculo de la inversa de la distribución normal estándar

Una aproximación para el cálculo de la inversa de la distribución normal estándar, con un error menor que 4.5×10^{-4} , se calcula con las ecuaciones:

$$Z = \frac{c_0 + c_1 x w + c_2 x w^2}{1 + d_1 x w + d_2 x w^2 + d_3 x w^3} - w$$

para $0 < FZ \leq 0.5$

$$Z = w - \frac{c_0 + c_1 x w + c_2 x w^2}{1 + d_1 x w + d_2 x w^2 + d_3 x w^3}$$

para $0.5 < FZ < 1$

donde:

$$w = \sqrt{\ln\left(\frac{1}{FZ^2}\right)}$$

para $0 < FZ \leq 0.5$

$$w = \sqrt{\ln\left(\frac{1}{(1 - FZ)^2}\right)}$$

para $0.5 < FZ < 1$

c0 = 2.515517: c1 = 0.802853: c2 = 0.010328
 d1 = 1.432788: d2 = 0.189269: d3 = 0.001308
 FZ = Función acumulada de la distribución normal estándar
 Z = Ordenada inversa de la distribución normal estándar

3. Estimación de parámetros, métodos de momentos y máxima verosimilitud

Para estimar los parámetros de la distribución teórica se pueden usar el método de momentos ó el método de máxima verosimilitud.

La distribución normal, es la única función de distribución, que produce los mismos resultados de los parámetros, estimados por el método de momentos y máxima verosimilitud, los parámetros obtenidos son los siguientes:

$$\bar{X} = \mu = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i$$

$$S = \sigma = \left[\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

donde:

\bar{X} = es el estimado de la media, llamado también parámetro de posición
 S = es el estimado insesgado de la desviación estándar o parámetro de escala

4. Estimación de parámetros, método de los momentos lineales

Los parámetros de la distribución normal, estimados por el método de momentos lineales son:

$$\bar{X} = \mu = \lambda_1$$

$$S = \sqrt{\pi} \lambda_2$$

donde:

λ_1 = Primer momento lineal que se calcula con la ecuación (3.51)

λ_2 = Segundo momento lineal que se calcula con la ecuación (3.52)

$$\lambda_1 = \frac{1}{C_1^n} \sum_{i=1}^n X_i$$

$$\lambda_2 = \frac{1}{2} \frac{1}{C_2^n} \sum_{i=1}^n (C_1^{i-1} - C_1^{n-1}) X_i$$

2.4.2 Distribución Log-normal

Las distribuciones logarítmicas más conocidas en hidrología son la log-normal, log-Pearson tipo III y log-Gumbel. Por ejemplo, si la variable aleatoria X , tiene una distribución log-normal, esto significa que $Y = \ln X$, tiene una distribución normal. Análogamente, si X es una variable aleatoria log-Pearson tipo III, $Y = \ln X$, es una variable aleatoria Pearson tipo III. También, si la variable aleatoria X , tiene una distribución log-Gumbel, $Y = \ln X$, es una variable aleatoria Gumbel. Es posible una generalización, en el caso que se introduzca un límite inferior x_0 en cuyo caso el $\ln X$, anteriores, es sustituido por $\ln(X - x_0)$.

Distribución Log-normal de 2 parámetros

La variable aleatoria X , es positiva y el límite inferior x_0 no aparece.

La variable aleatoria: $Y = \ln X$, es normalmente distribuida con media μ_y y varianza σ_y^2 .

Se usan estos parámetros para especificar que la distribución es logarítmica, puesto que también puede usarse la media y la varianza de X .

1. Función densidad

Se dice que una variable aleatoria X , tiene una distribución log-normal de 2 parámetros, si su función de densidad de probabilidad, es:

$$f(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2} \quad \dots (6.24)$$

para $0 < x < \infty$
 $x \sim \log N(\mu_y, \sigma_y^2)$

donde:

μ_y , σ_y , son la media y desviación estándar de los logaritmos naturales de x , es decir de $\ln x$, y representan respectivamente, el parámetro de escala y el parámetro de forma de la distribución.

2. Función de distribución en términos de $y = \ln x$

Puesto que:

$$y = \ln x \Rightarrow dy = \frac{1}{x} dx \Rightarrow \frac{dx}{dy} = x$$

también, por las distribuciones acumuladas, se tiene:

$$f(y)dy = f(x)dx$$

$$f(y) = f(x) \frac{dx}{dy}$$

sustituyendo, resulta:

$$f(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2}$$

finalmente, reemplazando $y = \ln x$, se tiene:

$$f(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{y - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2}$$

para $-\infty < y < \infty$ y $y = \ln x$

$$y \sim N [\mu_y, \sigma_y^2]$$

siendo:

μ_y = Parámetro de escala

σ_y = Parámetro de forma

3. Estimación de parámetros, método de máxima verosimilitud

Utilizando el método de máxima verosimilitud, los parámetros μ_y y σ_y se obtienen, con las siguientes relaciones:

$$\mu_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i$$

$$\sigma_y^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \mu_y)^2$$

4. Estimación de parámetros, método de momentos lineales

Utilizando el método de momentos lineales, μ_y y σ_y^2 , se obtienen con las siguientes relaciones:

$$\mu_y = \lambda_1$$

$$\sigma_y = \sqrt{\pi} \lambda_2$$

donde:

λ_1, λ_2 = Primer y segundo momento lineal

Nota. Muchos registros hidrometeorológicos, tienen como valores de sus variables un valor igual a 0 (ejemplo, si no llueve la precipitación será 0). Al utilizar la distribución log-normal, cuando se toma logaritmos a estos valores, el resultado es $-\infty$. Para dar solución a este problema, se pueden hacer cualquiera de los siguientes artificios:

1. Sumar 1 a todos los datos

2. Sumar un valor pequeño a todos los datos (por ejemplo: 0.1, 0.01, 0.001, etc.)
3. Sustituir los ceros por un 1
4. Sustituir los ceros por un valor positivo pequeño
5. Ignorar todos los ceros del registro

Todas éstas soluciones, afectan los parámetros de la distribución log-normal; la solución 1 y 2, afectan el valor de μ_y , y 3, 4 y 5, afectan a μ_y y σ_y .

En la figura 6.7, se presenta la función densidad de la distribución log-normal de 2 parámetros, para varios valores de μ y σ^2 .

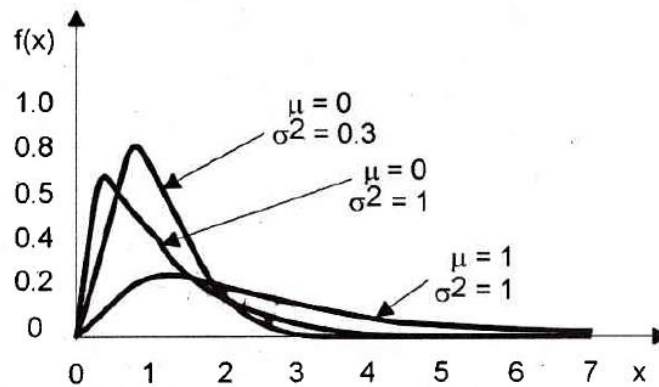


Figura 4. Distribución log-normal de 2 parámetros, con varios valores de μ y σ (tomado de Villón, M., 2011)

2.4.3 Distribución Gumbel

La distribución Gumbel, es una de las distribuciones de valor extremo, es llamada también Valor Extremo Tipo I, Fisher-Tippett tipo I ó distribución doble exponencial.

1. Función acumulada

La función de distribución acumulada de la distribución Gumbel, tiene la forma:

$$F(x) = EXP \left(-EXP \left(-\frac{x - \mu}{\alpha} \right) \right)$$

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{(x-\mu)}{\alpha}}}$$

para $-\infty < x < \infty$

donde:

$0 < \alpha < \infty$, es el parámetro de escala

$-\infty < \mu < \infty$, es el parámetro de posición, llamado también valor central o moda

2. Función densidad

Derivando la función de distribución acumulada (ecuación anterior), con respecto a x, se obtiene la función densidad de probabilidad, es decir:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx}$$

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \text{EXP} \left(-\frac{(x-\mu)}{\alpha} - \text{EXP} \left(-\frac{(x-\mu)}{\alpha} \right) \right)$$

ó

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}} - e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}}$$

para

$-\infty < x < \infty$

La variable aleatoria reducida Gumbel, se define como:

$$y = \frac{x-\mu}{\alpha}$$

con lo cual, la función densidad reducida Gumbel es:

$$g(y) = \text{EXP}(-y - \text{EXP}(-y)) = e^{-y - e^{-y}}$$

y la función acumulada reducida Gumbel, es:

$$G(y) = EXP(-EXP(-y)) = e^{-e^{-y}}$$

Los valores correspondientes x e y, están relacionados por:

$$F(x) = G(y)$$

y la relación:

$$y = \frac{x - \mu}{\alpha} \quad \text{ó} \quad x = \mu + \alpha y$$

3. Estimación de parámetros, método de momentos

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

Moda: $x \text{ moda} = \mu$

Media: $E(x) = \bar{X} = \mu + \alpha C$

donde C, es la constante de Euler, cuyo valor es:

$$C = n \rightarrow \infty \text{Lim} \left[1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \dots + \frac{1}{n} - \ln n \right]$$

$$C = 0.57721566490153286061 \dots$$

por lo tanto, de la ecuación (6.128), se tiene:

$$\bar{X} = \mu + 0.57721566490153286061 \alpha$$

Varianza: $E[(x - E(x))^2] = S^2 = \frac{\pi^2 \alpha^2}{6}$

de donde se obtiene:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S = 0.779696801 S$$

$$\mu = \bar{X} - 0.57721566490153286061 \alpha = \bar{X} - 0.45 S$$

Los parámetros de la distribución Gumbel α y μ , se calculan con las ecuaciones, en función de los parámetros \bar{X} y S de la muestra.

La distribución Gumbel, tiene un coeficiente de sesgo fijo, igual a 1.1396.

4. Estimación de parámetros, método de momentos lineales

Los parámetros de la distribución Gumbel, por el método de los momentos lineales se encuentran con las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = \frac{\lambda_2}{Ln 2}$$

$$\mu = \lambda_1 - 0.577215664901532861 \alpha$$

donde:

λ_1, λ_2 = Primer y segundo momento lineal

2.5 Transformación de precipitación neta a escorrentía directa (Transform Method)

Antes de realizar este método de transformación, se desarrolla la “separación de la lluvia neta o efectiva”. Para ello, se entiende que la precipitación caída va a generar escorrentía directa, el cual es el resultado de descontar de la precipitación, el agua interceptada por la vegetación, infiltrada en el suelo, almacenada en la superficie del mismo, evaporada desde diferentes superficies o transpirada a través de las plantas.

Para ello, existen diferentes modelos como:

- Déficit and Constant (modelo de déficit constante).
- Exponential (modelo exponencial)
- Green and Ampt (modelo de Green & Ampt)
- Gridded Deficit Constant (déficit constante asociado a celdas)
- Gridded SCS Curve Number (número de curva asociado a celdas)
- Gridded Soil Moisture Accounting (modelo SMA asociado a celdas)
- Initial and Constant (pérdidas iniciales y constantes)
- SCS Curve Number (número de curva del SCS)
- Smith Parlange (modelo de Smith Parlange)
- Soil Moisture Accounting (modelo SMA)

FALTA COMPLETARRR

A partir de lo anterior, la parte más importante del modelo de simulación hidrológica (Villón, 2011), lo constituyen los modelos para calcular la escorrentía directa producida por la precipitación neta, siendo algunas metodologías como:

- Fórmula racional clásica
- Clark Unit Hydrograph (hidrograma unitario sintético de Clark)
- Kinematic Wave (onda cinemática)
- ModClark (hidrograma unitario sintético modificado de Clark)
- SCS Unit Hydrograph (hidrograma unitario sintético del SCS)
- Snyder Unit Hydrograph (hidrograma unitario sintético de Snyder)

2.6 Tránsito de caudales

Es un procedimiento para determinar el tiempo y la magnitud del caudal (es decir, el hidrograma de caudal) en un punto de un curso de agua utilizando hidrogramas conocidos. El tránsito desarrollado básicamente es un *tránsito agregado de crecientes* (para flujo de crecientes), en el cual se calcula como una función del tiempo en un lugar en particular sin considerar el espacio, en cambio en un tránsito distribuido se calcula como función de tiempo y espacio.

Se conocen dos procedimientos generales para la solución del tránsito de avenidas: (1) el hidrológico y (2) el hidráulico. El método hidrológico consiste en aplicar el concepto de almacenamiento. En cambio, el hidráulico resuelve con la asignación de tránsito basada en los principios de masa y conservación de velocidad adquirida. Las técnicas de la asignación de tránsito hidráulicas son de tres tipos:

- i. La onda de la cinemática
- ii. La onda de difusión
- iii. La onda dinámica.

La onda dinámica es el modelo más completo de flujo del cauce abierto inseguro. La cinemática y onda de difusión son las aproximaciones convenientes y prácticas a la onda dinámica.

El **método de Muskingum** es un método de tránsito hidrológico que se usa comúnmente para manejar relaciones caudal – almacenamiento variable. Este método modela el almacenamiento volumétrico de crecientes en un canal de un río mediante la combinación del almacenamiento en cuña y prisma.

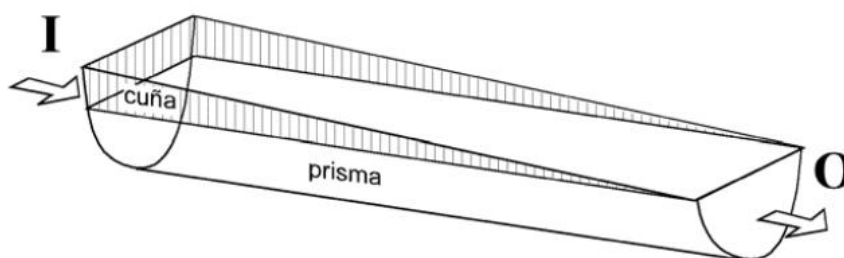


Figura 5. Almacenamiento en prisma y almacenamiento en cuña

Este método se desarrolló en los años treinta en relación con el plan de los esquemas de protecciones de avenidas en la Muskingum Río Cubeta, Ohio.

El método de Muskingum es basado en la ecuación del diferencial de almacenamiento, la cual se reproduce:

$$I - O = \frac{dS}{dt}$$

En un cauce ideal, el almacenamiento es una función del hidrograma de entrada y salida. En el método de Muskingum, el almacenamiento es una función lineal del hidrograma de entrada y salida; del gráfico el almacenamiento total vendría a ser la suma del almacenamiento en cuña y el almacenamiento por prisma:

$$S = K [XI + (1 - X) O]$$

donde:

- S = Volumen de almacenamiento, m³/s o m³
- I = Hidrograma de entrada, en m³/s
- O = Hidrograma de salida, en m³/s
- K = tiempo constante o coeficiente de almacenamiento, en horas o en segundos
- X = factor de peso (ponderación)

La ecuación de almacenamiento se desarrolló en 1938 y se ha usado ampliamente desde entonces. Es esencialmente una generalización del concepto del embalse lineal. De hecho, para $X = 0$, la ecuación se reduce a una ecuación para tránsito en embalses. En otros términos, el embalse tránsito lineal es un caso especial de Muskingum para $X = 0$.

Para derivar Muskingum se emplea también la ecuación de cambio de almacenamiento:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \Delta t = \frac{S_2 - S_1}{\Delta t}$$

Para un lapso de tiempo 1 y 2:

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

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

Combinando estas últimas ecuaciones, y resolviendo para O_2 se obtiene:

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

donde C_0 , C_1 y C_2 están en función de los coeficientes referidos a: t , K , y X como sigue:

$$C_0 = \frac{(\Delta t / K) - 2X}{2(1 - X) + (\Delta t / K)}$$

$$C_1 = \frac{(\Delta t / K) + 2X}{2(1 - X) + (\Delta t / K)}$$

$$C_2 = \frac{2(1 - X) - (\Delta t / K)}{2(1 - X) + (\Delta t / K)}$$

Consecuentemente $(C_0 + C_1 + C_2) = 1$, los coeficientes de la asignación de tránsito pueden interpretarse como pesos de los componentes.

Dado un hidrograma de entrada (I), una condición de flujo inicial (OI), un intervalo de tiempo escogido Δt , y conocido los parámetros K y X, los coeficientes de la asignación de tránsito pueden calcularse con las ecuaciones anteriores y el hidrograma de la salida con la ecuación de O_2 .

El coeficiente K es el tiempo de tránsito de una onda de creciente a través del tramo de canal.

El valor de X depende de la forma de almacenamiento por cuña modelado, el valor de X varía desde 0 hasta un valor de 0.5 para almacenamientos tipo embalse. En corrientes naturales, X se encuentra entre 0 – 0.3 con un valor medio cercano a 0.2. No se necesita una gran precisión en la determinación de X debido a que los resultados del método son relativamente insensibles al valor de este parámetro.

En el método de Muskingum, parámetros K y X son determinados por calibración que usa los archivos de hidrogramas de entrada y salida observados para un tramo del río. Suponiendo varios valores de X y utilizando valores conocidos de caudal de entrada y salida pueden calcularse valores sucesivos del numerador y denominador para la siguiente expresión, deducida de las primeras ecuaciones:

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

Los valores del numerador y denominador se grafican para cada intervalo de tiempo, con el numerador en la escala vertical. El valor de X que genera una curva cercana a la recta se toma como el valor correcto para X y K siendo K la pendiente de dicha recta.

Cuadro 4. Tránsito en cauce por el método de Muskingum

Tiempo	Caudal de Ingreso	Flujos Parciales (m3/s)			Caudal de Salida
(d)	(m3/s)	CoI2	C1I1	C2O1	(m3/s)
0					
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					
21					
22					
23					
24					
25					

Cuadro 5. Calibración de Muskingum Routing mediante los parámetros

Tiempo	Caudal de Ingreso	Caudal de Salida	Almacenamiento	Flujo calculado		
(d)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /S) - d	X = 0.1	X = 0.2	X = 0.3
0						
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7						
8						
9						
10						
11						
12						
13						
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						
21						
22						
23						
24						
25						

2.7 Modelación hidráulica 1D y 2D

Según Guzmán et al. (2017), refiere que en la hidrodinámica del flujo existen modelos que pueden ser uni- o bidimensionales. En 1D se calcula de una manera simple y media el nivel del agua en un canal abierto. Este método condensa una situación de flujo complicada (la cual es tridimensional) en un simple problema unidimensional, donde se asume que la sección transversal y la velocidad del fluido a una determinada profundidad son constantes. Al ser unidimensional los parámetros son promediados a lo largo de la profundidad y sección transversal por lo que los resultados que se obtienen son valores promedios. Las ecuaciones que describen el movimiento en una dimensión

del fluido son por lo general, la conservación de la masa y la energía y la segunda Ley de Newton (movimiento) (Jovanovic et.al. 2006). Así modelos en 1D proporcionan una idea generalizada, en el corto y mediano plazo, de la situación del río ante una descarga (Q).

En la publicación de Guarniz (2014), se indica que la modelación matemática del flujo de agua consiste en intentar conocer los valores que toman las variables hidráulicas (tirante, velocidad, caudal, régimen, etc.) a partir de la resolución de métodos numéricos de unas ecuaciones obtenidas con una serie de hipótesis. La modelación de un flujo es siempre una aproximación a la realidad siendo los resultados cada vez más precisos cuanto mejor se adapten a las ecuaciones de partida.

Para los estudios de propagación de avenidas en ríos, se han usado los últimos años modelos unidimensionales en régimen permanente gradualmente variado. Estos son de gran utilidad frente a casos en los que la evolución temporal del flujo no sea un factor a tener en cuenta.

En los casos en los que el flujo es claramente no permanente recorreremos a las ecuaciones unidimensionales de Saint-Venant.

2.7.1 Modelación hidráulica en régimen no permanente

Los modelos en régimen transitorio permiten determinar la laminación de caudales en un tramo largo, conocer el volumen de inundación asociado a una avenida, conocer el tiempo de llegada del caudal pico en una avenida. No obstante, esto supone algunas desventajas frente al cálculo en régimen permanente, todas ellas referentes al esquema de cálculo. Los esquemas de cálculo son más sencillos en régimen permanente ya que se basan en las ecuaciones de conservación de energía (en determinados casos utiliza la ecuación de conservación de movimiento) lo que supone una facilidad de programación y discretización del dominio.

El régimen no permanente o transitorio requiere esquemas más complejos para su desarrollo. Los esquemas pueden ser inestables en determinadas situaciones (resaltos hidráulicos, régimen rápido) lo que supondrá una serie de simplificaciones en el cálculo que provocaran la pérdida de precisión en los resultados, ello aunado también al requerimiento de hidrogramas de caudales históricos medidos en los cursos de agua.

Las ecuaciones que describen el régimen transitorio y variado en lámina libre en una dimensión son las ecuaciones de Saint-Venant, escritas por primera vez por Barré de Saint-Venant en 1871, y que sirven para describir tanto el régimen gradualmente variado, como el rápidamente variado.

i. Modelos unidimensionales en régimen variado

Los modelos unidimensionales de simulación del flujo se basan en la resolución de las ecuaciones complejas de Saint-Venant en una dimensión. Como se ha dicho anteriormente el aumento de la capacidad computacional de los ordenadores desarrollada en los últimos años permite la resolución íntegra de las ecuaciones sin necesidad de métodos aproximados como el método de la onda cinemática, difusiva o métodos hidrológicos que eran muy útiles y utilizados hace unos años.

Las ecuaciones Saint-Venant se deducen a partir de las ecuaciones de Reynolds que a su vez provienen de las ecuaciones Navier-Stokes considerando las variables medias en el tiempo.

Las ecuaciones de Navier-Stokes provienen de imponer las leyes físicas de conservación de energía, masa y movimiento y particularizándolas para un fluido incompresible e isótropo.

La resolución de las ecuaciones de Reynolds completas supone la discretización del dominio en 3D, y obtendríamos un esquema de cálculo muy complejo computacionalmente.

Si integramos en el eje z , profundidad, las ecuaciones de Reynolds, es decir asumimos que la componente vertical de la velocidad es despreciable, obtenemos las ecuaciones de Saint-Venant en 2D. Barré Saint-Venant propuso una serie de hipótesis para suponer un flujo unidimensional, esta serie de simplificaciones consistían en:

- El flujo se supone unidimensional. Por lo tanto la velocidad en una sección es perpendicular al plano YZ y constante en toda la sección al igual que el tirante.
- Supone régimen gradualmente variado, con lo que podemos hacer la hipótesis de flujo casi paralelo.
- Distribución hidrostática de presiones, velocidades y aceleraciones verticales despreciables.

- El eje del canal se supone rectilíneo, para introducir pérdidas relacionadas con curvas cerradas se deben tener en cuenta como pérdidas de carga localizadas.
- Lecho fijo y no erosionable, la sección geométrica se considera constante.
- Pendiente de fondo moderada.
- Se evalúan las pérdidas de carga con la ecuación de Mannig, igual que en régimen permanente.
- Fluido incompresible y newtoniano.
- El efecto de los contornos y turbulencia responde a las ecuaciones de resistencia para flujo uniforme.

Imponiendo Conservación de la masa y conservación de la cantidad de movimiento (2ª Ley de Newton) para un volumen de control obtenemos:

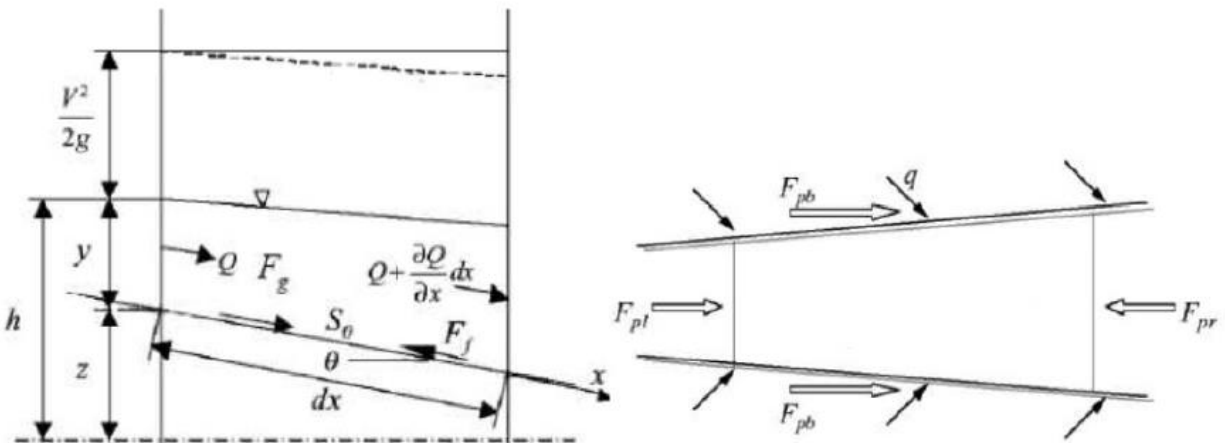


Figura 6. Conservación de la masa y movimiento de un volumen de control (tomado de: Rocha, 1980)

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right) = gA(S_o - S_f)$$

Modelo unidimensional HEC RAS

Este modelo proviene de las siglas en inglés, HEC (Hydrologic Engineering Center) y RAS (River Analysis System), de amplia difusión y sobradamente contrastado. El software permite el cálculo de perfiles hidráulicos para flujo estacionario unidimensional, gradualmente variado. Las bases del procedimiento de cálculo corresponden a la solución de la ecuación de energía. Las pérdidas de carga por energía entre secciones transversales son evaluadas como pérdidas por fricción y pérdidas secundarias.

Un estudio hidráulico consta de dos elementos fundamentales: geometría del cauce y las condiciones de flujo definidas por el caudal y las condiciones de contorno. La combinación de ambos elementos: geometrías y condiciones de flujo originan diferentes resultados, que pueden ser analizados por separado o conjuntamente. Esta es la filosofía de la estructura del proyecto Hec-Ras, donde un único proyecto puede contener multiplicidad de cálculos distintos.

HEC-RAS utiliza el método de las diferencias finitas para la resolución de las ecuaciones de Saint-Venant unidimensionales.

También existen otros métodos de resolución como el método de las características o el método de los elementos finitos pero no son objeto de estudio en el presente trabajo.

Las ecuaciones de Saint-Venant en forma no conservativa, (2.1) y (2.2), ya descritas en el apartado anterior, forman un sistema de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales, hiperbólicas y cuasi-lineal.

El método de las diferencias finitas da lugar a dos tipos de esquemas de cálculo, explícitos e implícitos, dependiendo de si el cálculo de la solución en el tiempo se realiza punto por punto en la malla de discretización del dominio (implícito) o resolviendo todos los puntos de la malla en cada instante de tiempo (explícito). Las ecuaciones en forma no tienen ventajas para esquemas implícitos y régimen lento.

El método explícito de diferencias finitas más utilizado es el esquema de MacCormack. Es un esquema de 2º orden de precisión con dos pasos que permite un tratamiento sencillo de los términos fuente. Es conceptualmente simple pero se vuelve complejo para geometrías irregulares. Necesita incrementos de tiempo muy pequeños y está sujeto a la condición de Courant, por lo que supone un costo computacional elevado que se incrementa en el cálculo rápidamente variado.

Esquema de cálculo

El esquema de cálculo utilizado por HEC RAS se basa en un método de diferencias finitas **implícito**, el esquema de Preissman o de los cuatro puntos, el cual trata de un esquema que resuelve un proceso iterativo en cada paso de tiempo. Es incondicionalmente estable para flujo en régimen lento e hidrogramas suaves, pero resulta inestable en cambios de régimen y régimen rápido. Este esquema es utilizable también en régimen variado pero en este caso se ha de reducir el incremento de tiempo de cálculo hasta valores similares a los de un **esquema explícito** con el fin de representar con precisión las discontinuidades.

Como en el caso del régimen rápidamente variado, el tiempo de cálculo ha de reducirse considerablemente para obtener valores precisos. El esquema de Preissman consiste en aproximar una función (x ,) cualquiera en un cierto punto (x ,) como:

$$f(x, t) = \theta [\Psi f_{j+1}^{i+1} + (1 + \Psi) f_j^{i+1}] + (1 - \theta) [\Psi f_{j+1}^i + (1 - \Psi) f_j^i]$$

Para las derivadas espaciales y temporales tenemos:

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \theta \frac{f_{j+1}^{i+1} - f_j^{i+1}}{\Delta x_j} + (1 - \theta) \frac{f_{j+1}^i - f_j^i}{\Delta x_j}$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \Psi \frac{f_{j+1}^{i+1} - f_j^{i+1}}{\Delta t_j} + (1 - \Psi) \frac{f_j^{i+1} - f_j^i}{\Delta x_j}$$

- Consideración de las llanuras de inundación, como áreas de acumulación de agua o zonas de flujo paralelo.
- Consideración de diferentes coeficientes de Rugosidad de Manning en una misma sección, definidos como tramos, y con la posibilidad de variar cada Manning en función del tirante.
- Modelación incorporada de presas, puentes, diques laterales etc.
- Cálculo dinámico de sistemas de ríos con afluentes. Todas las ramas se calculan simultáneamente afectando a los caudales y tirantes presentes en el río, en la desembocadura de los afluentes y viceversa.
- Condiciones iniciales estacionarias (régimen permanente previo) o correspondientes a un instante de un régimen variable previo. En el caso de condiciones estacionarias estas pueden ser calculadas y afinadas por el programa (warming up /calentamiento inicial) a partir de unos pocos datos conocidos.

Las principales limitaciones del modelo son:

- Necesidad de modificar la geometría proveniente de los archivos de exportación de SIG que en régimen variable los cambios bruscos de sección provocan grandes inestabilidades.
- Flujo unidimensional.
- Tirante y velocidad constante en una sección.
- Velocidad en sentido paralelo al eje del río, desprecia las aceleraciones verticales y horizontales y considera distribución hidrostática de presiones.
- Esquema de 2º orden, posibles oscilaciones espurias.
- Inestable en régimen rápido y cambio de régimen.
- Pendientes pequeñas (menores que 1:10).

HEC-RAS es un modelo unidimensional, por lo tanto, todo y que incorpora entre sus capacidades la posibilidad de realizar modelaciones cuasi-bidimensionales bien sea con zonas donde se considera que no hay flujo o con zonas de almacenamiento de agua, los resultados que se obtengan en zonas donde el flujo sea marcadamente bidimensional (grandes llanuras de inundación) no serán todo lo rigurosos que sería deseable.

Como todos los métodos que utilizan esquema de diferencias finitas implícitas (en este caso el de Preissman) éstos tienen problemas de estabilidad donde el flujo sea rápidamente variable. HEC-RAS resuelve este problema mediante el método LPI pero hay que tener en cuenta que esto resta precisión a la solución que se obtenga.

Local Partial Inertia (LPI), es un método que utiliza HEC RAS en el caso de régimen variado, resolución de las ecuaciones completas de Saint-Venant unidimensionales, para solucionar los problemas en régimen rápidamente variado.

En el caso de que se produzcan cambios de régimen, el algoritmo se vuelve inestable tras su paso por el régimen crítico, ya que las derivadas se vuelven largas y complejas. Como se dijo anteriormente el esquema de Preissman resulta inestable en estos casos, siendo los resultados muy alejados de la realidad. En estos casos, si seleccionamos la opción de mixed flow, el programa añade un término a las ecuaciones para reducir los términos de inercia cuando el número de Froude es mayor que 1 (por tanto habrá un cambio de régimen y una posible discontinuidad). De esta manera conseguimos aumentar la estabilidad del modelo acosta de reducir la precisión de los resultados.

$$\sigma \left[\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right)}{\partial x} \right] + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f \right) = 0$$

$$\sigma = F_T - F_r^m \quad (F_r \leq F_m; m \geq 1)$$

$$\sigma = 0 \quad (F_r > F_T)$$

donde:

- σ = LPI factor que multiplica los términos de inercia
- F_T = Valor umbral del número de Froude en el que el factor se fija en cero.
Este valor debe estar entre 1.0 y 2.0 (1.0 por defecto)
- F_r = Número de Froude.
- m = Exponente de la ecuación que cambia la forma de la curva. Exponente debe estar entre 1 y 128 (valor por defecto 10).
- h = Elevación de la lámina de agua.
- S_f = Ángulo de fricción del fondo.
- Q = Caudal de flujo.

A = Sección transversal activa.
 g = Fuerza gravitacional.

Los valores por defecto son $F_T = 1.0$ y $m = 10$. Cuando el número de Froude es mayor que el valor umbral, el factor es igual a cero. Se puede modificar ambos coeficientes F_T y m .

Al aumentar ambos factores, disminuye la estabilidad pero se incrementa la exactitud de los resultados y a la inversa. Para que el programa utilice ambos factores para aproximar el resultado tenemos que activar la opción de Mixed flow del menú de Unsteady Flow Analysis window.

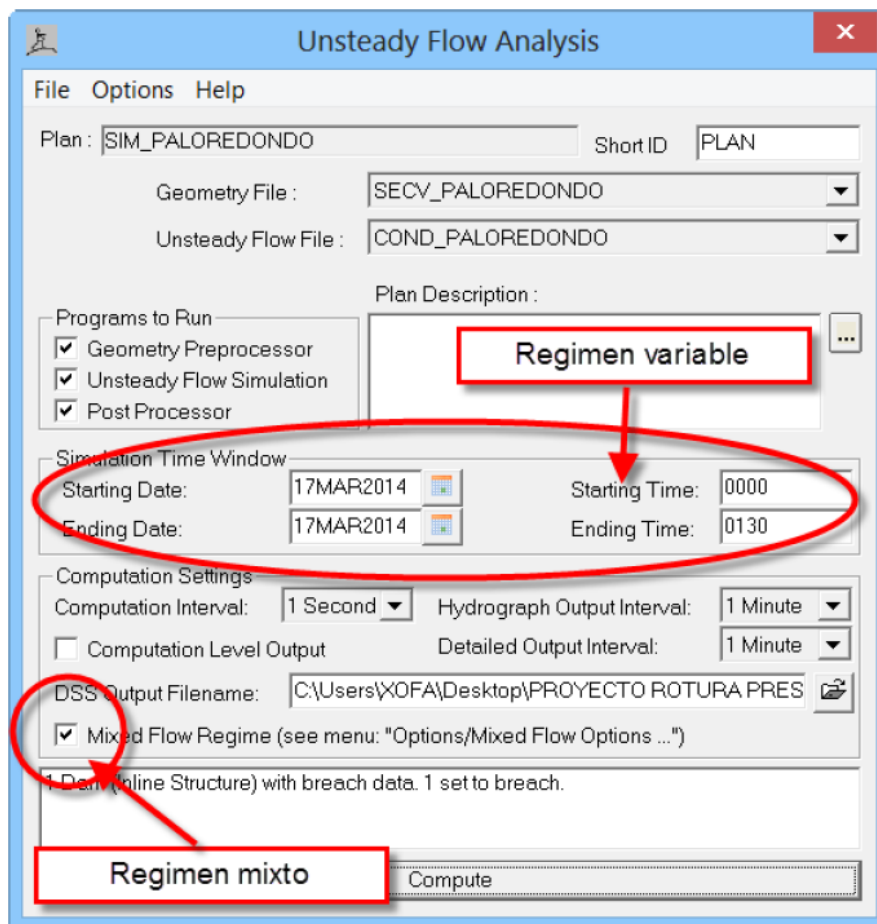


Figura 8. Configuración del análisis en régimen variado o mixto

En la siguiente figura se puede observar como el factor σ variará según los coeficientes mencionados (F_T y m).

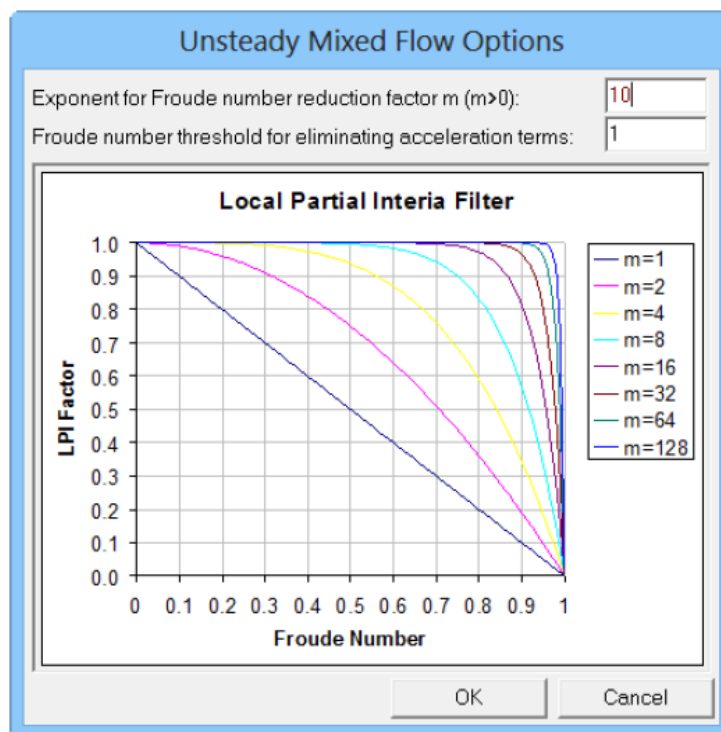


Figura 9. Definición del parámetro σ para el método LPI en HEC RAS

Estabilidad del modelo

En un flujo rápidamente variado es muy útil conocer qué factores son los que podemos modificar en el modelo HEC-RAS, normalmente con pérdida de precisión o bien con aumento del costo computacional, para intentar que el modelo se estabilice.

Algunos de los factores que resaltan en importancia, en la estabilidad de la modelación son:

1. **Distancia entre secciones transversales**, a menos distancia entre secciones mayor estabilidad del modelo a costa de más tiempo de cálculo.
2. **Intervalo de cálculo**, a menor tiempo mayor estabilidad y mayor tiempo de cálculo, en el caso que se ha tratado en esta tesina ha sido necesario reducir el intervalo hasta 1 segundo.

3. ***Periodo de Warm up***, que consiste en una aproximación a la solución final mediante una simulación previa en régimen permanente. Se ha podido comprobar que esta es una herramienta muy útil para conseguir un modelo estable.
4. ***Local Partial Inertia (LPI)***, HEC-RAS incorpora el tratamiento para resolver inestabilidades provocadas por la onda de choque en su formulación mediante el Local Partial Inertia (LPI); este método incluye en su formulación el factor “Exponent for Froude number reduction factor” (factor m), un valor de $m = 1$ nos dará resultados lo más estables posible. Este factor es muy importante para conseguir un modelo estable.
5. ***Theta weighting factor***, es un factor de ponderación que se aplica a las ecuaciones en diferencia finitas usadas para el cálculo en régimen variable para conseguir un modelo más estable. Podemos fijar el valor de este factor entre 0.6 y 1. Un valor de 1 nos dará unos resultados lo más estables posible y un valor de 0.6 nos dará unos resultados lo más precisos posible. Podemos realizar nuestra simulación con factor de 1 y luego ir bajando; si el resultado no varía es mejor dejar el valor de 1 para que nuestro modelo sea lo más robusto posible.
6. ***Weir and Spillway stability factors***, los vertederos y aliviaderos pueden ser una fuente de inestabilidades. Esto se puede solucionar disminuyendo el tiempo de cálculo o usar los Weir and Spillway stability factors, que pueden suavizar las inestabilidades reduciendo los caudales de cálculo en estos puntos. El uso de estos factores puede reducir la precisión de los resultados. Si fijamos el valor de estos factores a 1 no estaremos reduciendo el caudal y la solución será la más precisa. Si aumentamos el valor de este factor hasta un valor máximo de 3 estaremos aumentando la estabilidad del modelo a base de una reducción de caudal y disminuyendo por tanto la precisión.
7. ***Weir and Spillway submergence factors***, cuando un vertedero o aliviadero está sumergido puede dar problemas de estabilidad, especialmente si estamos trabajando con grandes caudales. Si fijamos el valor de estos factores a 1 la solución será la más precisa. Si aumentamos el valor de este factor hasta un valor máximo de 3 estaremos aumentando la estabilidad del modelo y disminuyendo la precisión.

8. En la ventana *Unsteady Computation Options and Tolerances*, se encuentran el resto de parámetros que podemos modificar para intentar estabilizar el modelo, de entre ellas se ha comprobado la gran influencia de la precisión en el perfil de lámina de agua que se pueda obtener.

Se puede configurar varios parámetros para cada simulación en concreto; de ser necesario se debe modificar especialmente si el modelo tiene problemas de estabilidad.

En la Figura 10 se muestra una imagen del citado menú con todos los parámetros fijados a un valor para permitir la máxima estabilidad.

HEC-RAS Unsteady Computation Options and Toleranc...

Geometry Preprocessor Options

Convert Energy Method Bridges to Cross Sections with Lids

Family of Rating Curves for Internal Boundaries

Use existing internal boundary tables when possible.

Recompute at all internal boundaries

Unsteady Flow Options

Theta [implicit weighting factor] (0.6-1.0):	1
Theta for warm up [implicit weighting factor] (0.6-1.0):	1
Water surface calculation tolerance (m):	1
Storage Area elevation tolerance (m):	0.015
Flow calculation tolerance [optional] (m3/s):	0.5
Maximum number of iterations (0-40):	40
Number of warm up time steps (0-200):	200
Time step during warm up period (hrs):	0.01
Minimum time step for time slicing (hrs):	0
Maximum number of time slices:	20
Lateral Structure flow stability factor (1.0-3.0):	3
Inline Structure flow stability factor (1.0-3.0):	3
Weir flow submergence decay exponent (1.0-3.0):	3
Gate flow submergence decay exponent (1.0-3.0):	3
DSS Messaging Level (1 to 10, Default = 4)	4
Maximum error in water surface solution (Abort Tolerance):	30

Compute energy losses over junctions

OK Cancel Defaults ...

Figura 10. Parámetros y tolerancias de cálculo

Capítulo 3. Marco Metodológico

3.1 Enfoque de la Investigación

La presente investigación tiene un enfoque cuantitativo, para este enfoque Barrantes Echeverría define lo siguiente:

La investigación cuantitativa asume una concepción global positivista, hipotética-deductiva, objetiva, particularista y orientada a los resultados.

Se desarrolla directamente en la tarea de verificar y comprobar teorías por medio de estudios muestrales representativos. Aplica las encuestas y medidas objetivas, utilizando instrumentos sometidos a pruebas de validación y confiabilidad. El investigador es un elemento externo al objeto que investiga. En este proceso utiliza las técnicas estadísticas de análisis de datos y generaliza los resultados. Además, parte de constructos hipotéticos para explicar ciertos fenómenos. Dentro del enfoque puede ubicarse la investigación descriptiva, la experimental, ex post facto, la histórica y algunas otras que llevan esa misma línea de acción.

Se determina que la investigación es cuantitativa debido a que se establecerá un diseño para la zona en estudio, se identificarán el número total de obras de contención, con una proyección a 100 años, salvaguardando la factibilidad económica del proyecto.

3.2 Tipo de la Investigación

La presente investigación es de tipo descriptiva, explicativa, de campo o sobre terreno. Para estos tipos de investigación Barrantes Echeverría define lo siguiente:

Descriptiva: Describe fenómenos, se sitúa en un primer nivel del conocimiento científico, usa la observación, estudios correlacionales y de desarrollo.

Explicativa: explica los fenómenos y el estudio de sus relaciones para conocer su estructura y los aspectos que intervienen en su dinámica.

De campo o sobre el terreno: son estudios que se realizan en situaciones naturales y que permiten, con mayor libertad generalizar los resultados a relaciones a fines, no permite un riguroso control como el de laboratorio.

3.3 Recopilación y síntesis de información

Se realizará la recopilación y análisis de la información existente, con el objetivo de hacer una selección, valoración y evaluación del entorno ambiental donde se ubica el área de estudio, siendo las principales fuentes de consulta, estudios preliminares realizados por diversas consultoras, informes técnicos oficiales realizados por entidades gubernamentales, reportes técnicos y/o tesis de investigación realizados por instituciones académicas reconocidas, etc; las mismas que servirán de línea base para el desarrollo del presente trabajo de investigación.

Los estudios mencionados y la utilización de Cartas Nacionales del Instituto Geográfico de las localidades de Golfito, Piedras Blancas, Canoas y Cañas Gordas (Cuadrantes 3541, 3542, 3641 y 3642) a escala 1:50,000; ayudaran a elaborar las características generales del área de estudio. Con ello se obtendrá una visión global de los aspectos sociales, y de las características climatológicas, hidrológicas, geomorfológicas y geológicas propias de la región.

3.4 Estudio de la morfometría de la cuenca

Haciendo uso de software libre de sistemas de información geográfica como QGIS 3.22, y AutoCad 2018 versión student, se exportaran las curvas de nivel de las Cartas Nacionales antes mencionadas del formato shape al entorno AutoCad en formato dwg.

Haciendo uso del comando Polyline, se demarcará por las curvas de mayor altitud la cuenca hidrográfica del Río Caño Seco, encerrándose en un polígono todos los aportes y desagües de la red hídrica.

Una vez definida la cuenca hidrográfica, se calcularán todos los parámetros fisiográficos (área de la cuenca, perímetro de la cuenca, longitud del cauce, longitud de drenajes, cota máxima, cota mínima, pendiente del río, coeficiente de compacidad, factor de forma, altitud media de la cuenca, altitud mediana de la cuenca, pendiente de la cuenca, densidad de drenaje, etc) de la misma empleando las ecuaciones respectivas presentadas en el capítulo 2.1.

Dichos cálculos permitirán presentar una visión general del comportamiento hidráulico del sistema de drenaje del río, así como el número de corrientes activas, sus longitudes y la afectación del terreno ante eventuales tormentas concentradas.

3.5 Análisis de la precipitación media mensual

Mediante las coordenadas geográficas (Datum geoide GWS 84) de cada una de las estaciones meteorológicas proporcionadas por el Instituto Meteorológico Nacional (IMN), se ubicarán estas, a fin de visualizar su influencia de caracterización sobre el área de estudio.

Dichas estaciones en un registro histórico de 25 años de valores medios mensuales, serán trabajados estadísticamente mediante estimación de indicadores de variabilidad e incertidumbre como el promedio, varianza, desviación estándar, kurtosis, etc.

Luego de realizar la metodología de consistencia, completación y uniformidad de la información en cada una de las estaciones meteorológicas, se proseguirá con la disposición completa de las estaciones estudiadas, obteniendo la precipitación total media mensual para cada uno de los 12 meses de las estaciones meteorológicas en cuestión, así como la precipitación total anual de las mismas.

Dichos valores, permitirán elaborar los histogramas de precipitación media, así como correlacionar mediante el eje altitud vs. la precipitación anual, la lluvia media mensual que podría caer sobre la cuenca en estudio. Todo este procesamiento de información permitirá visualizar las variaciones temporales de la precipitación pluvial a lo largo de los años y ciclos hidrológicos. Del mismo modo se obtendrá una visualización general del comportamiento espacial de la lluvia, ubicándose zonas con mayor precipitación dentro de la cuenca en estudio.

3.6 Recopilación y procesamiento de la precipitación máxima en 24 horas

Se recopilará información de lluvia máxima en 24 horas de las estaciones meteorológicas más cercanas a la cuenca en estudio y en especial de la zona de modelamiento hidráulico del Río Caño Seco. Dichos datos en una serie anual de 12 años, de acuerdo a un tratado del World Meteorological Organization de 1973, serán corregidos por un factor de 1.13 que relaciona la variación existente entre la precipitación máxima diaria y la precipitación máxima instantánea.

Como parte de la metodología, el producto obtenido de dicho factor serán ordenados en una fila en orden ascendente por cada estación meteorológica, para posterior a ello realizar las pruebas de bondad de ajuste según Smirnov-Kolmogorov, ejecutándose diversos modelos probabilísticos teóricos propios de la distribución de frecuencias presentadas. En este proceso se empleará el software Hidroesta 2.0 para realizar el ajuste a las curvas teóricas más usadas.

3.7 Análisis de frecuencias de precipitación y lluvias de diseño

Identificados, completados y ordenados los datos de precipitación máxima en 24 horas vistos anteriormente, y haber realizado el análisis de distribución de frecuencias ajustándose a las curvas teóricas como Normal, Log Normal 2 P, Log Normal 3 P, Gamma 2 P, Gamma 3 P, Log Pearson Tipo III, Gumbel y Log Gumbel; se procederá con definir la mejor curva de ajuste y empleando su ecuación se determinará la precipitación máxima para los periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años.

Los valores obtenidos en cada periodo de retorno, serán graficados en el eje de las ordenadas, mientras que las altitudes de cada estación se ubicaran en el eje de abscisas, formando con ello un gráfico de correlación directa y obteniendo así la ecuación de regresión lineal de mejor ajuste, la cual permitirá determinar la precipitación máxima horaria representativa para toda la cuenca en estudio a partir del ingreso de la altitud media de esta y para cada periodo de retorno (10, 25, 50, 100 y 500 años), a partir de tomar a una de las estaciones meteorológicas como base, la cual presente cercanía altitudinal a la cota media de la cuenca.

A partir de las precipitaciones máximas estimadas, y haciendo uso de duraciones de 1 hora, se determinará la precipitación de diseño para duraciones menores a 24 horas, mediante la ecuación de intensidad del modelo matemático del US SOIL CONSERVATION, construyendo con ello también las curvas I-D-F para los cinco periodos de retorno antes indicados.

Se elige la curva Intensidad - Duración correspondiente al periodo de retorno deseado, o una ecuación que refleje dicha curva. En cualquiera de los casos, podremos leer gráficamente u obtener de la ecuación la intensidad de precipitación para diversos incrementos de tiempo. Para confeccionar un hietograma de un aguacero de 3 horas y media, con incrementos de tiempo de 30 minutos. Se trata por tanto de 210 minutos repartidos en 7 intervalos de 30 minutos. La Figura 11 representa una curva Intensidad - Duración para un periodo de retorno deseado. En ella hemos leído los valores de intensidad (mm/h), para a partir de allí, calcular la precipitación caída en cada intervalo. Para 30 minutos si en 0.5 horas llovió con una intensidad de 37.2 mm/hora, en media hora se recogió $0.5 * 37.2$. Análogamente para todos los intervalos, hasta 210 minutos (3,5 horas). Para calcular la última columna (ΔP) a partir de la anterior, debemos suponer que dentro de los 60 min más lluviosos se encuentran los 30 min más lluviosos y razonamos así:

- En los 60 min más lluviosos cayeron 24.5 mm.
- Si (dentro de los 60 min anteriores) en los 30 min más lluviosos cayeron 18.6 mm, en los restantes 30 min: $24.5 - 18.6 = 5.9$ mm

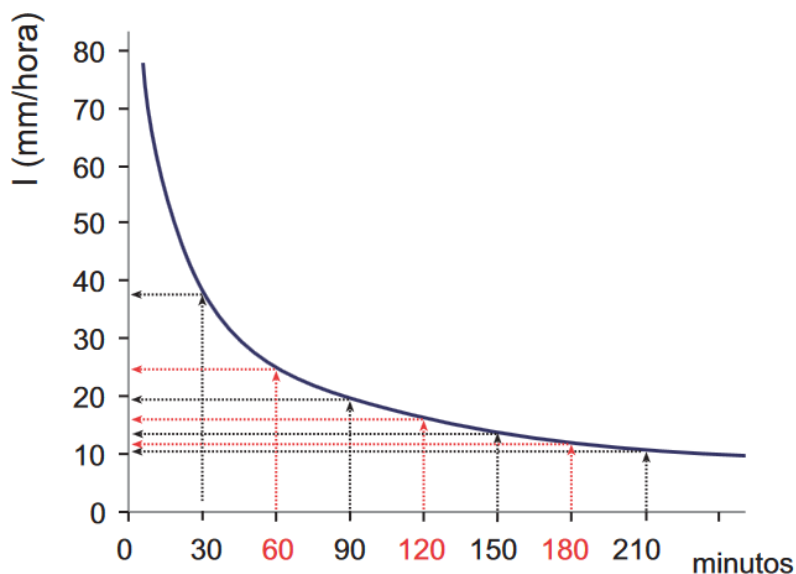


Figura 11. Intensidad a partir de la curva IDF (tomado de: Ven Te et al., 2005).

Análogamente, se calcula la precipitación caída en incrementos de 30 minutos (es el intervalo elegido), en orden decreciente.

Para construir el hietograma (Figura 12), en el centro se coloca la precipitación registrada en los 30 min más lluviosos. A su derecha, se coloca la precipitación registrada en el 2° intervalo más lluvioso. A la izquierda, la registrada en el 3er intervalo más lluvioso, a la derecha el 4°, etc.

Cuadro 6. Método del bloque alterno. Parte 1

t(min)	I (mm/h)	P (mm)	ΔP
30	37,2	$37,2 \cdot 0,5 = 18,60$	18,60
60	24,5	$24,5 \cdot 1 = 24,50$	$24,50 - 18,60 = 5,90$
90	19,5	$19,5 \cdot 1,5 = 29,25$	$29,25 - 24,50 = 4,75$
120	16,0	$16,0 \cdot 2 = 32,00$	$32,00 - 29,25 = 2,75$
150	13,5	$13,5 \cdot 2,5 = 33,75$	$33,75 - 32,00 = 1,75$
180	11,7	$11,7 \cdot 3 = 35,10$	$35,10 - 33,75 = 1,35$
210	10,4	$10,4 \cdot 3,5 = 36,40$	$36,40 - 35,10 = 1,30$

Fuente: Ven Te et al. (2005)

Cuadro 7. Método del bloque alterno. Parte 2

t(min)	I (mm/h)	P (mm)	Altura de cada bloque
30	37,2	$37,2 \cdot 0,5 = 18,60$	18,60
90	19,5	$19,5 \cdot 1,5 = 29,25$	$(29,25 - 18,60) / 2 = 5,32$
150	13,5	$13,5 \cdot 2,5 = 33,75$	$(33,75 - 29,25) / 2 = 2,25$
210	10,4	$10,4 \cdot 3,5 = 36,40$	$(36,40 - 33,75) / 2 = 1,32$

Fuente: Ven Te et al. (2005)

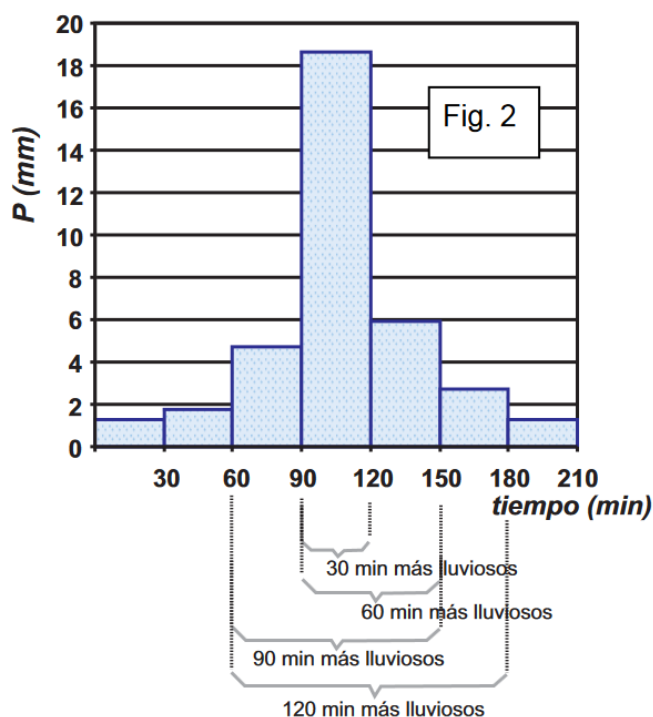


Figura 12. Hietograma de los bloques alternos (tomado de: Ven Te et al., 2005).

3.8 Transformación de la precipitación neta a escorrentía directa

En este ítem se desarrollará la “separación de la lluvia neta o efectiva” mediante el método de la “Curva Número SCS”, para ello se zonificará la cuenca en subcuencas con características de suelos similares, agrupándolos dentro del “grupo hidrológico de suelos” tipo B, de moderado a bajo potencial de escorrentía, caracterizándose principalmente por ser suelos que tienen tasas de infiltración moderadas cuando están cuidadosamente mojados y están constituidos mayormente de

suelos profundos de texturas moderadamente finas a moderadamente gruesas. Estos suelos tienen una tasa moderada de transmisión del agua.

Una vez definida el Número de Curva por cada subcuenca en estudio, se calculará el “Tiempo de Retraso”, “el Tiempo Pico”, “el Tiempo Base”, “el Caudal Unitario q_p ” y “la lluvia efectiva P_e ”; todo ello con el fin de construir un hidrograma triangular mediante el método del Hidrograma Unitario Sintético SCS, con ello se determinarán los caudales máximos instantáneos de escorrentía que discurrirán sobre el cauce del Río Caño Seco para los 5 periodos de retorno modelados como son de 10, 25, 50, 100 y 500 años.

Así mismo, se empleará el modelo clásico de la “Fórmula Racional” para determinar los caudales máximos instantáneos en similares periodos de retorno. Para ello, se determinaran las pendientes promedio de las subcuencas morfológicas, sus características físicas, así como el tiempo de concentración (minutos), las intensidades de diseño y los coeficientes de escorrentía (C).

Finalmente, a fin de validar los resultados anteriormente generados, se implementará el modelo hidrológico HEC – HMS (Hydrologic Engineering Center’s Hydrologic Modeling System). Para ello se aplicará el software del mismo nombre, el cual es un programa de simulación hidrológica, desarrollado para estimar los hidrogramas de salida en la cuenca o varias subcuencas (caudales máximos y tiempos al pico) a partir de condiciones extremas de lluvia.

Para realizar estos cálculos parte de los datos de un hietograma de precipitación y a través de una serie de modelos se calcula el exceso de precipitación (o precipitación neta), restando las perdidas por infiltración y detención, sobre la base de una función de velocidad de infiltración del agua en los suelos.

Los excesos de precipitación resultantes son luego seguidos mediante hidrogramas unitarios o técnicas de la onda cinemática a la salida del área de drenaje generando un hidrograma.

HEC - HMS permite:

- Dimensionar obras de control de inundaciones, como muros de encauzamiento y embalses.

- Establecer dimensiones preliminares de alcantarillas viales, luz en los puentes y sistemas de drenaje pluvial.
- Estudiar el impacto ambiental de las crecientes, causado por la transformación del uso de los suelos en cuencas rurales y urbanas.

En ese sentido, la barra de herramientas del software proporciona un rápido acceso, a los iconos que permiten ejecutar algunas órdenes, agregar elementos hidrológicos para representar la cuenca, ejecutar la simulación de la corrida u observar resultados.

Las fases de cálculo que realiza el HEC – HMS, son las siguientes:

- i. Separación de la lluvia neta o efectiva (Loss Method), en donde se obtiene el valor de la precipitación efectiva, es decir parte de la lluvia que alcanza la superficie y genera escorrentía superficial.
- ii. Transformar precipitación neta a escorrentía directa (Transform Method), a través de modelos hidrológicos probabilísticos se obtiene la escorrentía directa.
- iii. Agregar a la escorrentía directa la escorrentía base, mediante curvas de recesión, el cual podrían ser aportes de agua subterránea al sistema.
- iv. Tránsito de caudales, generando hidrogramas entre los puntos inicial y final en un tramo de cauce.

Configuramos los componentes del proyecto HEC – HMS, creando:

El modelo de la cuenca (Basin Model), el cual desarrolla el modelo de la cuenca, agregando y conectando elementos hidrológicos. Dichos elementos hidrológicos usan modelos matemáticos para describir los procesos físicos que se producen en la cuenca.

Aquí, se informa al programa de las diferentes subcuencas y sus características. En cada subcuenca realizaremos las tres primeras etapas de cálculo. Al circular por cada subcuenca, se calculará la evolución del hidrograma generado al transitar por la subcuenca siguiente, y la subsiguiente, dependiendo del número consecutivo.

Seguidamente, se define **el modelo meteorológico (Meteorological Model)**, en donde se asocian los registros de los pluviómetros con la subcuenca que le corresponda, también se introducen los datos de los pluviómetros, se pueden utilizar precipitaciones reales, precipitaciones teóricas o tormentas de diseño. Cuando empleemos varios pluviómetros habrá que indicar sus coordenadas para que HEC –HMS pueda calcular el promedio para cada subcuenca.

Como último procedimiento antes de la corrida del modelo (Run), se establece **las especificaciones de control (Control Specifications)**, la cual debe indicar cuando “empezar” y “terminar” los cálculos, así como el incremento de tiempo (Time interval) con el que se deben realizar los cálculos. Es decir, en este componente se indican los tiempos de simulación y optimización. En este punto se coloca el rango de tiempo, con algunos minutos demás, de tal forma que se permita que el caudal generado por la lluvia llegue a la estación de aforo de la cuenca, lo cual dependerá del tiempo de concentración.

A su vez, aquí se debe indicar cada cuanto tiempo se deben realizar los cálculos, con ello, se define la resolución del hidrograma resultante, calculado después de una corrida o simulación realizada. HEC – HMS recomienda que este incremento no debe ser menor que el 29% del Lag Time, es decir del tiempo de retraso o retardo, entre el pico del hietograma y el pico del hidrograma.

El tiempo de retraso, puede estimarse mediante el tiempo de concentración, con la siguiente relación:

$$Lag\ Time = 0.6 * t_c$$

donde:

Lag Time = tiempo de retraso en min.
 t_c = tiempo de concentración, en min.

Para finiquitar y confiar de los resultados obtenidos, y estar seguros del comportamiento de la cuenca analizada, es necesario someterlos a pruebas de **calibración, validación y análisis de sensibilidad** de los parámetros involucrados.

Para que ello se presente, es necesario disponer de registros de precipitación y medidas de caudal para un mismo evento, y consiste en la búsqueda sistemática de los valores de los parámetros, que proporcionan un mejor ajuste entre el hidrograma simulado y el observado.

El proceso comienza con la recopilación de datos, que podrán ser diferentes, según el tipo de modelo cuyos parámetros se quieran ajustar. Cuando se calibra un modelo de tránsito de caudales a lo largo de un determinado tramo de cauce, será necesario disponer de los hidrogramas medidos al principio y al final del mencionado tramo. Por el contrario, si se trata de un modelo de transformación de lluvia en caudal, será necesario disponer tanto de los datos de lluvia como de caudal.

Dentro de los algoritmos internos del software y el desarrollo de la calibración, un aspecto importante es la expresión matemática de la función objetivo, la cual sirve para valorar cuantitativamente, la mayor o menor bondad del ajuste entre el hidrograma simulado y el observado. Las funciones objetivo que utiliza HEC – HMS para la calibración son las siguientes:

- Ajuste ponderado por mínimos cuadrados
- Sumatoria del cuadrado de los residuos
- Suma de los valores absolutos de los residuos
- Porcentaje de error respecto al caudal pico

HEC – HMS emplea dos algoritmos de ajuste para minimizar la función objetivo, a fin de encontrar los parámetros óptimos:

- El método de gradiente univariado que evalúa y ajusta un parámetro a la vez, mientras mantiene los otros valores constantes.
- El método de Nelder & Mead que utiliza el método simplex para evaluar todos los parámetros simultáneamente y así determinar cuál se debe ajustar.

Finalmente, para evaluar la confiabilidad de los resultados de la calibración, se utiliza una medida de la sensibilidad de la función objetivo, respecto a los parámetros. La función objetivo se calcula cambiando el valor de uno de los parámetros ya optimizados entre 0.995 y 1.005 veces su óptimo, mientras todos los demás se conservan invariantes. La medida de sensibilidad,

es el cambio en porcentaje del valor de la función objetivo, como resultado del cambio en 1% del óptimo del parámetro.

3.9 Definición de la zona de inundación en 1-D

De acuerdo a la revisión bibliográfica presentada en el ítem 2.6 del marco teórico, se ha creído conveniente realizar una modelación hidráulica de máximas avenidas sobre 1 km de levantamiento topográfico realizado en la parte baja de la cuenca del Río Caño Seco. Para ello se empleará un flujo de tipo permanente y gradualmente variado, debido a que se requiere conocer los tirantes máximos de inundación alcanzados al final de las tormentas de diseño.

Una modelación del flujo en 1-D ofrece mejores ventajas sobre la modelación transitoria en 2-D, dado que no se cuenta con registros históricos de caudales medidos en el río con quien poder validar el flujo no permanente.

En tal sentido, se recurrirá a digitalizar sobre el levantamiento topográfico realizado a la faja de inundación los principales parámetros hidráulicos, tales como el eje del río (Channel), el banco derecho, el banco izquierdo, conocidos como ROB (distancia entre las márgenes derechas) y LOB (distancia entre las márgenes izquierdas). Cada elemento digitalizado computacionalmente se realizará con la extensión “RiverGis” del software libre “QGIS 3.22” el cual permitirá en primera instancia obtener el modelo de elevación digital (MDT) y a partir de allí, generar el modelo triangular del terreno (TIN). Sobre este último, y haciendo uso de RiverGis, y del comando RAS Geometry, y luego Create RAS Layers se definirá el eje central del cauce (Stream Centerline) y los bancos derecho e izquierdo de los taludes del mismo (Bank Lines). Seguidamente se definen las superficies de inundación, es decir las longitudes hasta donde llegaran los calados inundables del terreno del río; ello mediante el comando Flow Path Centerlines. A fin de nombrar dichas líneas dado que al ser creadas no cuentan con identificación de las márgenes, se empleará la opción “Select Flowpath and Assign Line Type Attributes”. Como siguiente paso se definirán los cortes transversales a lo largo del cauce del río, aplicando para ello “XS Cut Lines”. A fin de construir las secciones transversales topográficas en forma automática y no manual, se recurre al comando

“Construct XS Cut Lines”. Hasta aquí, todos los elementos hidráulicos creados solo poseen información en 2D, pero a fin de otorgarle coordenadas tridimensionales, siempre dentro de la opción RAS Geometry, se aplicará el comando “XS Cut Line Attributes” y la opción “All”.

Una vez trabajado digitalmente el cauce a modelar, dicha información colectada en este punto, será exportada al software hidráulico HEC RAS 4.1.0. Para ello se aplicará la opción “Export RAS Data”, siendo dicho archivo factible de ser leído por el software.

3.10 Establecimiento del modelo hidráulico de máximas avenidas (HEC RAS – Hydrologic Engineering Center, River Analysis System)

Previo a ello, se creará un proyecto nuevo en el software HEC RAS 4.1.0, para luego, a partir del archivo generado en el software QGIS 3.22, mediante “RiverGis”; importar el archivo generado, para su desarrollo en HEC RAS 4.1.0.

Antes de realizar todo cálculo en HEC –RAS, este solicita crear un proyecto, para ello se debe ejecutar la orden File / New Project...., de acuerdo a lo que se muestra en la Figura 13 y Figura 14.

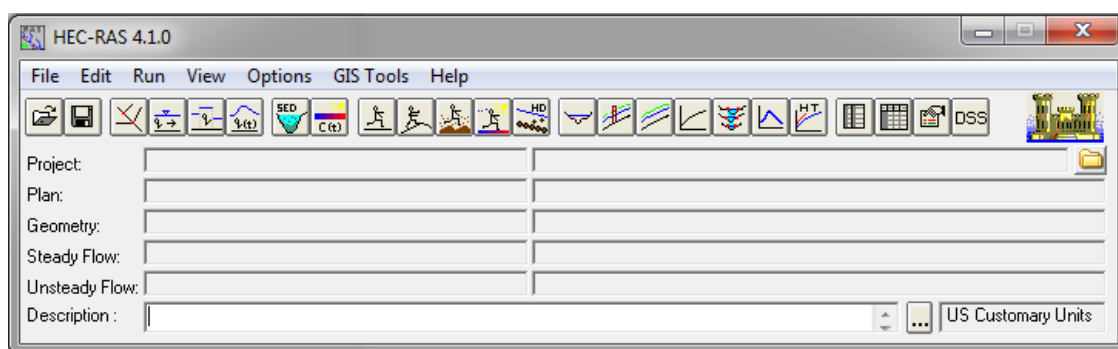


Figura 13. Ventana inicial del entorno del software HEC RAS 4.1.0

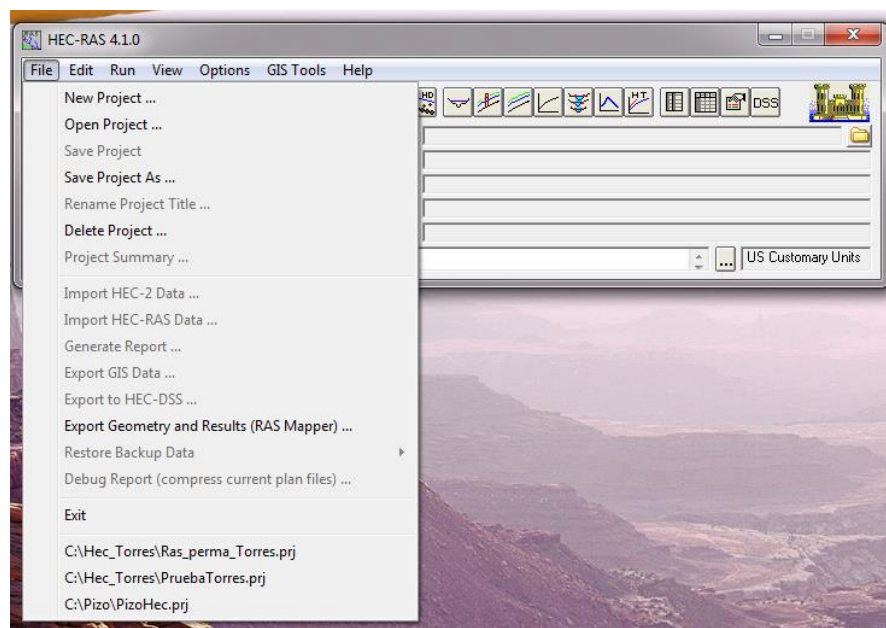


Figura 14. Ventana New Project HEC RAS 4.1.0

Así, lo que prosigue es introducir los datos geométricos del cauce, en cada una de las secciones; así mismo, los datos de los coeficientes de rugosidad de Manning y los coeficientes de contracción y expansión. Estos últimos se refieren a las pérdidas de energía entre dos secciones consecutivas, es decir que el programa utiliza dichos coeficientes para determinar estas pérdidas. Por defecto HEC – RAS, pone para el coeficiente de contracción 0.1 y para el de expansión 0.3, los cuales corresponden a una transición gradual.

Todo cambio que se realice, serán guardados en la opción Enter geometric data / File / Save Geometry Data As; introduciéndose para ello un nombre de archivo.

Por otro lado, HEC – RAS solicita introducir los datos hidráulicos de caudal y condiciones de contorno en flujo permanente. Para ello se debe abrir el comando Steady Flow Data y la ventana “Reach Boundary Conditions” en donde se colocará la información en cada tramo el nivel del agua inicial en ambos extremos del tramo del río: aguas arriba (Upstream) y/o aguas abajo (Downstream).

Cuando se introduce un caudal en el extremo superior (aguas arriba), el programa supone el mismo caudal para el resto de secciones dentro de ese tramo del río, aunque puede cambiarse en cada sección.

Las condiciones de contorno que se admiten son:

“Known W.S” (Nivel de agua conocido): adecuado cuando se conoce un nivel de agua en alguna sección transversal. Es importante destacar que HEC – RAS exige Nivel, por lo que hay que introducir el tirante más la cota más baja de la sección.

“Critical Depth” (Tirante crítico): adecuado si existe alguna sección de control. Para esta opción no se exige ningún dato adicional. El programa calcula la profundidad crítica para cada uno de los perfiles y la utiliza como condición de contorno.

“Normal Depth” (Tirante normal): adecuado para situaciones donde el flujo se aproxime al uniforme. Se debe introducir la pendiente del tramo de influencia, en decimales.

“Rating Curve” (Curva de caudal): adecuado si existe alguna sección de control con una relación entre el tirante y el caudal.

Introducidos todos los valores, se ejecutará la orden File / Save Flow Data As, a fin de guardar todos los cambios con un nombre de archivo.

Seguidamente se creará un plan para flujo permanente y ejecutar el modelo. Para HEC – RAS un Plan para flujo permanente, es el conjunto de condiciones elegidas para efectuar los cálculos, como son la geometría (tramos y secciones), datos hidráulicos (caudales) y tipo de régimen (lo que debe estar de acuerdo con las condiciones de contorno especificadas).

En la ventana principal de HEC – RAS, ejecutar la orden Run / Steady Flow Analysis.

Si existiera varios archivos de geometrías (tramos y secciones) y varios archivos de caudales, en esta ventana se puede elegir con cuáles de ellos se van a ejecutar los cálculos.

En esta misma opción “RiverGis”, configurar las capas bajo el comando “Layer Setup”.

Aquí se debe importar al escenario el archivo de datos “Import RAS Data”. Este proceso puede tardar unos minutos de acuerdo a la complejidad de los resultados alcanzados.

Seguidamente, se debe generar el mapa de inundación para cada uno de los escenarios modelados en HEC – RAS o cada uno de los periodos de retorno analizados en la hidráulica fluvial (10, 25, 50, 100 y 500 años). Esta inundación se consigue recurriendo al comando “Inundation Mapping”.

Como paso consecuente, se debe también generar la superficie de agua o calado, en donde un archivo Raster, mostrará espacialmente los tirantes alcanzados por el río en cada uno de los escenarios planteados. Este resultado se alcanza mediante el comando “Water Surface Generation”.

Finalmente, archivos en formato Shape (*.shp) y Raster (*.adf) serán delineados mediante el comando “Floodplain Delineation Using Rasters” a fin de que con ello, obtener la llanura de inundación en una paleta de colores que permitirán visualizar la variación espacial y alcance de la inundación provocada por las tormentas de diseño.

La Figura 16, muestra el resumen de la metodología expuesta.

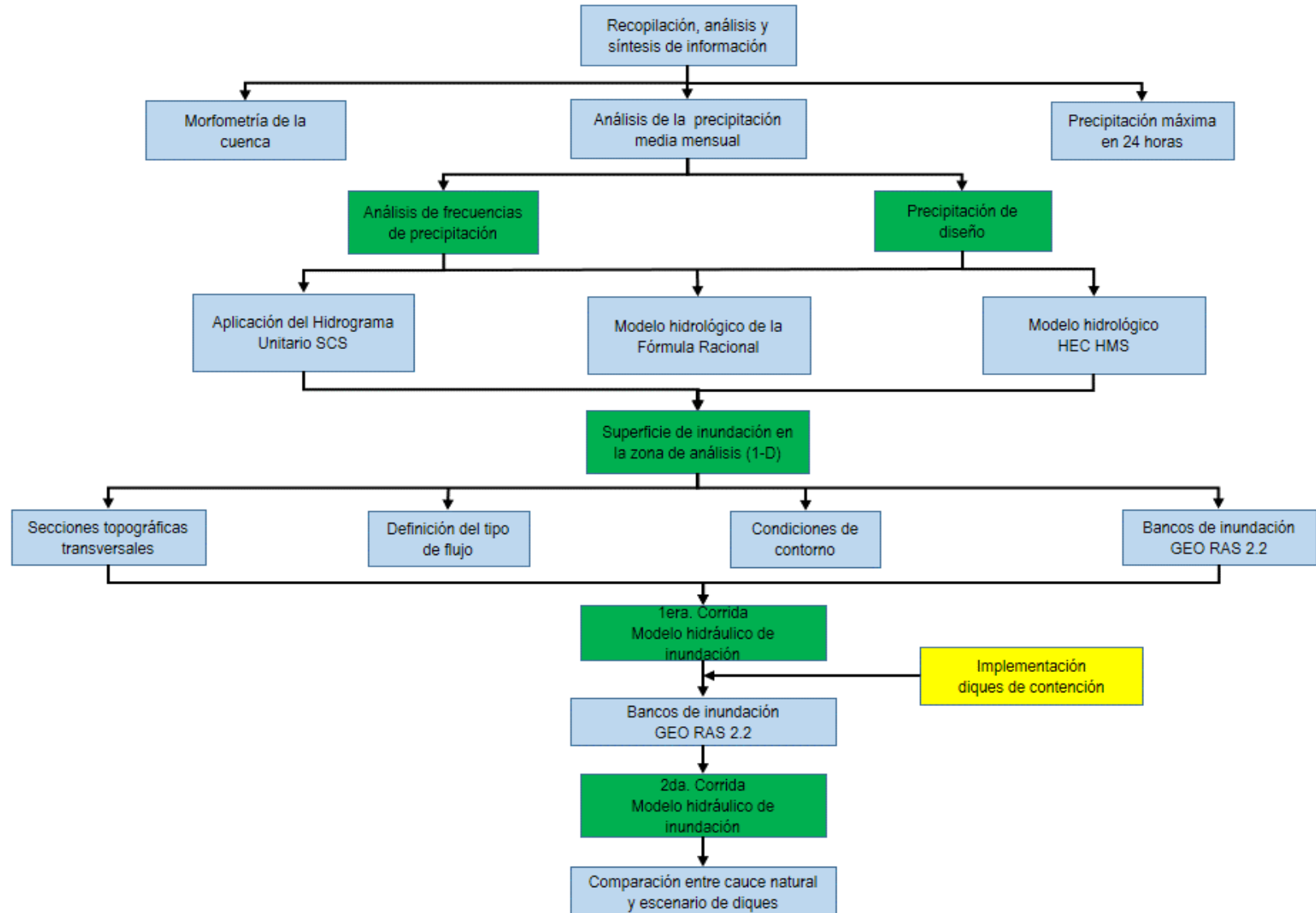


Figura 16. Metodología de investigación para el desarrollo de la hipótesis planteada

Capítulo 4. Análisis de Resultados

En este capítulo se procesó toda la información levantada en campo, así como la compilación de varias fuentes de consulta de documentación oficial y material bibliográfico, a fin de poder brindar las soluciones respectivas a los problemas planteados.

Así, los resultados alcanzados se hallan referidos a la cuenca del Río Caño Seco en términos de sus características topográficas, edafológicas, climatológicas, hidráulicas y de uso del suelo.

4.1 Características generales del área de estudio

4.1.1 Ubicación del área de estudio

Políticamente la cuenca del Río Caño Seco se ubica dentro de los cantones de Coto Brus y Corredores en la provincia de Puntarenas. A manera de ordenamiento y por facilidades de cálculos, dicha cuenca se subdivide en dos subcuencas denominadas como Caño Seco Aguas Arriba y Caño Seco Aguas Abajo. Geográficamente, la cuenca se ubica en la vertiente del Pacífico y es la principal tributaria de la cuenca del Río Corredor, la cual se une aguas abajo con el curso considerable del Río Coto Colorado el mismo que descarga directamente en el Océano Pacífico.

La modelación hidráulica de inundación corresponde a la parte baja del cauce del Río Caño Seco. Toda la cuenca se ubica entre las coordenadas 610000 Este, 955000 Norte y 620000 Este, 970000 Norte en la proyección CRTM 05 (Figura 17). Esta comprende a su vez, un área de drenaje superficial de 50.2 km², y en adelante se denominará como cuenca del Río Caño Seco, ubicada en su totalidad en la provincia de Puntarenas.

Las quebradas que conforman la cuenca Caño Seco nacen a una altura aproximada de 1439.06 msnm, en las nacientes del distrito Aguabuena, del cantón de Coto Brus.

delimitación de la cuenca de estudio permite determinar el aporte hídrico de todo el río (aguas arriba del punto de control) a su cauce principal, y aguas más abajo al cauce del Río Colorado.

El objeto de esta caracterización es inferir posibles picos de crecidas o avenidas en caso de tormentas, cuyas repercusiones de tipo socioeconómico motivan especial atención a la hora de ocupar el territorio, como en el momento de definir medidas de tipo estructural para el control de crecidas excepcionales.

De otro lado, la enorme bifurcación de la red de drenaje estudiada, permitió subdividir la cuenca en dos subcuencas superficiales; las cuales determinaron el aporte hídrico segmentado anteriormente descrito.

i. Subcuenca “Río Caño Seco Aguas Arriba”

Esta subcuenca posee un área de 33.24 km² y su cauce principal se une aguas abajo, aproximadamente a 8.29 km del punto de control, con el Río Corredor, formando ambos un flujo de mayor tamaño que aportan al cauce del Río Coto Colorado; siendo este de mayor orden. A su vez, esta subcuenca se halla cubierta predominantemente por áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc., tanto en la parte alta y baja de la subcuenca. Su forma es alargada, comprendida entre altitudes que van desde los 1439.06 hasta los 1018.46 msnm. Su altitud media se registra a los 1146.50 msnm. La parte Norte limita con pequeñas microcuencas de cursos de agua permanente como el Río Jaba, Río Copal y la Quebrada Borbón; mientras que al Sur, esta subcuenca colinda con la misma cuenca, en su sección Aguas Abajo. Por el Oeste, esta subcuenca limita con la cuenca del Río Zapote, en tanto que al Este, esta colinda con la gran cuenca del Río Corredor.

La presente subdivisión o subcuenca desarrolla una longitud en su curso principal de 11.31 km, con una geomorfología de cauce escarpada. El resumen de los parámetros geomorfológicos de esta microcuenca se halla en el **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** La cartografía de la misma se encuentra plasmada en la Figura 24 y Figura 25.

Cuadro 8. Parámetros geomorfológicos de la subcuenca del Río Caño Seco Aguas Arriba

CARACTERÍSTICA	Subcuenca Caño Seco A. Arriba
Área de la subcuenca (km ²)	33.238
Perímetro de la subcuenca (km)	40.484
Longitud del cauce principal (km)	11.313
Longitud de drenajes (km)	103.203
Cota máxima (msnm)	1439.057
Cota mínima (msnm)	1018.464
Pendiente del río principal (m/m)	0.037
PARÁMETRO	
Coefficiente de compacidad	1.980
Factor de forma	0.260
Altitud media de la subcuenca (msnm)	1146.50
Altitud mediana de la subcuenca (msnm - 50%)	1149.00
Pendiente de la subcuenca (m/m)	0.357
Densidad de drenaje (km/km ²)	3.105
Número de orden de los ríos	-----

Los valores hallados en el cuadro anterior indican el comportamiento de la subcuenca frente a la recepción de lluvias. Así, de acuerdo al coeficiente de compacidad hallado de 1.980, se puede inferir que dicha subcuenca es irregular. De otro lado, el factor de forma de 0.260, indica que esta subcuenca (alargada), al poseer estos valores de este factor, estará menos sujeta a crecientes (inundaciones), que otra del mismo tamaño (área) pero con mayor factor de forma. Así, esta subcuenca presenta un mayor tiempo de concentración ante las precipitaciones, y por tanto un decaimiento en la escorrentía; dado que las cuencas alargadas presenta un tiempo de viaje del agua mucho mayor, contribuyendo a que los picos de las crecidas sean menos súbitos en caso de tormentas concentradas.

De otro lado, hallándose el rango de la densidad de drenaje entre 1.0 km/km² (cuencas con drenaje pobre) hasta 3.0 km/km² (cuencas excepcionalmente bien drenadas), se puede concluir que la subcuenca analizada presenta **muy alto drenaje de aguas superficiales (3.105)**, es decir refleja

una subcuenca “con una respuesta hidrológica muy rápida”, sugiriendo materiales litológicos duros y resistentes, impermeables a nivel subsuperficial, vegetación dispersa y relieves montañosos; no dando tiempo a la escorrentía superficial de infiltrarse y percolar a nivel subterráneo.

Finalmente, una pendiente media de la subcuenca de 35.7%, indica que esta posee terrenos escarpados.

En el Cuadro 9 y la Figura 18 se muestra la variación de áreas con la altitud. La gráfica representa la relación entre la elevación del terreno y las superficies acumuladas por debajo o por encima de dicha elevación.

La curva hipsométrica permitió determinar la altitud mediana de la subcuenca (50%) a 1149.0 msnm. Esta curva muestra que hasta los 1075.0 msnm, el terreno presenta una pendiente escarpada, es decir que aproximadamente un 46.78% de la superficie de la subcuenca, manifiesta superficies con dicha pendiente. A partir de los 1075.0 hasta los 1175.0 msnm, la gradiente topográfica se torna fuertemente accidentada, siendo esta, menos pronunciada que la zona predecesora. De otro lado, entre las altitudes de 1175.0 y 1419.5 msnm, la pendiente se vuelve a configurar a muy escarpada, siendo esta de igual inclinación que la primera zona.

Cuadro 9. Altitudes comprendidas en la subcuenca del Río Caño Seco Aguas Arriba

RANGO msnm	COTA MAX. msnm	COTA MIN. msnm	COTA MEDIA msnm	ÁREA m ²	ÁREA km ²	Á. ACUMULADA km ²	ÁREA %	Á. ACUMULADA %	COTA * ÁREA m ³
1439.06 - 1400	1439.057	1400.0	1419.5	33780.0	0.034	0.034	0.10	0.10	47951681.09
1400 - 1350	1400.0	1350.0	1375.0	358115.0	0.358	0.392	1.08	1.18	492408146.86
1350 - 1300	1350.0	1300.0	1325.0	1206665.0	1.207	1.599	3.63	4.81	1598831198.65
1300 - 1250	1300.0	1250.0	1275.0	2482172.0	2.482	4.081	7.47	12.28	3164769451.50
1250 - 1200	1250.0	1200.0	1225.0	3581363.0	3.581	7.662	10.78	23.05	4387169893.59
1200 - 1150	1200.0	1150.0	1175.0	4611988.0	4.612	12.274	13.88	36.93	5419086181.49
1150 - 1100	1150.0	1100.0	1125.0	10277252.0	10.277	22.551	30.92	67.85	11561909127.27
1100 - 1050	1100.0	1050.0	1075.0	9386107.0	9.386	31.937	28.24	96.09	10090065597.88
1050 - 1018.46	1050.0	1018.464	1034.2	1299510.0	1.300	33.237	3.91	100.00	1343994621.05
Total				33236952.0	33.237				38106185899.38
Alt. Media									1146.50

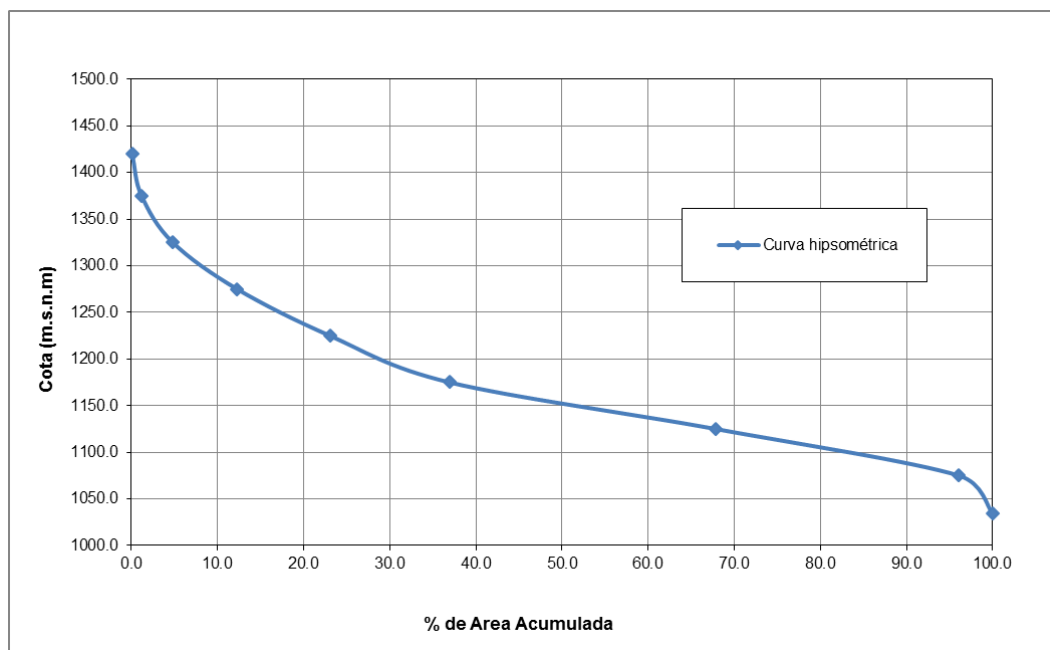


Figura 18. Curva hipsométrica – subcuenca del Río Caño Seco Aguas Arriba

ii. Subcuenca “Río Caño Seco Aguas Abajo”

Esta parte de la cuenca posee un área de 16.96 km² y su cauce principal ha desarrollado una longitud aproximada de 11.33 km. La geomorfología de esta parte de la subcuenca se halla cubierta predominantemente por uso de bosques de troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas, así como en pequeña proporción por una cobertura de uso urbano. Esta área de drenaje presenta forma muy alargada en dirección NorOeste - SurEste desde aguas arriba, con altitudes que varían entre los 1290.44 y 59.97 msnm.

Su altitud media se registra en promedio a 599.55 msnm. La parte Norte limita con la subdivisión realizada o subcuenca Río Caño Seco Aguas Arriba, en tanto que al Sur y Este la subcuenca colinda con la gran cuenca del Río Corredor. Finalmente al Oeste, los linderos de la subcuenca colindan con las cuencas del Río Caracol y Río Nuevo. La subcuenca desarrolla una longitud de curso principal de aproximadamente 11 km, atravesando quebradas menores, con una geomorfología de cauce de pendiente muy escarpada. El resumen de los parámetros geomorfológicos de la subcuenca Caño Seco Aguas Abajo se halla en el Cuadro 10.

La cartografía de la misma, se encuentra plasmada en la Figura 24.

Cuadro 10. Parámetros geomorfológicos de la subcuenca del Río Caño Seco Aguas Abajo

CARACTERÍSTICA	Subcuenca Caño Seco A. Abajo
Área de la subcuenca (km ²)	16.962
Perímetro de la subcuenca (km)	34.828
Longitud del cauce principal (km)	11.326
Longitud de drenajes (km)	39.012
Cota máxima (msnm)	1290.445
Cota mínima (msnm)	59.968
Pendiente del río principal (m/m)	0.109
PARÁMETRO	
Coefficiente de compacidad	2.385
Factor de forma	0.132
Altitud media de la subcuenca (msnm)	599.55
Altitud mediana de la subcuenca (msnm - 50%)	690.00
Pendiente de la subcuenca (m/m)	0.544
Densidad de drenaje (km/km ²)	2.300
Número de orden de los ríos	-----

Los valores hallados en el cuadro anterior indican el comportamiento de la subcuenca frente a la recepción de lluvias. Así, de acuerdo al coeficiente de compacidad hallado de 2.385, se puede inferir que dicha subcuenca es medianamente irregular. De otro lado, el factor de forma de 0.132 indica que esta subcuenca (muy alargada), al poseer pequeños valores de este factor, estará menos sujeta a crecientes (inundaciones), que otra del mismo tamaño (área) pero con mayor factor de forma. Así, esta subcuenca presenta una elevación en su tiempo de concentración, y por tanto una disminución en la escorrentía generada por precipitación; dado que las cuencas alargadas presenta un tiempo de viaje del agua mucho mayor, contribuyendo a que los picos de las crecidas sean menos súbitos en caso de tormentas concentradas.

De otro lado, hallándose el rango de la densidad de drenaje entre 1.0 km/km² (cuencas con drenaje pobre) hasta 3.0 km/km² (cuencas excepcionalmente bien drenadas), se puede concluir que la subcuenca analizada **refleja un alto drenaje de aguas superficiales (2.30)**, es decir una respuesta hidrológica “rápida”, sugiriendo materiales impermeables a nivel subsuperficial, vegetación

dispersa y relieves montañosos. Así, una cuenca bien drenada genera poca oportunidad de darle tiempo a la escorrentía superficial de infiltrarse y percolar a nivel subterráneo.

Finalmente, una pendiente media de la subcuenca de 54.4%, indica que esta posee terrenos de pendiente muy escarpada.

En el Cuadro 11 y la Figura 19 se muestra la variación de las áreas con la altitud. La gráfica representa la relación entre la elevación del terreno y las superficies acumuladas por debajo o por encima de dicha elevación.

La curva hipsométrica permitió determinar la altitud mediana de la subcuenca (50%) a 690.0 msnm. Esta curva, muestra que hasta los 450.0 msnm, el terreno presenta una pendiente escarpada, es decir que aproximadamente un 32.61% de la superficie de la subcuenca, manifiesta superficies con dicha inclinación. A partir de los 450.0 hasta los 1050.0 msnm, la gradiente topográfica es muy escarpada, siendo esta, más pronunciada que la zona predecesora. Por último, entre los 1050.0 y 1245.2 msnm, la pendiente vuelve a cambiar a escarpada, siendo esta menos empinada que el tramo anterior.

Cuadro 11. Altitudes comprendidas en la subcuenca del Río Caño Seco Aguas Abajo

RANGO msnm	COTA MAX. msnm	COTA MIN. msnm	COTA MEDIA msnm	ÁREA m2	ÁREA km2	Á. ACUMULADA km2	ÁREA %	Á. ACUMULADA %	COTA * ÁREA m3
1290.45 - 1200	1290.445	1200.0	1245.2	81118.0	0.081	0.081	0.48	0.48	101009966.48
1200 - 1100	1200.0	1100.0	1150.0	803179.0	0.803	0.884	4.74	5.21	923655899.02
1100 - 1000	1100.0	1000.0	1050.0	2398996.0	2.399	3.283	14.14	19.36	2518945873.22
1000 - 900	1000.0	900.0	950.0	1325529.0	1.326	4.609	7.81	27.17	1259252590.45
900 - 800	900.0	800.0	850.0	1709797.0	1.710	6.319	10.08	37.25	1453327502.18
800 - 700	800.0	700.0	750.0	1362315.0	1.362	7.681	8.03	45.28	1021736291.57
700 - 600	700.0	600.0	650.0	1211287.0	1.211	8.892	7.14	52.42	787336586.97
600 - 500	600.0	500.0	550.0	742321.0	0.742	9.635	4.38	56.80	408276583.98
500 - 400	500.0	400.0	450.0	655025.0	0.655	10.290	3.86	60.66	294761260.00
400 - 300	400.0	300.0	350.0	1410937.0	1.411	11.701	8.32	68.98	493827971.53
300 - 200	300.0	200.0	250.0	1870897.0	1.871	13.571	11.03	80.01	467724264.27
200 - 100	200.0	100.0	150.0	2406230.8	2.406	15.978	14.19	94.20	360934631.68
100 - 59.97	100.0	59.968	80.0	984265.0	0.984	16.962	5.80	100.00	78725312.10
Total				16961896.8	16.962				10169514733.45
Alt. Media									599.55

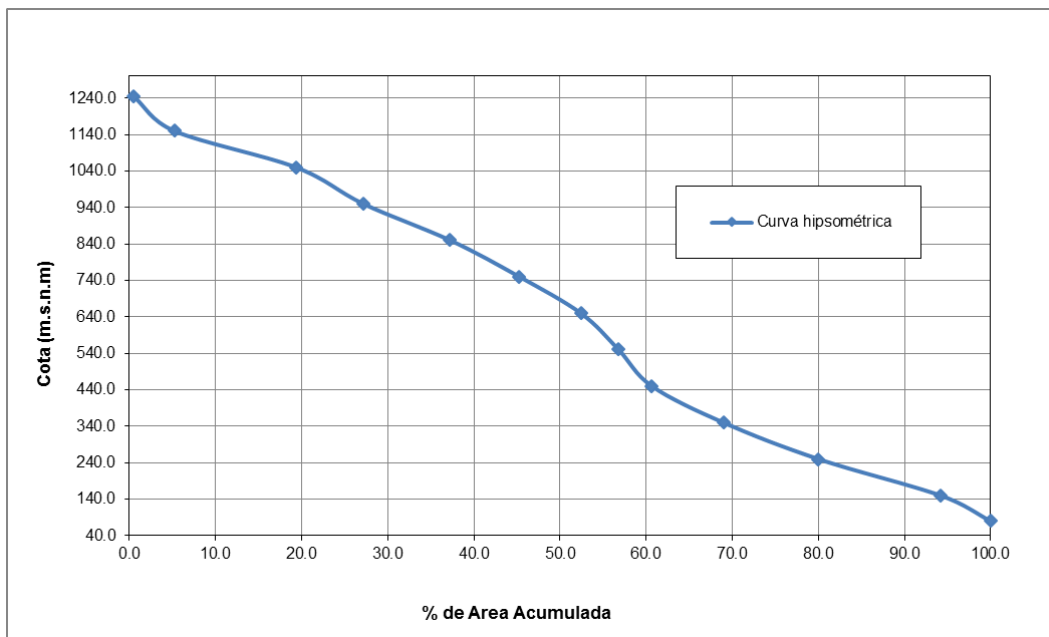


Figura 19. Curva hipsométrica – subcuenca del Río Caño Seco Aguas Abajo

4.2 Caracterización hidrometeorológica

La caracterización hidrometeorológica tiene por objetivo aproximar el patrón de los ingresos de agua de lluvia a las microcuencas de influencia directa del estudio. El análisis de estos registros históricos y el conocimiento de la hidrología regional permiten estimar los flujos representativos en la zona de estudio, así como su variación temporal y espacial.

4.2.1 Análisis de la información pluviométrica

Cada registro de precipitación en la estación considerada, ha pasado por etapas de observación gráfica y análisis estadístico, a fin de consistenciar y depurar errores sistémicos en el registro y toma de muestras.

Se debe resaltar que el registro de precipitación en cada una de las Estaciones INA Río Claro y Coto 49 Ciudad Neily; es muy importante dado que servirá como base para la determinación de la precipitación sobre la altitud media de la zona del proyecto analizado, la misma que a su vez, permitirá la generación de descargas sobre la superficie de esta. Ver Figura 20.

Cuadro 12. Estaciones meteorológicas empleadas en el análisis pluviométrico anual y mensual

ESTACION	UBICACIÓN GEOGRAFICA		ALTITUD	PERIODO REGISTRO	OPERADOR	
	LATITUD	LONGITUD				
	"N"	"O"	(m.s.n.m.)	(años)		
1.-	INA Río Claro	08°40'28"	83°03'44"	56	1985 - 2012	Instituto Meteorológico Nacional
2.-	Coto 49, Ciudad Neily	08°37'52.7"	82°58'1.09"	28	2002 - 2017	

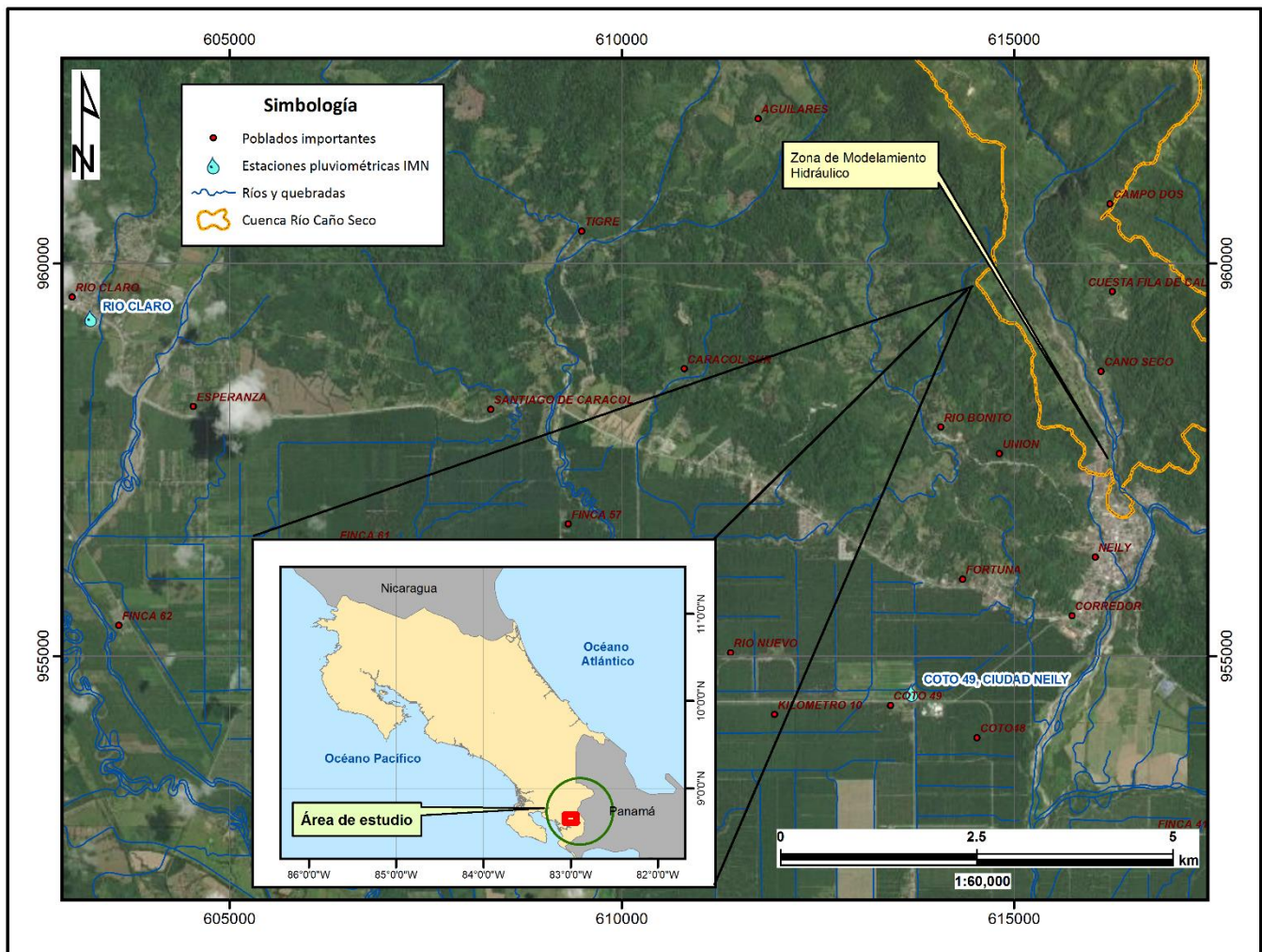


Figura 20. Ubicación de las estaciones pluviométricas empleadas en la presente investigación

4.2.2 Precipitaciones anuales y mensuales

Se describe a continuación el comportamiento hidrológico temporal y espacial de cada una de las estaciones mostradas en el Cuadro 12.

i) Estación INA, Río Claro

Pertenciente a la cuenca de la Quebrada Chiricanos, ubicada en la provincia de Puntarenas y cantón de Golfito, a una altura de 56.0 msnm. Los registros de precipitación total mensual corresponden al periodo de 1985 - 2012.

En la estación INA Río Claro, la precipitación total anual asciende a 4953.90 mm.

Los meses de Mayo a Noviembre son considerados como meses húmedos, al presentar grandes láminas de precipitación, en tanto que los meses de Diciembre a Abril corresponden a los periodos secos del área de estudio, en donde la precipitación desciende considerablemente a una lámina promedio de 156.34 mm.

ii) Estación Coto 49, Ciudad Neily

Pertenciente a la cuenca del Río Corredor, ubicada en la provincia de Puntarenas, distrito Corredor, a una altura de 28.0 msnm. Los registros de precipitación total mensual corresponden al periodo de 2002 - 2017.

En la estación Coto 49, la precipitación total anual asciende a 4600.60 mm.

Los meses de Mayo a Noviembre son meses con mayor precipitación, dando inicio al periodo húmedo. En tanto que los demás meses presentan precipitaciones sostenidas de menor magnitud.

En la

Figura 21 y

Figura 22 se presenta la variación temporal de las dos estaciones meteorológicas consideradas en el análisis pluviométrico.

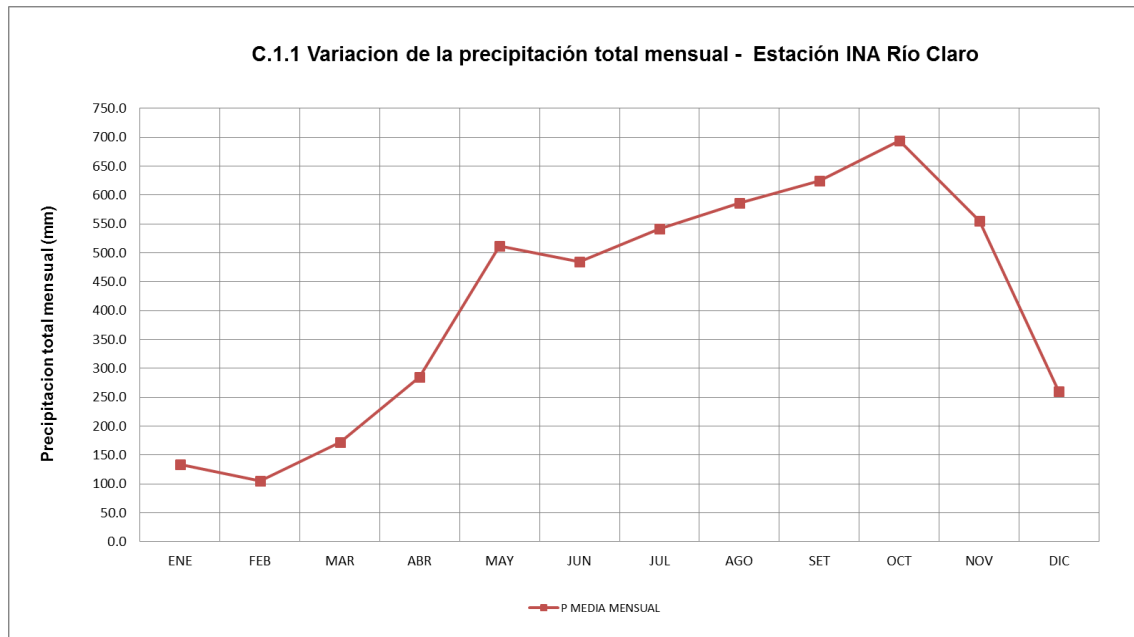


Figura 21. Precipitación media mensual y total anual – Estación Meteorológica INA, Río Claro

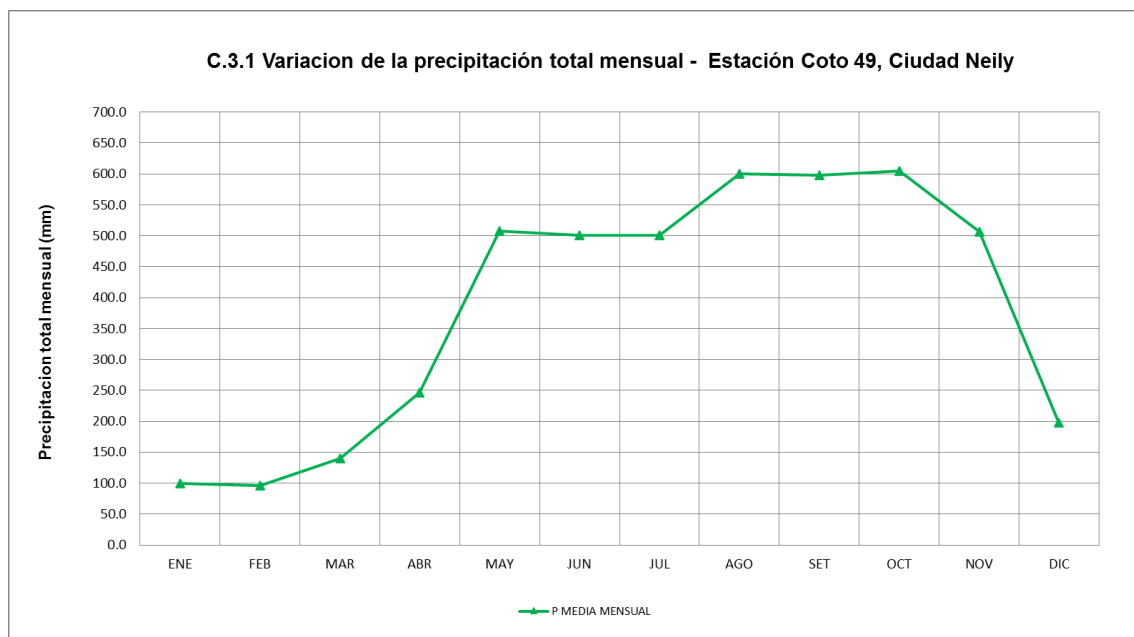


Figura 22. Precipitación media mensual y total anual – Estación Meteorológica Coto 49, Ciudad Neily

Una vez conocido el comportamiento temporal y espacial de las precipitaciones en cada una de las estaciones analizadas, se procedió a emplear la metodología más adecuada para la regionalización de esta información.

Un análisis de regresión mensual entre la Altitud y la Precipitación para los años promedios, reflejan una buena correlación entre estos parámetros, presentándose para esta lluvia una relación directa o positiva. Todo este comportamiento, hace suponer la presencia de lluvias orográficas que no es más que vientos cargados de humedad, sopladados desde el océano hacia el continente, enfriándose en altura para descargar en lluvias intensas. A su vez, estas estaciones tienen la particularidad de ubicarse en cuencas vecinas, siguiendo una secuencia altitudinal de cotas de entre 28.0 y 56.0 msnm (los resultados de este análisis se encuentran en la sección Anexos).

La obtención de la precipitación anual y mensual en la zona de estudio se basó en un análisis de regresión lineal obtenido para el periodo promedio en su registro total anual, alcanzando un coeficiente de regresión R^2 de 0.98. Los resultados se hallan en la sección Anexos, empleando para ello como estación base a la estación INA, Río Claro, por hallarse ésta más cercana a la zona de análisis y presentar características climáticas semejantes al área de interés. El resumen de los resultados se presenta en el

Cuadro 13.

Cuadro 13. Precipitación total mensual y anual en el área de estudio

MES	P promedio
	mm
ENE	144.01
FEB	112.43
MAR	184.92
ABR	305.84
MAY	550.03
JUN	520.72
JUL	581.07
AGO	629.82
SET	670.95
OCT	744.51
NOV	595.57
DIC	279.96
ANUAL	5319.83

P: Precipitación (mm)

4.2.3 Precipitación máxima en 24 horas

Los caudales de avenida para la subcuenca analizada, han sido estimados de forma conservadora mediante las tormentas de diseño calculadas mediante un análisis de regresión lineal y usando de estación base el registro de las precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Río Claro, para los diferentes periodos de retorno, con un límite de confianza al 95%, y asumiendo las consideraciones sobre las precipitaciones en la zona de estudio; las cuales se distribuyen según la tormenta tipo II del Soil Conservation Service (SCS, USA). El análisis de eventos máximos se detalla en la sección Anexos, en donde un mejor ajuste de la función de probabilidad para los datos registrados en la estación Río Claro, fue el presentado por la Distribución Gamma de 2 Parámetros.

Se eligió esta estación como representativa para la zona de estudio, por su proximidad a la misma tanto horizontal como verticalmente.

Cuadro 14. Tormentas de diseño representativas de la zona de estudio

Periodo de Retorno (años)	Precipitación Máxima en 24 horas (mm)
10	326.86
25	486.83
50	610.34
100	735.65
500	1029.51
Máx. Histórico (2020)	278.80

En el Cuadro 14 se observa que la máxima precipitación histórica registrada el año 2020 corresponde a una tormenta cercana a un periodo de retorno de 10 años.

4.3 Análisis de frecuencias de valores de precipitación

Los datos observados pueden ser considerados en su totalidad, lo que constituye una serie total, o apenas los superiores a un cierto límite, teniéndose una serie parcial, o todavía, solo el máximo de cada año, obteniéndose una serie anual. Las series son ordenadas en orden decreciente, asignándole a cada valor un número de orden m , que varía de 1 a N , siendo N el tamaño de la muestra (número de años de observación); la frecuencia con que es igualado o superado un evento de orden m es:

Fórmula de California:

$$P = \frac{m}{N}$$

Fórmula de Weibull:

$$P = \frac{m}{N + 1}$$

Considerando P como la probabilidad de ocurrencia del evento, y siendo el periodo de retorno (o periodo de recurrencia) el intervalo medio de años en que puede ocurrir o ser superado un evento dado, se tiene que:

$$T = \frac{1}{P}$$

Para periodos de recurrencia menores de N , el valor de P puede dar una buena aproximación de la probabilidad de ocurrencia, pero para los valores menos frecuentes en el periodo o sea valores de precipitación mayores que los observados dentro de los N años, es conveniente adoptar otro procedimiento. La distribución de frecuencias debe ser ajustada a una ley de probabilidades teórica de modo a posibilitar un cálculo más adecuado de la probabilidad, minimizando los errores de muestreo.

Uno de los más importantes resultados que da la teoría de probabilidades es la teoría del Límite Central, según el cual, satisfechas ciertas condiciones, la suma de variables aleatorias obedecen aproximadamente a una distribución normal. Como el valor total anual de precipitaciones es

formado por la suma de los totales diarios, es natural que se tente ajustar a la Ley de Gauss al conjunto de datos observados.

La Ley de Gauss tiene la siguiente función de densidad:

$$f(x) = \frac{e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}}{\sigma\sqrt{2\pi}}$$

para $-\infty < X < \infty$

$f(x)$ es una función continua y simétrica con respecto a μ por tanto el coeficiente de asimetría es cero. Si una variable aleatoria X tiene distribución normal con media μ y variancia σ^2 y además $Y = a+bX$, la distribución Y también es normal con media $\mu_y = a+b\mu$ y variancia $\sigma_y^2 = b^2\sigma^2$.

Es común representar el ajuste de la Ley de Gauss o Normal en forma gráfica, utilizando papel de probabilidad normal, que relaciona el total de precipitación anual (P) con su respectivo periodo de retorno T .

El ajuste de los datos a la distribución Normal puede ser verificada por medio de la prueba X^2 , que consiste en el cálculo de una cierta función del cuadrado de las diferencias entre frecuencias observadas y frecuencias teóricas esperadas. Si el ajuste es satisfactorio, el valor de esa función debe ser pequeño en comparación con los valores tabulados.

4.3.1 Relaciones entre la intensidad, duración y frecuencia

Para considerar la variación de la intensidad con la frecuencia, se fija, cada vez, una duración determinada. Analizando los pluviogramas de una estación pluviométrica, se puede escoger el máximo de cada año, para cada duración t , organizando una tabla de una serie anual, constituida por n valores máximos susceptible de ser tratada estadísticamente para determinar las frecuencias de ocurrencia. Diversos métodos pueden ser usados, siendo el más común el de Ven Te Chow – Gumbel que permite calcular el valor de la lluvia para un periodo de retorno dado, según la siguiente ecuación:

$$X = \bar{X} + KS$$

donde:

X	= es la precipitación para un determinado periodo de retorno T
\bar{X}	= es la media de X
K	= es un factor de frecuencia
S	= es la desviación estándar de los datos

Cada serie es analizada y calculada las intensidades máximas probables para varios periodos de retorno y los resultados pueden ser organizados en tablas. El ploteo de estos valores origina una familia de curvas que relaciona la Intensidad, Duración y Frecuencia, válidas para el lugar donde fueron medidos los datos.

La obtención de los datos de intensidad para duraciones cortas requiere la existencia de pluviógrafos con resolución temporal alta. Dado que en la mayoría de las estaciones solo existe pluviómetro, proporcionando solo valores totales diarios de lluvia. Para este caso existe el método de la curva patrón de tormenta o diagrama masa adimensional, obtenida de la estación pluviográfica, *y que permite desagregar las lluvias diarias de estaciones donde solo se cuenta con pluviómetro.*

Dado que la intensidad es la cantidad de agua caída por unidad de tiempo, y siendo relevante para la ingeniería en cada tormenta, la intensidad máxima que haya presentado en su curso; esta representa para ella, la altura máxima de agua caída en un tiempo dado. Precisamente ese tiempo o duración (tiempo que transcurre entre el comienzo y el fin de la tormenta) marcan el hito para determinar las curvas características I-D-F, pues determinando la lámina máxima caída a diferentes duraciones (minutos), e incluyendo todas las lluvias ocurridas en el lugar de análisis, se obtiene un conjunto de puntos relacionando intensidad máxima y duración, dando origen a la formación de dicha curva, donde la intensidad media de las lluvias disminuye a medida que aumenta la duración.

La ubicación del punto de mayor intensidad es importante cuando se trata de diseñar tuberías o zanjas de desagüe, ya que si la intensidad máxima está al comienzo de la tormenta, cuando aún los tubos o zanjas están relativamente vacíos, las dimensiones de estos serán menores que en el caso inverso en el que se deberá evacuar la precipitación correspondiente a la intensidad máxima cuando ya están parcialmente llenos por la precipitación anteriormente caída.

Para el presente caso, y en función de la lámina máxima en 24 horas producida en la Estación Meteorológica Río Claro, se elaboraron las curvas I-D-F para los periodos de retorno (T) de 10, 25, 50, 100 y 500 años, así como la curva característica de la tormenta producida tipo II del SCS (Soil Conservation Service) presentada en las Figuras Anexos y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** respectivamente.

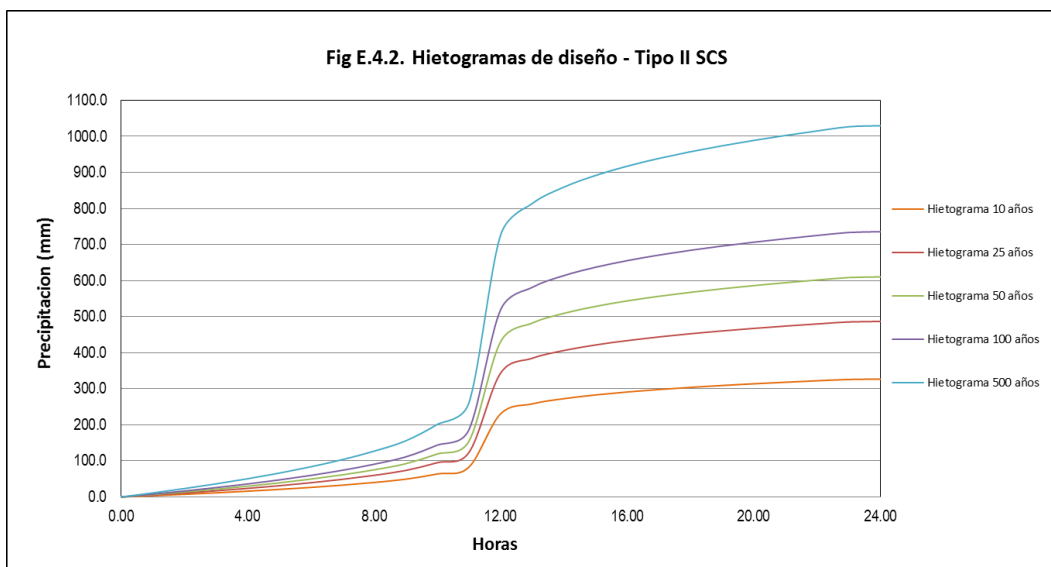


Figura 23. Hietograma de diseño Tipo II SCS para diferentes periodos de retorno

4.4 Transformación de la precipitación a caudales máximos instantáneos

Dado que no se dispone de información histórica de las máximas descargas presentadas en el área de estudio, se han estimado las descargas máximas para diferentes periodos de retorno de ocurrencia, en función de los valores de precipitaciones máximas en 24 horas de duración, representativas para el área de análisis, y obtenidas en el Cuadro 14.

Para tal fin se han empleado las metodologías del Hidrograma Unitario del SCS, recomendable en cuencas con una extensión superior a los 5 km² y la del modelo hidrológico de la Fórmula Racional, aplicable a áreas menores a una extensión de 13 km², así como la del modelo HEC HMS sin límites de uso (Hydrologic Modeling System).

La cuenca en estudio corresponde a la denominada como Río Caño Seco; la misma que representa una extensión de **50.20 km²**.

El análisis hidrológico se realizó sobre las subdivisiones o subcuencas constituyentes y de influencia directa sobre la zona estudiada, las mismas que presentan diversas coberturas de uso de suelo como áreas verdes o pastizales en mayor porcentaje, y cobertura impermeable producto de la extensión y desarrollo urbano. En este punto, es preciso señalar que la metodología HEC y Curva Número ofrecen mejores resultados que los del Hidrograma Unitario del SCS y Fórmula Racional respectivamente. Ver Figura 24 y Figura 25.

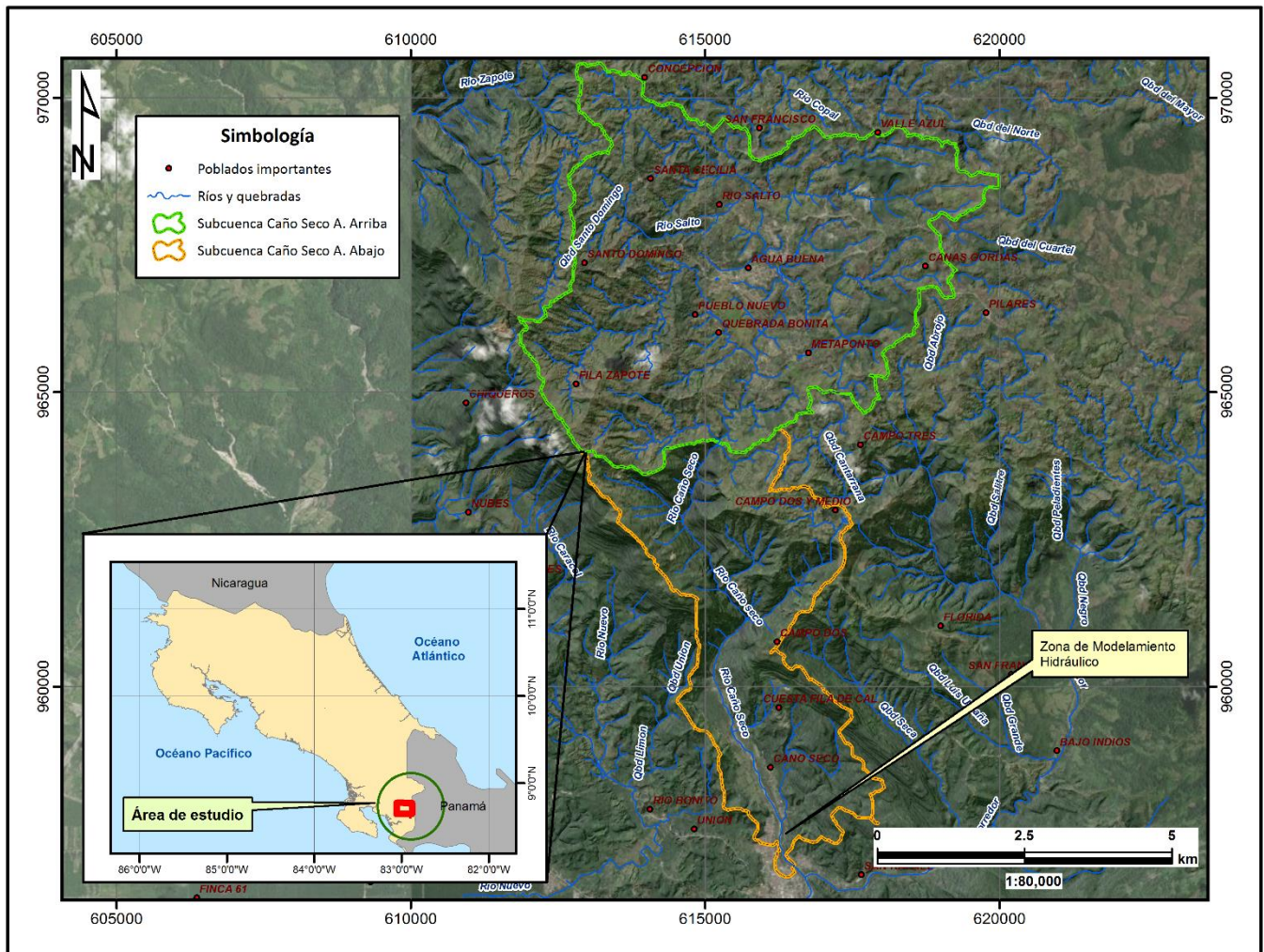


Figura 24. Áreas de captación y drenaje superficial de la zona de estudio

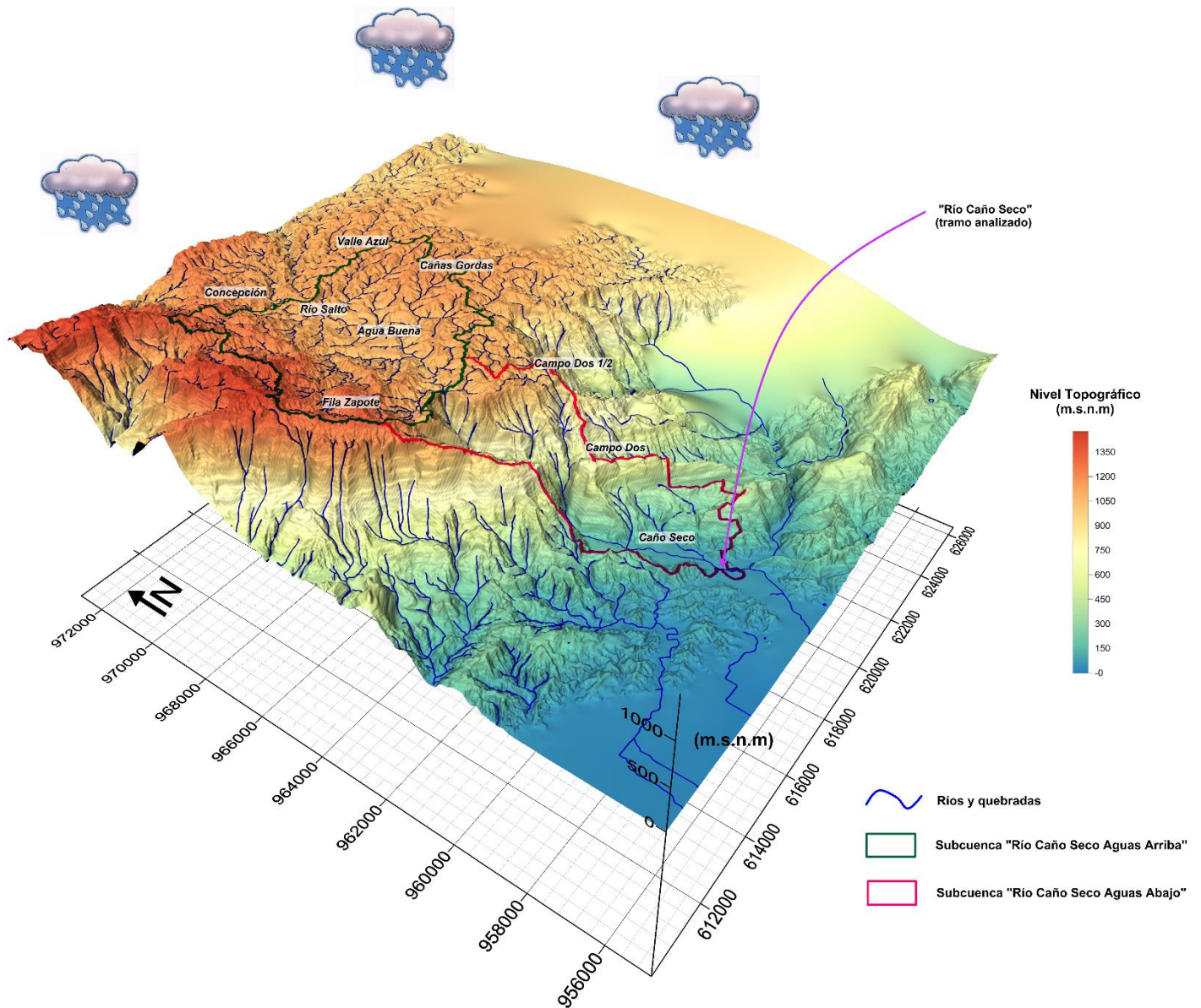


Figura 25. Áreas de captación y drenaje superficial de la zona de estudio – 3D

4.4.1 Aplicación del hidrograma unitario SCS

Esta metodología se aplicó a las subcuencas o subdivisiones realizadas de drenaje superficial en estudio. El método consiste en estimar un hidrograma triangular unitario sintético, a partir de las características físicas de cada subcuenca y un perfil de la precipitación efectiva, las cuales convergen para producir el hidrograma compuesto de la avenida. La geometría del hidrograma unitario es:

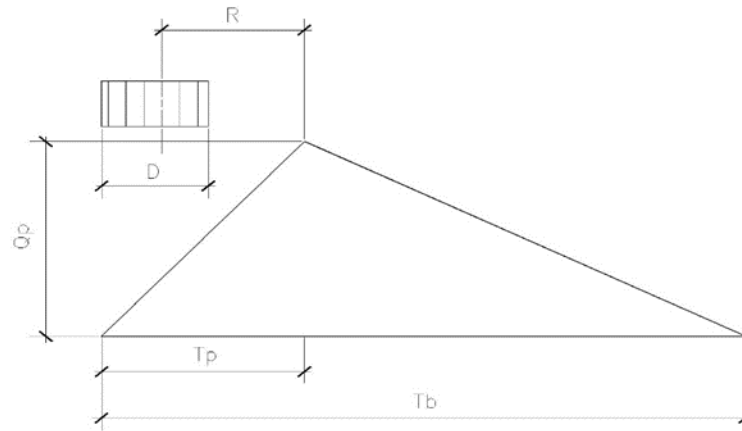


Figura 26. Geometría del hidrograma triangular

donde:

D	=	0.4 R
Tp	=	R + D/2 = 3D
Qp	=	0.208 A/Tp
R	=	$(L^{0.8} (S+1)^{1.67}) / (13.9 (I^{0.5}))$
S	=	(1000/CN) - 10
Tb	=	2.67 Tp
R	=	Retardo entre el centro de la precipitación efectiva y el caudal pico en horas
D	=	Duración del incremento unitario de precipitación efectiva en horas
Tp	=	Tiempo al pico en horas
Tb	=	Tiempo base en horas
Qp	=	Caudal pico del hidrograma unitario para la duración D
L	=	Longitud del curso principal en km
I	=	Pendiente del curso principal en %
S	=	Máxima retención potencial en pulgadas
CN	=	Número de curva típica en función de las características físicas de la subcuenca (La CN representativa para la subcuenca Caño Seco A. Arriba y Caño Seco A. Abajo es de 69 y 66 respectivamente).
A	=	Área de los usos de suelos en km ²

El método SCS asume que una fracción de la precipitación no genera descarga debido fundamentalmente a lo siguiente:

- La abstracción inicial del terreno sobre el que cae la lluvia (I_a)
- Las infiltraciones que se dan durante el tiempo que dura la tormenta



Figura 27. Generación de la precipitación efectiva

La escorrentía superficial se inicia cuando la precipitación excede el valor de I_a , que se asume igual a la quinta parte (20%) de la máxima retención (S). Es decir:

$$I_a = 5.08 S$$

La descarga acumulada está dada por la siguiente expresión:

$$\sum RQ_{ij} = \frac{\sum (P_i - 5.08S)^2}{\sum (P_i - 20.32S)}$$

donde:

S (pulgadas), RQ (mm), $\sum P_i$ = Lluvia acumulada para intervalos de tiempo i

El pico del hidrograma triangular en el periodo “ i ” se obtiene con la siguiente expresión:

$$Q_{pi} = \frac{0.208 \cdot RQ_i \cdot A}{T_p}$$

Cuadro 15. Caudales máximos estimados (m^3/s) en las áreas de drenaje superficial – zona de estudio Hidrograma Unitario SCS

Subcuenca	PERIODOS DE RETORNO (AÑOS)				
	10	25	50	100	500
Río Caño Seco Aguas Arriba	343.31	578.36	764.02	954.26	1404.21
Río Caño Seco Aguas Abajo	199.67	341.90	454.84	570.86	845.88

4.4.2 Precipitaciones de diseño para duraciones de 24 horas

Las variaciones temporales de precipitación son extremadamente importantes en el proceso de transformación de la lluvia en descarga, particularmente en las áreas urbanas. Un diagrama de barras representando el desarrollo temporal de una lluvia se conoce como el hietograma.

En el hietograma se visualiza fácilmente la variación temporal de una precipitación, ya que, desde el inicio del proceso lluvioso, el volumen precipitado se distribuye de diversas maneras. Una parte es interceptada por la vegetación, que una vez mojada comienza a gotear sobre la superficie del suelo, donde se pierde otra parte. El agua que alcanza la superficie toma varios caminos; una parte queda almacenada en las depresiones y se puede evaporar; otra parte infiltra y, encontrando estratos impermeables próximos a la superficie, escurre más o menos paralelamente a ella hasta aflorar. Otra parte puede infiltrar más profundamente hasta el nivel freático donde fluiría lentamente, y la parte que no consigue infiltrar escurrirá como una capa fina en la superficie del suelo, hasta alcanzar los lechos y canales fluviales constituyendo la escorrentía superficial.

La metodología empleada para la generación de hietogramas (para diferentes periodos de retorno) a partir de la estación meteorológica Río Claro como estación base, se presenta en la Figura 28 a la Figura 32 y la sección Anexos.

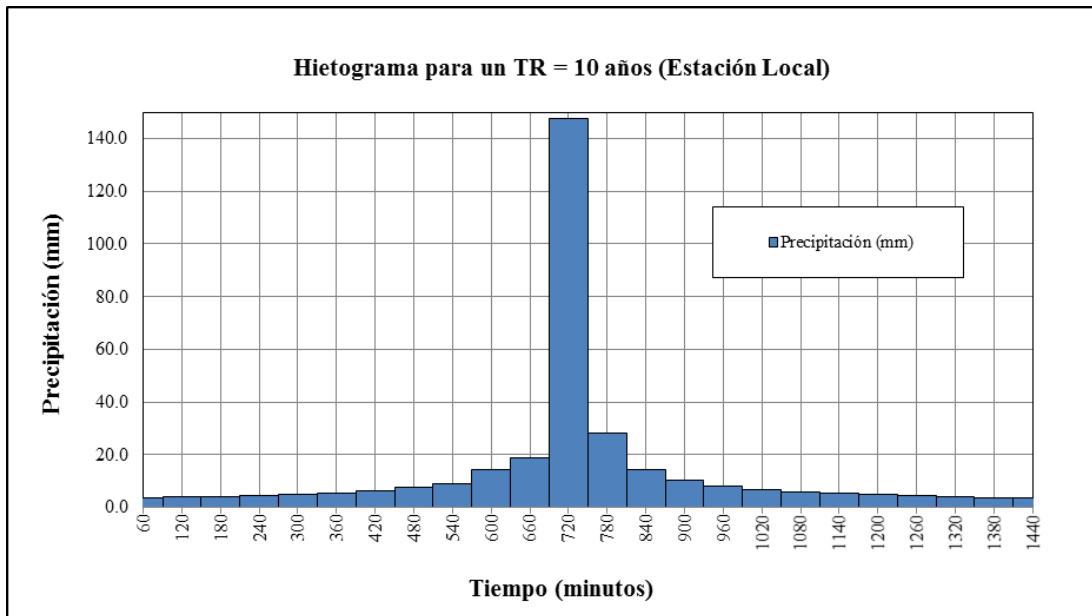


Figura 28. Hietograma para un tiempo de retorno de 10 años (Estación Generada Área de Estudio)

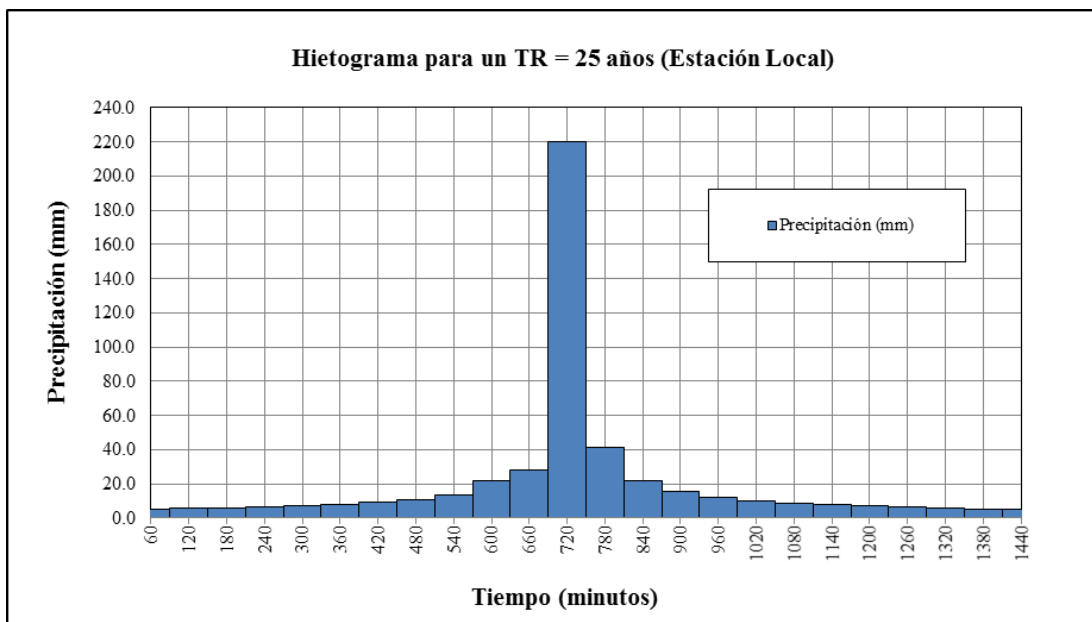


Figura 29. Hietograma para un tiempo de retorno de 25 años (Estación Generada Área de Estudio)

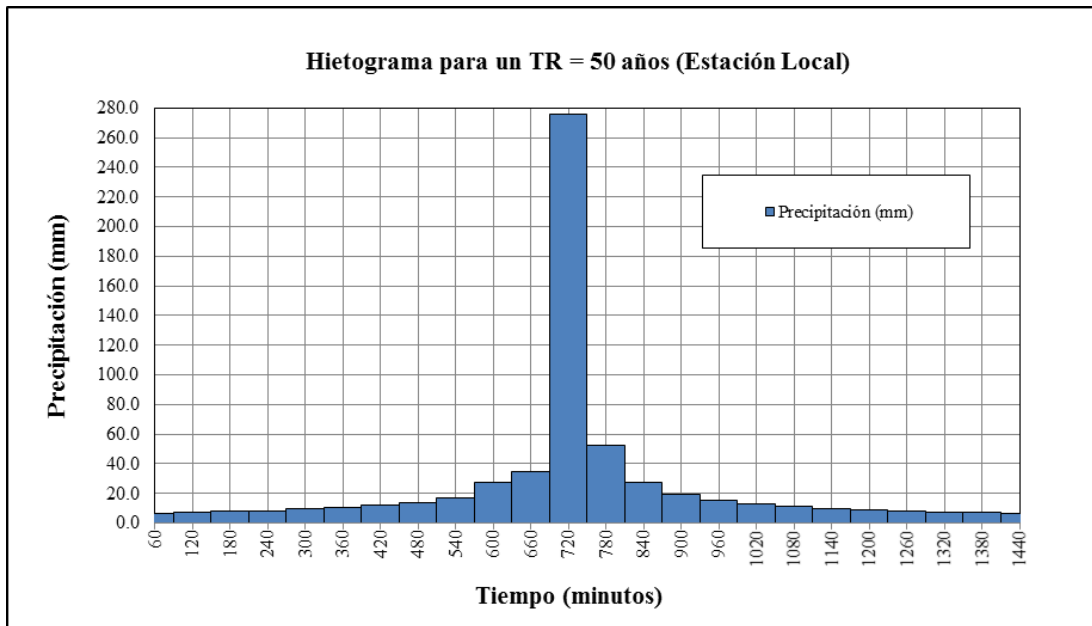


Figura 30. Hietograma para un tiempo de retorno de 50 años (Estación Generada Área de Estudio)

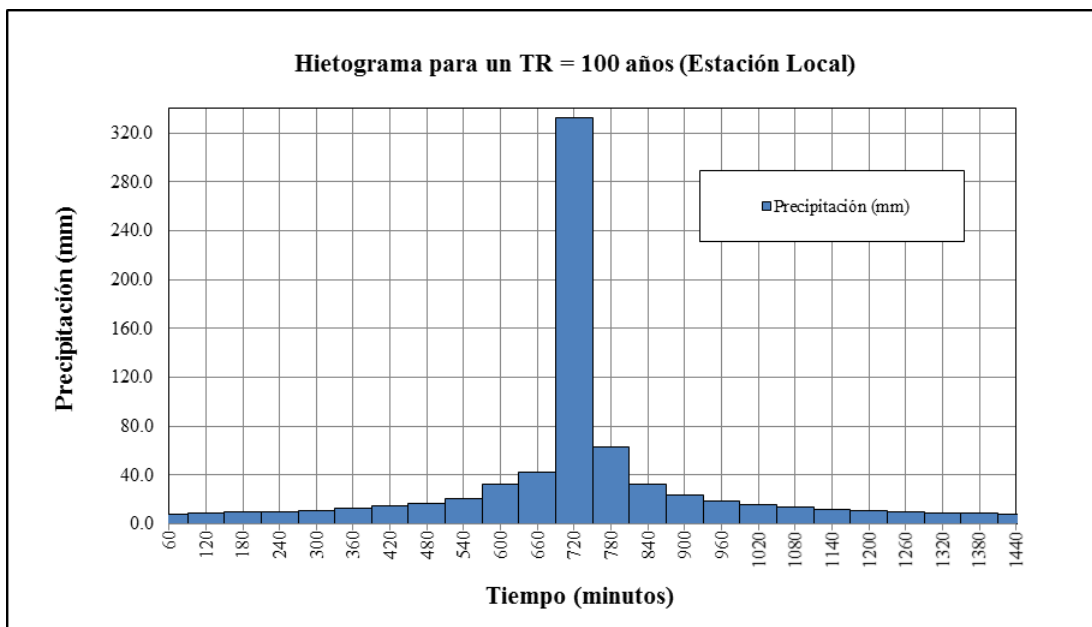


Figura 31. Hietograma para un tiempo de retorno de 100 años (Estación Generada Área de Estudio)

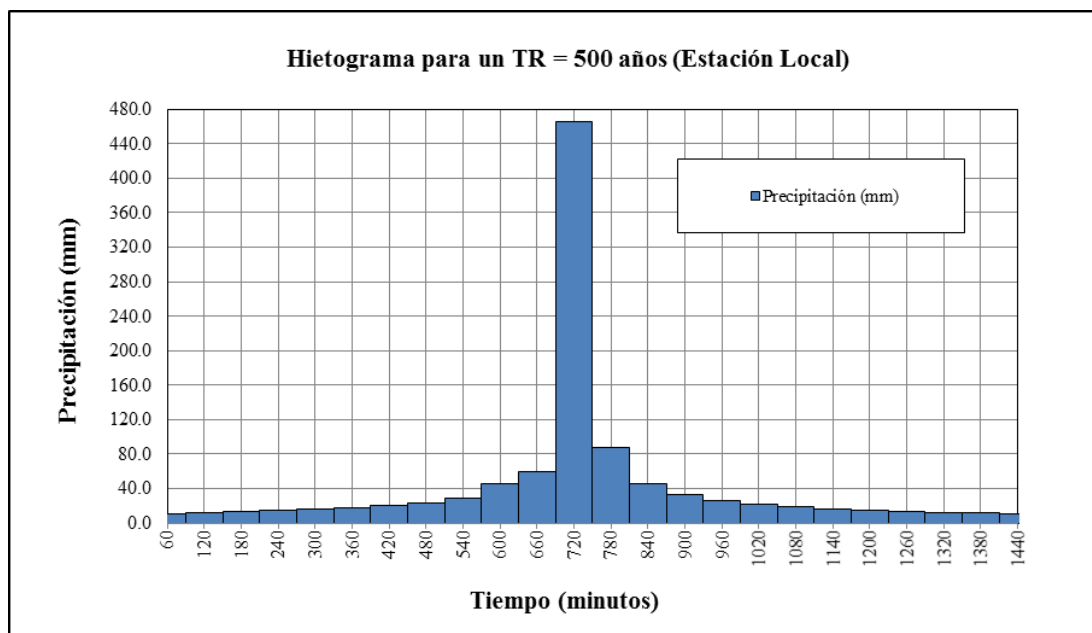


Figura 32. Hietograma para un tiempo de retorno de 500 años (Estación Generada Área de Estudio)

4.4.3 Aplicación del modelo hidrológico HEC- HMS

Las subcuencas de interés definidas en el título 4.1 presentan condiciones orográficas de pendientes fuertes a muy escarpadas. Por ello se hace necesario el empleo de metodologías más precisas en cuanto al cálculo de los caudales máximos, como lo es el modelo de Simulación Hidrológica HEC-HMS del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. El modelo HEC-HMS estima el hidrograma que se produciría ante la ocurrencia de una tormenta determinada en función de los hietogramas correspondientes (Figura 28 a Figura 32). Para la transformación del hietograma (Anexos) se ha usado la metodología del Hidrograma Unitario asumiendo despreciable el flujo base, mientras que para el cálculo de la infiltración se utiliza el método de la Curva Número del Soil Conservation Service (SCS).

De manera conservadora, se tienen las siguientes hipótesis: La precipitación se distribuye como una tormenta tipo II del SCS (recomendado para zonas montañosas). Adoptando en las subcuencas en estudio un Número de Curva de 69 para A (Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc. Condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 al 75% y suelos de moderadas tasas de infiltración y/o permeabilidad); en tanto que para el caso de la subcuenca B se adoptó un

Número de Curva de 66 (Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas, con suelos de moderadas tasas de infiltración y/o permeabilidad).

Según las extensiones de estas, la lluvia podría distribuirse uniformemente sobre sus áreas de recepción y la atenuación de los hidrogramas es despreciable en sus quebradas. Los parámetros hidrológicos se muestran en los Cuadros Anexo, en donde se indica que el tiempo de concentración fue promediado geométricamente en base a los cuatro métodos para su obtención (Kirpich, Hathaway US Corps y Bransby Williams); esto para uniformizar las diferencias obtenidas en cada método. El proceso de cómputo se hizo en base a un intervalo de simulación de 1 hora.

El modelo HEC-HMS permitió obtener los caudales de salida del sistema (subcuenca) analizado, luego de haber realizado el tránsito hidráulico y los procesos físicos hidrológicos correspondientes.

Dichos resultados, para un periodo de retorno de 10 a 500 años, son mostrados de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** a **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

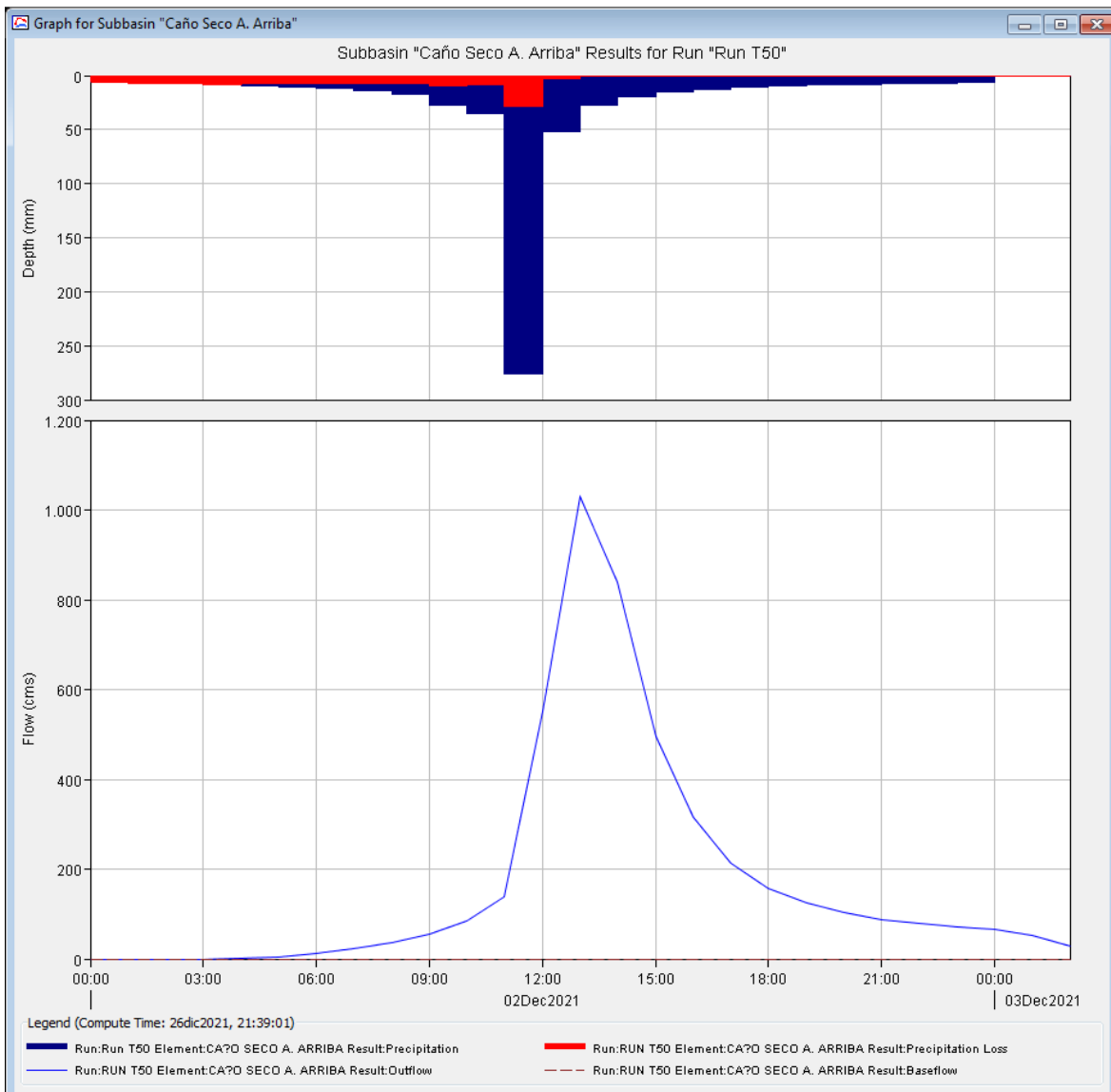


Figura 33. Hidrograma para una avenida máxima de 50 años de periodo de retorno.
Subcuenca A

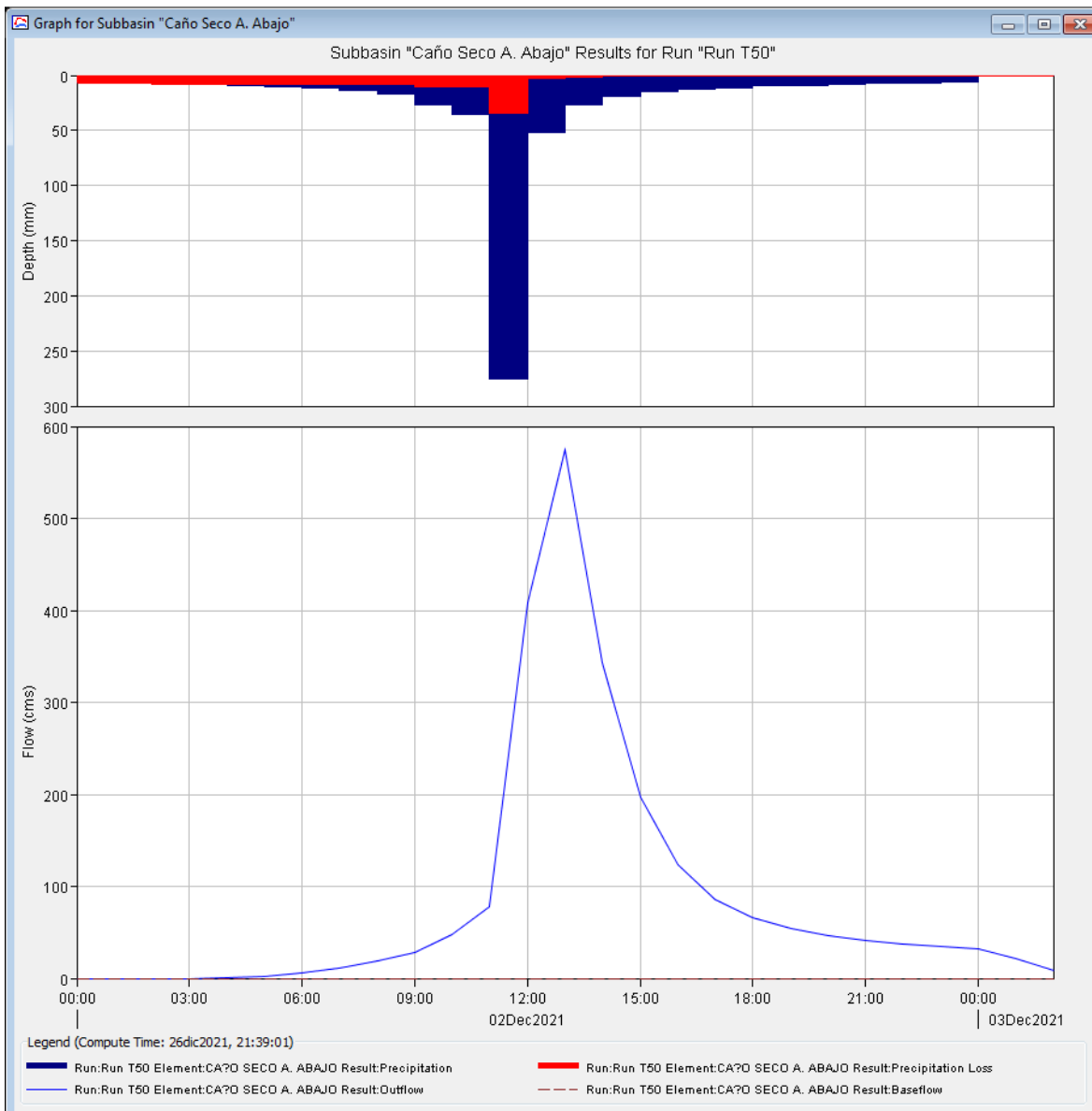


Figura 34. Hidrograma para una avenida máxima de 50 años de periodo de retorno.
Subcuenca B

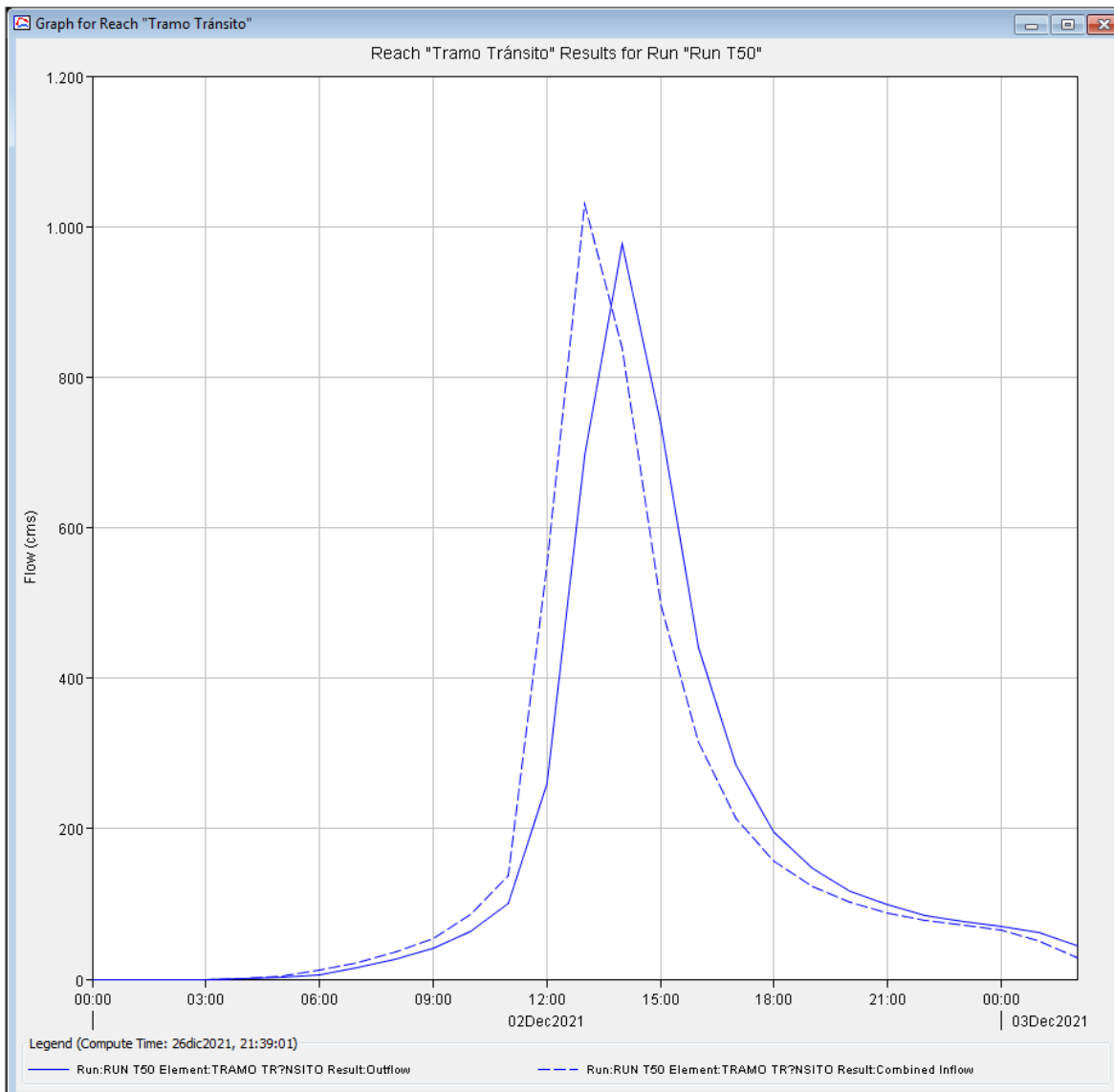


Figura 35. Hidrograma para una avenida máxima de 50 años de periodo de retorno.
Tramo en Tránsito

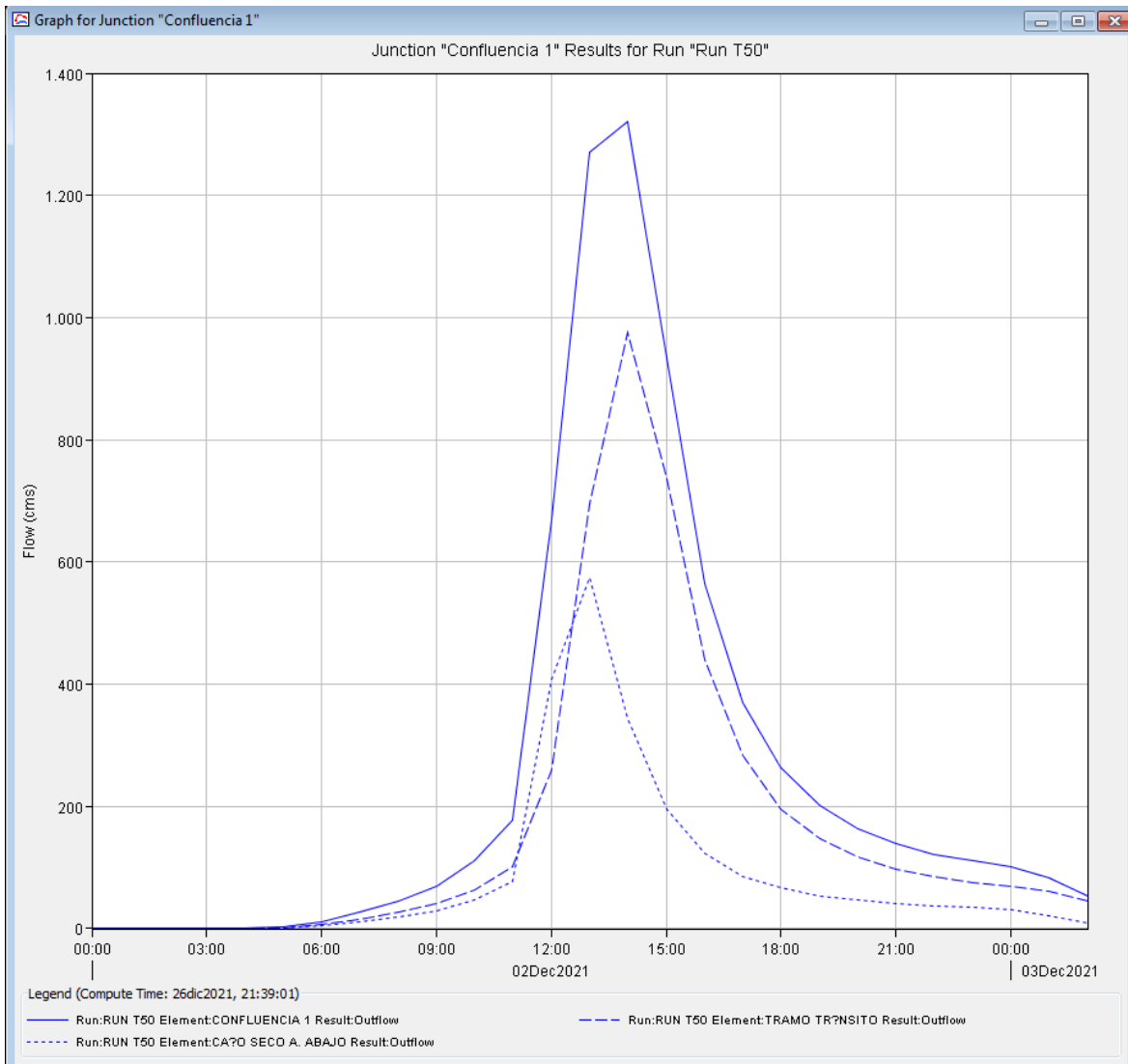


Figura 36. Hidrograma para una avenida máxima de 50 años de periodo de retorno.
Confluencia 1

Cuadro 16. Caudales picos (m³/s) para diferentes periodos de retorno
Resultados finales HEC – HMS

Subcuenca	PERIODOS DE RETORNO (AÑOS)				
	10	25	50	100	500
A	464.89	782.82	1029.27	1278.62	1859.50
B	255.45	435.27	575.00	716.47	1046.06
C	601.29	1006.48	1320.07	1637.16	2375.66

Subcuenca A : Río Caño Seco Aguas Arriba

Subcuenca B : Río Caño Seco Aguas Abajo

C : Confluencia 1, punto de salida de la cuenca del Río Caño Seco

Dado lo teórico que se presenta el método del Hidrograma Unitario SCS, y la buena tendencia en los resultados hallados por ambos métodos, **se puede inferir que el modelo HEC-HMS es válido** para los objetivos del presente estudio, no siéndolo así el método triangular.

Así, para un periodo de retorno de 50 años se tiene un caudal en el punto de salida de la cuenca del Río Caño Seco de 1320.07 m³/s que proviene de sus laderas y demás quebradas aguas arriba, las cuales influyen directamente sobre el tramo de 1360.9 m longitudinales de río propensos a inundarse (desde la localidad de la Fuente hasta el Barrio El Carmen, colindante ambos de la Ruta Nacional 237). Ver Figura 37.

En ese mismo sentido, en los capítulos siguientes, se modeló el flujo de salida de la cuenca Caño Seco sobre el cauce principal de este. Para ello se aplicó el análisis de máximas avenidas del modelo hidráulico HEC-RAS 5.1, el cual permitió predecir, el nivel de desbordamiento y la capacidad máxima de transporte de su cauce natural, empleando para ello como valores “input” los caudales picos alcanzados en el modelo hidrológico HEC-HMS para los diferentes tiempos de retorno, siendo dichos caudales, la respuesta de drenaje superficial de la cuenca, a los periodos intensos de lluvia sobre su geomorfología.

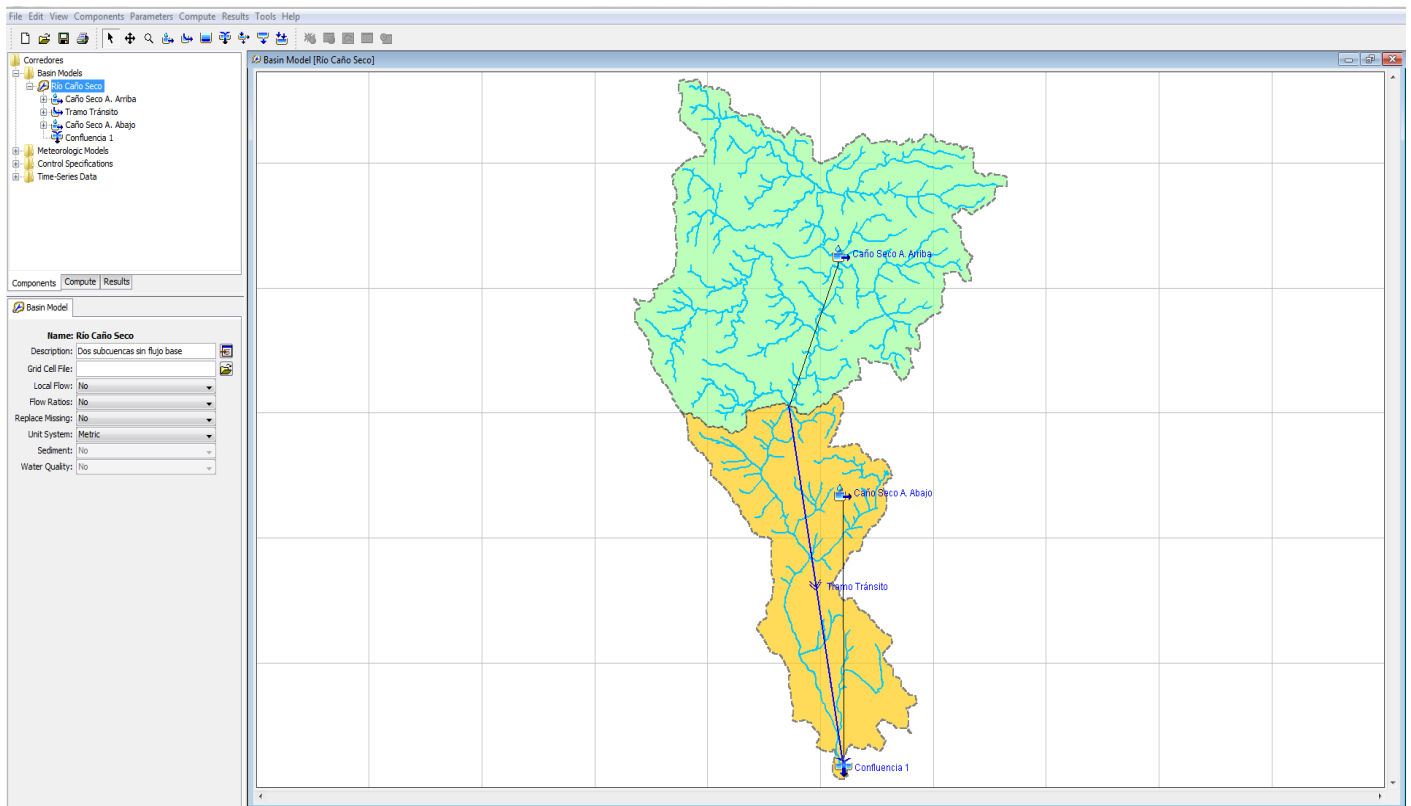


Figura 37. Modelo hidrológico HEC – HMS de la cuenca del Río Caño Seco

4.4.4 Aplicación de la fórmula racional

Esta metodología se empleó en las laderas de interés para el proyecto. La formulación indica que la descarga máxima (Q , en m^3/s) será proporcional a la intensidad de lluvia que se presente (I , en mm/hr), al área de la cuenca (A , en km^2) y a un coeficiente de escorrentía (C , adimensional).

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3.6}$$

donde:

- Q = Caudal máximo en m^3/s
- I = Intensidad en mm/h
- A = Área de drenaje en km^2

i. Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía C es la variable menos precisa del método racional. Su uso en la fórmula implica una relación fija entre la tasa de escorrentía pico y la tasa de lluvia para la cuenca de drenaje, lo cual no es cierto en la realidad. Así, la proporción de la lluvia total que alcanzaran los drenajes de tormenta depende del porcentaje de permeabilidad, de la pendiente y de las características de encharcamiento de la superficie. Superficies impermeables, tales como los pavimentos de asfalto o los techos de edificios, producirán una escorrentía de casi el 100% después de que la superficie haya sido completamente mojada, independientemente de la pendiente. Inspecciones de campo y fotografías aéreas son muy útiles en la estimación de la naturaleza de la superficie dentro del área de drenaje.

El coeficiente de escorrentía también depende de las características y las condiciones del suelo. La tasa de infiltración disminuye a medida que la lluvia continúa y también es influida por las condiciones de humedad antecedentes en el suelo. Otros factores son la intensidad de lluvia, la proximidad del nivel freático, el grado de compactación del suelo, la porosidad del subsuelo, la vegetación, la pendiente del suelo y el almacenamiento por depresión. Lo recomendable es escoger un coeficiente razonable para representar los efectos integrados de todos estos factores.

El coeficiente de escorrentía depende de la cobertura vegetal, la pendiente, el tipo de suelo y el periodo de retorno según Ven Te Chow (2005). El

Cuadro 17 muestra los coeficientes empleados en función del reconocimiento de campo y la recomendación bibliográfica en el libro del propio autor.

Así, la subcuenca del Río Caño Seco Aguas Arriba fue considerada dentro del grupo de “**áreas desarrolladas**”, empleándose para ello la condición promedio de cubierta de pasto del 50% al 75%, con terrenos de pendiente promedio de 2 – 7%. Así mismo, la subcuenca del Río Caño Seco Aguas Abajo, se ubica dentro del grupo de “**áreas no desarrolladas**” con pendiente superior a 7% y con cubierta de bosques.

Cuadro 17. Coeficientes de escorrentía empleados en la cuenca Río Caño Seco

Periodo de retorno	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
Coeficiente de Escorrentía	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58
	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60

ii. Tiempo de concentración (T_c)

Se supone que la escorrentía alcanza su pico en el tiempo de concentración T_c cuando toda el área de drenaje está contribuyendo al flujo en su salida. El tiempo de concentración es el tiempo requerido por una gota de agua para fluir desde el punto más remoto en la cuenca hasta el punto de interés. Puede utilizarse un procedimiento de tanteos para determinar el tiempo crítico de concentración donde existen varias rutas posibles que deben considerarse.

Según Ven Te Chow et al. (2005), el T_c de cualquier punto en un sistema de drenaje de aguas de lluvias es la suma del tiempo de entrada T_o (el tiempo que se toma para fluir desde el punto más remoto hasta la entrada al alcantarillado) y del tiempo de flujo T_f en los alcantarillados localizados aguas arriba conectados al punto de salida:

$$T_c = T_o + T_f$$

Otros autores mencionan que el T_c es el tiempo transcurrido, desde que una gota de agua cae, en el punto más alejado de la cuenca hasta que llega a la salida de ésta (estación de aforo). Este tiempo es función de ciertas características geográficas y topográficas de la cuenca.

El tiempo de concentración debe incluir los escurrimientos sobre terrenos, canales, cunetas y los recorridos sobre la misma estructura que se diseña. También todas aquellas características de la

cuenca tributaria, tales como dimensiones, pendientes, vegetación, y otras en menor grado, que hacen variar al mismo.

Para este fin, se estimaron los tiempos de concentración en función de cuatro métodos distintos. El tiempo de concentración fue promediado geoméricamente para su obtención (Kirpich, Hathaway US Corps y Bransby Williams); ello con el fin de uniformizar las diferencias obtenidas en cada método. Ver resultados en la sección Anexos.

Así, empleando los 04 métodos distintos de cálculo, y aplicando la media geométrica a los resultados, se obtuvo un tiempo aproximado de entre 149.75 y 116.29 minutos, tal como se muestra en el Cuadro 18.

Cuadro 18. Tiempo de concentración en la cuenca Río Caño Seco

SUBCUENCA	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (hr)					T LAG min
	KIRPICH	HATHAWAY	BRANSBY WILLIAMS	US CORP. ING.	MEDIA GEOMETRICA	
Río Caño Seco Aguas Arriba	1.524	1.917	3.746	3.544	2.496	90.00
Río Caño Seco Aguas Abajo	1.010	1.492	3.237	2.893	1.938	69.60

iii. Intensidad de lluvia (I)

La intensidad de lluvia I es la tasa promedio de lluvia en mm/h para un área de drenaje particular.

La intensidad se selecciona con base en la duración de lluvia de diseño y el periodo de retorno. La duración de diseño es igual al tiempo de concentración para el área de drenaje en consideración. El periodo de retorno se establece utilizando estándares de diseño o es escogido por el hidrólogo como un parámetro de diseño.

Así, a fin de validar lo obtenido en el modelo HEC - HMS para el cálculo de los caudales máximos instantáneos, se ha creído conveniente estimar lo mismo por este método.

El cálculo para los cinco periodos de retorno por cada área de recepción se detalla en la sección Anexos, sin embargo, se presenta un resumen de los resultados alcanzados, como por ejemplo la intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 50 años, la cual es igual a 78.67, 139.49 y 112.08 mm/h, sobre la subcuencas Río Caño Seco Aguas Arriba y Río Caño Seco Aguas Abajo respectivamente (Cuadro 19).

Cuadro 19. Intensidades máximas (mm/h) de diseño por cada área de interés

Subcuenca	PERIODOS DE RETORNO (AÑOS)				
	10	25	50	100	500
Río Caño Seco Aguas Arriba	93.48	139.23	174.56	210.39	294.44
Río Caño Seco Aguas Abajo	106.07	157.99	198.07	238.74	334.10

iv. Áreas tributarias (A)

En la Figura 24, se presentó las áreas tributarias de influencia sobre el río Caño Seco, las mismas que generan caudales de escorrentía directa.

La zona en estudio fue organizada en función de los usos de suelo (urbano, pastos, bosques, etc) que tributan y generan los caudales de inundación en las áreas analizadas. Las áreas tributarias analizadas fueron descritas anteriormente al inicio del capítulo 4 y en la sección Anexos.

v. Resultado del método

Las áreas netas de drenaje superficial (subcuencas) estimadas, las intensidades calculadas y los coeficientes de escorrentía anteriormente determinados permitieron definir los caudales de escorrentía superficial generados por las lluvias en cada área de análisis, para diversos periodos de retorno. Ver Cuadro 20.

Cuadro 20. Caudales máximos estimados (m^3/s) en el área de estudio
Fórmula Racional

Subcuenca	PERIODOS DE RETORNO (AÑOS)				
	10	25	50	100	500
Río Caño Seco Aguas Arriba	327.98	539.91	725.24	951.84	1,576.72
Río Caño Seco Aguas Abajo	204.91	334.97	447.95	584.92	913.02

De lo mencionado anteriormente, se propone tomar en consideración para la cuenca en estudio, los caudales de diseño obtenidos mediante el Modelo Hidrológico HEC-HMS, dado que este posee mejor precisión por el uso de hietogramas dentro de su algoritmo matemático.

Así, se desprende que las áreas de drenaje superficial en el área de estudio, influyen sobre esta con un caudal total de inundación **1536.35** m^3/s para un periodo de retorno de 100 años.

En la Figura 38 se puede apreciar la tendencia o comportamiento de los resultados obtenidos al comparar los tres métodos empleados.

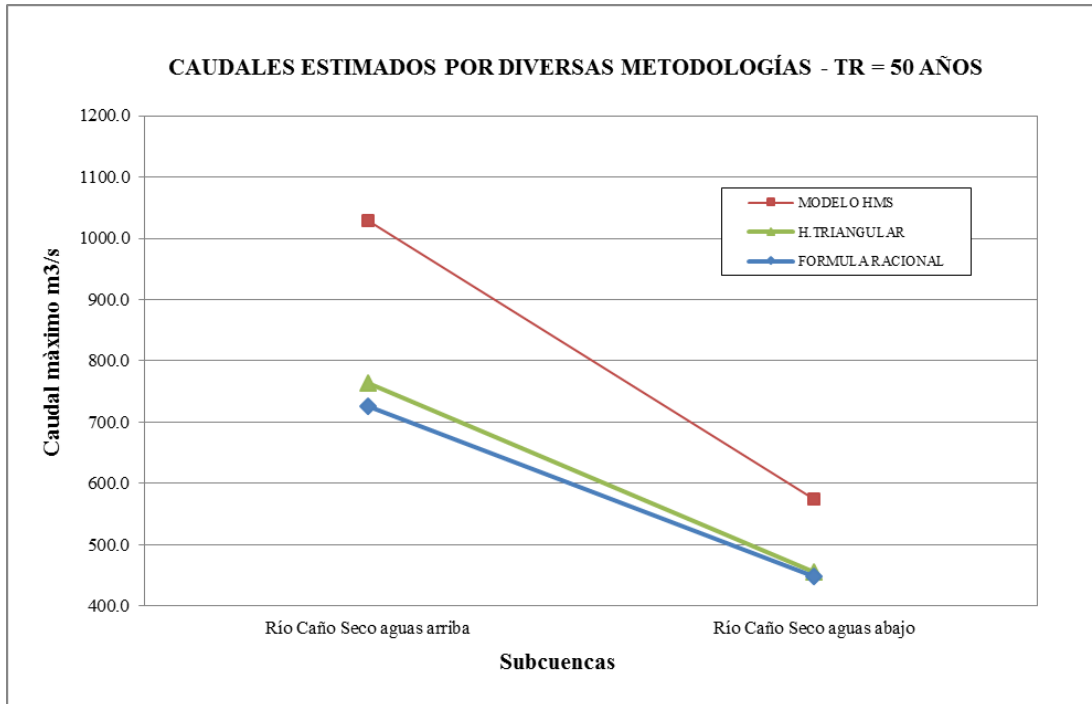


Figura 38. Comparación de metodologías

En los capítulos siguientes se modelará el flujo de salida de la cuenca del Río Caño Seco sobre el cauce principal de este. Para ello se aplicará el análisis de máximas avenidas del modelo hidráulico HEC-RAS 5.1, el cual permitirá predecir, el nivel de desbordamiento y la capacidad máxima de transporte del cauce de dicho río, empleando para ello valores “input” de caudales picos alcanzados en el modelo hidrológico del Modelo HEC-HMS para los diferentes tiempos de retorno, siendo dichos caudales, la respuesta de drenaje superficial de la cuenca, a los periodos intensos de lluvia sobre su geomorfología.

4.5 Estimación de la inundación mediante modelación hidráulica 1-D.

De acuerdo a la recopilación de información en diversos estudios de modelación hidráulica, y observaciones en campo, se puede inferir que en las partes más bajas, o desembocaduras de las cuencas, por lo general se ubican asentamientos humanos de importancia, dando paso a focos potenciales de desarrollo urbano y económico. Morfológicamente, dichas zonas se caracterizan por presentar baja energía hidráulica específica y velocidad de flujo, por ser sectores de amplias planicies de desfogue, haciéndolos propensos a inundaciones, por lo que se hace necesario la colocación de obras de contención en sectores idóneos, a fin de propiciar la factibilidad económica de la infraestructura planteada.

Toda obra de manejo de avenidas, son desarrolladas en los cauces de los ríos para encauzar, derivar, retener o almacenar los escurrimientos.

En el caso climatológico de las precipitaciones en Costa Rica, al ser estas generadoras de avenidas máximas, puede inferirse que su distribución espacial no es uniforme, pudiendo esta ser más intensa en el sector pacífico sur que en el atlántico, ocasionando ello casos más críticos.

Empleando herramientas computacionales como los sistemas de información geográfica QGIS y el programa de modelado hidráulico HEC-RAS versión 4.1.0, se han estimado las posibles zonas de inundación para cinco periodos de retorno distintos, TR = 10 años, TR = 25 años, TR = 50 años, TR = 100 años y TR = 500 años. El tramo analizado en el presente estudio, corresponde a la parte baja del cauce del Río Caño Seco. Para ello se consideró una longitud de río levantada topográficamente de 1360.9 m.

Realizado el levantamiento topográfico en el sector indicado, tomando en consideración un ancho promedio de 150.0 m a la margen derecha y margen izquierda a partir del eje central del río, se procedió a elaborar en el programa QGIS 3.22, el modelo de elevación del terreno mediante una malla o Red de Triángulos Irregulares (TIN) que mostrará el cauce preferencial de la escorrentía directa. La imagen del TIN y las curvas de nivel se observan en la Figura 39.

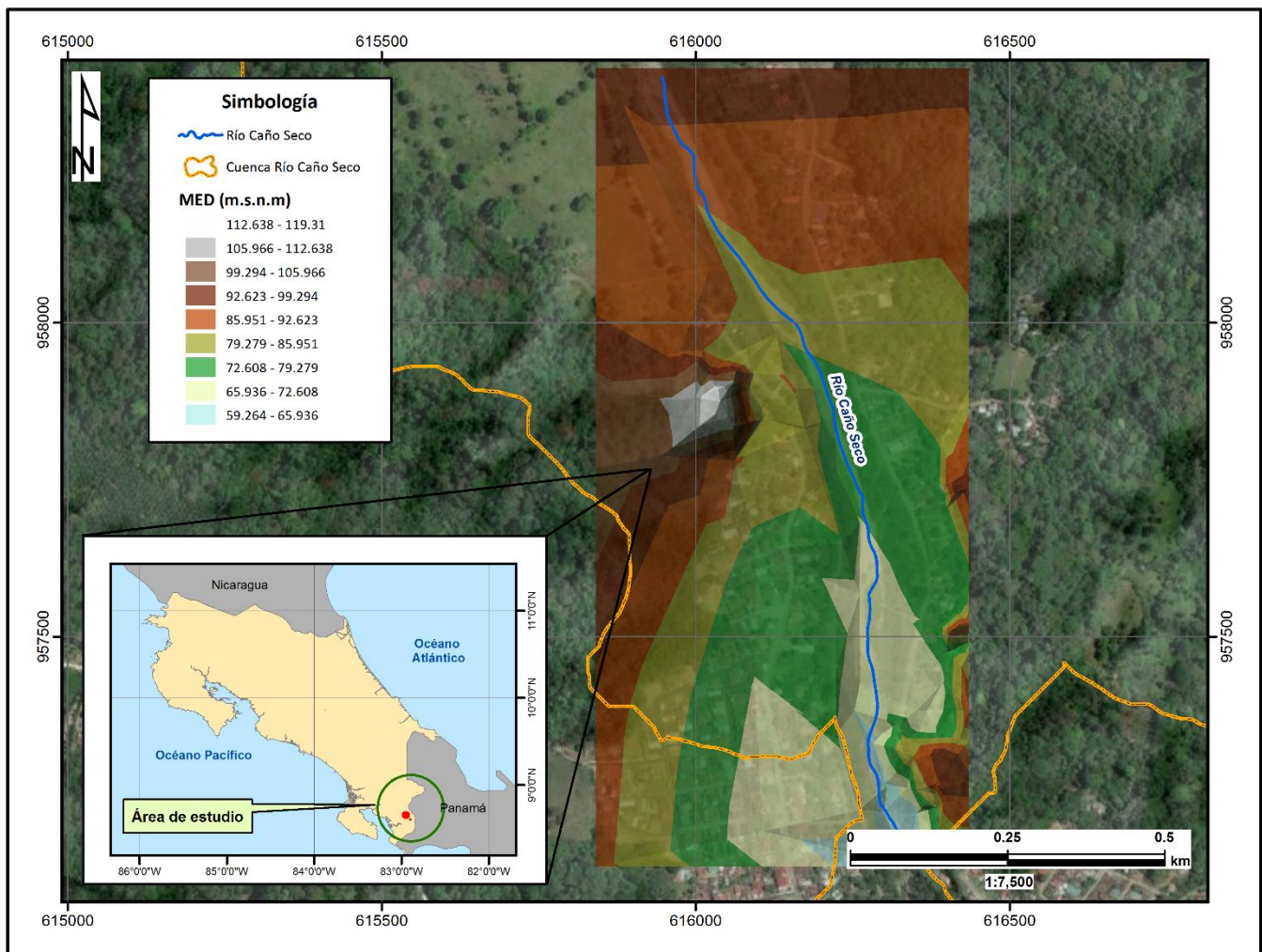


Figura 39. Modelo de elevación digital del área de estudio del Río Caño Seco

4.5.1 Levantamiento topográfico de la faja del río

El levantamiento topográfico en sus 1360.9 m fue realizado mediante equipo convencional como Estación Total y receptor GPS Satelital de Doble Frecuencia, abarcando para ello todo el ancho del cauce, y colocándose mojones (hitos) de control altitudinal cada 200 m de espaciamiento.

Así, los días 28 a 31 de enero del 2022, se realizaron los trabajos de campo, con una precisión de 1 seg (Figura 40 y Figura 41).

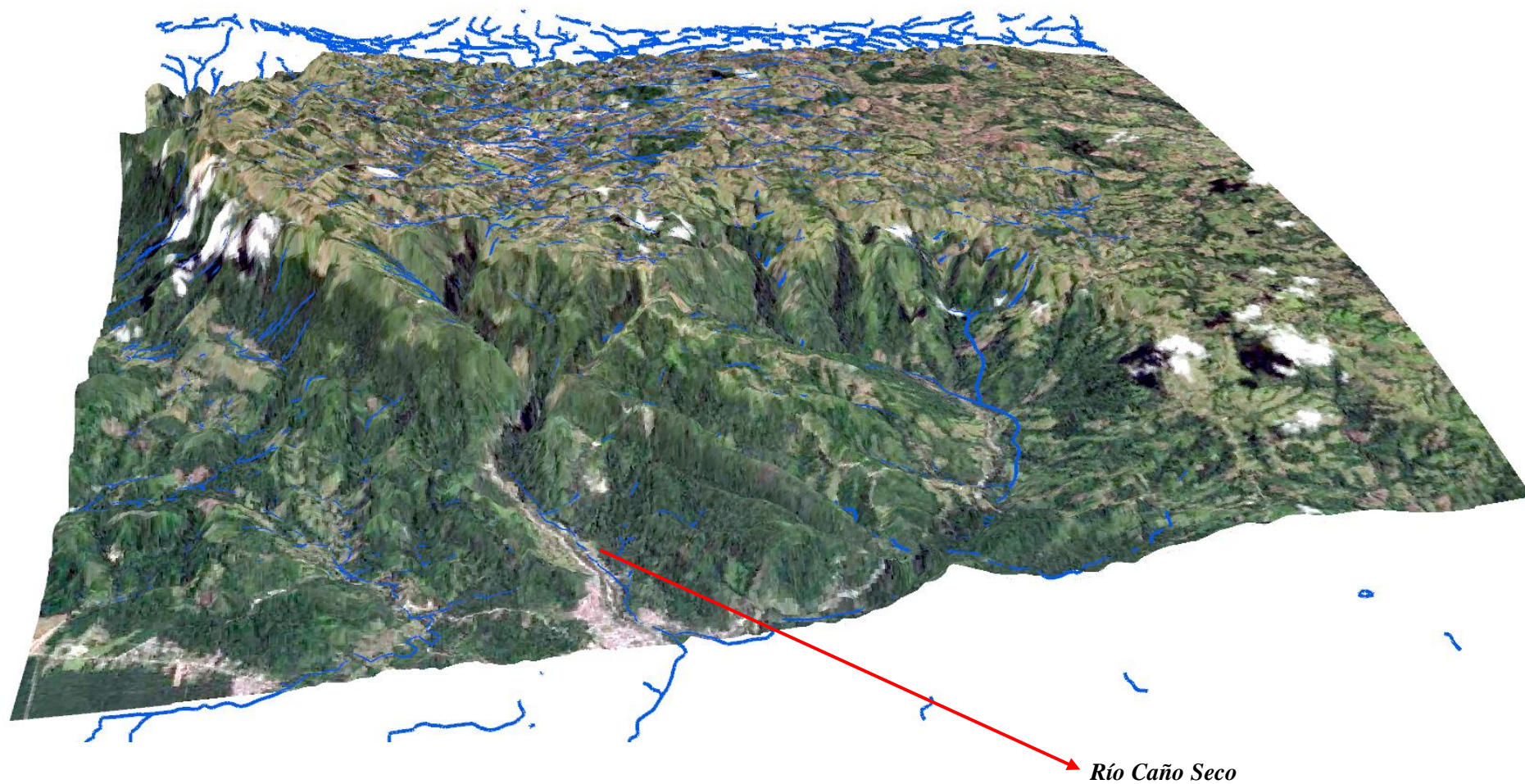


Figura 40. Ortofoto regional del Río Caño Seco



Figura 41. Ortofotografía de la faja del cauce del Río Caño Seco y su área de influencia

Los resultados alcanzados en el proceso de levantamiento de información, se tradujo en un mosaico u ortofoto con tamaño de pixel o grilla de información de 1 x 1 m.

Finalmente, en la etapa de post proceso de los puntos topográficos levantados en campo, mediante un modelo de triangulación e interpolación geoestadística “Kriging”, se generaron curvas de nivel cada 2 m para un área total levantada de aproximadamente 40.827 has (Figura 41).

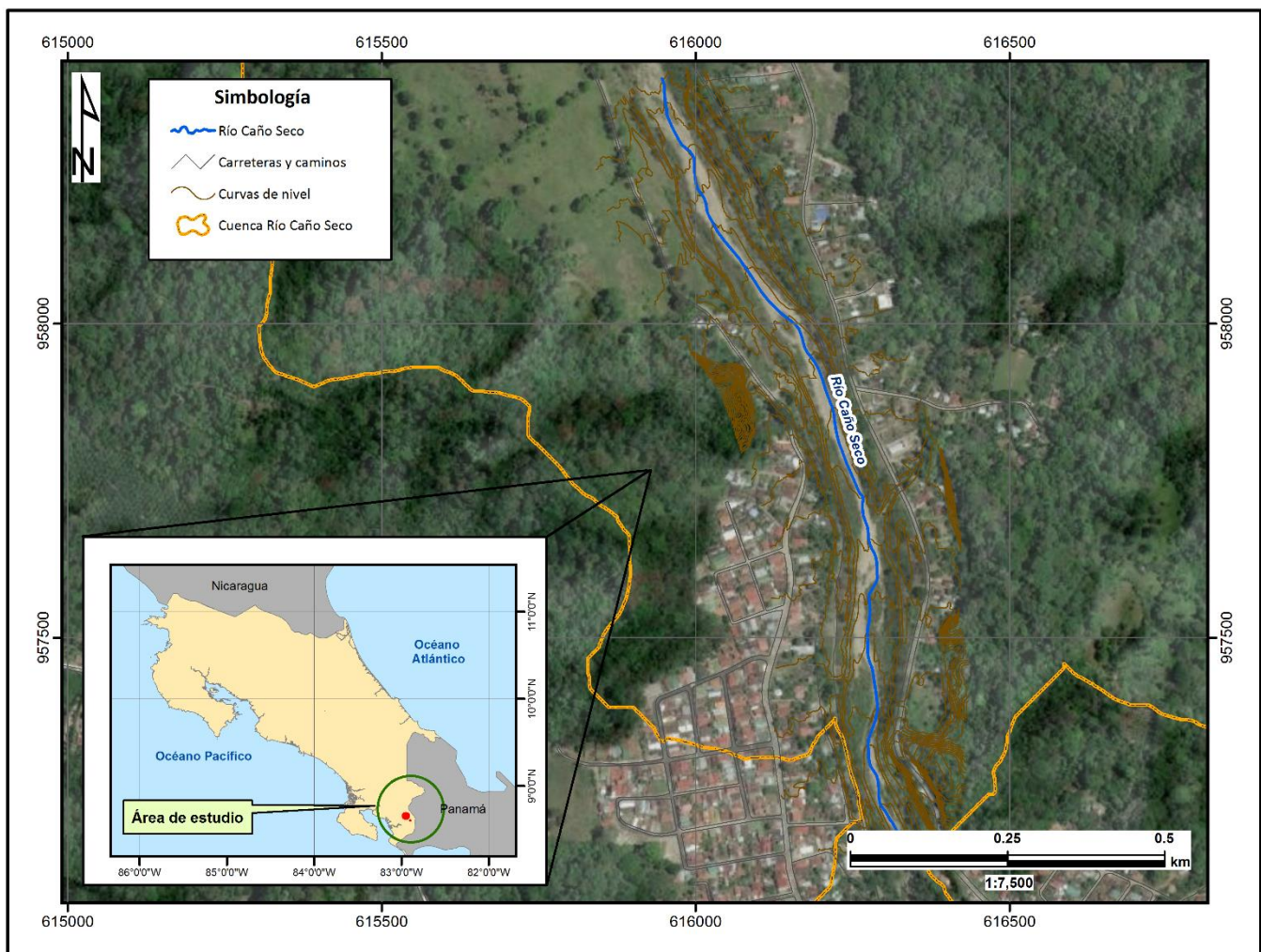


Figura 42. Curvas de nivel generadas por interpolación lineal “Kriging”. Área de estudio del Río Caño Seco

4.5.2 Resultados del modelo HEC RAS 4.1.0

Haciendo uso de la extensión QGIS llamada RiverGis, se editaron los parámetros morfológicos del Río Caño Seco como son la línea central del flujo, márgenes, límites de inundación y secciones transversales del cauce. Lo anterior se puede observar en la Figura 43. Además se tomó como referencia para corroborar las secciones levantadas topográficamente el espejo de agua en el momento del levantamiento.

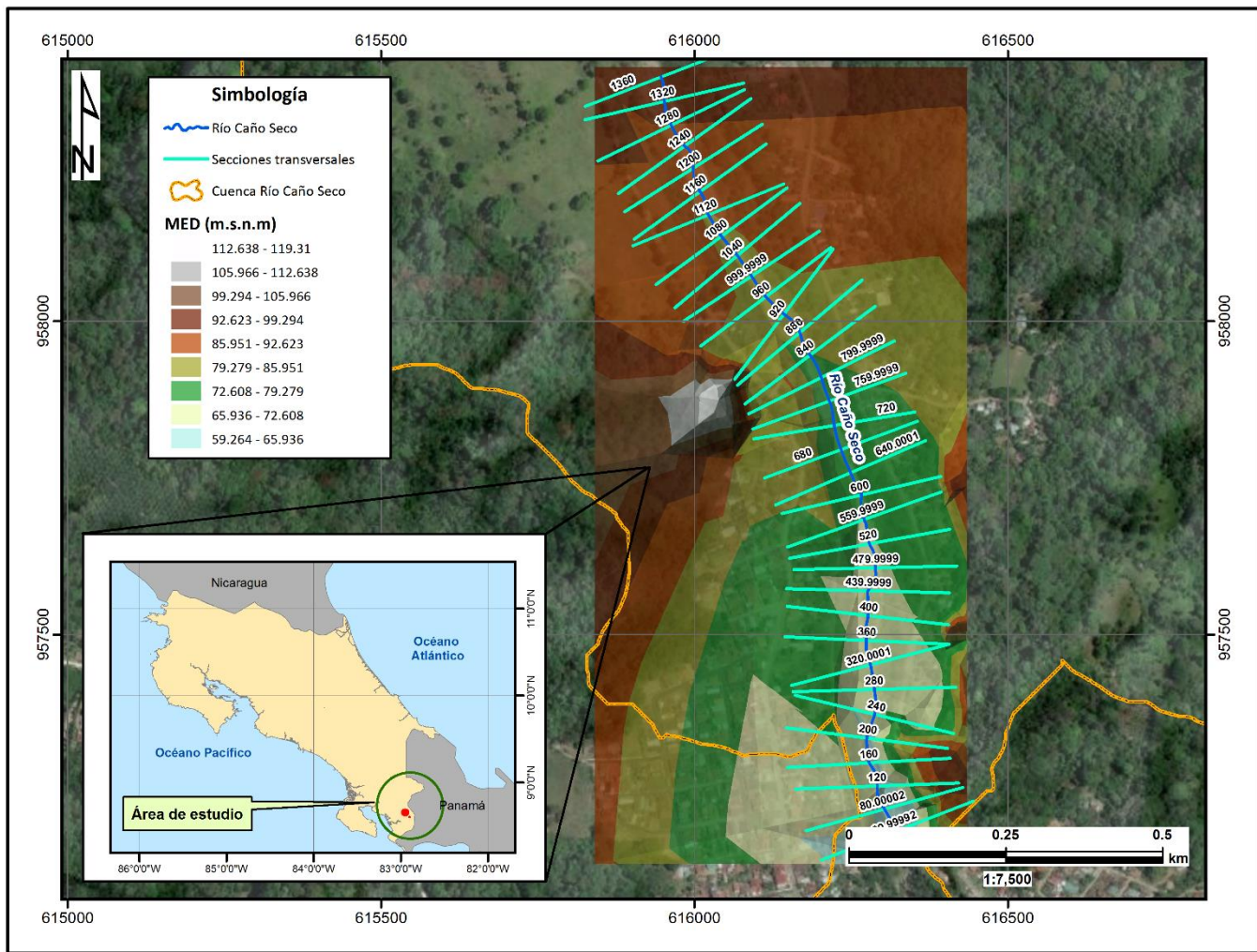


Figura 43. Parámetros hidráulicos del tramo del Río Caño Seco y secciones estudiadas

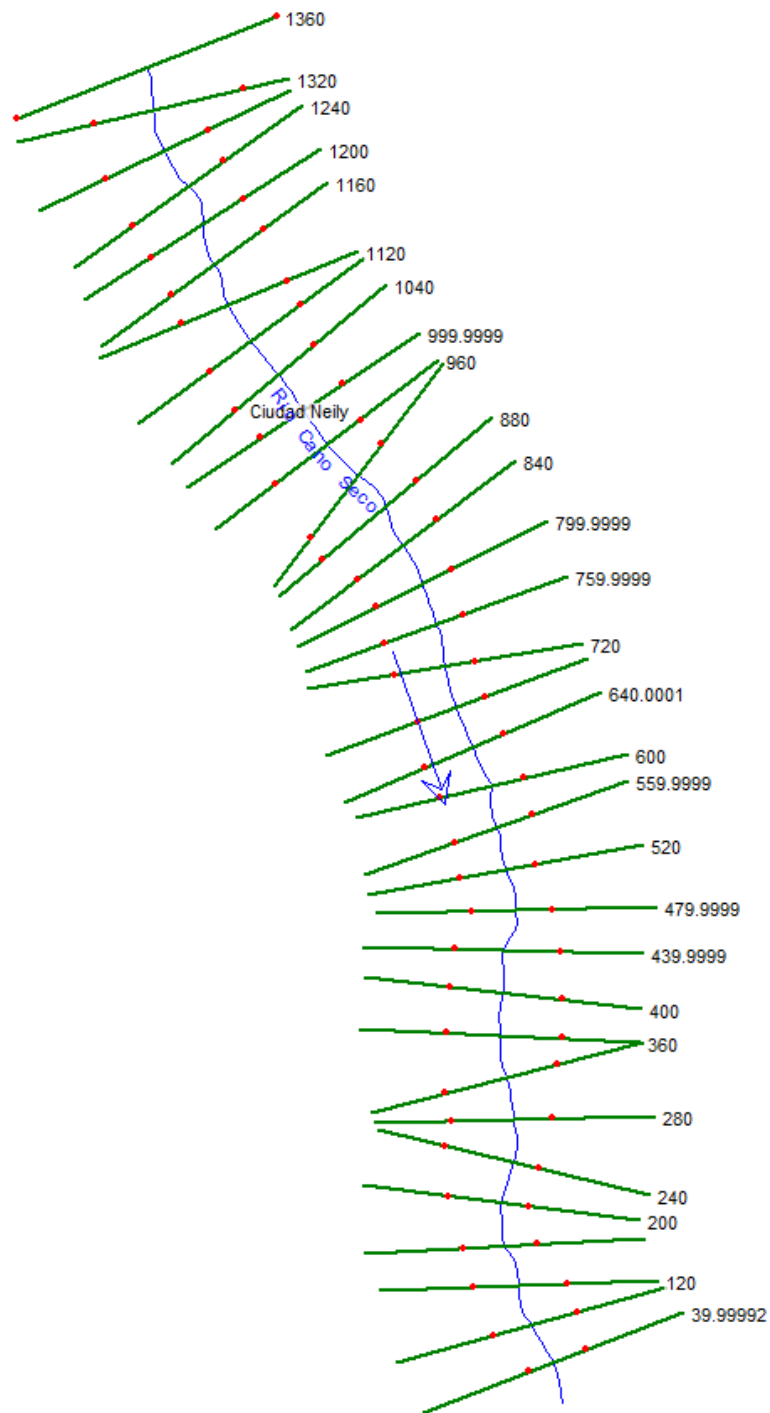


Figura 44. Parámetros hidráulicos exportados de QGIS a HEC RAS

Se importaron los parámetros de la Figura 43 a HEC RAS para realizar el cálculo de la capacidad de trasiego del cauce del Río Caño Seco a fin de visualizar las posibles zonas de desbordamiento del flujo máximo, cuando se supere dicha capacidad.

En base al reconocimiento de campo de la conformación del lecho del río, y una correlación directa con la bibliografía correspondiente del Cuadro 21 (Villón, 2011), se elige los coeficientes de Manning (n) representativos del río utilizados para todas las secciones. Así, tomando en consideración la clasificación “Canales y Zanjas” (por asemejarse este a la realidad), se eligió la opción “Degradados en tierra, con lecho pedregoso y bordos de tierra enhierbados”, las condiciones en las paredes buenas para el caso del fondo del lecho y malas en el caso de los bancos o taludes naturales del río.

Cuadro 21. Valores de n dados por Horton para ser usados en las fórmulas de Kutter y Manning

Superficie	Condiciones de las paredes			
	Perfectas	Buenas	Medianas	Malas
Tubería hierro forjado negro comercial	0.012	0.013	0.014	0.015
Tubería fierro forjado galvanizado comercial	0.013	0.014	0.015	0.017
Tubería de latón o vidrio	0.009	0.010	0.011	0.013
Tubería acero remachado en espiral	0.013	0.015*	0.017*	
Tubería de barro vitrificado	0.010	0.013*	0.015	0.017
Tubos comunes de barro para drenaje	0.011	0.012*	0.014*	0.017
Tabique vidriado	0.011	0.012	0.013	0.015
Tabique con mortero de cemento; albañales de tabique	0.012	0.013	0.015*	0.017
Superficies de cemento pulido	0.010	0.011	0.012	0.013
Superficies aplanadas con mortero de cemento	0.011	0.012	0.013*	0.015
Tuberías de concreto	0.012	0.013	0.015*	0.016
Tuberías de duela	0.010	0.011	0.012	0.013
<i>Acueductos de tablón:</i>				
Labrado	0.010	0.012*	0.013	0.014
Sin labrar	0.011	0.013*	0.014	0.015
Con astillas	0.012	0.015*	0.016	
Canales revestidos con concreto	0.012	0.014*	0.016*	0.018
Superficie de mampostería con cemento	0.017	0.020	0.025	0.030
Superficie de mampostería en seco	0.025	0.030	0.033	0.035
Acueducto semicirculares metálicos, lisos	0.011	0.012	0.013	0.015
Acueducto semicirculares	0.0225	0.025	0.0275	0.030

metálicos corrugados				
<i>Canales y zanjas:</i>				
En tierra, alineados y uniformes	0.017	0.020	0.0225	0.025*
En roca, lisos y uniformes	0.025	0.030	0.033*	0.035
En roca, con salientes y sinuosos	0.035	0.040	0.045	
Sinuosos y de escurrimiento lento	0.0225	0.025*	0.0275	0.030
Degradados en tierra	0.025	0.0275*	0.030	0.033
Con lecho pedregoso y bordos de tierra enhierbados	0.025	0.030	0.035*	0.040
Plantilla de tierra, taludes ásperos	0.028	0.030*	0.033*	0.035
<i>Corrientes naturales:</i>				
(1) Limpios, bordos rectos, llenos, sin hendeduras ni charcos profundos.	0.025	0.0275	0.030	0.033
(2) Igual al (1) pero con algo de hierba y piedra.	0.030	0.033	0.035	0.040
(3) Sinuoso, algunos charcos y escollos, limpio	0.033	0.035	0.040	0.045
(4) Igual al (3), de poco tirante, con pendiente y sección menos eficiente.	0.040	0.045	0.050	0.055
(5) Igual al (3), algo de hierba y piedras.	0.035	0.040	0.045	0.050
(6) Igual al (4), secciones pedregosas.	0.045	0.050	0.055	0.060
(7) Ríos con tramos lentos, cauce enhierbado o con charcos profundos.	0.050	0.060	0.070	0.080
(8) Playas muy enyerbadas.	0.075	0.100	0.125	0.150

(*) Valores de uso común en proyectos

Fuente: Villón, M., 2011

El Cuadro 22 muestra los coeficientes seleccionados, de acuerdo a lo indicado.

Cuadro 22. Coeficientes de Manning

Margen izquierdo del río	Cauce de río	Margen derecho del río
0.033	0.0275	0.033

De acuerdo a la revisión bibliográfica expuesta en el Capítulo 2.7, se realizó la modelación hidráulica de máximas avenidas en 1-D, y bajo régimen permanente, dado que este tipo de modelo es más estable y proporciona condiciones críticas de diseño, garantizando el trabajo de la infraestructura planteada por el lado de la seguridad.

En tal sentido, los caudales utilizados en flujo permanente se muestran en el Cuadro 23. Además se analizó el cauce como régimen mixto, para una pendiente de río de 0.0269943 aguas arriba y de 0.0231204 aguas abajo.

Cuadro 23. Periodo de retorno y caudales analizados

Periodo de retorno	Caudal (m ³ /s)
TR = 10 años	601.290
TR = 25 años	1006.480
TR = 50 años	1320.070
TR = 100 años	1637.160
TR = 500 años	2375.660

i. Modelación y visualización 3D en HEC RAS

HEC RAS 4.1.0 permite obtener una visualización de los resultados en tres dimensiones. Así, la Figura 45 y la Figura 49, muestra el cauce del Río Caño Seco y su zona de inundación en diferentes periodos de retorno. Se puede apreciar que en el caso de la Figura 49, que corresponde al periodo de retorno de 500 años se aprecia un área de inundación mucho mayor a la de la Figura 45, correspondiente a un periodo de retorno de 10 años.

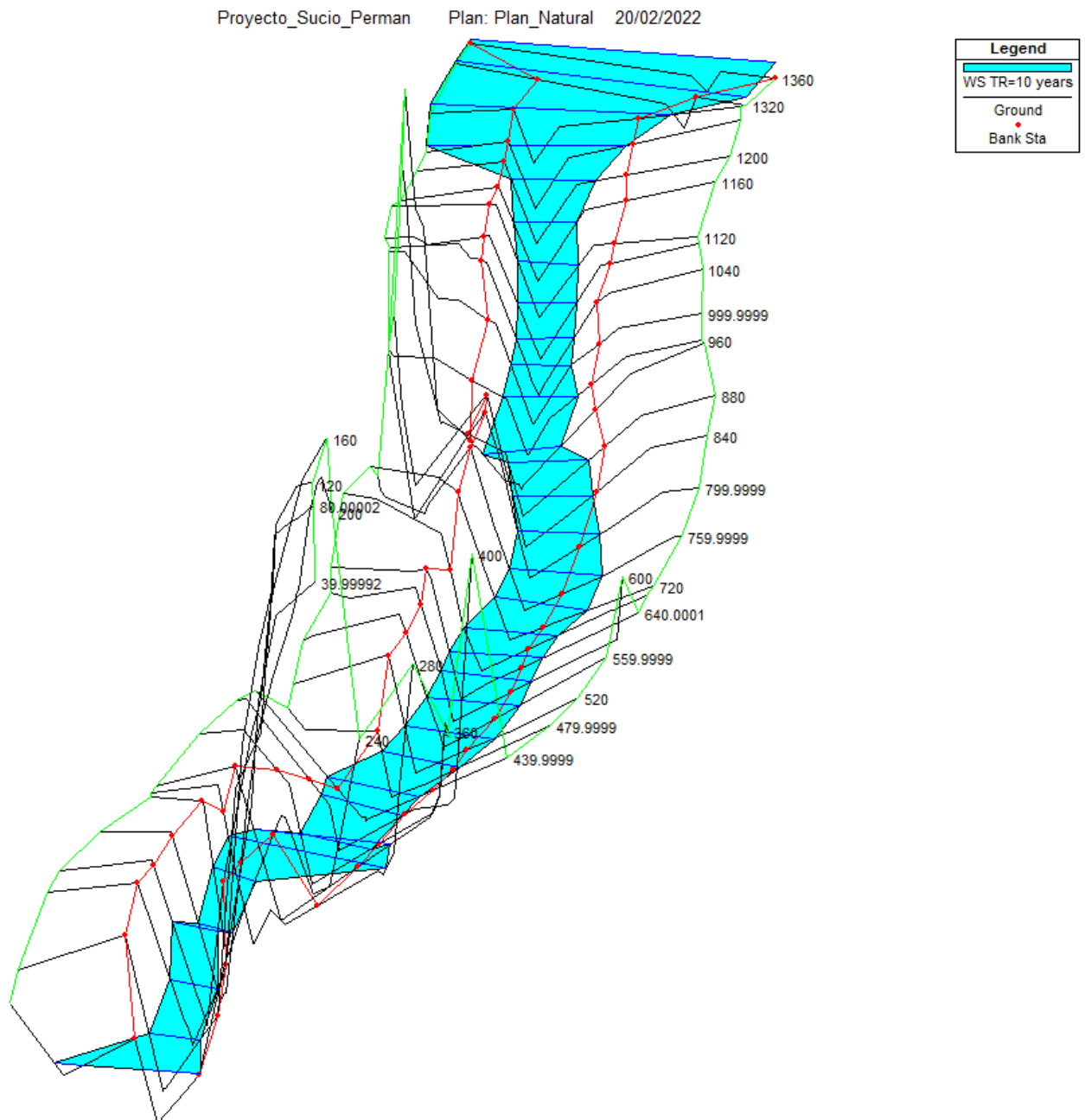


Figura 45. Perspectiva 3D del desbordamiento del Río Caño Seco
TR = 10 años

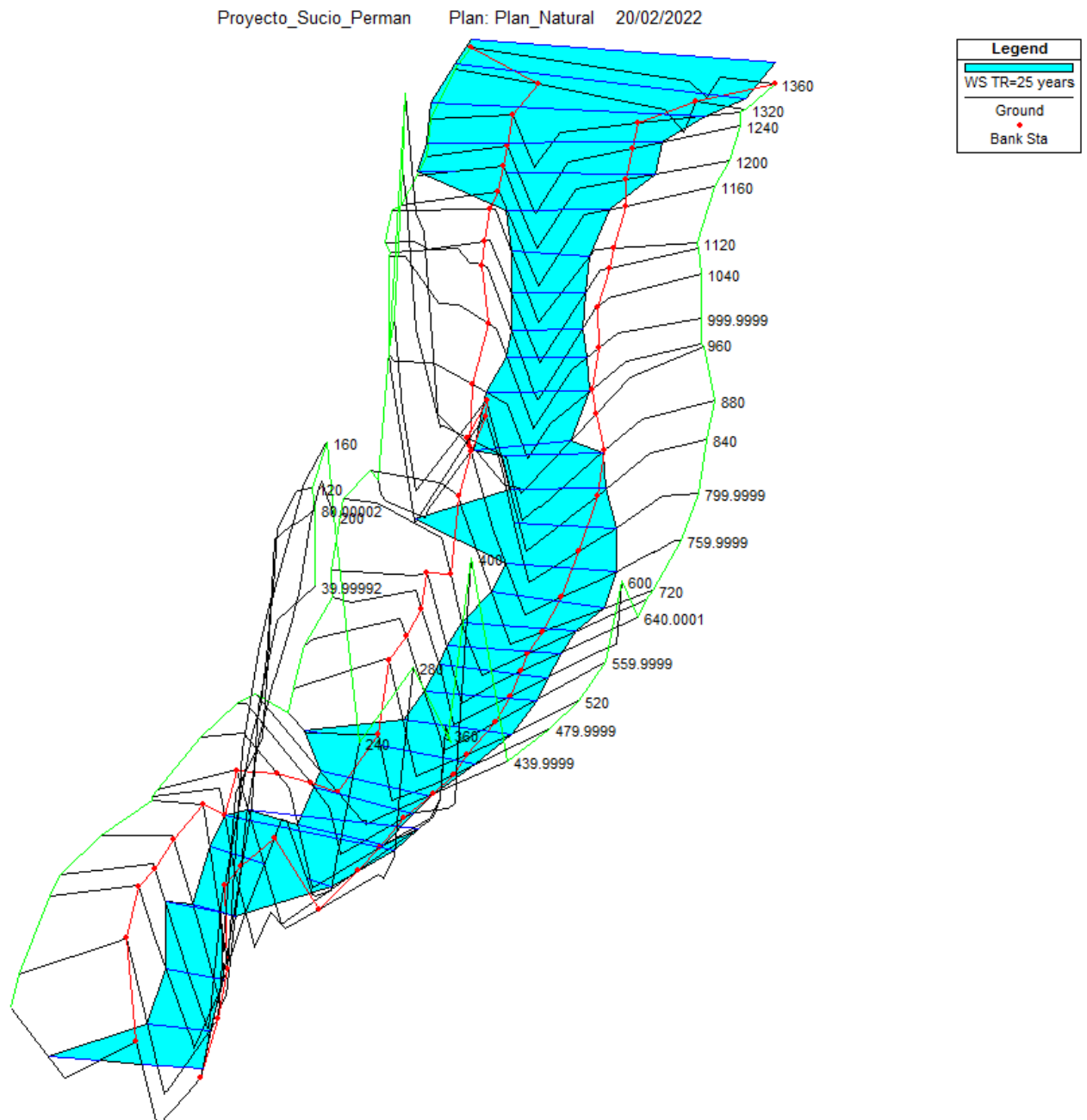


Figura 46. Perspectiva 3D del desbordamiento del Río Caño Seco
TR = 25 años

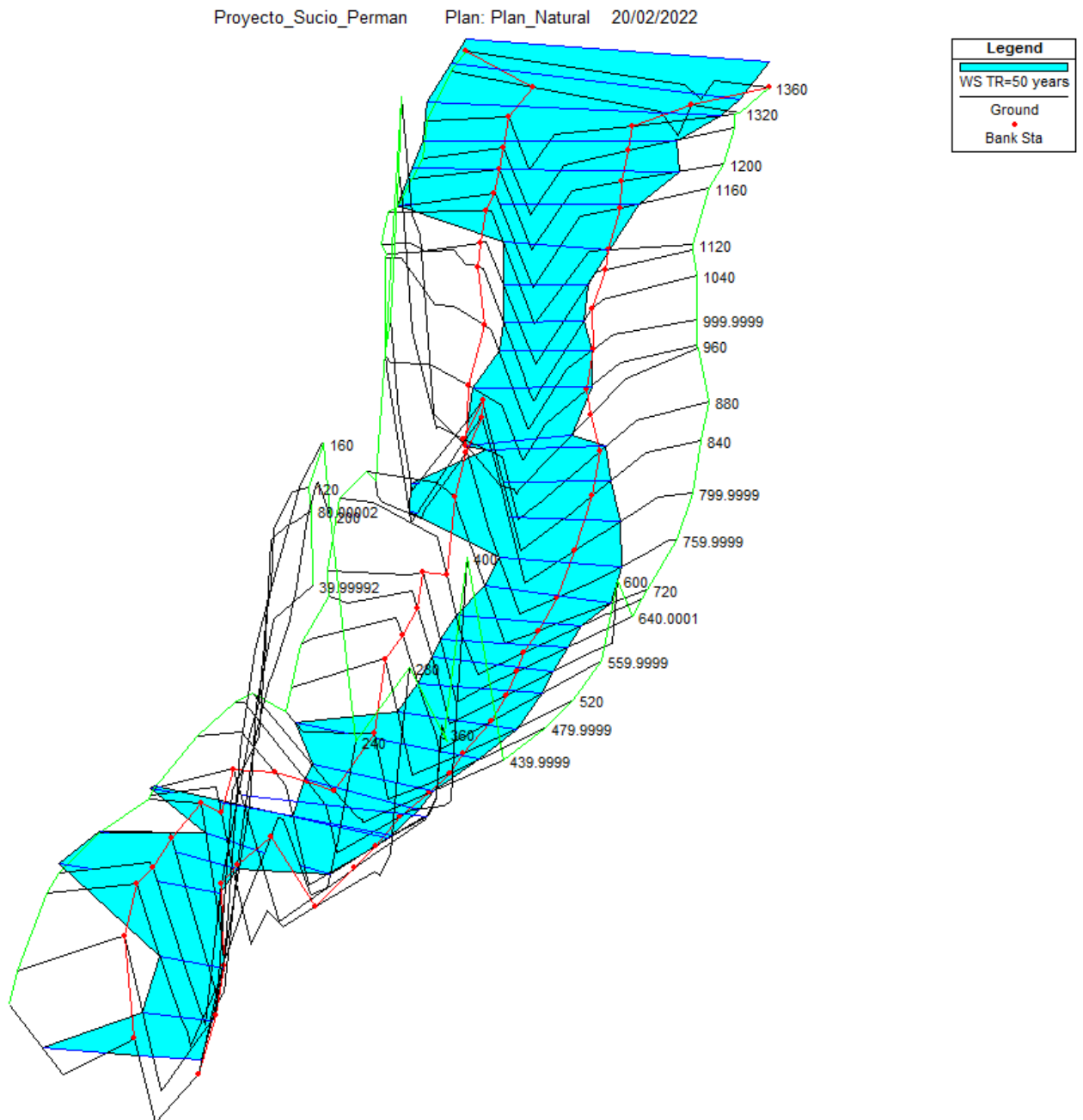


Figura 47. Perspectiva 3D del desbordamiento del Río Caño Seco
TR = 50 años

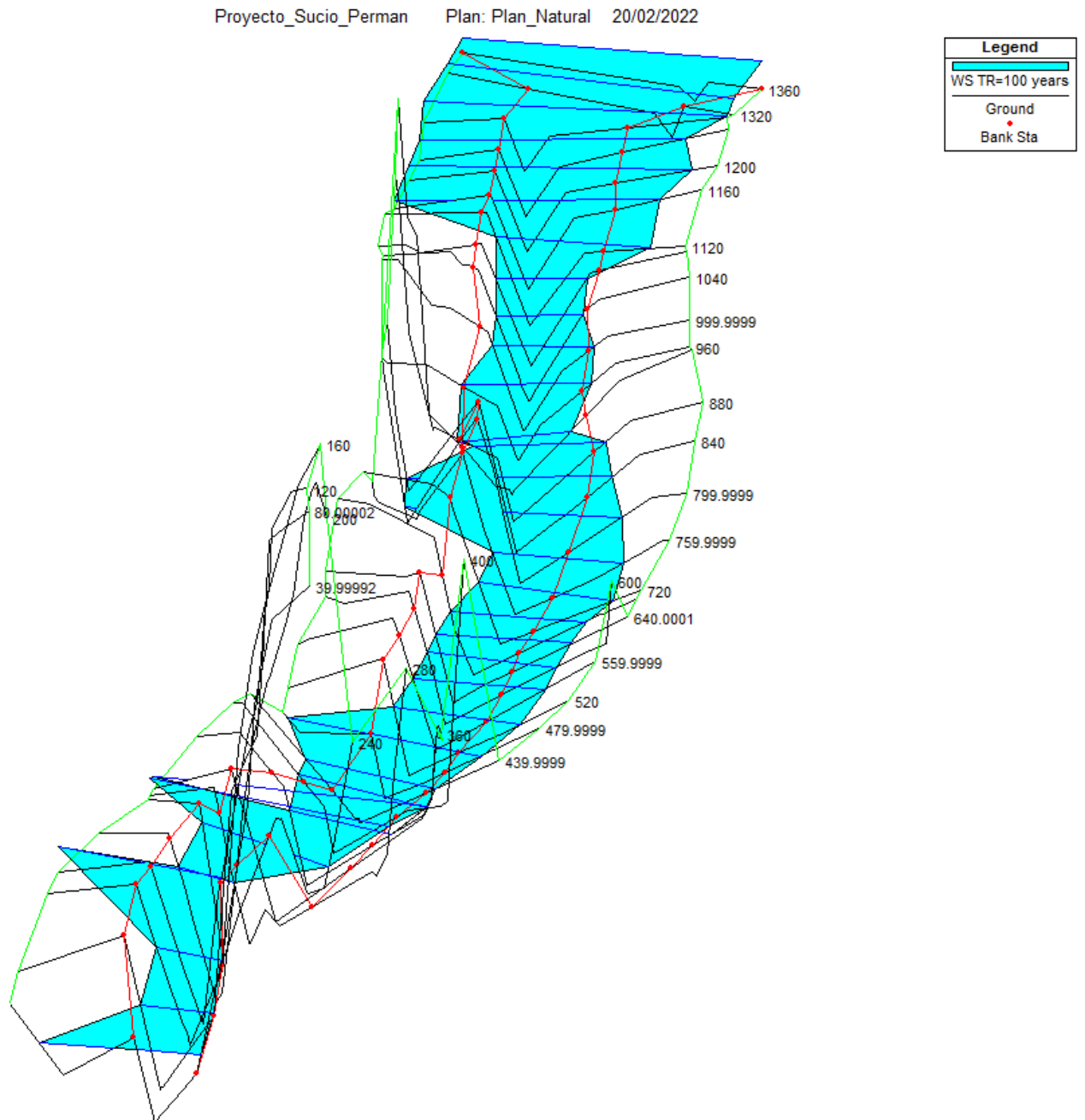


Figura 48. Perspectiva 3D del desbordamiento del Río Caño Seco
TR = 100 años

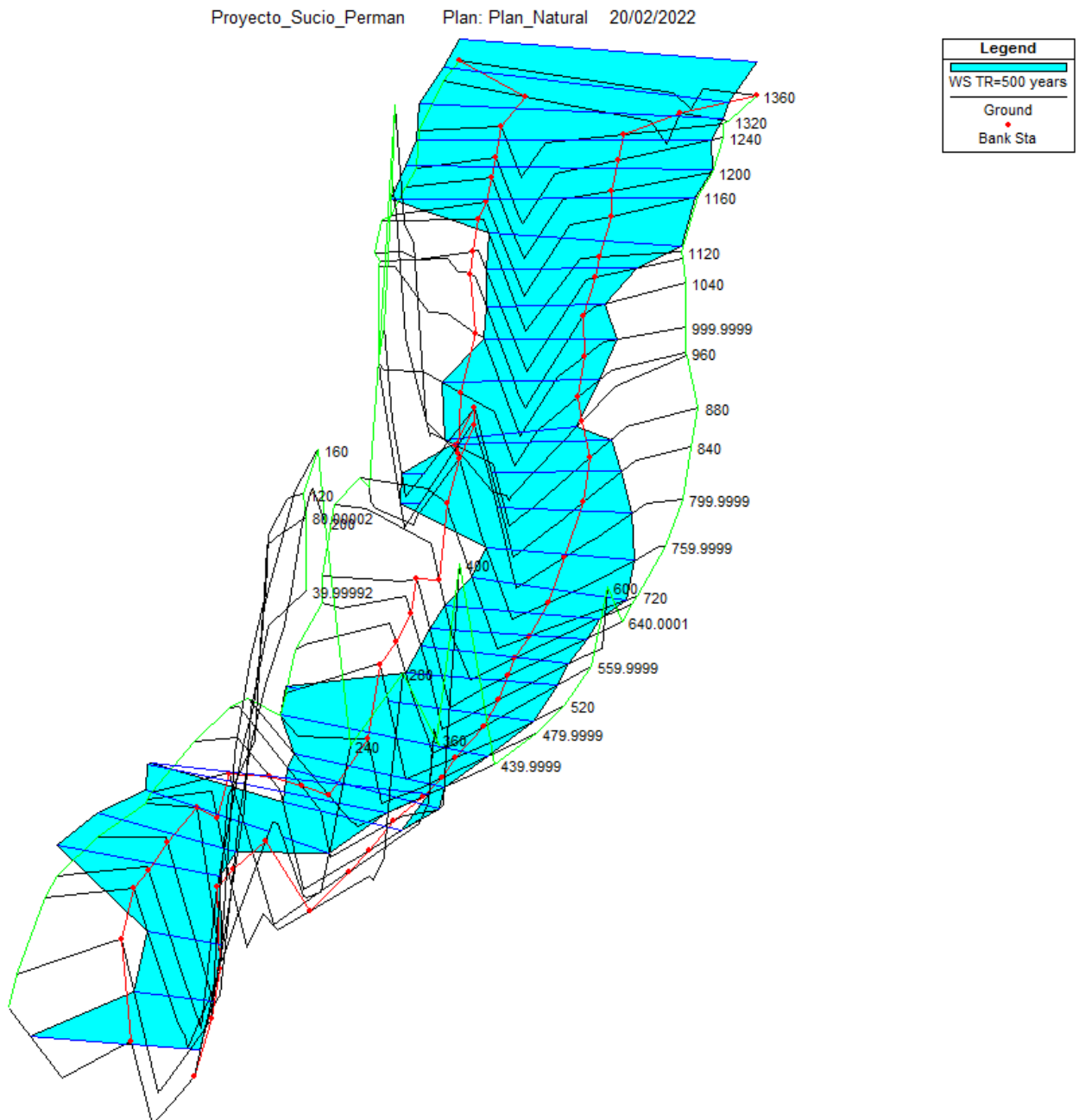


Figura 49. Perspectiva 3D del desbordamiento del Río Caño Seco
TR = 500 años

ii. Sección transversal del agua

HEC RAS 4.1.0 permite mostrar secciones transversales a lo largo de la faja de inundación del río. En la Figura 50 se muestra dichas secciones a una separación de 40 m cada una.

Seguidamente, las secciones analizadas y los desbordamientos por el trasiego del cauce en la Figura 51 y Figura 65 son visualizadas para un periodo de retorno de $TR = 100$ años y $TR = 500$ años, siendo estos el de diseño y el crítico respectivamente.

Literatura ad hoc, como el libro de Hidrología Aplicada (Villón, 2011), recomienda para “muros de encauzamiento” un periodo de retorno (TR) de diseño de 2 – 50 años, pudiendo este aumentar si estas obras protegen poblados de importancia. En ese sentido, para el presente estudio, se creyó conveniente emplear un $TR = 100$ años, dada la importancia de los centros urbanos Barrio La Colina, Barrio El Carmen en la margen derecha, y La Fuente, Barrio Caño Seco en la margen izquierda del río en la dirección hacia aguas abajo. Así mismo, en esta margen, se ubica la Ruta Nacional N° 237, vía principal que conecta La Carretera Interamericana Sur con Ciudad Neily, y la frontera sur del país.

Las estaciones 1320 a 1040 cruzan por el centro poblado La Fuente ubicada a la margen izquierda, mientras que a la margen derecha solo existen áreas verdes de pastos (zona inundable). De otro lado entre las progresivas 880 y 680 el río colinda en su margen izquierda con la población de Caño Seco. En este rango de secciones, se puede apreciar como el desbordamiento del caudal del río, inunda la Ruta Nacional N° 237, donde circulan vehículos ligeros y de carga pesada.

Aguas abajo, entre las progresivas 680 a 479.9999, en el banco derecho del río, se ubica el poblado Barrio La Colina, mientras que en el lado izquierdo parte del poblado Caño Seco. Para un TR de 100 años, puede visualizarse como los tirantes normales alcanzan valores por encima de la cota del banco, con lo cual inunda ambas poblaciones. Finalmente entre las progresivas 400 y 120, el río se desplaza por la margen derecha sobre el poblado Barrio El Carmen; y sobre la margen izquierda persiste la inundación de la Ruta Nacional N° 237.

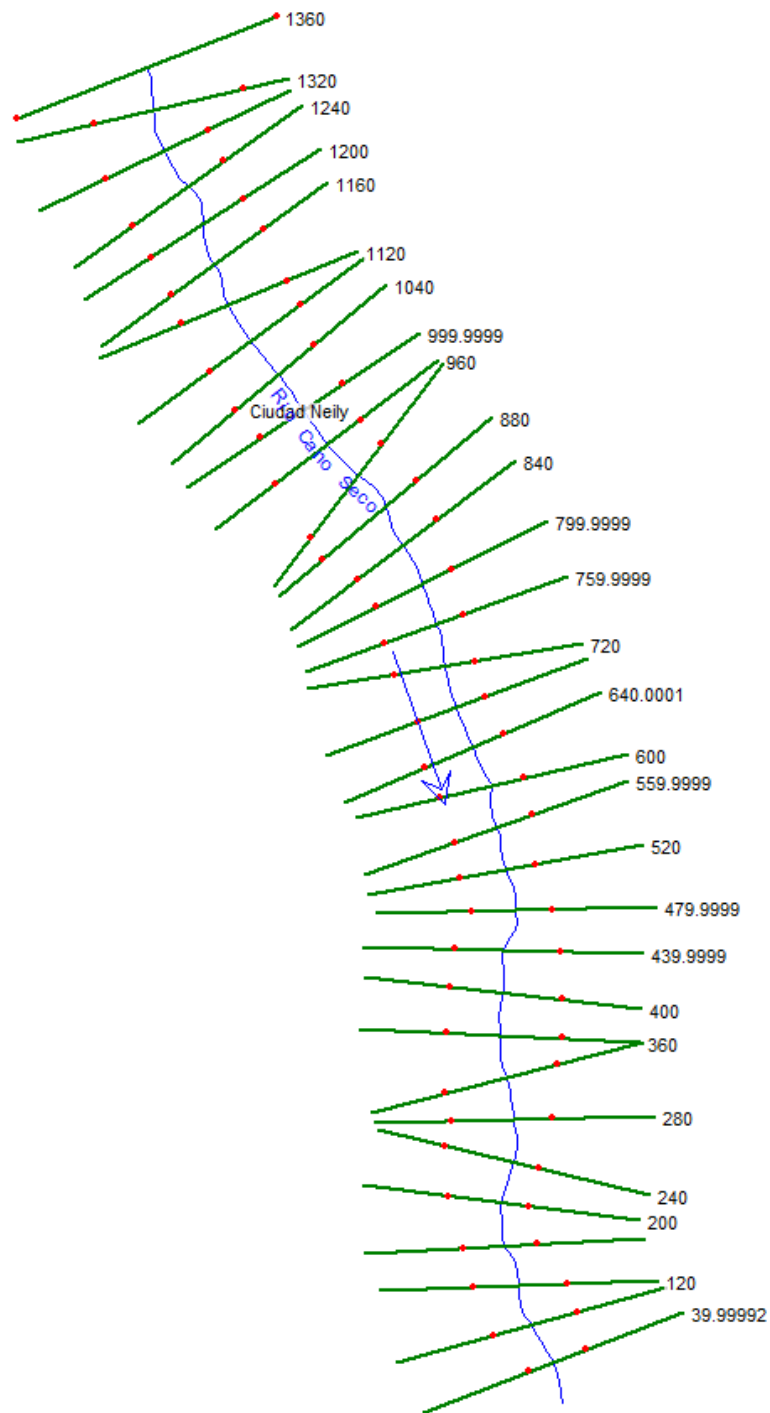


Figura 50. Progresivas del perfil longitudinal del Río Caño Seco

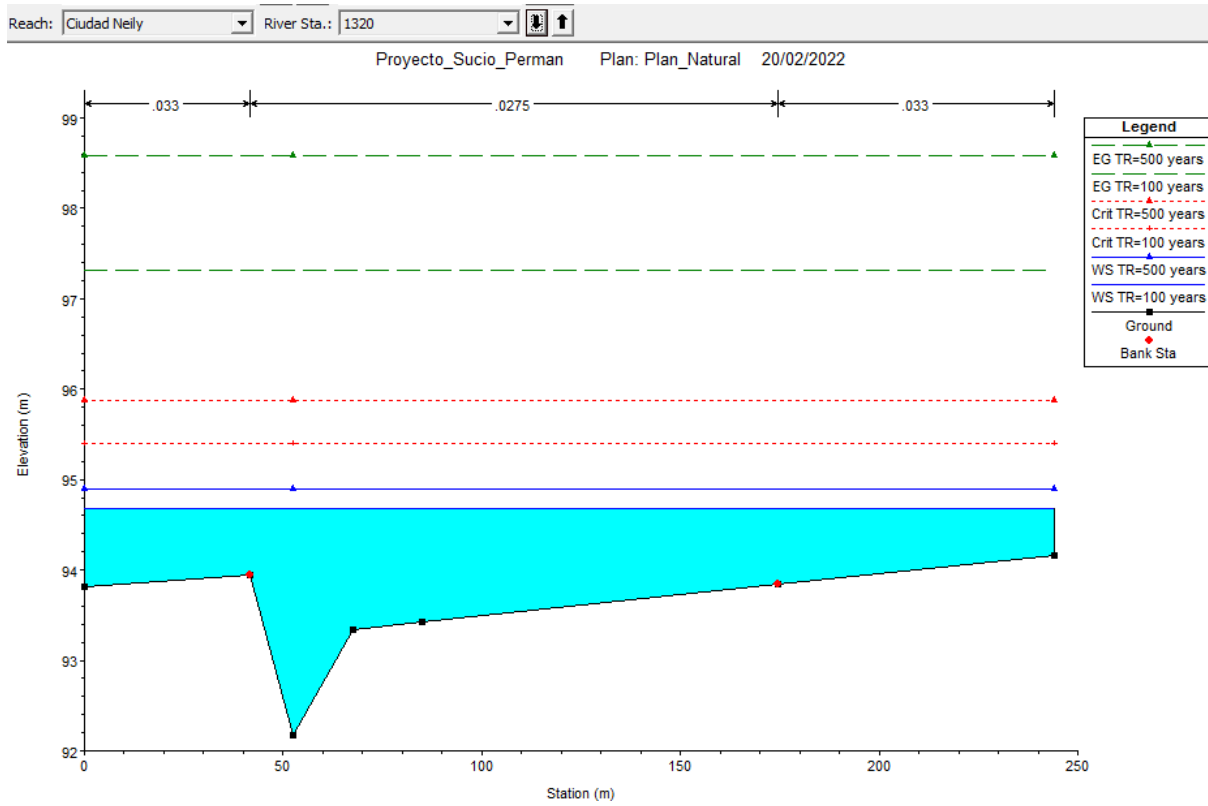


Figura 51. Sección 1320, para un TR = 100 años y TR = 500 años respectivamente

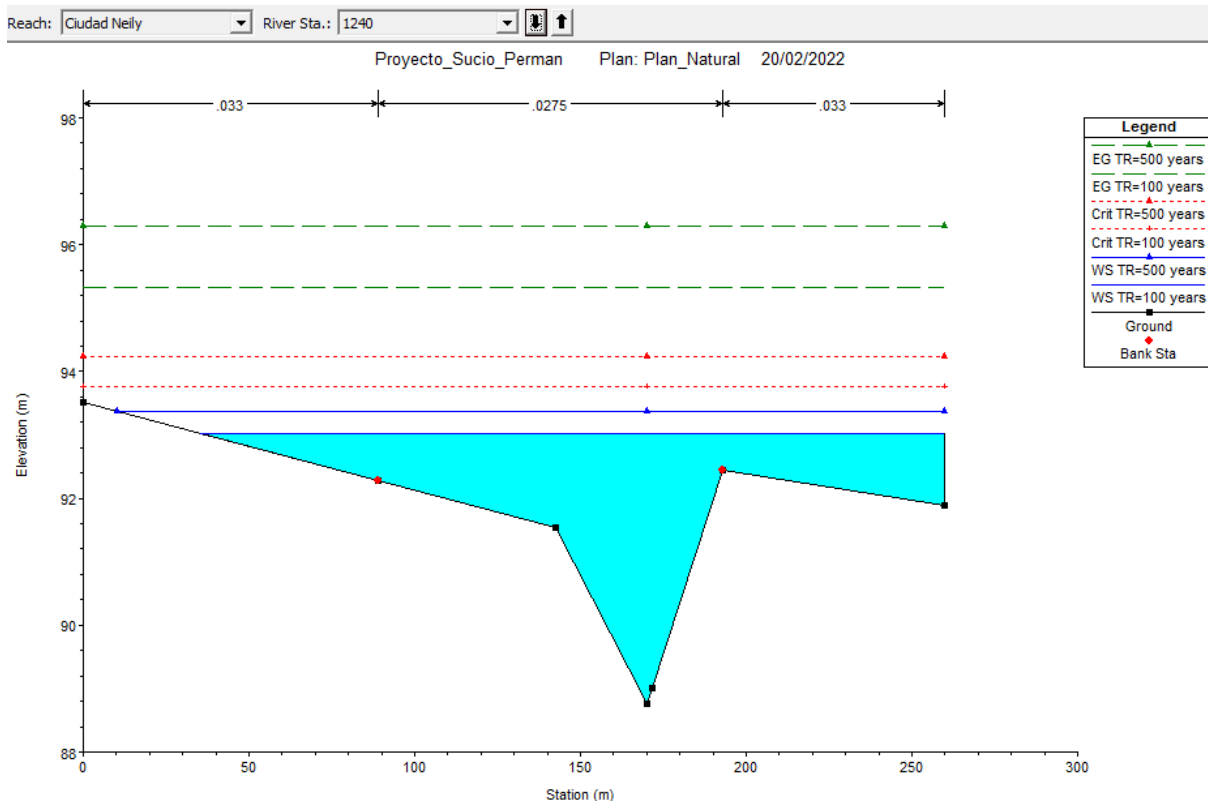


Figura 52. Sección 1240, para un TR = 100 años y TR = 500 años respectivamente

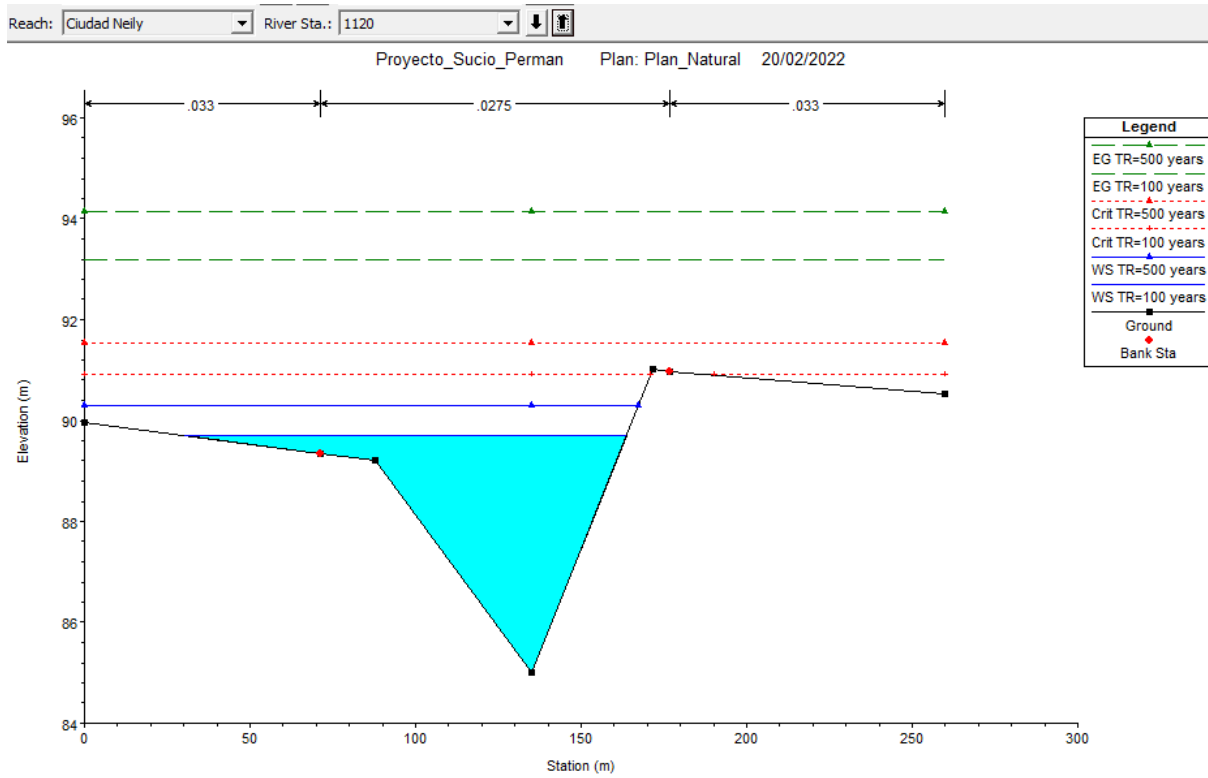


Figura 53. Sección 1120, para un TR = 100 años y TR = 500 años respectivamente

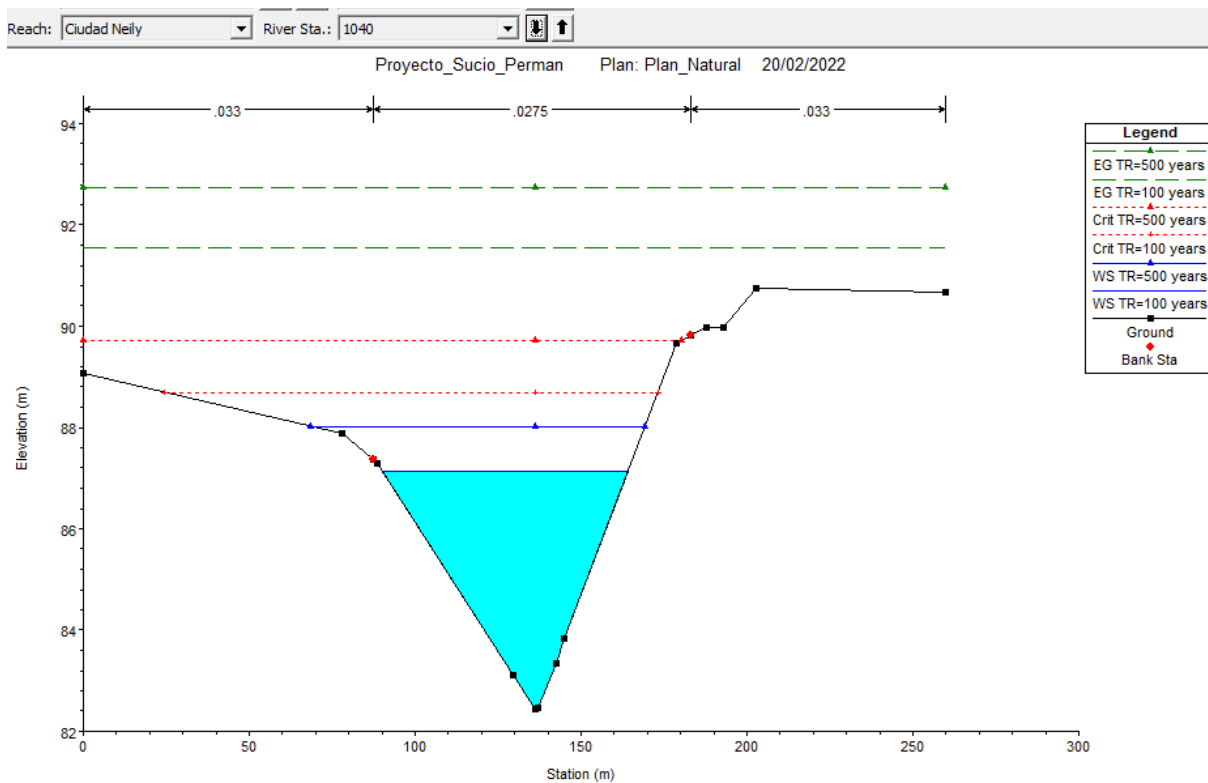


Figura 54. Sección 1040, para un TR = 100 años y TR = 500 años respectivamente

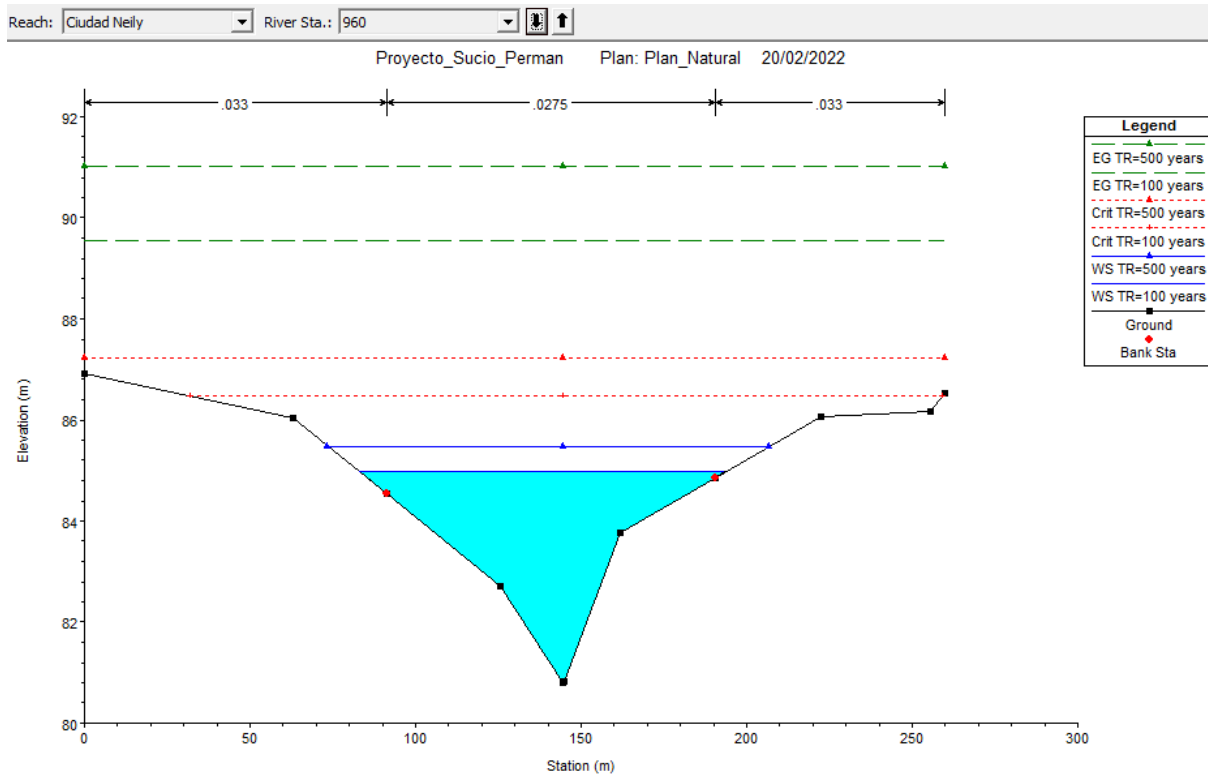


Figura 55. Sección 960, para un TR = 100 años y TR = 500 años respectivamente

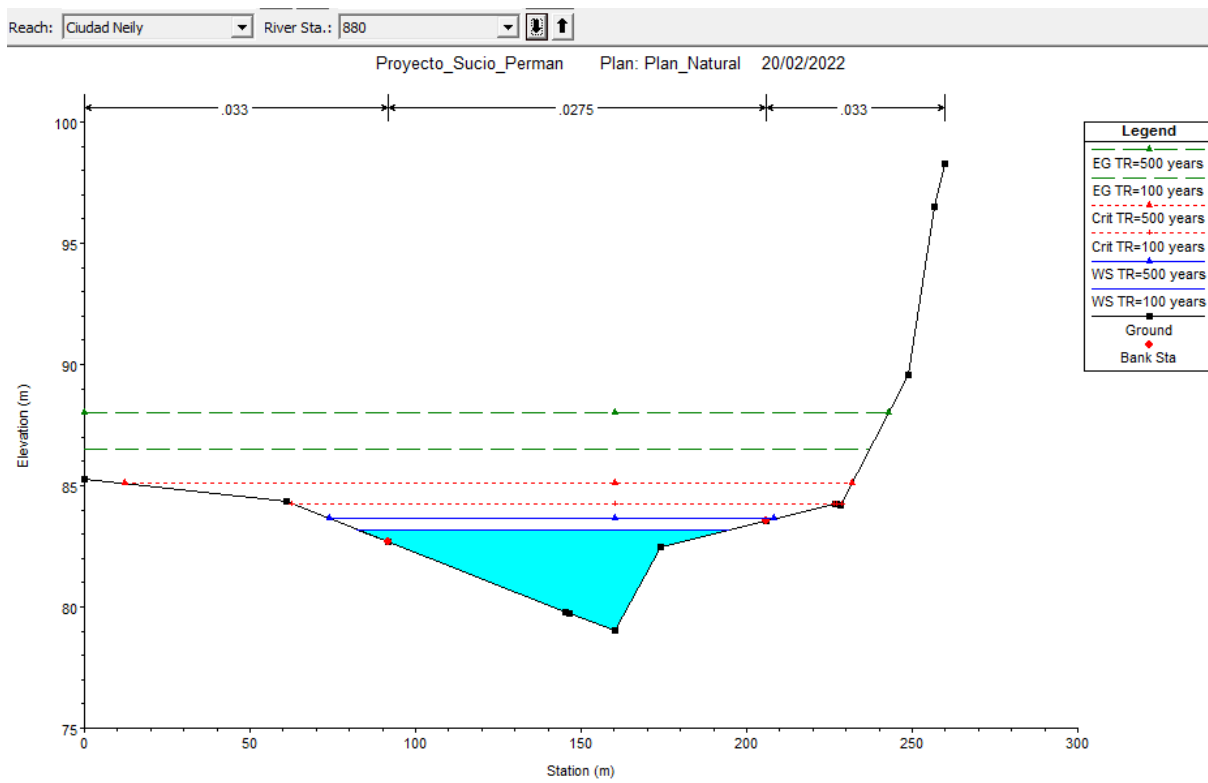


Figura 56. Sección 880, para un TR = 100 años y TR = 500 años respectivamente

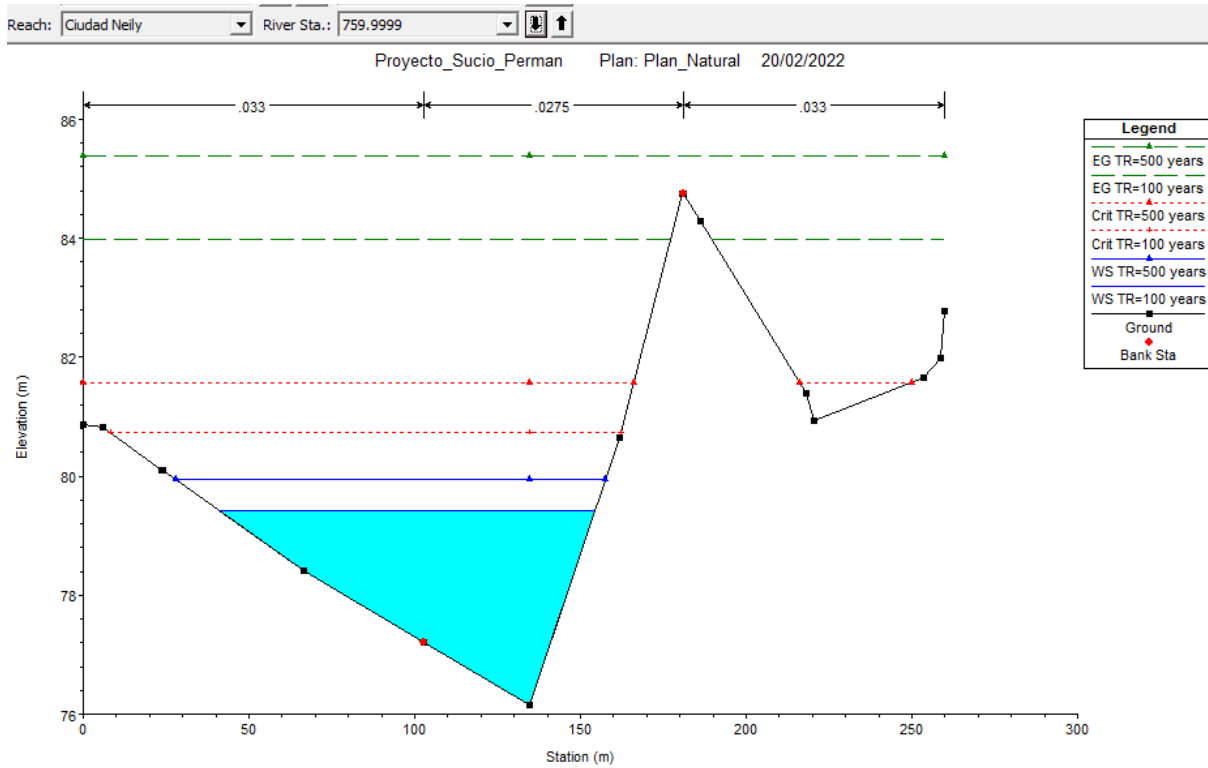


Figura 57. Sección 759.9999, para un TR = 100 años y TR = 500 años respectivamente

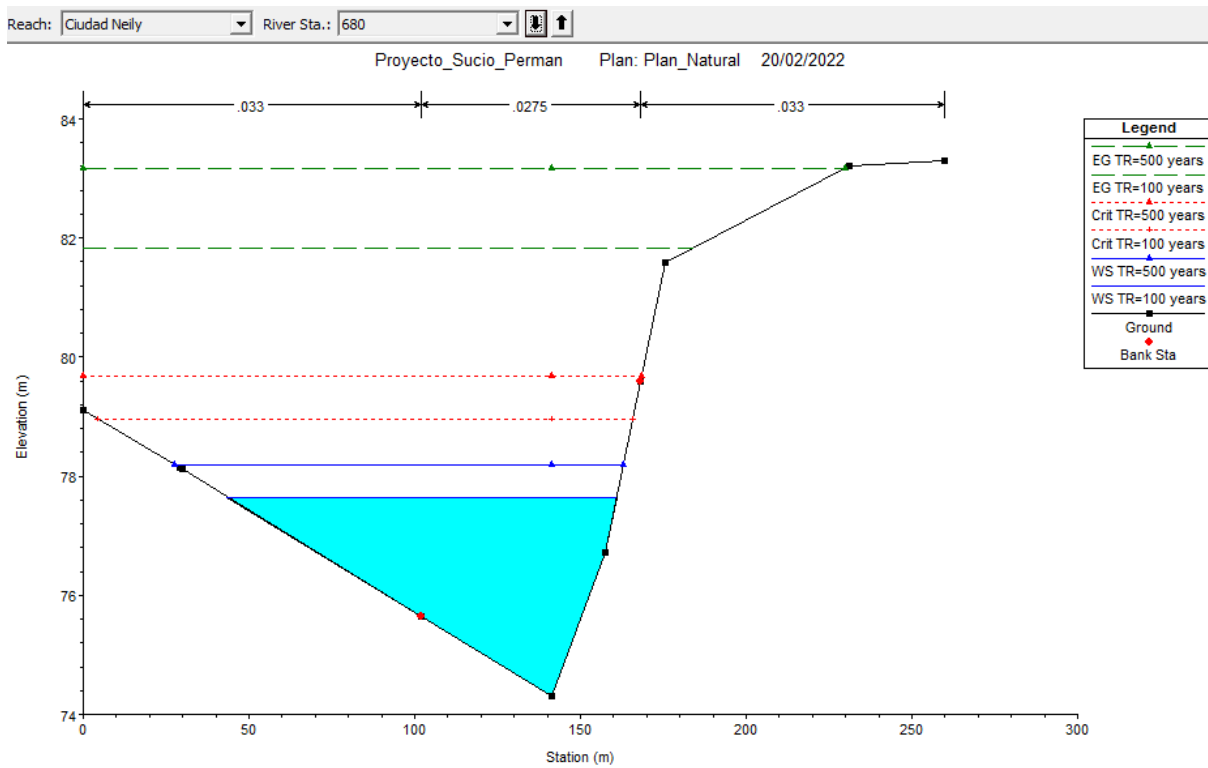


Figura 58. Sección 680, para un TR = 100 años y TR = 500 años respectivamente

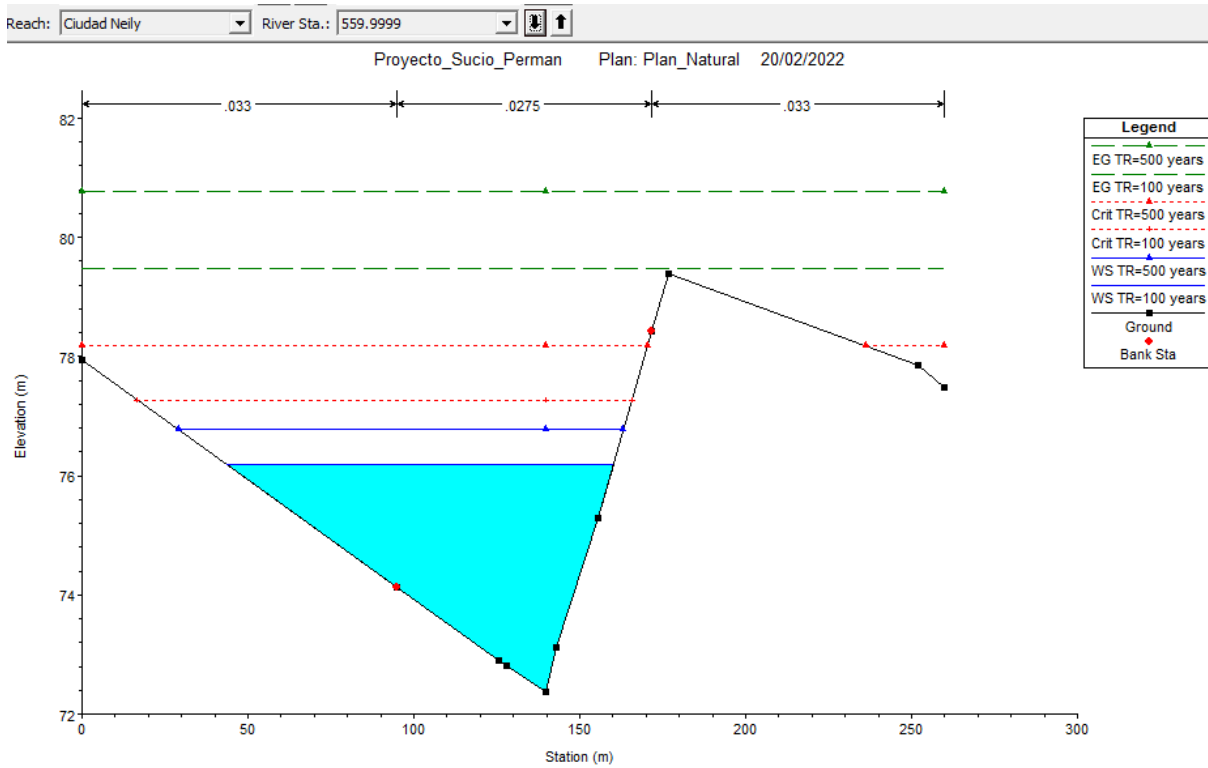


Figura 59. Sección 559.9999, para un TR = 100 años y TR = 500 años respectivamente

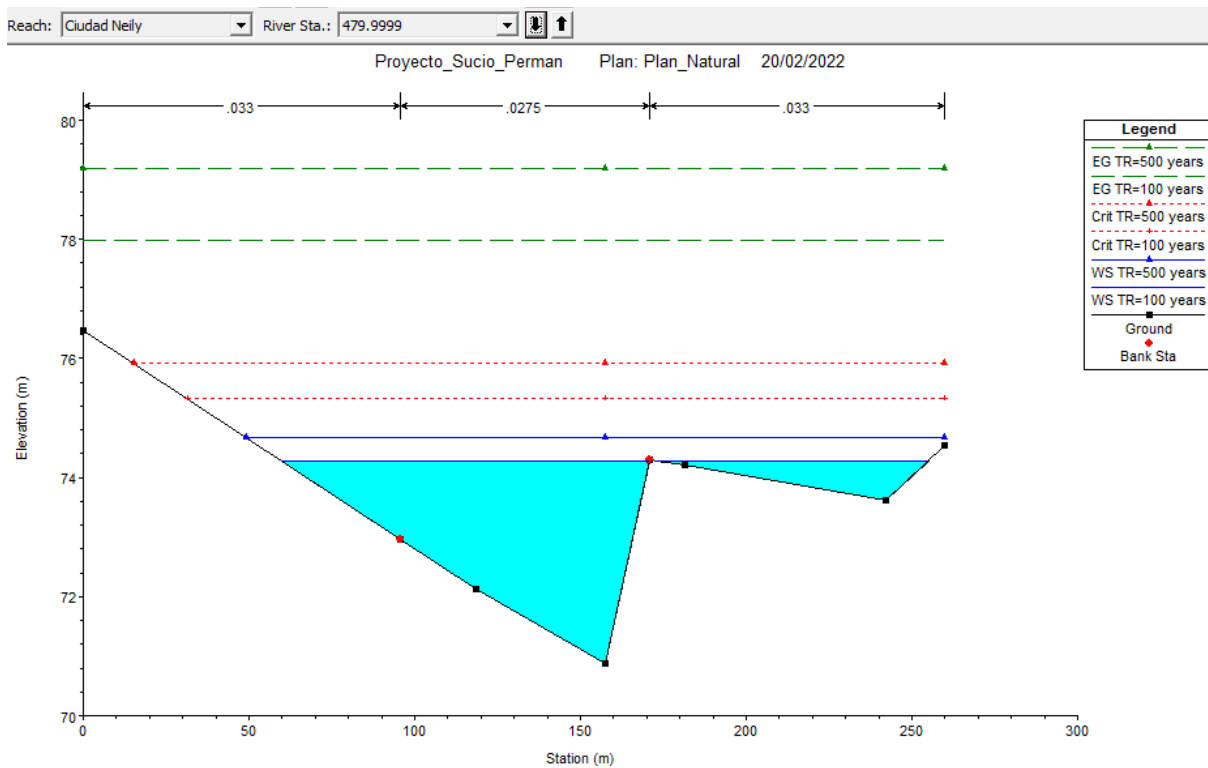


Figura 60. Sección 479.9999, para un TR = 100 años y TR = 500 años respectivamente

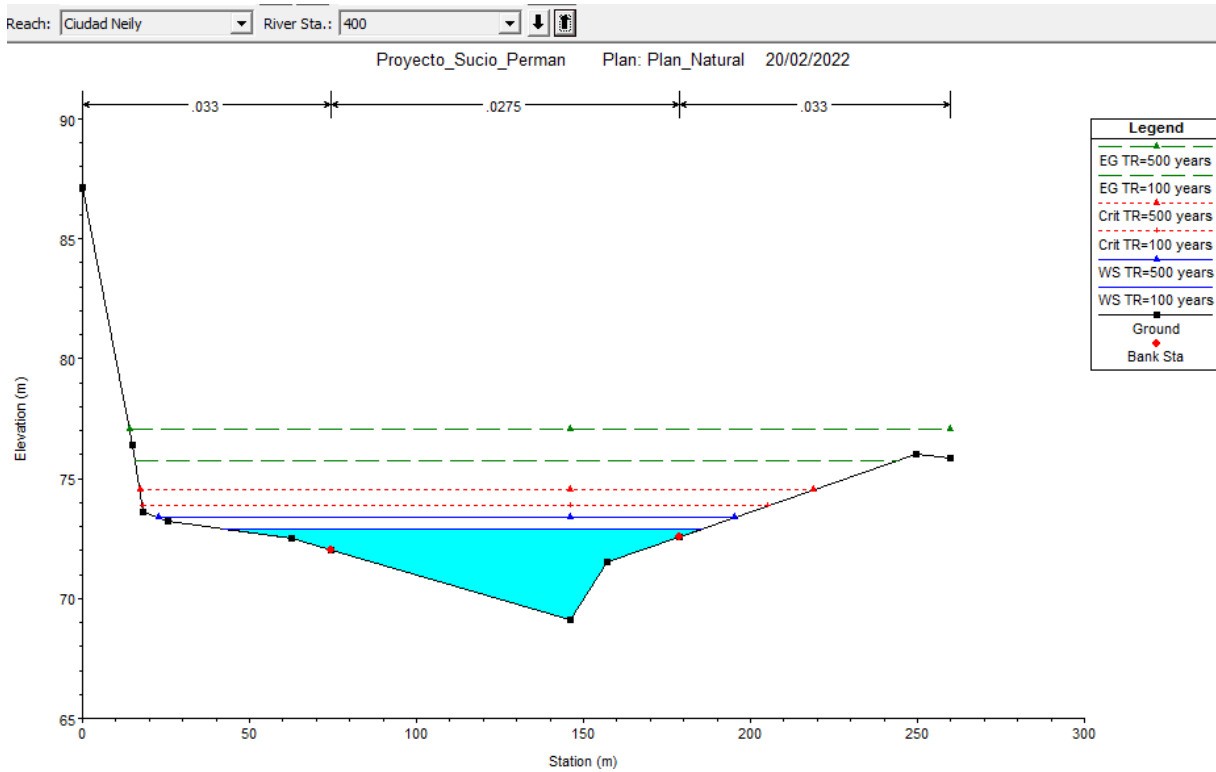


Figura 61. Sección 400, para un TR = 100 años y TR = 500 años respectivamente

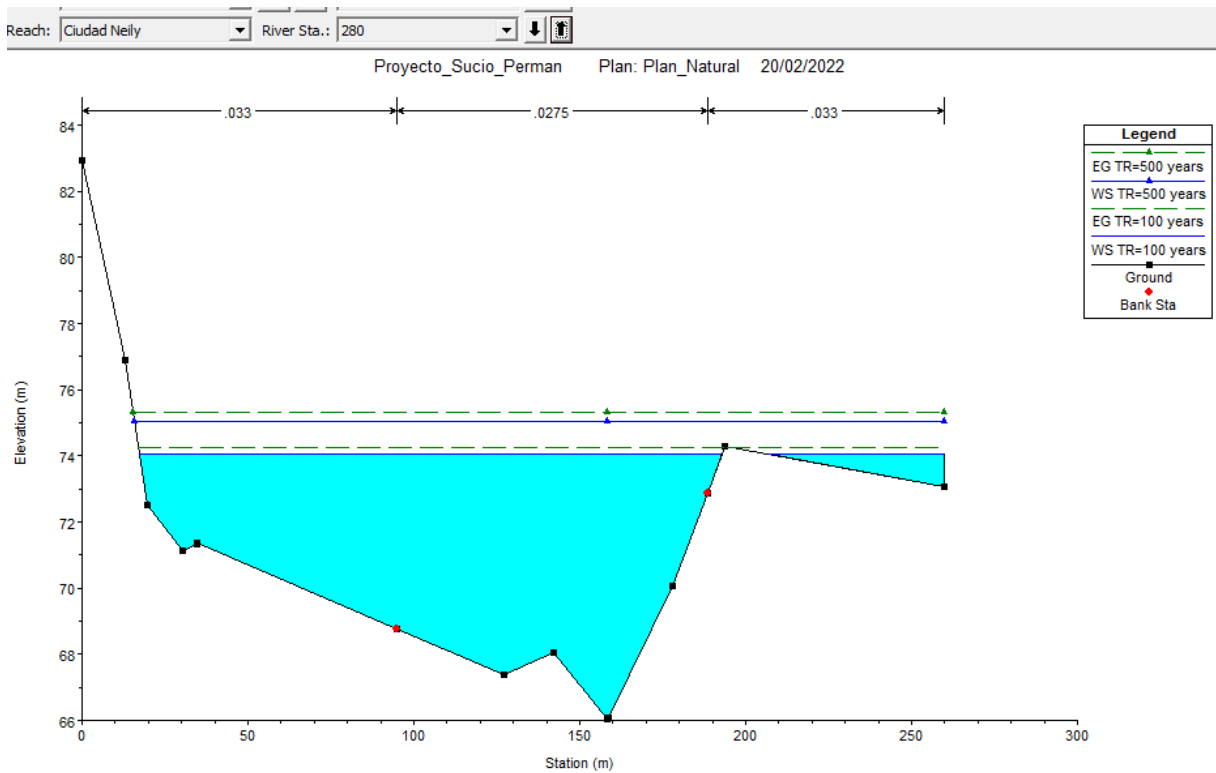


Figura 62. Sección 280, para un TR = 100 años y TR = 500 años respectivamente

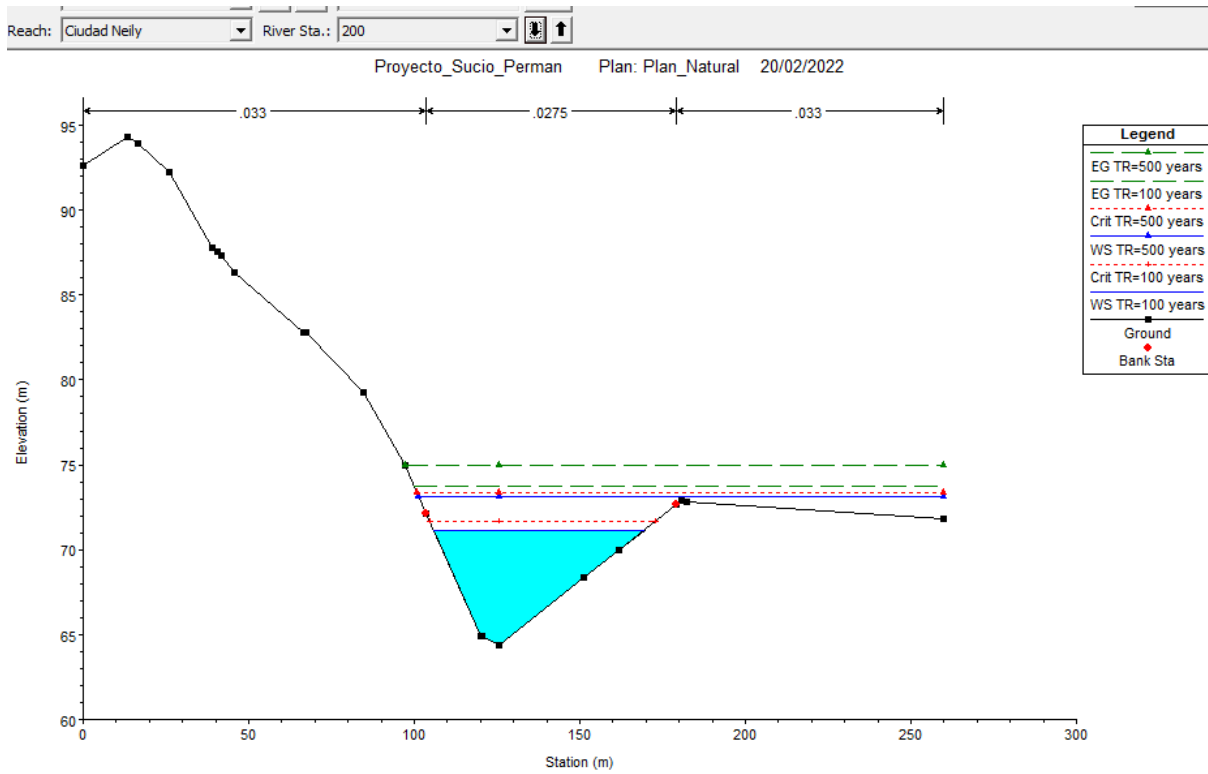


Figura 63. Sección 200, para un TR = 100 años y TR = 500 años respectivamente

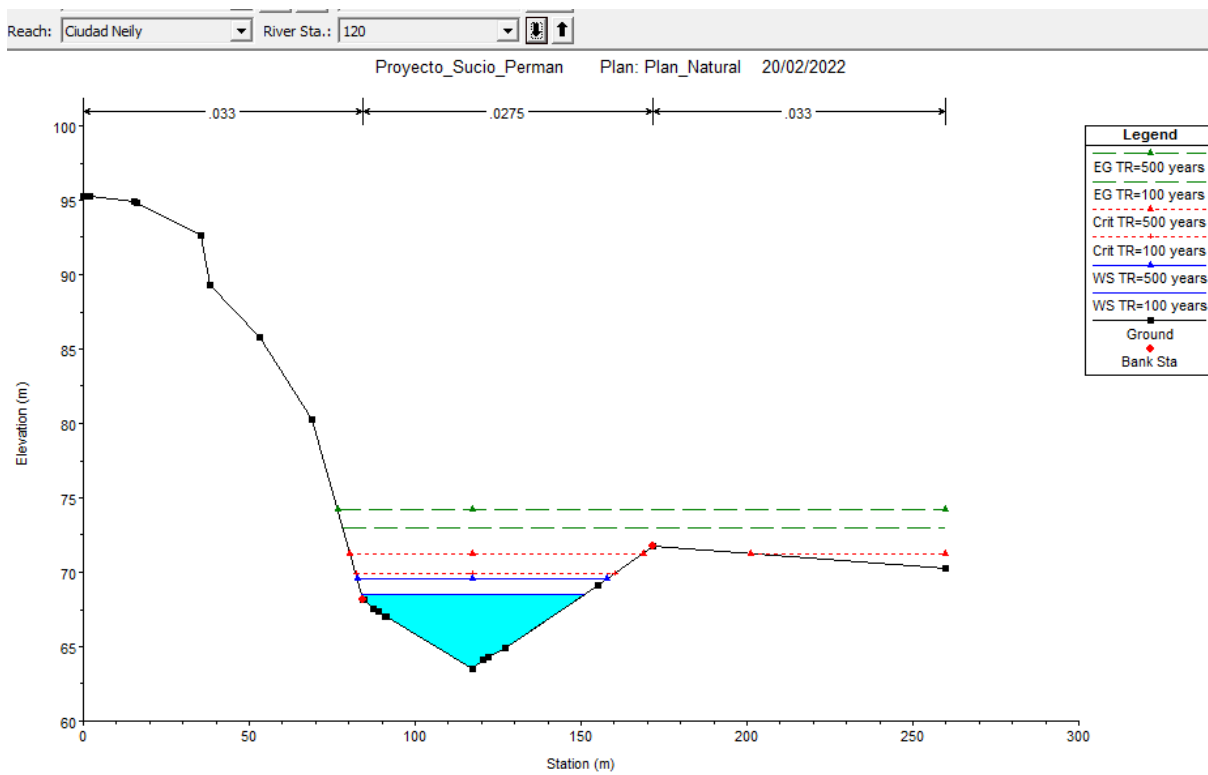


Figura 64. Sección 120, para un TR = 100 años y TR = 500 años respectivamente

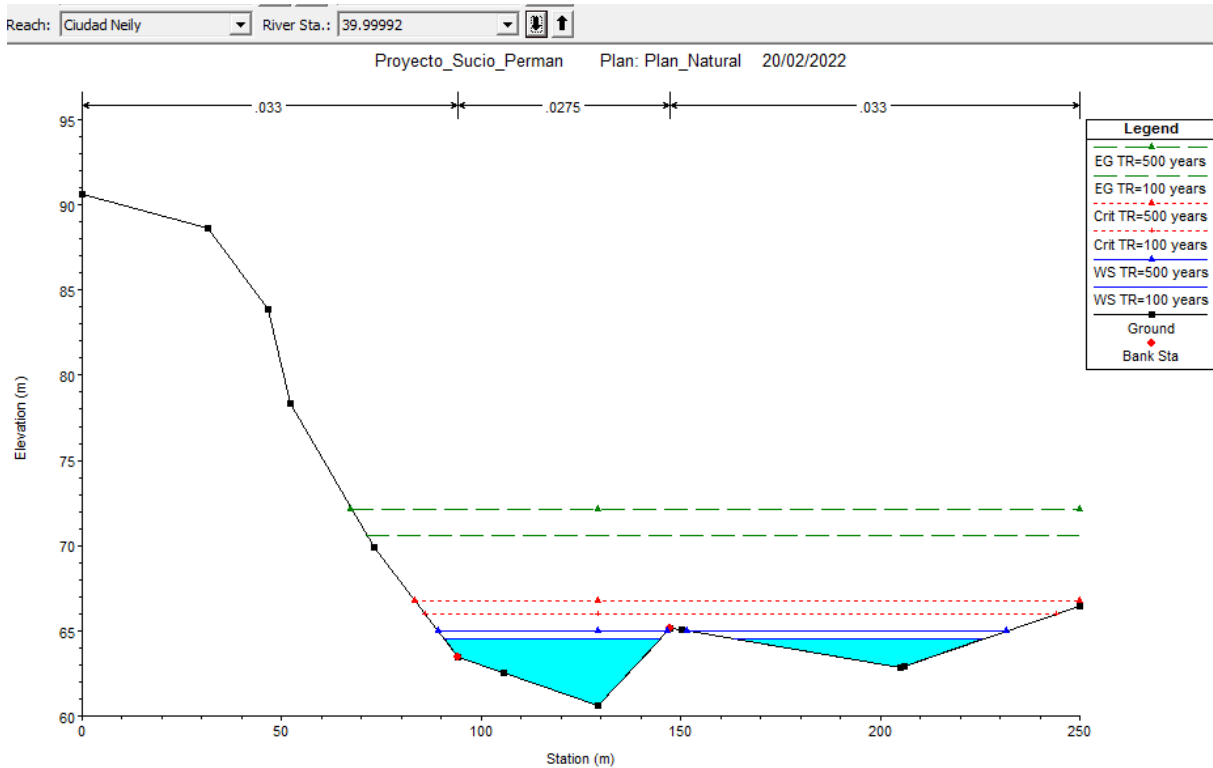


Figura 65. Sección 39.9999, para un TR = 100 años y TR = 500 años respectivamente

iii. Perfil natural del Río Caño Seco

Una vez realizada la modelación hidráulica a flujo permanente, se obtienen los resultados respectivos en reportes gráficos. Así, en la Figura 66 se puede observar que para el caso de TR = 100 años la cota superior de inundación es de aproximadamente 89.702 msnm, mientras que en el caso del TR = 500 años, la cota superior de inundación es de aproximadamente 90.289 msnm, por lo que se analiza que el tirante normal varía en promedio 0.587 m entre el periodo de retorno de 100 años y el periodo de retorno de 500 años para la zona de aguas arriba.

En ese mismo sentido, las secciones aguas abajo, presentan variaciones en las cargas hidráulicas del nivel de inundación (centro del cauce) de 1.045 m, entre uno y otro periodo de retorno indicado.

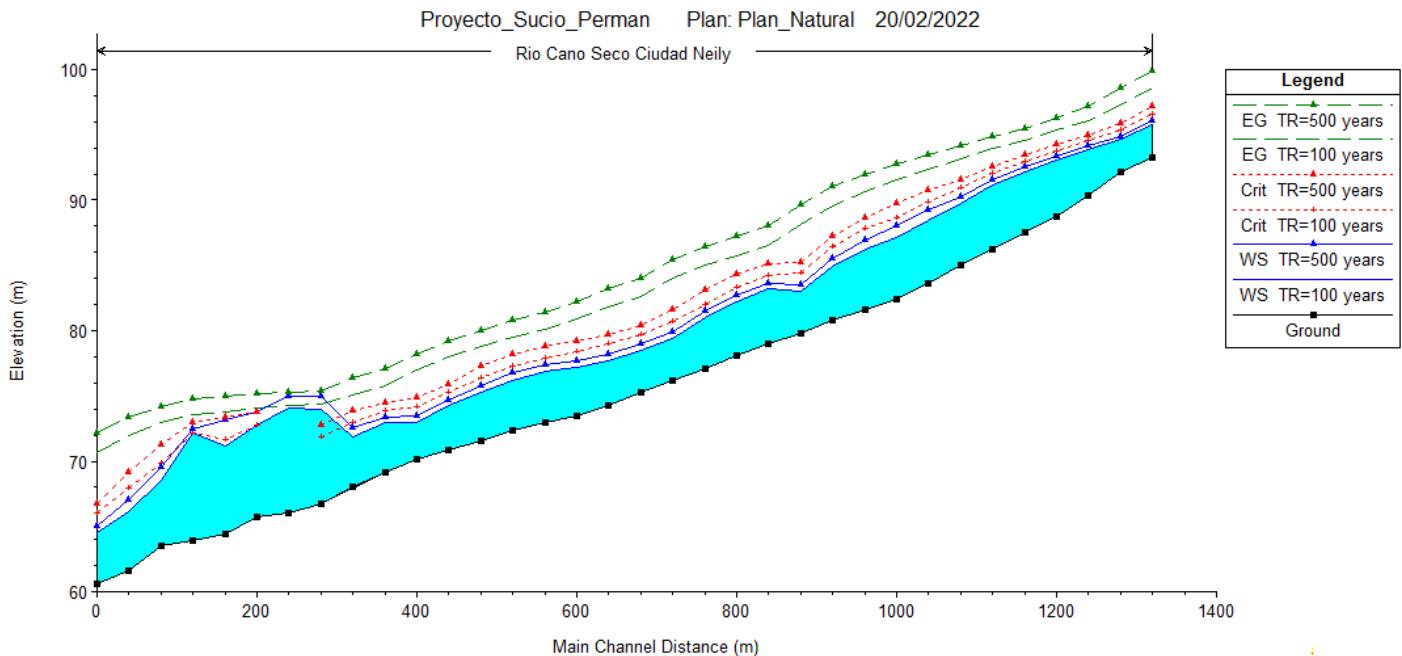


Figura 66. Perfil natural del Río Caño Seco para TR = 100 años y TR = 500 años respectivamente

Del perfil longitudinal de las cargas hidráulicas, se puede observar el comportamiento del nivel piezométrico alcanzado por la variación de los tirantes hidráulicos alcanzados en todas las secciones transversales modeladas. Del Cuadro 24 se puede inferir que en las secciones aguas arriba del cauce, se presenta un régimen supercrítico del flujo, puesto que el Número de Froude > 1 , y $Y_n < Y_c$. Además se observa el aumento del área de inundación conforme aumenta el periodo de retorno.

De otro lado, el Cuadro 25 muestra un resumen de los principales parámetros en la sección transversal 280 aguas abajo del cauce. De dichos datos se puede comprobar que el régimen es subcrítico, puesto que el Numero de Froude < 1 , y $Y_n > Y_c$. Posterior a estas secciones, y hacia aguas abajo, el flujo vuelve a tornarse supercrítico y aumentar considerablemente su velocidad de desarrollo (energía cinética). Además, igual que la sección anterior, se observa el aumento del área de inundación conforme aumenta el periodo de retorno.

Cuadro 24. Resumen de la sección aguas arriba (1120 - Figura 53)

Periodo de retorno	Caudal (m³/s)	Elevación de fondo (m)	WS. Elevación (m)	Área de inundación (m²)	Froude	Yc (m)	Yn (m)
TR = 10 años	601.290	85.010	87.996	77.209	2.035	3.953	2.986
TR = 25 años	1006.480	85.010	88.824	126.007	1.847	5.053	3.814
TR = 50 años	1320.070	85.010	89.358	164.896	1.890	5.429	4.348
TR = 100 años	1637.160	85.010	89.702	203.544	1.815	5.899	4.692
TR = 500 años	2375.660	85.010	90.289	296.725	1.760	6.535	5.279

Cuadro 25. Resumen de la sección aguas abajo (280 - Figura 62)

Periodo de retorno	Caudal (m³/s)	Elevación de fondo (m)	WS. Elevación (m)	Área de inundación (m²)	Froude	Yc (m)	Yn (m)
TR = 10 años	601.290	66.050	71.581	413.084	0.281		5.531
TR = 25 años	1006.480	66.050	72.836	618.522	0.279		6.787
TR = 50 años	1320.070	66.050	73.488	734.534	0.290		7.438
TR = 100 años	1637.160	66.050	74.034	850.121	0.302		7.984
TR = 500 años	2375.660	66.050	75.023	1089.183	0.327		8.973

El Cuadro 24, Cuadro 25 y

Cuadro 26 muestran el resumen para los periodos de retorno de 100 y 500 años de los principales parámetros hidráulicos de las secciones transversales del cauce. De dichos datos se puede comprobar que el régimen es mayoritariamente supercrítico; sin embargo se presenta flujos subcríticos en las partes bajas de la cuenca del río, con variaciones del Número de Froude entre 0.302 a 2.542.

Cuadro 26. Resumen de resultados de las secciones analizadas
(Secciones transversales naturales sin intervención)

HEC-RAS Plan: Plan01 River: Rio Cano Seco Reach: Ciudad Nelly																
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	Crit Depth (m)	Max Chl Dpth (m)	Min El (m)	
Ciudad Nelly	1360	TR=10 years	601.290	93.220	95.118	95.492	96.380	0.027002	4.975	120.873	157.890	1.816	2.272	1.898	93.220	
Ciudad Nelly	1360	TR=25 years	1006.480	93.220	95.396	95.960	97.297	0.027025	6.106	164.837	157.890	1.908	2.740	2.176	93.220	
Ciudad Nelly	1360	TR=50 years	1320.070	93.220	95.582	96.280	97.938	0.027010	6.798	194.181	157.890	1.958	3.060	2.362	93.220	
Ciudad Nelly	1360	TR=100 years	1637.160	93.220	95.753	96.567	98.548	0.027025	7.404	221.106	157.890	1.998	3.347	2.533	93.220	
Ciudad Nelly	1360	TR=500 years	2375.660	93.220	96.107	97.195	99.857	0.027012	8.577	276.978	157.890	2.068	3.974	2.887	93.220	
Ciudad Nelly	1320	TR=10 years	601.290	92.170	94.271	94.591	95.341	0.023068	4.829	143.870	244.010	1.704	2.421	2.101	92.170	
Ciudad Nelly	1320	TR=25 years	1006.480	92.170	94.458	94.942	96.147	0.028597	6.169	189.641	244.010	1.964	2.772	2.288	92.170	
Ciudad Nelly	1320	TR=50 years	1320.070	92.170	94.576	95.188	96.735	0.031916	7.018	218.464	244.010	2.113	3.018	2.406	92.170	
Ciudad Nelly	1320	TR=100 years	1637.160	92.170	94.682	95.403	97.309	0.034726	7.772	244.225	244.010	2.238	3.233	2.512	92.170	
Ciudad Nelly	1320	TR=500 years	2375.660	92.170	94.897	95.876	98.578	0.039633	9.243	296.638	244.010	2.456	3.706	2.727	92.170	
Ciudad Nelly	1280	TR=10 years	601.290	90.350	93.294	93.679	94.493	0.018388	5.042	136.681	201.359	1.581	3.329	2.944	90.350	
Ciudad Nelly	1280	TR=25 years	1006.480	90.350	93.595	94.099	95.186	0.018430	5.982	201.724	230.965	1.651	3.749	3.245	90.350	
Ciudad Nelly	1280	TR=50 years	1320.070	90.350	93.774	94.347	95.655	0.018945	6.595	244.711	248.604	1.710	3.997	3.424	90.350	
Ciudad Nelly	1280	TR=100 years	1637.160	90.350	93.918	94.564	96.116	0.020022	7.202	281.407	260.000	1.784	4.214	3.568	90.350	
Ciudad Nelly	1280	TR=500 years	2375.660	90.350	94.170	95.021	97.146	0.023146	8.509	347.034	260.000	1.964	4.671	3.820	90.350	
Ciudad Nelly	1240	TR=10 years	601.290	88.760	92.189	92.692	93.694	0.019352	5.462	114.438	132.828	1.643	3.932	3.429	88.760	
Ciudad Nelly	1240	TR=25 years	1006.480	88.760	92.604	93.170	94.419	0.017479	6.161	185.000	194.972	1.630	4.410	3.844	88.760	
Ciudad Nelly	1240	TR=50 years	1320.070	88.760	92.829	93.488	94.890	0.016953	6.678	230.713	211.135	1.644	4.728	4.069	88.760	
Ciudad Nelly	1240	TR=100 years	1637.160	88.760	93.018	93.762	95.334	0.016959	7.169	271.832	224.682	1.674	5.003	4.258	88.760	
Ciudad Nelly	1240	TR=500 years	2375.660	88.760	93.367	94.239	96.288	0.017707	8.212	354.735	249.772	1.760	5.479	4.608	88.760	
Ciudad Nelly	1200	TR=10 years	601.290	87.570	91.018	91.712	92.912	0.017867	6.096	98.642	69.799	1.637	4.142	3.448	87.570	
Ciudad Nelly	1200	TR=25 years	1006.480	87.570	91.661	92.373	93.703	0.016730	6.354	164.919	155.959	1.615	4.803	4.091	87.570	
Ciudad Nelly	1200	TR=50 years	1320.070	87.570	91.961	92.695	94.193	0.015320	6.752	221.313	219.661	1.587	5.126	4.391	87.570	
Ciudad Nelly	1200	TR=100 years	1637.160	87.570	92.174	92.939	94.619	0.015069	7.197	270.406	239.007	1.602	5.369	4.604	87.570	
Ciudad Nelly	1200	TR=500 years	2375.660	87.570	92.546	93.421	95.489	0.015479	8.149	364.394	260.000	1.669	5.851	4.976	87.570	
Ciudad Nelly	1160	TR=10 years	601.290	86.260	89.485	90.501	92.078	0.020553	7.131	84.320	52.288	1.793	4.241	3.225	86.260	
Ciudad Nelly	1160	TR=25 years	1006.480	86.260	90.422	91.400	92.942	0.019031	7.031	143.151	85.747	1.738	5.140	4.162	86.260	
Ciudad Nelly	1160	TR=50 years	1320.070	86.260	90.826	91.801	93.482	0.018195	7.223	184.933	130.537	1.721	5.541	4.566	86.260	
Ciudad Nelly	1160	TR=100 years	1637.160	86.260	91.136	92.061	93.954	0.016245	7.500	234.720	190.754	1.665	5.801	4.876	86.260	
Ciudad Nelly	1160	TR=500 years	2375.660	86.260	91.605	92.569	94.835	0.015492	8.275	343.165	257.526	1.676	6.309	5.345	86.260	

HEC-RAS Plan: Plan01 River: Rio Cano Seco Reach: Ciudad Neily															
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	Crit Depth (m)	Max Chl Dpth (m)	Min El (m)
Ciudad Neily	1160	TR=10 years	601.290	86.260	89.485	90.501	92.078	0.020553	7.131	84.320	52.288	1.793	4.241	3.225	86.260
Ciudad Neily	1160	TR=25 years	1006.480	86.260	90.422	91.400	92.942	0.019031	7.031	143.151	85.747	1.738	5.140	4.162	86.260
Ciudad Neily	1160	TR=50 years	1320.070	86.260	90.826	91.801	93.482	0.018195	7.223	184.933	130.537	1.721	5.541	4.566	86.260
Ciudad Neily	1160	TR=100 years	1637.160	86.260	91.136	92.061	93.954	0.016245	7.500	234.720	190.754	1.665	5.801	4.876	86.260
Ciudad Neily	1160	TR=500 years	2375.660	86.260	91.605	92.569	94.835	0.015492	8.275	343.165	257.526	1.676	6.309	5.345	86.260
Ciudad Neily	1120	TR=10 years	601.290	85.010	87.996	88.963	91.088	0.027144	7.788	77.209	51.720	2.035	3.953	2.986	85.010
Ciudad Neily	1120	TR=25 years	1006.480	85.010	88.824	90.063	92.077	0.020599	7.988	126.007	66.072	1.847	5.053	3.814	85.010
Ciudad Neily	1120	TR=50 years	1320.070	85.010	89.358	90.439	92.626	0.021834	8.006	164.896	91.045	1.890	5.429	4.348	85.010
Ciudad Neily	1120	TR=100 years	1637.160	85.010	89.702	90.909	93.188	0.019151	8.292	203.544	133.448	1.815	5.899	4.692	85.010
Ciudad Neily	1120	TR=500 years	2375.660	85.010	90.289	91.545	94.152	0.016791	8.927	296.725	167.201	1.760	6.535	5.279	85.010
Ciudad Neily	1080	TR=10 years	601.290	83.610	86.648	87.679	89.956	0.028396	8.054	74.655	49.145	2.087	4.069	3.038	83.610
Ciudad Neily	1080	TR=25 years	1006.480	83.610	87.426	88.628	91.149	0.023586	8.545	117.780	61.729	1.976	5.018	3.816	83.610
Ciudad Neily	1080	TR=50 years	1320.070	83.610	87.966	89.281	91.739	0.020039	8.603	153.448	70.459	1.862	5.671	4.356	83.610
Ciudad Neily	1080	TR=100 years	1637.160	83.610	88.395	89.877	92.380	0.018673	8.841	185.174	77.400	1.825	6.267	4.785	83.610
Ciudad Neily	1080	TR=500 years	2375.660	83.610	89.249	90.766	93.449	0.016113	9.100	268.100	127.615	1.740	7.156	5.639	83.610
Ciudad Neily	1040	TR=10 years	601.290	82.450	85.476	86.518	88.822	0.028173	8.101	74.224	48.132	2.083	4.068	3.026	82.450
Ciudad Neily	1040	TR=25 years	1006.480	82.450	86.222	87.457	90.160	0.024838	8.788	114.531	59.805	2.028	5.007	3.773	82.450
Ciudad Neily	1040	TR=50 years	1320.070	82.450	86.725	88.048	90.862	0.022145	9.008	146.549	67.657	1.954	5.598	4.275	82.450
Ciudad Neily	1040	TR=100 years	1637.160	82.450	87.142	88.693	91.548	0.020873	9.297	176.098	74.170	1.927	6.243	4.692	82.450
Ciudad Neily	1040	TR=500 years	2375.660	82.450	88.023	89.717	92.746	0.016462	9.638	250.237	100.926	1.778	7.267	5.573	82.450
Ciudad Neily	999.9999	TR=10 years	601.290	81.640	84.832	85.783	87.663	0.022463	7.453	80.681	50.015	1.874	4.143	3.192	81.640
Ciudad Neily	999.9999	TR=25 years	1006.480	81.640	85.519	86.634	89.061	0.024194	8.335	120.754	66.984	1.982	4.994	3.879	81.640
Ciudad Neily	999.9999	TR=50 years	1320.070	81.640	85.924	87.276	89.877	0.024457	8.805	149.918	77.245	2.018	5.636	4.284	81.640
Ciudad Neily	999.9999	TR=100 years	1637.160	81.640	86.249	87.847	90.661	0.023499	9.304	176.426	85.490	2.016	6.207	4.609	81.640
Ciudad Neily	999.9999	TR=500 years	2375.660	81.640	86.977	88.624	92.001	0.019442	9.967	245.895	112.144	1.910	6.984	5.337	81.640
Ciudad Neily	960	TR=10 years	601.290	80.810	83.903	84.772	86.629	0.028058	7.312	82.233	62.136	2.030	3.961	3.093	80.810
Ciudad Neily	960	TR=25 years	1006.480	80.810	84.435	85.473	87.925	0.032893	8.274	121.644	86.156	2.224	4.663	3.625	80.810
Ciudad Neily	960	TR=50 years	1320.070	80.810	84.732	85.929	88.738	0.033204	8.866	149.227	99.550	2.271	5.119	3.922	80.810
Ciudad Neily	960	TR=100 years	1637.160	80.810	84.970	86.467	89.543	0.032715	9.481	174.262	110.316	2.297	5.657	4.160	80.810
Ciudad Neily	960	TR=500 years	2375.660	80.810	85.478	87.227	91.017	0.028512	10.501	236.114	133.278	2.237	6.417	4.668	80.810

HEC-RAS Plan: Plan01 River: Rio Cano Seco Reach: Ciudad Neily															
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	Crit Depth (m)	Max Chl Dpth (m)	Min El (m)
Ciudad Neily	960	TR=10 years	601.290	80.810	83.903	84.772	86.629	0.028058	7.312	82.233	62.136	2.030	3.961	3.093	80.810
Ciudad Neily	960	TR=25 years	1006.480	80.810	84.435	85.473	87.925	0.032893	8.274	121.644	86.156	2.224	4.663	3.625	80.810
Ciudad Neily	960	TR=50 years	1320.070	80.810	84.732	85.929	88.738	0.033204	8.866	149.227	99.550	2.271	5.119	3.922	80.810
Ciudad Neily	960	TR=100 years	1637.160	80.810	84.970	86.467	89.543	0.032715	9.481	174.262	110.316	2.297	5.657	4.160	80.810
Ciudad Neily	960	TR=500 years	2375.660	80.810	85.478	87.227	91.017	0.028512	10.501	236.114	133.278	2.237	6.417	4.668	80.810
Ciudad Neily	920	TR=10 years	601.290	79.830	81.954	82.880	85.210	0.042492	7.991	75.247	68.205	2.429	3.050	2.124	79.830
Ciudad Neily	920	TR=25 years	1006.480	79.830	82.464	83.606	86.442	0.039333	8.833	113.950	83.879	2.420	3.776	2.634	79.830
Ciudad Neily	920	TR=50 years	1320.070	79.830	82.765	84.024	87.261	0.038369	9.391	140.590	93.453	2.435	4.194	2.935	79.830
Ciudad Neily	920	TR=100 years	1637.160	79.830	83.010	84.412	88.093	0.037528	9.988	164.461	101.215	2.452	4.582	3.180	79.830
Ciudad Neily	920	TR=500 years	2375.660	79.830	83.507	85.227	89.679	0.035830	11.033	218.676	116.946	2.470	5.397	3.677	79.830
Ciudad Neily	880	TR=10 years	601.290	79.030	81.969	82.568	83.796	0.016040	5.987	100.437	67.320	1.565	3.538	2.939	79.030
Ciudad Neily	880	TR=25 years	1006.480	79.030	82.597	83.407	84.979	0.016828	6.835	147.254	83.897	1.647	4.377	3.567	79.030
Ciudad Neily	880	TR=50 years	1320.070	79.030	82.943	83.850	85.726	0.018150	7.390	179.163	100.645	1.729	4.820	3.913	79.030
Ciudad Neily	880	TR=100 years	1637.160	79.030	83.187	84.252	86.486	0.020055	8.054	205.140	112.451	1.834	5.222	4.157	79.030
Ciudad Neily	880	TR=500 years	2375.660	79.030	83.645	85.081	88.005	0.022773	9.290	261.782	134.613	1.994	6.051	4.615	79.030
Ciudad Neily	840	TR=10 years	601.290	78.060	80.818	81.505	83.021	0.021252	6.574	91.463	65.813	1.781	3.445	2.758	78.060
Ciudad Neily	840	TR=25 years	1006.480	78.060	81.442	82.365	84.237	0.018259	7.411	136.997	80.107	1.733	4.305	3.382	78.060
Ciudad Neily	840	TR=50 years	1320.070	78.060	81.845	82.902	84.999	0.016432	7.904	172.467	95.430	1.692	4.842	3.786	78.060
Ciudad Neily	840	TR=100 years	1637.160	78.060	82.161	83.327	85.739	0.016134	8.467	204.488	107.250	1.710	5.268	4.101	78.060
Ciudad Neily	840	TR=500 years	2375.660	78.060	82.745	84.365	87.225	0.016309	9.610	273.426	129.075	1.771	6.305	4.685	78.060
Ciudad Neily	799.9999	TR=10 years	601.290	77.090	79.679	80.483	82.157	0.020232	7.053	89.785	69.241	1.779	3.393	2.589	77.090
Ciudad Neily	799.9999	TR=25 years	1006.480	77.090	80.290	81.322	83.451	0.018302	8.115	137.415	88.196	1.773	4.232	3.200	77.090
Ciudad Neily	799.9999	TR=50 years	1320.070	77.090	80.657	81.837	84.247	0.017810	8.761	172.314	101.838	1.788	4.747	3.567	77.090
Ciudad Neily	799.9999	TR=100 years	1637.160	77.090	80.957	82.032	84.982	0.017962	9.383	204.483	112.964	1.825	4.942	3.867	77.090
Ciudad Neily	799.9999	TR=500 years	2375.660	77.090	81.514	83.127	86.440	0.018660	10.602	273.213	133.666	1.907	6.037	4.424	77.090
Ciudad Neily	759.9999	TR=10 years	601.290	76.150	78.364	79.213	81.168	0.026481	7.783	88.511	79.951	2.019	3.063	2.214	76.150
Ciudad Neily	759.9999	TR=25 years	1006.480	76.150	78.855	79.936	82.474	0.026550	9.058	131.742	95.607	2.099	3.786	2.705	76.150
Ciudad Neily	759.9999	TR=50 years	1320.070	76.150	79.164	80.391	83.264	0.026473	9.767	162.688	105.247	2.136	4.241	3.014	76.150
Ciudad Neily	759.9999	TR=100 years	1637.160	76.150	79.428	80.735	83.980	0.026662	10.390	191.670	113.535	2.175	4.585	3.278	76.150
Ciudad Neily	759.9999	TR=500 years	2375.660	76.150	79.942	81.571	85.391	0.027111	11.552	254.097	129.599	2.247	5.421	3.792	76.150

HEC-RAS Plan: Plan01 River: Rio Cano Seco Reach: Ciudad Neily															
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	Crit Depth (m)	Max Chl Dpth (m)	Min El (m)
Ciudad Neily	759.9999	TR=10 years	601.290	76.150	78.364	79.213	81.168	0.026481	7.783	88.511	79.951	2.019	3.063	2.214	76.150
Ciudad Neily	759.9999	TR=25 years	1006.480	76.150	78.855	79.936	82.474	0.026550	9.058	131.742	95.607	2.099	3.786	2.705	76.150
Ciudad Neily	759.9999	TR=50 years	1320.070	76.150	79.164	80.391	83.264	0.026473	9.767	162.688	105.247	2.136	4.241	3.014	76.150
Ciudad Neily	759.9999	TR=100 years	1637.160	76.150	79.428	80.735	83.980	0.026662	10.390	191.670	113.535	2.175	4.585	3.278	76.150
Ciudad Neily	759.9999	TR=500 years	2375.660	76.150	79.942	81.571	85.391	0.027111	11.552	254.097	129.599	2.247	5.421	3.792	76.150
Ciudad Neily	720	TR=10 years	601.290	75.260	77.476	78.265	80.000	0.023932	7.496	94.377	85.544	1.926	3.005	2.216	75.260
Ciudad Neily	720	TR=25 years	1006.480	75.260	77.958	78.954	81.230	0.024585	8.757	140.184	104.371	2.022	3.694	2.698	75.260
Ciudad Neily	720	TR=50 years	1320.070	75.260	78.252	79.445	81.986	0.025002	9.483	172.535	115.838	2.075	4.185	2.992	75.260
Ciudad Neily	720	TR=100 years	1637.160	75.260	78.504	79.730	82.661	0.025501	10.112	202.920	125.659	2.124	4.470	3.244	75.260
Ciudad Neily	720	TR=500 years	2375.660	75.260	78.985	80.367	83.995	0.026542	11.295	267.910	144.440	2.217	5.107	3.725	75.260
Ciudad Neily	680	TR=10 years	601.290	74.300	76.542	77.338	79.087	0.024317	7.236	90.393	80.568	1.921	3.038	2.242	74.300
Ciudad Neily	680	TR=25 years	1006.480	74.300	77.051	78.073	80.359	0.023186	8.422	135.909	97.843	1.959	3.773	2.751	74.300
Ciudad Neily	680	TR=50 years	1320.070	74.300	77.370	78.534	81.137	0.022574	9.102	168.827	108.342	1.977	4.234	3.070	74.300
Ciudad Neily	680	TR=100 years	1637.160	74.300	77.648	78.951	81.826	0.022267	9.688	200.248	117.491	1.997	4.651	3.349	74.300
Ciudad Neily	680	TR=500 years	2375.660	74.300	78.191	79.672	83.166	0.021902	10.778	268.894	135.460	2.038	5.372	3.892	74.300
Ciudad Neily	640.0001	TR=10 years	601.290	73.480	76.030	76.705	78.107	0.018450	6.437	97.492	79.683	1.680	3.225	2.550	73.480
Ciudad Neily	640.0001	TR=25 years	1006.480	73.480	76.549	77.477	79.410	0.018345	7.673	143.325	96.932	1.751	3.997	3.069	73.480
Ciudad Neily	640.0001	TR=50 years	1320.070	73.480	76.876	77.939	80.209	0.018255	8.373	176.753	107.785	1.786	4.459	3.396	73.480
Ciudad Neily	640.0001	TR=100 years	1637.160	73.480	77.163	78.368	80.905	0.018214	8.960	209.039	117.318	1.815	4.888	3.683	73.480
Ciudad Neily	640.0001	TR=500 years	2375.660	73.480	77.723	79.187	82.249	0.018189	10.041	279.938	135.926	1.866	5.707	4.243	73.480
Ciudad Neily	600	TR=10 years	601.290	72.990	75.659	76.194	77.360	0.013490	5.829	107.847	80.788	1.458	3.204	2.669	72.990
Ciudad Neily	600	TR=25 years	1006.480	72.990	76.196	76.986	78.616	0.014149	7.056	155.550	97.191	1.556	3.996	3.206	72.990
Ciudad Neily	600	TR=50 years	1320.070	72.990	76.536	77.470	79.387	0.014406	7.738	190.445	107.858	1.603	4.480	3.546	72.990
Ciudad Neily	600	TR=100 years	1637.160	72.990	76.835	77.893	80.060	0.014594	8.305	224.129	117.237	1.639	4.903	3.845	72.990
Ciudad Neily	600	TR=500 years	2375.660	72.990	77.420	78.785	81.359	0.014877	9.339	298.109	135.579	1.700	5.795	4.431	72.990
Ciudad Neily	559.9999	TR=10 years	601.290	72.380	75.007	75.572	76.799	0.014201	6.017	106.190	80.613	1.499	3.192	2.627	72.380
Ciudad Neily	559.9999	TR=25 years	1006.480	72.380	75.551	76.363	78.039	0.014760	7.209	154.548	97.156	1.590	3.983	3.171	72.380
Ciudad Neily	559.9999	TR=50 years	1320.070	72.380	75.891	76.850	78.805	0.014977	7.886	189.351	107.413	1.635	4.470	3.511	72.380
Ciudad Neily	559.9999	TR=100 years	1637.160	72.380	76.190	77.271	79.475	0.015140	8.451	222.835	116.432	1.670	4.891	3.810	72.380
Ciudad Neily	559.9999	TR=500 years	2375.660	72.380	76.776	78.175	80.769	0.015385	9.479	296.201	134.089	1.728	5.795	4.396	72.380

HEC-RAS Plan: Plan01 River: Rio Cano Seco Reach: Ciudad Neily															
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	Crit Depth (m)	Max Chl Dpth (m)	Min El (m)
Ciudad Neily	559.9999	TR=10 years	601.290	72.380	75.007	75.572	76.799	0.014201	6.017	106.190	80.613	1.499	3.192	2.627	72.380
Ciudad Neily	559.9999	TR=25 years	1006.480	72.380	75.551	76.363	78.039	0.014760	7.209	154.548	97.156	1.590	3.983	3.171	72.380
Ciudad Neily	559.9999	TR=50 years	1320.070	72.380	75.891	76.850	78.805	0.014977	7.886	189.351	107.413	1.635	4.470	3.511	72.380
Ciudad Neily	559.9999	TR=100 years	1637.160	72.380	76.190	77.271	79.475	0.015140	8.451	222.835	116.432	1.670	4.891	3.810	72.380
Ciudad Neily	559.9999	TR=500 years	2375.660	72.380	76.776	78.175	80.769	0.015385	9.479	296.201	134.089	1.728	5.795	4.396	72.380
Ciudad Neily	520	TR=10 years	601.290	71.600	74.055	74.733	76.129	0.017482	6.490	99.444	81.068	1.650	3.133	2.455	71.600
Ciudad Neily	520	TR=25 years	1006.480	71.600	74.601	75.486	77.354	0.017001	7.630	148.655	99.141	1.699	3.886	3.001	71.600
Ciudad Neily	520	TR=50 years	1320.070	71.600	74.937	75.992	78.109	0.016908	8.296	183.713	109.736	1.731	4.392	3.337	71.600
Ciudad Neily	520	TR=100 years	1637.160	71.600	75.230	76.430	78.768	0.016869	8.855	217.219	118.514	1.758	4.830	3.630	71.600
Ciudad Neily	520	TR=500 years	2375.660	71.600	75.803	77.255	80.043	0.016854	9.886	291.996	147.901	1.806	5.655	4.203	71.600
Ciudad Neily	479.9999	TR=10 years	601.290	70.880	73.224	73.970	75.337	0.022021	6.444	94.031	77.967	1.797	3.090	2.344	70.880
Ciudad Neily	479.9999	TR=25 years	1006.480	70.880	73.748	74.718	76.592	0.019867	7.536	140.269	110.276	1.797	3.838	2.868	70.880
Ciudad Neily	479.9999	TR=50 years	1320.070	70.880	74.050	75.036	77.341	0.019562	8.212	180.588	157.114	1.825	4.156	3.170	70.880
Ciudad Neily	479.9999	TR=100 years	1637.160	70.880	74.280	75.323	77.980	0.020016	8.843	220.768	192.937	1.875	4.443	3.400	70.880
Ciudad Neily	479.9999	TR=500 years	2375.660	70.880	74.661	75.914	79.197	0.021342	10.123	298.536	210.616	1.987	5.034	3.781	70.880
Ciudad Neily	439.9999	TR=10 years	601.290	70.160	72.096	72.767	74.301	0.030251	6.607	92.899	94.808	2.041	2.607	1.936	70.160
Ciudad Neily	439.9999	TR=25 years	1006.480	70.160	72.480	73.393	75.562	0.032727	7.862	132.874	113.302	2.195	3.233	2.320	70.160
Ciudad Neily	439.9999	TR=50 years	1320.070	70.160	72.728	73.792	76.320	0.031920	8.525	162.475	125.235	2.219	3.632	2.568	70.160
Ciudad Neily	439.9999	TR=100 years	1637.160	70.160	72.959	74.161	76.975	0.029788	9.058	192.647	136.312	2.196	4.001	2.799	70.160
Ciudad Neily	439.9999	TR=500 years	2375.660	70.160	73.433	74.851	78.215	0.026346	10.006	262.665	159.075	2.150	4.691	3.273	70.160
Ciudad Neily	400	TR=10 years	601.290	69.120	71.965	72.338	73.262	0.013257	5.042	119.253	89.911	1.398	3.218	2.845	69.120
Ciudad Neily	400	TR=25 years	1006.480	69.120	72.417	73.043	74.356	0.015341	6.174	164.401	110.255	1.554	3.923	3.296	69.120
Ciudad Neily	400	TR=50 years	1320.070	69.120	72.687	73.484	75.084	0.016096	6.878	196.263	127.091	1.625	4.364	3.567	69.120
Ciudad Neily	400	TR=100 years	1637.160	69.120	72.915	73.861	75.761	0.016456	7.523	227.166	143.715	1.676	4.741	3.795	69.120
Ciudad Neily	400	TR=500 years	2375.660	69.120	73.372	74.519	77.057	0.016724	8.671	300.136	172.214	1.747	5.399	4.252	69.120
Ciudad Neily	360	TR=10 years	601.290	67.990	70.644	71.241	72.559	0.019592	6.128	98.122	73.936	1.699	3.251	2.654	67.990
Ciudad Neily	360	TR=25 years	1006.480	67.990	71.234	72.001	73.653	0.017673	6.890	146.537	90.370	1.683	4.011	3.244	67.990
Ciudad Neily	360	TR=50 years	1320.070	67.990	71.590	72.480	74.395	0.016371	7.434	180.497	100.321	1.666	4.490	3.600	67.990
Ciudad Neily	360	TR=100 years	1637.160	67.990	71.895	72.925	75.081	0.015855	7.950	212.385	108.839	1.674	4.935	3.905	67.990
Ciudad Neily	360	TR=500 years	2375.660	67.990	72.513	73.825	76.402	0.014913	8.864	285.079	126.152	1.680	5.835	4.523	67.990

HEC-RAS Plan: Plan01 River: Rio Cano Seco Reach: Ciudad Neily															
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	Crit Depth (m)	Max Chl Dpth (m)	Min El (m)
Ciudad Neily	360	TR=10 years	601.290	67.990	70.644	71.241	72.559	0.019592	6.128	98.122	73.936	1.699	3.251	2.654	67.990
Ciudad Neily	360	TR=25 years	1006.480	67.990	71.234	72.001	73.653	0.017673	6.890	146.537	90.370	1.683	4.011	3.244	67.990
Ciudad Neily	360	TR=50 years	1320.070	67.990	71.590	72.480	74.395	0.016371	7.434	180.497	100.321	1.666	4.490	3.600	67.990
Ciudad Neily	360	TR=100 years	1637.160	67.990	71.895	72.925	75.081	0.015855	7.950	212.385	108.839	1.674	4.935	3.905	67.990
Ciudad Neily	360	TR=500 years	2375.660	67.990	72.513	73.825	76.402	0.014913	8.864	285.079	126.152	1.680	5.835	4.523	67.990
Ciudad Neily	320.0001	TR=10 years	601.290	66.750	71.522	70.163	71.768	0.000909	2.219	284.160	119.431	0.416	3.413	4.773	66.750
Ciudad Neily	320.0001	TR=25 years	1006.480	66.750	72.765	70.931	73.054	0.000745	2.452	452.094	150.970	0.396	4.181	6.015	66.750
Ciudad Neily	320.0001	TR=50 years	1320.070	66.750	73.409	71.436	73.745	0.000755	2.673	554.814	171.330	0.406	4.686	6.659	66.750
Ciudad Neily	320.0001	TR=100 years	1637.160	66.750	73.951	71.892	74.328	0.000766	2.858	656.014	202.104	0.416	5.142	7.201	66.750
Ciudad Neily	320.0001	TR=500 years	2375.660	66.750	74.935	72.784	75.396	0.000793	3.224	881.153	250.679	0.434	6.034	8.185	66.750
Ciudad Neily	280	TR=10 years	601.290	66.050	71.581		71.709	0.000386	1.666	413.084	156.681	0.281		5.531	66.050
Ciudad Neily	280	TR=25 years	1006.480	66.050	72.836		72.993	0.000351	1.882	618.522	169.125	0.279		6.787	66.050
Ciudad Neily	280	TR=50 years	1320.070	66.050	73.488		73.679	0.000364	2.090	734.534	195.316	0.290		7.438	66.050
Ciudad Neily	280	TR=100 years	1637.160	66.050	74.034		74.259	0.000381	2.284	850.121	228.580	0.302		7.984	66.050
Ciudad Neily	280	TR=500 years	2375.660	66.050	75.023		75.322	0.000424	2.674	1089.183	244.178	0.327		8.973	66.050
Ciudad Neily	240	TR=10 years	601.290	65.740	70.379	70.379	71.563	0.005762	4.819	124.772	53.187	1.005	4.639	4.639	65.740
Ciudad Neily	240	TR=25 years	1006.480	65.740	71.624	71.624	72.849	0.004455	4.944	214.376	97.617	0.918	5.884	5.884	65.740
Ciudad Neily	240	TR=50 years	1320.070	65.740	72.229	72.229	73.529	0.004272	5.162	278.134	112.942	0.914	6.489	6.489	65.740
Ciudad Neily	240	TR=100 years	1637.160	65.740	72.719	72.719	74.102	0.004217	5.380	336.525	125.344	0.919	6.979	6.979	65.740
Ciudad Neily	240	TR=500 years	2375.660	65.740	73.764	73.764	75.168	0.003540	5.549	505.971	216.715	0.867	8.024	8.024	65.740
Ciudad Neily	200	TR=10 years	601.290	64.380	68.262	69.153	71.044	0.015584	7.387	81.396	38.188	1.616	4.773	3.882	64.380
Ciudad Neily	200	TR=25 years	1006.480	64.380	69.425	70.333	72.401	0.012042	7.639	131.753	48.386	1.478	5.953	5.045	64.380
Ciudad Neily	200	TR=50 years	1320.070	64.380	71.950	71.069	73.067	0.002720	4.682	282.574	80.478	0.748	6.690	7.570	64.380
Ciudad Neily	200	TR=100 years	1637.160	64.380	71.165	71.690	73.765	0.007267	7.142	229.242	63.704	1.202	7.310	6.785	64.380
Ciudad Neily	200	TR=500 years	2375.660	64.380	73.162	73.331	74.989	0.003502	6.111	438.811	158.733	0.879	8.951	8.782	64.380
Ciudad Neily	160	TR=10 years	601.290	63.880	69.090	69.090	70.435	0.005716	5.136	117.065	44.204	1.008	5.210	5.210	63.880
Ciudad Neily	160	TR=25 years	1006.480	63.880	70.313	70.314	71.956	0.005280	5.677	177.288	54.267	1.003	6.434	6.433	63.880
Ciudad Neily	160	TR=50 years	1320.070	63.880	71.238	71.238	72.878	0.004436	5.685	239.279	93.711	0.940	7.358	7.358	63.880
Ciudad Neily	160	TR=100 years	1637.160	63.880	72.131	72.131	73.528	0.003316	5.362	350.341	154.886	0.831	8.251	8.251	63.880
Ciudad Neily	160	TR=500 years	2375.660	63.880	72.465	73.013	74.769	0.005085	6.984	404.034	162.365	1.042	9.133	8.585	63.880

HEC-RAS Plan: Plan01 River: Rio Cano Seco Reach: Ciudad Neily															
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	Crit Depth (m)	Max Chl Dpth (m)	Min El (m)
Ciudad Neily	240	TR=10 years	601.290	65.740	70.379	70.379	71.563	0.005762	4.819	124.772	53.187	1.005	4.639	4.639	65.740
Ciudad Neily	240	TR=25 years	1006.480	65.740	71.624	71.624	72.849	0.004455	4.944	214.376	97.617	0.918	5.884	5.884	65.740
Ciudad Neily	240	TR=50 years	1320.070	65.740	72.229	72.229	73.529	0.004272	5.162	278.134	112.942	0.914	6.489	6.489	65.740
Ciudad Neily	240	TR=100 years	1637.160	65.740	72.719	72.719	74.102	0.004217	5.380	336.525	125.344	0.919	6.979	6.979	65.740
Ciudad Neily	240	TR=500 years	2375.660	65.740	73.764	73.764	75.168	0.003540	5.549	505.971	216.715	0.867	8.024	8.024	65.740
Ciudad Neily	200	TR=10 years	601.290	64.380	68.262	69.153	71.044	0.015584	7.387	81.396	38.188	1.616	4.773	3.882	64.380
Ciudad Neily	200	TR=25 years	1006.480	64.380	69.425	70.333	72.401	0.012042	7.639	131.753	48.386	1.478	5.953	5.045	64.380
Ciudad Neily	200	TR=50 years	1320.070	64.380	71.950	71.069	73.067	0.002720	4.682	282.574	80.478	0.748	6.690	7.570	64.380
Ciudad Neily	200	TR=100 years	1637.160	64.380	71.165	71.690	73.765	0.007267	7.142	229.242	63.704	1.202	7.310	6.785	64.380
Ciudad Neily	200	TR=500 years	2375.660	64.380	73.162	73.331	74.989	0.003502	6.111	438.811	158.733	0.879	8.951	8.782	64.380
Ciudad Neily	160	TR=10 years	601.290	63.880	69.090	69.090	70.435	0.005716	5.136	117.065	44.204	1.008	5.210	5.210	63.880
Ciudad Neily	160	TR=25 years	1006.480	63.880	70.313	70.314	71.956	0.005280	5.677	177.288	54.267	1.003	6.434	6.433	63.880
Ciudad Neily	160	TR=50 years	1320.070	63.880	71.238	71.238	72.878	0.004436	5.685	239.279	93.711	0.940	7.358	7.358	63.880
Ciudad Neily	160	TR=100 years	1637.160	63.880	72.131	72.131	73.528	0.003316	5.362	350.341	154.886	0.831	8.251	8.251	63.880
Ciudad Neily	160	TR=500 years	2375.660	63.880	72.465	73.013	74.769	0.005085	6.984	404.034	162.365	1.042	9.133	8.585	63.880
Ciudad Neily	120	TR=10 years	601.290	63.480	66.826	67.795	69.855	0.023340	7.707	78.016	47.256	1.916	4.315	3.346	63.480
Ciudad Neily	120	TR=25 years	1006.480	63.480	67.564	68.743	71.357	0.022199	8.624	116.703	57.519	1.933	5.263	4.084	63.480
Ciudad Neily	120	TR=50 years	1320.070	63.480	68.025	69.347	72.282	0.021161	9.137	144.468	62.964	1.926	5.867	4.545	63.480
Ciudad Neily	120	TR=100 years	1637.160	63.480	68.494	69.890	72.957	0.018604	9.357	175.017	67.176	1.846	6.410	5.013	63.480
Ciudad Neily	120	TR=500 years	2375.660	63.480	69.526	71.267	74.210	0.013988	9.589	248.605	75.224	1.669	7.787	6.046	63.480
Ciudad Neily	80.00002	TR=10 years	601.290	61.620	64.607	65.802	68.625	0.034874	8.877	67.732	44.808	2.306	4.182	2.987	61.620
Ciudad Neily	80.00002	TR=25 years	1006.480	61.620	65.309	66.704	70.189	0.032044	9.783	102.882	55.214	2.289	5.084	3.690	61.620
Ciudad Neily	80.00002	TR=50 years	1320.070	61.620	65.741	67.290	71.155	0.030714	10.305	128.106	61.607	2.282	5.670	4.121	61.620
Ciudad Neily	80.00002	TR=100 years	1637.160	61.620	66.141	67.919	71.918	0.028226	10.645	153.802	66.248	2.229	6.299	4.521	61.620
Ciudad Neily	80.00002	TR=500 years	2375.660	61.620	67.010	69.196	73.356	0.021557	11.159	213.337	70.660	2.037	7.576	5.390	61.620
Ciudad Neily	39.99992	TR=10 years	601.290	60.620	63.487	64.532	67.126	0.034204	8.580	75.448	70.809	2.271	3.912	2.867	60.620
Ciudad Neily	39.99992	TR=25 years	1006.480	60.620	63.957	65.285	68.843	0.034806	10.186	113.658	91.859	2.385	4.665	3.337	60.620
Ciudad Neily	39.99992	TR=50 years	1320.070	60.620	64.248	65.653	69.813	0.034798	11.053	142.247	104.881	2.434	5.033	3.628	60.620
Ciudad Neily	39.99992	TR=100 years	1637.160	60.620	64.502	66.008	70.613	0.034682	11.752	170.315	116.255	2.468	5.387	3.882	60.620
Ciudad Neily	39.99992	TR=500 years	2375.660	60.620	64.980	66.751	72.164	0.034995	13.077	231.047	137.687	2.542	6.131	4.360	60.620

4.5.3 Modelación en QGIS

A fin de tener una visión general de las zonas de inundación en ambas márgenes del Río Caño Seco, se exportaron todos los resultados obtenidos en HEC RAS al software QGIS mediante la extensión “RiverGis”.

Los mapas en planta, permitirán visualizar los desbordamientos en forma espacial y en profundidad (tirantes normales alcanzados en la avenida) obtenidos para los periodos de retorno de 100 y 500 años respectivamente.

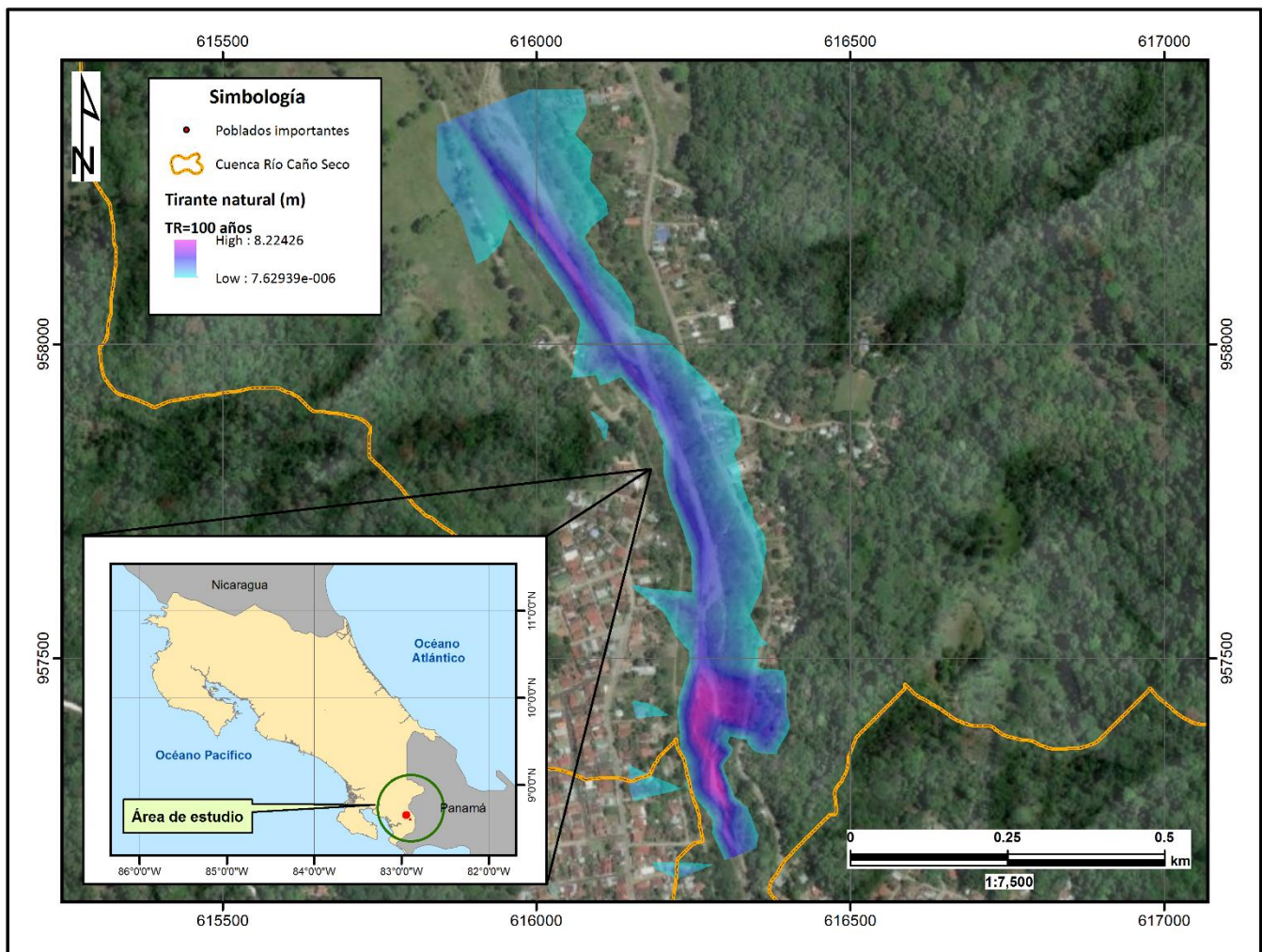


Figura 67. Inundación del tramo analizado del Río Caño Seco, TR = 100 años

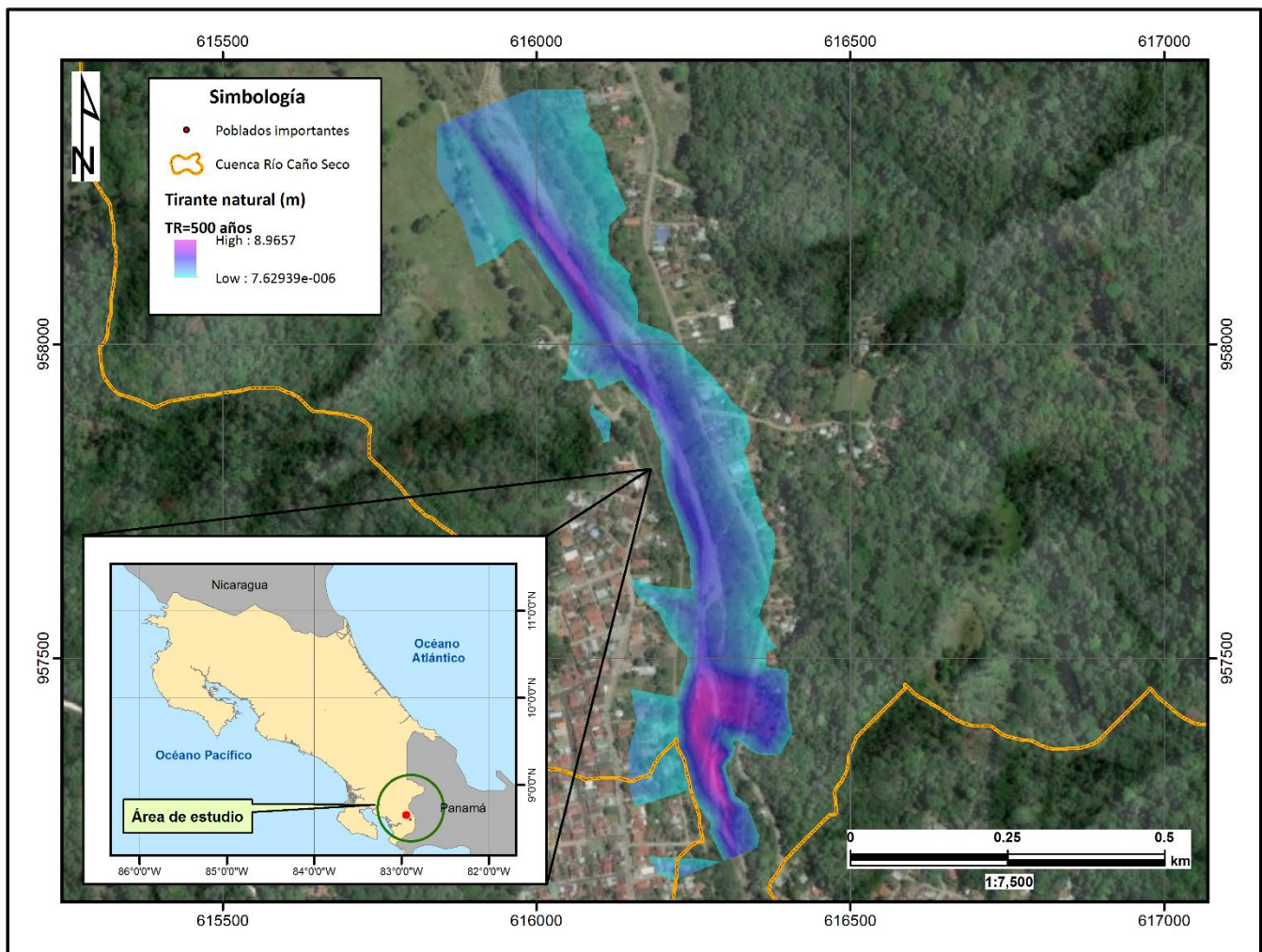


Figura 68. Inundación del tramo analizado del Río Caño Seco, TR = 500 años

En la Figura 67 y Figura 68 se observa como el desbordamiento del cauce se presenta aguas arriba del río, donde las progresivas 1360 a 960 se nota gráficamente, que en la margen derecha se presentan lotes baldíos de pastos y parte de la Calle 5, mientras que la margen izquierda se halla asentada la población de La Fuente.

Aguas abajo, entre las progresivas 880 y 680 en la margen derecha se halla ubicada la Calle 5 que comunica los poblados de Barrio La Colina y Barrio El Carmen. Se puede visualizar como dicha calle se ve afectada por la inundación; en tanto que en la margen izquierda, todo el poblado Caño Seco, sufriría el embate de dichos desbordamientos.

Otros tramos afectados se dan entre las progresivas 680 a 479.9999, en donde se produciría una fuerte inundación en el poblado Barrio La Colina, mientras que por la margen izquierda, se da lo propio en el poblado Caño Seco y parte de la Ruta Nacional N° 237.

El tramo final aguas abajo, entre las progresivas 400 y 120, el río embate sobre el poblado Barrio El Carmen ubicado a margen derecha; mientras que a margen izquierda persiste la inundación de la Ruta Nacional N° 237.

Del mismo modo, en los tramos indicados anteriormente, en las progresivas 1240 y 960, hacia el banco derecho del cauce, el tirante normal alcanza una altura de 3.99 y 0.13 m, en tanto en la margen izquierda, el tirante normal presenta valores de 0.74 y 0.42 m para el caso de una inundación de 100 años de periodo de retorno. De otro lado, en el caso de una avenida de 500 años, el tirante hacia la margen derecha, alcanza una altura de 4.39 a 0.64 m mientras que a la margen izquierda dicho valor decrece entre 1.09 y 0.92 m.

La problemática de inundación continua en la progresiva 880, pues el desbordamiento se mantiene naturalmente debido a la topografía agreste en los sectores anteriores. Así, para un periodo de retorno de 100 años, en el banco derecho, el tirante normal alcanza valores de 0.036 m, mientras que en la margen izquierda el valor ronda los 0.49 m desde aguas arriba hacia aguas abajo. Para un periodo de retorno de 500 años, la inundación en dicha progresiva, alcanzan valores de entre 0.041 y 0.94 m en la margen derecha e izquierda respectivamente.

Consecuentemente, siempre en sentido hacia aguas abajo, en la progresiva 479.9999, la superficie de inundación alcanza los 0.065 m en el banco derecho, y 1.32 m en el banco izquierdo, referido estos a un TR = 100 años. En tanto que para un TR = 500 años, los tirantes normales del desbordamiento ascienden a 0.451 y 1.69 m tanto en el banco derecho como en el banco izquierdo respectivamente.

De otro lado, entre las progresivas 400 y 280, el tirante normal en la superficie de inundación se eleva de 0.32 m a 1.17 m en el banco derecho, y de 0.87 m a 5.25 m en el banco izquierdo, correspondiendo los mismos a un periodo de retorno de análisis de 100 años.

Así, en el caso de un análisis TR = 500 años, los tirantes de inundación se elevan de 0.78 m a 2.16 m sobre el banco derecho, mientras que en el margen izquierdo los valores alcanzados fueron de 1.33 m y 6.27 m respectivamente.

Es importante señalar que para un periodo de retorno de 100 y 500 años, la inundación en dichas progresivas, alcanza anchos promedio de 194.24 m y 205.73 m respectivamente, superando ampliamente el cauce promedio del río, el cual fluctúa entre los 61.17 y 53.58 m de ancho.

En el

Cuadro 27 y

Cuadro 28, se presenta un resumen de los tirantes normales alcanzados durante el desarrollo de la inundación sobre el cauce del Río Caño Seco en el tramo analizado.

Cuadro 27. Tirantes normales alcanzados en el cauce del río.
Periodo de retorno de 100 años

Progresiva	Tirante Normal		
	Margen Derecha (m)	Fondo de cauce (m)	Margen Izquierda (m)
1240	3.992981	1.314163	0.740044
960	0.133957	2.669205	0.416901
880	0.036011	2.607574	0.485985
479.9999	0.064827	2.524254	1.317017

400	0.318146	3.139053	0.870316
280	1.170906	6.505898	5.254715

Cuadro 28. Tirantes normales alcanzados en el cauce del río.
Periodo de retorno de 500 años

Progresiva	Tirante Normal		
	Margen Derecha (m)	Fondo de cauce (m)	Margen Izquierda (m)
1240	4.385506	1.667213	1.089584
960	0.641739	3.177010	0.924721
880	0.040527	3.048729	0.944839
479.9999	0.451218	2.906166	1.692299
400	0.775963	3.596779	1.327522
280	2.160057	7.495049	6.265747

En todos los tramos señalados, se hace necesario realizar obras de protección y encauzamiento, que protejan la inundación de los comercios, viviendas, vías y de la población en general.

Así en el caso del primer tramo, se cree conveniente colocar diques de contención únicamente en la margen izquierda desde la progresiva 1320 a 1040; y solamente en la margen derecha desde la progresiva 999.9999 hasta la 840.

En tanto en el caso del segundo tramo, desde el cadenamamiento 880 hasta el 680, continuando seguidamente hasta el tercero y cuarto tramo en el kilometraje 240, se pretende proteger únicamente la margen izquierda.

Obviando para este caso el tercer tramo, se tiene que para el cuarto tramo, es indispensable proteger la margen derecha del río, desde la progresiva 479.9999 a 160; así como desde sector 80 hasta la sección 40.

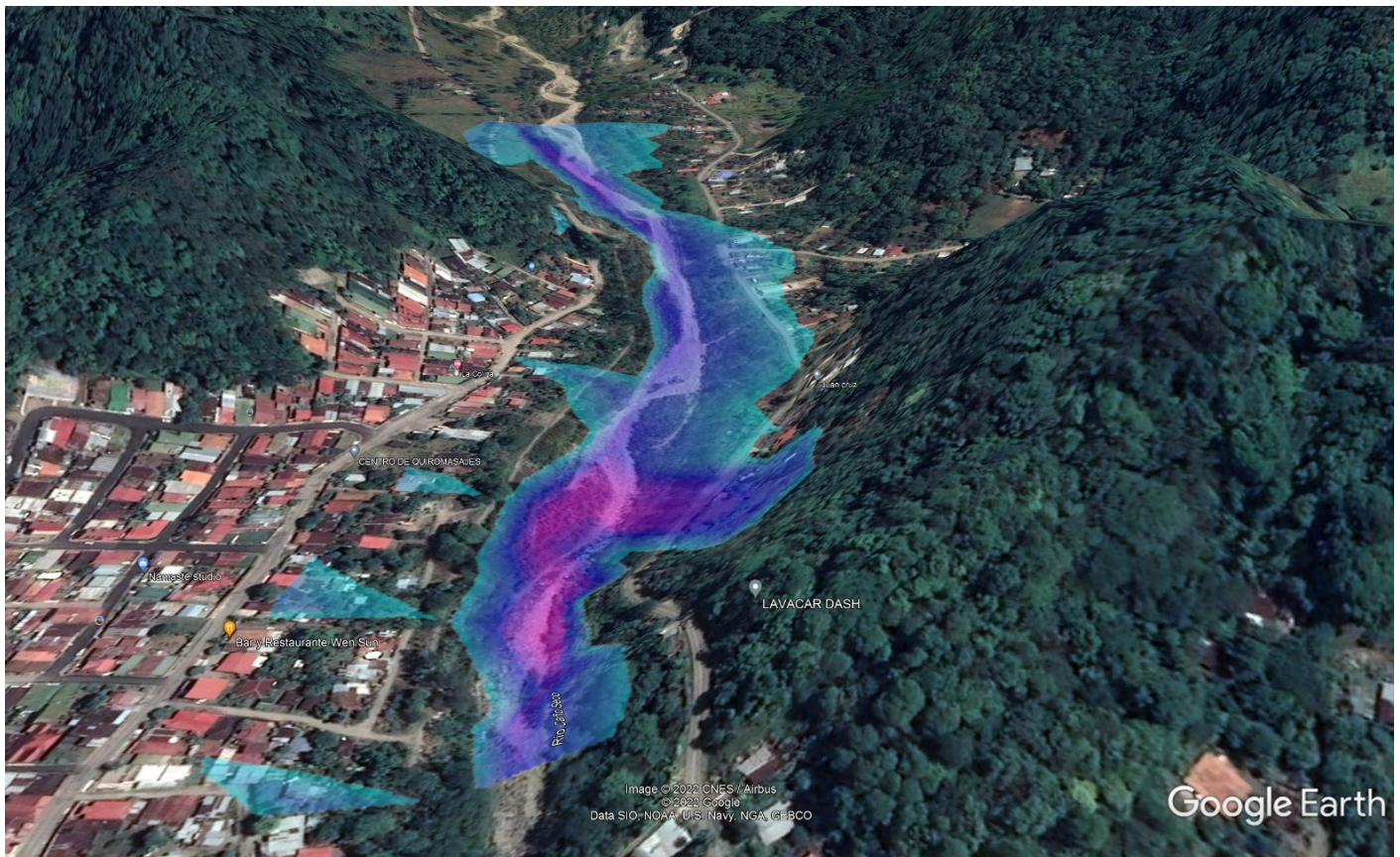


Figura 69. Inundación en perspectiva 3 D (TR = 100 años)



Figura 70. Inundación en perspectiva 3 D (TR = 500 años)

4.5.4 Implementación de la infraestructura hidráulica de protección

Como se pudo explicar en el subítem anterior, desde un punto de vista de optimización de recursos en ingeniería, se han detectado zonas potenciales de inundación, las cuales se recomiendan proteger para evitar desastres, y pérdidas de vidas humanas y grandes costos materiales.

Los tramos propuestos a intervenir, también se muestran en el subtítulo anterior, dando con ello solución al problema de inundaciones en la zona estudiada por medio de la construcción de diques que contrarresten dicho efecto. Como se indicó, esta solución estará limitada a recursos económicos asociados, por lo que los diques se colocarán en zonas que garanticen no solo menos territorio inundado si no también el menor costo posible y constructibilidad asociada.

Como se puede observar en la Figura 71, se implementaron diques (figuras fucsia cuadradas) a lo largo de todo el cauce del río, tanto en su margen derecha, como en su margen izquierda.

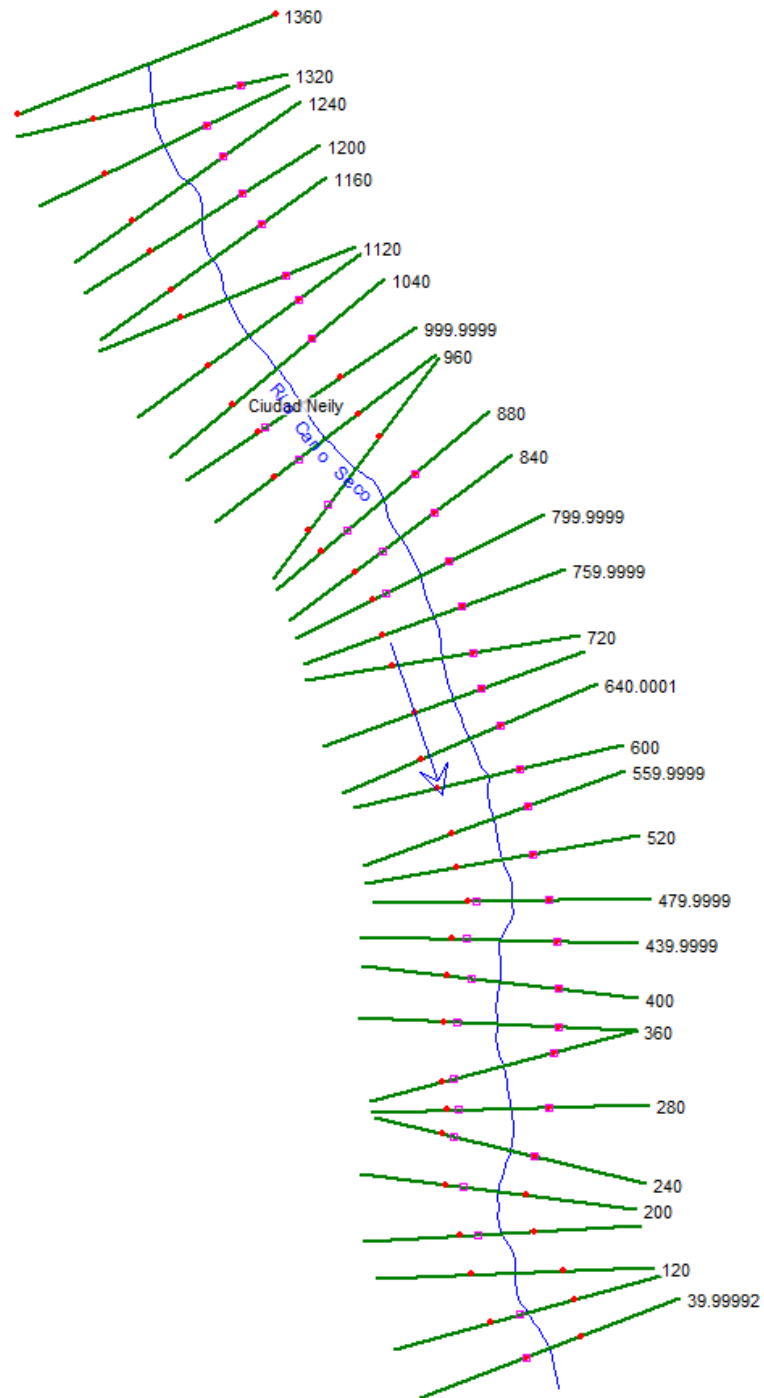


Figura 71. Implementación de diques en HEC RAS

HEC RAS 4.1.0 permite implementar al modelo hidráulico de máximas avenidas obras de contención y mitigación mediante la opción “Levees”. Para ello, tal como se indicó en el marco metodológico, se realizaron 6 corridas del modelo con implementación de los diques hasta que se consiguió estabilizar los niveles máximos del espejo de aguas en el río, es decir hasta que se pudo controlar la elevación de los tirantes normales de la inundación.

El

Cuadro 29, Cuadro 30, Cuadro 31 y Cuadro 32 muestra las opciones de diques, en la “primera iteración del modelo” y “sexta iteración del modelo”, lo cual garantiza que no haya inundación para un periodo de retorno de diseño de $TR = 100$ años. *En la sección de Anexos, se incluye el cálculo la altura de diques en cada sección transversal, variando estos desde una altura mínima de 0.51 m hasta una altura máxima de 6.30 m, ubicados los mismos en el banco izquierdo del río.*

Cuadro 29. Planteamiento de diques o muros de contención
(Margen derecha del río – primera iteración)

Progresiva	Margen Derecha				
	Altura promedio Yn (m)	Progresiva inicial	Progresiva final	Altura promedio dique (m)	Ubicación
999.9999 - 840	1.882	999.9999	840	2.38	Calle 5 que comunica El Barrio La Colina
479.9999 - 160	1.967	479.9999	160	2.47	Barrio El Carmen

Cuadro 30. Planteamiento de diques o muros de contención
(Margen izquierda del río – primera iteración)

Progresiva	Margen Izquierda				
	Altura promedio Yn (m)	Progresiva inicial	Progresiva final	Altura promedio dique (m)	Ubicación
1320 - 1040	0.585	1320	1040	1.09	Barrio La Fuente
880 - 759.9999	1.471	880	759.9999	1.97	Poblado Caño Seco y Ruta Nacional 237

759.9999 - 479.9999	1.947	759.9999	479.9999	2.45	Poblado Caño Seco y Ruta Nacional 237
479.9999 - 240	1.859	479.9999	240	2.36	Ruta Nacional 237

Cuadro 31. Planteamiento de diques o muros de contención
(Margen derecha del río – sexta iteración)

Progresiva	Margen Derecha				
	Altura promedio Yn (m)	Progresiva inicial	Progresiva final	Altura promedio dique (m)	Ubicación
999.9999 - 840	2.589	999.9999	840	3.09	Calle 5 que comunica El Barrio La Colina
479.9999 - 160	2.871	479.9999	160	3.37	Barrio El Carmen

Cuadro 32. Planteamiento de diques o muros de contención
(Margen izquierda del río – sexta iteración)

Progresiva	Margen Izquierda				
	Altura promedio Yn (m)	Progresiva inicial	Progresiva final	Altura promedio dique (m)	Ubicación
1320 - 1040	0.585	1320	1040	1.09	Barrio La Fuente
880 - 759.9999	3.675	880	759.9999	4.18	Poblado Caño Seco y Ruta Nacional 237
759.9999 - 479.9999	4.041	759.9999	479.9999	4.54	Poblado Caño Seco y Ruta Nacional 237
479.9999 - 240	2.812	479.9999	240	3.31	Ruta Nacional 237

i. Los diques

De acuerdo a la Figura 72 se observa que los diques propuestos logran retener el agua en toda la longitud del cauce para un TR = 100 años, mientras la Figura 73 muestra cómo se inunda desde la estación 1320 a 240 en la margen izquierda del río, y desde la estación 479.9999 a 120 en la margen derecha, para un TR = 500 años. Además se indica que dichas estructuras retienen el agua para un TR = 10 años, TR = 25 años, TR = 50 años y TR = 100 años.

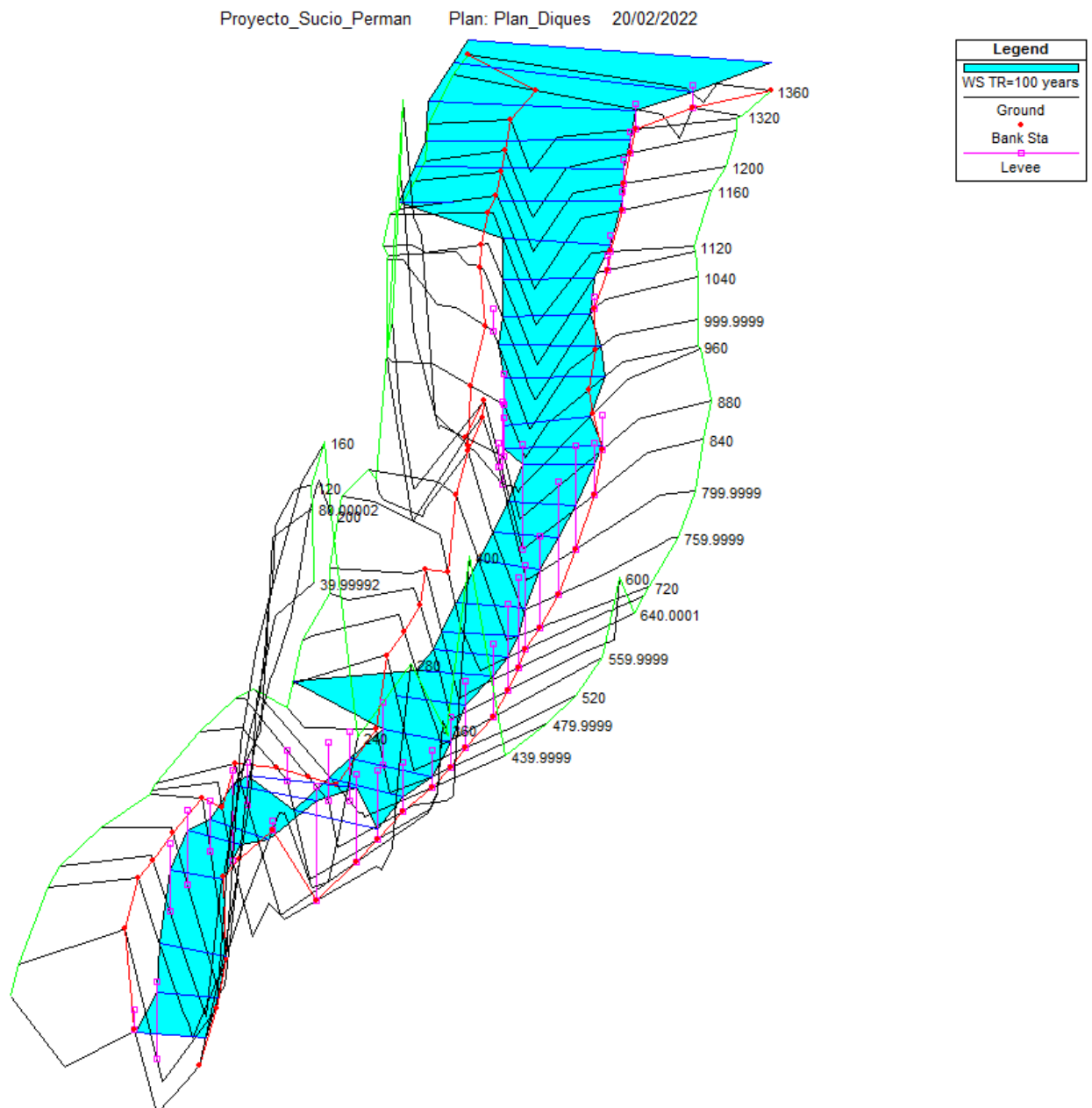


Figura 72. Perspectiva en 3D de la superficie de inundación, para un TR = 100 años, para la construcción de Diques

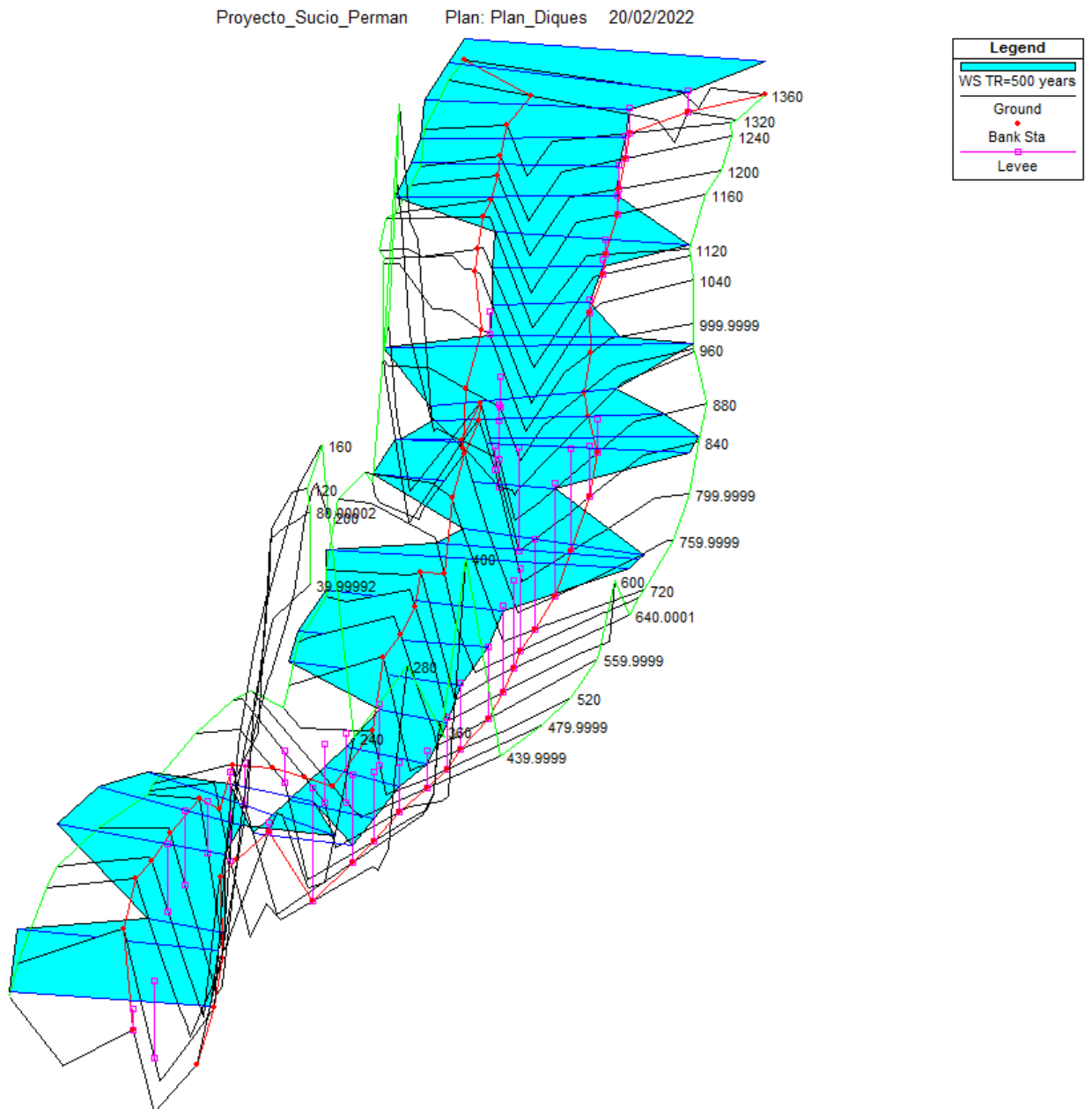


Figura 73. Perspectiva en 3D de la superficie de inundación, para un TR = 500 años, para la construcción de Diques

De la Figura 74 a la Figura 78, se puede observar el perfil del cauce del río desde aguas arriba hasta aguas abajo, además se observa la longitud del dique recomendado, su ubicación y su aporte al disminuir el área de las zonas inundadas, para los caudales de los periodos de retorno de 10, 25, 50,100 y 500 años.

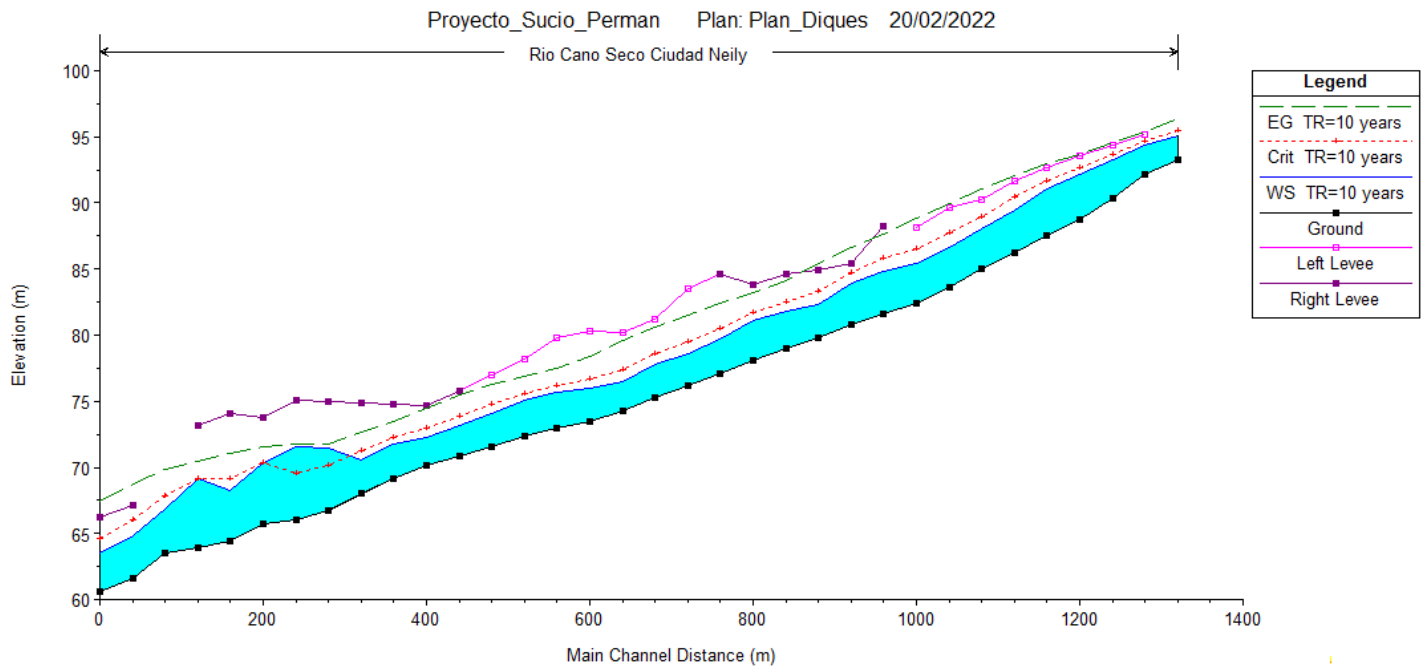


Figura 74. Perfil del cauce del Río Caño Seco, periodo de retorno TR = 10 años, (Levee = Dique)

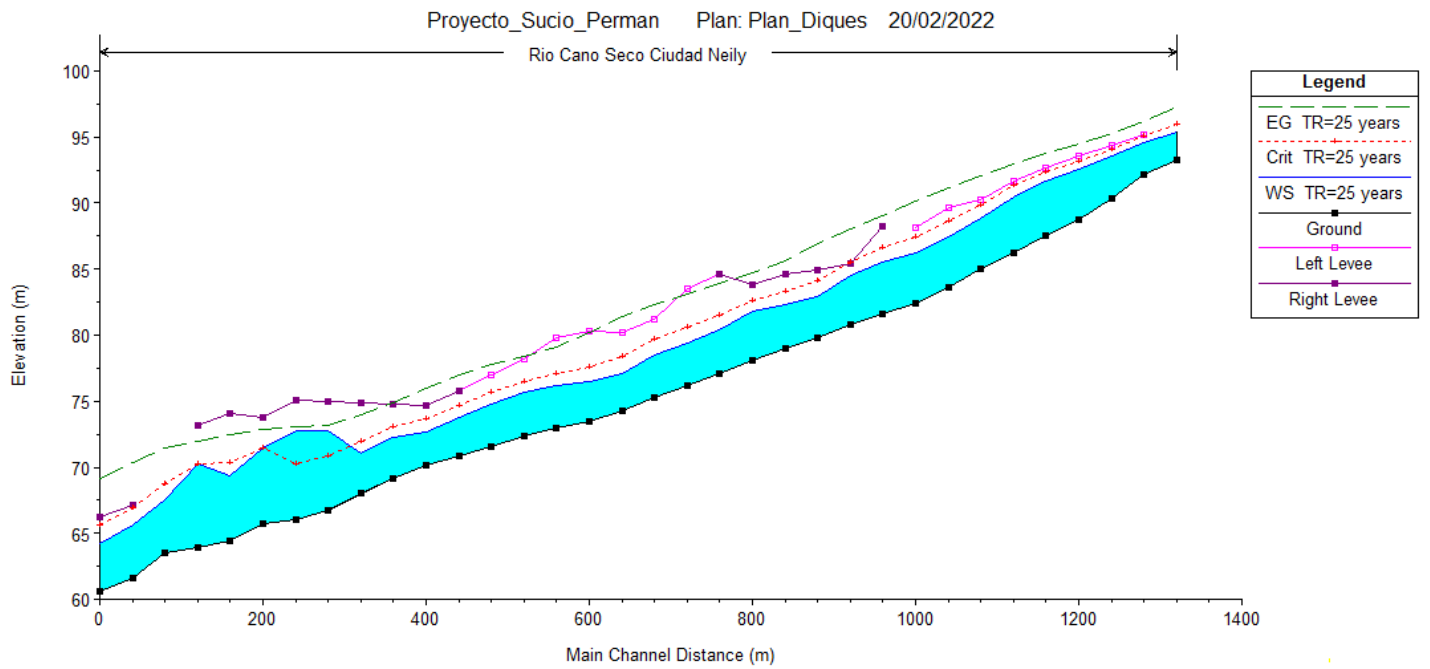


Figura 75. Perfil del cauce del Río Caño Seco, periodo de retorno TR = 25 años,
(Levee = Dique)

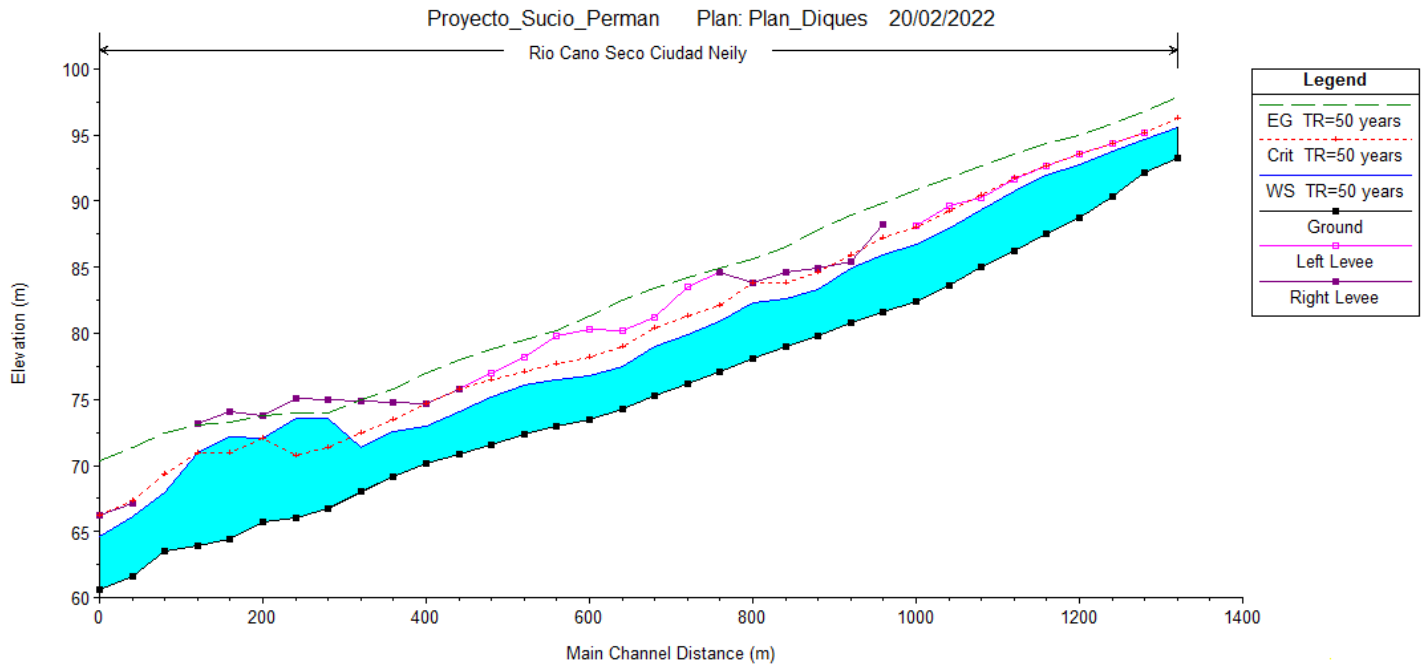


Figura 76. Perfil del cauce del Río Caño Seco, periodo de retorno TR = 50 años, (Levee = Dique)

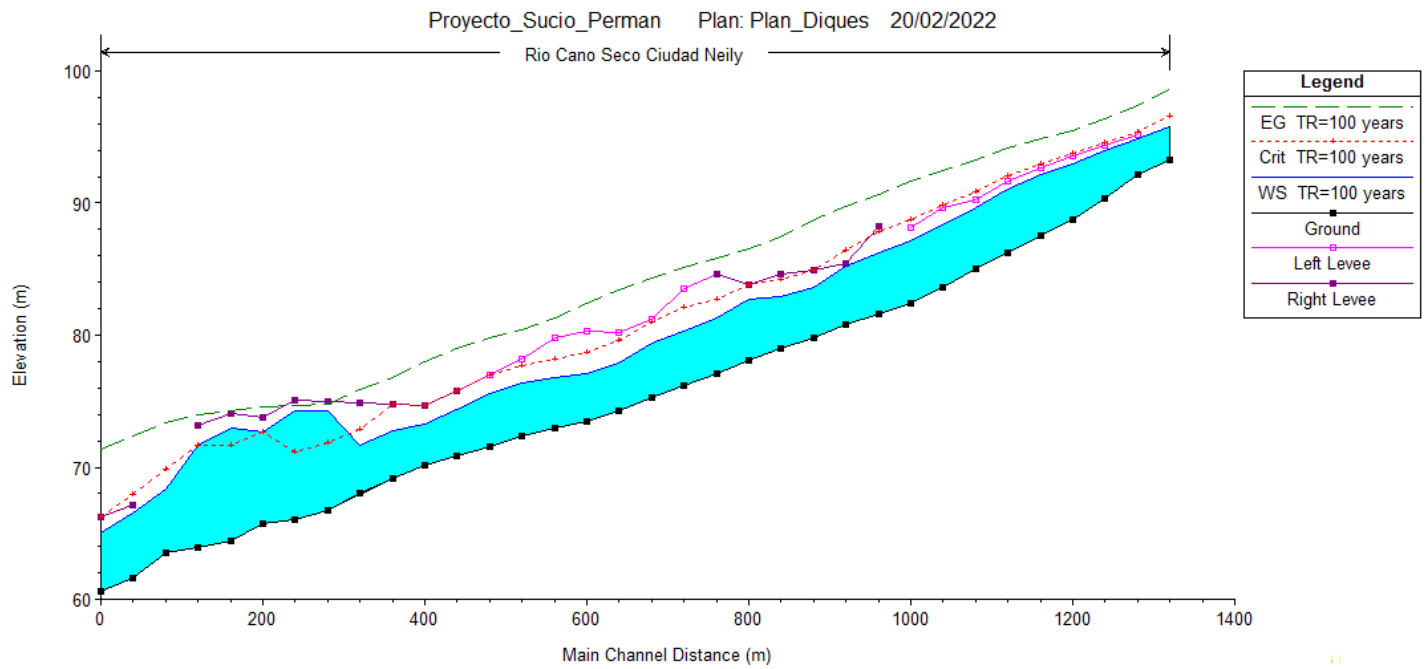


Figura 77. Perfil del cauce del Río Caño Seco, periodo de retorno TR = 100 años, (Levee = Dique)

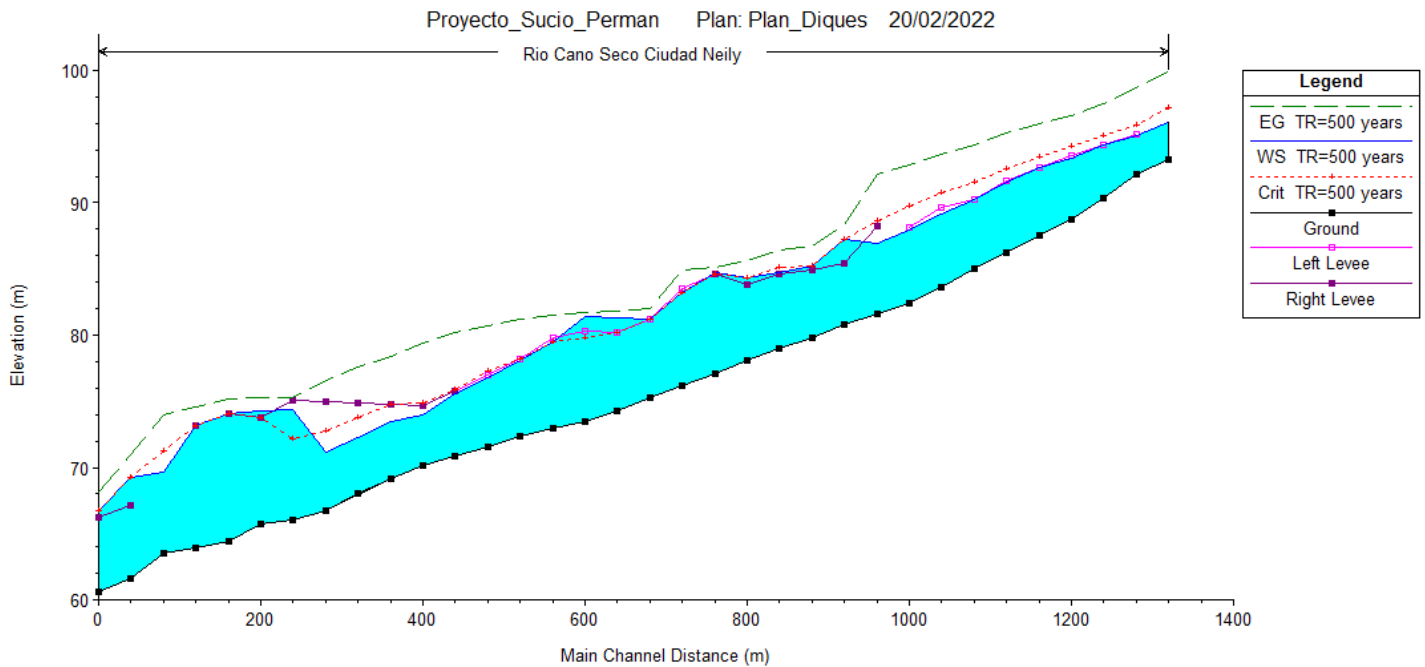


Figura 78. Perfil del cauce del Río Caño Seco, periodo de retorno TR = 500 años, (Levee = Dique)

4.5.5 Comparación entre el cauce natural y escenarios de protección en secciones representativas del cauce

La Figura 79 muestra las secciones transversales y estaciones utilizadas como ejemplo para ver la variación al implementar los diques para un periodo de retorno de 100 años.

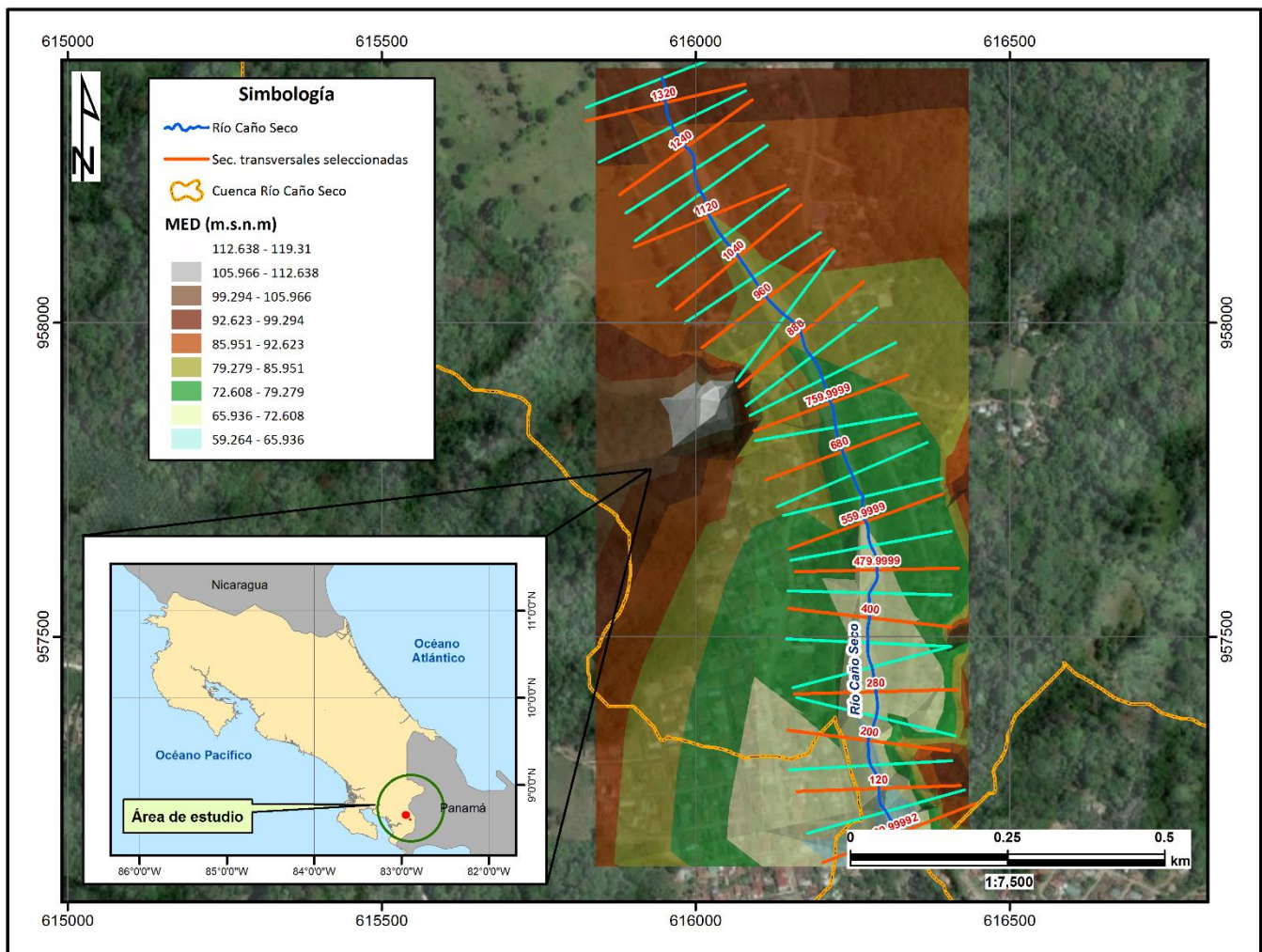


Figura 79. Secciones transversales seleccionadas en rojo, tomadas como ejemplo para un TR = 100 años

Estación 1320

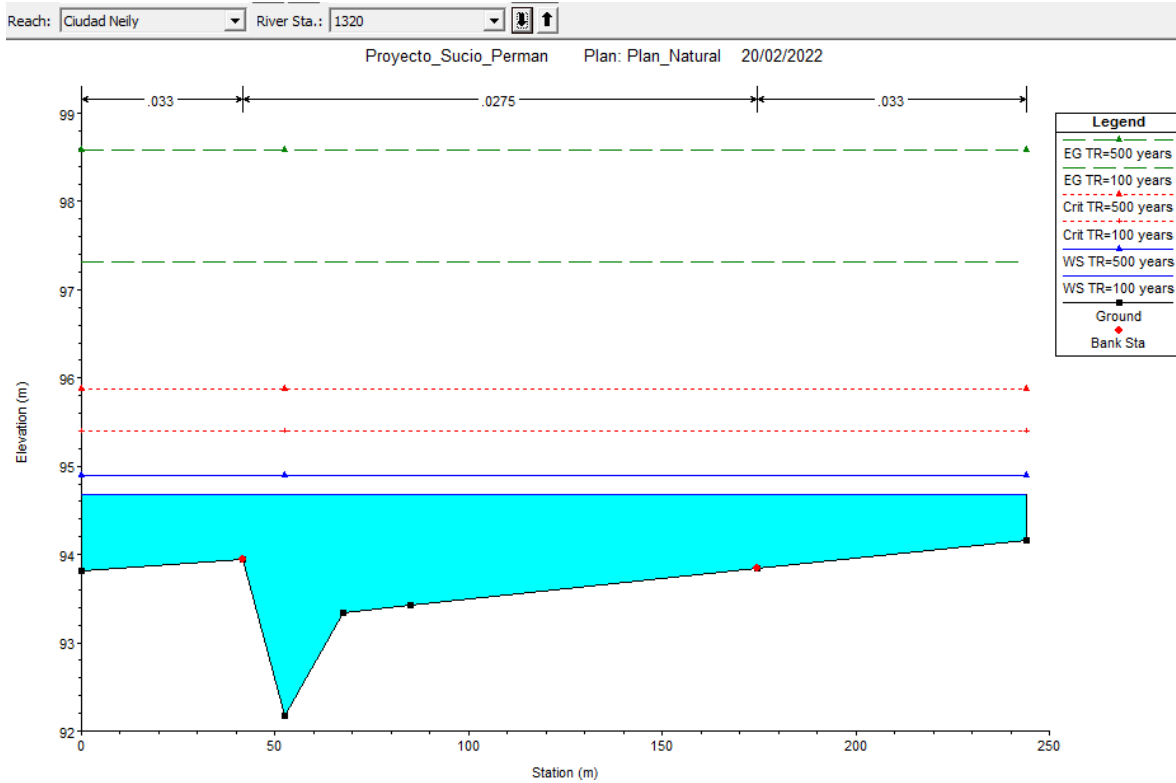


Figura 80. Sección 1320, para un TR = 100 años y TR = 500 años, sin diques

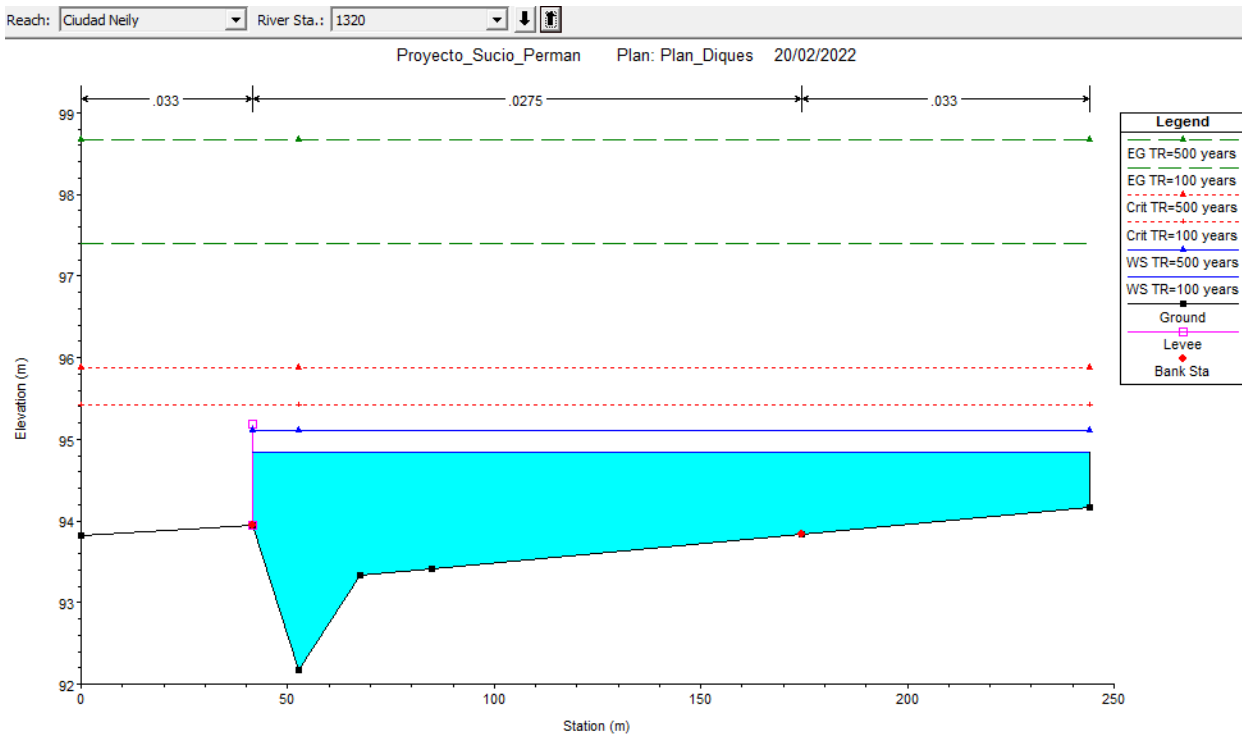


Figura 81. Sección 1320, para un TR = 100 años y TR = 500 años, con diques

Estación 1240

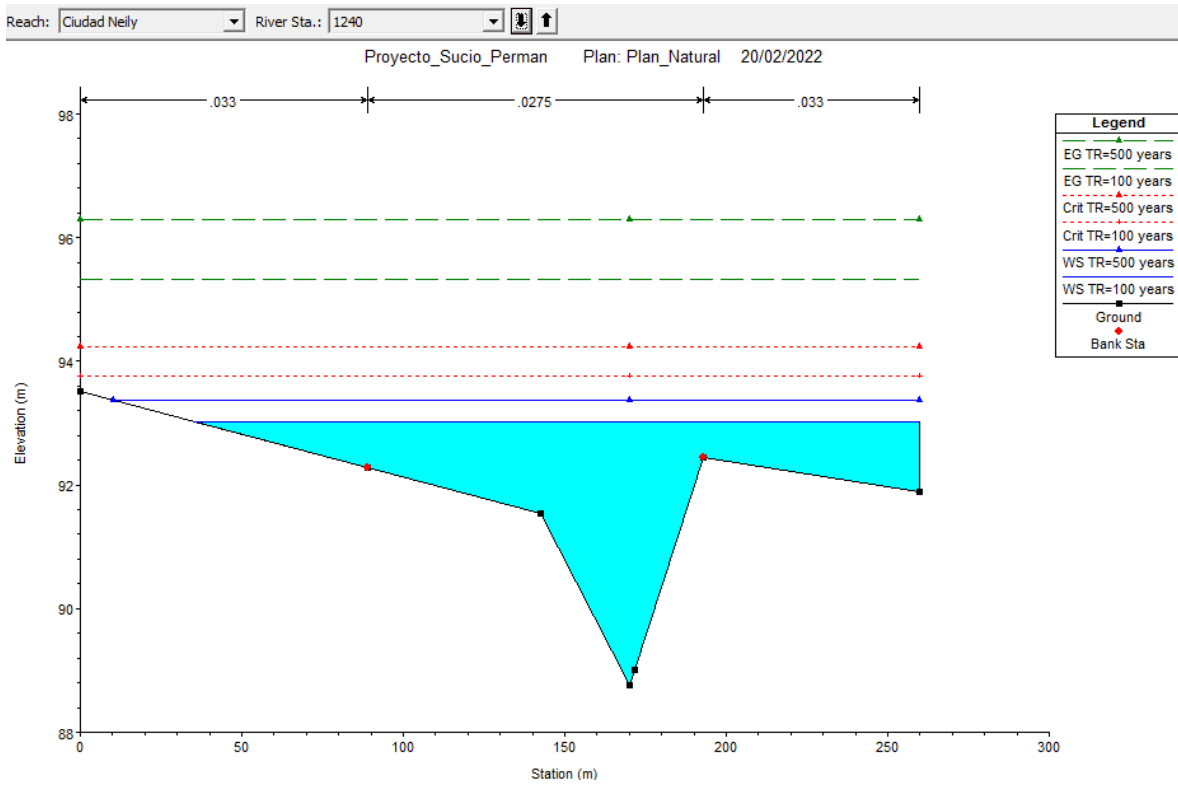


Figura 82. Sección 1240, para un TR = 100 años, sin diques

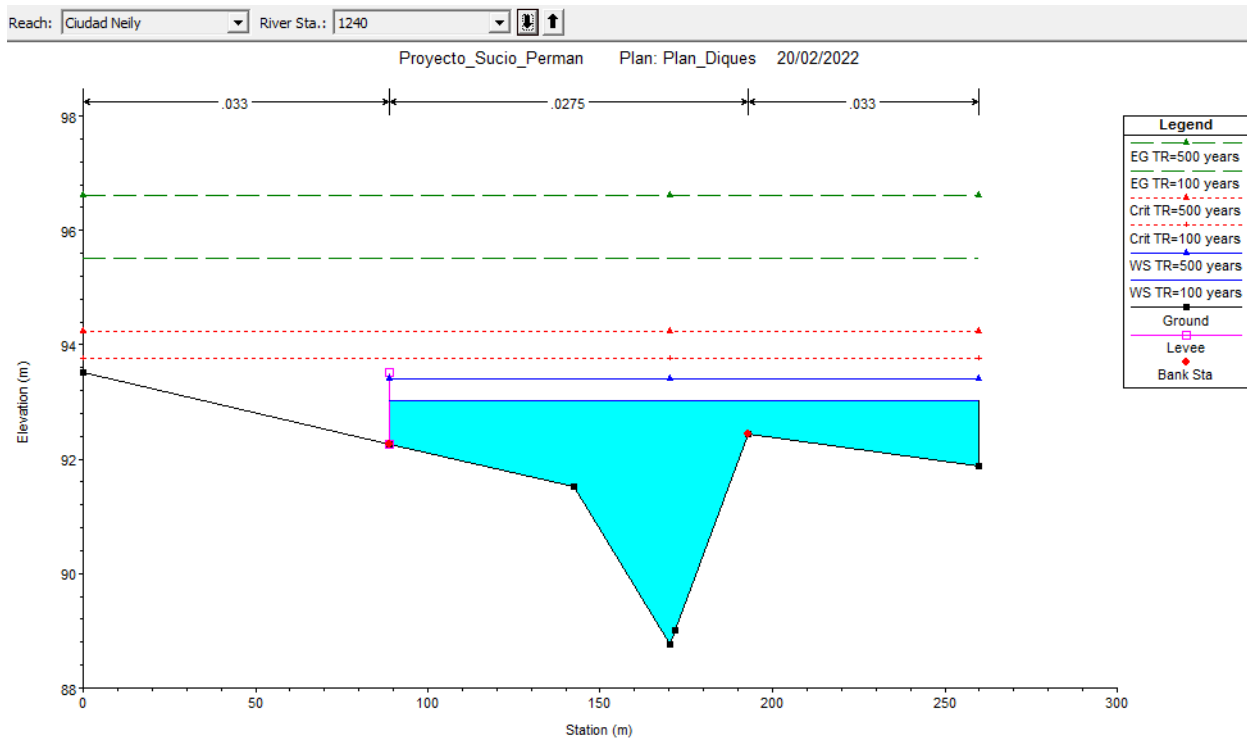


Figura 83. Sección 1240, para un TR = 100 años, con diques

Estación 1120

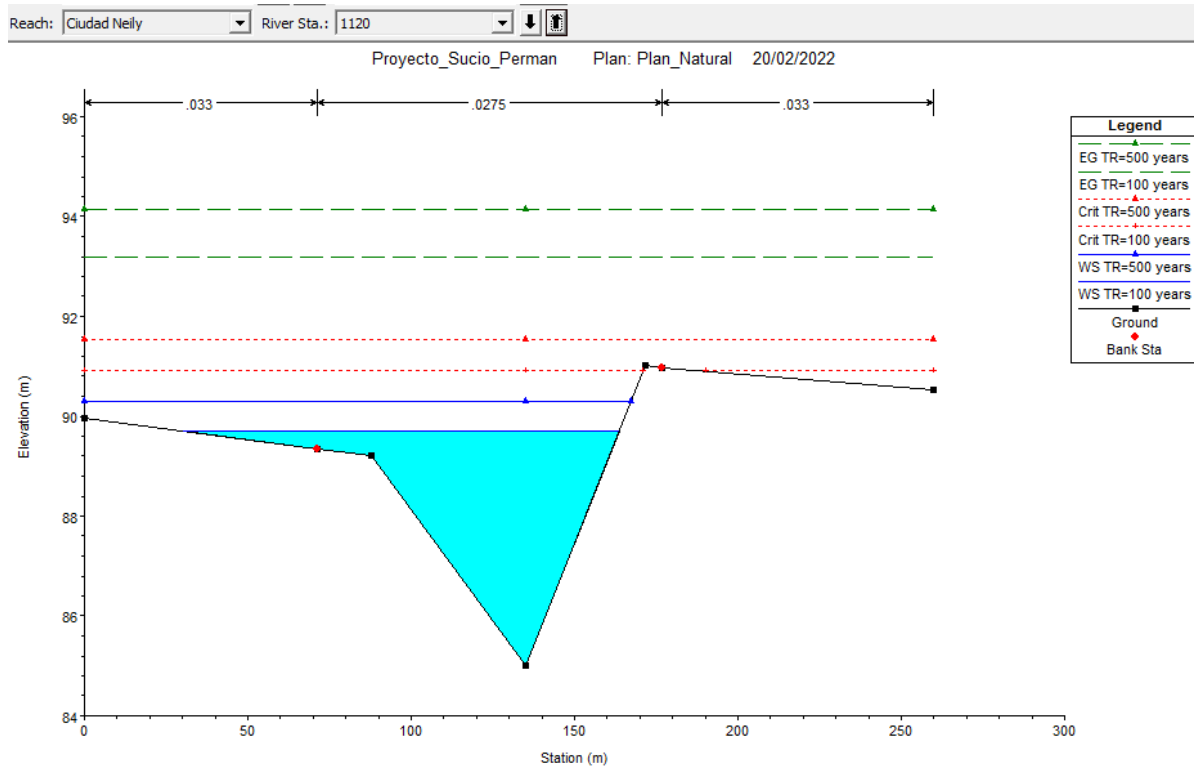


Figura 84. Sección 1120, para un TR = 100 años, sin diques

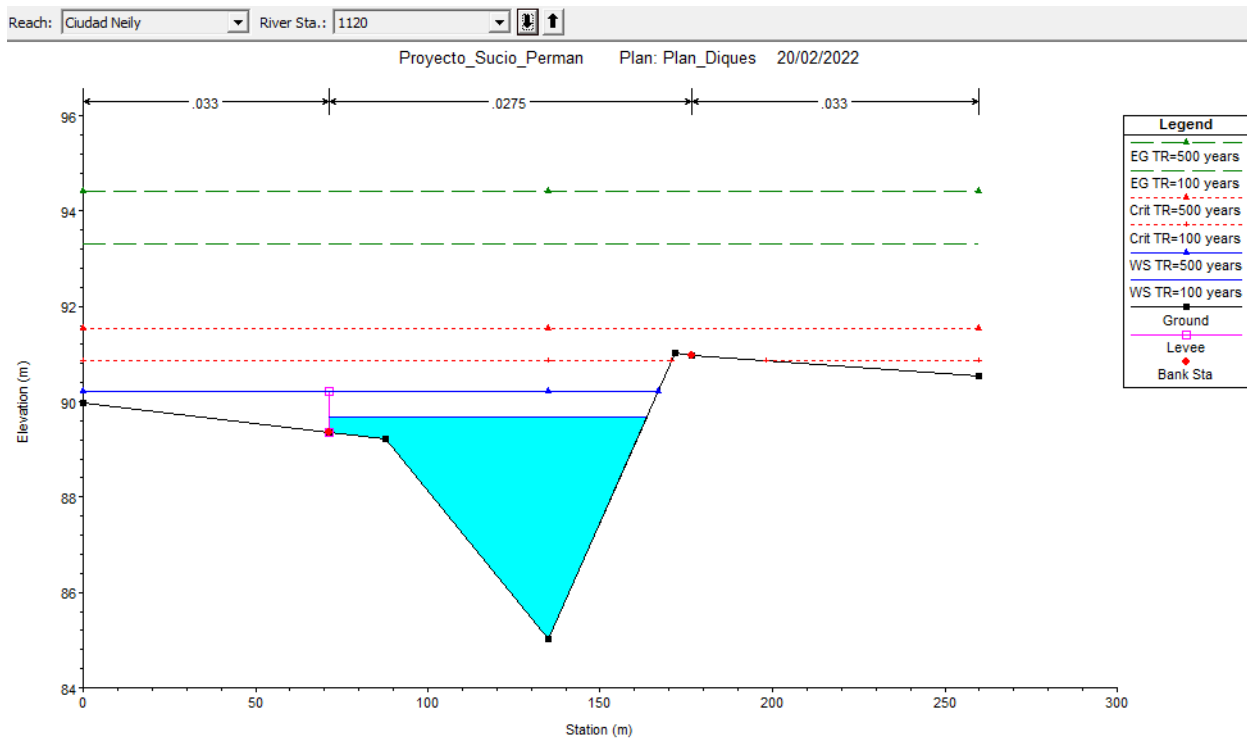


Figura 85. Sección 1120, para un TR = 100 años, con diques

Estación 1040

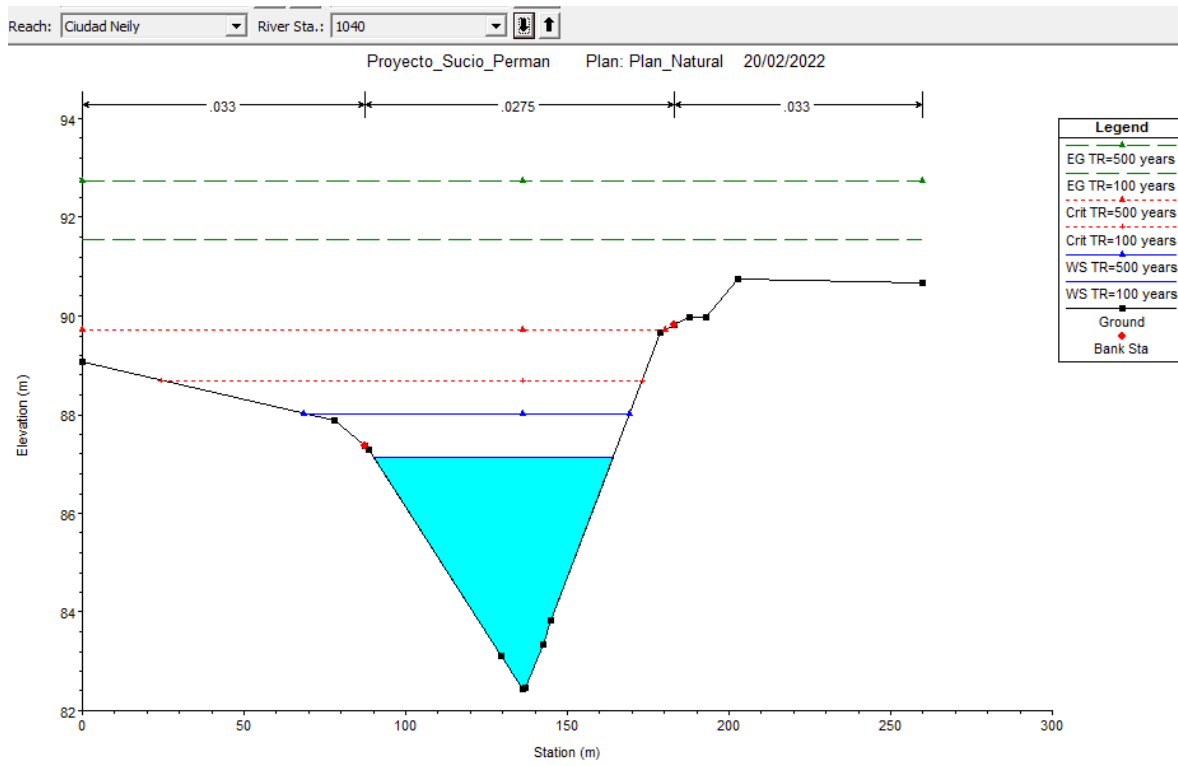


Figura 86. Sección 1040, para un TR = 100 años, sin diques

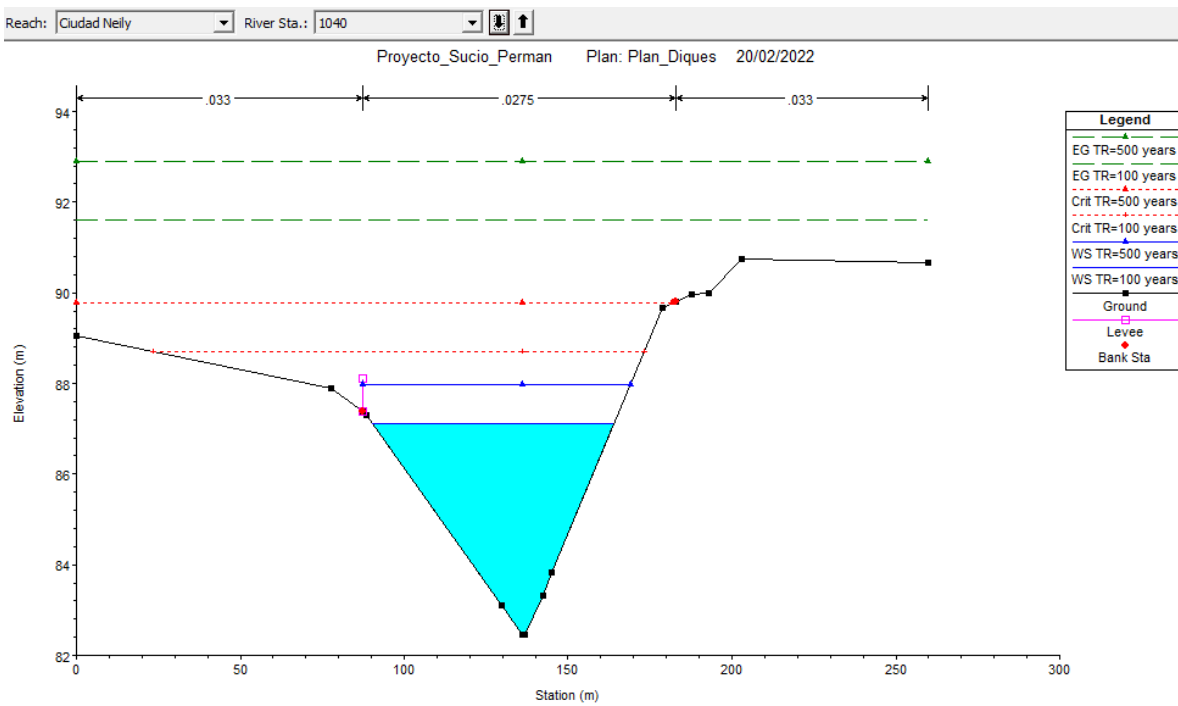


Figura 87. Sección 1040, para un TR = 100 años, con diques

Estación 960

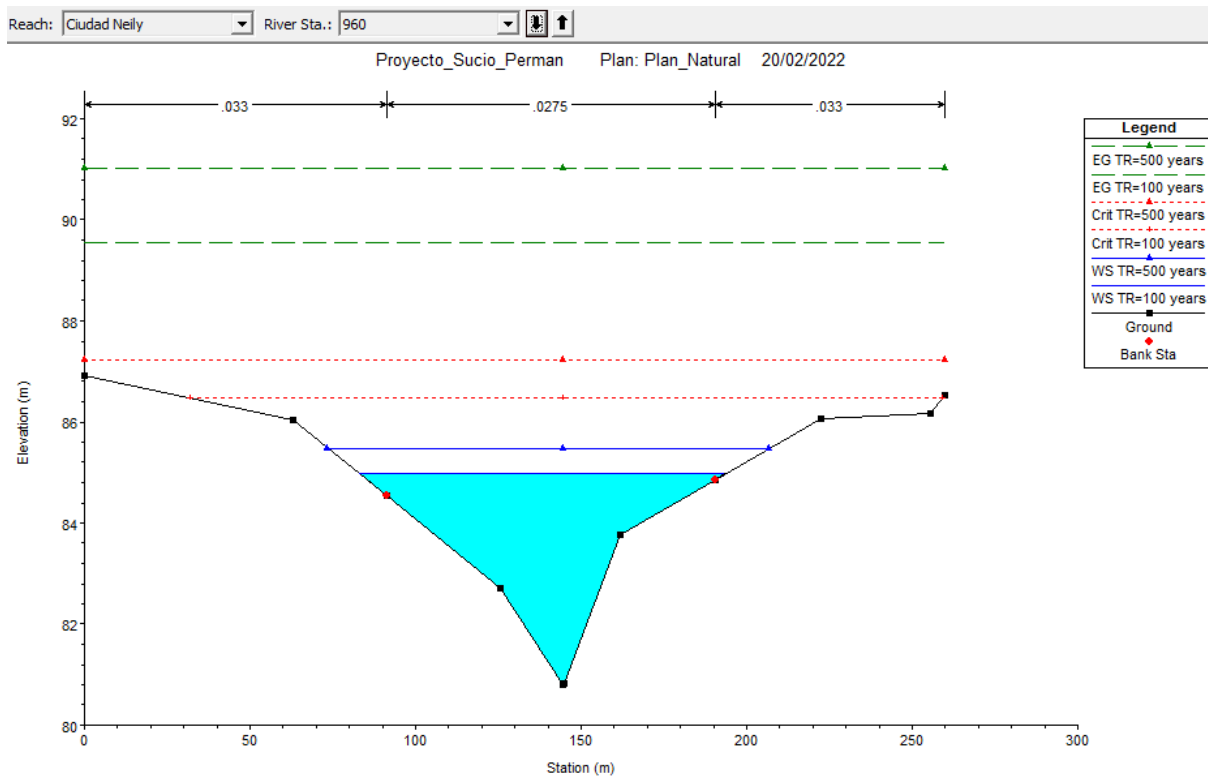


Figura 88. Sección 960, para un TR = 100 años, sin diques

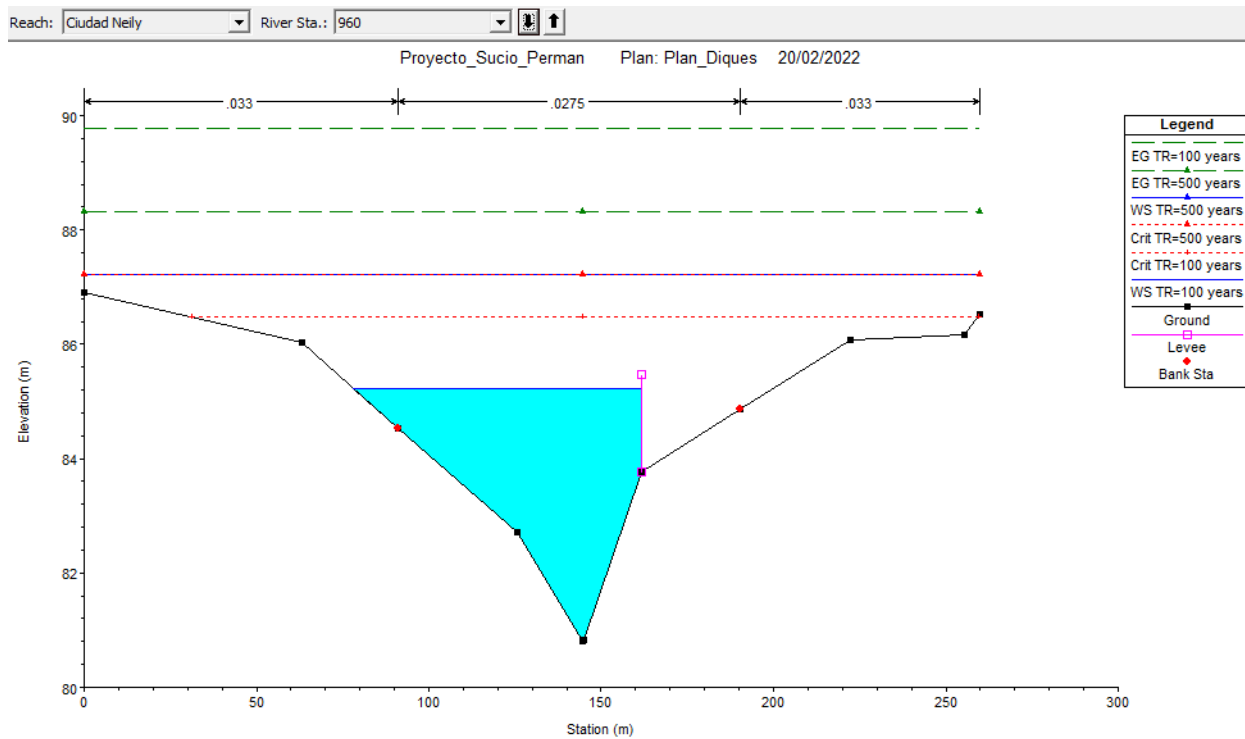


Figura 89. Sección 960, para un TR = 100 años, con diques

Estación 880

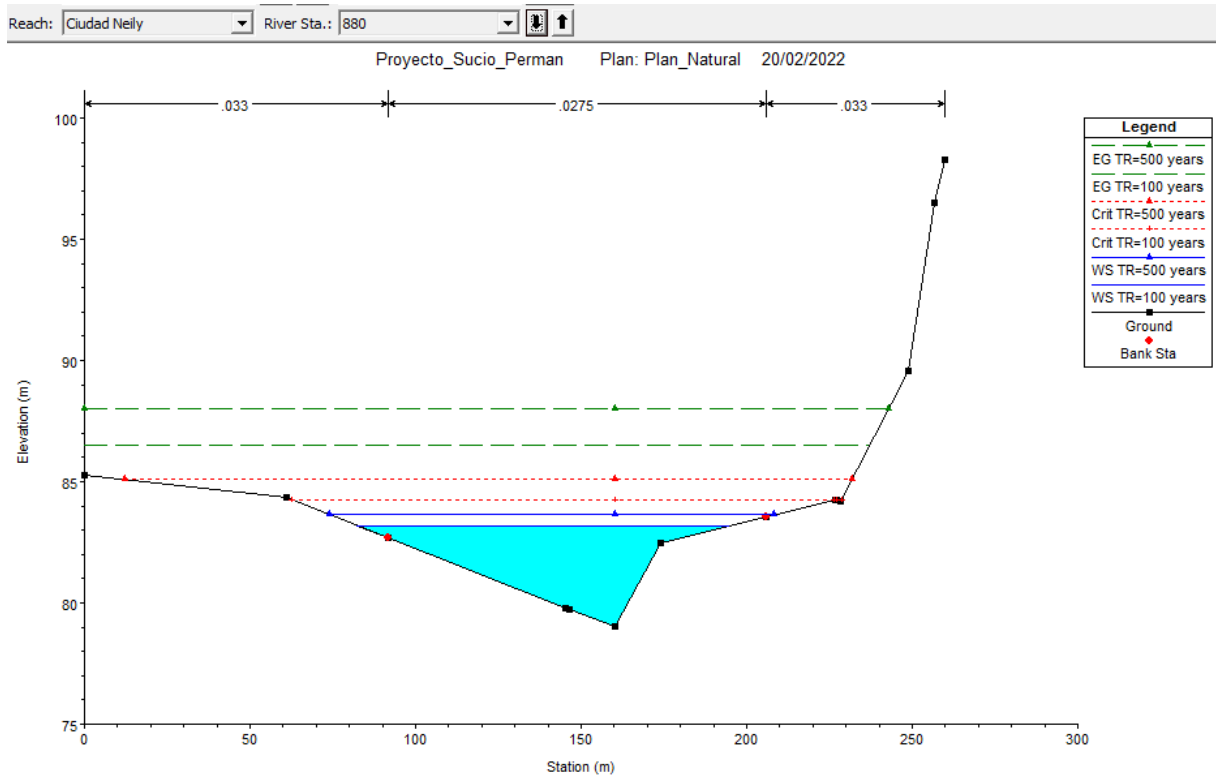


Figura 90. Sección 880, para un TR = 100 años, sin diques

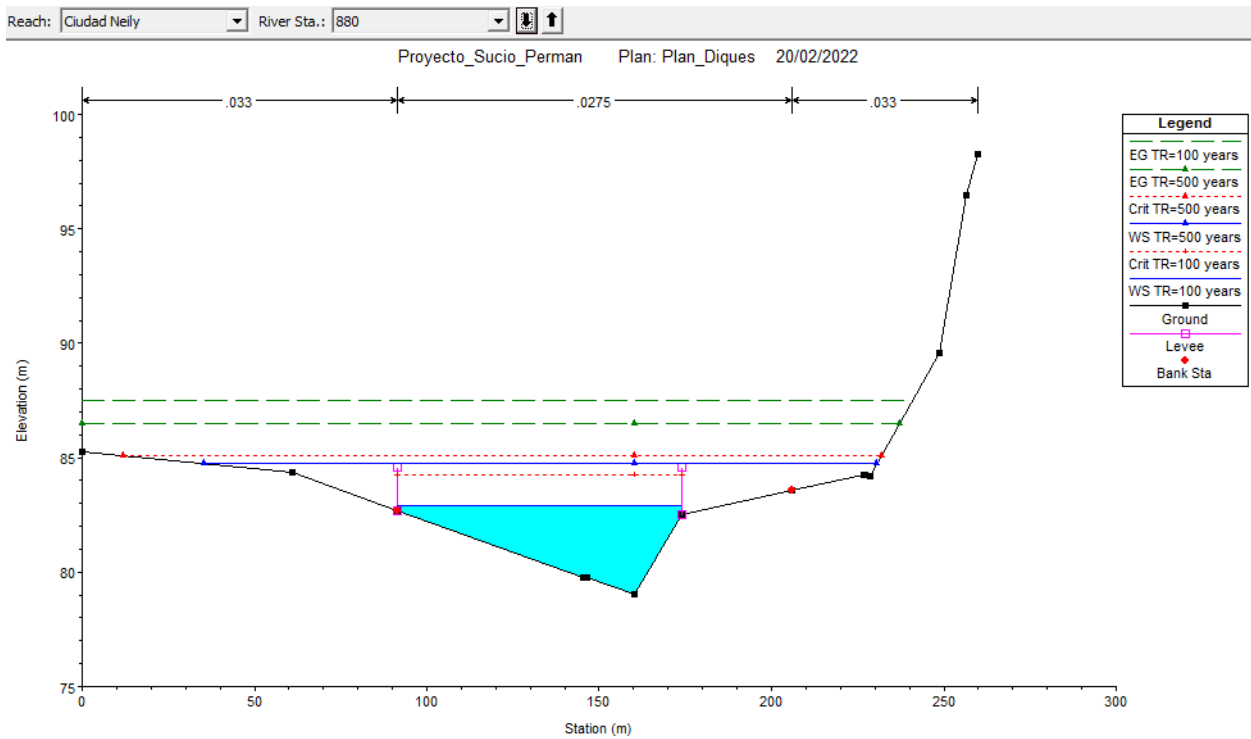


Figura 91. Sección 880, para un TR = 100 años, con diques

Estación 759.9999

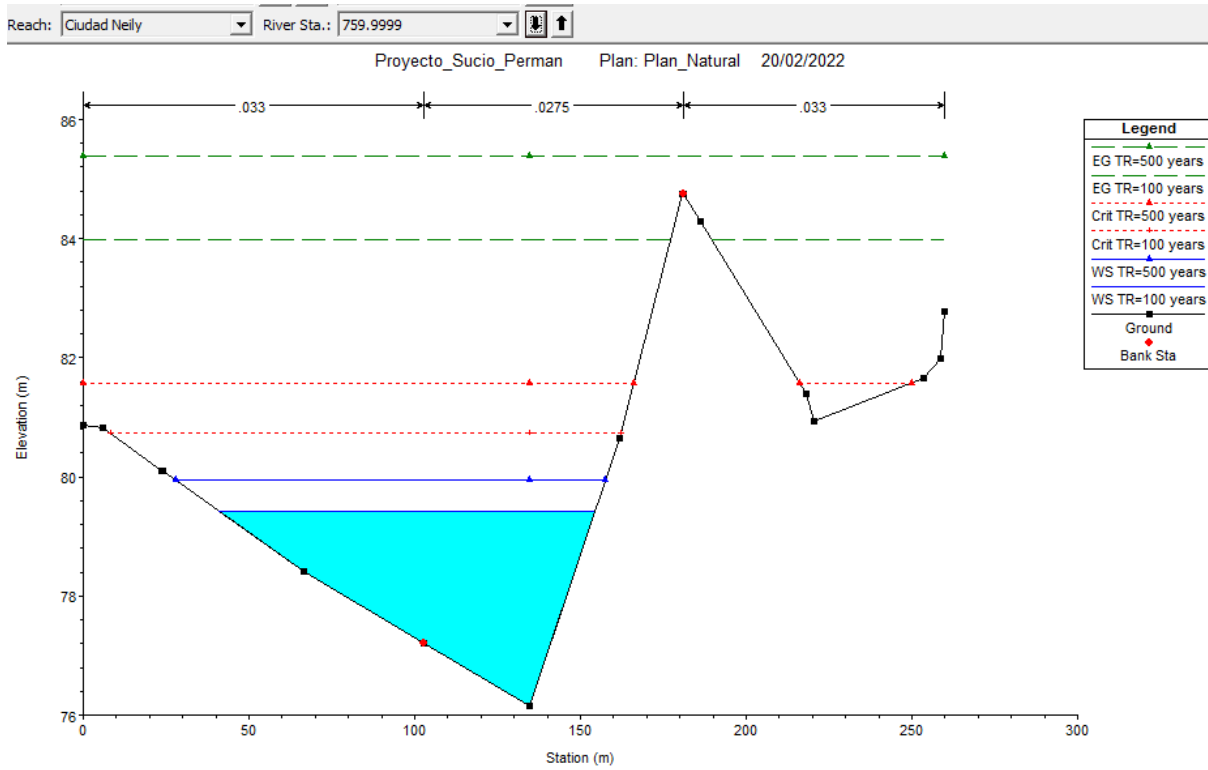


Figura 92. Sección 759.9999, para un TR = 100 años, sin diques

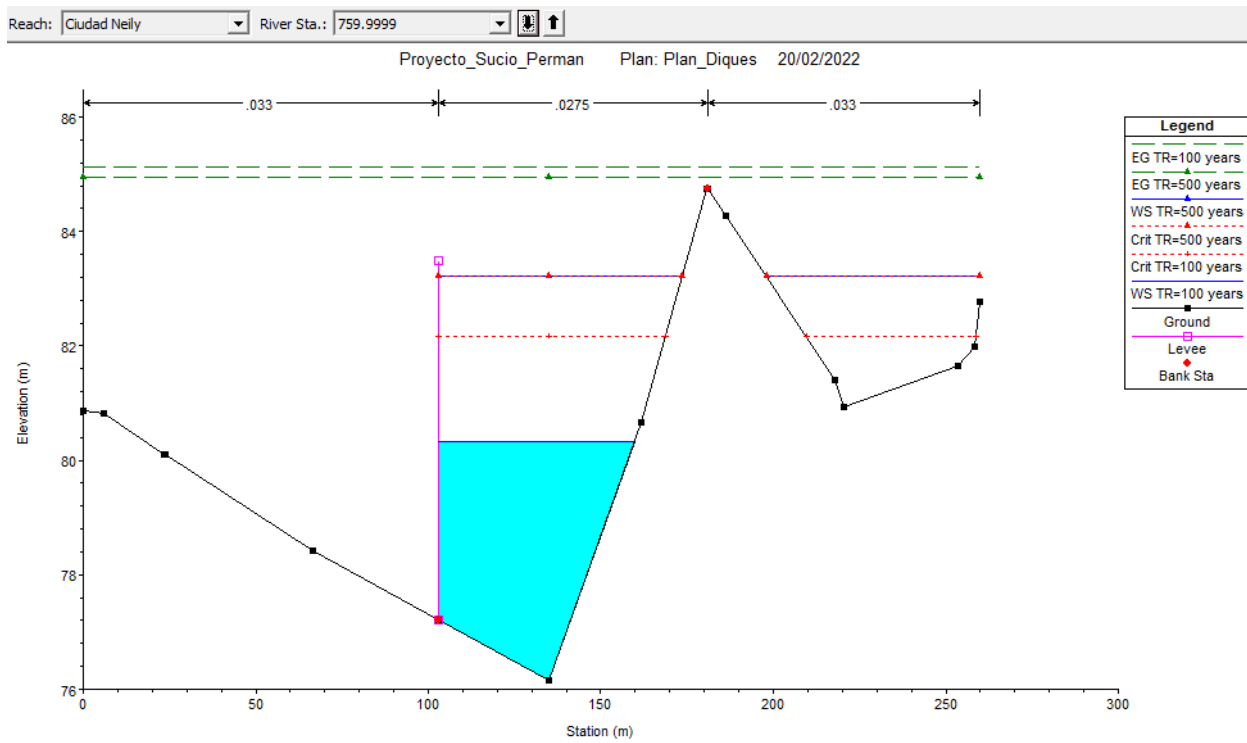


Figura 93. Sección 759.9999, para un TR = 100 años, con diques

Estación 680

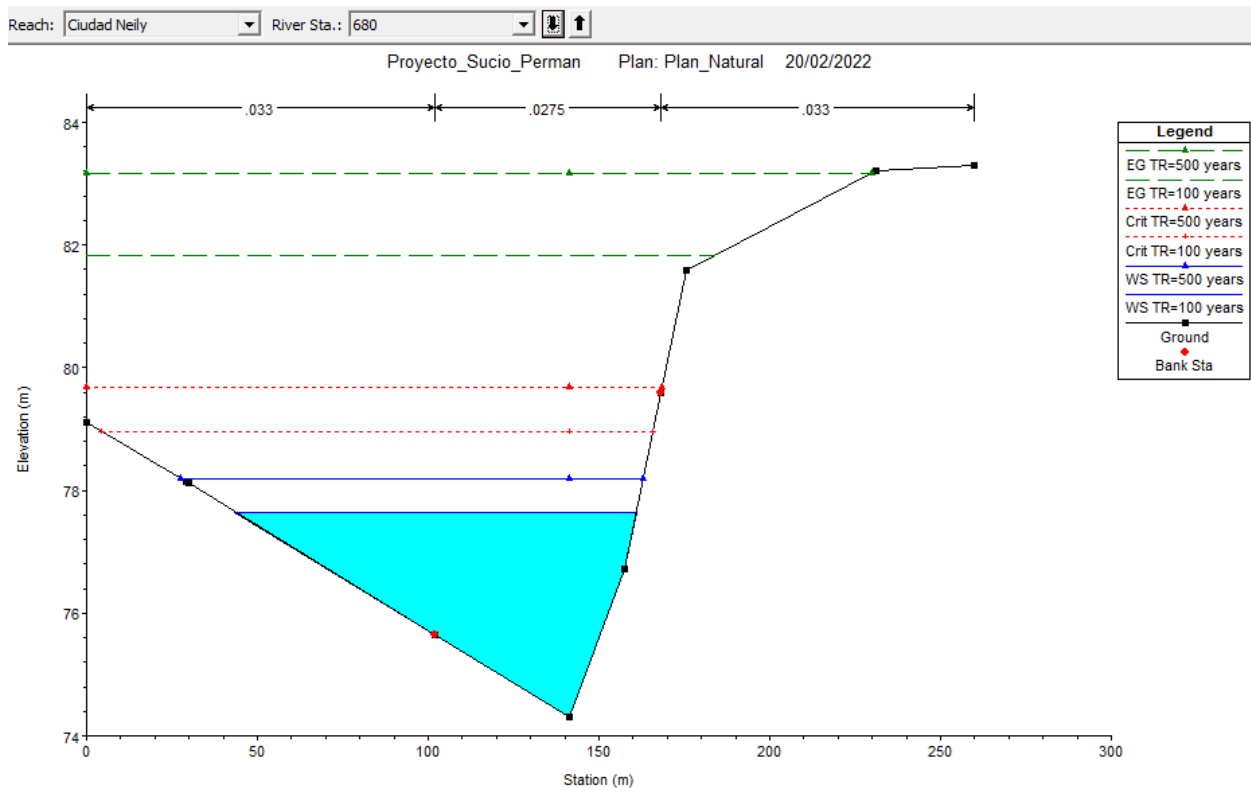


Figura 94. Sección 680, para un TR = 100 años, sin diques

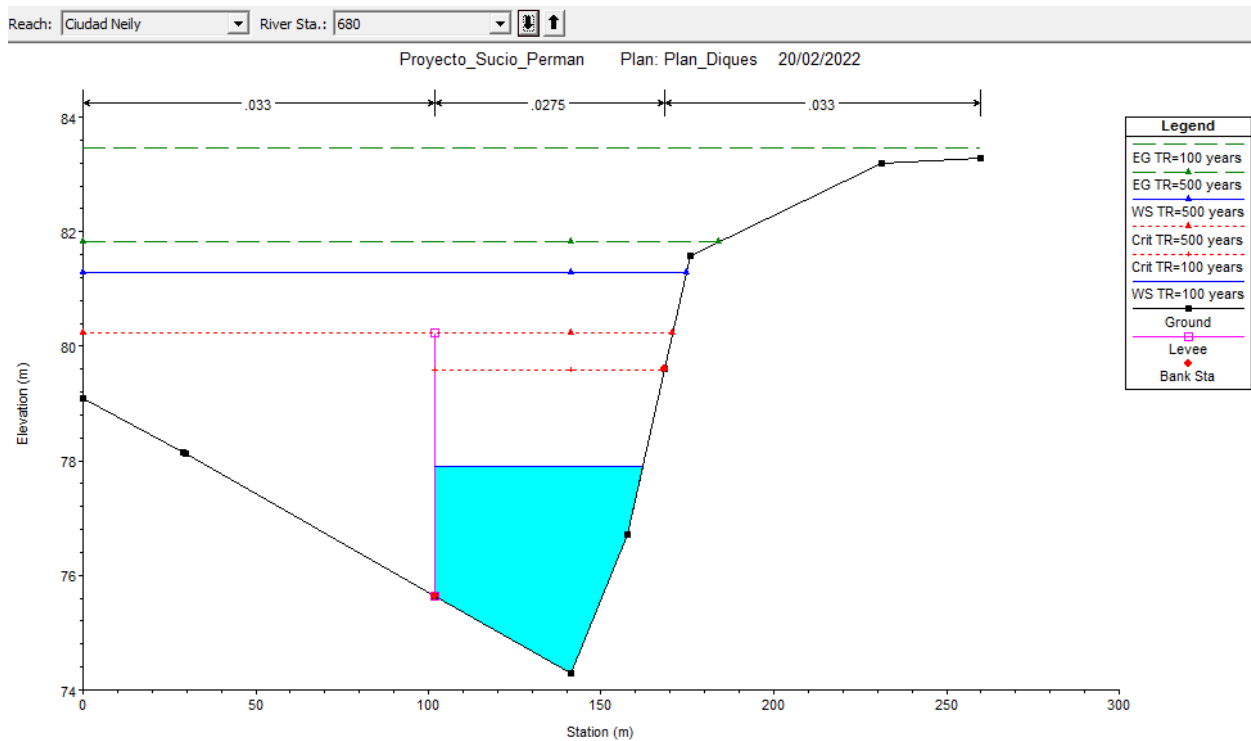


Figura 95. Sección 680, para un TR = 100 años, con diques

Estación 559.9999

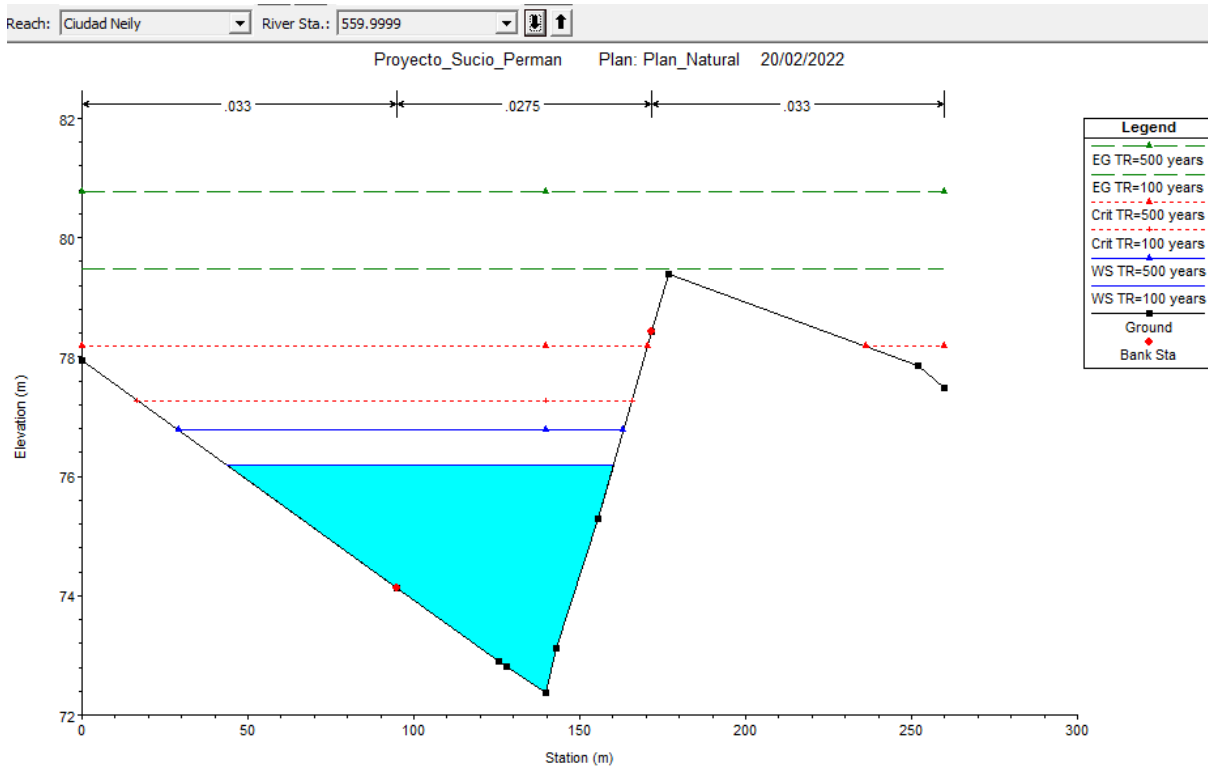


Figura 96. Sección 559.9999, para un TR = 100 años, sin diques

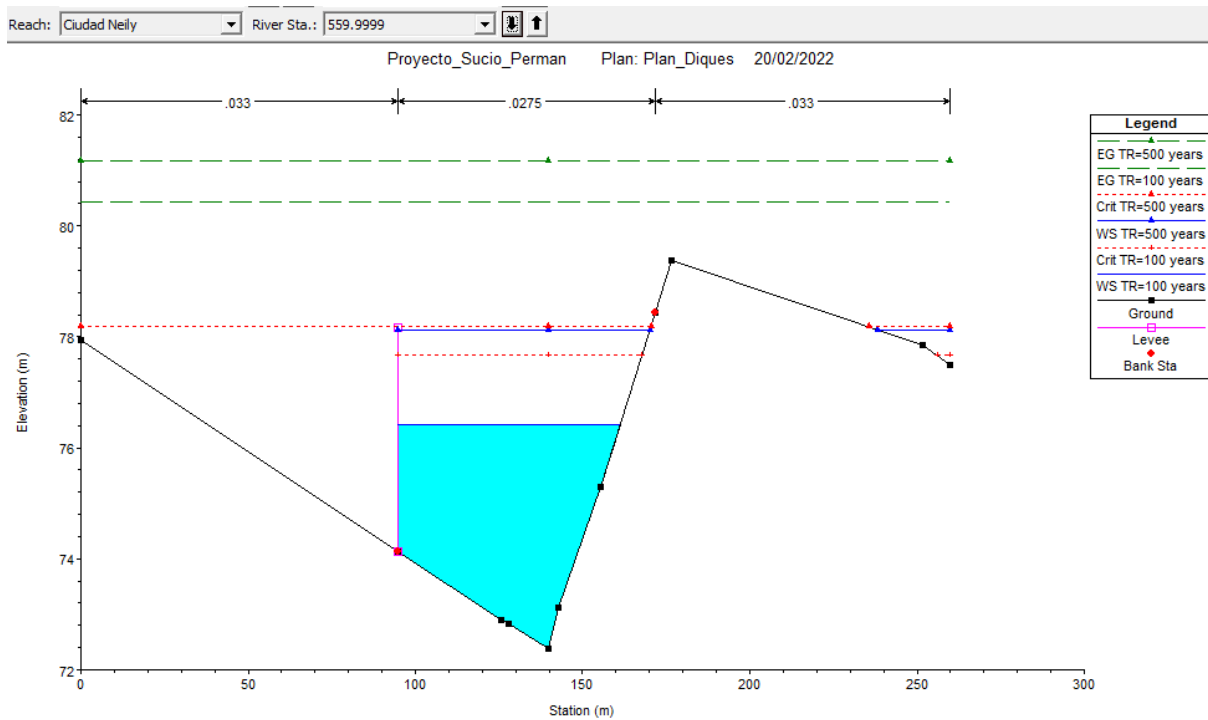


Figura 97. Sección 559.9999, para un TR = 100 años, con diques

Estación 479.9999

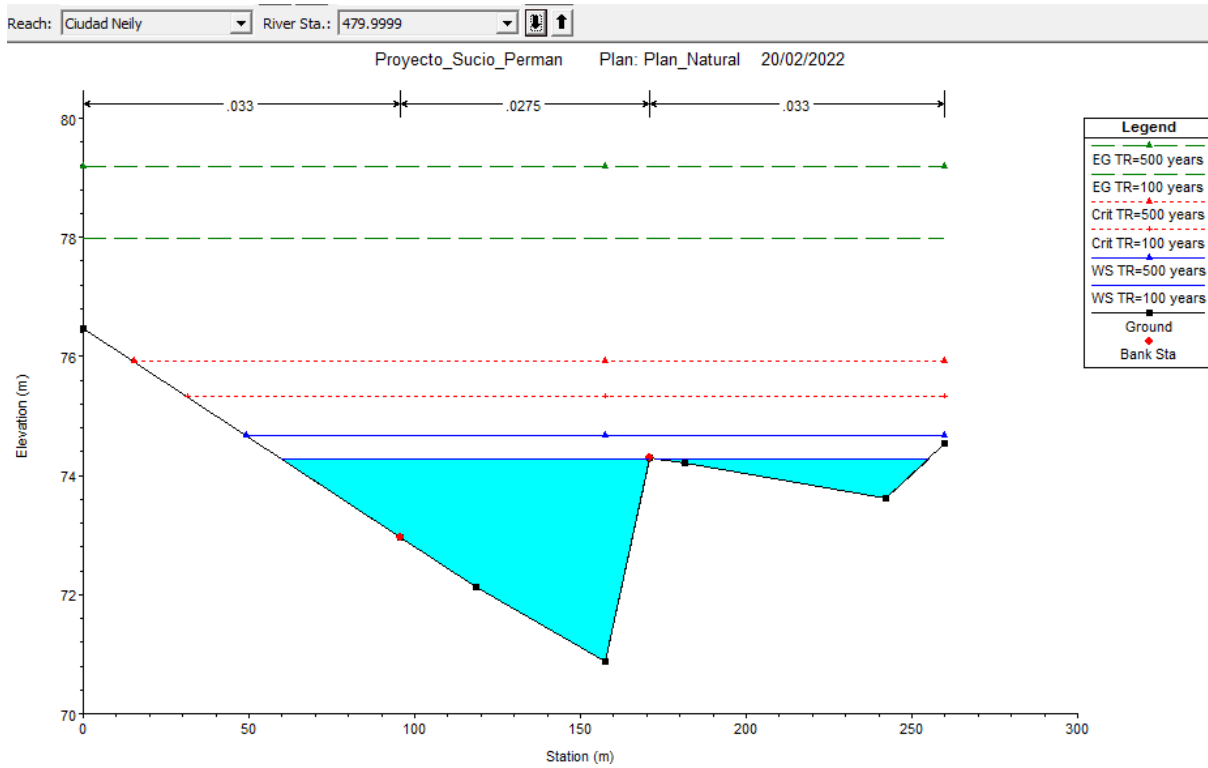


Figura 98. Sección 479.9999, para un TR = 100 años, sin diques

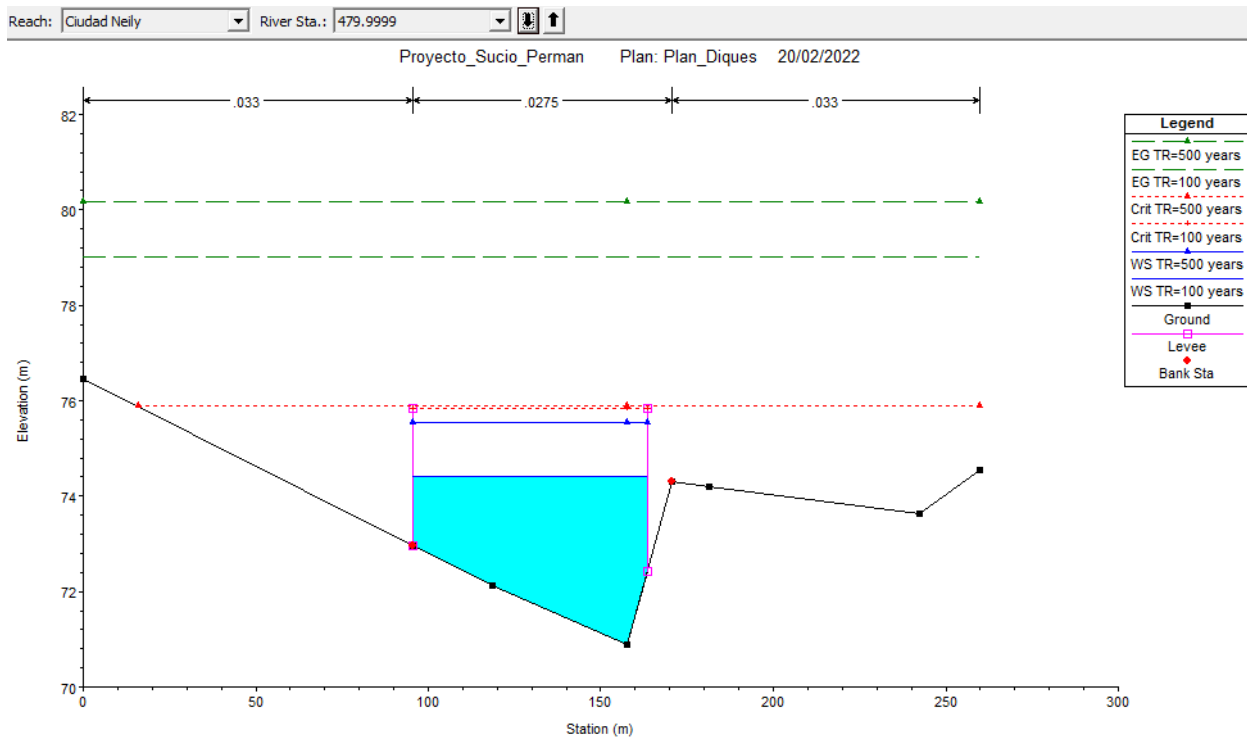


Figura 99. Sección 479.9999, para un TR = 100 años, con diques

Estación 280

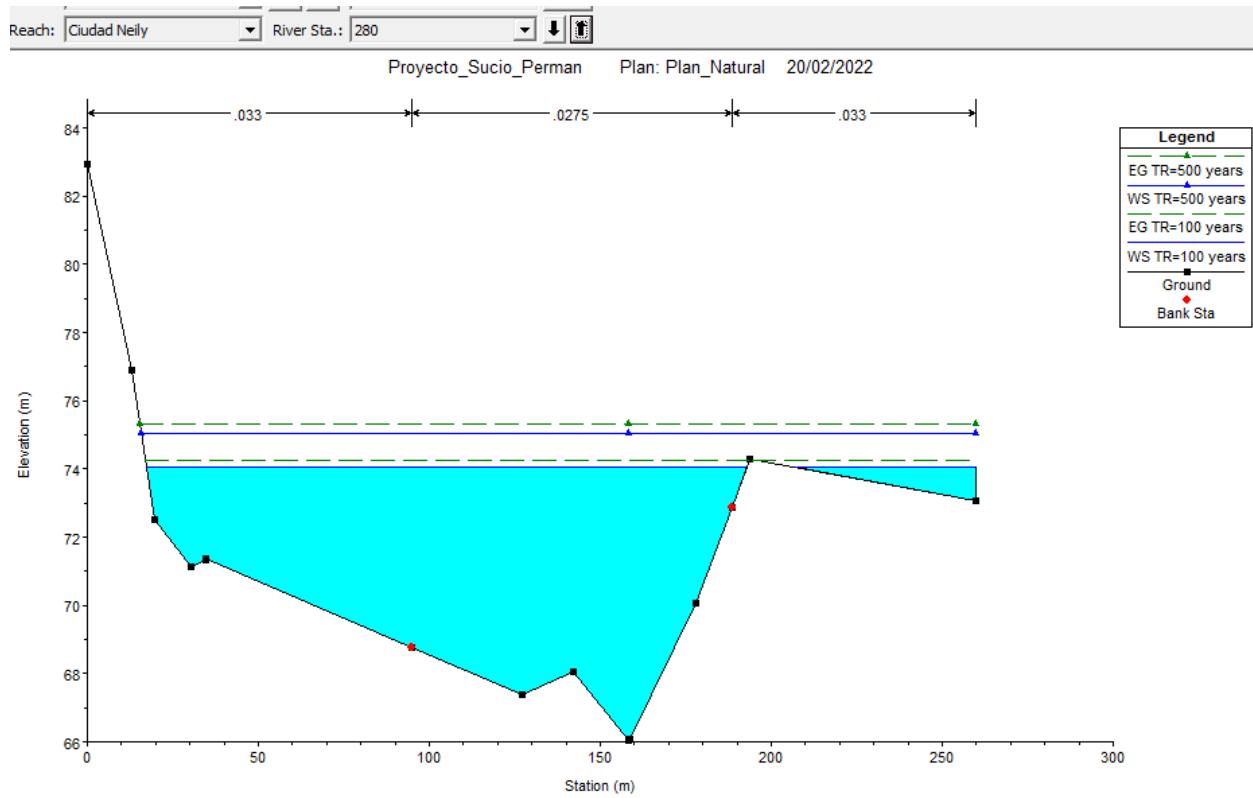


Figura 102. Sección 280, para un TR = 100 años, sin diques

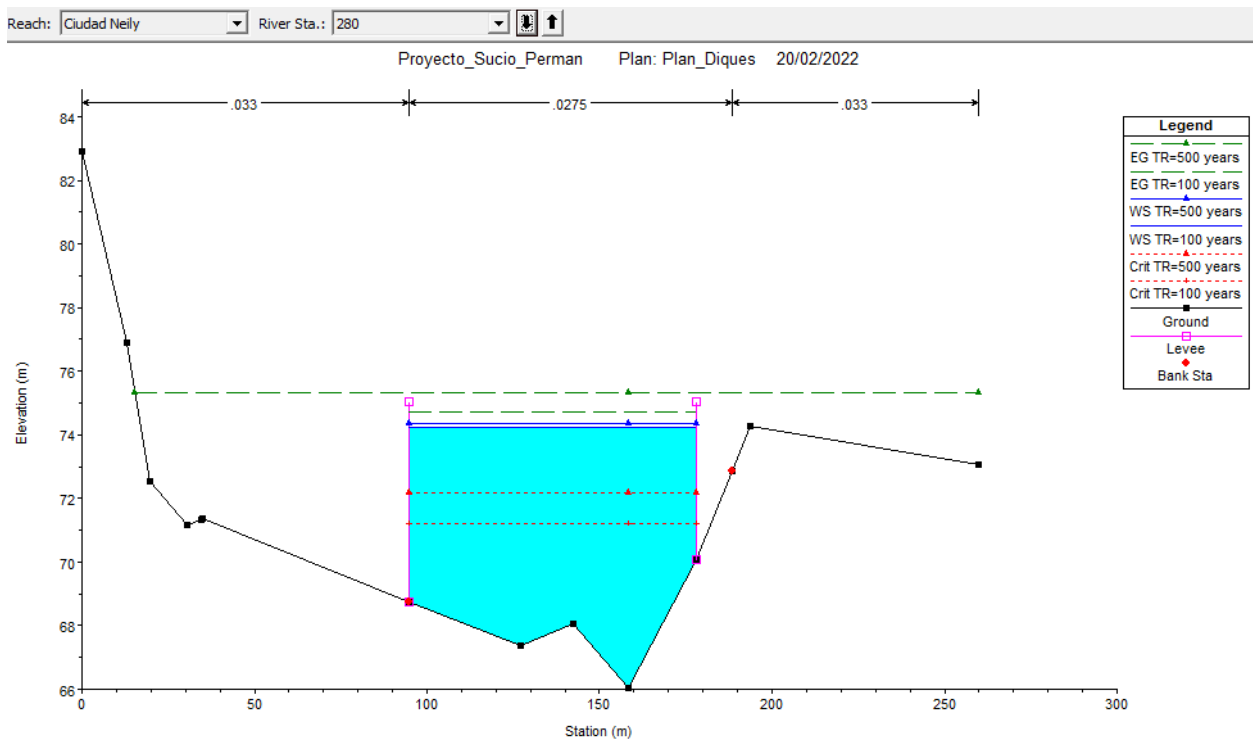


Figura 103. Sección 280, para un TR = 100 años, con diques

Estación 200

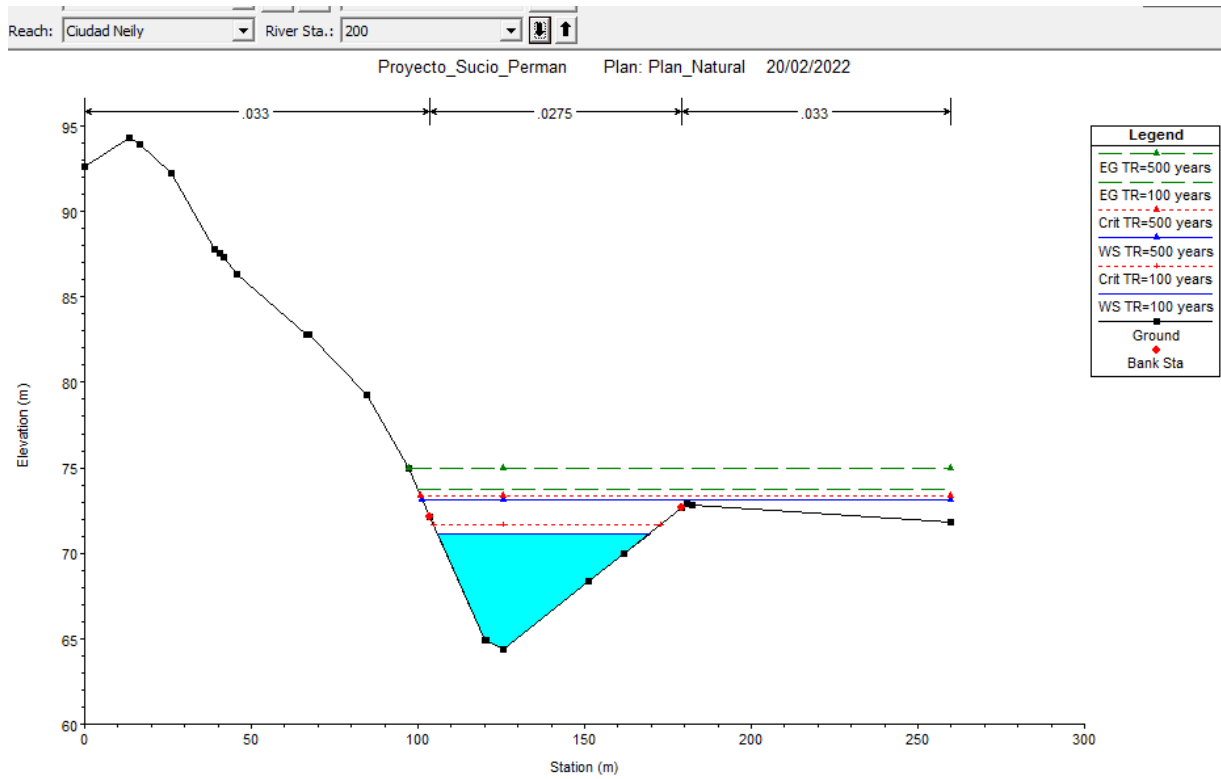


Figura 104. Sección 200, para un TR = 100 años, sin diques

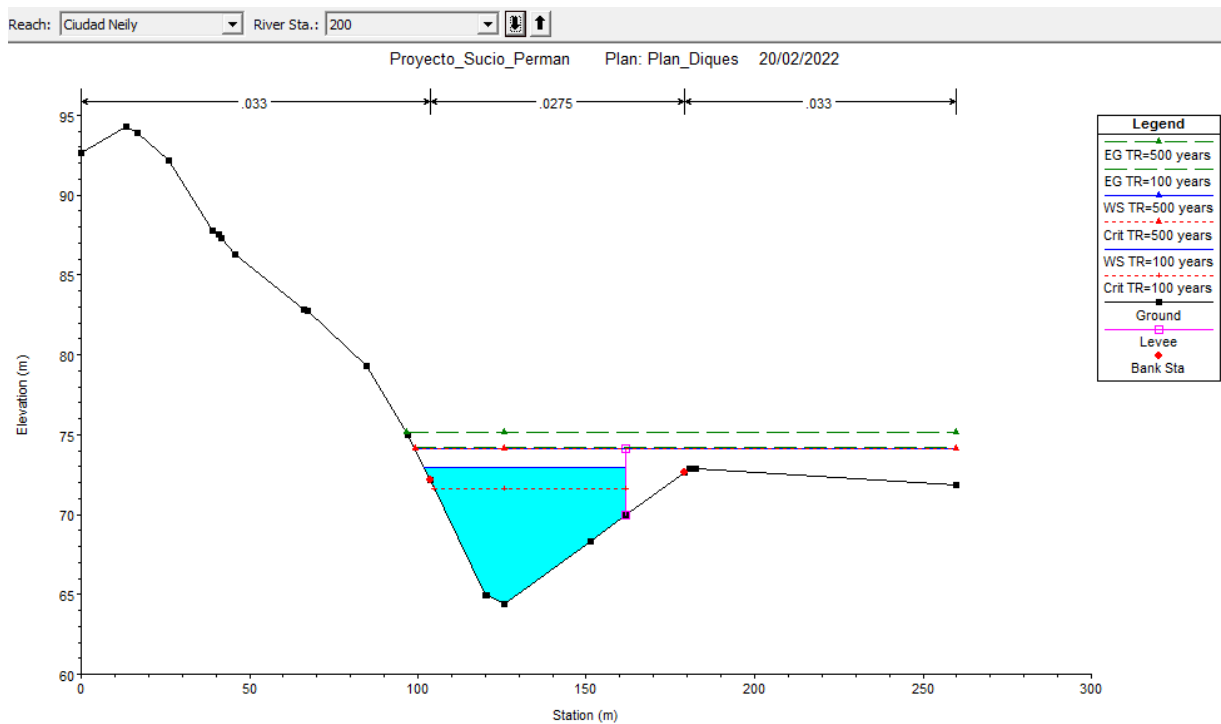


Figura 105. Sección 200, para un TR = 100 años, con diques

Estación 120

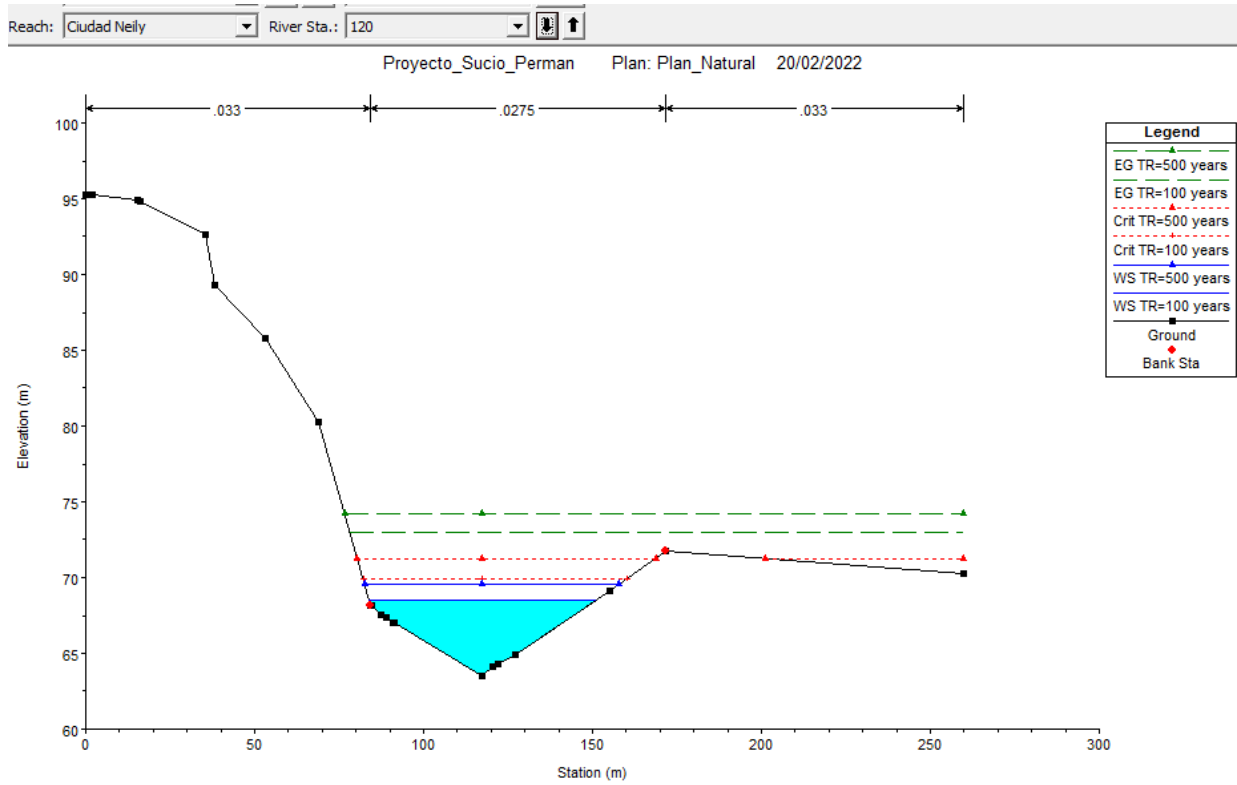


Figura 106. Sección 120, para un TR = 100 años, sin diques

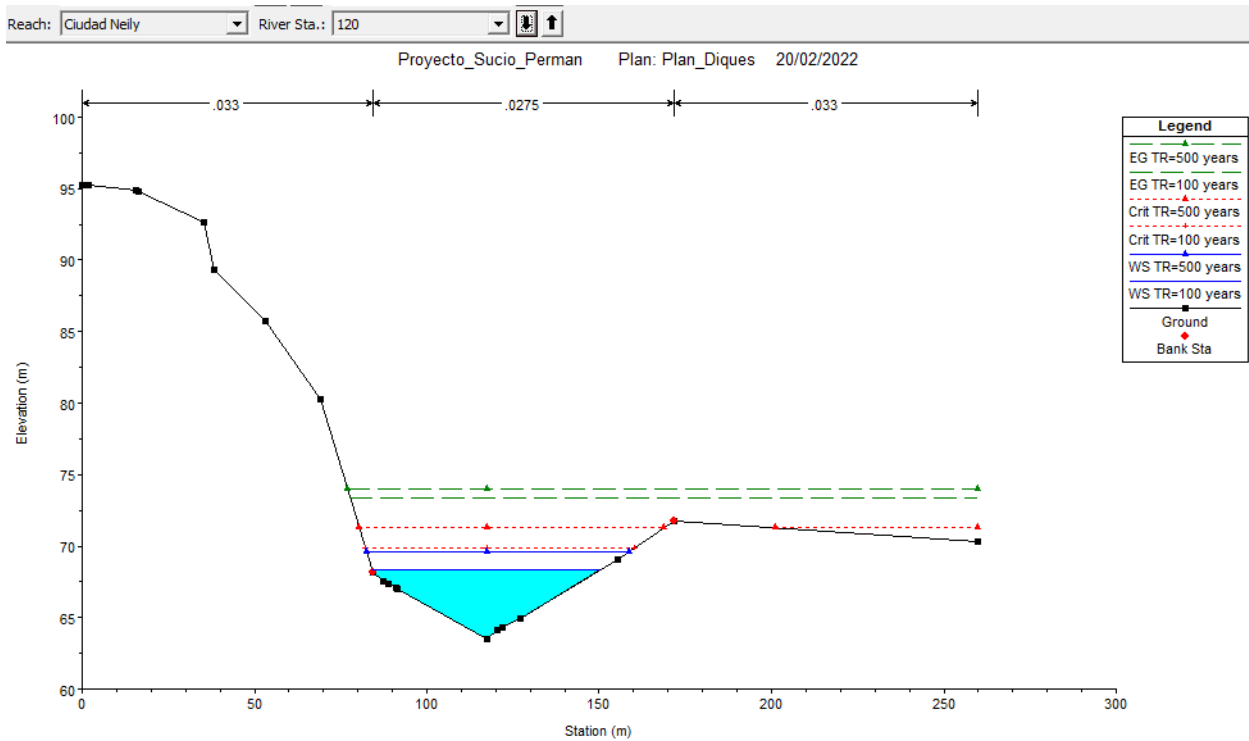


Figura 107. Sección 120, para un TR = 100 años, sin diques

Estación 40

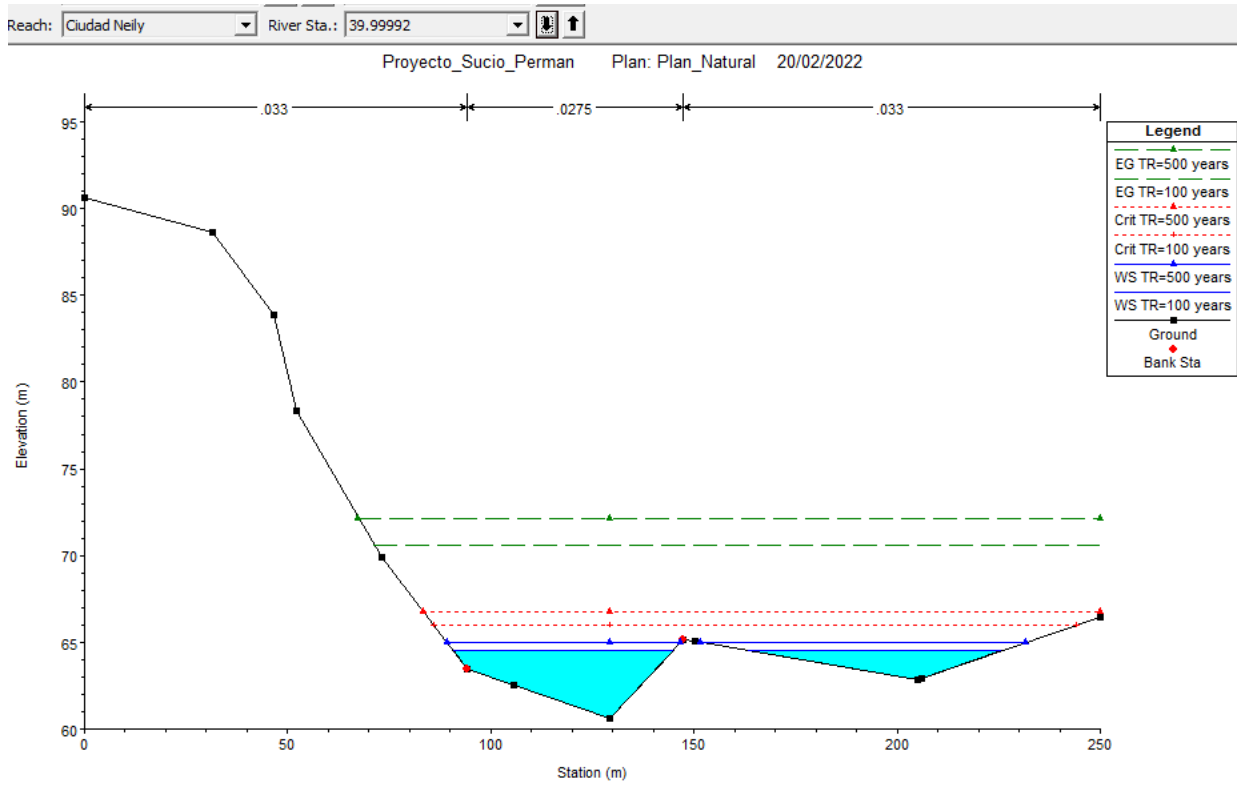


Figura 108. Sección 40, para un TR = 100 años, sin diques

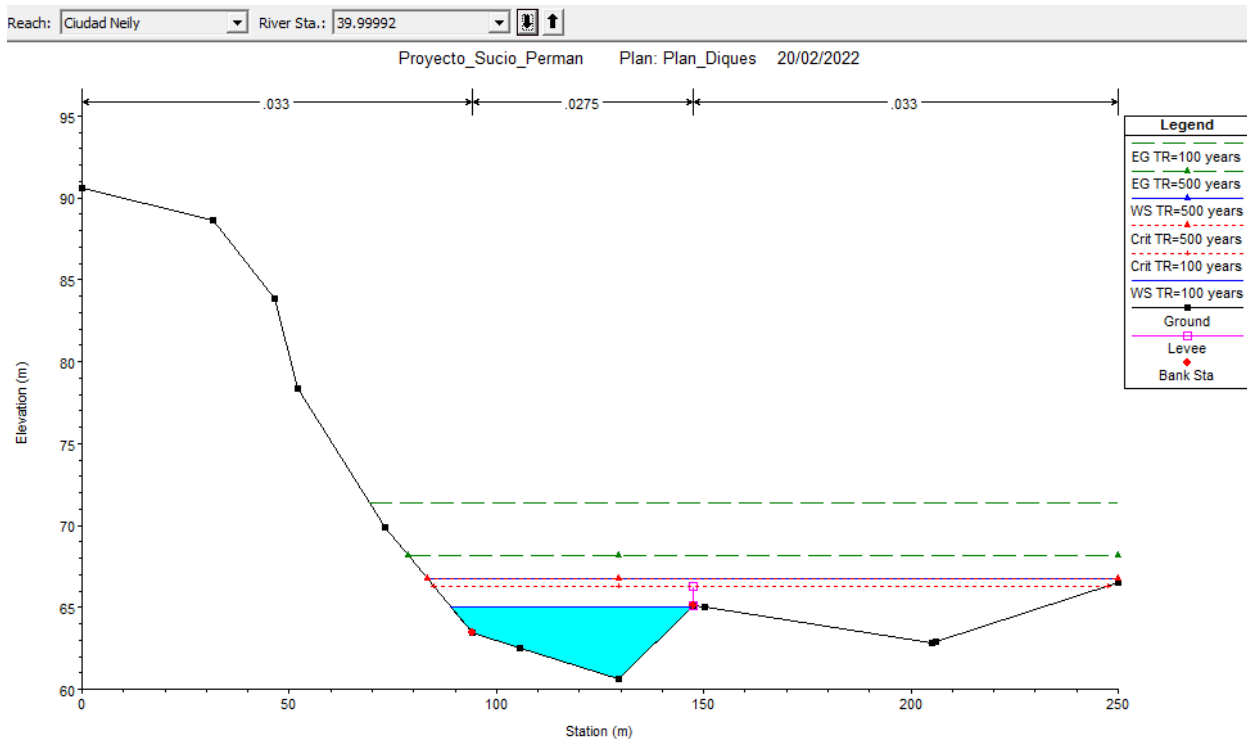


Figura 109. Sección 40, para un TR = 100 años, con diques

i. Modelación del escenario óptimo en QGIS

Para visualizar mejor que cantidad del terreno se inundaría, se realizó una exportación de los datos a QGIS, esto con el objetivo de analizar las áreas de estudio y comprender los escenarios de inundación. En forma consecuente, se visualiza la disminución del área inundada al implementar el sistema de diques.

Del Cuadro 33 se observa que existe una disminución importante en el área inundada al construir los diques.

Cuadro 33. Áreas de inundación según el periodo de retorno

Periodo de retorno	Inundación Natural (m ²)	Inundación Dique (m ²)
T=10 años	111,850.71	92,819.12
T=25 años	139,782.75	105,856.76
T=50 años	159,750.81	113,258.67
T=100 años	175,728.98	118,493.40
T=500 años	211,378.64	211,309.29

De la Figura 110 a la Figura 114 se presentan modelos de elevación digital obtenidos en QGIS, los cuales muestran la inundación natural del terreno versus la inundación después de construidos los diques, según su periodo de retorno.

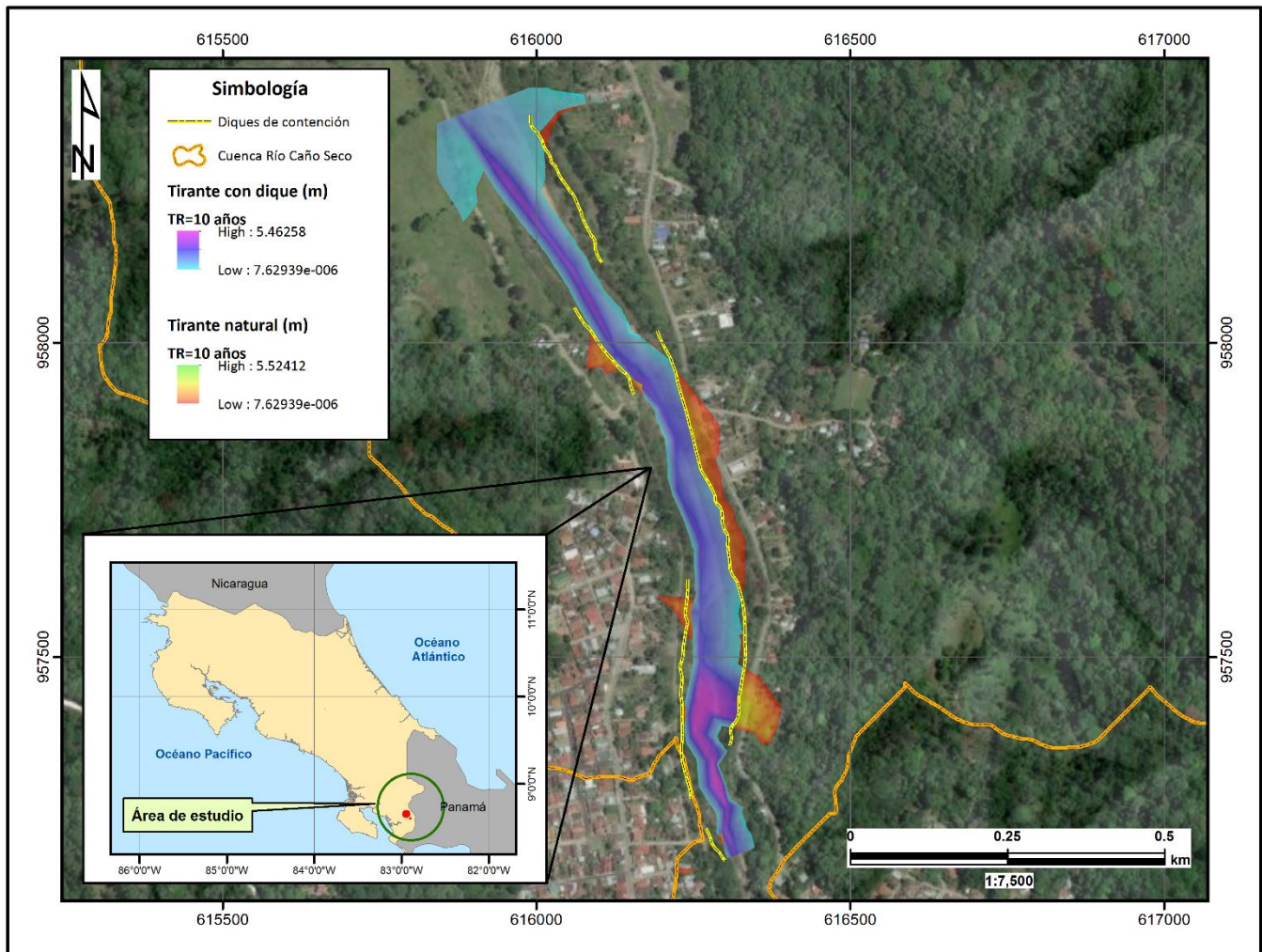


Figura 110. Área de inundación para un periodo de retorno de 10 años, antes y después de implementar los diques

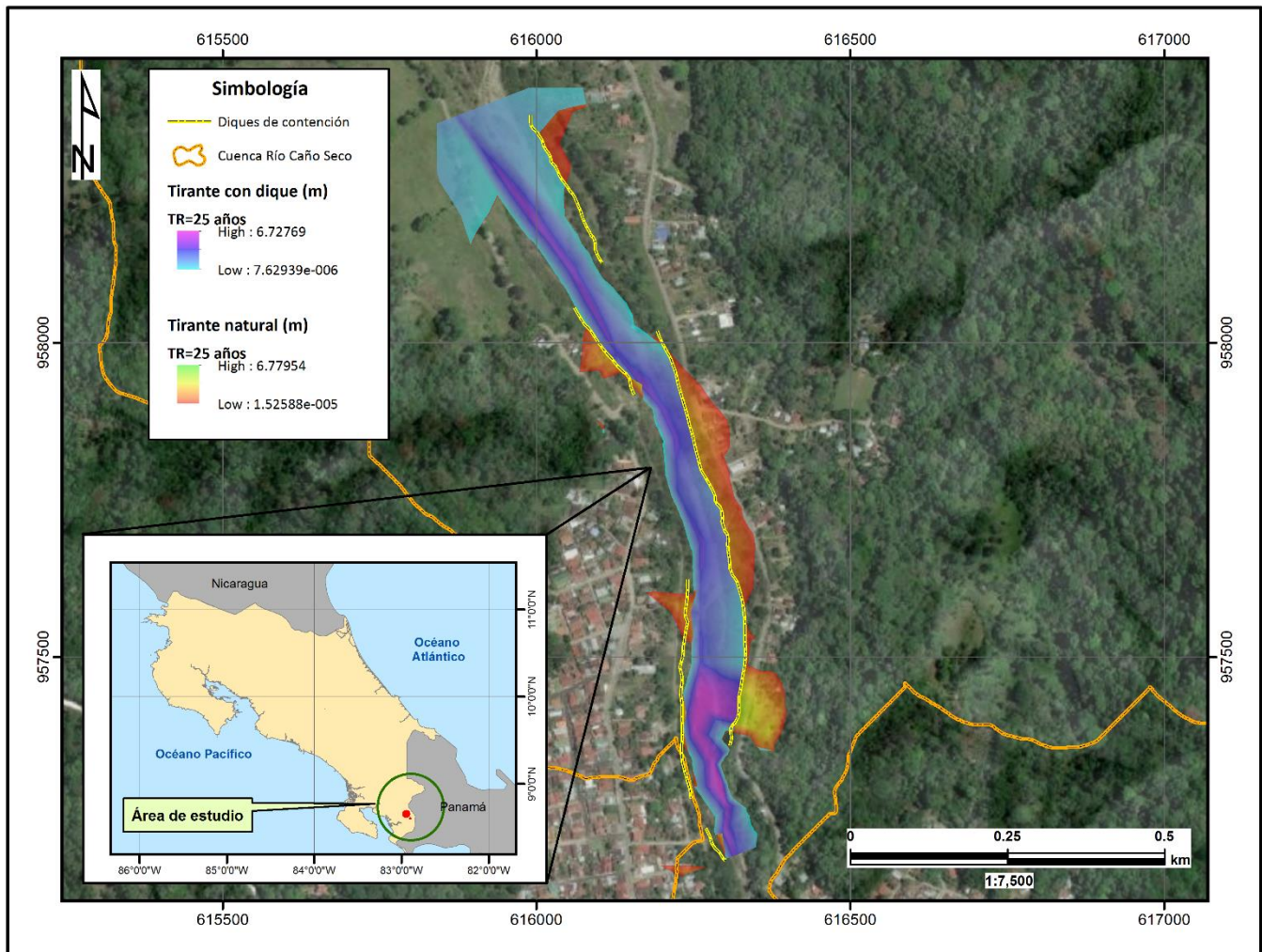


Figura 111. Área de inundación para un periodo de retorno de 25 años, antes y después de implementar los diques

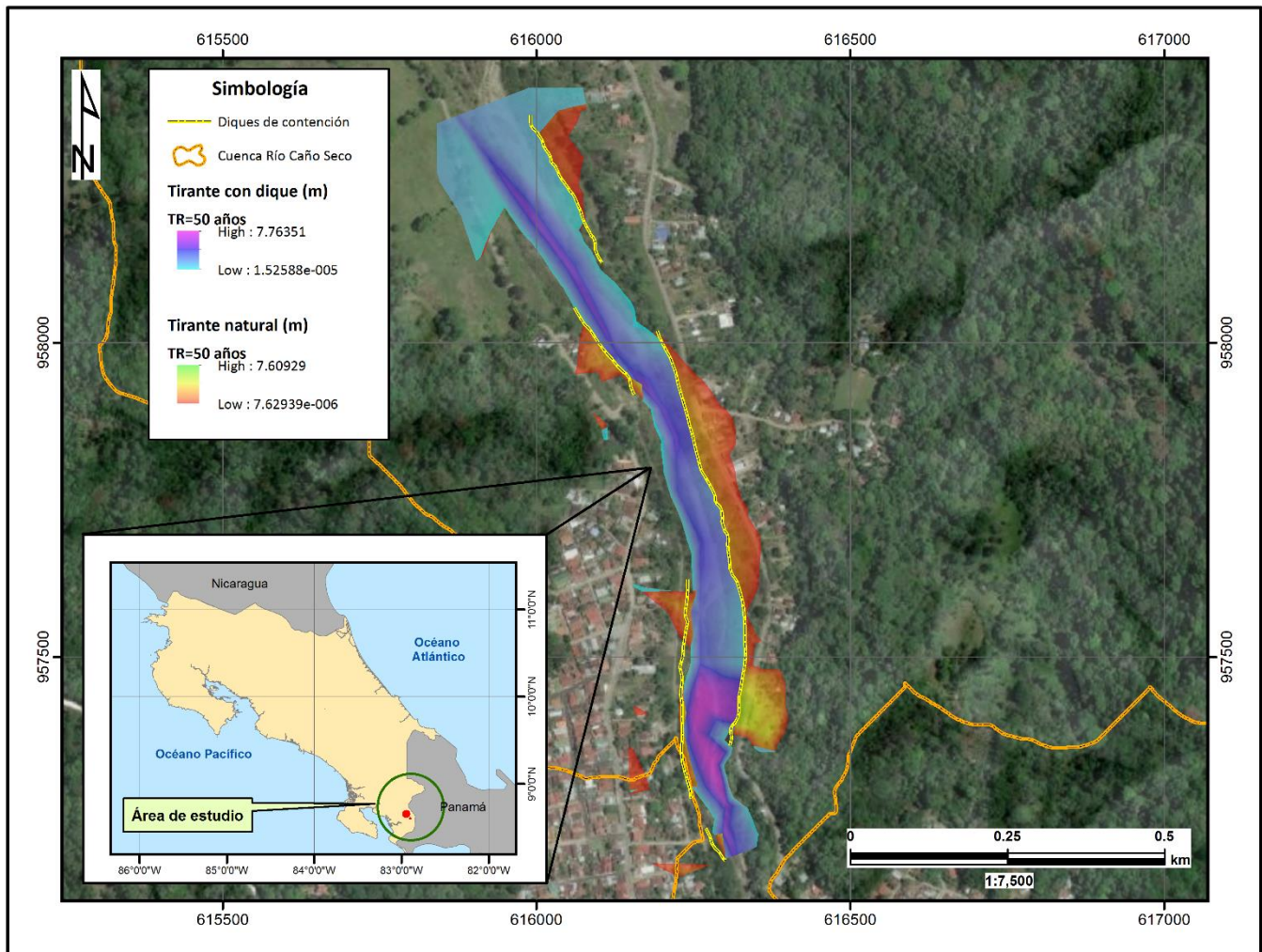


Figura 112. Área de inundación para un periodo de retorno de 50 años, antes y después de implementar los diques

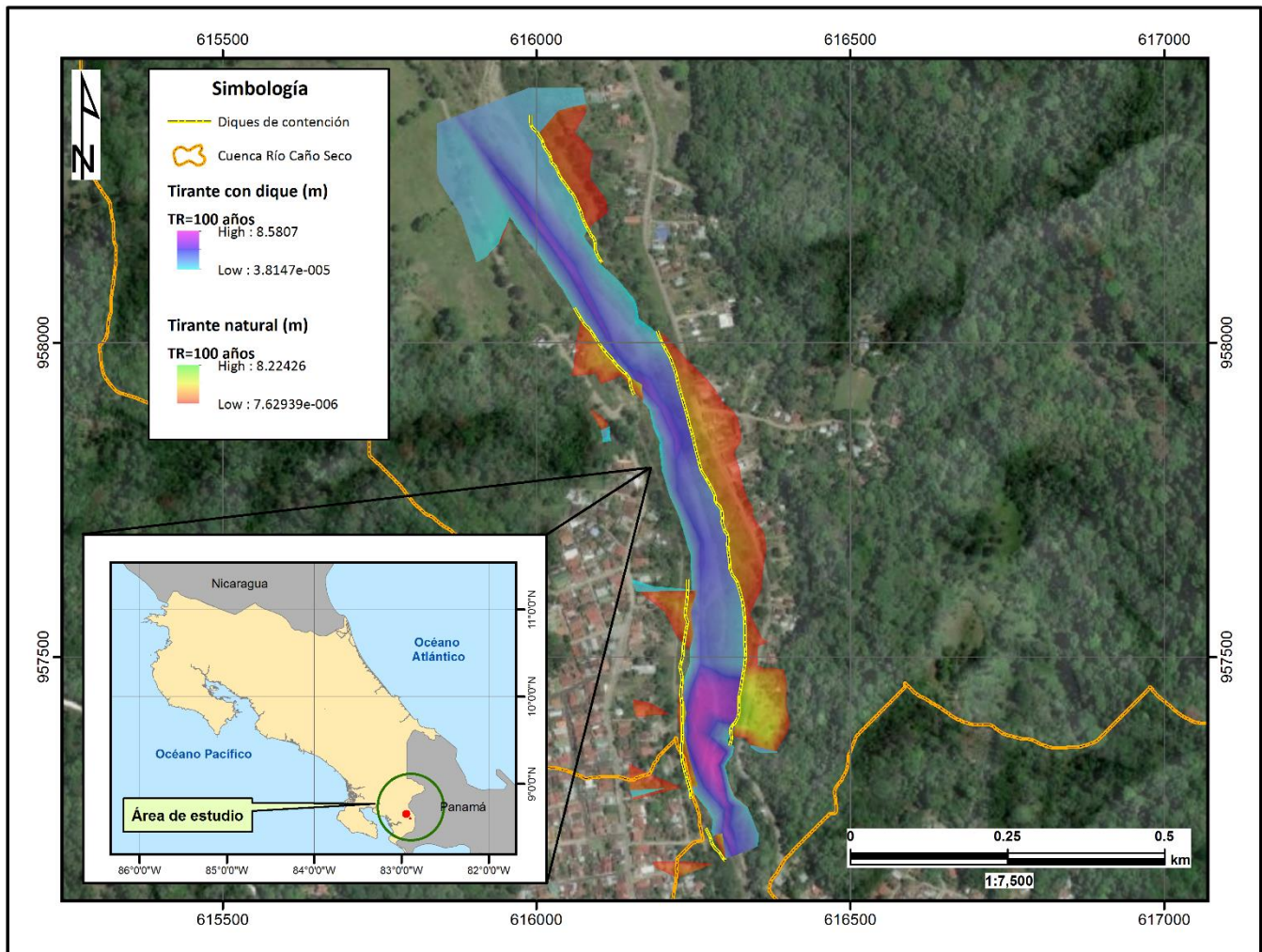


Figura 113. Área de inundación para un periodo de retorno de 100 años, antes y después de implementar los diques

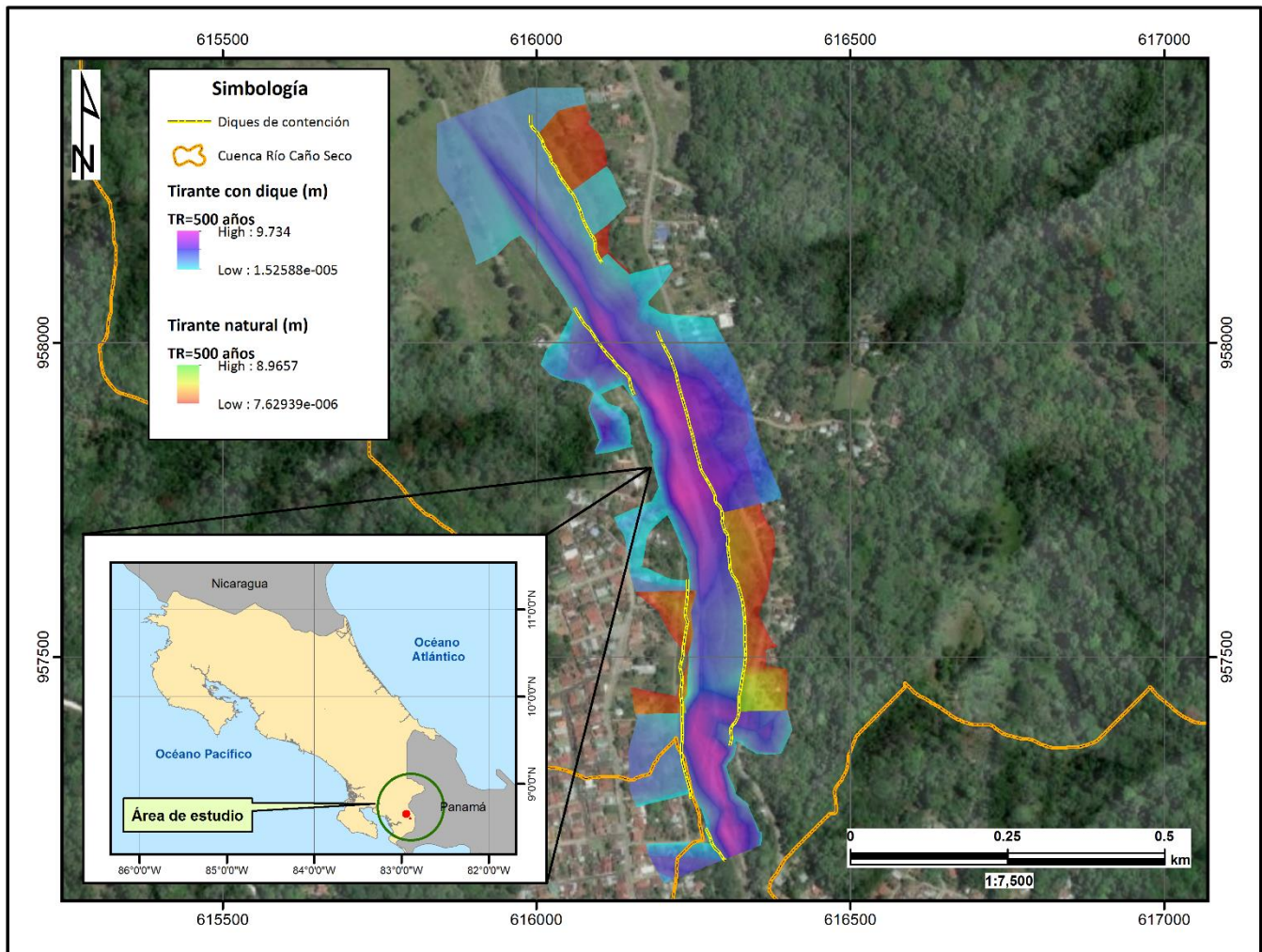


Figura 114. Área de inundación para un periodo de retorno de 500 años, antes y después de implementar los diques

Capítulo 5. Conclusiones.

Según los objetivos planteados, se puede concluir con lo siguiente:

- a. El Río Caño Seco, en el tramo analizado, en líneas generales es recto, presentando una única curvatura interna en su banco derecho, a la altura del poblado La Colina.

En una faja de levantamiento de 40.83 has y una longitud promedio de 1360.9 m, se analizó una geomorfología de río accidentada hacia aguas arriba y un poco menos pronunciada a la salida o frontera inferior analizada. Así, las cotas alcanzadas en el dominio levantado varían entre 118.0 y 60.0 m.s.n.m, con separación de curvas de nivel de cada 2.0 m.

- b. La precipitación total media anual para los años promedios dentro del área de estudio y su cuenca receptora es de 5319.83 mm, alcanzando un pico máximo en Octubre de 744.51 mm y una lámina mínima de 112.43 mm en Febrero.

Las tormentas de diseño estimadas en función del parámetro de precipitación máxima en 24 horas, para los períodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años, alcanzaron láminas de 326.86 mm, 486.83 mm, 610.34 mm, 735.65 mm y 1029.51 mm respectivamente. Estos valores fueron empleados para la generación de los caudales máximos y el diseño de las estructuras proyectadas.

A partir de los valores de precipitaciones máximas en 24 horas de duración, se generaron caudales máximos estimados a la salida de la cuenca Caño Seco para períodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años de 601.29 m³/s, 1006.48 m³/s, 1320.07 m³/s, 1637.16 m³/s y 2375.66 m³/s respectivamente.

El modelo hidrológico HEC-HMS ofrece mejores resultados que la metodología clásica de la Formula Racional y el Hidrograma Unitario del SCS; dado que la misma emplea

hietogramas de precipitación diaria obtenidos del registro de lluvias máximas en 24 horas en las estaciones pluviométricas cercanas.

- c. De acuerdo a un periodo de retorno de análisis de 100 años, las zonas más significativas donde se presentan problemas de inundación en viviendas, comercios y campos de cultivo, se ubican entre las siguientes progresivas:

En las progresivas 1240 hacia el banco derecho, el nivel de inundación alcanza los 3.99 m; mientras que hacia la margen izquierda, el tirante normal es de 0.74 m; en tanto que al centro del cauce, dicho tirante alcanza 1.31 m de profundidad.

Para la progresiva de 960 el tirante alcanzado en la margen derecha es de 0.13 m, mientras que en la margen izquierda, este fue de 0.42 m, siendo el tirante más profundo al centro del cauce, el cual alcanza los 2.67 m.

Espacialmente ambas progresivas se ubican entre lotes baldíos de pastos y parte de la Calle 5 en la margen derecha, y del poblado La Fuente ubicado en la margen izquierda del río.

Aguas abajo, en la progresiva 880, se ubica igualmente la Calle 5, y en la margen izquierda el poblado Caño Seco, alcanzando 0.036 m sobre dicha calle, y 0.49 m sobre el poblado, en tanto el tirante al centro del cauce es de 2.61 m, los cuales deben ser controlados.

Hacia la progresiva 479.99, la superficie de inundación alcanzó los 0.065 m sobre el poblado Barrio La Colina (margen derecha), mientras que por la margen izquierda, el poblado Caño Seco y parte de la Ruta Nacional N° 237, se ven afectadas por tirantes del orden de 1.32 m. En ese mismo punto, se halló un tirante en el centro del cauce de 2.52 m.

En el cadenamamiento final entre las progresivas 400 y 280, entre los poblados Barrio El Carmen sobre margen derecha y Ruta Nacional 237 en margen izquierda, la inundación

se da entre 0.32 m y 1.17 m en dicho barrio, en tanto esta alcanza tirantes históricos de 0.87 m y 5.25 m a margen izquierda.

Es en esta parte, más baja del río, donde el tirante normal de inundación presenta niveles extraordinarios en el eje del río, entre 3.14 m y 6.51 m de profundidad.

- d. De acuerdo a la probabilidad de ocurrencia (100 años) de un evento extremo que inunde lo población antes señalada, se han propuesto medidas de mitigación como la instalación de diques de contención en algunos sectores del cauce del río.

Así, a fin de proteger la margen derecha del río, se propone colocar obras de contención tipo diques, entre las progresivas 999.99 a 840, y 479.99 a 160, entre Calle 5, Barrio La Colina y Barrio El Carmen respectivamente. En dicho puntos, se plantea una altura de dique de entre 3.09 y 3.37 m.

Es en la margen izquierda, donde se requieren mayores longitudes de protección. Entre la progresiva 1320 a 1040 (Barrio La Fuente), se requiere una contención de 1.09 m de dique, en tanto que entre las estaciones 880 a 759.99 (Poblado Caño Seco y Ruta Nacional 237), el dique en toda su longitud debe alcanzar una altura de protección de 4.18 m.

Finalmente, en los rangos 759.99 – 479.99 y 479.99 – 240 (Ruta Nacional 237), los diques propuestos deben alcanzar una altura promedio de 4.54 y 3.31 m respectivamente.

La construcción de diques de contención en las zonas más vulnerables a inundación, disminuyen significativamente el área afectada, esto se evidencia en la diferencia de áreas entre la inundación natural, el cual es de 175 728.98 m² y la inundación con diques, el cual es de 118 493.40 m², en un periodo de retorno de 100 años.

Capítulo 6. Recomendaciones.

- a. Para la protección de la cuenca se recomienda construir los diques aguas arriba en la sección estudiada.
- b. Estos diques pueden ser de tipo gavión pero que permitan la contención de las aguas en las venidas máximas.

Capítulo 7. Bibliografía.

1. AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPÓN, 2012: Hidrología de máximas avenidas del Río Chincha.- 160 págs. Programa de protección de valles y poblaciones rurales y vulnerables ante inundaciones del Ministerio de Agricultura, Lima, Perú [Informe].
2. COLEGIO FEDERADO DE INGENIEROS Y ARQUITECTOS DE COSTA RICA, 2004: Problemática de inundaciones en la Vertiente Atlántica.- 44 págs. Comisión y Junta Directiva del CFIA, San José, Costa Rica [Informe].
3. COMISION NACIONAL DEL AGUA – MEXICO, 2011: Manual para el control de inundaciones.- 338 págs. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales – Gobierno Federal de México [Manual].
4. DELGADILLO, A. & MORENO, A., 2008: Morfometría de cuencas.- 10 págs. [Informe].
5. GARCÍA, R. & CONESA, C., 2011: Estimación de caudales de avenida y delimitación de áreas inundables mediante métodos hidrometeorológicos e hidráulicos y técnicas SIG, estudio aplicado al litoral sur de la Región de Murcia. En Revista Papeles de Geografía, 53 – 54: 107 – 123.
6. GOMEZ, N. & MONGE, K., 2019: Diseño de obras de mitigación y encauzamiento mediante modelaciones hidráulicas e hidrológicas para disminuir la condición por vulnerabilidad de inundaciones en un tramo de 3 km de río comprendido en la cuenca media baja del Río Corredor.- 105 págs. Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago, Costa Rica [Tesis de licenciatura].
7. GUEVARA, E. & CARTAYA, H., 1991: Hidrología; una introducción a la ciencia hidrológica aplicada.- 358 págs. Universidad de Carabobo, Valencia, Venezuela.

8. GUZMAN, I., WATSON, F., VILLAGRA, K. & CASASOLA, R., 2017: Modelación Hidrodinámica y Morfológica del Río La Estrella, Limón.- 73 págs. Vicerrectoría de investigación y extensión - Dirección de proyectos del Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago, Costa Rica [Informe].
9. HIDALGO, J., MASIS, K. & VILLALOBOS, H., 2011: Análisis hidrológico de las alternativas de toma del Río Banano.- 50 págs. UEN de Gestión Ambiental del Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA), San José, Costa Rica [Informe].
10. MEJÍA, J., 2001: Hidrología aplicada.- 205 págs. Editorial UNALM Universidad Nacional Agraria La Molina, Lima, Perú.
11. RAFAEL, E., 2008: Efectividad de la recarga inducida del acuífero del Valle del Río Chillón con fines de aprovechamiento de las aguas superficiales y subterráneas. – 314 págs. Universidad Nacional Agraria La Molina, Lima, Perú [Tesis de pregrado].
12. RUÍZ, J., 2001: Hidrología; evolución y visión sistémica, la morfometría de cuencas como aplicación.- 298 págs. Editorial Unellez, Barinas, Venezuela.
13. VEN TE, C., MAIDMENT, D. & MAYS, L., 2005: Hidrología aplicada. Traducción de la primera edición en inglés de Applied Hydrology. – 584 págs. Ed. McGraw - Hill Interamericana S.A., Santa Fé de Bogotá, Colombia.
14. VIESSMAN Jr., W. HARBAUGH, T.E. & KNAPP, J. W., 1972: Introduction to Hydrology, New York, Intext Educational.
15. VILLÓN, M., 2011: Hidrología estadística.- 217 págs. Editorial TEC Escuela de Ingeniería Agrícola del Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.

Capítulo 8. Anexos