

CONTRATO INTERADMINISTRATIVO CVC – UNIVALLE 188 DE 2008

PROYECTO MIDAS

**ZONIFICACIÓN DE AMENAZAS Y ESCENARIOS DE RIESGO POR
MOVIMIENTOS EN MASA, INUNDACIONES Y CRECIENTES
TORRENCIALES DEL ÁREA URBANA Y DE EXPANSIÓN DE LOS
MUNICIPIOS DE BUGA, RIOFRÍO, DAGUA, EL CAIRO Y LA
UNIÓN**

**INFORME FINAL DE MAPA DE
AMENAZAS INUNDACIONES Y
AVENIDAS TORRENCIALES
PARA EL MUNICIPIO DE BUGA**

Santiago de Cali, Abril de 2010

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	16
2. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	21
2.1. INFORMACIÓN DE EVENTOS HISTÓRICOS	21
2.2. INFORMACIÓN SOBRE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS CAUCES DE LA ZONA DE ESTUDIO DEL MUNICIPIO BUGA	23
3. INVESTIGACIONES DE CAMPO	26
3.1. CAUCES EN LA ZONA DE ESTUDIO	26
3.2. DELIMITACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	29
3.3. RESULTADOS DE LAS INVESTIGACIONES DE CAMPO	31
3.3.1. Levantamientos topobatimétricos	31
3.3.2. Caracterización hidrológica	42
4. CARACTERIZACIÓN SEDIMENTOLÓGICA	47
4.1. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE MUESTREO	47
4.2. MÉTODOS DE CONVERSIÓN	49
4.3. DIÁMETROS CARACTERÍSTICOS DEL MATERIAL DEL LECHO DEL RÍO GUADALAJARA	52
4.4. DIÁMETROS DE LOS MATERIALES FINOS DEL LECHO DEL RÍO GUADALAJARA Y LA QUEBRADA CHAMBIMBAL	54
5. CARACTERIZACIÓN HIDRÁULICA	57
5.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL RÍO GUADALAJARA	57
5.2. CAUDALES CARACTERÍSTICOS DEL RÍO GUADALAJARA	58
5.3. ESTIMACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS O DE CRECIENTES	61
5.4. CURVAS DE VARIACIÓN ESTACIONAL	62
5.5. CURVAS DE DURACIÓN DE CAUDALES	63
5.6. CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS Y GEOMÉTRICAS	64
5.7. PERFILES LONGITUDINALES DE LOS CAUCES DEL MUNICIPIO DE BUGA	66
5.8. PENDIENTE PROMEDIA DE LOS CAUCES DEL MUNICIPIO DE BUGA	68
5.9. RUGOSIDAD DEL LECHO DE LOS CAUCES DEL MUNICIPIO DE GUADALAJARA DE BUGA	71
5.10. RUGOSIDAD DE LAS LLANURAS DE INUNDACIÓN DEL MUNICIPIO DE BUGA	73

6. DEFINICIONES, CLASIFICACIONES DE FLUJO Y REOLOGÍA Y MECÁNICA DE LODOS	84
6.1. DEFINICIONES	84
6.2. CLASIFICACIÓN DEL FLUJO EN LOS RÍOS	85
6.3. REOLOGÍA Y MECÁNICA DE LODOS	89
6.3.1. Características generales de las avenidas torrenciales	89
6.3.2. Comportamiento de la relación esfuerzo cortante - deformación	90
6.3.3. Modelo reológico cuadrático (O'Brien y Julien, 1988)	91
7. METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE NIVELES DE AMENAZA POR INUNDACIONES Y AVENIDAS TORRENCIALES	96
7.1. ESTADO DEL ARTE	96
7.2. METODOLOGÍA ADOPTADA EN EL PRESENTE ESTUDIO	111
7.2.1. Metodología para determinar los niveles de amenaza por inundaciones	112
7.2.2. Metodología para determinar los niveles de amenaza por avenidas torrenciales	115
8. MODELACIÓN MATEMÁTICA	119
8.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO BIDIMENSIONAL FLO-2D	119
8.1.1. Generalidades	119
8.1.2. Ecuaciones hidrodinámicas	120
8.1.3. Simulación de flujos hiperconcentrados en el modelo FLO-2D	121
8.1.4. Solución numérica de las ecuaciones de flujo	125
8.1.5. Criterios de estabilidad numérica	128
8.1.6. Resolución espacial y temporal	130
8.1.7. Hipótesis y limitaciones del modelo FLO-2D	130
8.1.8. Variabilidad de parámetros	131
8.1.9. Variabilidad de parámetros	133
8.1.10. Fases del programa	136
8.2. IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO BIDIMENSIONAL FLO-2D	138
8.2.1. Esquematización	138
8.2.1.1. Descripción de la malla computacional	138
8.2.1.2. Rugosidad de las llanuras	139
8.2.1.3. Esquematización de los ríos y canales	140
8.2.1.4. Propiedades reológicas	142
8.2.1.5. Volumen total y concentración volumétrica de sedimentos	143
8.2.1.6. Infiltración	144
8.2.1.7. Condiciones de frontera	145
8.2.2. Simulación	145
8.2.2.1. Calibración	146
8.2.2.2. Verificación del modelo	147
8.2.2.3. Análisis de sensibilidad	147
8.2.2.4. Resultados	151
8.2.2.5. Análisis de resultados	230

9. DETERMINACIÓN DE LA CARTOGRAFÍA DE AMENAZA POR INUNDACIÓN	235
9.1. CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE LAS INUNDACIONES	236
9.2. MEDIDAS PARA EL CONTROL Y EL MANEJO DE INUNDACIONES	237
9.2.1. Medidas estructurales	238
9.2.2. Medidas no estructurales	238
9.3. MAPAS DE AMENAZA POR INUNDACIONES Y AVENIDAS TORRENCIALES	239
9.3.1. Clasificación de la amenaza en planicies de inundación	240
9.3.2. Mapas de inundación para crecientes con periodos de retorno de 10, 30 y 100 años por inundaciones y avenidas torrenciales	241
9.3.3. Determinación de caudales extremos	241
9.3.4. Modelación hidrodinámica y generación de mapas de inundación	242
9.3.5. Modelación hidrodinámica y generación de mapas de inundación por escenarios para los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales	242
9.4. GENERACIÓN DE LA CARTOGRAFÍA DE AMENAZA GLOBAL POR INUNDACIONES Y AVENIDAS TORRENCIALES	243
9.5. INTEGRACIÓN DE LOS MAPAS DE AMENAZA GLOBAL POR INUNDACIONES Y DE AMENAZA GLOBAL POR AVENIDAS TORRENCIALES	243
9.6. ÁREA URBANA AFECTADA POR LOS FENÓMENOS DE INUNDACIONES Y AVENIDAS TORRENCIALES	243
10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	262
10.1. CONCLUSIONES	262
10.2. RECOMENDACIONES	265
11. BIBLIOGRAFÍA	269
12. ANEXOS	275

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Volúmenes totales de agua (en millones de m ³) transportados según las hidrógrafas del río Guadalajara y las quebradas La Honda, La Pachita y Chambimbal para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años	45
Tabla 2. Valores del exponente x para la expresión de Kellerhals y Bray para convertir curvas granulométricas obtenidas por diferentes métodos de muestreo.	51
Tabla 3. Diámetros característicos del material del lecho del río Guadalajara (muestras utilizando mallas de dimensiones de 1 m x 1 m)	52
Tabla 4. Diámetros característicos del material del lecho del río Guadalajara (muestras utilizando mallas de dimensiones de 2 m x 2 m).	53
Tabla 5. Resultados de los diámetros característicos y porcentajes de limos y arcillas de los ensayos de hidrometrías del río Guadalajara	55
Tabla 6. Resultados de los diámetros característicos y porcentajes de limos y arcillas de los ensayos de hidrometrías de la quebrada Chambimbal	55
Tabla 7. Caudales característicos del río Guadalajara en la estación El Vergel (1972- 2008)	59
Tabla 8. Propiedades hidráulicas y geométricas en el río Guadalajara - estación El Vergel	65
Tabla 9. Factores de rugosidad de Manning, Chezy y Darcy en el río Guadalajara en diferentes secciones transversales	73
Tabla 10. Coeficientes de rugosidad de Manning y Chezy en la planicie de inundación cubierta de pastos en función de la profundidad de inundación	75
Tabla 11. Relación del número de Reynolds con el coeficiente de arrastre y la forma del cuerpo en el cual se produce el choque con el agua (W. F. Lindsey, 1938)	76
Tabla 12. Estimación de la rugosidad de Manning para planicies de inundación con árboles de diferentes tamaños de tronco	78
Tabla 13. Estimación de la rugosidad de Manning para planicies de inundación con guaguas de diferentes densidades por metro cuadrado	79
Tabla 14. Estimación de la rugosidad de Manning para planicies de inundación con cañaduzales de diferentes densidades por metro cuadrado	81
Tabla 15. Resultados de la concentración por peso, C_w , y la concentración volumétrica, C_v , para distintos valores de la concentración de sedimentos, C_s .	87
Tabla 16. Niveles de riesgos definidos en la metodología del PATRICOVA.	101
Tabla 17. Nivel del riesgo de acuerdo con el Procedimiento Simplificado del Plan Medioambiental del río Ebro y tramo Bajo del río Cauca	102
Tabla 18. Definición de rangos de intensidad para inundaciones estáticas y dinámicas (Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales)	104
Tabla 19. Categorización de la inundación según el periodo de retorno (Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales)	105
Tabla 20. Matriz de niveles de amenaza por inundaciones	106
Tabla 21. Nivel Discreto de Amenaza (PREVENE, 2001)	108
Tabla 22. Definición de nivel de amenaza según García, Rodríguez y O'Brien	109
Tabla 23. Intensidad de la inundación según García, Rodríguez y O'Brien	109
Tabla 24. Intensidad de flujo de lodos según García, Rodríguez y O'Brien	109
Tabla 25. Frecuencia del flujo de lodos y probabilidad significativa	110
Tabla 26. Clasificación de magnitud del evento de acuerdo al volumen de detritos transportado	110
Tabla 27. Nivel de amenaza	111
Tabla 28. Nivel de frecuencia de los eventos de inundaciones y avenidas torrenciales	112
Tabla 29. Nivel de intensidad o magnitud del evento de inundación	112
Tabla 30. Nivel de amenaza según la frecuencia y la intensidad o magnitud de la inundación	114
Tabla 31. Clasificación de la amenaza por inundaciones	114
Tabla 32. Nivel de intensidad o magnitud de la amenaza por avenidas torrenciales	115
Tabla 33. Nivel de amenaza según la frecuencia y la intensidad o magnitud de avenidas torrenciales	116
Tabla 34. Clasificación del nivel de amenaza por avenidas torrenciales	117

Tabla 35. Parámetro de resistencia K para flujo laminar y diferentes superficies	123
Tabla 36. Diámetros característicos y contenido de arcillas de las matrices de flujos de lodos (O'Brien y Julien, 1988)	124
Tabla 37. Coeficientes para la determinación de esfuerzos cortantes y viscosidad de las matrices de flujos de lodos	125
Tabla 38. Valores del parámetro de resistencia K para flujo laminar en función de los valores de la rugosidad de Manning en la llanura de inundación	133
Tabla 39. Valores estimados del coeficiente de rugosidad de Manning en la planicie aluvial de la zona de estudio del municipio de Buga	140
Tabla 40. Factores de rugosidad de Manning en el cauce principal del río Guadalajara	141
Tabla 41. Descripción de las principales obras estructurales para control de las crecientes e inundaciones	238
Tabla 42. Áreas de la zona urbana y de expansión urbana amenazadas por inundaciones	244
Tabla 43. Áreas de la zona urbana y de expansión urbana amenazadas por avenidas torrenciales	244
Tabla 44. Áreas de la zona urbana amenazadas conjuntamente por inundaciones y avenidas torrenciales	245

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Esquema de las derivaciones del río Guadalajara en la zona de estudio.	29
Figura 2 Localización de la zona de estudio en el municipio de Guadalajara de Buga.	30
Figura 3. Sección transversal del río Guadalajara en la abscisa $K0 + 159.65$, localizada aproximadamente 159.65 m aguas abajo de la estación El Vergel.	38
Figura 4. Sección transversal del río Guadalajara en la abscisa $K5 + 630.65$.	38
Figura 5. Sección transversal de la quebrada Chambimbal en la abscisa $K3 + 017.651$	39
Figura 6. Sección transversal de la quebrada La Honda en la abscisa $K1 + 326.57$	39
Figura 7. Sección transversal de la quebrada La Pachita en la abscisa $K1 + 180.12$.	40
Figura 8. Sección transversal de la acequia Chambimbal en la abscisa $K1 + 271.81$.	40
Figura 9. Sección transversal de la acequia El Albergue en la abscisa $K0 + 621$.	41
Figura 10. Sección transversal de la acequia La Julia en la abscisa $K1 + 265.24$.	41
Figura 11. Sección transversal de la acequia El Chircal en la abscisa $K0 + 000$.	42
Figura 12. Hidrógrafas de caudales en el río Guadalajara (estación El Vergel) para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.	43
Figura 13. Hidrógrafas de caudales en la quebrada La Pachita para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.	43
Figura 14. Hidrógrafas de caudales en la quebrada La Honda para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.	44
Figura 15. Hidrógrafas de caudales en la quebrada Chambimbal para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.	44
Figura 16. Hietogramas de precipitaciones para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años en la zona de estudio del municipio de Buga.	45
Figura 17. Tipos de marcos utilizados para el análisis granulométrico (a) Marco de 2 m x 2 m (b) Marco de 1 m x 1 m.	48
Figura 18. Identificación de partículas para el análisis granulométrico de malla-número (a) Muestra fotográfica (b) Partículas delimitadas en las intersecciones de la malla.	49
Figura 19. Curvas granulométricas del material superficial del lecho en varios sectores del río Guadalajara, utilizando mallas de 1 m x 1 m.	53
Figura 20. Curvas granulométricas del material superficial del lecho en varios sectores del río Guadalajara, utilizando mallas de 2 m x 2 m.	54
Figura 21. Cuenca del río Guadalajara.	57
Figura 22. Curva de calibración nivel – caudal.	60

Figura 23. Caudales medios mensuales multianuales.	60
Figura 24. Caudales medios, máximos y mínimos instantáneos anuales.	61
Figura 25. Análisis de eventos extremos en el río Guadalajara, estación El Vergel.	62
Figura 26. Curvas de variación estacional de caudales en el río Guadalajara.	63
Figura 27. Curva de duración de caudales diarios en el río Guadalajara, estación El Vergel.	64
Figura 29. Relaciones entre los niveles de agua y los parámetros hidráulicos y geométricos en el río Guadalajara.	66
Figura 30. Perfil longitudinal del río Guadalajara en la zona de estudio.	67
Figura 31. Perfil longitudinal de la quebrada Chambimbal en la zona de estudio.	67
Figura 32. Perfil longitudinal del río Guadalajara en la zona de estudio dividido por zonas para el cálculo de la pendiente.	69
Figura 33. Perfil longitudinal de la quebrada Chambimbal en la zona de estudio dividido por zonas para el cálculo de la pendiente.	70
Figura 34. Coeficiente de Chezy en función de la profundidad de inundación en la planicie (de Vries, 1993).	74
Figura 35. Clases de flujo.	88
Figura 36. Clasificación de flujos según Meunier (1991).	88
Figura 37. Perfil de un frente de detritos (Fuente: Schatzman, 2005).	89
Figura 38. Morfología de la huella de los flujos detríticos (Fuente: Véosla, 2005).	89
Figura 39. Perfil de un frente de detritos (Fuente: Véosla, 2005)	90
Figura 40. Relación esfuerzo cortante – deformación para distintas clases de fluidos.	91
Figura 41. Clasificación de las zonas de inundación de acuerdo con la Agencia Catalana del Agua.	99
Figura 42. Zona de intenso desagüe definida por la Agencia Catalana del Agua.	99
Figura 43. Definición de rangos de intensidad para inundaciones estáticas y dinámicas (Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales).	104
Figura 44. Metodología para la estructuración de un escenario de riesgo	107
Figura 45. Nivel de intensidad o magnitud de la amenaza por inundaciones.	113
Figura 46. Nivel de intensidad o magnitud de la amenaza por avenidas torrenciales.	116
Figura 47. Cálculo del caudal a través de las fronteras de los elementos de la malla computacional	128
Figura 48. Extensión del canal sobre varios elementos de la malla.	134
Figura 49. Esquematación de una simulación en el modelo FLO-2D.	135
Figura 50. Comparación entre los diámetros característicos de tres muestras tipo y los resultados de las hidrometrías en el municipio de Buga.	143
Figura 51. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 11 - K1 + 950.19.	152
Figura 52. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 11 - K1 + 950.19.	152
Figura 53. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en el caudal Río Guadalajara - Sección 11 - K1 + 950.19.	153
Figura 54. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 31 - K4 + 516.81.	153
Figura 55. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 31 - K4 + 516.81.	154
Figura 56. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en el caudal Río Guadalajara - Sección 31 - K4 + 516.81.	154
Figura 57. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 56 - K8 + 415.08	155
Figura 58. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 56 - K8 + 415.08.	155
Figura 59. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en el caudal Río Guadalajara - Sección 56 - K8 + 415.08.	156
Figura 60. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en la profundidad del flujo Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1 + 967.635.	156

Figura 61. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en la velocidad del flujo Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635.	157
Figura 62. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en el caudal Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635.	157
Figura 63. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19.	158
Figura 64. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19.	158
Figura 65. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en el caudal Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19.	159
Figura 66. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.18.	159
Figura 67. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81	160
Figura 68. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en el caudal Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81.	160
Figura 69. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08	161
Figura 70. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08.	161
Figura 71. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en el caudal Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08.	162
Figura 72. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en la profundidad del flujo Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635.	162
Figura 73. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en la velocidad del flujo Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635.	163
Figura 74. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en el caudal Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635.	163
Figura 75. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19.	164
Figura 76. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19	164
Figura 77. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en el caudal Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19	165
Figura 78. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.18.	165
Figura 79. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81.	166
Figura 80. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en el caudal Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81.	166
Figura 81. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08.	167
Figura 82. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08.	167
Figura 83. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en el caudal Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08	168
Figura 84. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en la profundidad del flujo Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635.	168
Figura 85. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en la velocidad del flujo Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635	169
Figura 86. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en el caudal Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635.	169
Figura 87. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la limitación del número de Froude del canal en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19.	170

Figura 88. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la limitación del número de Froude del canal en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19.	170
Figura 89. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la limitación del número de Froude del canal en el caudal Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19.	171
Figura 90. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la limitación del número de Froude del canal en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.18.	171
Figura 91. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la limitación del número de Froude del canal en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81	172
Figura 92. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la limitación del número de Froude del canal en el caudal Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81	172
Figura 93. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la limitación del número de Froude del canal en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08	173
Figura 94. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la limitación del número de Froude del canal en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08	173
Figura 95. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la limitación del número de Froude del canal en el caudal Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08	174
Figura 96. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la limitación del número de Froude del canal en la profundidad del flujo Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635	174
Figura 97. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la limitación del número de Froude del canal en la velocidad del flujo Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635	175
Figura 98. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la limitación del número de Froude del canal en el caudal Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635	175
Figura 99. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del tamaño de la celda de la malla, en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19	176
Figura 100. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del tamaño de la celda de la malla, en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19	176
Figura 101. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del tamaño de la celda de la malla, en el caudal Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19	177
Figura 102. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del tamaño de la celda de la malla, en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81	177
Figura 103. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del tamaño de la celda de la malla, en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81	178
Figura 104. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del tamaño de la celda de la malla, en el caudal Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81	178
Figura 105. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del tamaño de la celda de la malla, en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08	179
Figura 106. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del tamaño de la celda de la malla, en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08	179
Figura 107. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del tamaño de la celda de la malla, en el caudal Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08	180
Figura 108. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del tamaño de la celda de la malla, en la profundidad del flujo Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635	180
Figura 109. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del tamaño de la celda de la malla, en la velocidad del flujo Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635	181
Figura 110. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del tamaño de la celda de la malla, en el caudal Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635	181
Figura 111. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del intervalo de tiempo computacional en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 11 - K1 + 950.19	182
Figura 112. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del intervalo de tiempo computacional en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 11 - K1 + 950.19	182
Figura 113. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del intervalo de tiempo computacional en el caudal Río Guadalajara - Sección 11 - K1 + 950.19	183
Figura 114. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del intervalo de tiempo computacional en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 31 - K4 + 516.81	183

Figura 115. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del intervalo de tiempo computacional en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 31 – K4 + 516.81	184
Figura 116. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del intervalo de tiempo computacional en el caudal Río Guadalajara - Sección 31 – K4 + 516.81	184
Figura 117. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del intervalo de tiempo computacional en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 56 – K8 + 415.08	185
Figura 118. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del intervalo de tiempo computacional en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 56 – K8 + 415.08	185
Figura 119. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del intervalo de tiempo computacional en el caudal Río Guadalajara - Sección 56 – K8 + 415.08	186
Figura 120. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del intervalo de tiempo computacional en la profundidad del flujo Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635	186
Figura 121. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del intervalo de tiempo computacional en la velocidad del flujo Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635	187
Figura 122. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del intervalo de tiempo computacional en el caudal Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635	187
Figura 123. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19	188
Figura 124. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19	188
Figura 125. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en el caudal Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19	189
Figura 126. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 31 – K4+516.81	189
Figura 127. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 31 – K4+516.81	190
Figura 128. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en el caudal Río Guadalajara - Sección 31 – K4+516.81.	190
Figura 129. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 56 – K8+415.08.	191
Figura 130. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 56 – K8+415.08.	191
Figura 131. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en el caudal Río Guadalajara - Sección 56 – K8+415.08	192
Figura 132. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en la profundidad del flujo Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1+967.635	192
Figura 133. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en la velocidad del flujo Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1+967.635	193
Figura 134. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en el caudal Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1+967.635	193
Figura 135. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19	194
Figura 136. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19	194
Figura 137. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en el caudal Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19	195
Figura 138. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81	195
Figura 139. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81	196
Figura 140. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en el caudal Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81	196

Figura 141. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en la profundidad del flujo Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08	197
Figura 142. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en la velocidad del flujo Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08	197
Figura 143. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en el caudal Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08	198
Figura 144. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en la profundidad del flujo Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635	198
Figura 145. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en la velocidad del flujo Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635	199
Figura 146. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en el caudal Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635	199
Figura 147. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente Fenómeno inundaciones - Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años Río Guadalajara - Sección 11 - K1 + 950.19	200
Figura 148. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 11 - K1 + 950.19	200
Figura 149. Variación del caudal durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 11 - K1 + 950.19	201
Figura 150. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 31 - K4 + 516.81	201
Figura 151. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 31 - K4 + 516.81	202
Figura 152. Variación del caudal durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 31 - K4 + 516.81	202
Figura 153. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 56 - K8 + 415.08	203
Figura 154. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 56 - K8 + 415.08	203
Figura 155. Variación del caudal durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 56 - K8 + 415.08	204
Figura 156. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1 + 967.635	204
Figura 157. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1 + 967.635	205
Figura 158. Variación del caudal durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1 + 967.635	205
Figura 159. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Quebrada La Pachita- Sección 11 - K0 + 879.24	206
Figura 160. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Quebrada La Pachita- Sección 11 - K0 + 879.24	206
Figura 161. Variación del caudal durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Quebrada La Pachita- Sección 11 - K0 + 879.24	207
Figura 162. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Quebrada La Honda- Sección 9 - K1 + 533.53	207
Figura 163. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Quebrada La Honda- Sección 9 - K1 + 533.53	208
Figura 164. Variación del caudal durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Quebrada La Honda- Sección 9 - K1 + 533.53	208
Figura 165. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en el río Guadalajara para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de inundaciones)	209

Figura 166. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en la quebrada Chambimbal para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de inundaciones)	209
Figura 167. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en la Quebrada La Honda para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de inundaciones)	210
Figura 168. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en la Quebrada La Pachita para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de inundaciones)	210
Figura 169. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en el río Guadalajara para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de inundaciones)	211
Figura 170. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en la quebrada Chambimbal para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de inundaciones)	211
Figura 171. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en la Quebrada La Honda para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de inundaciones)	212
Figura 172. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en la Quebrada La Pachita para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de inundaciones)	212
Figura 173. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en el río Guadalajara para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de inundaciones)	213
Figura 174. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en la quebrada Chambimbal para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de inundaciones)	213
Figura 175. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en la Quebrada La Honda para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de inundaciones)	214
Figura 176. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en la Quebrada La Pachita para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de inundaciones)	214
Figura 177. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 11 – K1 + 950.19	215
Figura 178. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 11 – K1 + 950.19	215
Figura 179. Variación de del caudal durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 11 – K1 + 950.19	216
Figura 180. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 31 – K4 + 516.81	216
Figura 181. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 31 – K4 + 516.81	217
Figura 182. Variación del caudal durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 31 – K4 + 516.81	217
Figura 183. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 56 – K8 + 415.08	218
Figura 184. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 56 – K8 + 415.08	218
Figura 185. Variación del caudal durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 56 – K8 + 415.08	219
Figura 186. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635	219
Figura 187. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635	220
Figura 188. Variación del caudal durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635	220
Figura 189. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Acequia La Pachita- Sección 11 – K0 – 879.24	221
Figura 190. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Acequia La Pachita- Sección 11 – K0 – 879.24	221
Figura 191. Variación del caudal durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Acequia La Pachita- Sección 11 – K0 + 879.24	222

Figura 192. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Acequia La Honda- Sección 9 – K1 + 533.53.	222
Figura 193. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Acequia La Honda- Sección 9 – K1 + 533.53.	223
Figura 194. Variación del caudal durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Acequia La Honda- Sección 9 – K1 + 533.53.	223
Figura 195. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en el río Guadalajara para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de avenidas torrenciales)	224
Figura 196. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en la quebrada Chambimbal para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de avenidas torrenciales)	224
Figura 197. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en la acequia La Honda para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de avenidas torrenciales)	225
Figura 198. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en la acequia La Pachita para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de avenidas torrenciales)	225
Figura 199. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en el río Guadalajara para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de avenidas torrenciales)	226
Figura 200. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en la quebrada Chambimbal para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de avenidas torrenciales)	226
Figura 201. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en la acequia La Honda para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de avenidas torrenciales)	227
Figura 202. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en la acequia La Pachita para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de avenidas torrenciales)	227
Figura 203. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en el río Guadalajara para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de avenidas torrenciales)	228
Figura 204. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en la quebrada Chambimbal para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de avenidas torrenciales)	228
Figura 205. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en la acequia La Honda para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de avenidas torrenciales)	229
Figura 206. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en la acequia La Pachita para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de avenidas torrenciales)	229
Figura 207 Mapa de inundaciones – Periodo de retorno de 10 años.	246
Figura 208 Mapa de inundaciones – Periodo de retorno de 30 años.	247
Figura 209 Mapa de inundaciones – Periodo de retorno de 100 años.	248
Figura 210 Mapa de avenidas torrenciales – Periodo de retorno de 10 años.	249
Figura 211 Mapa de avenidas torrenciales – Periodo de retorno de 30.	250
Figura 212 Mapa de avenidas torrenciales – Periodo de retorno de 100 años.	251
Figura 213 Mapa de amenaza por inundaciones – Periodo de retorno de 10 años.	252
Figura 214 Mapa de amenaza por inundaciones – Periodo de retorno de 30 años.	253
Figura 215 Mapa de amenaza por inundaciones – Periodo de retorno de 100 años.	254
Figura 216 Mapa de amenaza por avenidas torrenciales – Periodo de retorno de 10 años.	255
Figura 217 Mapa de amenazas por avenidas torrenciales – Periodo de retorno de 30 años.	256
Figura 218 Mapa de amenaza por avenidas torrenciales – periodo de retorno de 100 años.	257
Figura 219 Mapa de amenaza por inundaciones, municipio de Buga.	258
Figura 220 Mapa de amenaza por avenidas torrenciales, municipio de Buga.	259
Figura 221 Mapa integrado de amenaza por inundaicones y avenidas torrenciales, municipio de Buga.	260

INDICE DE FOTOS

Foto 1. Estación hidrométrica El Vergel.	33
Foto 2. Puente del Ferrocarril (Carrera 20) en la zona urbana.	33
Foto 3. Cruce de la quebrada Chambimbal con el puente de la vía Panorámica.	33
Foto 4. Quebrada Chambimbal.	33
Foto 5. Quebrada La Honda.	34
Foto 6. Quebrada La Honda después de la desembocadura de la quebrada La Pachita.	34
Foto 7. Quebrada La Pachita en el casco urbano del municipio de Buga.	34
Foto 8. Quebrada La Pachita en la Calle 24 con Carrera 16, antes de desembocar en la quebrada La Honda.	34
Foto 9. Quebrada La Honda después de la desembocadura de la quebrada La Pachita.	35
Foto 10. Quebrada La Honda en el cruce con la vía Panamericana.	35
Foto 11. Bocatoma Chambimbal.	35
Foto 12. Acequia Chambimbal sobre la quebrada Varelas o La Pachita, al norte del municipio.	35
Foto 13. Bocatoma El Albergue.	36
Foto 14. Acequia El Albergue.	36
Foto 15. Toma de agua de la acequia La Julia.	36
Foto 16. Acequia La Julia.	36
Foto 17. Acequia El Chircal inmediatamente aguas abajo del puente de la Carrera 12 (La Libertad).	37
Foto 18. Bocatoma de la acequia El Chircal.	37
Foto 19. Acequia El Chircal a su paso por el barrio Los Ángeles.	37

1. INTRODUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

Las inundaciones y las avenidas torrenciales son dos de los fenómenos naturales que mayores estragos y daños causan a nivel mundial. Si se tiene en cuenta la distribución geográfica de las distintas amenazas naturales, las inundaciones y las avenidas torrenciales son, sin duda, los más generalizados, pues afectan a todos los países del mundo. Algunos ejemplos recientes de inundaciones importantes son las acaecidas en Francia (1992), Europa Central (1992, 1993, 1995, 2002, 2005), Italia (1994, 2000), República Checa y Polonia (1997), Suecia (2000), Estados Unidos, Bangladesh, China, Guatemala, Honduras, Somalia y Sudáfrica durante la década de los 90 (European Comision, 1997a; 1997b; 2000; United Nations, 2002), y las inundaciones ocurridas en New Orleans como consecuencia del huracán Katrina en agosto de 2005.

En Colombia, las inundaciones originadas por los desbordamientos de los ríos son altamente frecuentes a lo largo y ancho del territorio nacional. Casi todas las regiones del país son vulnerables a las inundaciones, que pueden presentarse en los ríos principales, y también a veces la población resulta afectada por el desborde de quebradas y ríos pequeños.

Las avenidas torrenciales o flujos de lodos son fenómenos que ocurren en los ríos o quebradas por efecto inicial de un deslizamiento. Se caracterizan por ser homogéneos, es decir, son monofásicos. Es un movimiento en masa, que se desplaza ladera abajo por efecto de las fuerzas gravitacionales o por causas naturales.

Las comunidades asentadas en zonas aledañas a las regiones montañosas pueden estar en riesgo a causa de las avenidas torrenciales, pues éstas son muchas veces responsables de pérdidas de vidas y daños a la infraestructura. Caracterizadas por una alta velocidad del flujo y grandes fuerzas de impacto, tienen un potencial erosivo y destructor mucho mayor que el de las inundaciones. En combinación con la poca predictibilidad temporal, las avenidas torrenciales representan una amenaza para asentamientos humanos, zonas agrícolas y ganaderas y vías, entre otros tipos de infraestructura localizados sobre el abanico aluvial, es decir, en la parte plana donde todos los escombros y materiales transportados son depositados.

Por ello es importante que las áreas amenazadas por estos fenómenos sean identificadas con el fin de estimar la vulnerabilidad de los elementos expuestos y determinar los escenarios de riesgo. Éstos permitirán plantear y analizar diferentes alternativas con el propósito de prevenir, mitigar o controlar la amenaza por este tipo de fenómenos y definir posteriormente el uso adecuado de dichas áreas. En muchos casos, esto puede verse reflejado tanto en proyectos de reubicación como modificaciones de los planes de ordenamiento territorial en cuanto a las futuras áreas de expansión de los municipios. Para cumplir con esta tarea se debe desarrollar una metodología para delimitar las zonas vulnerables a este tipo de amenazas.

El municipio de Guadalajara de Buga en el departamento del Valle del Cauca es un municipio con vocación agropecuaria que se encuentra ubicado a unos 73 km al norte de la

ciudad de Cali. Su economía se basa principalmente en las tareas y labores agropecuarias realizadas en sus tierras planas y de ladera.

El municipio de Guadalajara de Buga está conformado por dos regiones diferentes: una región plana, situada al occidente sobre el valle del río Cauca, y otra montañosa, ubicada al oriente, que comprende la vertiente occidental de la cordillera Central, con alturas superiores a los 4000 msnm. Entre los accidentes orográficos se destacan los páramos de Las Herosas, Miraflores, Salado, La Suiza y La Rusia, las Cuchilla del Rosario, Los Altos de La Imprenta y Pan de Azúcar y el Cerro Mesetas, con alturas que van desde los 4100 hasta los 4205 msnm.

Sus tierras se distribuyen en los siguientes pisos térmicos: cálido 168 km², medio 150 km², frío 324 km² y páramo 190 km². Están regadas por los ríos: Cauca, Guadalajara, Loro, Sonso y Tuluá, además de numerosas corrientes menores (quebradas La Pachita, La Honda y Chambimbal). Cerca del río Cauca se encuentran las Ciénagas del Cedral y Chircal o Laguna de Sonso.

Por su ubicación en el corazón del Valle del Cauca, su interesante arquitectura, la calidad de sus productos agrícolas, cruce de caminos entre el norte y al sur de Colombia, la vecindad con Buenaventura, su eficiente comunicación con el centro del país por excelentes carreteras, la proximidad a los aeropuertos internacionales Alfonso Bonilla Aragón y el de carga Santa Ana en Cartago, más su atractivo turístico, hacen que Guadalajara de Buga genere un gran potencial en cuanto a desplazamiento de turistas y viajeros de negocios que se dan cita en convenciones y reuniones empresariales.

Las principales actividades económicas son: la ganadería, la agricultura, el comercio y la industria. Sobresalen los cultivos de algodón, soya, maíz, millo, café, caña de azúcar, plátano, fríjol, papa, yuca, cacao, sorgo, hortalizas y frutales.

Funcionan grandes casas comerciales y varias industrias. En su jurisdicción se encuentran yacimientos de oro, plata, hierro, yeso y carbón.

Dispone de los servicios de energía eléctrica, alcantarillado, teléfono, hospitales y clínicas, teatros, centros de salud, coliseo de ferias, estadio, hoteles, bancos, bibliotecas, academia de historia y emisoras.

El municipio de Buga ha tenido problemas por inundaciones y avenidas torrenciales, debido al desbordamiento del río Guadalajara y de algunas quebradas y acequias durante periodos de invierno intenso. En el presente estudio se determinó el nivel de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales en el perímetro urbano y las zonas de expansión del municipio de Guadalajara de Buga en el departamento del Valle del Cauca. Para ello se aplicó una metodología para la determinación de los mapas de amenaza, de acuerdo con los niveles de amenaza definidos. Además se efectuó la caracterización hidráulica y sedimentológica de los cauces de la zona de estudio con el fin de implementar un modelo matemático para simular los fenómenos de inundación y avenidas torrenciales.

El estudio comprende dos grandes partes:

En la primera se presenta la recolección de información y la conceptualización general del tema de las crecientes, inundaciones y avenidas torrenciales, los antecedentes históricos para la determinación de las amenazas por inundaciones y avenidas torrenciales, las mediciones de campo y el marco conceptual de la amenaza. Finalmente se establece una metodología para determinar los mapas de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales.

La segunda parte corresponde específicamente al desarrollo del estudio de amenaza en el municipio de Guadalajara de Buga, en el cual se determinan los mapas de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales aplicando los procedimientos indicados en la metodología establecida previamente.

Esta estructura general del estudio se detalla en los siguientes capítulos:

Capítulo 1: Introducción. En este capítulo se exponen los motivos que justifican el presente trabajo, los objetivos y la organización del documento.

Capítulo 2: Recolección de información. Se incluye la información recopilada acerca los eventos históricos registrados por diferentes organismos e instituciones, principalmente por la CVC. Esta revisión y análisis de los eventos históricos permitió establecer los cauces y canales a evaluar. El objetivo de este capítulo es brindar una idea más clara acerca del contexto de la zona de estudio.

Capítulo 3: Investigación de campo. En este capítulo se incluye la delimitación de la zona de estudio y los resultados de los trabajos de campo realizados por los grupos de topografía e hidrología.

Capítulo 4: Caracterización sedimentológica. En este capítulo se presentan los resultados de los análisis granulométricos del material del lecho de los cauces, incluyendo los principales diámetros característicos y se describen los métodos utilizados. También se incluyen los resultados de los trabajos de campo de los estudios geotécnicos realizados.

Capítulo 5: Caracterización hidráulica. En este capítulo se presentan los caudales característicos, las curvas de variación estacional, los caudales máximos o de crecientes, las curvas de duración de caudales, las relaciones nivel-parámetros hidráulicos y geométricos y las relaciones caudal-parámetros hidráulicos y geométricos del río Guadalajara en la estación hidrométrica El Vergel; también se incluye la determinación de la pendiente media, los perfiles y la rugosidad del lecho y la planicie del río Guadalajara y las quebradas La Pachita, La Honda y Chambimbal.

Capítulo 6: Definiciones, clasificaciones del flujo y reología y mecánica de lodos. En este capítulo se definen las clases de flujo, así como la clasificación respecto a la concentración

volumétrica de sedimentos establecida por varios autores. Además se definen los conceptos de reología y mecánica de lodos asociados al fenómeno de avenidas torrenciales.

Capítulo 7: Metodología. En este capítulo se presenta la metodología establecida para la determinación de los mapas de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales, en la que se definen los límites o umbrales en la magnitud y la frecuencia de la amenaza para determinar los niveles de amenaza.

Capítulo 8: Modelación matemática. Aquí se especifican las características generales del modelo matemático bidimensional FLO-2D utilizado en el estudio así como las ecuaciones hidrodinámicas y de los sedimentos que resuelve el modelo. Es posiblemente el capítulo más importante, ya que con base en toda la información recopilada en los capítulos previos se procede a realizar la modelación hidrodinámica. Se incluyen los parámetros de entrada al modelo como la rugosidad de los lechos de los cauces y planicies y las características reológicas de los materiales de arrastre. Se definen también los criterios empleados para la definición del área de estudio y la malla computacional, la topografía y la batimetría de los cauces considerados, la esquematización, la definición de las condiciones de frontera hidrodinámicas y sedimentológicas (tanto aguas arriba como aguas abajo) y los periodos de retorno adoptados para definir los distintos escenarios de recurrencia. Finalmente, este capítulo contiene la información referente a la calibración del modelo, así como el análisis de sensibilidad, la verificación y la modelación de los diferentes escenarios.

Capítulo 9: Evaluación de la amenaza. En este capítulo se determinan los diferentes escenarios contemplados y se establecen los diferentes niveles de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales para generar dichos mapas en el municipio de Guadalajara de Buga.

Capítulo 10: Conclusiones y recomendaciones. En este capítulo se consignan las principales conclusiones y recomendaciones del estudio.

2. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

2. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

2.1. INFORMACIÓN DE EVENTOS HISTÓRICOS

En la Subdirección de Recursos Hídricos de la Dirección Técnica ambiental de la CVC se recopiló información muy valiosa relacionada con los eventos históricos de inundaciones y avenidas torrenciales presentadas en el municipio de Guadalajara de Buga. Se revisaron los diferentes informes y documentos que contienen dicha información, en los cuales se describe el comportamiento de las corrientes de agua que se encuentran en la zona de estudio del municipio de Buga durante estos fenómenos, los niveles de agua alcanzados, los caudales registrados (si los hay) y las afectaciones a la infraestructura, instalaciones y viviendas del municipio. Los documentos en los que se obtuvo la información son los siguientes:

- La creciente del río Guadalajara de noviembre 29 de 1997. Rodrigo Ayala, Olga Patricia Villa, Freide Guzmán y Omar Chaves M. Informe técnico, CVC.
- Evaluación de las obras para prevenir y mitigar inundaciones en Guadalajara de Buga. 2002. Ingeniero José Francisco Torres Baquero. Informe técnico CVC 1130-09-028-086-204-2002.
- Predio La Rivera, margen derecha del río Guadalajara. 2001. Juan Guillermo Arango. Informe técnico CVC 1130-09-028-085-335-2.0001.
- Predio Ciprés, margen izquierda del río Guadalajara. 2001. Juan Guillermo Arango. Informe técnico CVC 1130-09-028-085-337-2.0001.
- Inestabilidad en el sector del viaducto, acequia Chambimbal. 2001. Ingeniero José Francisco Torres Baquero. Informe técnico CVC 1130-09-028-085-318-2.0001.
- Erosión marginal, parque El Vergel. 2002. Ingeniero José Francisco Torres Baquero. Informe técnico CVC 1130-09-028-086-280-2002.

Algunos de los aspectos más destacados en estos estudios sobre las características de las avenidas torrenciales e inundaciones acaecidas en el municipio de Buga son los siguientes:

El 29 de noviembre de 1997 se presentó una creciente torrencial en el río Guadalajara afectando gran parte de las instalaciones del parque El Vergel y el Hotel Guadalajara. En este evento los sitios más afectados fueron el concesionario de carros ubicado en la margen derecha del río, inmediatamente aguas arriba del puente de la Carrera 12 y el Patinódromo, ya que el nivel de agua rebasó el muro marginal a la altura del concesionario y el agua que llegó hasta este sitio arrastró los vehículos hasta el Patinódromo. En el Patinódromo se destruyeron las barandas y las pistas quedaron colmatadas con sedimentos y escombros.

Adicionalmente, el lecho del río a la altura del puente colonial de la Carrera 12 sufrió socavación frente a la pila central del mismo.

En la zona de ladera, de acuerdo con la información pluviométrica de la CVC y suministrada por las personas de la región, el área más afectada en el evento del 29 de noviembre corresponde a las cuencas de las quebradas La Magdalena (parte baja), La Negra y La Zapata (partes media y alta en el sector conformado por sus afluentes La Margarita, La Cristalina y Santa Bárbara), donde se estimaron caudales entre 190 y 200 m³/s en la quebrada La Zapata. En la estación El Vergel (río Guadalajara) fue registrado un caudal de 260 m³/s, el cual es inferior a la suma de los caudales de las quebradas, debido muy posiblemente a la deformación que sufren los caudales picos en el tránsito desde la parte alta de la cuenca hasta la parte más baja de la misma.

Posteriormente en el mes de noviembre de 1999, en la vereda La Piscina, debido a una creciente y muy posiblemente a la intervención antrópica (al haber desviado el río y construido obras en el cauce), se presentó erosión en el talud de la margen izquierda del río inundando el predio.

En el año 2001, a 3 km al norte de la cabecera municipal de Buga se presentó erosión severa de la margen derecha de la quebrada Chambimbal, donde en 1993 había colapsado una contrapresa que junto con un empedrado escalonado se había construido para la protección de la cimentación del viaducto. Estos fenómenos han ocurrido –según se indica en el documento– debido a causas naturales y también antrópicas, como la extracción de materiales del lecho, la falta de protección del barranco y la falta de mantenimiento del viaducto desde 1997.

La lluvia torrencial del 29 de noviembre de 2007 afectó la cuenca del río Guadalajara y ocasionó problemas en la ciudad de Buga. La estación La Magdalena registró 127 mm de lluvia con un caudal del orden de 280 m³/s, provocando el desbordamiento del río en el parque El Vergel. Se produjo el desplome del muro de cierre de una de las canchas frente a las cuales se ubica la bocatoma El Albergue, afectada por la socavación local, con la semidestrucción de la contrapresa de los muros laterales (aletas) y del canal de conducción sobre la margen izquierda. En la margen derecha del tramo del río comprendido entre los puentes El Derrumbado y la Carrera 9, las crecientes ocasionaron erosión lateral, causando daños en varias casas del barrio El Carmelo.

Como consecuencia de las fuertes lluvias registradas el 19 y el 28 de marzo de 2002, en la zona urbana de Buga y las microcuencas de las quebradas La Honda y La Pachita se presentaron inundaciones en los barrios Los Rosales, Las Palmitas, Bello Horizonte, el Jardín, Jorge Eliécer Gaitán y la zona industrial, al desbordarse dichas quebradas. Esto ocasionó pérdidas económicas, erosión y deslizamiento en la zona de ladera por donde la acequia Chambimbal bordea la zona urbana del municipio.

En la quebrada La Honda los desbordamientos ocurrieron en terrenos del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar (ICBF) y 200 m aguas abajo del cruce de la quebrada con la variante norte de la doble calzada Buga – Tuluá – La Paila. La quebrada cerca del ICBF tiene una sección única de 4 m de ancho y 2 m de profundidad con sedimentos en el fondo del cauce. El agua desbordada se canalizó por la zanja destinada para la rectificación de la quebrada La Honda, desbordándose posteriormente. El remanso en la zanja destinada para la rectificación de la quebrada La Honda, localizado a partir de la confluencia de la zanja con dicha quebrada, fue propiciado por la acumulación de sedimentos y por la formación de una empalizada aguas arriba de la alcantarilla doble en la Carrera 16 con Calle 30. Finalmente, en el cruce de la quebrada La Honda con la Carrera 16 hubo un desbordamiento que afectó el barrio El Rosal, debido a la reducción de la capacidad del cauce por la acumulación de sedimentos y escombros.

En la acequia Chambimbal se presentó un desbordamiento en el sitio donde se encuentra la entrega de un drenaje natural en la zona de ladera (barrio Alto Bonito). En este lugar se presentó en abril de 2001 un deslizamiento rotacional después de una fuerte lluvia, ocasionando la obstrucción en un tramo de la acequia e inundando los barrios aledaños. En este sitio se presentó nuevamente el taponamiento de la acequia durante el periodo invernal de marzo de 2009, debido a los sedimentos aportados por las aguas de escorrentía provenientes del barrio Alto Bonito. También se presentó desbordamiento frente al barrio Las Palmitas.

En la quebrada La Pachita, en la misma época de marzo de 2002, se identificó únicamente un sitio de desbordamiento a su paso por el casco urbano de Buga, localizado en el cruce de la quebrada con la Calle 25 y la Carrera 16, donde existe una alcantarilla doble que fue obstruido por la acumulación de sedimentos y la empalizada formada debido a la falta de mantenimiento en la quebrada. Esto propició el remanso aguas arriba de la alcantarilla en una longitud aproximada de 300 m, ocasionando el desborde de la quebrada e inundando parte del parque El Jardín y algunas cuadras de los barrios Jorge Eliécer Gaitán y Popular. Además, en las Carreras 14 y 13 existen dos puentes vehiculares sobre la quebrada La Pachita, los cuales tienen una luz de aproximadamente 4 m y un gálibo de 0.8 m, lo cual ocasionó la empalizada y posterior desbordamiento de la quebrada en este sector.

2.2. INFORMACIÓN SOBRE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS CAUCES DE LA ZONA DE ESTUDIO DEL MUNICIPIO BUGA

La información disponible sobre las principales características geométricas, físicas e hidráulicas de los cauces en la zona de estudio del municipio de Buga se obtuvo principalmente en la CVC. Entre los estudios, documentos e información más destacados se pueden mencionar los siguientes:

- Análisis y diseño de las obras que se deben rehabilitar y construir para conservar y estabilizar la infraestructura física de las bocatomas Chambimbal y El Albergue

ubicadas en el cauce del río Guadalajara, municipio de Guadalajara de Buga. Informe CVC, 1996.

- Estudios geológicos. Embalses de regulación en las quebradas San Pedro y Chambimbal. Informe CVC, 1996.
- Catálogo y fichas técnicas de las cuencas: Bugalagrande, Guadalajara, Morales, La Honda, El Ahorcado y Chambimbal. Informe CVC, 1997.
- Río Guadalajara. Inventario de Bocatomas. Informe CVC, 1998.

De estos documentos se extrajeron principalmente los registros de eventos históricos.

3. INVESTIGACIÓN DE CAMPO

3. INVESTIGACIONES DE CAMPO

El reconocimiento de la zona de estudio en el municipio de Buga se dio inicio con las visitas de campo realizadas los días 24 de marzo, 8 y 18 de mayo de 2009, donde se recorrió el casco urbano y las zonas de expansión urbana para la identificación de las corrientes de agua (cauces naturales, acequias, canales) a considerar y analizar en el estudio. Además, se visitaron la oficina regional de la CVC y la Alcaldía Municipal (oficina de Planeación Municipal) para la recolección de información (Plan de Ordenamiento Territorial (POT), Plan Local de Emergencias (PLE), informes del Comité Local de Prevención y Atención de Desastres (CLOPAD), registros de eventos históricos, informes técnicos, etc.).

3.1. CAUCES EN LA ZONA DE ESTUDIO

La información recopilada y consultada permitió identificar los diferentes cauces que transitan por el casco urbano del municipio de Buga. Entre las corrientes que históricamente han generado problemas por inundaciones y avenidas torrenciales se destacan el río Guadalajara, las acequias Chambimbal, La Julia, El Albergue y El Chircal y las quebradas Chambimbal, La Honda y La Pachita.

El principal cauce que atraviesa el municipio de Buga es el río Guadalajara, el cual presenta problemas de desbordamiento en toda su longitud (especialmente sobre la margen derecha), afectando los barrios aledaños como El Vergel, La Merced y El Carmelo, donde el río se desborda cubriendo la zona urbana hasta unos 100 m desde la orilla, es decir, entre las Calles 1 y 2, aproximadamente.

También existen en el municipio algunas acequias, que aunque fueron destinadas originalmente para riego, se han convertido en canales colectores de las aguas de escorrentía y residuales; esto ocasiona su desbordamiento ya que la capacidad de estos canales es excedida con cierta frecuencia. Esto ocurre en las acequias Chambimbal, El Albergue, La Julia y El Chircal. Los desbordamientos de las acequias afectan los barrios Revolución, Horizonte, Los Ángeles, Santa Rita, La Julia y La Remonta, entre otros.

Además de las acequias, existen tres quebradas que atraviesan la zona urbana y la zona de expansión urbana, que son las quebradas Chambimbal, La Honda y La Pachita o Varelas, la cual se encuentra canalizada a su paso por la zona urbana. Estas quebradas se encuentran en la zona norte del casco urbano, la cual ha resultado afectada durante las crecientes torrenciales debido al desbordamiento de las quebradas.

La quebrada La Honda es usada para riego y se origina en un sistema de humedales antes de la zona urbana, al occidente. Después de su paso por el casco urbano y aguas abajo de la desembocadura de la quebrada La Pachita, continúa su recorrido hasta desembocar finalmente en el río Cauca, cerca del municipio de Tuluá.

La acequia Chambimbal entrega parte de sus aguas a la quebrada Varelas, la cual a partir de este punto es conocida como quebrada La Pachita. La estructura de derivación se encuentra ubicada en la Calle 20A con Carrera 5, en el barrio Las Palmitas.

Principales derivaciones del río Guadalajara

A continuación se describe la ubicación y el caudal asignado a cada una de las derivaciones del río Guadalajara a su paso por el casco urbano del municipio de Buga, de acuerdo con la información extraída del Informe de bocatomas del río Guadalajara (CVC, 1998) y del Proyecto de reglamentación de los cauces del municipio de Guadalajara de Buga (CVC, 2000).

Derivación No. 4, margen derecha – Acequia Chambimbal

La derivación No. 4 – Acequia Chambimbal está ubicada sobre la margen derecha del río Guadalajara, 350 m aguas arriba del puente El Derrumbado de la ciudad de Buga. Recorre todo el municipio de Buga y continúa su recorrido hasta el municipio de San Pedro.

Descripción de la bocatoma

Su asignación es de 1.2 m³/s y su captación se hace mediante rejillas de barrotes verticales. La bocatoma tiene una estructura de captación que está formada por una rejilla frontal y dos laterales con barrotes verticales y un azud con machones para la instalación de tablonces. Una vez el agua entra por las rejillas cae a un pozo donde hay una compuerta de desfogue directo al río para retirar el sedimento que ingresa; posteriormente, el agua pasa por rebose a otro compartimiento donde se tiene una compuerta que da acceso al canal de conducción.

Esta toma tiene problemas de entrada de sedimentos gruesos y finos y en épocas de crecientes se taponan con materiales transportados por el río.

Derivación No. 6, margen izquierda – Acequia El albergue

La derivación No. 6 – Acequia El Albergue se encuentra ubicada sobre la margen izquierda del río Guadalajara en el predio El Albergue, unos 200 m aguas abajo del puente El Derrumbado. Continúa su recorrido hasta la desembocadura en la laguna de Sonso.

Descripción de la bocatoma

Esta derivación tiene una asignación de 0.54 m³/s y su captación es frontal. La captación para la acequia El Albergue existe desde antes de la creación de la CVC. En 1983 fue sometida a una reparación, efectuada por la Sección de Recursos Hídricos y Obras Menores de la CVC, porque las crecientes del río Guadalajara habían destruido el vertedero (perfil Creager) que ayudaba a garantizar el nivel de captación. Dicha reparación consistió en la construcción de una presa con machones para colocar tablonces y se construyó además una

contrapresa 3 m aguas abajo. Sin embargo, actualmente la bocatoma El Albergue no está en funcionamiento, lo cual implica que ya no se derivan aguas del río Guadalajara hacia esta acequia. No obstante, este cauce presenta desbordamientos en algunos sectores del casco urbano ya que recoge las aguas residuales y de escorrentía a su paso por la zona urbana. Por esta razón se incluyó en este estudio.

Derivación No. 7, margen izquierda – Acequia La Julia

La derivación No. 7 – Acequia La Julia está ubicada sobre la margen izquierda del río Guadalajara, en terrenos del municipio, unos 100 m aguas abajo del puente de la Carrera 9 en el casco urbano. El caudal asignado es de $0.034 \text{ m}^3/\text{s}$.

Derivación No. 9, margen izquierda – Acequia El Chircal

La derivación No. 9 – Acequia El Chircal se encuentra ubicada sobre la margen izquierda del río Guadalajara e inmediatamente aguas abajo del puente La Libertad (Carrera 12). El caudal asignado es de $0.098 \text{ m}^3/\text{s}$.

En la Figura 1 se muestra el esquema de las derivaciones y los aportes del río Guadalajara en la zona de estudio del municipio de Buga.

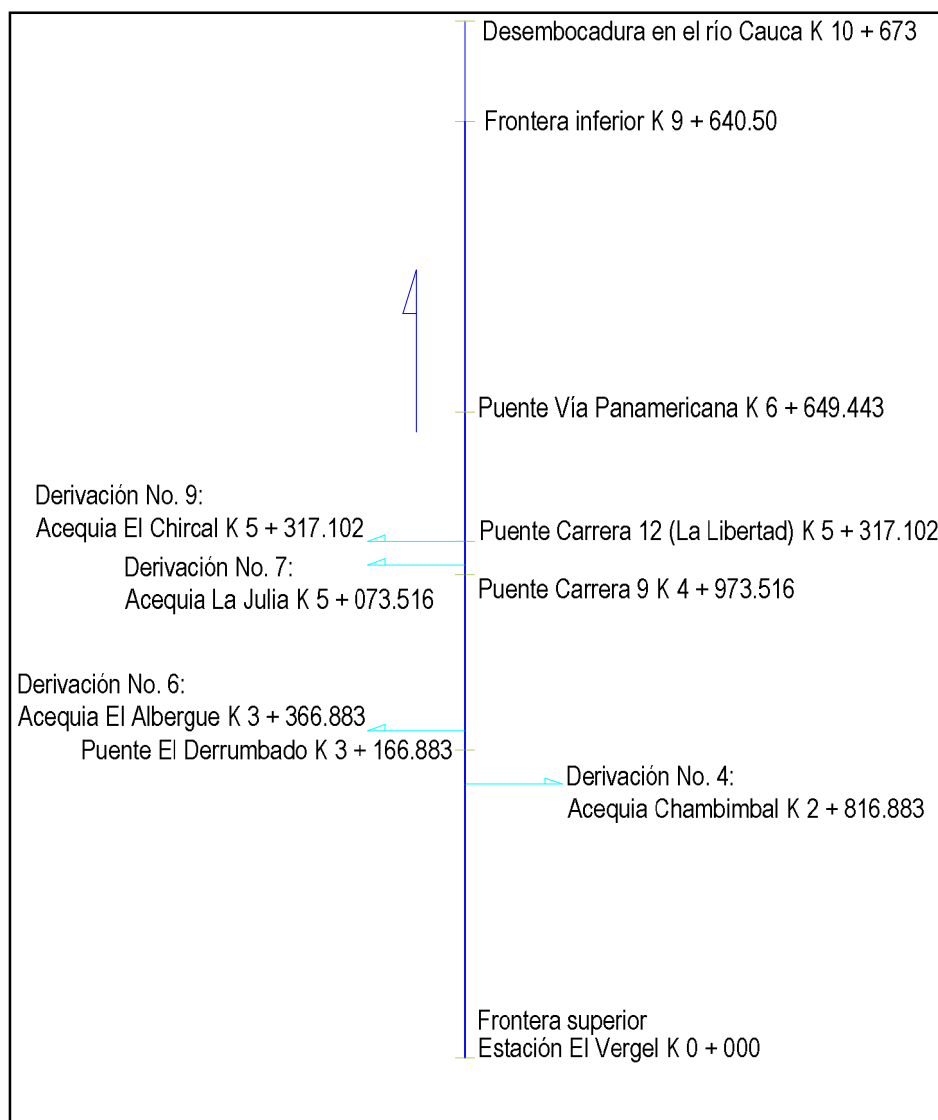


Figura 1 Esquema de las derivaciones del río Guadalajara en la zona de estudio.

3.2. DELIMITACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

Para la delimitación de la zona de estudio del municipio de Guadalajara de Buga se tuvo en cuenta el área del perímetro urbano y de expansión urbana (área total de 2000.02 ha), puesto que la zona a estudiar debe abarcar ambos sectores. La zona urbana tiene un área total de 966.57 ha y la zona de expansión urbana tiene un área de 1033.45 ha, aproximadamente. La zona de estudio se definió, por tanto, de 3243 ha con un perímetro de 31.8 km de longitud para poder abarcar todos los sectores susceptibles a inundaciones y avenidas torrenciales. En la Figura 2 se indica de manera aproximada el perímetro de la zona de estudio del municipio de Buga.

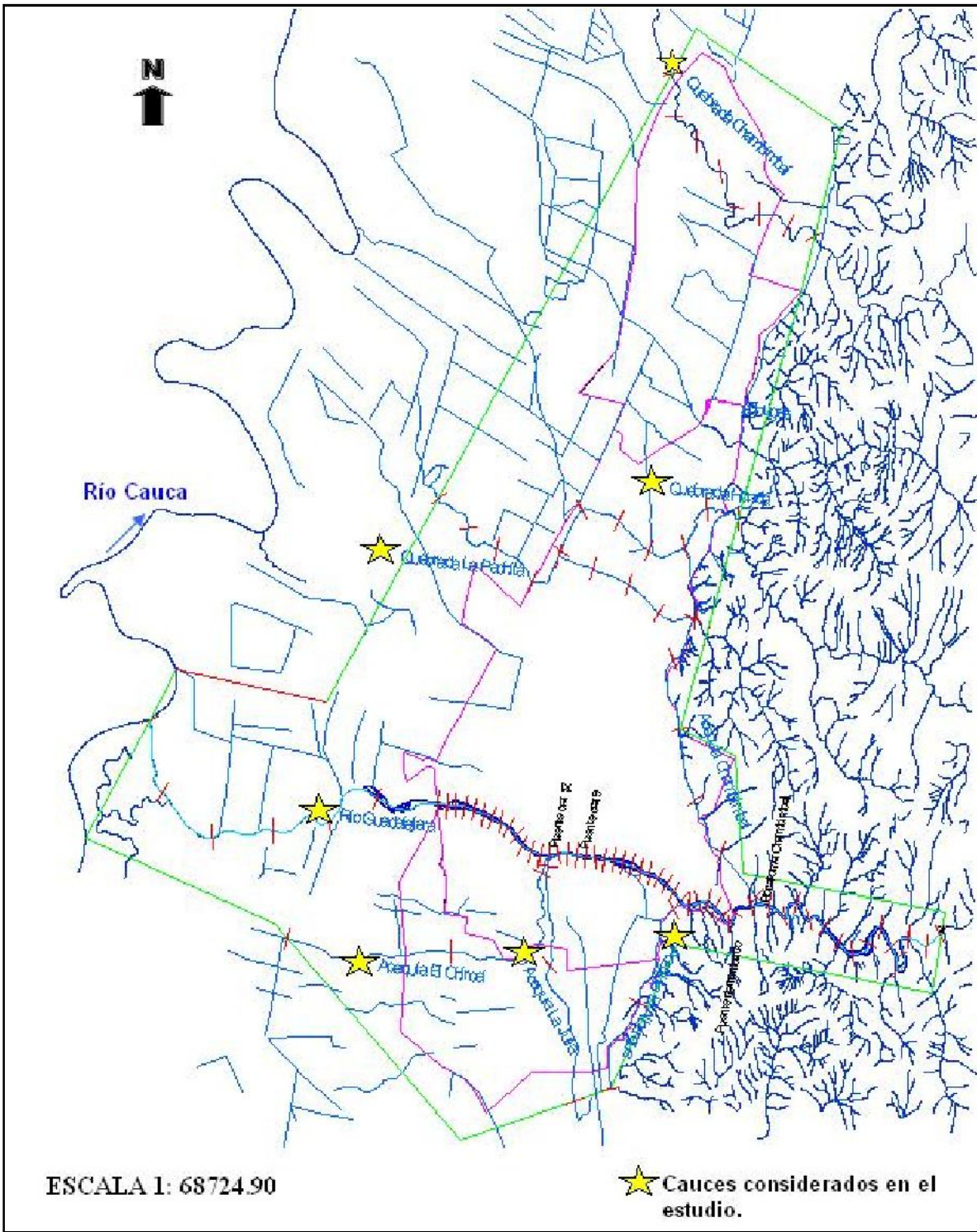


Figura 2 Localización de la zona de estudio en el municipio de Guadalajara de Buga.

3.3. RESULTADOS DE LAS INVESTIGACIONES DE CAMPO

3.3.1. Levantamientos topobatimétricos

Los cauces monitoreados en el municipio de Guadalajara de Buga son el río Guadalajara, las quebradas Chambimbal, La Honda y La Pachita y las acequias Chambimbal, El Albergue, La Julia y El Chircal.

La información topobatimétrica de los diferentes cauces que recorren la zona de estudio del municipio de Buga es de gran importancia para efectuar la modelación matemática de los fenómenos de inundación y avenidas torrenciales, pues permite obtener resultados más precisos sobre las características de los cauces (pendiente y capacidad de transporte).

Para efectuar el levantamiento topobatimétrico de las secciones transversales de los diferentes cauces y canales se tuvieron en cuenta los siguientes criterios:

- Las secciones transversales deben localizarse preferiblemente en tramos rectos del cauce.
- Las secciones no deben estar ubicadas en sectores en los cuales existan barras centrales e islas en medio del cauce.
- Las bancas de las secciones deben ser estables.
- Las secciones deben ser representativas de la morfología del cauce en cada tramo, y en su conjunto deben ser representativas de la configuración morfológica de todo el cauce.
- Las secciones transversales deben localizarse donde se observen cambios importantes en la rugosidad del cauce y en la pendiente del río.
- Las secciones se deben ubicar aguas arriba y aguas abajo de la desembocadura de corrientes tributarias importantes.
- Deben tomarse secciones en las fronteras del modelo (aguas arriba, aguas abajo e internas).
- Se debe realizar el levantamiento de secciones transversales donde existan puentes, alcantarillas, diques, derivaciones, vertimientos, compuertas y demás estructuras hidráulicas que estén presentes en los tramos de estudio de los cauces a modelar.

De acuerdo con estas recomendaciones y teniendo en cuenta las características morfológicas observadas durante las visitas de reconocimiento, se definió el espaciamiento aproximado entre las secciones transversales a monitorear en los diferentes cauces, quebradas y acequias, así:

- Río Guadalajara: secciones transversales cada 100 m dentro del perímetro urbano y zona de expansión urbana, cada 600 m desde el límite del área de expansión urbana hasta la desembocadura del río Guadalajara en el río Cauca, cada 200 m desde la estación El Vergel (frontera superior) hasta la zona urbana y de expansión urbana.
- Quebrada Chambimbal: secciones transversales cada 360 m en toda el área de estudio.

- Quebrada La Honda: secciones transversales cada 200 m.
- Quebrada La Pachita o Varelas: secciones transversales cada 100 m.
- Acequia Chambimbal: secciones transversales cada 600 m.
- Acequia El Albergue: secciones transversales cada 350 m.
- Acequia La Julia: secciones transversales cada 400 m.
- Acequia El Chircal: secciones transversales cada 400 m.

Es preciso señalar que debido a limitaciones presupuestales en este estudio se detallaron más los cauces principales, levantando en consecuencia un mayor número de secciones transversales en estas corrientes.

Teniendo en cuenta que el río Guadalajara es el cauce principal que recorre el municipio de Buga debió ser caracterizado de forma más detallada. Por ello, en el río Guadalajara el espaciamiento entre secciones es menor que en las demás corrientes de agua. Sin embargo, a pesar del gran espaciamiento entre las secciones transversales de las acequias y quebradas, las secciones a levantar son suficientes para reflejar la variación de la geometría (o morfología) de dichas corrientes puesto que éstas son canales cuya variación geométrica a lo largo de su recorrido por la zona de estudio no es significativa.

A continuación se indica la extensión de los tramos a modelar de cada uno de los cauces, el número total de las secciones transversales levantadas y la localización de las secciones seleccionadas como fronteras del modelo matemático para el municipio de Buga.

Río Guadalajara

El río Guadalajara es el principal cauce natural que atraviesa el municipio de Buga y que históricamente ha originado el mayor número de desastres por inundaciones y avenidas torrenciales. La longitud total del tramo a modelar del río Guadalajara es de 9030 m, aproximadamente. Se levantaron 60 secciones transversales espaciadas así: cada 100 m en la zona urbana y de expansión urbana, cada 600 m desde el límite del área de expansión urbana hasta la desembocadura en el río Cauca y cada 200 m desde la estación El Vergel hasta el inicio de la zona urbana, en el puente El Derrumbado, diagonal a las instalaciones de la CVC.

Para propósitos de la modelación matemática y considerando la disponibilidad de información (niveles y caudales) la frontera superior en el río Guadalajara se estableció en la estación hidrométrica El Vergel, localizada 3170 m aguas arriba del puente El Derrumbado.

La frontera inferior para fines de modelación se ubicó aproximadamente 2400 m aguas abajo del puente sobre la vía Panamericana.



Foto 1. Estación hidrométrica El Vergel.



Foto 2. Puente del Ferrocarril (Carrera 20) en la zona urbana.

Quebrada Chambimbal

La quebrada Chambimbal atraviesa el área de expansión urbana al norte del municipio de Buga. La longitud total del tramo a modelar es de alrededor de 3600 m, con un total de 11 secciones transversales levantadas y espaciadas cada 360 m, aproximadamente.

La frontera superior se ubicó 670 m aguas arriba del cruce de la quebrada Chambimbal con el puente existente sobre la vía Panamericana y la frontera inferior se localizó 3600 m aguas abajo de la frontera superior.

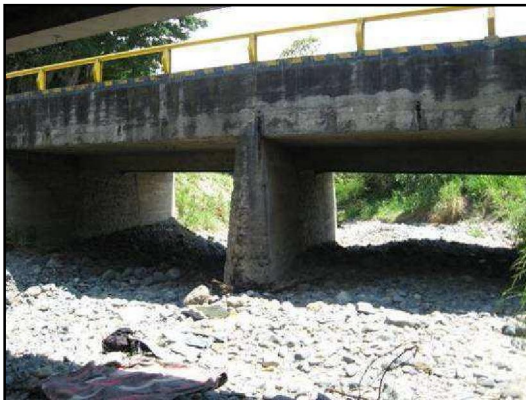


Foto 3. Cruce de la quebrada Chambimbal con el puente de la vía Panorámica.



Foto 4. Quebrada Chambimbal.

Quebrada La Honda

La quebrada La Honda atraviesa el norte del casco urbano del municipio de Buga. La longitud del tramo a simular es de 4320 m, con un total de 21 secciones transversales levantadas y espaciadas cada 200 m, aproximadamente.

La frontera superior se ubicó a 2540 m aguas arriba de la desembocadura de la quebrada La Pachita en la quebrada La Honda y la frontera inferior interna se localizó 1380 m aguas abajo del cruce de esta quebrada con la vía Panamericana, y 1780 m aguas abajo de la desembocadura de la quebrada La Pachita.

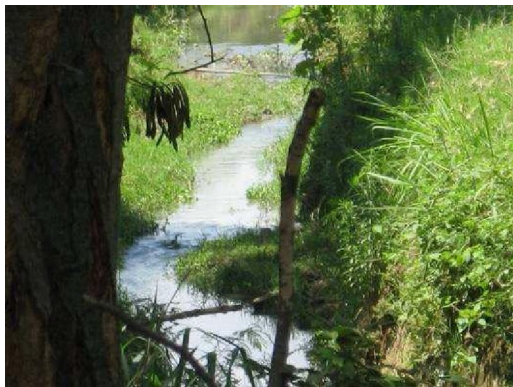


Foto 5. Quebrada La Honda.



Foto 6. Quebrada La Honda después de la desembocadura de la quebrada La Pachita.

Quebrada La Pachita

La longitud total del tramo a modelar de esta quebrada es de 1590 m, con 18 secciones transversales levantadas, espaciadas cada 100 m, aproximadamente. Esta quebrada nace al este del municipio, atravesándolo en dirección este – oeste y desemboca en la quebrada La Honda.

La frontera superior se ubicó a 1590 m aguas arriba de la confluencia con la quebrada La Honda y la frontera inferior interna se localizó en su desembocadura en la quebrada La Honda.



Foto 7. Quebrada La Pachita en el casco urbano del municipio de Buga.



Foto 8. Quebrada La Pachita en la Calle 24 con Carrera 16, antes de desembocar en la quebrada La Honda.



Foto 9. Quebrada La Honda después de la desembocadura de la quebrada La Pachita.



Foto 10. Quebrada La Honda en el cruce con la vía Panamericana.

Acequia Chambimbal

La acequia Chambimbal deriva sus aguas del río Guadalajara y se halla sobre su margen derecha, 350 m aguas arriba del puente El Derrumbado.

La longitud total del tramo a modelar de la acequia Chambimbal es de 3050 m, con 6 secciones transversales levantadas espaciadas cada 600 m, aproximadamente.

La frontera superior (interna) en la acequia Chambimbal se ubicó inmediatamente aguas abajo de la bocatoma sobre el río Guadalajara, localizada 350 m aguas arriba del puente El Derrumbado, y la frontera inferior se situó 3050 m aguas abajo de la bocatoma.

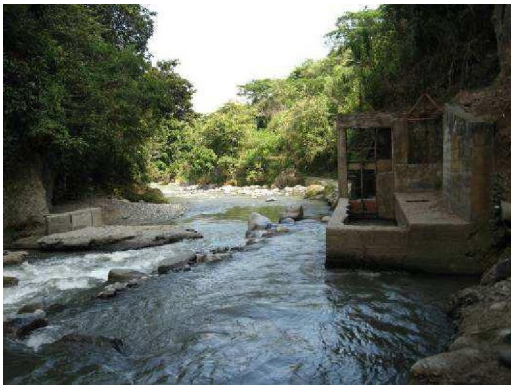


Foto 11. Bocatoma Chambimbal.



Foto 12. Acequia Chambimbal sobre la quebrada Varelas o La Pachita, al norte del municipio.

Acequia El Albergue

Para esta acequia, localizada sobre la margen izquierda del río Guadalajara, se modeló un tramo de 2100 m de longitud, para lo cual se levantaron 7 secciones transversales espaciadas 350 m, aproximadamente.

La frontera superior interna se situó inmediatamente aguas abajo de su bocatoma en el río Guadalajara, localizada 200 m aguas abajo del puente El Derrumbado, y la frontera inferior se ubicó 2100 m aguas abajo de la bocatoma.

Es importante señalar que la bocatoma El Albergue no funciona desde hace más de 6 años. Por lo tanto, ya no hay una derivación directa de aguas para esta acequia. Sin embargo, la acequia cumple con la función de interceptar o drenar las aguas de escorrentía superficial, por lo cual debe incluirse en este estudio.



Foto 13. Bocatoma El Albergue.



Foto 14. Acequia El Albergue.

Acequia La Julia

La acequia La Julia se encuentra sobre la margen izquierda del río Guadalajara, 200 m aguas abajo del puente El Derrumbado.

Para este cauce se modeló un tramo de 2060 m de longitud, con un total de 6 secciones transversales levantadas cada 400 m, aproximadamente.

La frontera superior interna se ubicó inmediatamente aguas abajo de la bocatoma, localizada 100 m aguas abajo del puente de la Carrera 9, y la frontera inferior se estableció 2060 m aguas abajo de la bocatoma.



Foto 15. Toma de agua de la acequia La Julia.



Foto 16. Acequia La Julia.

Acequia El Chircal

Para esta acequia, localizada sobre la margen izquierda del río Guadalajara, se modeló un tramo de 2080 m de longitud, y se levantaron 6 secciones transversales espaciadas 400 m, aproximadamente.

La frontera superior interna se ubicó inmediatamente aguas abajo de la bocatoma, localizada en el puente de la Carrera 12 (puente La Libertad, donde se encuentra la estación de bomberos), y la frontera inferior se situó 2080 m aguas abajo de la bocatoma.



Foto 17. Acequia El Chircal inmediatamente aguas abajo del puente de la Carrera 12 (La Libertad).



Foto 18. Bocatoma de la acequia El Chircal.

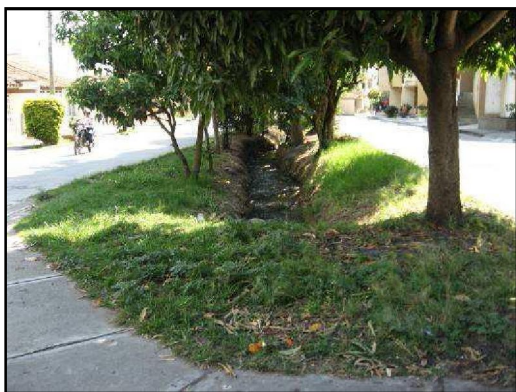


Foto 19. Acequia El Chircal a su paso por el barrio Los Angeles.

En síntesis, en la campaña topográfica en la zona de estudio del municipio de Buga se realizó el levantamiento topobatimétrico de 135 secciones transversales, distribuidas así: 60 secciones en el río Guadalajara, 11 secciones en la quebrada Chambimbal, 21 secciones en la quebrada La Honda, 18 secciones en la quebrada La Pachita, 6 secciones en la acequia Chambimbal, 7 secciones en la acequia El Albergue, 6 secciones en la acequia La Julia y 6 secciones en la acequia El Chircal. Es importante aclarar que en todos los cauces se levantaron secciones transversales en diferentes puntos de control como puentes, diques, alcantarillas, entre otras estructuras hidráulicas ubicadas en los tramos de los cauces a modelar en el municipio de Buga, siguiendo los requerimientos topobatimétricos. En las Figuras 3 a 11 se detallan algunas de las secciones levantadas en la campaña

topobatimétrica del río Guadalajara, las quebradas Chambimbal, La Honda y La Pachita y las acequias Chambimbal, La Julia, El Albergue y El Chircal.

Las secciones transversales de todos los cauces fueron abscisadas desde aguas arriba hacia aguas abajo, iniciando en la abscisa K0 + 000 en las fronteras superiores. En el río Guadalajara, la abscisa K0 + 000 corresponde a la estación El Vergel.

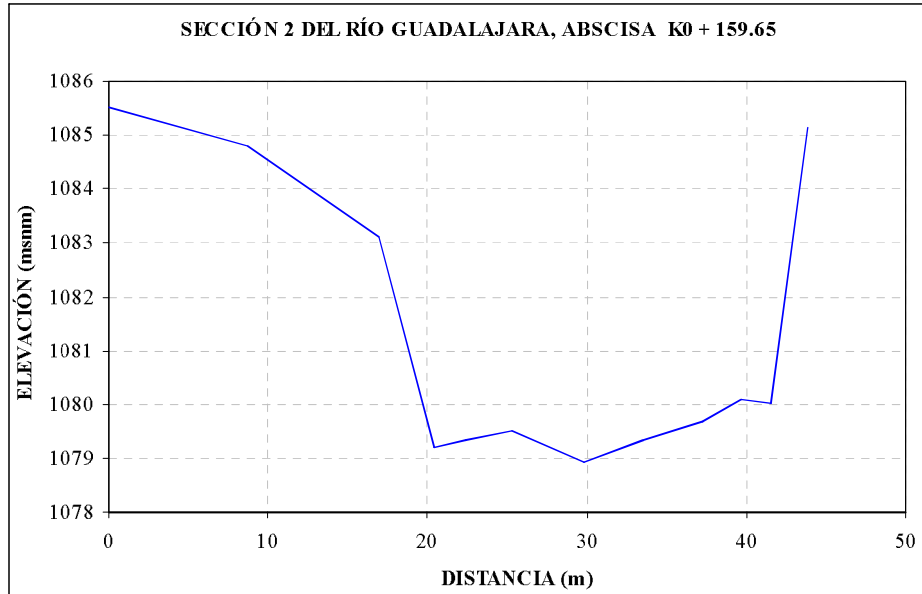


Figura 3. Sección transversal del río Guadalajara en la abscisa K0 + 159.65, localizada aproximadamente 159.65 m aguas abajo de la estación El Vergel.

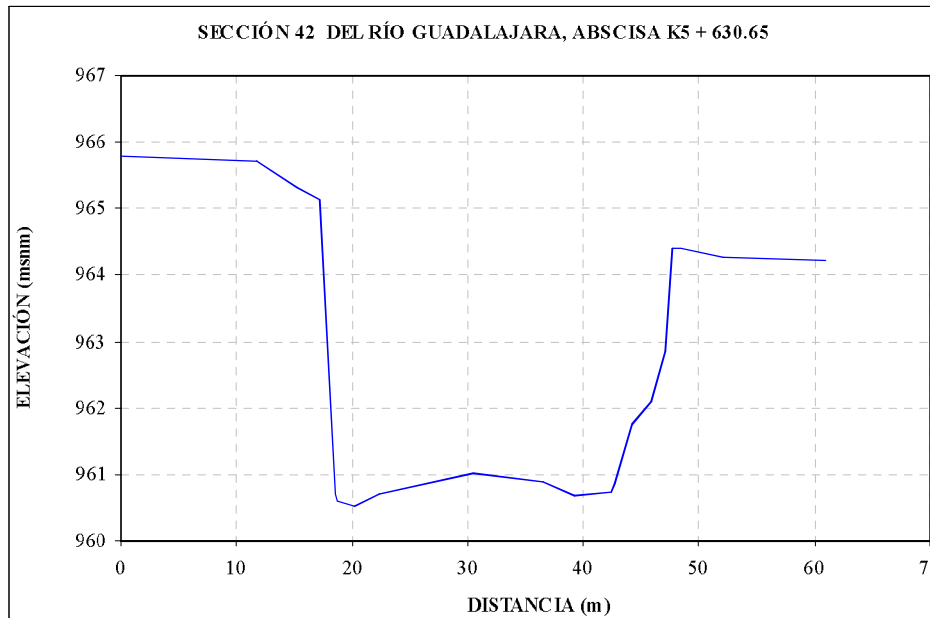


Figura 4. Sección transversal del río Guadalajara en la abscisa K5 + 630.65.

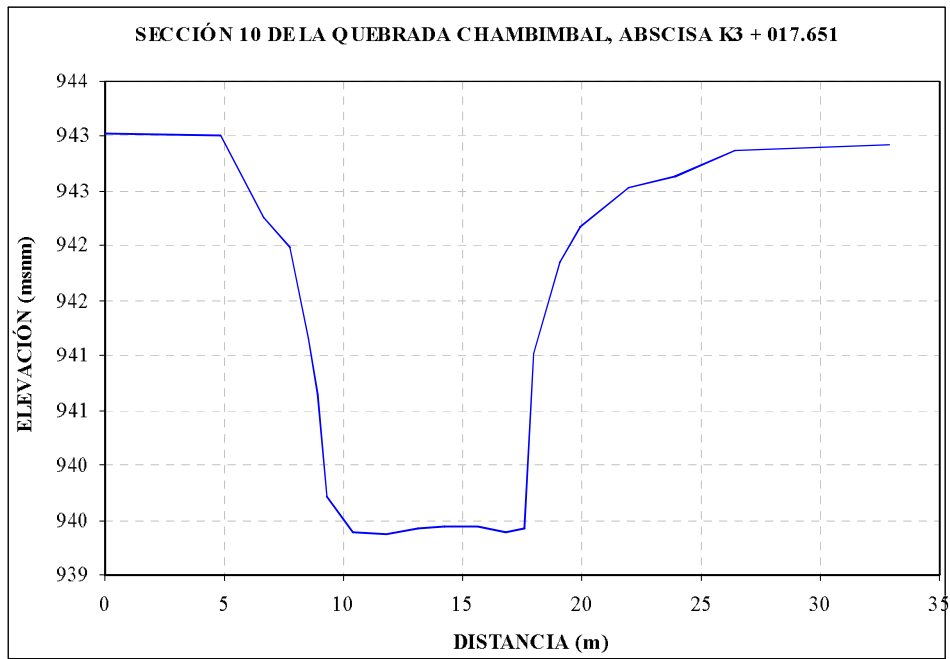


Figura 5. Sección transversal de la quebrada Chambimbabal en la abscisa K3 + 017.651

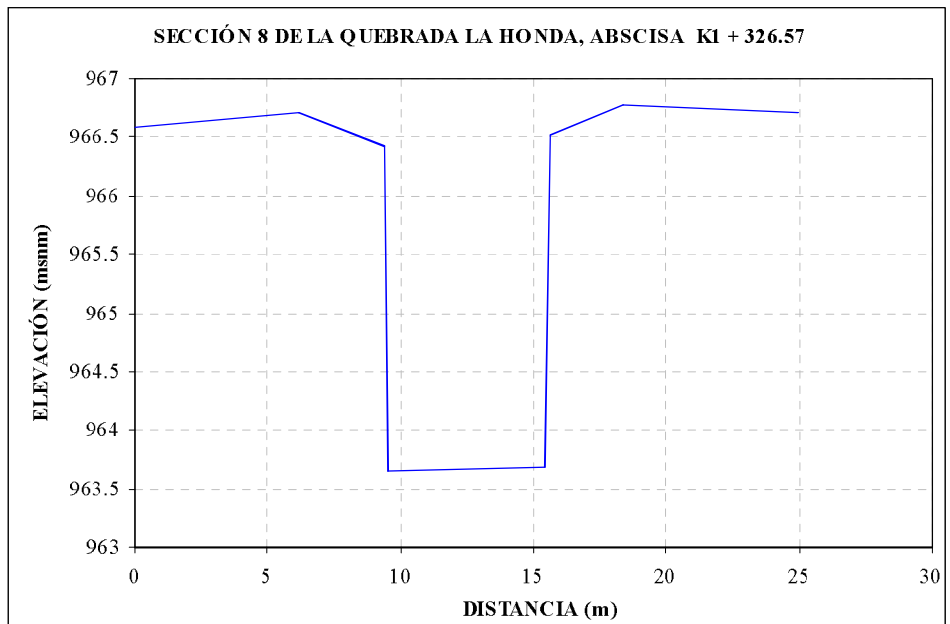


Figura 6. Sección transversal de la quebrada La Honda en la abscisa K1 + 326.57

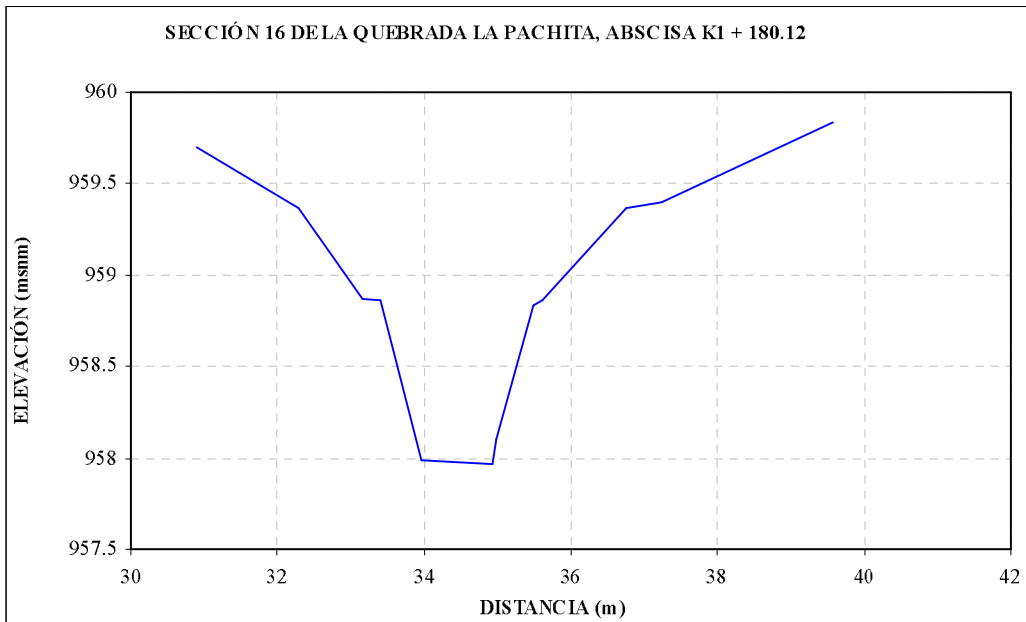


Figura 7. Sección transversal de la quebrada La Pachita en la abscisa K1 + 180.12.

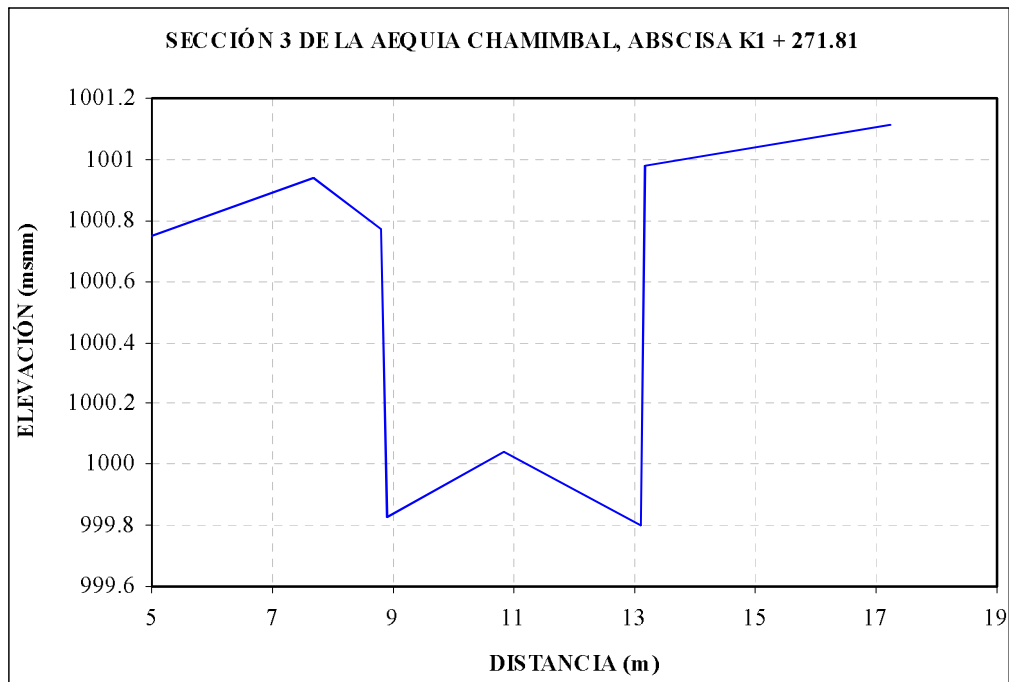


Figura 8. Sección transversal de la acequia Chambimbal en la abscisa K1 + 271.81.

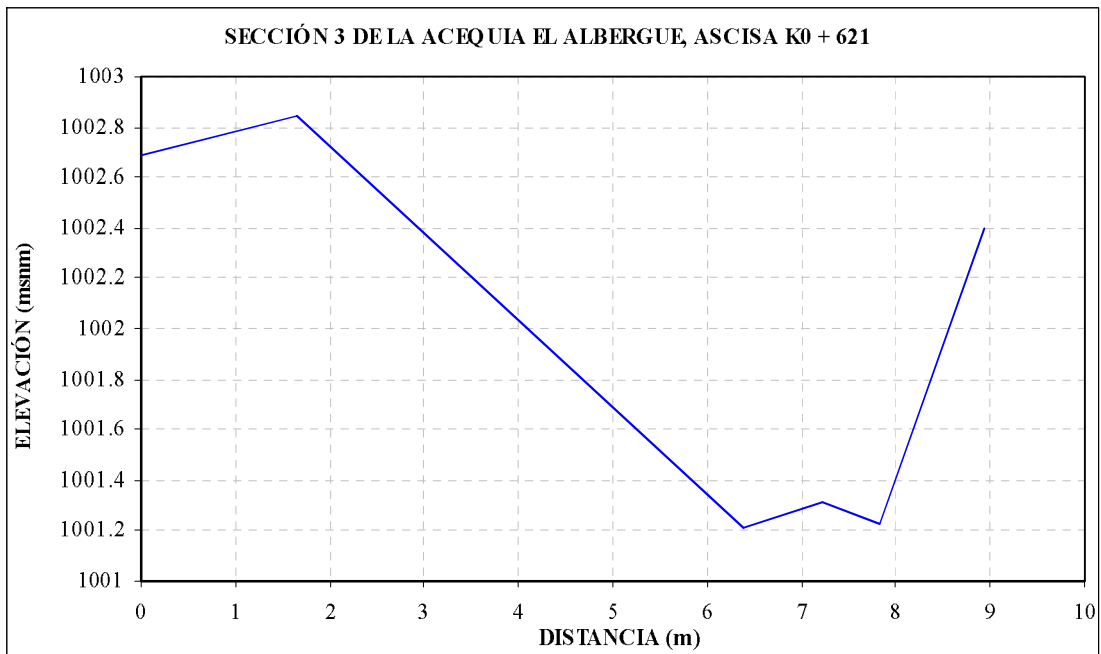


Figura 9. Sección transversal de la acequia El Albergue en la abscisa K0 + 621.

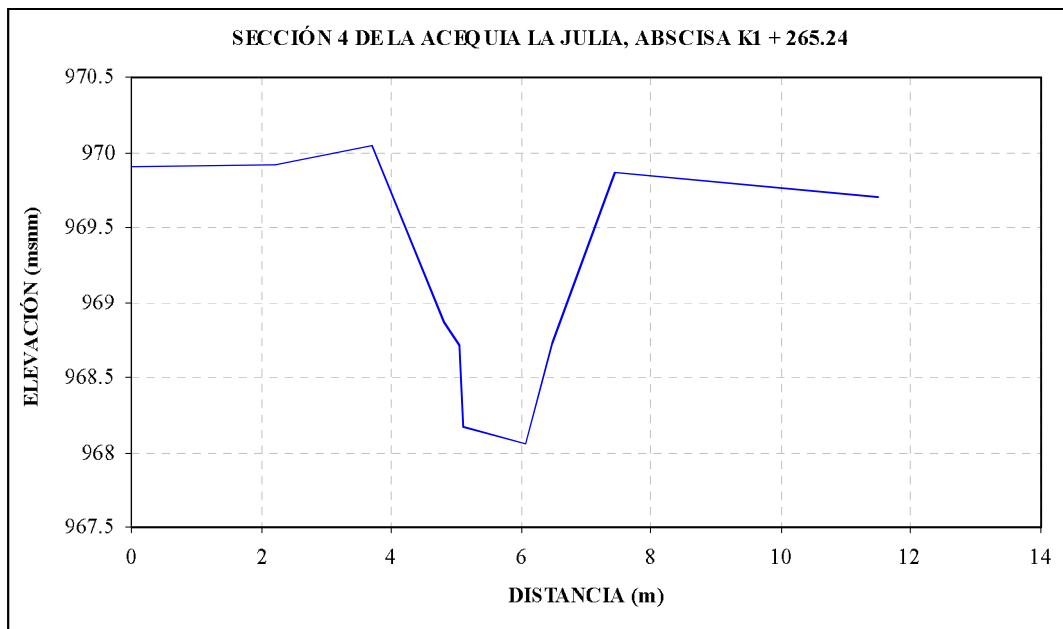


Figura 10. Sección transversal de la acequia La Julia en la abscisa K1 + 265.24.

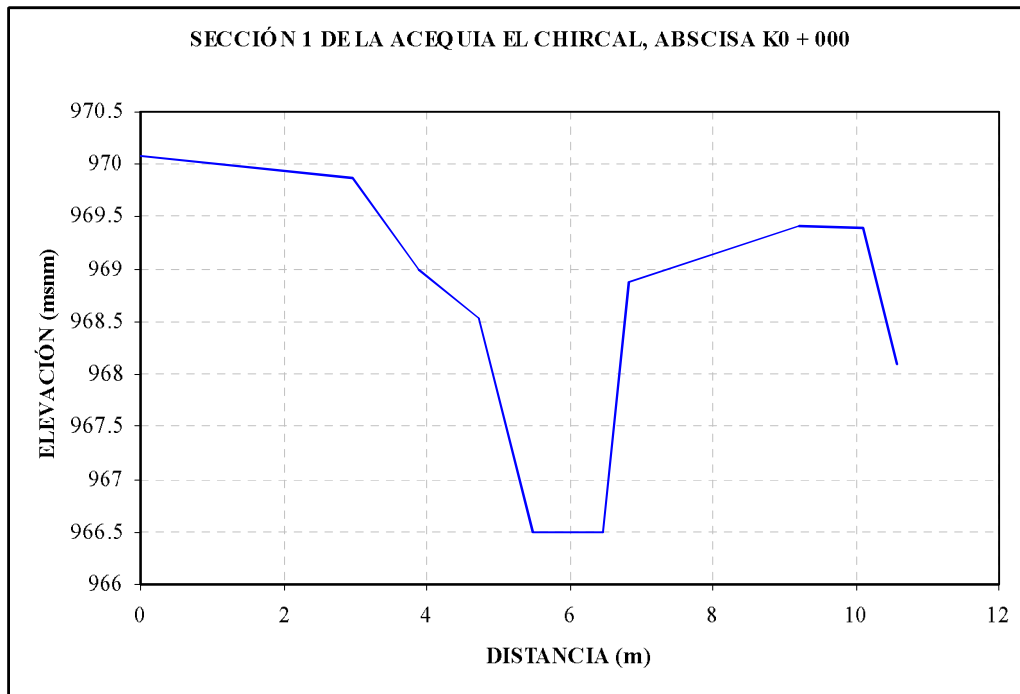


Figura 11. Sección transversal de la acequia El Chircal en la abscisa K0 + 000.

Las 135 secciones transversales levantadas se incluyen en el Anexo 1 con sus tablas de datos respectivas.

3.3.2. Caracterización hidrológica

Para efectuar la modelación de los diferentes eventos catastróficos de inundaciones y avenidas torrenciales en el municipio de Buga fue necesario determinar las condiciones hidrológicas en las fronteras establecidas en el modelo matemático. En las fronteras superiores de los tramos a modelar del río Guadalajara y las quebradas La Pachita, La Honda y Chambimbal se estimaron, mediante modelación matemática (modelo hidrológico HEC-HMS), los caudales para los diferentes periodos de retorno definidos en la metodología para la determinación de la amenaza para los dos fenómenos (10, 30 y 100 años). En las acequias El Albergue, La Julia, El Chircal y Chambimbal se adoptaron los caudales máximos estimados, como 0.53, 0.40, 0.25 y 1.2 m³/s, respectivamente.

También se determinó la información de la pluviosidad (intensidad y duración) en la zona de estudio para ser incluida en la simulación del fenómeno de inundaciones para los diferentes periodos de retorno especificados.

Los caudales obtenidos en las fronteras de los cauces a modelar a partir de los histogramas de lluvia para los periodos de retorno de eventos de lluvia diaria de 10, 30 y 100 años se presentan en las Figuras 12 a 15. Los caudales máximos en el río Guadalajara para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años, son 132.5 m³/s, 199.9 m³/s y 285.3 m³/s, en la quebrada La Pachita son 2.7 m³/s, 3.6 m³/s y 4.8 m³/s, en la quebrada La Honda son 13.1

m^3/s , $18 \text{ m}^3/\text{s}$ y $23.5 \text{ m}^3/\text{s}$ y en la quebrada Chambimbal son $47.8 \text{ m}^3/\text{s}$, $66.5 \text{ m}^3/\text{s}$ y $87.9 \text{ m}^3/\text{s}$, respectivamente.

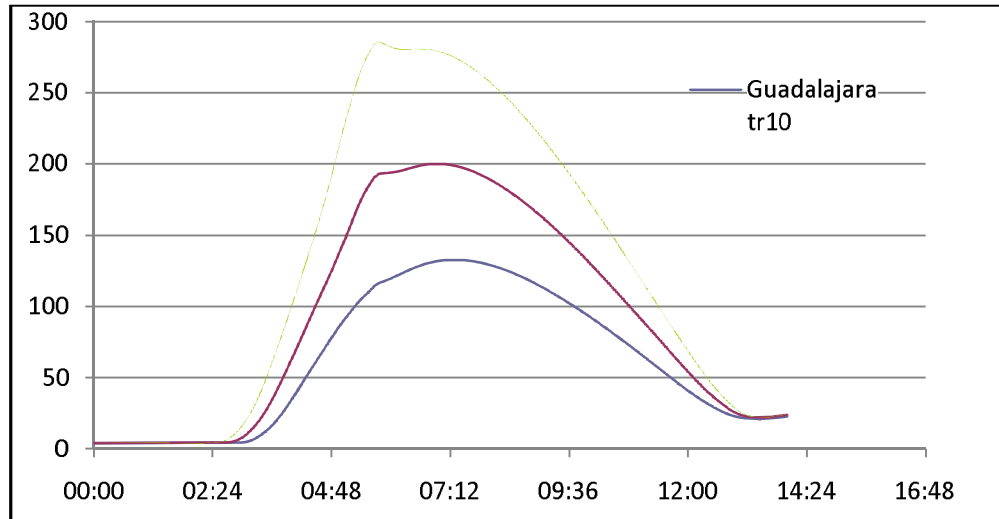


Figura 12. Hidrógrafas de caudales en el río Guadalajara (estación El Vergel) para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

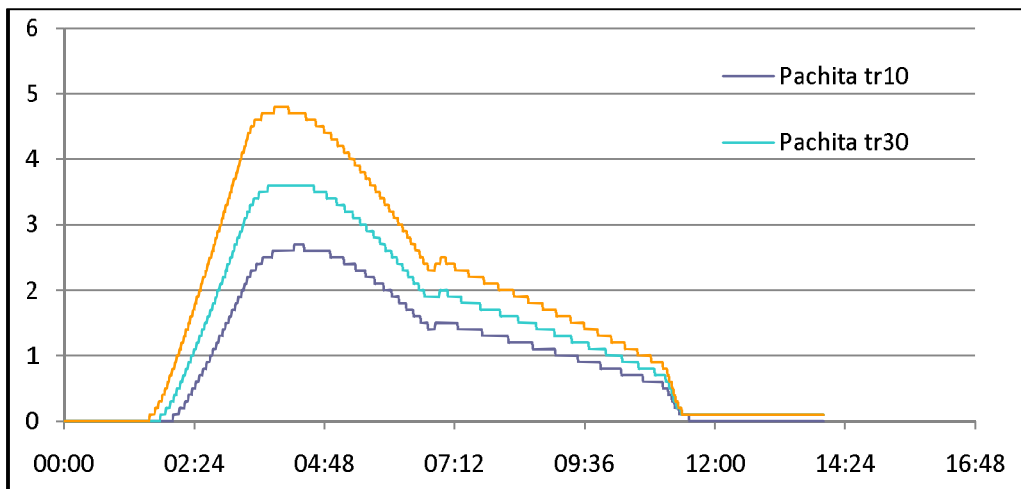


Figura 13. Hidrógrafas de caudales en la quebrada La Pachita para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

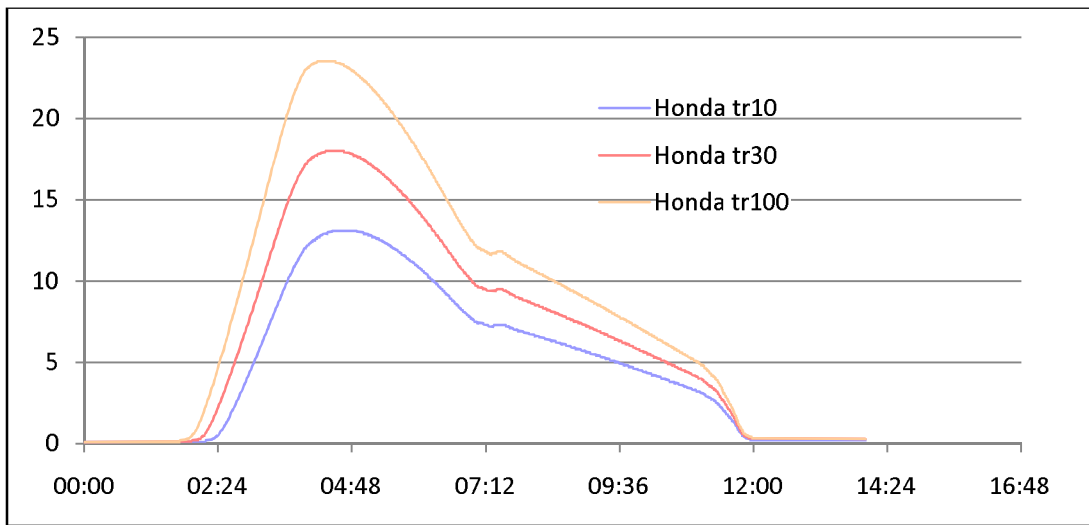


Figura 14. Hidrógrafas de caudales en la quebrada La Honda para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

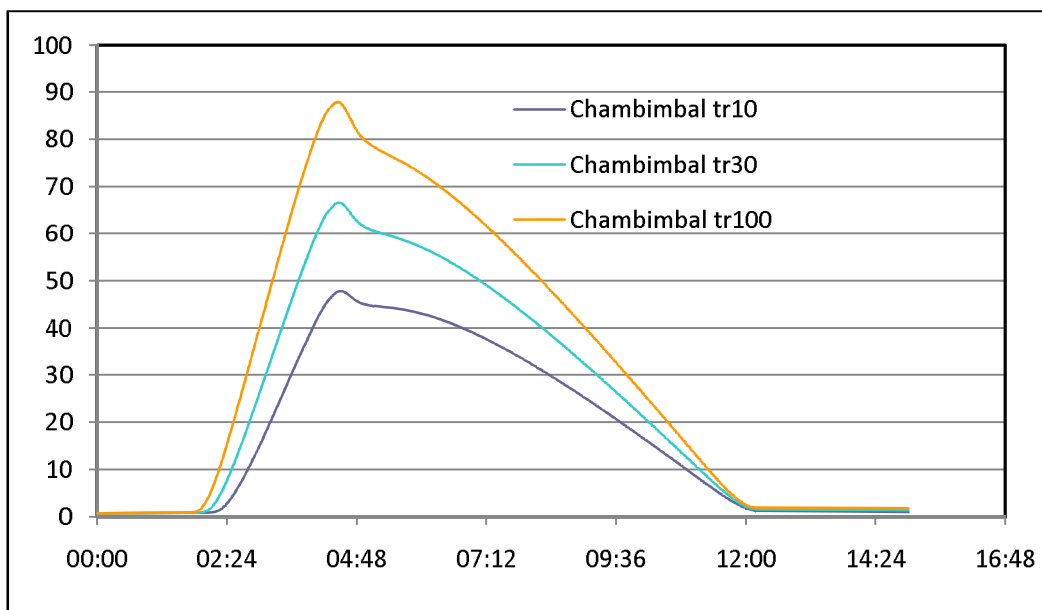


Figura 15. Hidrógrafas de caudales en la quebrada Chambimbal para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

Los volúmenes de agua de las hidrógrafas para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años del río Guadalajara y las quebradas La Pachita, La Honda y Chambimbal se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1. Volúmenes totales de agua (en millones de m³) transportados según las hidrógrafas del río Guadalajara y las quebradas La Honda, La Pachita y Chambimbal para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años

Cauce	Tr = 10 años	Tr = 30 años	Tr = 100 años
	Volumen de agua (x 10 ⁶ m ³)	Volumen de agua (x 10 ⁶ m ³)	Volumen de agua (x 10 ⁶ m ³)
Río Guadalajara	3.117	4.743	6.556
Q. La Pachita	0.050	0.069	0.089
Q. La Honda	0.248	0.338	0.438
Q. Chambimbal	0.983	1.335	1.739

Durante las crecientes los ríos transportan materiales, escombros y sedimentos que aumentan los volúmenes movilizados; por esta razón, las hidrógrafas estimadas se incrementaron en un 5%, las cuales se utilizaron para simular tanto el fenómeno de inundaciones como el de avenidas torrenciales.

De acuerdo con las especificaciones y requerimientos del modelo matemático FLO-2D, la modelación de la precipitación en la zona de estudio requiere la información del volumen total de la lluvia para los diferentes periodos de retorno considerados y la curva porcentual de distribución de la lluvia (tiempo (h) vs. porcentaje (%)). Las precipitaciones totales para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años son 89 mm, 106 mm y 124 mm, respectivamente. En la Figura 16 se muestran los hietogramas de lluvias para los periodos de retorno estipulados en la zona de estudio del municipio de Buga.

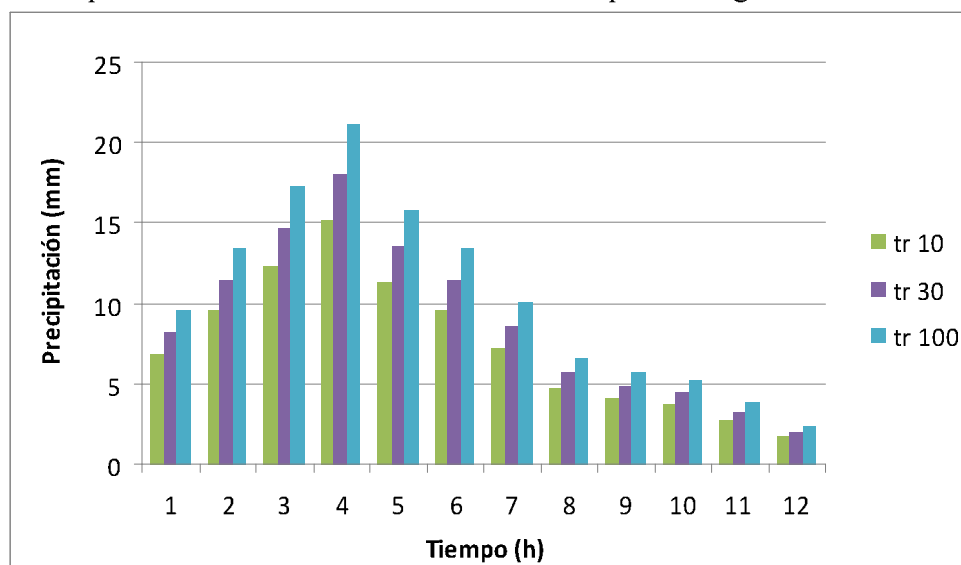


Figura 16. Histogramas de precipitaciones para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años en la zona de estudio del municipio de Buga.

4. CARACTERIZACIÓN SEDIMENTOLÓGICA

4. CARACTERIZACIÓN SEDIMENTOLÓGICA

Con el fin de caracterizar los materiales del lecho del río, principalmente en cuanto a la distribución de tamaños, se llevó a cabo un programa de mediciones de campo. Se tomaron muestras de materiales finos y gruesos, las cuales fueron procesadas y analizadas posteriormente en laboratorio y oficina. La información obtenida de las curvas granulométricas de los materiales del lecho permite estimar las rugosidades de los cauces, factor determinante durante el proceso de calibración del modelo matemático de los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales. La caracterización de los sedimentos finos de los lechos de los cauces permite determinar las propiedades reológicas del material que puede ser arrastrado por los cauces en una avenida torrencial.

Para determinar las curvas de distribución de tamaños o curvas granulométricas de los materiales gruesos del lecho del cauce se adoptó el método de muestreo superficial por malla (ver Sección 4.1). Se optó por este método teniendo en cuenta los tamaños relativamente grandes de los materiales de los lechos del río Guadalajara y la quebrada Chambimbal (gravas, guijarros y cantos); el método tradicional volumétrico o másico requeriría la recolección de volúmenes muy elevados de materiales, resultando demasiado costoso y poco práctico su transporte y posterior análisis de laboratorio.

El muestreo superficial del material del lecho se realizó mediante registros fotográficos tomando áreas de 1 m x 1 m o de 2 m x 2 m dependiendo del tamaño máximo de los sedimentos en diferentes sectores de los tramos de estudio considerados representativos de las características granulométricas de los materiales de los lechos. De acuerdo con el criterio de Diplas & Fripp (1992), el área muestreada debe ser mayor o igual a 100 veces el cuadrado del diámetro máximo observado.

4.1. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE MUESTREO

Con base en las fotografías del lecho de los cauces tomadas durante las visitas de campo se realizó el análisis granulométrico del material superficial aplicando el método de malla-número. Las fotografías se tomaron utilizando marcos de PVC de 1 m² y 4 m² de área, cuyas dimensiones son de 1 m x 1 m y de 2 m x 2 m, respectivamente (ver Figura 17), demarcados con cintas métricas que sirven como referencia de medida en cada lado.

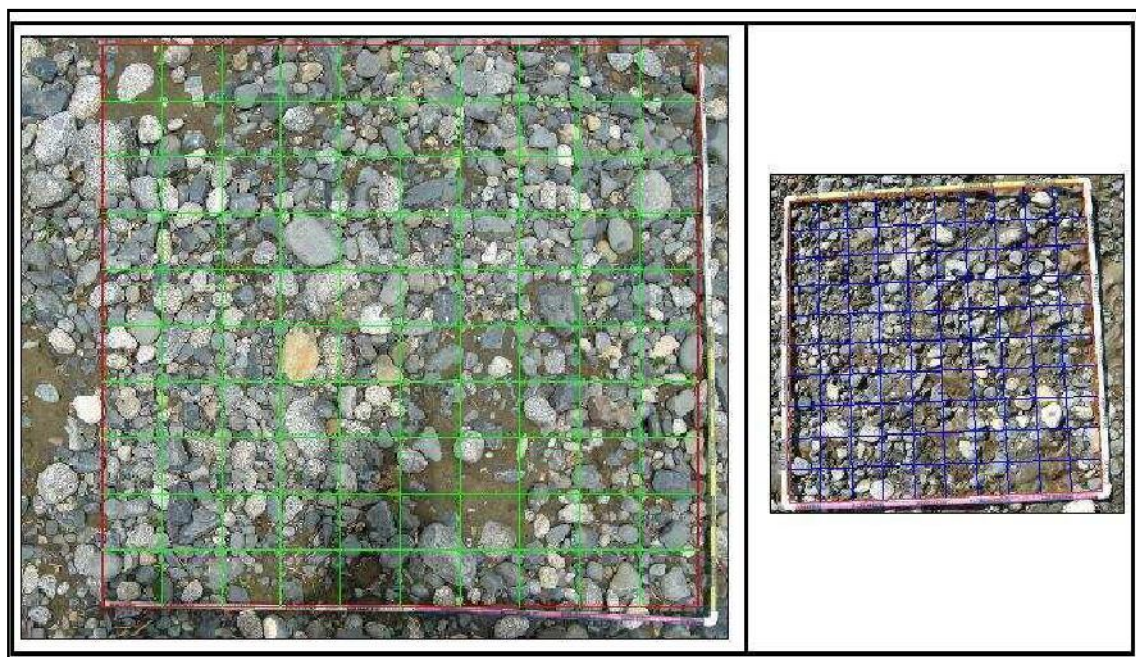


Figura 17. Tipos de marcos utilizados para el análisis granulométrico (a) Marco de 2 m x 2 m (b) Marco de 1 m x 1 m.

El método de malla-número únicamente considera las partículas en las intersecciones de una malla que abarca el área de muestreo predefinida de 1 m^2 o de 4 m^2 . El procesamiento digital consiste en trazar una malla sobre la fotografía, delinear las partículas en las intersecciones de la malla y medir el diámetro o eje medio (eje b) de cada una de ellas (Figura 18). Para mallas de dimensiones de $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$ el procedimiento consiste en contar las piedras que se encuentran en las intersecciones y clasificarlas en los siguientes rangos de tamaños: menores de 10 mm; 10-20 mm; 20-30 mm; 30-40 mm; 40-50 mm; 50-60 mm; 60-70 mm; 70-80 mm; 80-90 mm; y 90-100 mm. Para las mallas de dimensiones de $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ se incluyen, además, los rangos de 110-120 mm, 120-130 mm, 130-140 mm, hasta el rango correspondiente al d_{max} , de aproximadamente 200 mm. Con el número de partículas correspondiente a cada rango se calcula el porcentaje con respecto al número total de intersecciones. Las intersecciones de la malla que se encuentran vacías corresponden al porcentaje de partículas más finas (menores que 10 mm). Con esta información se construye la curva de distribución de frecuencias (curva granulométrica), la cual permite estimar los diámetros y parámetros característicos del material del lecho.

Para la adecuada implementación del método de muestreo y análisis adoptado (Bunte & Abt, 2001) se tuvieron en cuenta las siguientes recomendaciones de la bibliografía consultada:

- Selección de un sitio representativo de los diferentes tamaños de partículas encontradas en la playa o barra del lecho del cauce.
- Toma de fotografías digitales normales al lecho para evitar distorsión en la escala.

- La malla debe tener un espaciamiento aproximadamente igual al diámetro máximo encontrado (d_{max}), el cual corresponde a la longitud del eje medio de la partícula de sedimento de mayor tamaño.
- El área muestreada debe ser mayor o igual a $100(d_{max})^2$ (Diplas y Fripp, 1992).

Teniendo en cuenta lo anterior, para realizar el muestreo fotográfico en cada uno de los sitios de estudio se utilizaron marcos de dimensiones de 1 m x 1 m con un espaciamiento de 100 mm y de 2 m x 2 m con un espaciamiento de 200 mm, considerando partículas con un diámetro máximo encontrado, d_{max} , de 100 mm y 200 mm, respectivamente.

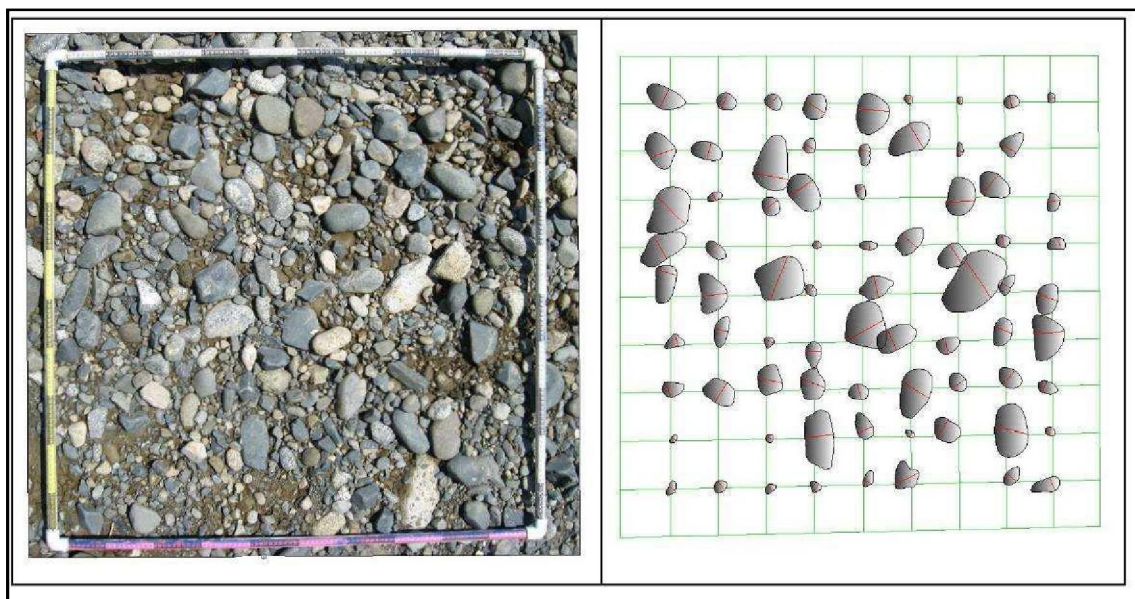


Figura 18. Identificación de partículas para el análisis granulométrico de malla-número (a) Muestra fotográfica (b) Partículas delimitadas en las intersecciones de la malla.

4.2. MÉTODOS DE CONVERSIÓN

En ocasiones es necesario combinar dos o más métodos de muestreo para obtener una distribución de tamaños de partículas representativas, el cual se denomina método híbrido.

Diferentes métodos de muestreo y análisis aplicados al mismo lecho o depósito de materiales producen diferentes distribuciones de tamaño de partículas (Bunte y Abt, 2001). Debido a que las partículas grandes ocupan un mayor volumen que las partículas más pequeñas para idéntica área superficial, el muestreo por el método de malla-número tiende a ser distorsionado o sesgado hacia los tamaños de materiales más gruesos. En consecuencia, los resultados de las muestras colectadas y analizadas por diferentes métodos deben ser transformados a una misma categoría de método de muestreo y análisis, y así

poder integrarlas (cuando se emplea un método híbrido) o simplemente para propósitos de comparación con los resultados de otras muestras. Esta transformación se logra aplicando factores de conversión a las distribuciones de tamaño de partículas obtenidas de acuerdo con la técnica de muestreo y el método de análisis empleado.

Algunos autores han propuesto diferentes métodos y modelos para convertir las distribuciones de tamaños de partículas entre las diferentes categorías de muestreo y análisis. El proceso de conversión es complicado debido a que el sesgo hacia los materiales gruesos o hacia los finos no es lineal y, además, éste varía con el tamaño de los granos.

El método o modelo de conversión propuesto por Kellerhals y Bray (1971) es uno de los más usados y permite convertir una curva granulométrica obtenida empleando un determinado método de muestreo (M1) y una técnica de análisis de tamaños (A1) a otro método de muestreo (M2) y de análisis de tamaños (A2) según la siguiente expresión:

$$P_{M2-A2} = \frac{D_{i-1} \times d_i^x}{\sum (P_{M1-A1} \times d_i^x)} \quad \text{ec. (1)}$$

donde:

P_{M1-A1} = Porcentaje de la fracción de tamaño D_i obtenido empleando el método de muestreo M_1 de análisis A_1

P_{M2-A2} = Porcentaje equivalente de la fracción de tamaño D_i si se emplea el método de muestreo M_2 y de análisis A_2

d_i = Diámetro medio geométrico de la fracción de tamaño entre i y $i+1$

x = Exponente que depende de los métodos de muestreo y los tipos de análisis (empleados y equivalentes)

Los diferentes procedimientos de muestreo pueden finalmente clasificarse en 3 tipos: volumétrico, por área y por malla. Los métodos de análisis de tamaños son de dos clases: frecuencia por peso o frecuencia por número. Por lo tanto, resultan seis posibles formas de muestrear y analizar la distribución de tamaños del material del lecho de un cauce.

En la Tabla 2 se presenta el valor del exponente x a utilizar en la expresión de Kellerhals y Bray para convertir la curva granulométrica obtenida por un cierto método de muestreo y de análisis a una equivalente empleando otro método de muestreo y de análisis.

Tabla 2. Valores del exponente x para la expresión de Kellerhals y Bray para convertir curvas granulométricas obtenidas por diferentes métodos de muestreo.

Conversión de	Conversión a				
	Volumen-frecuencia por peso	Malla-frecuencia por número	Malla-frecuencia por peso	por número	Área-frecuencia por peso
Volumen-frecuencia por peso	0	0	3	0	1
Malla-frecuencia por número	0	0	3	-2	1
Malla-frecuencia por peso	-3	-3	0	-5	-2
Área-frecuencia por número	0	2	5	0	3
Área-frecuencia por peso	-1	-1	2	-3	0

El análisis de una muestra volumétrica por el método de frecuencia por número es técnicamente posible mas no muy práctico, por lo cual no se incluye en el cuadro anterior (Bunte y Abt, 2001).

En el caso del municipio de Buga, el río Guadalajara presenta las características de un río con lecho de gravas, guijarros y piedras. Debido a ello y teniendo en cuenta las dificultades para realizar muestreos volumétricos de la capa superficial de un río de lecho de gravas y piedras (por los grandes volúmenes de materiales requeridos) se optó por emplear en este cauce el método de muestreo superficial por malla y la técnica de análisis de frecuencia por número (método malla-número). En estos muestreos se siguió el procedimiento fotográfico referido en la Sección 4.1.

Puesto que las muestras superficiales fueron recolectadas empleando el muestreo superficial por el método de malla-número, es necesario convertir las granulometrías obtenidas al método de muestreo volumétrico y análisis de frecuencia por peso. Para efectuar esta conversión el valor del exponente x a aplicar en la expresión de Kellerhals y Bray es igual a 0 (ver Tabla 2). Esto significa finalmente que las curvas granulométricas obtenidas mediante muestreo volumétrico y análisis de frecuencia por peso y muestreo por el método superficial por malla y análisis de frecuencia por número son idénticas, de acuerdo con el modelo del cubo sin vacíos propuesto por Kellerhals y Bray (1971).

4.3. DIÁMETROS CARACTERÍSTICOS DEL MATERIAL DEL LECHO DEL RÍO GUADALAJARA

En las Tablas 3 y 4 y en las Figuras 19 y 20 se presentan respectivamente los diámetros característicos y las curvas granulométricas obtenidas del análisis del material del lecho por el método de malla-número en diferentes sectores del río Guadalajara, así como también las curvas granulométricas promedio y sus correspondientes diámetros característicos. Los resultados se muestran de manera independiente para diámetros menores de 100 mm (mallas de 1 m x 1 m) y menores de 200 (mallas de 2 m x 2 m), en cada uno de los sitios de muestreo. En las tablas de diámetros característicos se puede apreciar que en algunos casos no hay valores de diámetros correspondientes a d_{10} , d_{16} y d_{30} ; esto sucede porque el método utilizado registra porcentajes para diámetros mayores a 5 mm y en muchas de las fotografías analizadas el porcentaje de material menor a 5 mm fue superior al 30% (d_{30}), dejando de esta manera sin registros a los diámetros o tamaños mencionados.

Tabla 3. Diámetros característicos del material del lecho del río Guadalajara (muestras utilizando mallas de dimensiones de 1 m x 1 m)

Lugar de la muestra	Tipo de muestra	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	d_{90} (mm)
200 m aguas abajo de la estación El Vergel 1	Muestra superficial	-	-	-	2.4	20	40	54
Puente Carrera 20	Muestra superficial	-	-	13	29	41	50	54
Puente sobre la vía Panamericana	Muestra superficial	11	13	21	31	46	60	74
Curva granulométrica promedio	Muestra superficial	-	-	9	23	38	53	60

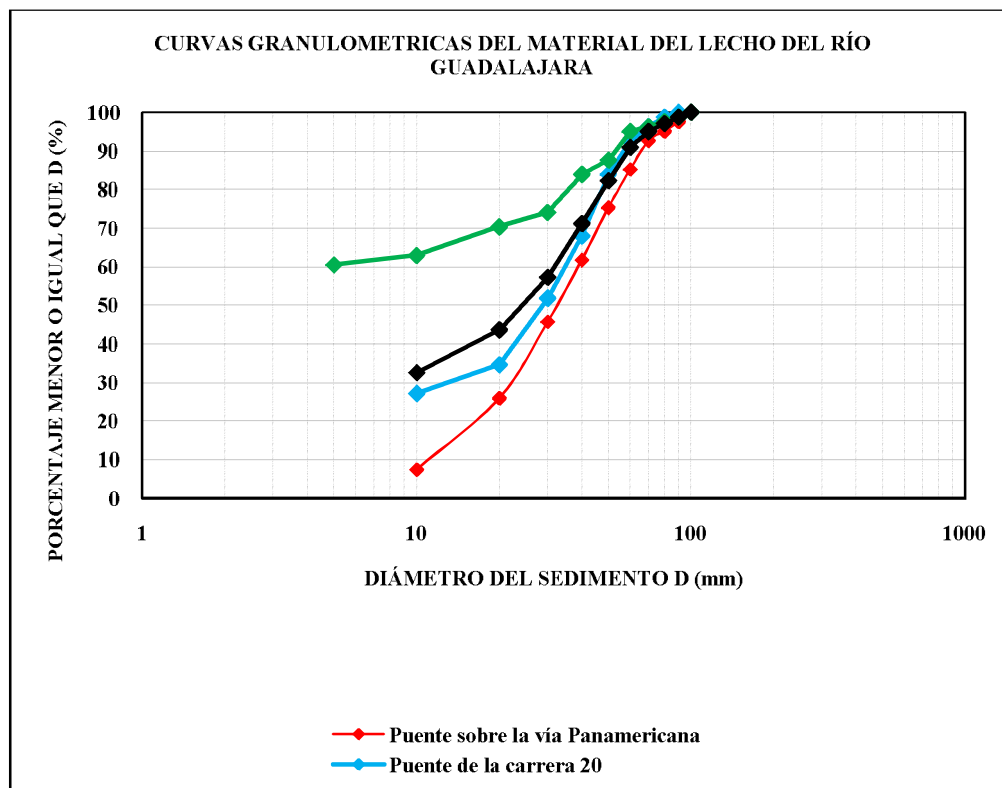


Figura 19. Curvas granulométricas del material superficial del lecho en varios sectores del río Guadalajara, utilizando mallas de 1 m x 1 m.

Tabla 4. Diámetros característicos del material del lecho del río Guadalajara (muestras utilizando mallas de dimensiones de 2 m x 2 m).

Lugar de la muestra	Tipo de muestra	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	d ₉₀ (mm)
400 m aguas arriba de la estación El Vergel	Muestra superficial	50	61	80	100	120	160	180	
200 m aguas abajo de la estación El Vergel	Muestra superficial	-	-	-	50	110	170	190	
Puente Derrumbado 1 El	Muestra superficial	-	15	42	68	84	96	105	
Puente Derrumbado 2 El	Muestra superficial	-	15	40	60	78	105	115	
Puente Carrera 9	Muestra superficial	-	-	10	40	110	220	240	
Puente Carrera 16	Muestra superficial	-	10	12	36	70	115	170	
Curva granulométrica promedio	Muestra superficial	-	-	20	63	94	150	210	

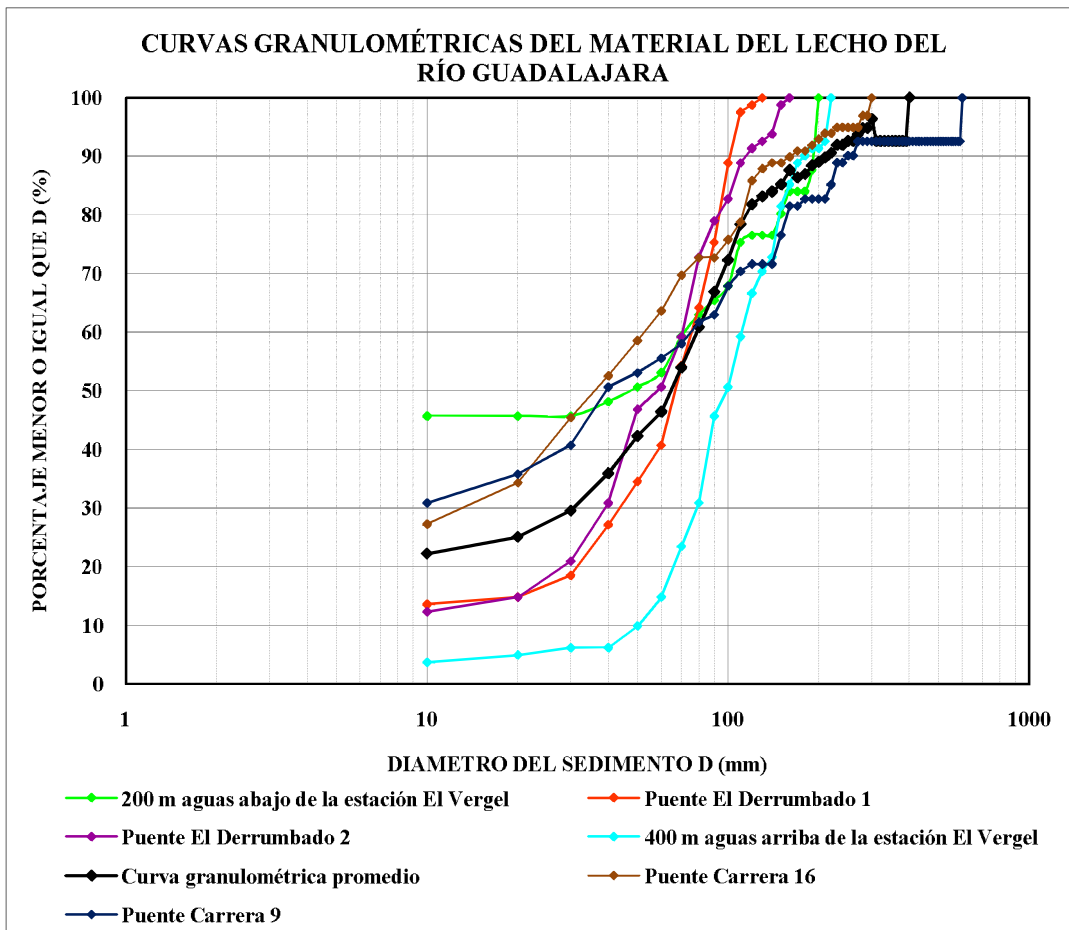


Figura 20. Curvas granulométricas del material superficial del lecho en varios sectores del río Guadalajara, utilizando mallas de 2 m x 2 m.

4.4. DIÁMETROS DE LOS MATERIALES FINOS DEL LECHO DEL RÍO GUADALAJARA Y LA QUEBRADA CHAMBIMBAL

Las características granulométricas y reológicas de los sedimentos finos (limos y arcillas) de los cauces y analizadas en laboratorio por hidrometría se determinó mediante la toma de muestras volumétricas. En total en el municipio de Guadalajara de Buga se tomaron 6 muestras.

Los resultados de los diámetros característicos y el porcentaje de limos y arcillas de los ensayos de hidrometrías de las muestras tomadas en el río Guadalajara y la quebrada Chambimbal se muestran en las Tablas 5 y 6.

Tabla 5. Resultados de los diámetros característicos y porcentajes de limos y arcillas de los ensayos de hidrometrías del río Guadalajara

Muestra	d_{16} (mm)	d_{50} (mm)	d_{84} (mm)	Porcentaje de limos (%)	Porcentaje de arcillas (%)
M 1	-	0.004	0.063	51	49
M 3	-	0.002	0.050	66	34
M 14	0.011	0.024	0.041	92.5	7.5
M 17	0.011	0.021	0.035	97.2	2.8

Tabla 6. Resultados de los diámetros característicos y porcentajes de limos y arcillas de los ensayos de hidrometrías de la quebrada Chambimbal

Muestra	d_{16} (mm)	d_{50} (mm)	d_{84} (mm)	Porcentaje de limos (%)	Porcentaje de arcillas (%)
M 11	0.015	0.026	0.053	98.4	1.6
M 13	0.010	0.018	0.040	95.4	4.6

De los resultados obtenidos se tiene un diámetro característico d_{50} promedio de 0.016 mm, un diámetro característico d_{84} promedio de 0.047 mm y un diámetro característico d_{16} promedio de 0.012 mm, donde el porcentaje promedio de limos es de 83.4 % y el porcentaje promedio de arcillas es de 16.6%, aproximadamente. Estos resultados reflejan que los materiales finos de los lechos de estos cauces tienen un carácter limoso.

Otro parámetro de gran importancia para la simulación de las avenidas torrenciales es la cantidad de sedimentos que pueden transportar los cauces cuando ocurre este fenómeno. Estos volúmenes de sedimentos se estimaron con base en el análisis de los movimientos en masa registrados y fue realizado por el grupo de geología y geotecnia. El volumen total estimado de sedimentos que probablemente puede llegar al río Guadalajara es de 367000 m³. Para estimar la cantidad de sedimentos que puede llegar a la quebrada Chambimbal se relacionó el caudal pico del río Guadalajara y el volumen total de sedimentos que puede llegar a dicho río con el caudal pico de la quebrada Chambimbal y, mediante esta correlación, se estimó la cantidad de sedimentos que puede llegar a esta quebrada. El volumen total estimado de sedimentos que puede llegar a la quebrada Chambimbal es 113072 m³.

Los resultados de los ensayos de hidrometría de las muestras tomadas en el municipio de Guadalajara de Buga se presentan en el informe correspondiente a los estudios de geotecnia.

5. CARACTERIZACIÓN HIDRÁULICA

5. CARACTERIZACIÓN HIDRÁULICA

5.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL RÍO GUADALAJARA

El río Guadalajara se forma en la parte alta de la cordillera Central por la unión de las aguas de las quebradas La Sonadora y Los Alpes. Desemboca en la margen derecha del río Cauca en la abscisa K229 + 010 (distancia sobre el eje del río Cauca desde la represa de Salvajina). El río tiene los siguientes afluentes principales: por la margen derecha, las quebradas La Soledad, Las Frías y La María, y por la margen izquierda, las quebradas La Magdalena, La Zapata y La Puerta. Tiene una longitud desde su nacimiento hasta la desembocadura en el río Cauca de 20.9 km.

En la Figura 21 se presenta la vista en planta de la cuenca del río Guadalajara. Su cuenca presenta un área de 130.3 km², abarcando desde el nacimiento del río (sobre la cota 2800 msnm) hasta su desembocadura en el río Cauca.

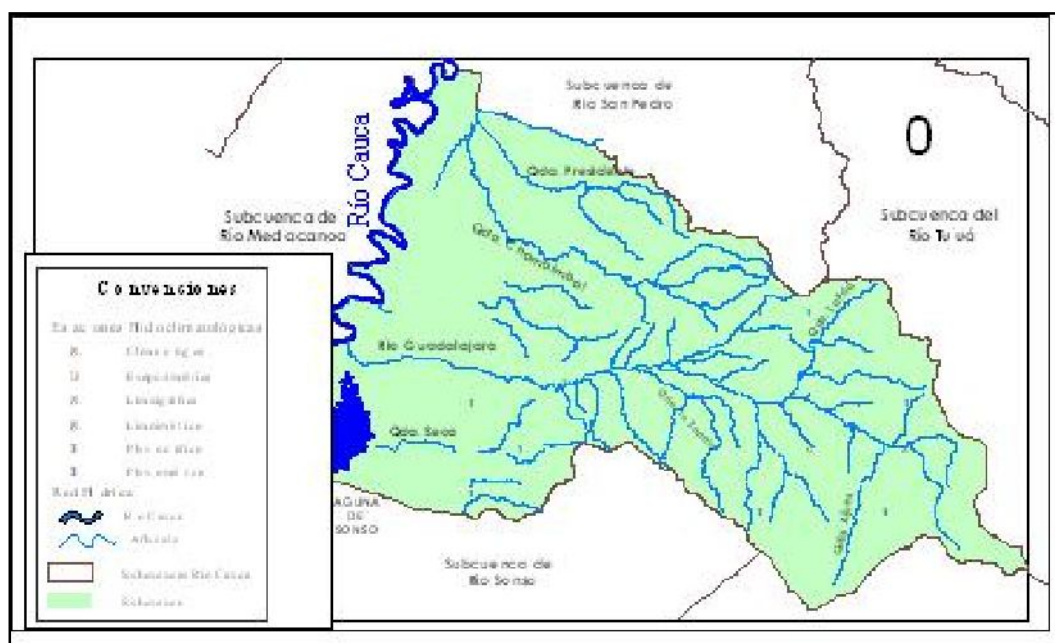


Figura 21. Cuenca del río Guadalajara.

El río Guadalajara abastece de agua a la ciudad de Buga y es utilizado, además, para generación de energía y en la industria agropecuaria.

La cuenca presenta cuatro pisos térmicos como resultado de la interacción de su variada distribución altitudinal con los diferentes factores climáticos: cálido moderado, térmico medio, térmico frío y térmico paramuno.

La parte baja del área de ladera se ubica sobre rocas sedimentarias de la Formación La Paila (25% del área total de ladera), las cuales prácticamente no aportan sedimentos gruesos al cauce. El resto del área se ubica sobre rocas del Macizo Ofiolítico de Ginebra (25% del

área de ladera), Batolito de Buga (20%) y Formación Amaime (1%), todas ellas buenas aportantes de sedimentos al cauce.



Foto 20. Río Guadalajara cerca de su desembocadura en el río Cauca.

5.2. CAUDALES CARACTERÍSTICOS DEL RÍO GUADALAJARA

En la Tabla 7 se presentan los principales caudales característicos del río Guadalajara en la estación El Vergel, tales como, caudales máximos y mínimos instantáneos anuales presentados para todo el periodo de registro, los promedios de los caudales máximos y mínimos instantáneos anuales, el caudal medio mensual multianual y los caudales correspondientes a eventos con diferentes periodos de retorno. En la Figura 22 se presenta la curva de calibración nivel – caudal.

En la Figura 23 se presentan los caudales medios mensuales multianuales en la estación hidrométrica El Vergel. En general en esta estación se aprecia un comportamiento bimodal con caudales altos en los periodos abril - junio y octubre - diciembre y caudales bajos en los periodos enero - marzo y julio - septiembre. El caudal mínimo se presenta en el mes de febrero y el máximo en el mes de mayo.

En la Figura 24 se registran las curvas de variación anual de caudales máximos y mínimos instantáneos anuales y la curva de variación de caudales medios anuales en la estación El Vergel.

Tabla 7. Caudales característicos del río Guadalajara en la estación El Vergel (1972- 2008)

Caudal característico		Valor	
Caudal medio mensual multianual (m ³ /s)	Máximo	6.14	diciembre
	Mínimo	2.76	agosto
	Medio	4.48	
Caudal instantáneo histórico (m ³ /s)	Máximo	230.7	mayo de 1981
	Mínimo	0.15	febrero de 2005
Caudal promedio de máximos instantáneos anuales (m ³ /s)		75.5	
Caudal promedio de mínimos instantáneos anuales (m ³ /s)		1.3	
Curva de duración de caudales	Porcentaje de tiempo en que los caudales son igualados o excedidos (%)	Caudal (m ³ /s)	
	10	8.75	
	25	6.30	
	50	4.61	
	75	4.86	
	90	2.60	
Caudales máximos estimados para un periodo de retorno Tr (m ³ /s)	Tr = 2 años	61.92	
	Tr = 5 años	100.23	
	Tr = 10 años	130.1	
	Tr = 25 años	170.73	
	Tr = 50 años	202.33	
	Tr = 100 años	234.63	
	Tr = 200 años	267.62	

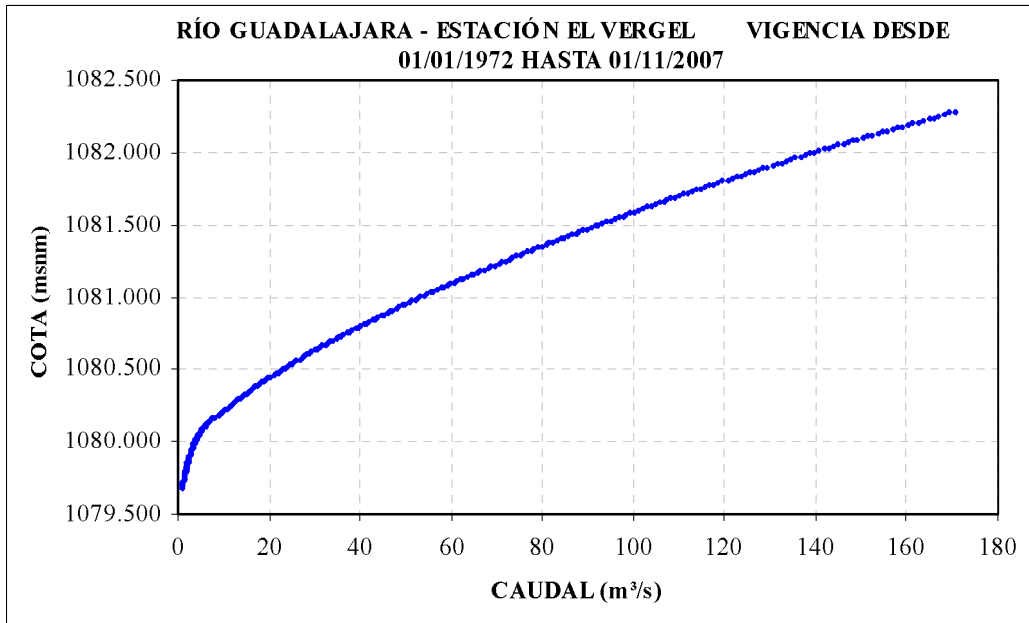


Figura 22. Curva de calibración nivel – caudal.

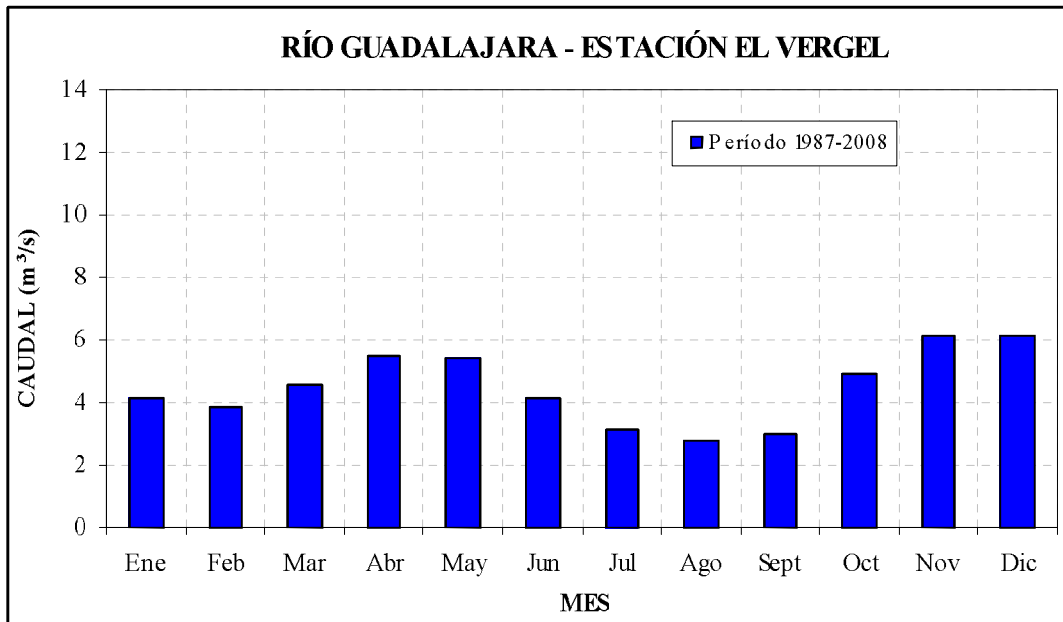


Figura 23. Caudales medios mensuales multianuales.

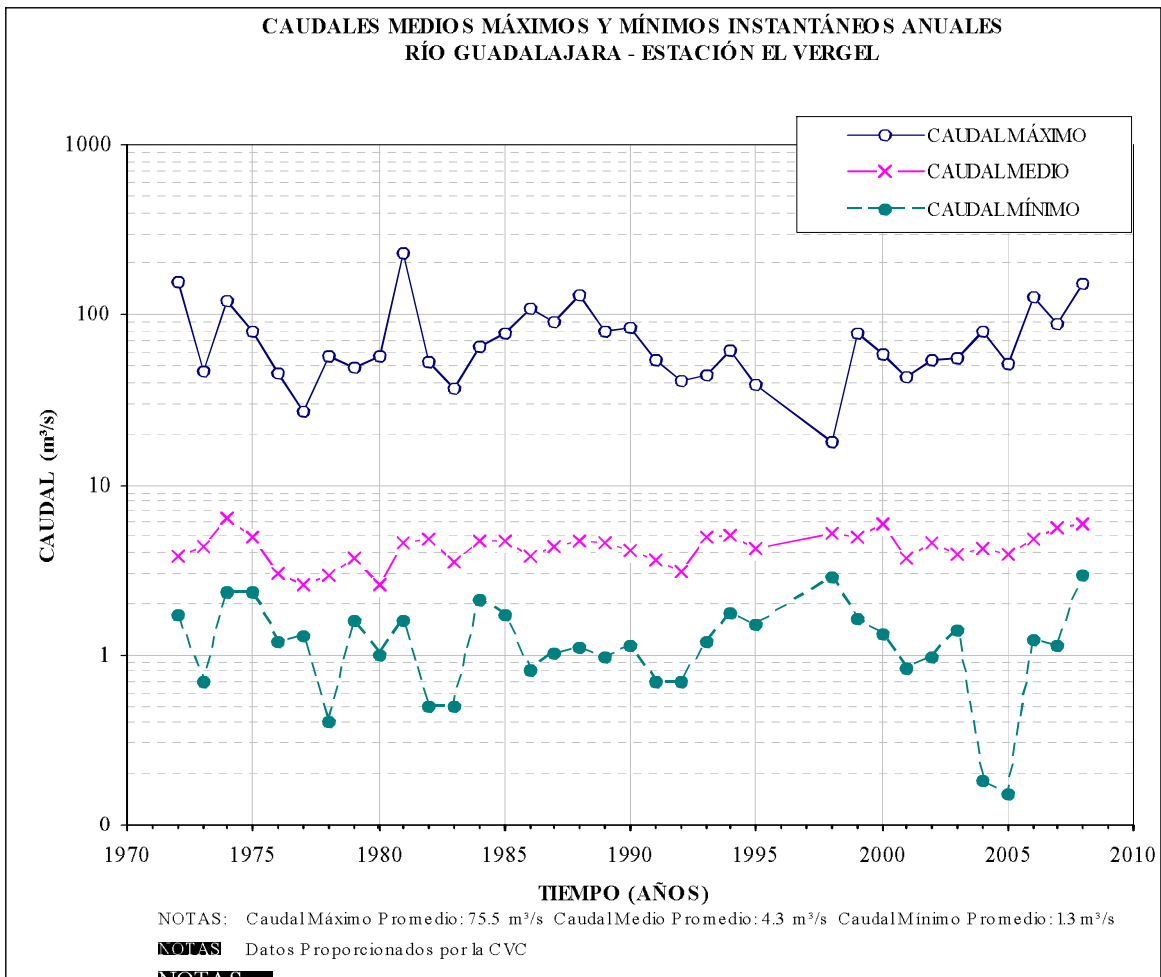


Figura 24. Caudales medios, máximos y mínimos instantáneos anuales.

5.3. ESTIMACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS O DE CRECIENTES

Se realizó un análisis de frecuencia de la información hidrológica con el fin de relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad. Para estimar los caudales máximos existen diferentes metodologías. En este análisis se evaluaron las distribuciones de Pearson Tipo III, Gumbel Tipo I, Normal, 2 Parámetros, 3 Parámetros y Log Pearson Tipo III. Finalmente, se seleccionó el método de Pearson Tipo III ya que esta distribución fue la que se ajustó mejor a los datos hidrológicos. Con base en las series de caudales máximos instantáneos anuales se calcularon los caudales extremos en la estación hidrométrica El Vergel para los periodos de retorno de 2, 5, 7, 10, 20, 50 y 100 años. En la Figura 25 se incluyen los caudales máximos estimados para diferentes distribuciones. Los resultados de la estimación de los caudales máximos utilizando el método de Pearson Tipo III se presentan en la Tabla 7.

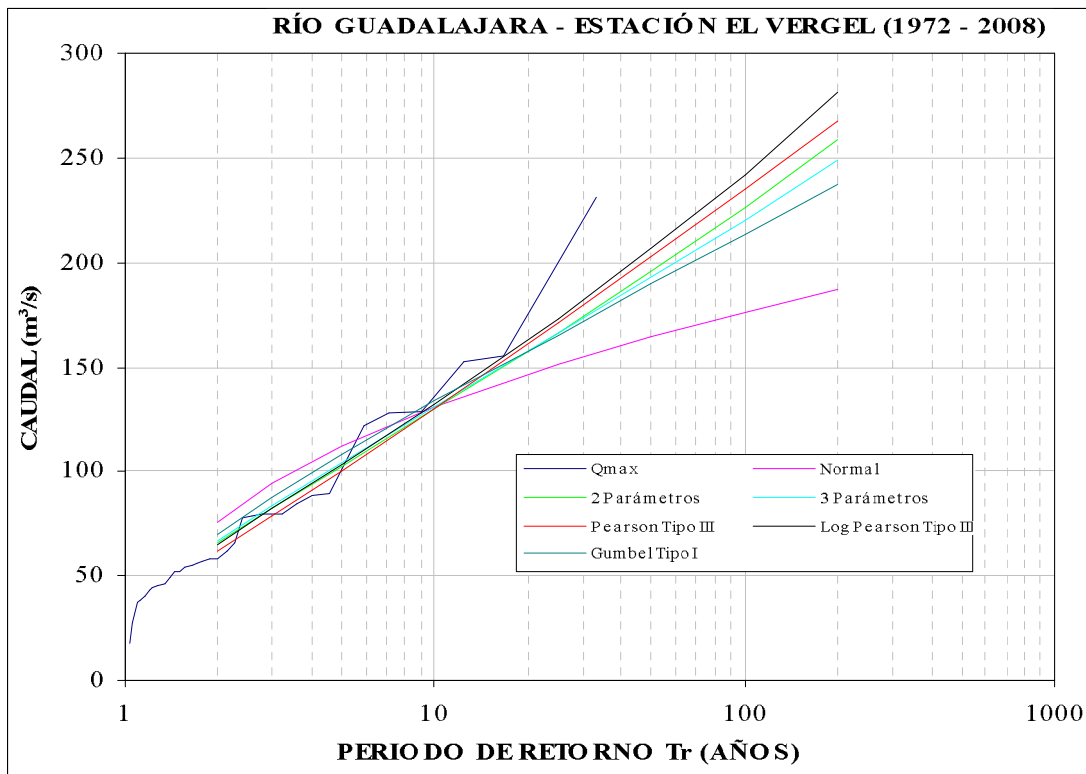


Figura 25. Análisis de eventos extremos en el río Guadalajara, estación El Vergel.

5.4. CURVAS DE VARIACIÓN ESTACIONAL

En la Figura 26 se presentan las curvas de variación estacional, las cuales se utilizan para obtener información general acerca del comportamiento estacional de los caudales. Su importancia radica en que permite determinar el régimen de distribución de los caudales en función de la probabilidad en que los eventos sean igualados o excedidos. Las curvas de variación estacional se construyeron con base en la información de las curvas de frecuencia, considerando probabilidades del 10%, 50% y 90%. En estas curvas se observa el régimen bimodal con dos periodos de caudales bajos en los periodos enero - marzo y julio - septiembre y dos periodos de caudales altos en los periodos abril - junio y octubre - diciembre.

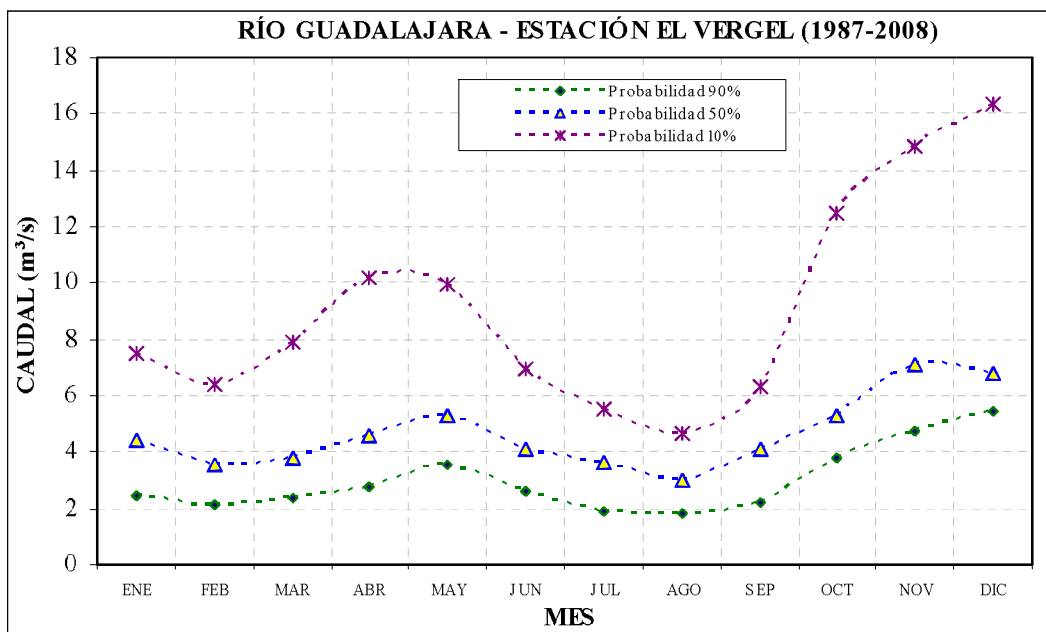


Figura 26. Curvas de variación estacional de caudales en el río Guadalajara.

5.5. CURVAS DE DURACIÓN DE CAUDALES

La evaluación de la disponibilidad de agua en un cauce se representa, generalmente, a través de la curva de duración de caudales. Ésta consiste en un gráfico en el cual se relacionan los caudales medios del río (ordenados por su magnitud) contra la frecuencia de ocurrencia del evento en términos del porcentaje total. Las curvas de duración de caudales indican el número de días del año o periodo en términos de porcentaje del tiempo en que un determinado caudal es igualado o excedido en magnitud. En la Figura 27 se presenta la curva de duración de caudales medios horarios en la estación Salónica. En la Tabla 7 se muestran los valores de los caudales para los porcentajes de tiempo del 10%, 25%, 50%, 75% y 90%.

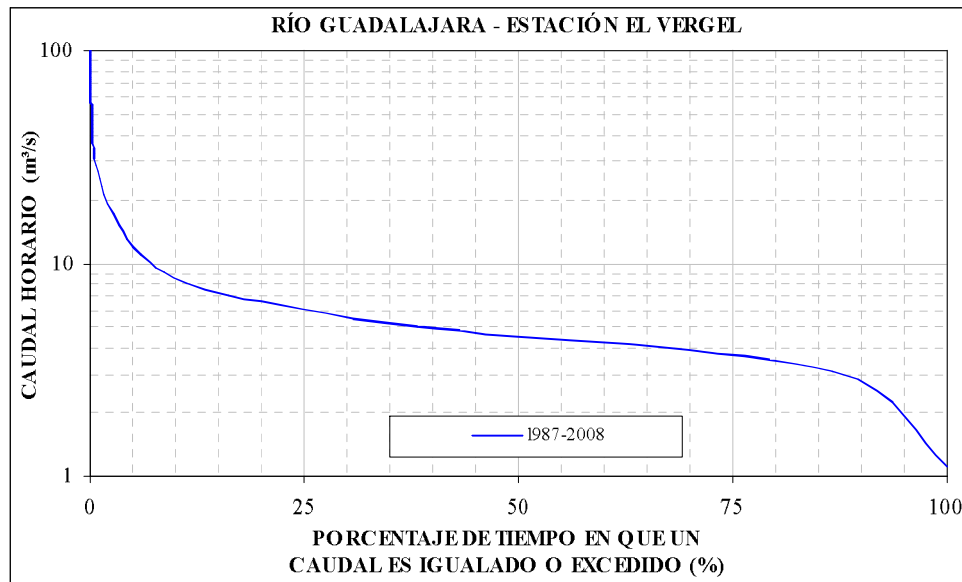


Figura 27. Curva de duración de caudales diarios en el río Guadalajara, estación El Vergel.

5.6. CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS Y GEOMÉTRICAS

Los ríos son sistemas altamente dinámicos que ajustan su geometría y morfología a las condiciones impuestas por el régimen de caudales líquidos y descargas sólidas. La geometría hidráulica se refiere comúnmente a la sección transversal del cauce y su estudio se basa en las relaciones existentes entre los caudales y los niveles de agua y los diferentes parámetros hidráulicos y geométricos, tales como el área hidráulica, el ancho, la pendiente, la profundidad hidráulica y la velocidad del agua.

Se efectuó la caracterización hidráulica y geométrica del río Guadalajara considerando para ello las relaciones existentes entre los caudales y los niveles de agua y los distintos parámetros hidráulicos y geométricos para todo el periodo de registro. En general, las regresiones halladas presentan correlaciones bastante aceptables; la velocidad media de la corriente y el área hidráulica son los parámetros que mejor se correlacionan con el caudal y el nivel de agua, seguidos por la profundidad hidráulica. Por el contrario, la correlación entre el caudal y el ancho superior es bastante pobre, así como la correlación entre el nivel de agua y el ancho superior.

Relación entre los caudales y los parámetros hidráulicos y geométricos

Las relaciones entre los caudales líquidos y los distintos parámetros hidráulicos y geométricos (área, ancho superior, velocidad y profundidad hidráulica) se presentan en la Figura 28. Se indican en ellas las curvas y las ecuaciones de mejor ajuste.

En la Tabla 8 se presentan las características hidráulicas y geométricas calculadas con base en las ecuaciones de regresión determinadas para caudales seleccionados dentro del rango de información de campo disponible, es decir, en el rango de validez de las regresiones

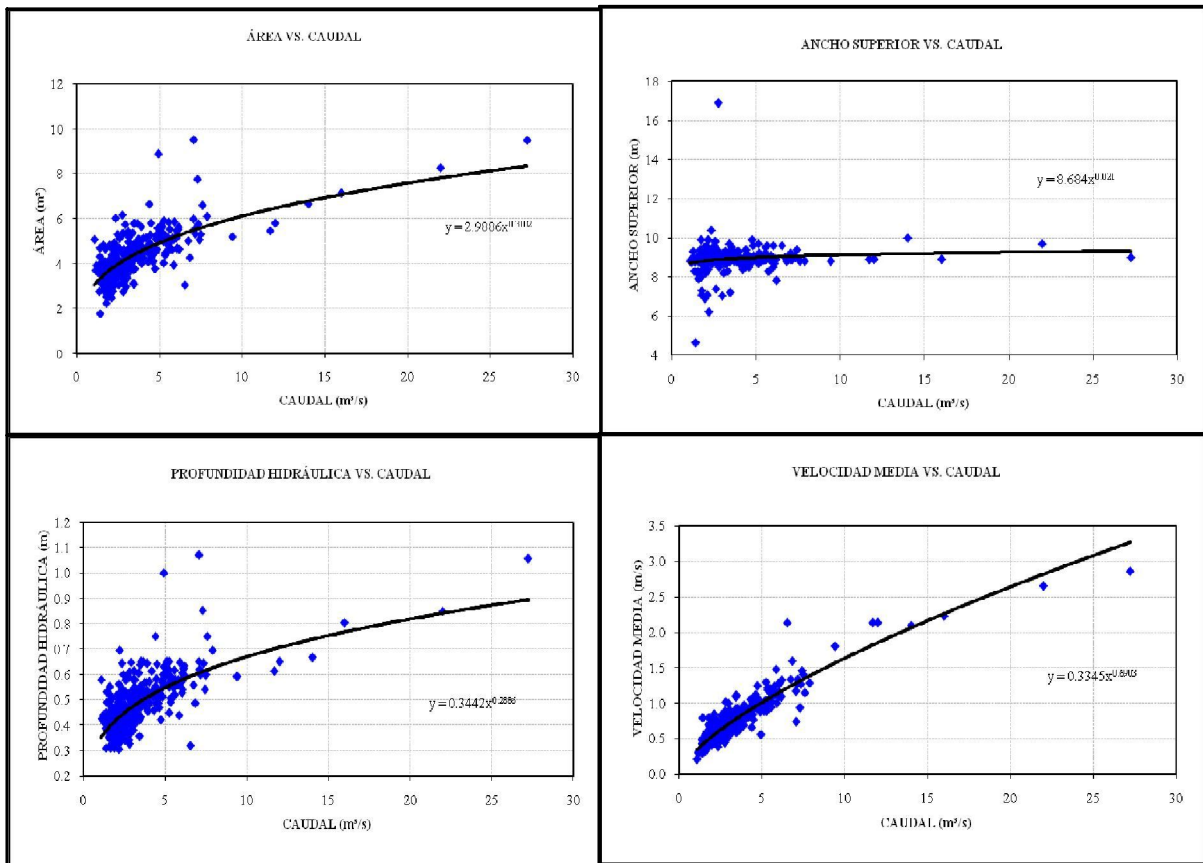


Figura 28. Relación caudal vs. Parámetros hidráulicos y geométricos en el río Guadaluja

Tabla 8. Propiedades hidráulicas y geométricas en el río Guadaluja - estación El Vergel

Parámetros	Caudal (m ³ /s)					
	3	4	5	10	12	15
Velocidad (m/s)	0.71	0.87	1.02	1.64	1.86	2.17
Área (m ²)	4.20	4.59	4.92	6.10	6.46	6.92
Profundidad hidráulica (m)	0.47	0.51	0.55	0.67	0.71	0.75
Ancho superior (m)	8.89	8.95	8.99	9.13	9.16	9.21
Número de Froude	0.33	0.39	0.44	0.64	0.71	0.80

Relación entre los niveles de agua y los parámetros hidráulicos y geométricos

Las relaciones entre los niveles de agua y los parámetros hidráulicos y geométricos en la estación hidrométrica El Vergel se presentan en la Figura 29.

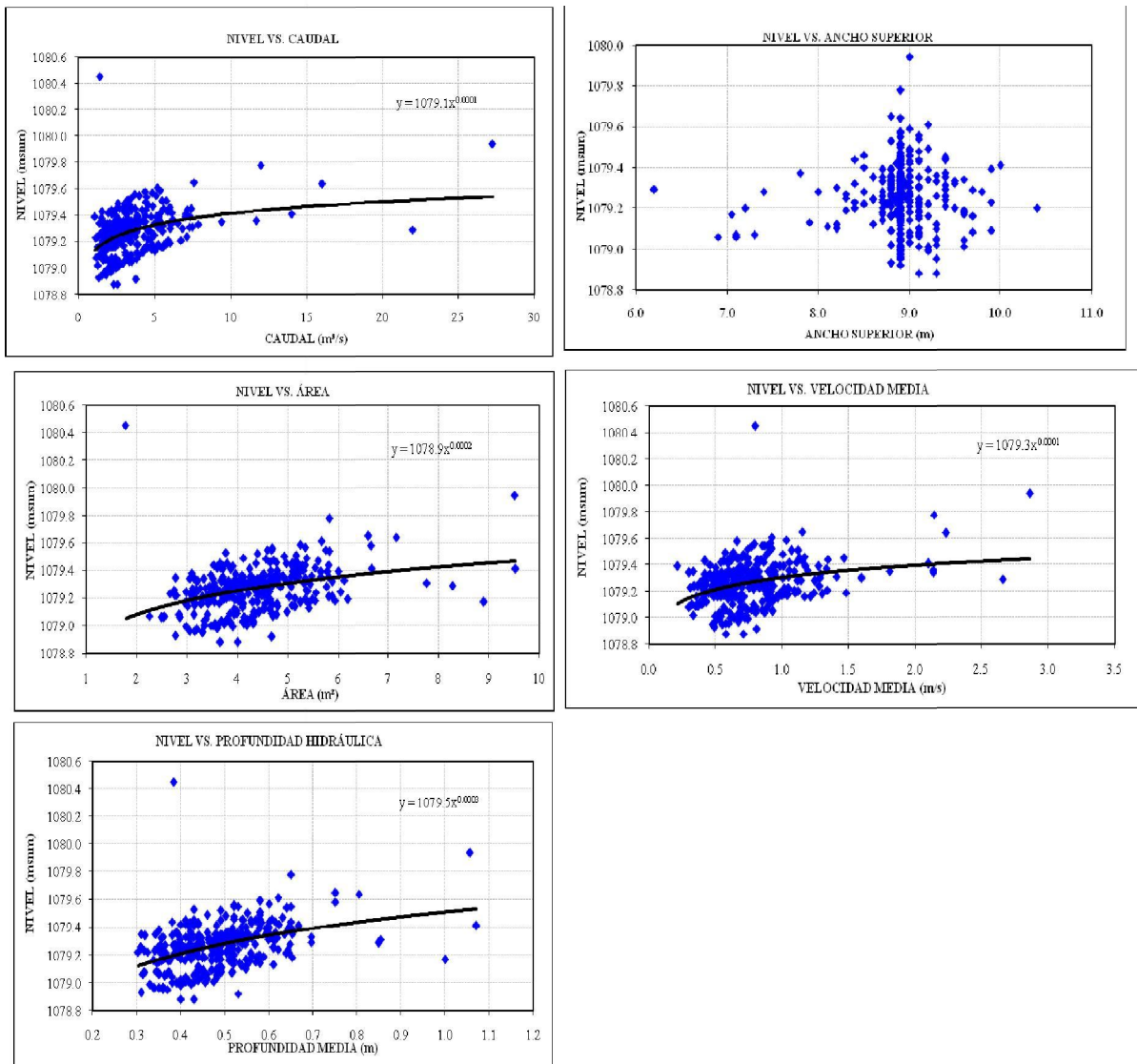


Figura 29. Relaciones entre los niveles de agua y los parámetros hidráulicos y geométricos en el río Guadalajara.

5.7. PERFILES LONGITUDINALES DE LOS CAUCES DEL MUNICIPIO DE BUGA

Perfil longitudinal del río Guadalajara

En la Figura 30 se muestra el perfil longitudinal del río Guadalajara obtenido con base en las secciones transversales levantadas durante el programa de mediciones de campo. Para ello se graficó el perfil de fondo siguiendo el thalweg (nivel mínimo de lecho en la sección transversal).

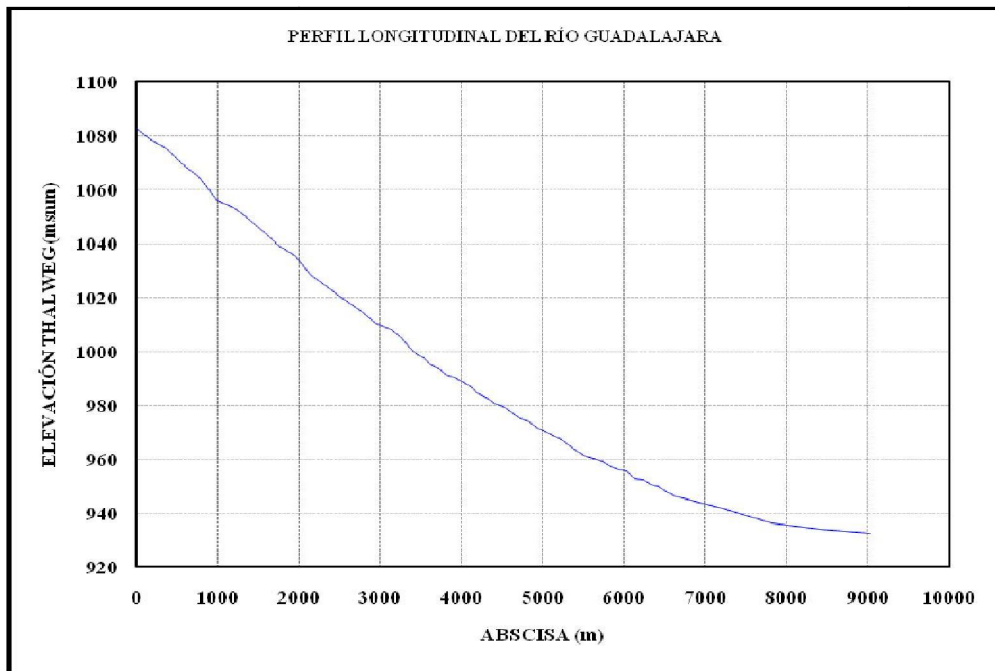


Figura 30. Perfil longitudinal del río Guadalajara en la zona de estudio.

Perfil longitudinal de la quebrada Chambimbal

De igual forma, el perfil longitudinal de la quebrada Chambimbal se obtuvo mediante las secciones transversales levantadas en campo. En la Figura 31 se muestra el perfil longitudinal de la quebrada Chambimbal.

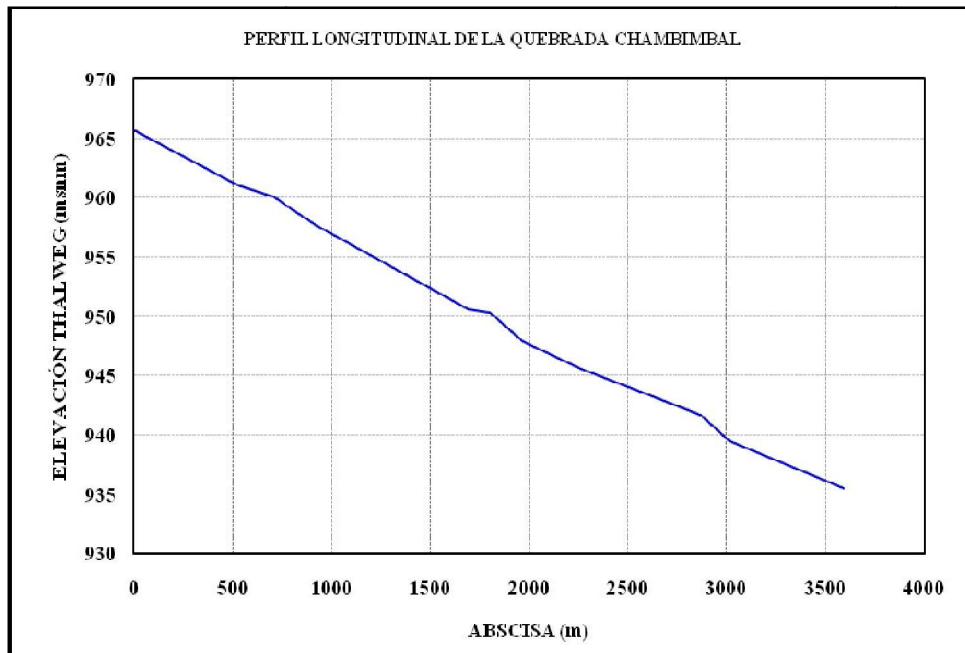


Figura 31. Perfil longitudinal de la quebrada Chambimbal en la zona de estudio.

5.8. PENDIENTE PROMEDIA DE LOS CAUCES DEL MUNICIPIO DE BUGA

Longitud del cauce

La longitud del cauce corresponde a la longitud del eje del cauce principal y se obtiene al sumar los arcos en las curvas y los tramos rectos que componen el cauce principal. La longitud del cauce influye en el tiempo de concentración y en la mayoría de los índices morfométricos y puede obtenerse a partir de los mapas rasterizados de la red de drenaje.

Las longitudes estimadas del río Guadalajara y la quebrada Chambimbal en la zona de estudio son 9030 m y 3600 m, respectivamente.

Pendiente media de los cauces principales

La pendiente media de los cauces principales se puede estimar mediante distintos métodos; entre los métodos más comunes se tienen: (i) Método de las elevaciones extremas y (ii) Método de Taylor-Schwarz.

- *Método de las elevaciones extremas*: En este método se determina el desnivel ΔH entre el punto más elevado y el más bajo del río dividido entre la longitud L del mismo cauce, así:

$$S = \frac{\Delta H}{L_c} \quad \text{ec. (2)}$$

donde:

ΔH = Diferencia de elevación entre las cotas extremas del cauce principal

L_c = Longitud del cauce principal

- *Método de Taylor - Schwarz*: Para este método se adopta la formulación expuesta en el método de las elevaciones extremas pero se divide el cauce en m canales de pendiente uniforme y longitud dx , en los cuales el tiempo de recorrido del agua es igual al del río.

De acuerdo con las anteriores consideraciones el método resultante es representado mediante la siguiente expresión:

$$S = \left(\frac{m}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{S_i} \right)^{1/2}} \right)^2 \quad \text{ec. (3)}$$

donde:

m = Número de tramos de igual longitud en que se divide el río

S_i = Pendiente en cada uno de los tramos que dividen el río

Pendiente promedio del río Guadalajara

La pendiente media del río Guadalajara es de 1.45% según el método de elevaciones extremas y 1.09% de acuerdo con el método de Taylor-Schwarz.

Según Jarrett (1990) los ríos que presentan una pendiente mayor del 0.2% en la mayoría de su trazado se clasifican como ríos de montaña. Para el caso del río Guadalajara la pendiente media promedio es aproximadamente 1.27%, por lo que el río se clasifica como río de montaña.

De acuerdo con las inflexiones o variaciones observadas en la pendiente del cauce principal y la información existente, el río Guadalajara se puede dividir en 3 zonas o tramos: (i) Zona alta, desde la primera sección transversal levantada en la estación El Vergel, en la cota 1082.67 msnm, hasta la cota 1008.04 msnm y con una pendiente media del 2.31%; (ii) Zona media, comprendida entre las cotas 1008.04 msnm y 948.13 msnm y con una pendiente media del 1.27%; y, (iii) Zona baja, localizada entre las cotas de 948.13 msnm y 929.25 msnm y con una pendiente media del 0.22%. En la Figura 32 se muestra el perfil longitudinal del río Guadalajara dividido por zonas para el cálculo de la pendiente.

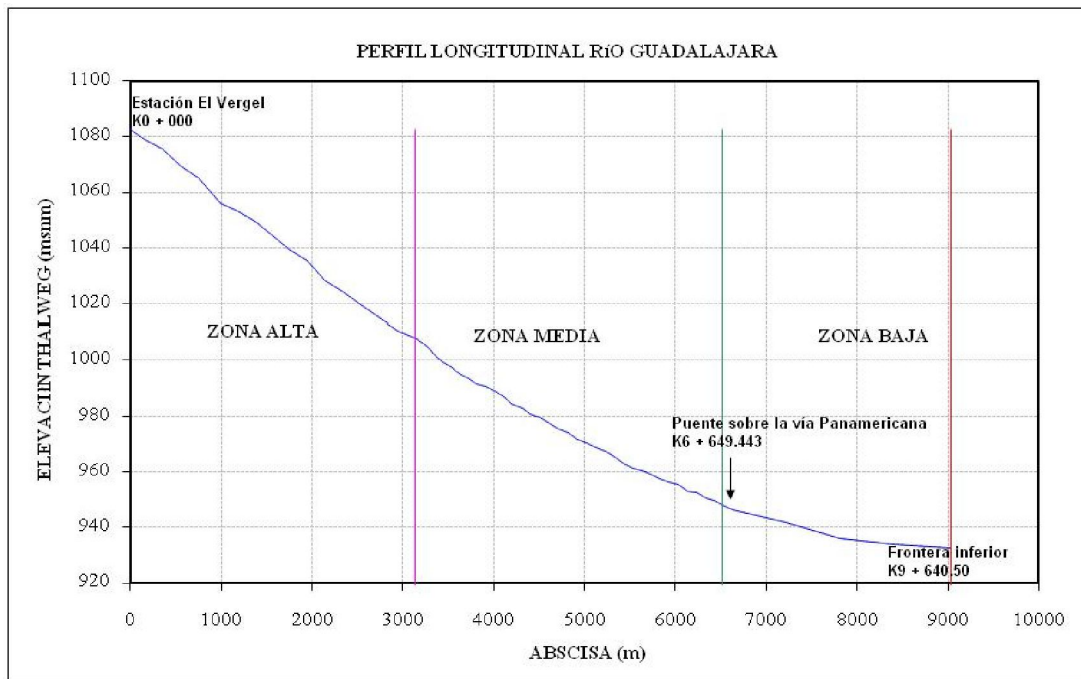


Figura 32. Perfil longitudinal del río Guadalajara en la zona de estudio dividido por zonas para el cálculo de la pendiente.

Pendiente promedio de la quebrada Chambimbal

La pendiente de la quebrada Chambimbal es de 0.83% según el método de elevaciones extremas y 0.82% de acuerdo al método de Taylor- Schwarz.

Para el caso de la quebrada Chambimbal, la pendiente media es aproximadamente 0.84%, por lo que la quebrada se clasifica como cauce de montaña.

De acuerdo con las inflexiones o variaciones observadas en la pendiente del cauce principal y la información existente, la quebrada Chambimbal se puede dividir en 3 zonas o tramos: (i) Zona inicial, desde la primer sección transversal levantada en la quebrada Chambimbal en la cota 965.65 msnm hasta la cota 960.04 msnm y con una pendiente media del 0.75%; (ii) Zona media, comprendida entre las cotas 960.04 msnm y 941.63 msnm y con una pendiente media del 0.86%; y, (iii) Zona final, localizada entre las cotas 941.63 msnm y 935.44 msnm y con una pendiente media del 0.98%.

En la Figura 33 se muestra el perfil longitudinal de la quebrada Chambimbal dividido por zonas para el cálculo de la pendiente.

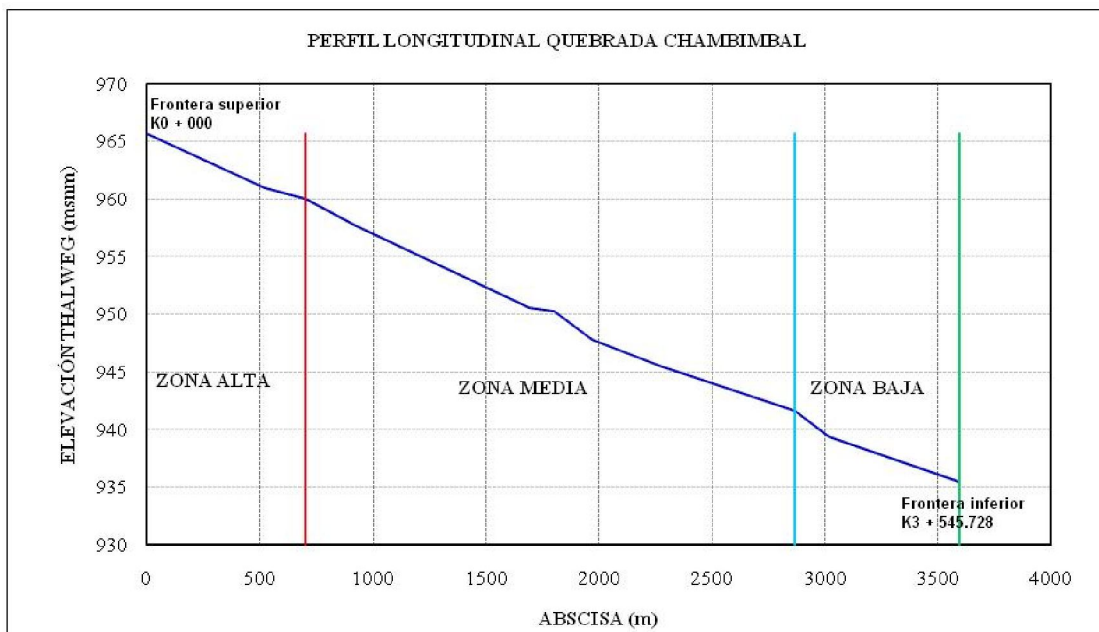


Figura 33. Perfil longitudinal de la quebrada Chambimbal en la zona de estudio dividido por zonas para el cálculo de la pendiente.

5.9. RUGOSIDAD DEL LECHO DE LOS CAUCES DEL MUNICIPIO DE GUADALAJARA DE BUGA

Los ríos de montaña presentan diferencias importantes con respecto a los ríos aluviales o de llanura debido a las distintas condiciones topográficas, geológicas, hidrológicas, hidráulicas, sedimentológicas y geomorfológicas. Los ríos de montaña se caracterizan por la alta pendiente de su cauce, sedimentos de mayor tamaño (gravas, guijarros, cantos y bolos) que causan una mayor resistencia al flujo, flujos altamente turbulentos con velocidades relativamente altas y profundidades pequeñas; además, presentan una morfología variable espacialmente y reducida temporalmente excepto cuando son intervenidos (extracción intensiva de materiales del lecho, por ejemplo) y al producirse eventos extremos.

Hasta hace unas cuantas décadas, los ríos de llanura (constituidos principalmente de arenas de diferentes tamaños) habían sido objeto principal de estudio de la hidráulica fluvial debido a que los asentamientos humanos han estado ubicados en su mayoría en los valles aluviales. Aproximadamente desde la década de 1980 se incrementaron los estudios e investigaciones sobre el comportamiento hidráulico, sedimentológico y geomorfológico de los ríos de montaña. Estos estudios han mostrado que las relaciones hidráulicas (rugosidad, velocidad, etc.) y de transporte de sedimentos utilizadas regularmente para definir el comportamiento de ríos de llanura conducen a errores al emplearse para describir el comportamiento de los ríos de montaña (López, 2005).

Estimar la resistencia al flujo es fundamental para analizar el comportamiento hidráulico de los ríos de montaña. La rugosidad del lecho representa la resistencia al flujo ejercida por las partículas que conforman el lecho y las bancas del canal y por las formas de fondo y demás irregularidades que actúan como obstáculos al flujo de agua. Para incluir este mecanismo de disipación de energía en las ecuaciones que describen el flujo de agua en canales se han desarrollado diferentes expresiones que involucran la geometría del canal, el material del lecho, etc., cada una con ventajas y limitaciones dependiendo de las condiciones para las cuales se desee aplicar. López (2005) ha recopilado cerca de 70 expresiones que permiten calcular el coeficiente de rugosidad en cauces de montaña con lechos conformados por materiales gruesos como gravas y cantos.

Para estimar la rugosidad del lecho de los cauces del municipio de Buga en la zona de estudio, se evaluaron 10 expresiones que, en principio, se ajustan a las condiciones del río Guadalajara considerando la pendiente del fondo, la granulometría y la geometría del cauce. Éstas son las formulaciones propuestas por Limerinos (1970), Charlton (1978), Bray (1979), Griffiths (1981), Ugarte & Méndez (1994), Knighton (1998) y Samora (1993). Estas ecuaciones están en función del radio hidráulico, el área de la sección transversal, la pendiente y los diámetros característicos del material del lecho (d_{50} , d_{84} , y d_{90}), lo cual es considerado muy importante puesto que en dichas ecuaciones la rugosidad es un parámetro que no sólo depende de las características geométricas del cauce sino que también está en función de los tamaños de los sedimentos. Las formulaciones de Riggs (1976), Williams (1978), Jarret (1984), Meunier (1989) y López & Barragán (2004) fueron aplicadas inicialmente pero luego se descartaron ya que dichas fórmulas no están en función de los

tamaños de los sedimentos de los lechos de los cauces, y los resultados arrojaron valores poco representativos de la rugosidad para esta clase de ríos. Las expresiones se aplicaron para el nivel de banca llena de las secciones transversales levantadas, donde además se tomó registro fotográfico para la caracterización sedimentológica.

Sin embargo, las formulaciones de Limerinos, Griffiths, Knighton, Ugarte & Méndez y Samora arrojaron sistemáticamente valores muy bajos (valores de rugosidad de Manning menores que $0.023 \text{ s/m}^{1/3}$), considerados muy poco representativos de la rugosidad de cauces como el río Guadalajara, teniendo en cuenta sus características morfológicas y sedimentológicas (material granulares gruesos de diferentes tamaños). Por esta razón, la estimación de la rugosidad de los cauces de la zona de estudio del municipio de Buga se realizó empleando la formulación de Charlton.

Charlton (1978) empleó registros de variables hidráulicas en ríos de montaña británicos con el propósito fundamental de encontrar una relación con el coeficiente de fricción de Manning, n , en este tipo de corrientes. La mayoría de los datos corresponden a ríos con vegetación significativamente densa en las márgenes. Los resultados observados mostraron que n varía inversamente con la profundidad del flujo y directamente con la pendiente. Mediante técnicas de regresión múltiple Charlton determinó que la relación de mejor ajuste para determinar el coeficiente de fricción de Darcy, f , con base en el radio hidráulico, R , y el diámetro característico d_{90} es la siguiente:

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 5.89 \text{ Log} \left(\frac{R}{d_{90}} \right) + 2.57 \quad \text{ec. (4)}$$

Según López (2005), la ecuación de Charlton es aplicable a canales naturales con pendientes del lecho entre 0.07 y 1.37%, y cuyo diámetro característico d_{90} se encuentre en el rango comprendido entre 0.055 y 0.315 m.

Rugosidad del lecho del río Guadalajara

La ecuación de Charlton fue aplicada en las secciones transversales en las cuales se realizó el análisis fotográfico superficial por malla para los niveles de banca llena en el río Guadalajara. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 9. La rugosidad de Manning promedio, n , estimada para el río Guadalajara es de $0.044 \text{ s/m}^{1/3}$.

Tabla 9. Factores de rugosidad de Manning, Chezy y Darcy en el río Guadalajara en diferentes secciones transversales

Sección	Abscisa	R (m)	d ₉₀ (m)	f	C (m ^{1/2} /s)	n (s/m ^{1/3})
1	K0 + 000.00	2.11	0.18	0.08	30.54	0.037
3	K0 + 357.36	0.99	0.19	0.17	21.34	0.047
17	K3 + 138.05	1.94	0.12	0.1	27.72	0.040
35	K4 + 925.91	3.22	0.27	0.12	25.59	0.048
43	K5 + 728.45	0.9	0.17	0.17	21.55	0.046

Rugosidad del lecho de la quebrada Chambimbal

En la quebrada Chambimbal no se encontraron zonas adecuadas para la aplicación del método superficial por malla para determinar el tamaño de los sedimentos del lecho. Sin embargo, con base en los registros fotográficos tomados en el lecho de esta quebrada y los registros tomados en el lecho del río Guadalajara se realizó una correlación que permitió establecer el tamaño de los sedimentos, y, por lo tanto, la rugosidad del lecho de la quebrada Chambimbal utilizando la formulación de Charlton (ec.(4)). El valor promedio resultante de la rugosidad del lecho de este cauce, el cual presenta características similares al del río Guadalajara, es de 0.044 s/m^{1/3}.

5.10. RUGOSIDAD DE LAS LLANURAS DE INUNDACIÓN DEL MUNICIPIO DE BUGA

En la planicie de inundación de un río la presencia de vegetación y diferentes tipos de elementos y obstáculos (piedras, cercos, casas, infraestructura) producen resistencia al flujo cuando éste se desborda. La rugosidad estimada debe ser representativa de la vegetación y los diferentes elementos existentes en las llanuras de inundación ya que este factor es muy importante para obtener resultados confiables en la modelación matemática.

Para determinar los valores de la rugosidad de Manning en las planicies de inundación de la zona de estudio del municipio de Buga fue necesario aplicar algunos conceptos de esfuerzos cortantes en las llanuras ejercidos por los obstáculos presentes (pastos, árboles, cañaduzales, guaduas y rastrojo).

Determinación de los valores de rugosidad de Manning causada por pastos

La Figura 34 muestra la relación entre el coeficiente de Chezy y la profundidad de inundación en la planicie para pastos largos (de Vries, 1993).

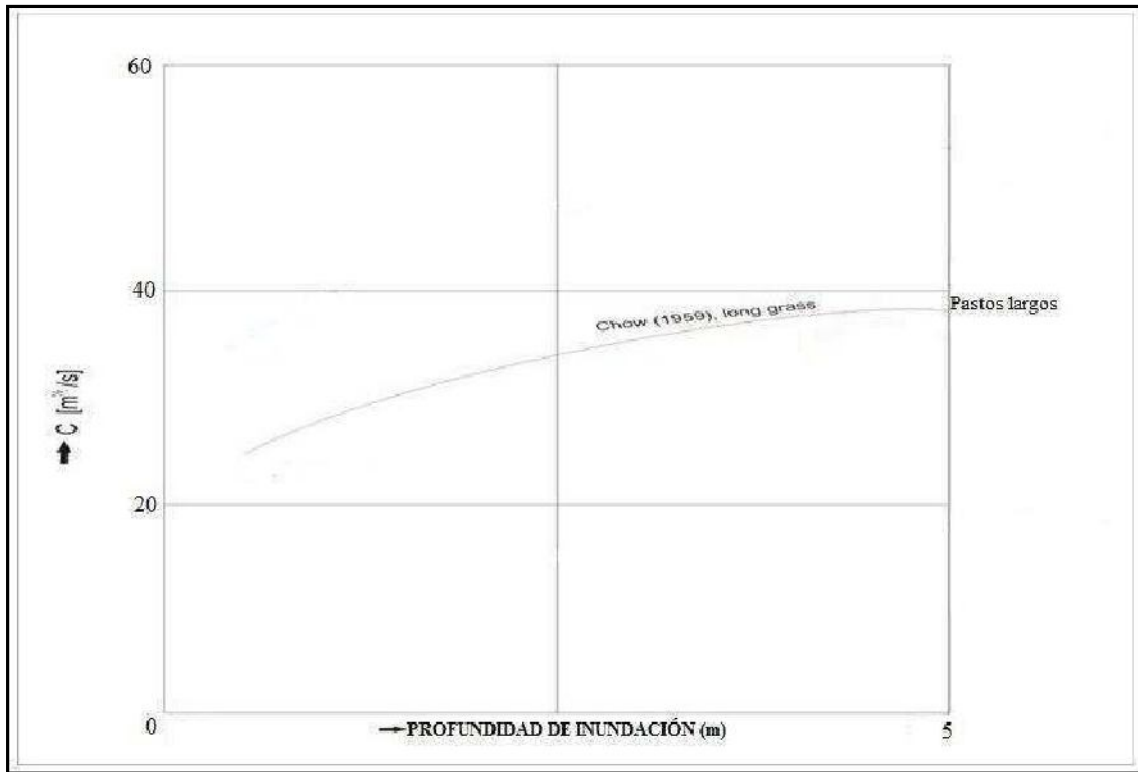


Figura 34. Coeficiente de Chezy en función de la profundidad de inundación en la planicie (de Vries, 1993).

Después de obtener el valor del coeficiente de Chezy para distintas profundidades de flujo se obtiene el valor de la rugosidad de Manning respectivo mediante la siguiente expresión:

$$n = \frac{H^{\frac{1}{6}}}{C} \quad \text{ec. (5)}$$

donde:

- n = Coeficiente de rugosidad de Manning
- H = Profundidad de inundación en la planicie
- C = Coeficiente de Chezy

En la Tabla 10 se muestran los valores de rugosidad de Manning y Chezy de la planicie de inundación producida por pastos, considerando diferentes profundidades de flujo.

Tabla 10. Coeficientes de rugosidad de Manning y Chezy en la planicie de inundación cubierta de pastos en función de la profundidad de inundación

H (m)	C (m ^{1/2} / s)	n (s/ m ^{1/3})
0.06	21	0.029
0.15	22.5	0.032
0.2	23.1	0.033
0.3	23.8	0.034
0.4	24.3	0.035
0.5	25	0.036
0.6	25.7	0.036
0.7	26.4	0.036
0.8	27.1	0.036
1	28.5	0.035
1.5	32	0.033
2	34.7	0.032

Determinación de los valores de rugosidad de Manning en la planicie de inundación producida por árboles, guadua y caña

El tránsito del flujo en la planicie de inundación a través de obstáculos produce un esfuerzo cortante debido al impacto entre el fluido y la vegetación en la planicie, τ_l (en este caso árboles, guaduas y cañas), como se muestra en la siguiente relación:

$$\tau_l = \frac{1}{2} m \rho C_d V^2 A \quad \text{ec. (6)}$$

El esfuerzo cortante, τ_l , también es equivalente a la siguiente expresión:

$$\tau_l = \gamma \frac{V^2}{C^2} \quad \text{ec. (7)}$$

Al sustituir la ecuación (7) en la ecuación (6) se obtiene el coeficiente de Chezy, C, de la planicie de inundación:

$$C^2 = \frac{2g}{m_d \gamma H} \quad \text{ec. (8)}$$

donde:

- C = Coeficiente de Chezy relacionado con el esfuerzo cortante en la planicie de inundación.
- m = Densidad de árboles por metro cuadrado

C_d = Coeficiente de arrastre
 D = Diámetro del tronco del árbol, caña o guadua
 H = Profundidad de inundación en la planicie
 g = Aceleración debida a la gravedad
 V = Velocidad media del flujo

Para hallar el coeficiente de Chezy se debe determinar el coeficiente de arrastre, C_d , el cual está en función del número de Reynolds, Re . Para ello, primero se debe calcular el número de Reynolds mediante la siguiente expresión:



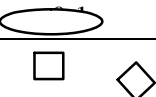
$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad \text{ec. (9)}$$

donde:

V = Velocidad media del agua en la llanura de inundación
 D = Diámetro del tronco
 ν = Viscosidad cinemática del agua

El valor de la viscosidad cinemática del agua es igual a $1.01 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ para una temperatura de 20°C . Para calcular los valores del número de Reynolds se asumen diferentes tamaños de los diámetros de los troncos y una velocidad de flujo de 1 m/s ; los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 15. Con base en los valores del número de Reynolds calculados se estima el coeficiente de arrastre, C_d , correspondiente, de acuerdo con los valores reportados en la literatura para diferentes geometrías del cuerpo u obstáculo que ejerce resistencia al flujo (ver Tabla 11).

Tabla 11. Relación del número de Reynolds con el coeficiente de arrastre y la forma del cuerpo en el cual se produce el choque con el agua (W. F. Lindsey, 1938)

Forma del cuerpo	Figura	C_d	Número de Reynolds
Cilindro circular		1.2	1×10^4 a 1.5×10^5
		0.4	1.5×10^5 a 1×10^6
Cilindro elíptico		0.6	4×10^4
		0.46	1×10^5
		0.32	2.5×10^4 a 1×10^5
		0.29	2.5×10^4
Prisma cuadrado		2.0	3.5×10^4
		1.6	1×10^4 a 1×10^5

En el presente estudio se adoptó un coeficiente de arrastre, C_d , igual a 1.2 para cañaduzales y guaduas y 0.4 para árboles, teniendo en cuenta los valores calculados del número del

Reynolds (ver Tabla 11) y que la vegetación en la planicie (árboles, cañas, guaduas) se puede aproximar a tallos de forma cilíndrica.

Después de obtener los valores del coeficiente de Chezy mediante la ecuación (8) para distintos diámetros de troncos, se determinaron los valores del coeficiente de rugosidad de Manning, asumiendo distintas profundidades del flujo en la llanura de inundación:

$$n = \frac{H^{\frac{1}{6}}}{C} \quad \text{ec. (10)}$$

donde:

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

H = Profundidad del flujo en la llanura de inundación

C = Coeficiente de Chezy en la llanura de inundación

En las Tablas 12 a 14 se presentan los valores de rugosidad de Manning para diferentes clases y densidades de vegetación, distintas profundidades de flujo y diámetros de tronco.

Tabla 12. Estimación de la rugosidad de Manning para planicies de inundación con árboles de diferentes tamaños de tronco

Profundidad de inundación (m)	Diámetro del tronco (m)	Reynolds (Re)	Densidad de árboles/m²	C (m^{1/2}/s)	Rugosidad de Manning (s/m^{1/3})
0.06	0.8	792079.21	0.06	130.50	0.005
0.06	0.7	693069.31	0.06	139.51	0.004
0.06	0.6	594059.41	0.06	150.69	0.004
0.06	0.5	495049.5	0.06	165.08	0.004
0.06	0.4	396039.6	0.06	184.56	0.003
0.15	0.8	792079.21	0.06	82.54	0.009
0.15	0.7	693069.31	0.06	88.24	0.008
0.15	0.6	594059.41	0.06	95.31	0.008
0.15	0.5	495049.5	0.06	104.40	0.007
0.15	0.4	396039.6	0.06	116.73	0.006
0.5	0.8	792079.21	0.06	45.21	0.020
0.5	0.7	693069.31	0.06	48.33	0.018
0.5	0.6	594059.41	0.06	52.20	0.017
0.5	0.5	495049.5	0.06	57.18	0.016
0.5	0.4	396039.6	0.06	63.93	0.014
1	0.8	792079.21	0.06	31.97	0.031
1	0.7	693069.31	0.06	34.17	0.029
1	0.6	594059.41	0.06	36.91	0.027
1	0.5	495049.5	0.06	40.44	0.025
1	0.4	396039.6	0.06	45.21	0.022

En el caso de las planicies de inundación con guadua se estimó, de acuerdo con las observaciones de campo realizadas, que pueden encontrarse de 12 a 16 guaduas por metro cuadrado.

Tabla 13. Estimación de la rugosidad de Manning para planicies de inundación con guadas de diferentes densidades por metro cuadrado

Profundidad de inundación (m)	Diámetro del tronco (m)	Guadas/m ²	Velocidad media (m/s)	Número de Reynolds (Re)	C (m ^{1/2} /s)	Rugosidad de Manning (s/m ^{1/3})
0.06	0.1	16	0.3	29702.97	13.05	0.048
			0.5	49504.95	13.05	0.048
			0.7	69306.93	13.05	0.048
			1	99009.90	13.05	0.048
0.06	0.1	15	0.3	29702.97	13.48	0.046
			0.5	49504.95	13.48	0.046
			0.7	69306.93	13.48	0.046
			1	99009.90	13.48	0.046
0.06	0.1	14	0.3	29702.97	13.95	0.054
			0.5	49504.95	13.95	0.054
			0.7	69306.93	13.95	0.054
			1	99009.90	13.95	0.054
0.15	0.1	16	0.3	29702.97	8.25	0.088
			0.5	49504.95	8.25	0.088
			0.7	69306.93	8.25	0.088
			1	99009.90	8.25	0.088
0.15	0.1	15	0.3	29702.97	8.52	0.086
			0.5	49504.95	8.52	0.086
			0.7	69306.93	8.52	0.086
			1	99009.90	8.52	0.086
0.15	0.1	14	0.3	29702.97	8.82	0.083
			0.5	49504.95	8.82	0.083
			0.7	69306.93	8.82	0.083
			1	99009.90	8.82	0.083
0.5	0.1	16	0.3	29702.97	4.52	0.197
			0.5	49504.95	4.52	0.197
			0.7	69306.93	4.52	0.197
			1	99009.90	4.52	0.197
0.5	0.1	15	0.3	29702.97	4.67	0.191
			0.5	49504.95	4.67	0.191
			0.7	69306.93	4.67	0.191
			1	99009.90	4.67	0.191
0.5	0.1	14	0.3	29702.97	4.83	0.184
			0.5	49504.95	4.83	0.184
			0.7	69306.93	4.83	0.184

			1	99009.90	4.83	0.184
1	0.1	16	0.3	29702.97	3.20	0.313
			0.5	49504.95	3.20	0.313
			0.7	69306.93	3.20	0.313
			1	99009.90	3.20	0.313
1	0.1	15	0.3	29702.97	3.30	0.303
			0.5	49504.95	3.30	0.303
			0.7	69306.93	3.30	0.303
			1	99009.90	3.30	0.303
1	0.1	14	0.3	29702.97	3.42	0.293
			0.5	49504.95	3.42	0.293
			0.7	69306.93	3.42	0.293
			1	99009.90	3.42	0.293

En el caso de las planicies de inundación con cañaduzales se estimó que para el sembrado de la caña se coloca un número de tallos por metro lineal con una distancia entre surcos de 0.875 m. La cantidad de tallos de caña por metro cuadrado varía dependiendo del tiempo de sembrado de la siguiente forma:

En 3 meses de sembrado:

- 20 tallos por metro lineal, por lo tanto 22 tallos por metro cuadrado.

En 6 meses de sembrado:

- 15 tallos por metro lineal, por lo tanto 16 tallos por metro cuadrado.

En 10 meses de sembrado:

- 13 tallos por metro lineal, por lo tanto 14 tallos por metro cuadrado.

Tabla 14. Estimación de la rugosidad de Manning para planicies de inundación con cañaduzales de diferentes densidades por metro cuadrado

Profundidad de inundación (m)	Diámetro del tronco (m)	Cañas/m ²	Velocidad media (m/s)	Número de Reynolds (Re)	C (m ^{1/2} /s)	Rugosidad de Manning (s/m ^{1/3})
0.06	0.05	22	0.3	14851.49	15.74	0.04
			0.5	24752.48	15.74	0.04
			0.7	34653.47	15.74	0.04
			1	49504.95	15.74	0.04
0.06	0.05	16	0.3	14851.49	18.46	0.034
			0.5	24752.48	18.46	0.034
			0.7	34653.47	18.46	0.034
			1	49504.95	18.46	0.034
0.06	0.05	14	0.3	14851.49	19.73	0.032
			0.5	24752.48	19.73	0.032
			0.7	34653.47	19.73	0.032
			1	49504.95	19.73	0.032
0.15	0.05	22	0.3	14851.49	9.95	0.073
			0.5	24752.48	9.95	0.073
			0.7	34653.47	9.95	0.073
			1	49504.95	9.95	0.073
0.15	0.05	16	0.3	14851.49	11.67	0.062
			0.5	24752.48	11.67	0.062
			0.7	34653.47	11.67	0.062
			1	49504.95	11.67	0.062
0.15	0.05	14	0.3	14851.49	12.48	0.058
			0.5	24752.48	12.48	0.058
			0.7	34653.47	12.48	0.058
			1	49504.95	12.48	0.058
0.5	0.05	22	0.3	14851.49	5.45	0.163
			0.5	24752.48	5.45	0.163
			0.7	34653.47	5.45	0.163
			1	49504.95	5.45	0.163
0.5	0.05	16	0.3	14851.49	6.39	0.139
			0.5	24752.48	6.39	0.139
			0.7	34653.47	6.39	0.139
			1	49504.95	6.39	0.139
0.5	0.05	14	0.3	14851.49	6.83	0.130
			0.5	24752.48	6.83	0.130
			0.7	34653.47	6.83	0.130

			1	49504.95	6.83	0.130
1	0.05	22	0.3	14851.49	3.86	0.259
			0.5	24752.48	3.86	0.259
			0.7	34653.47	3.86	0.259
			1	49504.95	3.86	0.259
1	0.05	16	0.3	14851.49	4.52	0.221
			0.5	24752.48	4.52	0.221
			0.7	34653.47	4.52	0.221
			1	49504.95	4.52	0.221
1	0.05	14	0.3	14851.49	4.83	0.207
			0.5	24752.48	4.83	0.207
			0.7	34653.47	4.83	0.207
			1	49504.95	4.83	0.207

6. INUNDACIONES, CLASIFICACIONES DE FLUJO Y REOLOGÍA Y MECÁNICA DE LODOS

6. DEFINICIONES, CLASIFICACIONES DE FLUJO Y REOLOGÍA Y MECÁNICA DE LODOS

6.1. DEFINICIONES

Inundación. Es un evento natural y recurrente que se produce en las corrientes de agua como resultado de lluvias intensas o continuas que, al sobrepasar la capacidad de retención del suelo y de los cauces, desbordan e inundan las llanuras de inundación y en general, aquellos terrenos aledaños a los cursos de agua. Las inundaciones se pueden clasificar de acuerdo con el régimen de los cauces en fluviales, aluviales o lentas, torrenciales o súbitas y pluviales o de encharcamiento.

Inundación aluvial. Se produce cuando hay lluvias persistentes y generalizadas dentro de una gran cuenca, generando un incremento paulatino de los caudales de los grandes ríos hasta superar la capacidad máxima de almacenamiento; se produce entonces el desbordamiento y la inundación de las áreas bajas y planas aledañas al cauce principal. Este tipo de crecientes son inicialmente lentas y tienen una gran duración.

Inundación torrencial. Ocurre en ríos de montaña y es originada por lluvias intensas. El área de la cuenca aportante es reducida y tiene fuertes pendientes. El aumento de los caudales se produce cuando la cuenca recibe la acción de las tormentas durante determinadas épocas del año, por lo que las crecientes suelen ser repentinas y de corta duración. Estas inundaciones son generalmente las que causan los mayores estragos en la población por ser intempestivas.

Inundación pluvial. Es la que se produce por la acumulación de agua de lluvia en un determinado lugar o área geográfica sin que ese fenómeno coincida necesariamente con el desbordamiento de un cauce fluvial. Este tipo de inundación se genera tras un régimen de precipitaciones intensas o persistentes, es decir, por la concentración de un elevado volumen de lluvia en un intervalo de tiempo muy breve o por la incidencia de una precipitación moderada y persistente durante un amplio periodo de tiempo sobre un suelo poco permeable.

Flujo. Torrente de agua y materiales que se desplazan ladera abajo, asociado generalmente con lluvias intensas, el cual sigue las leyes de la mecánica de fluidos.

Flujo de creciente. Movimiento de ocurrencia súbita, sin carga de materiales grandes, generalmente asociado a corrientes de tipo intermitente.

Flujo de lodos o avenida torrencial. Flujo torrencial cuyo material predominante es de textura fina y homogénea como arcillas y limos, generalmente encausado. El material está visiblemente saturado y presenta una apariencia viscosa.

Flujo torrencial. Se define como una inundación de corta duración con un elevado pico de descarga y que sigue poco después de un evento fuerte o excesivo de precipitación. Puede recibir diversos nombres, los cuales dependen principalmente de las características de cada

evento en particular como avenida torrencial o flujo de lodos. Los flujos torrenciales son eventos que pueden producirse en un lapso de horas después de una lluvia muy fuerte y que llegan a causar un elevado número de víctimas humanas y cuantiosos daños en la propiedad por la dificultad para tomar medidas de prevención. Se caracterizan por su elevado daño potencial, ocurrencia repentina, alta recurrencia y variable magnitud, afectando grandes y pequeñas áreas urbanas.

Lavas torrenciales. En general las lavas torrenciales no tienen ningún vínculo particular con el vulcanismo, ni siquiera en la ocurrencia de aludes en las laderas de los volcanes.

Se trata de avalanchas de lodos cargadas de elementos sólidos cuyos tamaños varían sustancialmente. Se desplazan a menudo por los lechos de los torrentes siguiendo la línea de mayor pendiente, alcanzando velocidades de hasta 10 m/s. Al parecer su origen requiere de la formación de una masa la cual al desplazarse se retroalimenta progresivamente. La carga sólida representada por rodillos y bloques de arcillas confiere a la avalancha una fuerte densidad, y la presencia de agua genera una fluidez suficiente que favorece el rápido desplazamiento de este tipo de flujo. De ahí proviene una energía cinética considerable que implica la erosión de la zona de circulación, la contribución de nuevo material y, en consecuencia, el desarrollo de la avalancha que se extenderá sobre el cono de deyección del torrente e incluso más allá, en función de las condiciones topográficas. El fenómeno puede conducir al desplazamiento de varios centenares de millares de metros cúbicos. Las lavas torrenciales se generan por impulsos sucesivos: la instauración de la primera avalancha favorece la aparición de la siguiente, y así sucesivamente hasta agotar los materiales constitutivos del fenómeno presentes en el lecho del torrente y sus alrededores.

6.2. CLASIFICACIÓN DEL FLUJO EN LOS RÍOS

El flujo en un río puede ser clasificado en función de la concentración o cantidad relativa de sedimentos que transporta. De acuerdo con esto, se pueden tener tres clases de flujo: flujos de baja concentración, flujos hiperconcentrados y lavas torrenciales o corrientes de derrubios.

Flujos de baja concentración. Los flujos de baja concentración de sedimentos presentan un comportamiento newtoniano, cuyas pequeñas cantidades de sedimentos no alcanzan a afectar las propiedades del agua. Costa (1984) define los flujos de baja concentración como aquellos cuya concentración de sedimentos, C_s (donde C_s es la relación entre el caudal sólido y el caudal líquido), es menor a 25% y cuya concentración volumétrica de sedimentos, C_v (donde C_v es la relación entre el volumen de sedimentos y el volumen total de agua y sedimentos), es menor a 20% y una densidad, ρ , menor o igual a 1.3 g/cm³. Posteriormente, Meunier (1991) define los flujos de baja concentración como aquellos cuya concentración de sedimentos, C_s , es menor a 5% y cuya densidad es menor o igual a 1.3 g/cm³.

Flujos hiperconcentrados. Estos flujos incluyen las avenidas torrenciales o flujos de lodos. La característica más importante de esta clase de flujos es que la concentración de sedimentos afecta o modifica las características reológicas (viscosidad y esfuerzo de cedencia) del flujo. Se caracterizan, además, por ser monofásicos u homogéneos. Además, el efecto de los sedimentos sobre el flujo estará determinado por la naturaleza de los sedimentos.

Si el sedimento es cohesivo el flujo es de tipo laminar y se comporta como un material plástico de Bingham, no-newtoniano, que necesita un esfuerzo de cedencia para iniciar el movimiento. Si el sedimento es de tipo granular, el flujo es turbulento y no existe un esfuerzo de cedencia. Sin embargo, es importante aclarar que aún con una porción pequeña de material fino (limos y/o arcillas e incluso arenas finas), el flujo se comportará como laminar.

Costa (1984) define los flujos hiperconcentrados como aquellos cuya concentración volumétrica, C_v , varía entre 20 y 100% y cuya densidad es mayor a 1.3 g/cm³ y menor a 1.8 g/cm³. Por otra parte, Meunier (1991) define los flujos hiperconcentrados como aquellos cuya concentración de sedimentos, C_s , varía entre 5% y 60%.

Lavas torrenciales o corrientes de derrubios. Esta clase de flujos es conocida en Perú como “huaycos” y se caracteriza por ser un flujo viscoplástico y tener altas concentraciones de material sólido. Costa (1984) define las lavas torrenciales como aquellos flujos cuya concentración, C_s , de sedimentos es superior al 100% y la densidad de la mezcla es superior a 1.8 g/cm³. Meunier (1991) clasifica las lavas torrenciales como aquellos flujos cuya concentración de sedimentos, C_s , varía entre 60% y 230%.

Las concentraciones de sedimentos C_s y C_v son adimensionales y se expresan mediante las siguientes relaciones:

$$C_s = \frac{V_s}{V_t} \quad \text{ec. (11)}$$

$$C_v = \frac{V_s}{V_s + V_l} \quad \text{ec. (12)}$$

La expresión que relaciona las concentraciones C_s y C_v es la siguiente:

$$C_v = \frac{C_s}{C_s + 1} \quad \text{ec. (13)}$$

La concentración por peso, C_w (relación entre el peso de los sedimentos y el volumen líquido), se expresa en términos de la concentración volumétrica, C_v , y la concentración de sedimentos, C_s , mediante las siguientes relaciones:

$$C_w = \gamma_s C_s \quad \text{ec. (14)}$$

$$C_w = \frac{\gamma C_v}{1 - C_v} \quad \text{ec. (15)}$$

donde γ_s es el peso específico de los sedimentos y generalmente se asume igual a 2.65 ton/m³. C_w tiene unidades de peso sobre volumen. La concentración por peso C_w , para un valor de C_s de 5%, es igual a 0.1325 ton/m³, que a su vez es igual a 132500 mg/lit o ppm (partes por millón). Una concentración por peso de esta magnitud en un río es considerada bastante alta, razón por la cual en el presente estudio se acogió la clasificación de los flujos en un cauce establecida por Meunier (1991); es decir, cuando la concentración C_s es superior al 5% el flujo se considera hiperconcentrado.

En la Tabla 15 se presentan las equivalencias entre las diferentes definiciones o tipos de concentraciones.

Tabla 15. Resultados de la concentración por peso, C_w , y la concentración volumétrica, C_v , para distintos valores de la concentración de sedimentos, C_s .

C_s (%)	C_v (%)	C_w (ppm)
5	4.76	132500
10	9.09	265000
15	13.04	397500
20	16.67	530000
25	20	662500
30	23.08	795000
35	25.93	927500
40	28.57	1060000
45	31.03	1192500
50	33.33	1325000

Meunier define los flujos de baja concentración como “fluviales” y los flujos hiperconcentrados y lavas torrenciales como “flujos torrenciales”, porque en estos dos últimos no es posible tratar independientemente la fase sólida y la fase líquida a efectos de cálculo. Por lo tanto, el término “avenida torrencial” se refiere a un flujo hiperconcentrado cuya fase sólida afecta las características reológicas del flujo. En la Figura 35 se muestran las diferentes clases de flujo y las disciplinas encargadas de su estudio y en la Figura 36 se muestra la clasificación de los flujos según Meunier (1991).

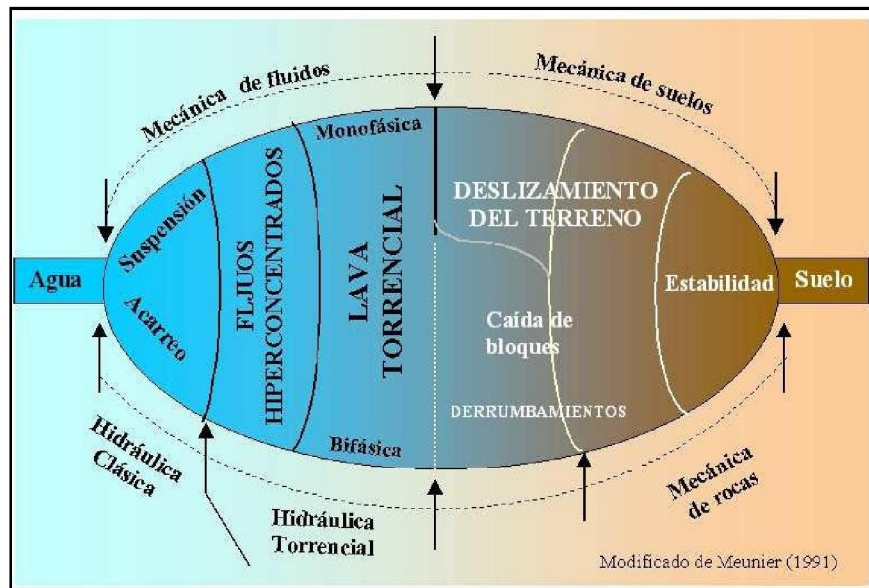


Figura 35. Clases de flujo.

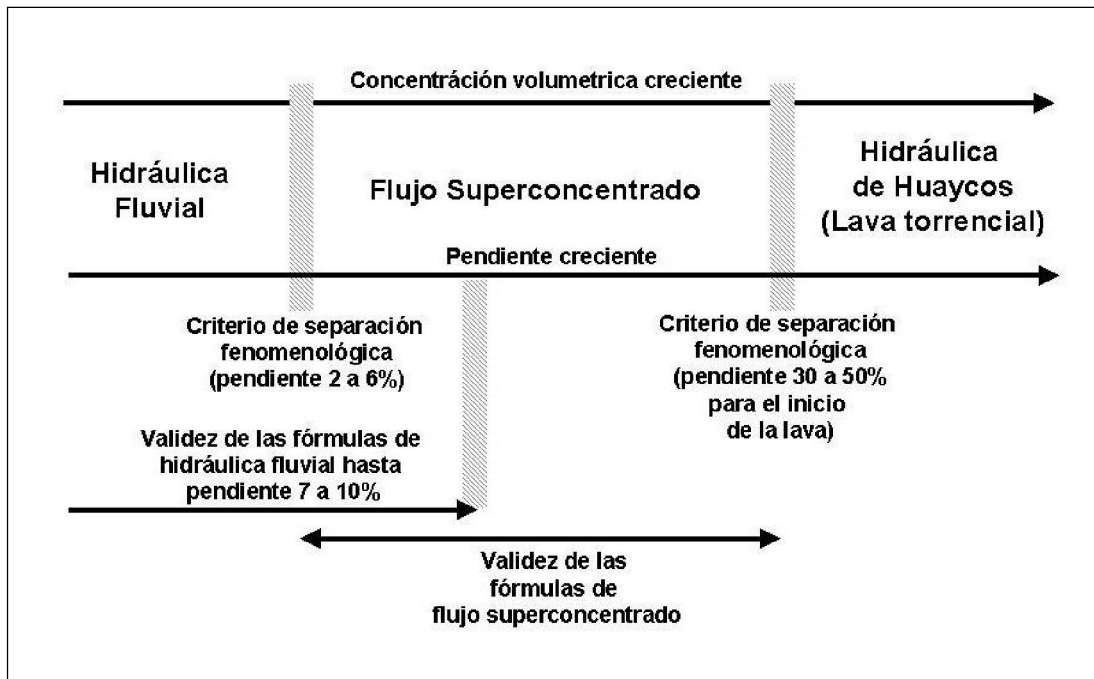


Figura 36. Clasificación de flujos según Meunier (1991).

6.3. REOLOGÍA Y MECÁNICA DE LODOS

6.3.1. Características generales de las avenidas torrenciales

Los flujos detríticos, que son una clase de flujo hiperconcentrado, se caracterizan por poseer un material de granulometría extendida. Esto quiere decir que se componen de materiales de diversos tamaños. Los materiales más gruesos se encuentran al frente de la avenida torrencial, mientras que el resto de agua y la mezcla de agua y sedimentos finos se encuentran distribuidos en el cuerpo y la cola de la avalancha.

Existen tres zonas por donde se inicia, transcurre y finaliza una avalancha:

- Zona de embudo o de iniciación (donde el terreno presenta pendientes mayores a 40°)
- Zona de transición o tránsito del flujo (normalmente a lo largo de un cañón)
- Zona de depósito (donde el terreno pierde pendiente ($< 3^\circ$))

En las Figuras 37, 38 y 39 se muestra el perfil de un frente de detritos y la morfología de la huella de los flujos detríticos.

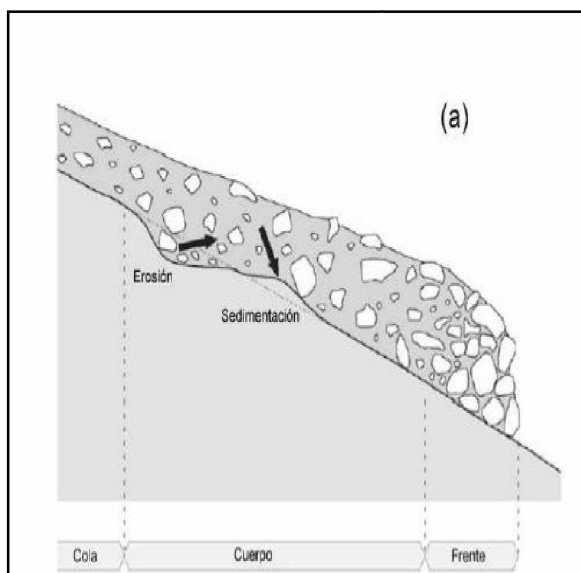


Figura 37. Perfil de un frente de detritos (Fuente: Schatzman, 2005).

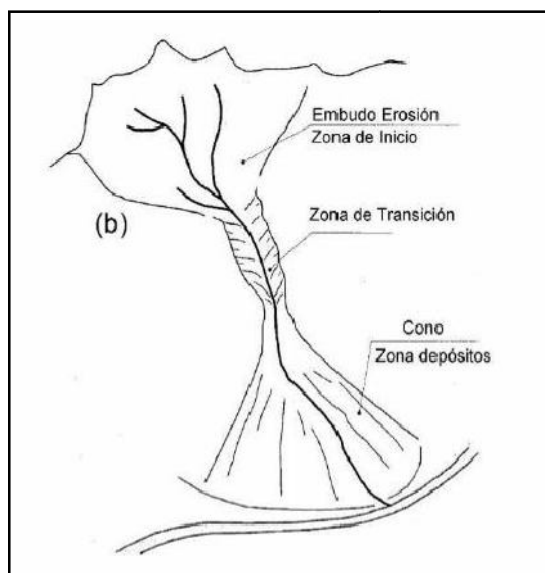


Figura 38. Morfología de la huella de los flujos detríticos (Fuente: Véosla, 2005).

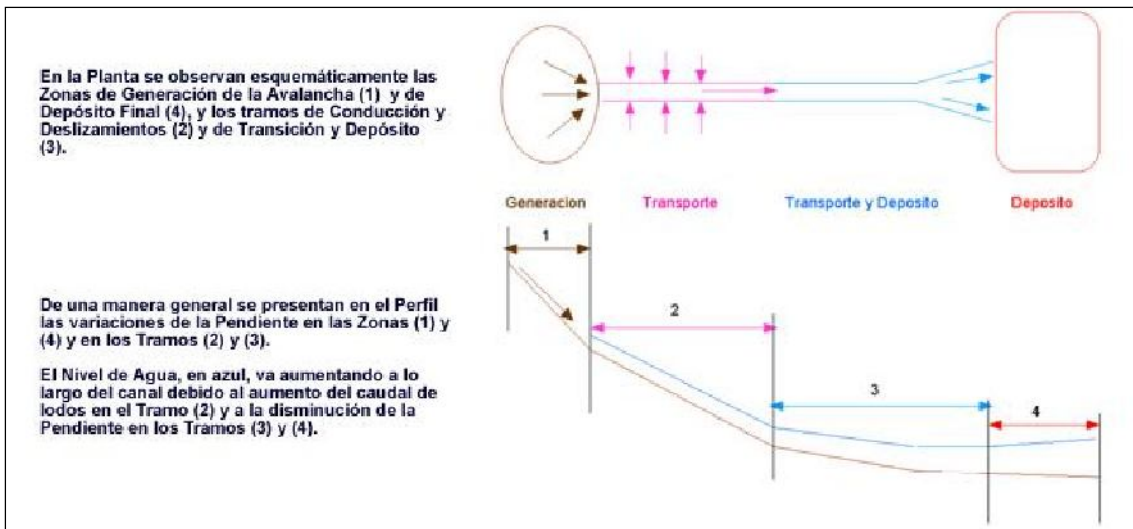


Figura 39. Perfil de un frente de detritos (Fuente: Véosla, 2005)

Los flujos de detritos se caracterizan, además, por poseer una alta concentración de energía que causa erosión del lecho, lo que incorpora incluso más material al propio flujo. Esto quiere decir que es un flujo que se retroalimenta, por lo cual se conoce como dinámicamente creciente.

6.3.2. Comportamiento de la relación esfuerzo cortante - deformación

En los flujos hiperconcentrados no es válido separar la fase sólida de la fase líquida a efectos de cálculo ya que la cantidad existente de sedimentos afecta las propiedades del fluido. El comportamiento de este tipo de flujos está en función de parámetros como la rugosidad, la pendiente, la geometría del canal y especialmente las propiedades de la matriz del fluido (mezcla entre agua y sedimentos).

Para describir el comportamiento de este tipo de flujos, diversos investigadores han propuesto diferentes modelos reológicos con el fin de estimar los esfuerzos que se presentan y, finalmente, calcular la variación de la profundidad del flujo y la velocidad, tanto a nivel temporal como espacial. Entre los modelos reológicos existentes se encuentran los de Voellmy, Herschel Bulkley y Bingham, entre otros. En la Figura 40 se ilustran algunos de los modelos usados para describir la relación Esfuerzo cortante - Deformación del fluido en distintas clases de fluidos.

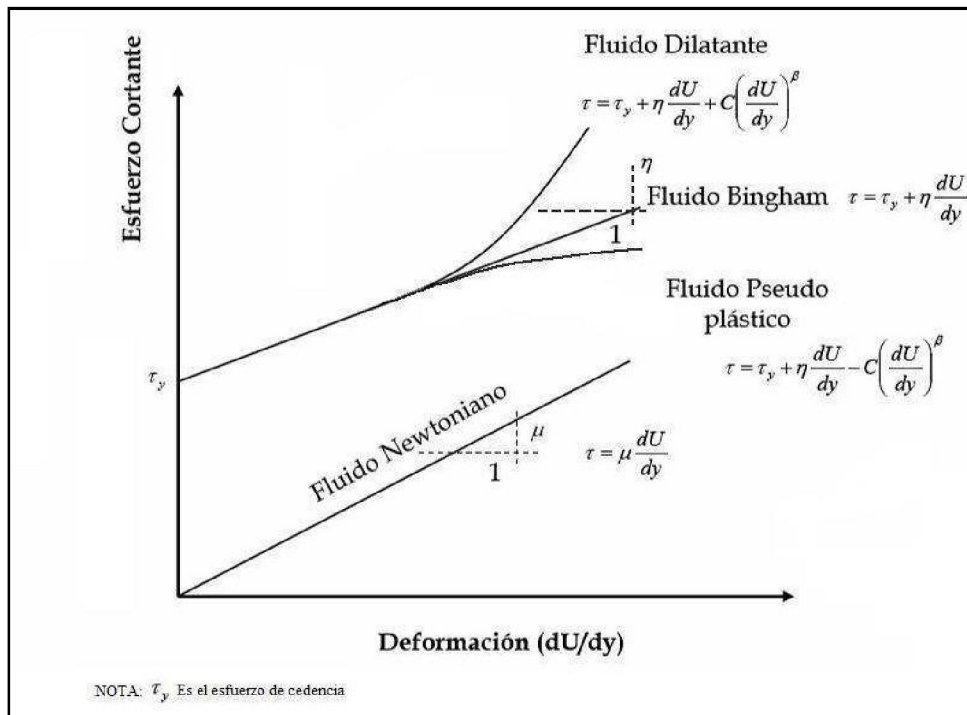


Figura 40. Relación esfuerzo cortante – deformación para distintas clases de fluidos.

El comportamiento no-newtoniano de la matriz del fluido está controlado en parte por la cohesión entre las partículas de sedimento fino. Esta cohesión causa que haya un esfuerzo de cedencia, τ_y , el cual debe ser excedido por un esfuerzo aplicado para iniciar el movimiento. Combinando el esfuerzo de cedencia y los componentes del esfuerzo viscoso se tiene el modelo plástico de Bingham:

$$\tau = \tau_y + \eta \left(\frac{dU}{dy} \right) \quad \text{ec. (15)}$$

donde:

η = Viscosidad absoluta o dinámica

El modelo Bingham ha sido uno de los más utilizados a nivel mundial para la descripción del comportamiento de un flujo hiperconcentrado. Pese a ello, el modelo reológico cuadrático propuesto por O'Brien y Julien (1988) es más apropiado para describir el comportamiento de los regímenes de flujo de viscoso a turbulento-dispersivo.

6.3.3. Modelo reológico cuadrático (O'Brien y Julien, 1988)

O'Brien y Julien (1988) mostraron en investigaciones reológicas que las matrices de lodo se comportan como flujos Bingham para altas concentraciones de sedimentos finos y tasas de deformación bajas. Encontraron, además, que para concentraciones bajas de sedimentos, los esfuerzos dominantes son los turbulentos (como suele ocurrir en abanicos aluviales de alta pendiente). Igualmente, notaron que al presentarse concentraciones altas de material grueso en combinación con concentraciones bajas de material fino se generan esfuerzos dispersivos (el modelo reológico de Bingham no incluye los esfuerzos turbulentos ni los esfuerzos dispersivos).

Un modelo reológico que incorpora sólo los esfuerzos de cedencia y viscosos e ignora los esfuerzos inerciales asume que el flujo de lodo es viscoso, como ya se mencionó anteriormente. Esta suposición no siempre es aplicable ya que algunos flujos hiperconcentrados son turbulentos. Dependiendo de las propiedades de la matriz del fluido, los esfuerzos viscosos y de cedencia para concentraciones mayores al 40% pueden ser relativamente pequeños en comparación con los esfuerzos turbulentos a altas velocidades.

Por lo tanto, el esfuerzo cortante total, τ , en flujos hiperconcentrados (incluyendo flujos detríticos, de lodos e inundaciones de lodos), según el modelo reológico cuadrático, se puede obtener sumando las cinco componentes de los esfuerzos cortantes:

$$\tau = \tau_c + \tau_{mc} + \tau_v + \tau_i + \tau_d \quad \text{ec. (16)}$$

Esto es, el esfuerzo cortante total depende del esfuerzo cortante cohesivo, τ_c , el esfuerzo cortante de Mohr-Coulomb, τ_{mc} , el esfuerzo cortante viscoso, τ_v , el esfuerzo cortante turbulento, τ_i , y el esfuerzo cortante dispersivo, τ_d . El esfuerzo cortante de Mohr-Coulomb, τ_{mc} , depende de la presión intergranular, p_s , y el ángulo de reposo, ϕ , del material ($\tau_{mc} = p_s \tan\phi$).

La ecuación (16) puede ser expresada en términos de la tasa de deformación así:

$$\tau = \tau_y + \mu \left(\frac{dU}{dy} \right) + C \left(\frac{dU}{dy} \right)^2 \quad \text{ec. (17)}$$

donde:

$$\tau_c + \tau_{mc} = \tau_y$$

$$\tau_v = \mu \left(\frac{dU}{dy} \right)$$

$$\tau_i + \tau_d = C \left(\frac{dU}{dy} \right)^2$$

La suma del esfuerzo cortante cohesivo, τ_c , y el esfuerzo cortante de Mohr-Coulomb, τ_{mc} , se conoce como el esfuerzo de cedencia, τ_y ; el segundo término del lado derecho de la ecuación (17) representa el esfuerzo cortante viscoso, τ_v . La suma del esfuerzo de cedencia y el esfuerzo cortante viscoso constituyen el esfuerzo cortante de un fluido cohesivo, hiperconcentrado en un régimen de flujo viscoso (modelo reológico de Bingham). El último término de la ecuación (17) representa la suma del esfuerzo cortante turbulento y el esfuerzo cortante dispersivo. La sumatoria de los tres términos de la ecuación (17) es lo que se conoce como el modelo reológico cuadrático (O'Brien y Julien, 1988).

El esfuerzo cortante depende de parámetros como la viscosidad absoluta o dinámica, μ , y el coeficiente inercial de esfuerzo cortante C , definido de la siguiente forma:

$$C = \rho_n l^2 + f(\rho_n, C_v) d_s^2 \quad \text{ec. (18)}$$

donde C depende a su vez de la densidad de la mezcla, ρ_m , la longitud de la mezcla de Prandtl, l , el tamaño del sedimento, d_s , y una función de la concentración volumétrica, C_v , definida de la siguiente manera:

$$f(\rho_n, C_v) = a_i \rho_n \left[\left(\frac{C_v}{C_v^*} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right] \quad \text{ec. (19a)}$$

donde el coeficiente empírico a_i es igual a 0.01 y C_v^* es la concentración volumétrica máxima estática de las partículas de sedimento. La ecuación (19a) también puede ser expresada como sigue:

$$f(\rho_n, C_v) = \frac{\pi}{12} \left(\frac{6}{\pi} \right)^{\frac{1}{3}} \alpha_i \rho_s (1 - e_n^2) C_v^{\frac{1}{3}} \quad \text{ec. (19b)}$$

donde: el coeficiente de restitución de energía, e_n , varía, después del impacto, entre 0.70 y 0.85 para arenas; α_i es el ángulo promedio de impacto de la partícula; y ρ_s es la densidad de las partículas de sedimento.

Para definir los términos de la ecuación que resuelve el modelo matemático FLO-2D para calcular las pérdidas de energía en un flujo hiperconcentrado, la ecuación (16) puede ser reescrita en términos de la pendiente de fricción o pendiente de la línea de energía, S_f , tomando la siguiente forma:

$$S_f = S_y + S_v + S_{id} \quad \text{ec. (20)}$$

donde:

$$S_y = \frac{\tau_y}{\gamma_n h}$$

$$S_v = \frac{K\mu V}{\varepsilon \gamma_n h^2}$$

$$S_{td} = \frac{n^2 V^2}{h}$$

El término S_y es la pendiente de cedencia, S_v es la pendiente viscosa y S_{td} es la pendiente turbulenta-dispersiva. De acuerdo a esto, la ecuación (20) es igual a la siguiente expresión:

$$S_f = \frac{\tau_y}{\gamma_n} + \frac{K\mu V}{\varepsilon \gamma_n h} + \frac{n^2 V^2}{h} \quad \text{ec. (21)}$$

La ecuación (21) para estimar la pendiente de fricción está en términos de la velocidad de resistencia, K , que se incrementa con la rugosidad y la irregularidad de las secciones transversales, el coeficiente de rugosidad de Manning, n , la profundidad de flujo, h , el esfuerzo de cedencia, τ_y , y la viscosidad dinámica, μ . La ecuación (21) es la que el modelo FLO-2D resuelve para calcular las pérdidas de energía en la simulación de flujos hiperconcentrados.

7. METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE NIVELES DE AMENAZA POR INUNDACIONES Y AVENIDAS TORRENCIALES

7. METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE NIVELES DE AMENAZA POR INUNDACIONES Y AVENIDAS TORRENCIALES

Se presenta inicialmente una breve descripción de algunas de las metodologías más empleadas para la determinación de los mapas de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales. Finalmente, se presentan las metodologías establecidas para el desarrollo del presente estudio, teniendo en cuenta para ello las características principales de los fenómenos o eventos que suelen presentarse en los cauces de la zona de estudio.

7.1. ESTADO DEL ARTE

A partir de los criterios para la clasificación de las amenazas por inundaciones y avenidas torrenciales se han desarrollado en diferentes regiones alrededor del mundo numerosas metodologías para la elaboración de los mapas de amenaza. Estas metodologías generalmente se basan en la determinación de valores límites para la profundidad del agua, la velocidad del flujo o una combinación de estos dos parámetros, así como en la frecuencia de los eventos en términos de los periodos de retorno. Las metodologías existentes difieren entre sí en los requerimientos de información y los criterios establecidos para la zonificación de la amenaza (incluyendo los valores límites adoptados). Algunas de las metodologías desarrolladas y que se describen a continuación son las siguientes:

- 1) Metodología establecida por la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones de España, 1995.
- 2) Metodología adoptada por la Agencia Catalana del Agua, 2003.
- 3) Metodología planteada por el Plan de Acción Territorial de Carácter Sectorial sobre Prevención del Riesgo de Inundación en la Comunidad Valenciana, PATRICOVA, 2002.
- 4) Metodología propuesta en el Plan Medioambiental del río Ebro y tramo bajo del río Cinca (Gobierno de Aragón – Iberinsa, 2005).
- 5) Metodología aplicada por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales. Agencia Suiza para el Desarrollo y la Cooperación Proyecto MET-ALARN INETER/COSUDE “Inundaciones Fluviales Mapas de Amenaza” Recomendaciones técnicas para su elaboración. Managua, Nicaragua, Agosto de 2005.
- 6) Metodología para la Zonificación de Amenaza y Riesgo por Avenidas Torrenciales en la Cabecera Municipal de Florida-Valle del Cauca. Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca, CVC - Instituto de Investigaciones en Geociencias Minería y Química, Ingeominas. Convenio CVC-984/96 Ingeominas I-024. Santa Fé de Bogotá, Marzo de 1998.

7) Metodología para delimitación de mapas de amenaza propuesta por R. García, J.J. Rodríguez y J.S. O'Brien (2001).

8) Metodología aplicada en el cono aluvial del cauce Jones Creek y propuesta por Kerr Word Leital Associates Limited para el Departamento de Obras Públicas del Condado de Whatcom (Estados Unidos, 2004).

1). Metodología de la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil

Esta metodología fue establecida por la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones en España, en 1995. Para la determinación de los riesgos por inundaciones se considera la población potencialmente afectada y los elementos (edificios, instalaciones, infraestructuras y elementos naturales o medioambientales) situados en zonas de peligro que debido a la inundación puedan producir víctimas, interrumpir un servicio imprescindible para la comunidad o impedir la atención de la emergencia generada.

La vulnerabilidad de estos elementos se estima considerando sus características, su ubicación y las características hidráulicas de la creciente que genera el desbordamiento (profundidad del agua, velocidad del flujo, caudal sólido transportado y duración de la inundación).

En esta metodología, las zonas potencialmente inundables, de acuerdo con el grado del riesgo, se clasifican de la siguiente manera:

Zona A de Riesgo Alto. Conformada por aquellas áreas en las que las crecientes con periodos de retorno de 50, 100 o 500 años generarán graves daños a núcleos de población importantes. También se consideran zonas de riesgo alto aquellas en las que la creciente con periodo de retorno de 50 años generará impactos a viviendas aisladas o daños importantes a instalaciones comerciales o industriales y/o a los servicios básicos.

Estas zonas de riesgo alto se dividen en tres subzonas:

- **Zonas A-1. Zonas de riesgo alto frecuente.** Son aquellas en las que la creciente con periodo de retorno de 50 años generará graves daños a núcleos urbanos.
- **Zonas A-2. Zonas de riesgo alto ocasional.** Son aquellas en las que la creciente con periodo de retorno de 100 años generará graves daños a núcleos urbanos.
- **Zonas A-3. Zonas de riesgo alto excepcional.** Son aquellas en las que la creciente con periodo de retorno de 500 años generará graves daños a núcleos urbanos.

Zonas B de Riesgo Significativo. Conformada por aquellas áreas, no coincidentes con las zonas A, en las que la creciente con periodo de retorno de 100 años generará impactos en viviendas aisladas y las crecientes de periodo de retorno igual o superior a los 100 años causarán daños significativos a instalaciones comerciales, industriales y/o servicios básicos.

Zonas C de Riesgo Bajo. Son aquellas, no coincidentes con las zonas A ni con las zonas B, en las que la creciente con periodo de retorno de 500 años generará impactos en viviendas aisladas, y las crecientes consideradas en los mapas de inundación causarán daños pequeños a instalaciones comerciales, industriales y/o servicios básicos.

2). Metodología adoptada por la Agencia Catalana del Agua

Esta metodología fue adoptada por la Agencia Catalana del Agua en el año 2003. Se presenta en la guía “Recomendaciones Técnicas para los Estudios de Inundabilidad Locales” (Agencia Catalana del Agua, 2003) y propone la siguiente clasificación de las zonas potencialmente inundables:

Zonas de Inundación Alta. Corresponde a los sectores ubicados por fuera de las zonas de intenso desagüe, donde la profundidad del agua, H , alcanza valores superiores a 1 m, la velocidad de flujo, V , es mayor a 1 m/s o el producto de la profundidad del agua por la velocidad del flujo, $V*H$, es mayor a 0.5 m²/s (ver Figura 39).

La Zona de Intenso Desagüe. Se define como la zona limitada por paramentos verticales imaginarios en ambas márgenes del río en la cual, al discurrir por ella la creciente con periodo de retorno de 100 años, se produciría un incremento en el nivel de agua, ΔH , con respecto al nivel natural sin paramentos que alcanzaría la tabla de agua (ver Figura 42). Se define un valor máximo de ΔH igual a 0.1 m en los sectores en los que la inundación provocaría daños importantes (sectores poblados o de alta inversión) y un valor máximo de ΔH igual a 0.5 m en las zonas en las que la inundación generaría daños menores (poblaciones menores).

Zonas de Inundación Moderada. Son los sectores ubicados por fuera de las zonas de intenso desagüe en los que la profundidad del agua es superior a 0.4 m e inferior a 1 m, la velocidad de flujo es mayor a 0.4 m/s y menor a 1 m/s o el producto de la profundidad del agua por la velocidad del flujo es mayor a 0.08 m²/s y menor a 0.5 m²/s (ver Figura 41).

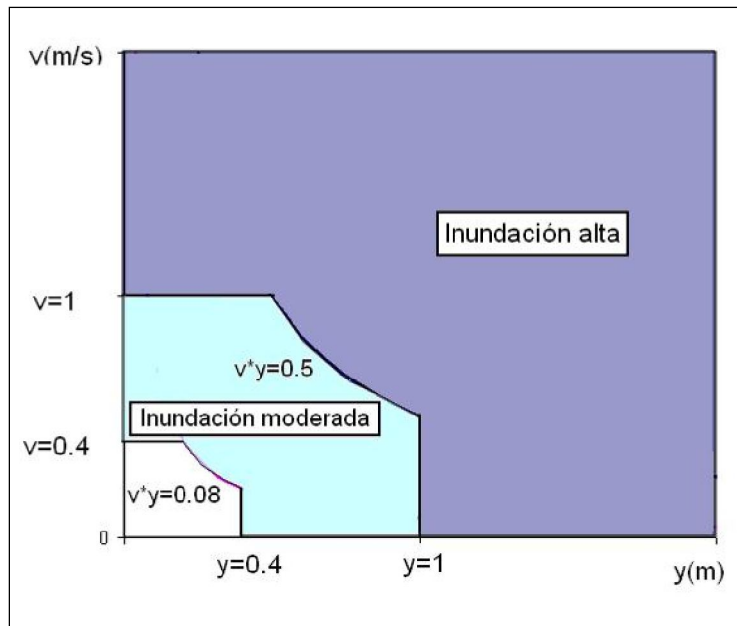


Figura 41. Clasificación de las zonas de inundación de acuerdo con la Agencia Catalana del Agua.

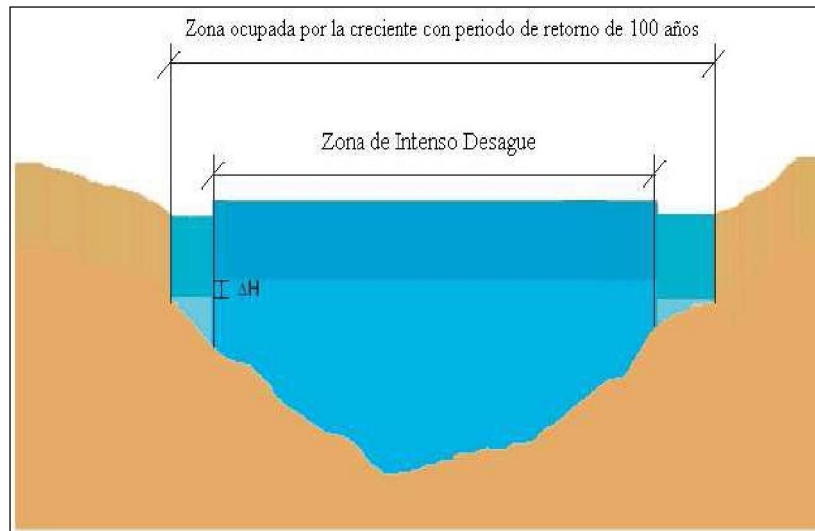


Figura 42. Zona de intenso desagüe definida por la Agencia Catalana del Agua.

3). Metodología planteada por el Plan de Acción Territorial

Esta metodología planteada por el Plan de Acción Territorial de carácter sectorial sobre prevención del riesgo de inundación en la comunidad valenciana, PATRICOVA, en el año 2002, define 6 niveles de riesgo de acuerdo con la frecuencia de ocurrencia del evento que genera el desbordamiento y la profundidad que alcanza la columna de agua en la llanura de inundación.

Para la definición de los niveles de riesgo deben considerarse tres frecuencias de ocurrencia de crecientes:

- **Frecuencia Alta:** corresponde a periodos de retorno inferiores a 25 años (probabilidades de ocurrencia en cualquier año superiores al 4%).
- **Frecuencia Media:** corresponde a periodos de retorno entre 25 y 100 años (probabilidades de ocurrencia entre 4 y 1% en cualquier año).
- **Frecuencia Baja:** corresponde a periodos de retorno entre 100 y 500 años (probabilidades de ocurrencia entre 1 y 0.20% en cualquier año).

De la misma forma, deben considerarse dos profundidades de la columna de agua en la planicie:

- **Profundidades Bajas:** corresponden a profundidades inferiores a 0.8 m. Se considera que estas profundidades generan daños menores, lo cual significa que se tendría un bajo nivel de vulnerabilidad.
- **Profundidades Altas:** corresponden a profundidades superiores a 0.8 m. Se asume que estas profundidades generan daños importantes, por lo cual están asociadas a altos niveles de vulnerabilidad.

Al combinar los rangos definidos para las dos variables analizadas se obtienen los seis niveles de riesgo que se presentan en la Tabla 16.

Tabla 16. Niveles de riesgos definidos en la metodología del PATRICOVA.

Profundidad de la inundación H (m)	Nivel de riesgo		
	Periodo de retorno (Tr) de la inundación (años)		
	Tr < 25 (Frecuencia alta)	25 ≤ Tr ≤ 100 (Frecuencia media)	100 ≤ Tr ≤ 500 (Frecuencia baja)
Alta: H > 0.8	1 – Alto	2 – Alto	5 – Bajo
Baja: H ≤ 0.8	3 – Medio	4 – Medio	6 – Bajo

Con base en esta clasificación se establecen las siguientes restricciones en el desarrollo urbanístico:

- Las zonas potencialmente inundables sometidas a un nivel de riesgo 1 se consideran no urbanizables y deben contar con una protección especial.
- En las áreas sometidas a niveles de riesgo 2, 3 y 4 se prohíbe la construcción de viviendas, granjas, hoteles, centros escolares o sanitarios, zonas para camping, bomberos, cementerios y otros usos y actividades de naturaleza similar.
- En las zonas de riesgo 5 y 6 se permite la construcción de viviendas y hoteles con ciertas medidas de seguridad.

Para la elaboración de los mapas de riesgo aplicando esta metodología es necesario conocer los niveles de inundación para las crecientes con periodos de retorno de 25, 100 y 500 años y la extensión de las áreas que resultarían inundadas al presentarse estos eventos.

4). Metodología propuesta en el Plan Medioambiental de los ríos Ebro y Cinca

Esta metodología fue propuesta en el Plan Medioambiental del río Ebro y el tramo bajo del río Cinca, en España, en el año 2005. Dicha metodología plantea la implementación de dos procedimientos para la evaluación del riesgo debido a inundaciones: un procedimiento simplificado aplicable para las situaciones de riesgo bajo, en donde no se espera que se presenten daños importantes y un procedimiento general que debe implementarse cuando los bienes amenazados son de alta vulnerabilidad o son edificaciones importantes para la atención de desastres.

Procedimiento Simplificado. Este procedimiento considera márgenes de seguridad bastante altos y debería aplicarse sólo para descartar el riesgo en aquellos sectores que se estima podrían estar por fuera de la zona de riesgo.

Para la estimación del nivel de riesgo, de acuerdo con este procedimiento, es necesario llevar a cabo las siguientes actividades: caracterización preliminar de la cuenca, cálculo de los caudales máximos, cálculo del tiempo de concentración, caracterización del comportamiento hidráulico de las secciones críticas, modelación hidráulica del tránsito de los caudales máximos calculados, estimación del nivel de exposición, estimación del nivel de vulnerabilidad y, finalmente, establecimiento del grado de aceptabilidad del riesgo

debido a las inundaciones, en función de la profundidad del agua y la velocidad del flujo, de acuerdo con la Tabla 17.

Tabla 17. Nivel del riesgo de acuerdo con el Procedimiento Simplificado del Plan Medioambiental del río Ebro y tramo Bajo del río Cauca

Velocidad del Flujo (m/s)	Nivel de riesgo	
	Profundidad del agua H (m)	
	H < 1	H ≥ 1
Menor a 0.5	Aceptable	Inaceptable
Mayor a 0.5	Inaceptable	Completamente inaceptable

Procedimiento General. En este procedimiento la estimación del nivel de riesgo se realiza a través de la implementación de los siguientes estudios: caracterización hidrológica de la cuenca, estimación de precipitaciones máximas, elaboración del plano de localización de los cursos de agua, análisis y evaluación de la frecuencia histórica de las inundaciones, cálculo de caudales correspondientes a eventos con periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años, determinación de caudales de diseño de las obras hidráulicas existentes, estimación del tiempo de concentración, identificación de las características hidráulicas de las secciones representativas y críticas de los diferentes tramos del curso de agua, modelación hidráulica a través de la cual se determinan los planos de inundabilidad para los eventos correspondientes a los diferentes periodos de retorno analizados, cálculo de las velocidades y profundidades máximas, estudio geomorfológico, estimación del nivel de exposición, estimación del nivel de vulnerabilidad, estimación cuantitativa del nivel de riesgo y generación de una cartografía de riesgo de inundaciones en la que se diferencien cuatro zonas en función del riesgo:

Zona Blanca. Corresponde a los sectores en los que se considera que el nivel de riesgo es aceptable sin necesidad de tomar medidas de mitigación debido a las inundaciones.

Zona Amarilla. Corresponde a las zonas en las que se considera que el nivel de riesgo es bajo y deben implementarse medidas de mitigación de baja intensidad.

Zona Azul. Corresponde a sectores en los que se considera que el nivel de riesgo es entre medio y alto, por lo que es necesario tomar medidas de mitigación de intensidad media a alta.

Zona Roja. Corresponde a sectores sometidos a un alto nivel de riesgo por lo que no se permiten usos permanentes como la urbanización.

5). Metodología aplicada por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales

Esta metodología fue aplicada por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales en Managua, Nicaragua, en el año 2005. A su vez, dentro de esta metodología existen diversos criterios para la evaluación de la amenaza, los cuales se mencionan a continuación.

1. Criterios para la evaluación de la intensidad o magnitud de la inundación. La amenaza está en función de la probabilidad de ocurrencia del fenómeno y de su intensidad. La intensidad a su vez se puede definir en función de la profundidad, la velocidad del agua y la duración de las inundaciones. Por tanto, la definición de amenaza por inundaciones (en función del daño potencial) debe tener en cuenta tanto la probabilidad o frecuencia de ocurrencia de la inundación como los niveles o altura del agua.

Amenaza por inundación = f (Intensidad x probabilidad de ocurrencia)

donde:

Intensidad = f (profundidad de agua, duración, velocidad)
Probabilidad = f (precipitaciones, eventos desencadenantes (huracanes y tormentas), cambios climáticos).

2. Criterios recomendados para la evaluación de la intensidad o magnitud de la inundación. La intensidad y los efectos potenciales de las inundaciones dependen de varios aspectos, no sólo meteorológicos sino también de las características propias del terreno, como son los tipos y usos del suelo, el tipo y la distribución de la vegetación, la litología, las características de la red de drenaje, la magnitud de las pendientes de la cuenca y las obras realizadas en los cauces, entre otros. Otros aspectos importantes a considerar son los meandros y las zonas en las que los ríos se estrechan o pierden profundidad por procesos de sedimentación, especialmente en las desembocaduras, donde se acumulan los limos y arenas arrastradas por la corriente.

Los criterios para evaluar la intensidad de las inundaciones son diferentes en dependencia del tipo de inundación. Para inundaciones estáticas se considera la profundidad o altura del flujo, mientras que para inundaciones dinámicas se recomienda utilizar el producto de la velocidad por la profundidad del flujo (siempre y cuando esta fórmula arroje valores más altos, en términos de intensidad, que la anterior).

Los umbrales entre los niveles de intensidad alta, media y baja, han sido establecidos considerando la peligrosidad que una determinada columna de agua puede significar en la infraestructura, las viviendas y la vida de los pobladores.

En la Tabla 18 y en la Figura 43 se presentan los rangos definidos para cada nivel de intensidad para el fenómeno de inundaciones.

Tabla 18. Definición de rangos de intensidad para inundaciones estáticas y dinámicas (Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales)

Nivel de intensidad de la inundación	Profundidad del flujo (H) (inundaciones estáticas) (m)	Profundidad x velocidad del flujo (inundaciones dinámicas) (m ² /s)
Alto	$H \geq 1$	$H*V \geq 1.5$
Medio	$0.5 \leq H < 1$	$0.5 \leq H*V < 1.5$
Bajo	$0.25 \leq H < 0.5$	$H*V < 1.5$ y $H \geq 0.25$

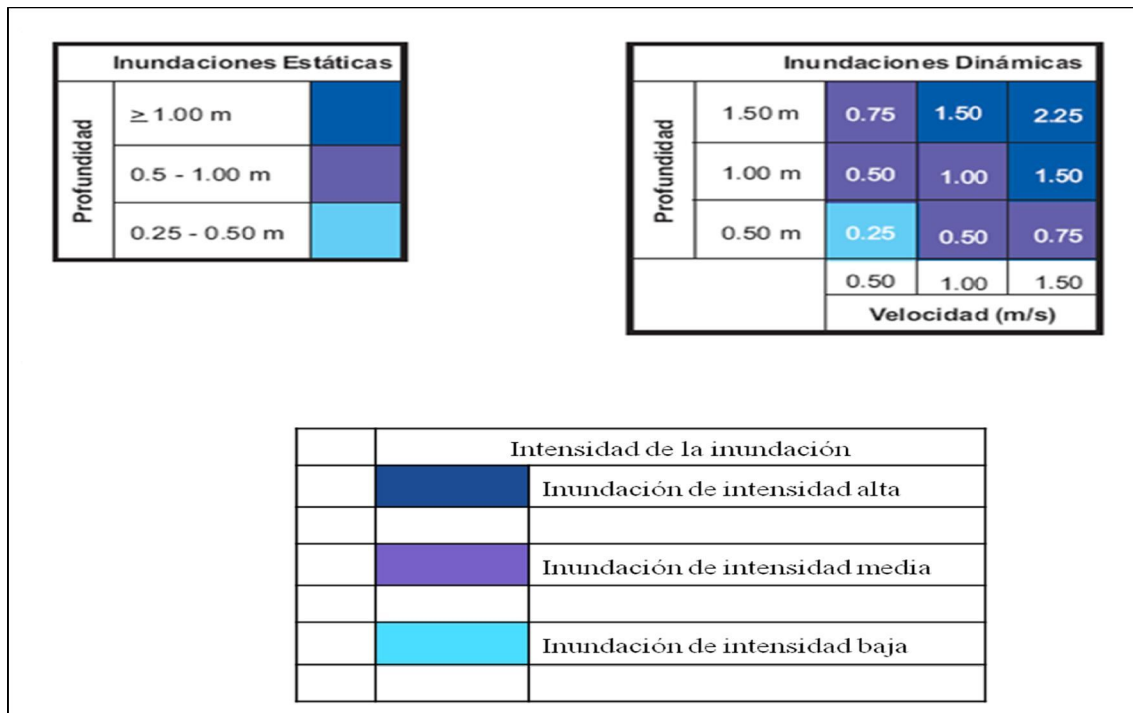


Figura 43. Definición de rangos de intensidad para inundaciones estáticas y dinámicas (Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales).

Las inundaciones de alta intensidad corresponden a aquellas que presentan profundidades de flujo mayores a 1 m o cuyo producto resultante de la velocidad por la altura de agua es mayor a 1.5 m²/s. Los daños causados por una inundación de alta intensidad generalmente producen pérdidas de vidas humanas y altas pérdidas económicas.

Las inundaciones de media intensidad son aquellas cuya altura de agua varía entre 0.5 y 1 m o cuyo producto resultante de la velocidad por la altura de agua está entre 0.5 y 1.5 m²/s. Los daños a la población y los daños económicos son menores con respecto a los causados por la inundación intensa mas no despreciables.

Las inundaciones de baja intensidad corresponden a aquellas cuya profundidad de flujo varía entre 0.25 y 0.5 m o el producto de la velocidad por la altura de agua es menor a 0.5 m²/s. Los daños asociados son generalmente leves, no se esperan pérdidas de vidas humanas, aunque sí pueden darse pérdidas en áreas de cultivo y animales.

La definición de los criterios de intensidad (velocidad y profundidad) han sido consertados con base en las experiencias del equipo técnico participante y en experiencias previas de proyectos ejecutados o en ejecución en Nicaragua, tales como el PRRAC, ALARN-COSUDE, SIG-Georiesgos y el SIG para mapas de amenazas.

De igual forma, los criterios resultantes han sido revisados y comparados con criterios similares utilizados en el ámbito internacional, en particular en países como España, Venezuela y Suiza, entre otros. En España por ejemplo, la intensidad de la inundación está en función de la altura de agua y el umbral se ha definido de 0.8 m entre una inundación intensa y otra de baja intensidad (no existen tres niveles de amenaza como los propuestos en la metodología aquí presentada).

3. Criterios para la evaluación de la frecuencia, recurrencia o periodo de retorno de la inundación. La frecuencia o recurrencia de las inundaciones, es decir, cada cuánto se inunda una determinada zona, dependerá esencialmente de la frecuencia de las precipitaciones excepcionalmente fuertes. Los periodos de retorno se establecieron en tres categorías (ver Tabla 19).

Tabla 19. Categorización de la inundación según el periodo de retorno (Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales)

Frecuencia de la inundación	Periodo de retorno (Tr) (años)
Alta	$Tr \leq 10$
Media	$10 < Tr \leq 50$
Baja	$50 < Tr \leq 200$

No se consideran periodos de retorno mayores a 200 años, principalmente porque las series de datos hidrometeorológicos que existen en Nicaragua no son lo suficientemente extensas (por lo general, son menores a 50 años) y consistentes para poder extrapolar a periodos de retorno mayores. Tampoco otros métodos (como los geomorfológicos) permiten estimar con precisión satisfactoria el alcance de crecidas de periodos de retorno mayores.

4. Determinación de los niveles de amenaza por inundaciones. Los niveles de amenaza por inundaciones de un área dada resultan de la relación entre la frecuencia de las inundaciones y su intensidad (es decir, su profundidad o el producto de la profundidad por la velocidad). Esta forma de evaluar la amenaza es comúnmente usada en países como Australia, Estados Unidos y Suiza, y ha sido aplicada en Nicaragua en el proyecto PRRAC.

Se consideran tres niveles de amenaza: alto, medio y bajo, que resultan de la combinación de la categorización de la inundación según la frecuencia (periodo de retorno) y la intensidad (H y $V \cdot H$) (ver Tabla 20), como se describe a continuación:

Tabla 20. Matriz de niveles de amenaza por inundaciones

		NIVEL DE AMENAZA		
		Alto	Medio	Bajo
INTENSIDAD	Alta $H \geq 1$ ó $H \cdot V > 1.5$	Alto	Alto	Alto
	Media $0.5 \leq H < 1$ ó $0.5 < H \cdot V < 1.5$	Alto	Medio	Bajo
	Baja $0.25 \leq H < 0.5$ ó $H \cdot V < 0.5$	Medio	Bajo	Bajo
FRECUENCIA		Alto $Tr \leq 10$	Medio $10 < Tr \leq 50$	Bajo $50 < Tr \leq 200$

• **Zonas de amenaza alta.** Son aquellas zonas en donde, sin importar la frecuencia, $H \geq 1$ m ó $H \cdot V > 1.5$ m²/s (intensidad alta), produciendo graves daños a la población e infraestructura expuesta. También se considera zona de amenaza alta aquella inundación de alta frecuencia ($Tr \leq 10$), donde $0.5 \leq H < 1$ m ó $0.5 < H \cdot V < 1.5$ m²/s (intensidad media).

• **Zonas de amenaza media.** Son aquellas zonas en donde, para una frecuencia media ($10 < Tr \leq 50$), $0.5 \leq H < 1$ m ó $0.5 < H \cdot V < 1.5$ m²/s y para una frecuencia alta ($Tr \leq 10$), $0.25 \leq H < 0.5$ m ó $H \cdot V < 0.5$ m²/s (intensidad baja). Este fenómeno ocasiona algunas pérdidas de vidas humanas y daños reparables a viviendas e infraestructura.

• **Zonas de amenaza baja.** Son aquellas zonas en donde, para una frecuencia media ($10 < Tr \leq 50$), $0.25 \leq H < 0.5$ m ó $H \cdot V < 0.5$ m²/s (intensidad media) y para una frecuencia baja ($50 < Tr \leq 200$), $0.5 \leq H < 1$ m ó $0.5 < H \cdot V < 1.5$ m²/s (intensidad media) y $0.25 \leq H < 0.5$ m ó $H \cdot V < 0.5$ m²/s (intensidad baja). Este fenómeno causa daños leves a la población e infraestructura.

6). Metodología empleada en Florida -Valle del Cauca

Esta metodología fue empleada para la zonificación de amenaza y riesgo por avenidas torrenciales en la cabecera municipal de Florida, Valle del Cauca, en marzo de 1998. En este estudio, el alcance establecido permite obtener la cuantificación de los elementos expuestos afectados y la estimación del nivel de pérdidas de los mismos, lo cual lleva a establecer la condición de riesgo en que se encuentra la población para el caso específico de avenidas torrenciales que tengan una magnitud similar a la considerada en el presente trabajo.

La evaluación del riesgo permite la consideración de la vulnerabilidad desde distintos aspectos y con diferentes niveles de profundidad. De igual forma, puede ser considerada la dinámica social de la zona expuesta. Todo esto se encuentra considerado dentro de una propuesta metodológica concebida para estas evaluaciones, denominada “Escenarios de Riesgo”.

Un escenario de riesgo pretende ilustrar los efectos que un fenómeno amenazante desencadenado y de una cierta magnitud, en este caso las avenidas torrenciales, puede generar sobre una serie de elementos expuestos representados por personas, construcciones y actividades. Este escenario intrínsecamente posee unas características determinadas tanto de potencialidad y como de espacialidad del fenómeno como de ocurrencia en el tiempo del mismo, considerando una cierta dinámica de los elementos expuestos.

La estructuración de la metodología que sintetiza este estudio se presenta en la Figura 44

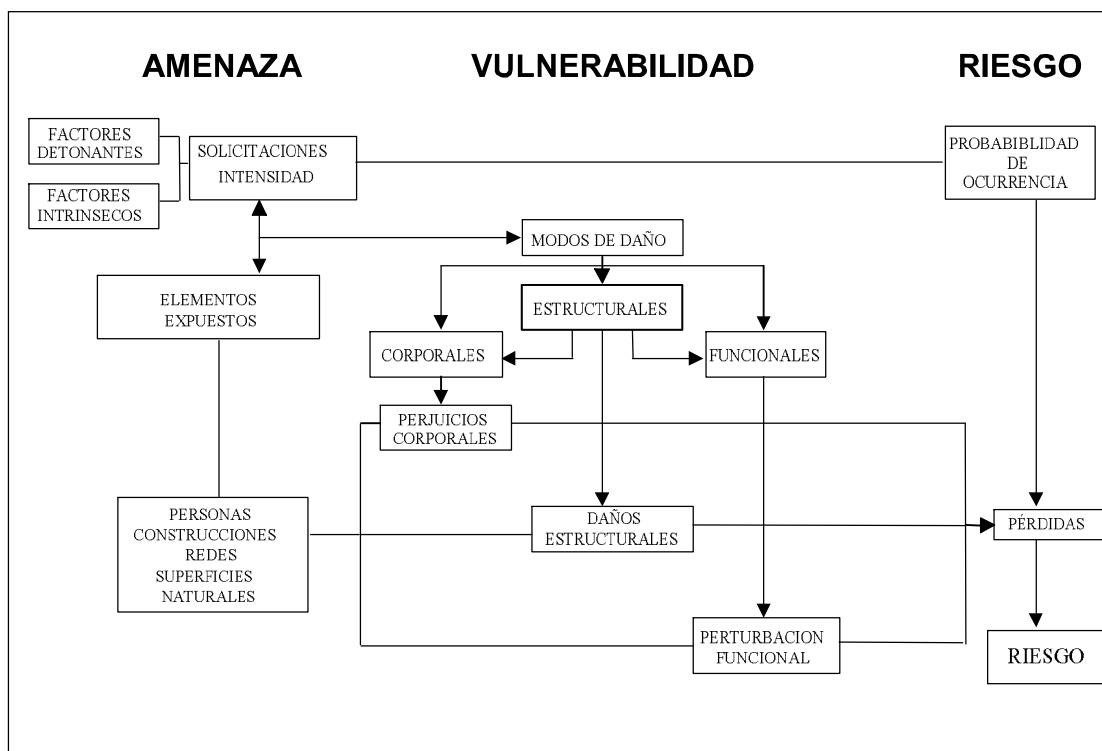


Figura 44. Metodología para la estructuración de un escenario de riesgo
(Fuente: CVC - Ingeominas. Convenio CVC-984/96 Ingeominas I-024. Santa Fe de Bogotá, marzo de 1998)

7). Metodología propuesta por R. García, J.J. Rodríguez y J.S. O'Brien (2001)

La metodología para delimitación de mapas de amenaza propuesta por R. García, J.J. Rodríguez y J.S. O'Brien ha sido propuesta en el proyecto PREVENE (2001). Esta metodología fue aplicada en la región de Vargas, Caracas, y está basada en estándares suizos y australianos (OFEE *et al.*, 1997; Fiebiger, 1997), donde se establecen tres zonas que identifican los niveles de amenaza en ubicaciones específicas. La amenaza por inundación es función de la frecuencia e intensidad de la inundación. Grandes inundaciones ocurren con menor frecuencia pero poseen alta intensidad relativa a la profundidad de flujo y a la velocidad. Eventos pequeños de flujos son más frecuentes pero menos dañinos. El nivel de amenaza de flujos es entonces definido como una discreta combinación en función de la intensidad del flujo (severidad del evento) y el periodo de retorno (frecuencia) como se presenta en la Tabla 21.

Tabla 21. Nivel Discreto de Amenaza (PREVENE, 2001)

INTENSIDAD	Alta				
	Media				
	Baja				
FRECUENCIA	Alta	Media	Baja	Muy baja	
Periodo de Retorno	10	100	500	>> 500	
Probabilidad de excedencia	10%	1%	0.2%	<<0.2%	

	Amenaza alta
	Amenaza media
	Amenaza baja
	Amenaza muy baja

En este estudio, la probabilidad de los niveles está definida para los periodos de retorno de 10, 100 y 500 años. Otros periodos de retorno podrían ser considerados en este método. Para definir la intensidad del evento existen métodos que combinan la profundidad y la velocidad de flujo. El método australiano (Fiebiger *et al.*, 1997) usa la energía total definida como $H + V^2/2g$, donde H es la profundidad de flujo, V es la velocidad y g es la aceleración de la gravedad. El método suizo (OFEE *et al.*, 1997) define la intensidad en términos de una combinación de h y del producto de h y v . Altas intensidades se relacionan con altas profundidades y se asigna independiente de la velocidad de flujo. Cuando se superpone sobre un mapa, los diferentes niveles de amenaza pueden ser delimitados como se presenta en la Tabla 22.

Tabla 22. Definición de nivel de amenaza según García, Rodríguez y O'Brien

Nivel de amenaza	Color en el mapa	Descripción
Alto	Rojo	Las personas están en peligro, tanto dentro como fuera de las casas. Las edificaciones pueden ser destruidas.
Medio	Naranja	Las personas están en peligro fuera de las casas. Las edificaciones pueden sufrir daños y posiblemente destrucción, dependiendo de los materiales con los que han sido construidas.
Bajo	Amarrillo	El peligro para las personas es bajo o inexistente. Las edificaciones pueden sufrir un ligero daño pero los sedimentos pueden afectar el interior.

Siguiendo el método suizo, los criterios usados en este trabajo hacen la distinción entre inundaciones de agua e inundaciones de flujos de lodos. La intensidad está definida en términos de profundidad máxima generada por el evento y el producto de la máxima velocidad por la máxima profundidad. En este caso de flujo de lodos las intensidades se definen en la Tabla 23.

Tabla 23. Intensidad de la inundación según García, Rodríguez y O'Brien

Intensidad de la inundación	Profundidad máxima H (m)		Producto de la profundidad máxima h y la velocidad máxima V (m ² /s)
Alta	$H > 1.5$	ó	$V * H > 1.5$
Media	$0.5 < H < 1.5$	ó	$0.5 < V * H < 1.5$
Baja	$0.1 < H < 0.5$	y	$0.1 < V * H < 0.5$

Los eventos de flujos de lodos son más destructivos que los flujos de agua; por lo tanto, los criterios de intensidad son más conservadores que los de las inundaciones de agua, como se muestra en la Tabla 24.

Tabla 24. Intensidad de flujo de lodos según García, Rodríguez y O'Brien

Intensidad de flujos de lodos	Profundidad máxima H (m)		Producto de la profundidad máxima h y la velocidad máxima V (m ² /s)
Alta	$H > 1$	o	$V * H > 1$
Media	$0.2 < H < 1$	y	$0.2 < V * H < 1$
Baja	$0.2 < H < 1$	y	$V * H < 0.2$

8). Metodología aplicada en el cono aluvial del cauce Jones Creek

Probabilidad de flujos de lodos

La amenaza de flujos de lodos es definida como una combinación de magnitud y probabilidad. Esta combinación determina la probabilidad o frecuencia del flujo de lodos en el cauce Jones Creek. Las probabilidades del flujo de lodos están establecidas en la Tabla 25.

Tabla 25. Frecuencia del flujo de lodos y probabilidad significativa

Periodo de retorno (años)	Frecuencia	Probabilidad de ocurrencia en 50 años	Probabilidad significativa
< 20	Muy alta	Más de 90%	La amenaza es inminente y es muy probable que ocurra dentro del tiempo de vida de las personas o estructuras. Las señales de alteración se aprecian claramente y son relativamente recientes.
20 - 100	Alta	40 - 90%	La amenaza se puede presentar dentro del periodo de vida de las personas o estructuras. Las alteraciones se aprecian claramente en los depósitos y en la vegetación, pero pueden no ser recientes.
100 - 500	Media	10 - 40%	Es posible que la amenaza ocurra dentro del periodo de vida de las personas o estructuras. Las señales de alteración, como daños en la vegetación, no se aprecian fácilmente.
500 - 2500	Baja	Menor a 10%	La probabilidad de amenaza se encuentra por fuera de lo utilizado en la gestión y toma de decisiones en el estado de Washington.

Magnitudes de flujos de lodos

La clasificación de la magnitud del flujo de lodos puede también efectuarse de acuerdo con el volumen de sedimento transportado y a su descarga pico (ver Tabla 26).

Tabla 26. Clasificación de magnitud del evento de acuerdo al volumen de detritos transportado

Frecuencia	Probabilidad de ocurrencia en 50 años	Flujo de lodos		
		Volumen (yd ³)	Descarga pico (ft ³ /s)	Descarga pico (m ³ /s)
Alta	40 - 90%	40.000	10.000	280
Media	10 - 40%	120.000	10.000	280
Baja	Menos de 10%	245.000	20.400	575

Nota: Eventos de probabilidades altas ocurren para inundaciones de agua y flujo de lodos con pequeñas concentraciones de sedimentos. Asimismo, se pueden presentar eventos de flujos de lodos de gran capacidad de daño (e.g 1953).

Impacto del flujo de lodos

La clasificación del nivel de amenaza en la zona de impacto del flujo de lodos se presenta en la Tabla 27.

Tabla 27. Nivel de amenaza

Zona	Definición			
	V (ft/s)	H (ft)	D (ft)	Descripción
Roja	> 12	> 8	> 2	Zona de impacto directo
Naranja	6 - 12	2 - 8	1 - 2	Zona de impacto indirecto
Amarilla	< 6	< 2	< 1	Zona de sedimentación

Donde V es la velocidad máxima del flujo, H es la profundidad máxima y D es el tamaño máximo de los sedimentos (diámetro).

Las áreas afectadas por el sedimento no son detalladas específicamente.

7.2. METODOLOGÍA ADOPTADA EN EL PRESENTE ESTUDIO

La metodología propuesta en el presente estudio para la determinación de los niveles de amenaza por los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales se fundamenta en varios de los criterios utilizados en las metodologías revisadas y en la experiencia del grupo de investigación HIDROMAR en el área de amenazas aplicadas en el río Cauca, teniendo en cuenta los diferentes acuerdos reglamentados por la CVC para protección de las planicies aluviales del río Cauca y sus tributarios (alineamientos de diques riberaños, determinación de la franja protectora del río Cauca y periodos de retorno de diseño de diques para cultivos, infraestructuras y centros poblados). También se consideraron los planes y esquemas de ordenamiento territorial y los planes de prevención y de atención de desastres, emergencias y contingencias de las inundaciones y avenidas torrenciales.

Niveles de frecuencia de los eventos de inundaciones y avenidas torrenciales

A cada escenario seleccionado (tanto para el fenómeno de inundaciones como para el de avenidas torrenciales) se le debe asignar un nivel de frecuencia en términos cualitativos: frecuencia alta, media, moderada, baja, etc.

Los umbrales de periodos de frecuencia o recurrencia recomendados se presentan en la Tabla 28. Los umbrales de los periodos seleccionados corresponden inicialmente a dos veces el periodo de retorno de los diseños de los drenajes urbanos (10 años). El segundo umbral corresponde aproximadamente a los periodos que los diseños de las obras de

infraestructura vial y de cultivos deben garantizar según la normatividad colombiana (30 años). El tercer umbral corresponde a la norma que estipula que cualquier comunidad aledaña a un cauce debe tener garantizada su integridad para una creciente con un periodo de retorno de 100 años.

Tabla 28. Nivel de frecuencia de los eventos de inundaciones y avenidas torrenciales

Frecuencia	Frecuencia de la inundación
$Tr \leq 10$ años	Alta
$10 \text{ años} < Tr \leq 30$ años	Media
$30 \text{ años} < Tr \leq 100$ años	Baja

Niveles de intensidad o magnitud de los eventos de inundaciones y avenidas torrenciales

A cada escenario seleccionado se le debe realizar una clasificación cualitativa de acuerdo con su intensidad o magnitud.

Las características hidráulicas a tener en cuenta para determinar la intensidad o magnitud son la profundidad, H , la velocidad, V , y el producto de la profundidad por la velocidad, $H*V$.

7.2.1. Metodología para determinar los niveles de amenaza por inundaciones

Los umbrales de intensidad o magnitud del evento definidos en el presente estudio se presentan en la Tabla 29. El primer umbral determinado corresponde al nivel o profundidad del agua observada a partir de la cual las comunidades desalojan sus viviendas (0.45 m) y el segundo umbral corresponde al criterio en el cual se considera que la vida de una persona está en riesgo (0.90 m). En lo que respecta a la velocidad del flujo, los umbrales corresponden a 0.5 m/s y 0.8 m/s, respectivamente. Los umbrales del producto de la profundidad por la velocidad corresponden a 0.225 m²/s y 0.45 m²/s. Los umbrales definitivos de intensidad o magnitud del evento se toman de acuerdo con el rango de niveles, el rango de velocidades y los rangos del producto de la profundidad por la velocidad.

Tabla 29. Nivel de intensidad o magnitud del evento de inundación

Intensidad o magnitud de la inundación	Nivel de intensidad o magnitud de la inundación
$H \geq 0.9 \text{ m}$ ó $V \geq 0.8 \text{ m/s}$ ó $H*V \geq 0.45 \text{ m}^2/\text{s}$	Alta
$0.45 \text{ m} \leq H < 0.9 \text{ m}$ ó $0.5 \text{ m/s} \leq V < 0.8 \text{ m/s}$ ó $0.225 \text{ m}^2/\text{s} \leq H*V < 0.45 \text{ m}^2/\text{s}$	Media
$0.05 \text{ m} < H < 0.45 \text{ m}$ y $V < 0.5 \text{ m/s}$ y $H*V < 0.225 \text{ m}^2/\text{s}$	Baja

Los niveles de intensidad del evento expresados en la Tabla 29 se ilustran en la Figura 45.

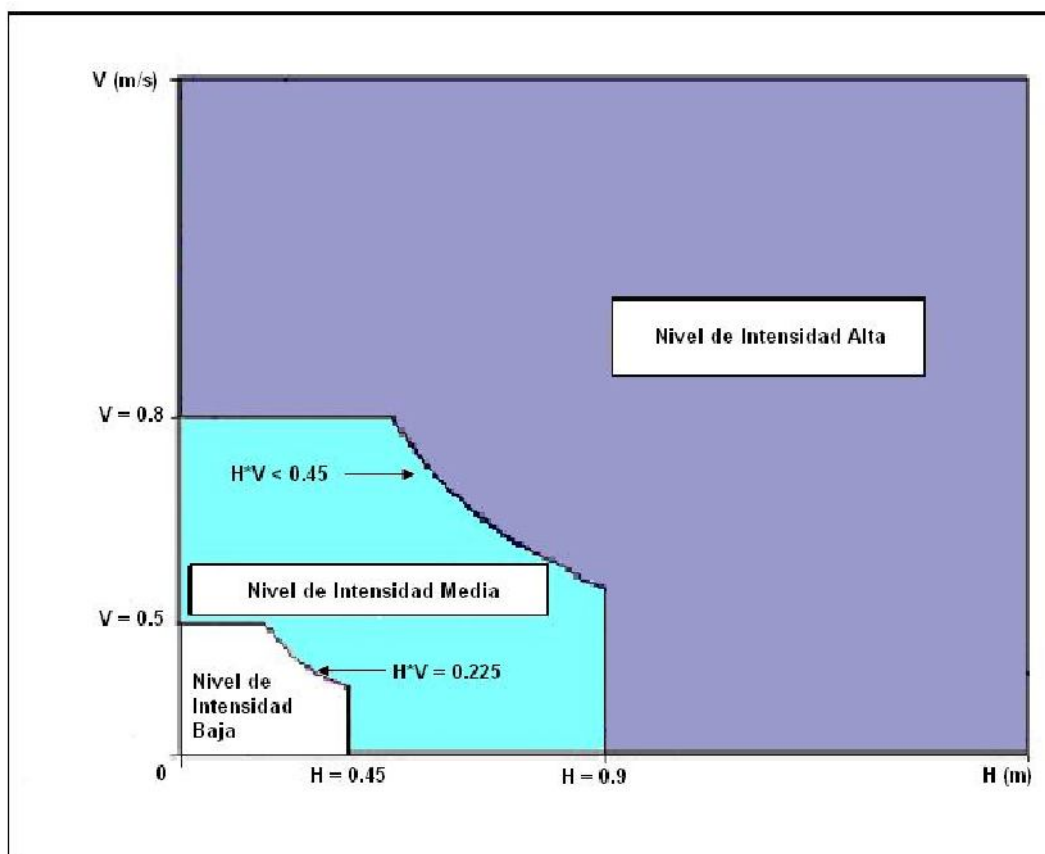


Figura 45. Nivel de intensidad o magnitud de la amenaza por inundaciones.

Determinación de los niveles de amenaza por inundaciones

Después de determinar los umbrales y niveles de frecuencia e intensidad del evento se procede a clasificar los mapas de inundación en diferentes niveles cualitativos de amenaza (alta, significativa, media, moderada alta, moderada, moderada baja, baja, etc.).

Los niveles de amenaza que se recomienda utilizar son alta, media y baja, los cuales dependen de los niveles de frecuencia o recurrencia del evento y de los niveles de intensidad de la amenaza, expresada mediante los tres rangos de profundidades de agua recomendados, como se presenta en las Tablas 30 y 31.

Tabla 30. Nivel de amenaza según la frecuencia y la intensidad o magnitud de la inundación

Nivel de intensidad	Nivel de amenaza			
	Nivel de intensidad alto $H \geq 0.9 \text{ m}$ ó $V \geq 0.8 \text{ m/s}$ ó $H*V \geq 0.45 \text{ m}^2/\text{s}$	Alto	Alto	Alto
	Nivel de intensidad medio $0.45 \text{ m} \leq H < 0.9 \text{ m}$ ó $0.5 \text{ m/s} \leq V < 0.8 \text{ m/s}$ ó $0.225 \text{ m}^2/\text{s} \leq H*V < 0.45 \text{ m}^2/\text{s}$	Alto	Medio	Medio
	Nivel de intensidad bajo $0.05 \text{ m} < H < 0.45 \text{ m}$ y $V < 0.5 \text{ m/s}$ y $H*V < 0.225 \text{ m}^2/\text{s}$	Medio	Bajo	Bajo
Frecuencia de la inundación	Frecuencia alta $Tr \leq 10$	Frecuencia media $10 < Tr \leq 30$	Frecuencia baja $30 < Tr \leq 100$	

Tabla 31. Clasificación de la amenaza por inundaciones

Profundidad (m) ó velocidad (m/s) ó profundidad por velocidad (m^2/s)	Nivel de intensidad de la amenaza	Periodo de retorno (años)	Nivel de frecuencia de la amenaza	Clasificación de la amenaza
$H \geq 0.9$ ó $V \geq 0.8$ ó $H*V \geq 0.45$	Alto	$Tr \leq 10$	Alto	Alto
$H \geq 0.9$ ó $V \geq 0.8$ ó $H*V \geq 0.45$	Alto	$10 < Tr \leq 30$	Medio	Alto
$H \geq 0.9$ ó $V \geq 0.8$ ó $H*V \geq 0.45$	Alto	$30 < Tr \leq 100$	Bajo	Alto
$0.45 \leq H < 0.9$ ó $0.5 \leq V < 0.8$ ó $0.225 \leq H*V < 0.45$	Medio	$Tr \leq 10$	Alto	Alto
$0.45 \leq H < 0.9$ ó $0.5 \leq V < 0.8$ ó $0.225 \leq H*V < 0.45$	Medio	$10 < Tr \leq 30$	Medio	Medio
$0.45 \leq H < 0.9$ ó $0.5 \leq V < 0.8$ ó $0.225 \leq H*V < 0.45$	Medio	$30 < Tr \leq 100$	Bajo	Medio
$0.05 < H < 0.45$ y $V < 0.5$ y $H*V < 0.225$	Bajo	$Tr \leq 10$	Alto	Medio
$0.05 < H < 0.45$ y $V < 0.5$ y $H*V < 0.225$	Bajo	$10 < Tr \leq 30$	Medio	Bajo
$0.05 < H < 0.45$ y $V < 0.5$ y $H*V < 0.225$	Bajo	$30 < Tr \leq 100$	Bajo	Bajo

7.2.2. Metodología para determinar los niveles de amenaza por avenidas torrenciales

Los umbrales de intensidad o magnitud recomendados para flujos torrenciales se presentan en la Tabla 32. Como se señaló previamente, los umbrales para establecer o clasificar la intensidad de la amenaza por avenidas torrenciales son menores a los definidos para las inundaciones. El primer umbral adoptado corresponde al nivel observado a partir del cual las comunidades desalojan sus viviendas (0.25 m) y el segundo umbral corresponde al criterio en el cual la vida de una persona se encuentra en riesgo (0.5 m). En lo que respecta a las velocidades, los umbrales corresponden a 0.25 m/s y 0.5 m/s, respectivamente. Los umbrales del producto de la profundidad por la velocidad son 0.1 m²/s y 0.25 m²/s. Los umbrales definitivos de intensidad o magnitud de la amenaza por avenida torrencial se toman de acuerdo con el rango de niveles, el rango de velocidades y los rangos del producto de la profundidad por la velocidad del flujo.

Tabla 32. Nivel de intensidad o magnitud de la amenaza por avenidas torrenciales

Intensidad o magnitud de la inundación	Nivel de intensidad o magnitud de la inundación
$H \geq 0.5\text{m}$ ó $V \geq 0.5\text{ m/s}$ ó $H*V \geq 0.25\text{ m}^2/\text{s}$	Alto
$0.25\text{ m} \leq H < 0.5\text{ m}$ ó $0.25\text{ m/s} \leq V < 0.5\text{ m/s}$ ó $0.1\text{ m}^2/\text{s} \leq H*V < 0.25\text{ m}^2/\text{s}$	Medio
$0.05\text{ m} < H < 0.25\text{ m}$ y $V < 0.25\text{ m/s}$ y $H*V < 0.1\text{ m}^2/\text{s}$	Bajo

Los niveles de intensidad expresados en la Tabla 36 se representan gráficamente en la Figura 46.

Determinación de los niveles de amenaza por avenidas torrenciales

Después de determinar los umbrales y niveles de frecuencia e intensidad del evento se procede a clasificar los mapas de inundación en diferentes niveles cualitativos de amenaza (alta, media, moderada alta, moderada, moderada baja, baja, etc.).

Los niveles de amenaza que se recomienda utilizar son alta, media y baja, los cuales dependen de los niveles de frecuencia o recurrencia del evento y de los niveles de intensidad de la amenaza, expresada mediante los tres rangos de profundidades de agua recomendados, como se presenta en las Tablas 33 y 34.

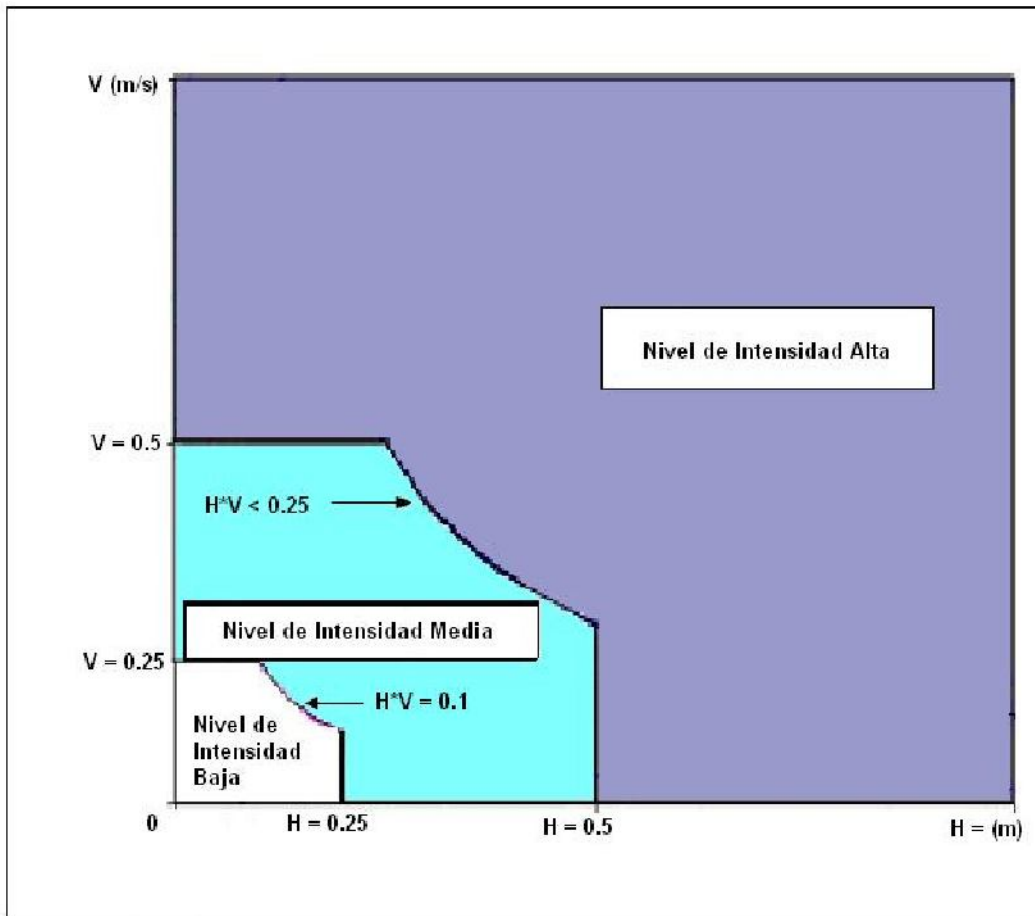


Figura 46. Nivel de intensidad o magnitud de la amenaza por avenidas torrenciales.

Tabla 33. Nivel de amenaza según la frecuencia y la intensidad o magnitud de avenidas torrenciales

		Nivel de amenaza		
Nivel de intensidad	Nivel de intensidad alto $H \geq 0.5$ m ó $V \geq 0.5$ m/s ó $H*V \geq 0.25$ m ² /s	Alto	Alto	Alto
	Nivel de intensidad medio 0.25 m $\leq H < 0.5$ m ó 0.25 m/s $\leq V < 0.5$ m/s ó $0.1 \leq H*V < 0.25$ m ² /s	Alto	Medio	Medio
	Nivel de intensidad bajo 0.05 m $< H < 0.25$ m y $V < 0.25$ m/s y $H*V < 0.1$ m ² /s	Medio	Bajo	Bajo
Frecuencia de la inundación		Frecuencia alta $Tr \leq 10$	Frecuencia media $10 < Tr \leq 30$	Frecuencia baja $30 < Tr \leq 100$

Tabla 34. Clasificación del nivel de amenaza por avenidas torrenciales

Profundidad (m) ó velocidad (m/s) ó profundidad por velocidad (m ² /s)	Nivel de intensidad de la amenaza	Periodo de retorno (años)	Nivel de frecuencia de la amenaza	Clasificación de la amenaza
$H \geq 0.5$ ó $V \geq 0.5$ ó $H*V \geq 0.25$	Alto	$Tr \leq 10$	Alto	Alto
$H \geq 0.5$ ó $V \geq 0.5$ ó $H*V \geq 0.25$	Alto	$10 < Tr \leq 30$	Medio	Alto
$H \geq 0.5$ ó $V \geq 0.5$ ó $H*V \geq 0.25$	Alto	$30 < Tr \leq 100$	Bajo	Alto
$0.25 \leq H < 0.5$ ó $0.25 \leq V < 0.5$ ó $0.1 \leq H*V < 0.25$	Medio	$Tr \leq 10$	Alto	Alto
$0.25 \leq H < 0.5$ ó $0.25 \leq V < 0.5$ ó $0.1 \leq H*V < 0.25$	Medio	$10 < Tr \leq 30$	Medio	Medio
$0.25 \leq H < 0.5$ ó $0.25 \leq V < 0.5$ ó $0.1 \leq H*V < 0.25$	Medio	$30 < Tr \leq 100$	Bajo	Medio
$0.05 < H < 0.25$ y $V < 0.25$ y $H*V < 0.1$	Bajo	$Tr \leq 10$	Alto	Medio
$0.05 < H < 0.25$ y $V < 0.25$ y $H*V < 0.1$	Bajo	$10 < Tr \leq 30$	Medio	Bajo
$0.05 < H < 0.25$ y $V < 0.25$ y $H*V < 0.1$	Bajo	$30 < Tr \leq 100$	Bajo	Bajo

Los resultados obtenidos de la modelación hidráulica para los diferentes escenarios simulados (es decir, para los diferentes periodos de retorno), tanto para el fenómeno de inundaciones como para el fenómeno de avenidas torrenciales, se implementan en el sistema de información geográfica de la zona de estudio. Inicialmente se elaboran los mapas de profundidades del flujo en las zonas afectadas para los diferentes periodos de retorno analizados. Posteriormente, con base en los niveles de intensidad identificados se elaboran los mapas de amenaza para los diferentes periodos de retorno evaluados. Finalmente, con base en estos mapas de amenaza (elaborados para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años) se construye el mapa de amenaza global o integral para cada fenómeno, en el cual para cada celda se define el nivel de amenaza más crítico hallado, es decir, a cada celda del área de estudio se le asigna el máximo nivel de amenaza hallado para los tres periodos de retorno considerados.

8. MODELACIÓN MATEMÁTICA

8. MODELACIÓN MATEMÁTICA

8.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO BIDIMENSIONAL FLO-2D

8.1.1. Generalidades

Los modelos matemáticos bidimensionales son los más usados para simular y estudiar los diferentes procesos hidrodinámicos, de oleaje, sedimentológicos, reológicos y de calidad del agua (transporte y dispersión de contaminantes) en zonas costeras, lagos, puertos, estuarios, embalses, ríos y planicies aluviales, canales, etc. Existe una gran variedad de este tipo de modelos, los cuales deben ser utilizados especialmente cuando parte de la llanura de inundación de la zona de estudio posee una topografía relativamente plana.

El modelo bidimensional de diferencias finitas FLO-2D (O'Brien, 1988) empleado en este estudio permite simular fluidos newtonianos y no-newtonianos (flujos hiperconcentrados con altas concentraciones de sedimentos) como avenidas torrenciales o flujos de lodos. El modelo es apto para trabajar en topografías complejas, tales como planicies de inundación, conos de deyección y áreas urbanizadas; adicionalmente permite el intercambio de flujo entre el canal y la planicie de inundación.

El modelo FLO-2D combina un modelo hidrológico con un modelo hidráulico, por lo cual permite simular el proceso lluvia – escorrentía, incluyendo los procesos de evaporación e infiltración y simular los procesos hidrodinámicos en los diferentes cauces y canales definidos en el modelo. El transporte de flujo en canales, cuyas secciones pueden ser rectangulares, trapezoidales o naturales, es simulado unidimensionalmente así como el flujo a través de calles. Por otra parte, el flujo no confinado en las planicies de inundación es modelado de forma bidimensional en ocho direcciones. Con el modelo matemático FLO-2D es posible además modelar el transporte de sedimentos, brindando al usuario la posibilidad de escoger entre nueve diferentes ecuaciones de transporte formuladas por distintos autores. Finalmente se pueden simular diversas estructuras, como diques, vertederos y puentes, además de construcciones, las cuales son esquematizadas como obstrucciones al paso del flujo.

Otra de las funciones del programa FLO-2D es delimitar las zonas de amenaza y establecer para ellas distintas categorías (alta, media y baja) de acuerdo con la recurrencia de los eventos de caudales extremos o de lluvias en la zona de estudio. Para ello el usuario puede definir la metodología para determinar los mapas de amenaza, ingresando al modelo los rangos de profundidad de flujo y el producto de la velocidad y la profundidad para cada una de las categorías.

Este modelo se ha utilizado para desarrollar estudios de inundaciones y avenidas torrenciales en diferentes regiones del mundo. Específicamente en nuestro país ha sido implementado por el IDEAM e Ingeominas en la “*Zonificación de Amenaza por movimientos en masa tipo flujo en la cuenca del río Combeima, Tolima*” y en la “*Modelación matemática de avalanchas y verificación en el caso de la quebrada La Negra en Útica, Cundinamarca.*”

8.1.2. Ecuaciones hidrodinámicas

El modelo matemático FLO-2D es un modelo que se basa en la conservación de volumen, es decir, el volumen total de las hidrógrafas e histogramas de entrada debe ser igual a la suma del volumen de salida del sistema, el volumen que es almacenado en la planicie y en los canales y las pérdidas de volumen por infiltración y abstracción:

$$\text{Volumen total de entrada} = \text{Volumen de salida} + \text{Volumen almacenado} + \text{Pérdidas de volumen por infiltración y abstracción}$$

El modelo FLO-2D transporta el volumen de fluido para simular inundaciones, avenidas torrenciales y flujos en canales a través de un conjunto de celdas cuadradas y uniformes que componen la malla computacional, la cual está basada en la información topográfica de la zona de estudio. La progresión de la onda de creciente de flujo sobre la zona a modelar está controlada por la topografía y los parámetros de resistencia al flujo (rugosidad de los cauces y de las planicies de inundación). El modelamiento en dos dimensiones se logra mediante una integración numérica de las ecuaciones de movimiento y de continuidad o de conservación del volumen de fluido para flujos de baja concentración y flujos hiperconcentrados. Las ecuaciones generales en dos dimensiones que resuelve el programa incluyen la ecuación de continuidad y las ecuaciones bidimensionales de cantidad de movimiento:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial HV_x}{\partial x} + \frac{\partial HV_y}{\partial y} = i$$

ec. (21) Ecuación de continuidad

$$S_{fx} = S_{ox} - \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{V_y}{g} \frac{\partial V_x}{\partial y} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_x}{\partial t}$$

ec. (22) Ecuación de cantidad de movimiento en la dirección x

$$S_{fy} = S_{oy} - \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{V_y}{g} \frac{\partial V_y}{\partial y} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_y}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_y}{\partial t}$$

ec. (23) Ecuación de cantidad de movimiento en la dirección y

donde:

V_x = Componente en la dirección x de la velocidad promedio en la vertical

V_y = Componente en la dirección y de la velocidad promedio en la vertical

S_{fx} = Componente en la dirección x de la pendiente de la línea de energía o pendiente de fricción

S_{fy} = Componente en la dirección y de la pendiente de la línea de energía o pendiente de fricción

S_{ox} = Componente en la dirección x de la pendiente del lecho

S_{oy} = Componente en la dirección y de la pendiente del lecho

H = Profundidad del flujo

g = Aceleración de la gravedad

i = Intensidad de lluvia de exceso, en términos de agua por unidad de tiempo

t = Tiempo

$\frac{\partial H}{\partial x}$ = Gradiente de presiones en la dirección x

$\frac{\partial H}{\partial y}$ = Gradiente de presiones en la dirección y

$\frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{V_y}{g} \frac{\partial V_x}{\partial y}$ = Aceleración convectiva en la dirección x

$\frac{V_y}{g} \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_y}{\partial x}$ = Aceleración convectiva en la dirección y

$\frac{1}{g} \frac{\partial V_x}{\partial t}$ = Aceleración local en la dirección x

$\frac{1}{g} \frac{\partial V_y}{\partial t}$ = Aceleración local en la dirección y

La ecuación de momentum o de cantidad de movimiento está expresada en términos de las componentes en x e y de la pendiente de fricción (S_{fy} y S_{fx} , respectivamente), la cual está basada en la ecuación de Manning; además, contiene los términos de aceleración local y convectiva, conformando así la ecuación completa de la onda dinámica.

Esta ecuación considera la profundidad promedio de flujo unidimensional en un canal. Para las planicies de inundación las ecuaciones de cantidad de movimiento en el modelo FLO-2D son aplicadas calculando la velocidad promedio del flujo a través de la frontera de un elemento o celda de la malla computacional en una dirección a la vez. Hay ocho direcciones potenciales de flujo: las cuatro direcciones principales (norte, sur, este y oeste) y las cuatro direcciones diagonales (noreste, noroeste, sureste y suroeste). Cada cálculo de velocidad es esencialmente unidimensional y es resuelto independientemente para las otras siete direcciones (ver Figura 45). La estabilidad de este esquema numérico explícito está basada en un estricto criterio que permite controlar el tamaño del intervalo de tiempo computacional, Δt .

8.1.3. Simulación de flujos hiperconcentrados en el modelo FLO-2D

El comportamiento de los flujos hiperconcentrados implica una interacción compleja entre el fluido y los sedimentos, involucrando distintas clases de esfuerzos a causa del intercambio de momentum por la colisión entre las partículas de sedimentos y el agua. Para describir este comportamiento existen varios modelos reológicos como el modelo de

Bingham, entre otros. El modelo matemático FLO-2D emplea el modelo reológico cuadrático (O'Brien y Julien, 1988), el cual, además del esfuerzo de cedencia y los esfuerzos cortantes viscosos, tiene en cuenta los esfuerzos cortantes turbulentos y dispersivos en el flujo.

Los flujos hiperconcentrados se caracterizan por ser homogéneos (una sola fase); por ello, el modelo matemático FLO-2D considera los flujos hiperconcentrados monofásicos, de concentración volumétrica variable. Asimismo, internamente no se hace distinción de los tamaños de los sedimentos. Como se explicó en la Sección 6.3.3, el modelo FLO-2D resuelve la ecuación (21) para simular las pérdidas por fricción en un flujo hiperconcentrado (avenida torrencial), calculando la velocidad a través de cada frontera entre los elementos de la malla, usando la profundidad promedio entre dos elementos adyacentes en las ocho direcciones posibles del flujo:

$$S_f = \frac{\tau_y}{\gamma_m H} + \frac{\mu V}{\gamma H^2} + \frac{n^2 V^2}{H^3} \quad \text{ec. (21)}$$

donde:

K = Parámetro de resistencia para flujo laminar

γ_m = Peso específico de la mezcla de agua y sedimento

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

μ = Viscosidad absoluta o dinámica

τ_y = Esfuerzo de cedencia

H = Profundidad del flujo

V = Velocidad promedio en la vertical

Como dato de entrada al modelo FLO-2D para efectuar la simulación de flujos hiperconcentrados se requiere el valor del parámetro de resistencia K para flujo laminar, el cual varía entre 24 y 50000. Este parámetro adquiere mayor importancia para flujos laminares o de transición, en los cuales, como es de esperarse, los esfuerzos turbulentos no tienen mayor incidencia en el comportamiento del fluido. En la Tabla 35 se presentan los valores recomendados del parámetro K para diferentes tipos de superficies.

Tabla 35. Parámetro de resistencia K para flujo laminar y diferentes superficies

Superficie	Rango del valor de K
Concreto o asfalto	24 - 108
Arenas	30 - 120
Superficie gradada	90 - 400
Suelo arcilloso	100 - 500
Vegetación escasa	1000 - 4000
Pastos cortos de pradera	3000 - 10000

Fuente: Manual del modelo matemático FLO-2D

El peso específico de la mezcla de agua y sedimento, γ_m , es una función de la concentración volumétrica, C_v , y se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$\gamma_m = \gamma + C_v (\gamma_s - \gamma) \quad \text{ec. (24)}$$

donde γ_s es el peso específico de los sedimentos y γ el peso específico del agua en condiciones normales (1 ton/m³). Ambos parámetros están relacionados mediante la gravedad específica de los sedimentos, G , o densidad relativa de la siguiente forma:

$$G = \frac{\gamma_s}{\gamma} \quad \text{ec. (25)}$$

Despejando el peso específico de los sedimentos, γ_s , se tiene:

$$\gamma_s = G \gamma \quad \text{ec. (26)}$$

Reemplazando la ecuación (26) en la ecuación (24) se obtiene la siguiente expresión para estimar el peso específico de la mezcla, γ_m , en función de la gravedad específica de los sedimentos, G , la concentración volumétrica, C_v , y el peso específico del agua, γ (en condiciones normales):

$$\gamma_m = \gamma [1 + C_v (G - 1)] \quad \text{ec. (27)}$$

El peso específico de la mezcla, γ_m , es un parámetro que se incrementa con la concentración de sedimentos y es calculado por el modelo. Para el cálculo de dicho parámetro se debe ingresar al modelo el valor adimensional de la gravedad específica de los sedimentos, G , cuyo rango de valores está entre 2.5 y 2.8, con un valor típico de 2.65.

Asimismo, los valores del coeficiente de rugosidad de Manning se estiman tanto para los lechos de los cauces como para las llanuras de inundación de la zona de estudio y son ingresados al modelo.

Otros datos de entrada al modelo, requeridos para la simulación de flujos hiperconcentrados, son las propiedades reológicas de los sedimentos finos que transportan los cauces en las avenidas torrenciales. Estas propiedades reológicas están relacionadas con el esfuerzo de cedencia, τ_y , y la viscosidad absoluta o dinámica, μ , los cuales varían principalmente con la concentración de sedimentos y son calculadas por el modelo a partir de los valores de las propiedades reológicas definidas por el usuario. Las siguientes relaciones empíricas pueden ser usadas, a menos que haya disponible un análisis reológico del material (O'Brien y Julien, 1988):

$$\mu = \alpha_1 \beta C_v \quad \text{ec. (28)}$$

$$\tau_y = \alpha_2 \beta C_v \quad \text{ec. (29)}$$

donde C_v es la concentración volumétrica de sedimentos y las variables α_1 , β_1 , α_2 y β_2 son coeficientes determinados experimentalmente (O'Brien y Julien, 1988).

Una variedad de muestras de flujos de lodos se obtuvo de los depósitos naturales provenientes de las montañas rocosas de Colorado (EE.UU) cerca de las ciudades de Aspen y Glenwood Springs. Las propiedades de las muestras de flujo de lodos en términos de la distribución del tamaño de los sedimentos (granulometría) y el porcentaje de contenido de arcilla se presentan en la Tabla 36 (O'Brien y Julien, 1988).

Tabla 36. Diámetros característicos y contenido de arcillas de las matrices de flujos de lodos (O'Brien y Julien, 1988)

Muestras	Porcentaje de arcilla (%)	(mm)	d_{50} (mm)	d_{84} (mm)	IL	IP
Glenwood original	4.8	0.01	0.034	0.062	-	-
Glenwood 1	6.8	0.009	0.023	0.05	-	-
Glenwood 2	3	0.016	0.035	0.061	-	-
Glenwood 3	4.8	0.011	0.025	0.053	-	-
Glenwood 4	7.6	0.001	0.018	0.032	-	-
Aspen apique 1	31.3	0.001	0.011	0.032	0.32	0.11
Aspen suelo natural	27	0.001	0.012	0.028	0.25	0.06
Aspen relleno de mina	27.8	0.001	0.013	0.03	0.24	0.06
Aspen fuente de suelo natural	31.6	0.001	0.016	0.039	-	-
Aspen fuente de relleno de mina	25.2	0.001	0.018	0.061	-	-

Los valores de los cuatro coeficientes empíricos α_1 , β_1 , α_2 , y β_2 obtenidos en el análisis de regresión para cada muestra se presentan en la Tabla 37.

Tabla 37. Coeficientes para la determinación de esfuerzos cortantes y viscosidad de las matrices de flujos de lodos

Muestras	α_2 (Dinas/cm ²)	β_2	α_1 (Poises)	β_1
Glenwood 1	3.45×10^{-2}	20.1	2.83×10^{-3}	23
Glenwood 2	7.65×10^{-2}	16.9	6.48×10^{-1}	6.2
Glenwood 3	7.07×10^{-4}	29.8	6.32×10^{-3}	19.9
Glenwood 4	1.72×10^{-3}	29.5	6.02×10^{-4}	33.1
Aspen apique 1	1.81×10^{-1}	25.7	3.60×10^{-2}	22.1
Aspen suelo natural	1.52×10^{-1}	18.7	1.36×10^{-3}	28.4
Aspen relleno de mina	4.73×10^{-2}	21.1	1.28×10^{-1}	12
Aspen fuente de suelo natural	3.83×10^{-2}	19.6	4.95×10^{-4}	27.1
Aspen fuente de relleno de mina	2.91×10^{-1}	14.3	2.01×10^{-4}	33.1

Con base en la información consignada en las Tablas 36 y 37 y en los resultados de los análisis de laboratorio (hidrometría y contenido de arcillas) de las muestras de sedimentos tomadas en campo en la zona de estudio del municipio de Buga se establecieron los valores de los coeficientes α_1 , β_1 , α_2 y β_2 ; estos coeficientes son ingresados posteriormente al modelo matemático.

Finalmente, se ingresa el hidrograma líquido calculado por procedimientos hidrológicos normales al cual se le adiciona la variación en el tiempo de la concentración volumétrica de sedimentos, C_v .

En la sección de Esquematización del modelo matemático FLO-2D (Sección 8.2.1.4) se presenta la comparación entre los resultados de los análisis de laboratorio (hidrometría y contenido de arcillas) en la zona de estudio y los diámetros característicos y contenido de arcillas de las muestras tipo, así como los coeficientes α_1 , β_1 , α_2 y β_2 definidos para la modelación de avenidas torrenciales en la zona de estudio del municipio de Buga.

8.1.4. Solución numérica de las ecuaciones de flujo

La forma diferencial de las ecuaciones de momentum y continuidad es resuelta en el modelo FLO-2D mediante un esquema explícito centrado de diferencias finitas. Dicho algoritmo resuelve la ecuación de momentum para la velocidad del flujo a través de la frontera de un elemento de la malla computacional, un elemento a la vez, empleando el método numérico de Newton-Raphson.

El dominio de solución del modelo FLO-2D es discretizado en celdas cuadradas y uniformes, conformando así el sistema de grilla (malla computacional). El procedimiento computacional para flujo en las planicies requiere calcular el caudal a través de las fronteras en las ocho direcciones potenciales de flujo en una celda y comienza con una estimación lineal de la profundidad de flujo en la frontera de dicho elemento de la malla. La profundidad de flujo estimada en la frontera de una celda es un valor promedio entre las profundidades de flujo en el elemento adyacente que compartirá caudal en una de las ocho direcciones del flujo.

Otros parámetros hidráulicos son igualmente promediados entre dos elementos adyacentes, tales como la resistencia al flujo (valores de rugosidad de Manning), área de flujo, pendiente, elevación de la superficie del agua y perímetro mojado.

En resumen, el algoritmo de solución de las ecuaciones diferenciales comprende los siguientes pasos (ver Figura 47):

- El cálculo hidráulico en un elemento de la malla computacional se inicia con la estimación de la profundidad del flujo en la frontera de dicho elemento, la cual es obtenida promediando las profundidades de flujo en dos elementos de la malla adyacentes que compartirán descarga de flujo en una de las ocho direcciones potenciales de flujo.
- La profundidad de flujo, d , para el cálculo de la velocidad a través de la frontera de dos elementos de la malla computacional para el siguiente intervalo de tiempo, $\Delta t (i+1)$, es estimada a partir de las profundidades de flujo halladas en el instante previo, $i*\Delta t$, utilizando una función lineal (el promedio de la profundidad del flujo entre dos elementos):

$$d_x^{i+1} = d_x^i + d_{x+1}^i$$

- La primera estimación de la velocidad del flujo es realizada empleando la ecuación de momentum para onda difusa, siendo la velocidad la única variable desconocida ya sea para flujo en canales, calles o planicies de inundación.
- Esta velocidad es empleada como la semilla en el método de Newton-Raphson para resolver la ecuación de momentum de onda dinámica. Es importante anotar que para el caso de un flujo hiperconcentrado los cálculos para estimar la velocidad de onda dinámica incluyen los términos adicionales de los esfuerzos viscosos y de cedencia.
- El caudal a través de la frontera de una celda es calculado multiplicando la velocidad por el área de la sección transversal de cada una de las caras que componen dicho elemento.

- El incremento en el caudal para un intervalo de tiempo en una celda a través de las ocho fronteras (o en el elemento aguas arriba y el elemento aguas abajo si se trata de un canal o calle) se calcula sumando los caudales en las diferentes direcciones:

$$\Delta Q_x^{t+1} = Q_n + Q_s + Q_e + Q_o + Q_{ne} + Q_{no} + Q_{se} + Q_{so}$$

donde los subíndices n , s , e , o , ne , no , se y so indican las direcciones norte, sur, este, oeste, noreste, noroeste, sureste y suroeste, respectivamente.

- El incremento en la profundidad es calculado a partir del área y del incremento de caudal en un elemento de la malla:

$$\Delta d_x^{i+1} = \frac{\Delta Q_x^{i+1} \Delta t}{(A_{Surf})}$$

donde Δt es el incremento en el tiempo y A_{Surf} es la superficie o área del elemento.

- El criterio de estabilidad numérica es, entonces, chequeado para el nuevo valor de la profundidad de flujo en todas las celdas. Si en alguna de las celdas alguno de los criterios de estabilidad son excedidos la simulación regresa al intervalo de tiempo anterior y se inicia el cálculo nuevamente, empleando un intervalo de tiempo menor.
- La simulación continúa incrementando los intervalos de tiempo Δt hasta que los criterios de estabilidad sean excedidos.

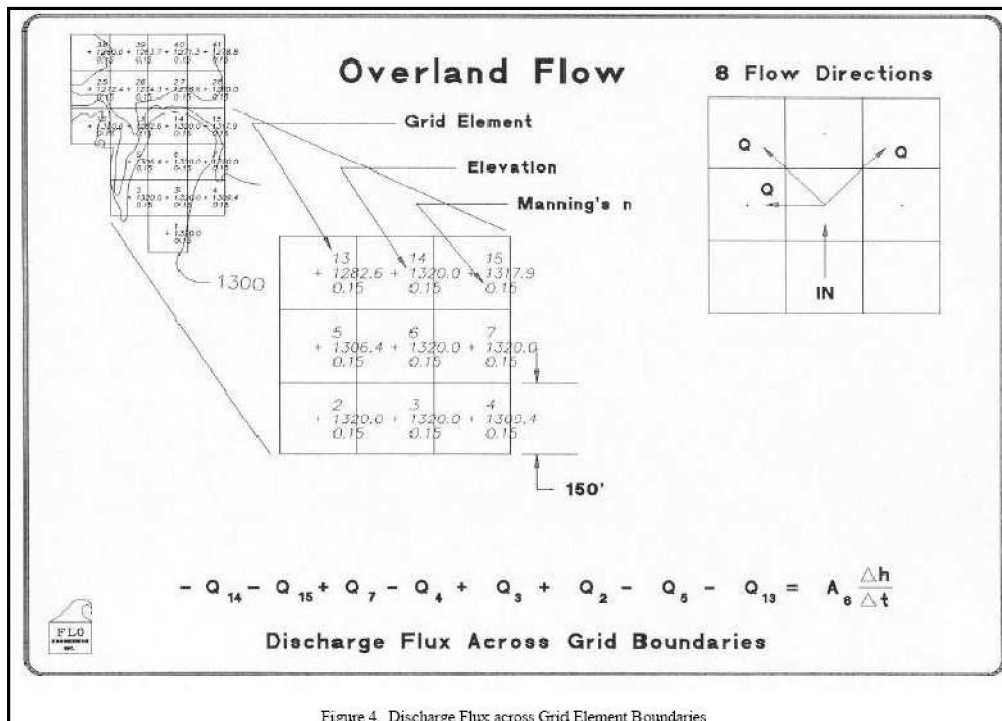


Figura 47. Cálculo del caudal a través de las fronteras de los elementos de la malla computacional (Fuente: Manual del Usuario del Modelo FLO-2D, versión 2009).

8.1.5. Criterios de estabilidad numérica

El esquema computacional del modelo FLO-2D procede basado en que el intervalo de tiempo, Δt , es suficientemente pequeño para asegurar la estabilidad numérica del modelo. La clave para una eficiente modelación de flujo basada en un esquema de diferencias finitas es que el criterio de estabilidad numérica limite el intervalo de tiempo, Δt , para evitar la oscilación numérica, permitiendo a su vez intervalos de tiempo eficientes suficientemente grandes para finalizar la simulación en un tiempo razonable. El modelo FLO-2D opera con un intervalo de tiempo variable que se modifica automáticamente al ser excedidos los criterios de estabilidad numérica. Estos criterios son chequeados para todos los elementos de la malla computacional en cada intervalo de tiempo, Δt , para asegurar que la solución sea estable. Si los criterios de estabilidad son excedidos en un instante de tiempo cualquiera, todos los cálculos hidráulicos para dicho instante son descartados. La simulación regresa al instante de tiempo anterior y automáticamente dicho Δt es reducido. Los cálculos hidráulicos comienzan nuevamente en dicho instante de tiempo.

El esquema explícito centrado de diferencias finitas utilizado por el modelo FLO-2D se encuentra limitado por tres criterios de estabilidad numérica. Uno de estos criterios es el criterio de estabilidad de Courant o también llamado criterio de Courant-Friedrichs-Lewy (CFL), el cual restringe los intervalos de tiempo haciendo que éstos sean muy pequeños. Los algoritmos de cálculo para el modelo matemático FLO-2D se ejecutan empleando intervalos de tiempo pequeños y variables, de forma que se cumpla el criterio de estabilidad

de Courant. Este criterio relaciona la celeridad de la onda de flujo con el intervalo de ejecución del modelo y el tamaño de la celda de la malla computacional de la siguiente forma:

$$\Delta t = \frac{Cr \Delta x}{(\beta V + C_o)} \quad \text{ec. (30)}$$

donde:

Cr = Número de Courant, el cual debe ser menor o igual a uno ($Cr \leq 1$)

Δx = Longitud de la celda

Δt = Incremento del tiempo

V = Velocidad promedio calculada en la celda en la dirección principal del flujo

β = Coeficiente igual a 5/3 para un canal ancho

C_o = Celeridad de la onda

Sin embargo, para ecuaciones no lineales no es posible evitar completamente la dispersión numérica que ocurre al definir el número de Courant igual a 1 (Fletcher, 1990). Para modelar la onda dinámica se aplica otro criterio de estabilidad numérica, desarrollado por Ponce & Theurer (1982) y llamado el criterio de estabilidad numérica de la ecuación de onda dinámica. Este criterio está en función de la pendiente del lecho, el caudal unitario y el tamaño de la celda y un coeficiente empírico, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\Delta t < \frac{\zeta S_o \Delta x^2}{q_o} \quad \text{ec.(31)}$$

donde:

q_o = Caudal unitario

S_o = Pendiente del lecho

ζ = Coeficiente empírico

El coeficiente ζ fue creado como una variable única para el elemento de la malla computacional y es definida por el usuario. Los valores de ζ van desde 0.1 a 1, con un valor típico de 0.25. Similar al criterio de estabilidad de CFL, si el intervalo de tiempo establecido (Δt) es superior al valor del término ($\zeta S_o \Delta x^2 / q_o$) entonces los cálculos hidráulicos son interrumpidos y el intervalo de tiempo es reducido.

Antes de evaluar los criterios de estabilidad de CFL y de la ecuación de la onda dinámica, el modelo chequea el cambio en la profundidad del flujo en el instante de tiempo previo en todas las celdas. El modelo utiliza el porcentaje de cambio en la profundidad como criterio para definir si se requiere un análisis adicional de estabilidad numérica ya que este cambio en la profundidad de flujo es usado para evitar la necesidad de un análisis adicional.

Igualmente, al verse excedido este valor definido por el usuario, el intervalo de tiempo es reducido y los cálculos hidráulicos son anulados. Los valores sugeridos son de 0.1 a 0.3, con un valor típico de 0.2.

8.1.6. Resolución espacial y temporal

Las resoluciones espacial y temporal del modelo FLO-2D dependen del tamaño de los elementos de la malla computacional y de la tasa de crecimiento de la hidrógrafa de caudales de entrada. Con un tamaño de celda reducido se obtiene una mejor resolución de la distribución de la inundación; no obstante, esto trae como consecuencia mayores tiempos computacionales. El rango recomendado del tamaño de las celdas está entre 15 y 150 m, tamaños considerados apropiados para la mayoría de simulaciones con el modelo FLO-2D. Elementos de la malla computacional más pequeños ocasionan un aumento no sólo en la cantidad de celdas sino también en la tasa de caudal por unidad de área.

El modelo FLO-2D fue desarrollado para simular grandes inundaciones en superficies no confinadas. La discretización de la topografía de la planicie de inundación en un sistema de celdas cuadradas para simular grandes descargas de caudal puede eclipsar algunos rasgos topográficos como montículos y depresiones del terreno. Estas variaciones topográficas no afectarán la superficie del agua cuando gran parte de la zona estudiada resulta inundada. Para la simulación de aguas someras debido a pendientes muy pronunciadas y caudales pequeños se deben usar tamaños de celda menores. Cuando se defina el tamaño de los elementos de la malla computacional debe haber un balance entre la resolución de los mapas y la exactitud. No obstante, el manual del modelo FLO-2D recomienda que una malla no tenga más de 30000 celdas para que el tiempo computacional no resulte excesivamente alto.

8.1.7. Hipótesis y limitaciones del modelo FLO-2D

Las principales hipótesis y limitaciones del modelo FLO-2D involucran la resolución temporal y espacial de la malla computacional y son las siguientes:

- Cada elemento o celda de la malla está representado por un único valor de elevación, rugosidad y profundidad de flujo;
- Durante un intervalo de tiempo, Δt , el flujo se considera uniforme;
- La distribución de presiones en la profundidad es hidrostática;
- La rugosidad hidráulica se basa en la resistencia al flujo estacionario, uniforme, turbulento;
- Un elemento de canal está representado por una sola geometría de canal (sólo una sección transversal) y un valor de rugosidad, y se encuentra ubicado en una sola celda de la malla computacional;
- El flujo a través de calles y canales es modelado unidimensionalmente;
- El flujo rápidamente variado, como saltos hidráulicos u ondas de choque, no es simulado.

8.1.8. Variabilidad de parámetros

Ajuste vertical de la rugosidad

La rugosidad es un parámetro que varía inversamente con la profundidad del flujo: a menor profundidad del flujo, se tendrá una mayor resistencia debido a la fricción generada por la vegetación y el material del lecho. Esta variación vertical de la rugosidad puede ser implementada tanto para las llanuras de inundación como para los canales. La variación vertical de la rugosidad en los canales depende del valor de la rugosidad de Manning a banca llena, el cual es ingresado al modelo para cada elemento de canal.

La ecuación básica para el valor n_d de la rugosidad en función de la profundidad de flujo en los canales es:

$$n_d = n_b \left(\frac{depth}{d_{max}} \right)^{r2} \quad \text{ec. (32)}$$

donde:

- n_b = Rugosidad del canal a banca llena
- depth = Profundidad del flujo
- d_{max} = Profundidad a banca llena
- r2 = Coeficiente de ajuste de rugosidad

El valor de $r2$ es definido por el usuario (el rango está entre 0 y 1.2). Entre más grande el valor de $r2$ mayor será el incremento del valor de la rugosidad con la disminución de la profundidad del flujo a partir del nivel de banca llena. El modelador deberá, entonces, realizar un análisis de la variación de la rugosidad en la planicie con la profundidad del flujo.

La variación vertical de la rugosidad en las planicies de inundación depende del valor de la rugosidad para una profundidad del flujo mayor o igual a 1 m, la cual es igual a los valores de rugosidad ingresados a las celdas pertenecientes a las planicies de inundación.

En la planicie la ecuación básica para la rugosidad, n_d , en función de la profundidad del flujo es:

$$n_d = n_b \left(\frac{depth}{d_{max}} \right)^{-0.4} \quad \text{ec. (33)}$$

donde:

- n_b = Rugosidad para profundidades de flujo iguales o mayores a 1 m, la cual es igual a los valores de rugosidad ingresados a la planicie de inundación
- depth = Profundidad de flujo
- d_{max} = Profundidad de flujo igual a 1 m

Esta ecuación es aplicada en el modelo FLO-2D para las siguientes condiciones de profundidad de flujo:

- Si la profundidad del flujo se encuentra entre 0 y 0.06 m en una o varias celdas de la planicie, entonces el valor de rugosidad asumido en dichas celdas de la malla computacional es igual a un valor definido por el usuario, cuyo rango varía entre 0.1 y 0.2.
- Si la profundidad del flujo se encuentra entre 0.06 m y 0.15 m en una o varias celdas de la planicie, entonces el valor de rugosidad asignado a dichas celdas será igual a la mitad del valor de la rugosidad establecido por el usuario cuando la profundidad del flujo es menor de 0.06 m.
- Si la profundidad de flujo se encuentra entre 0.15 m y 1 m, entonces el valor de rugosidad en toda las celdas de la malla computacional que componen la planicie es determinado por el modelo mediante la ecuación anterior (ecuación (33)).
- Si la profundidad de flujo es igual o mayor a 1 m, entonces el valor de rugosidad asumido en todas las celdas de la malla computacional que componen la planicie es igual al ingresado inicialmente a las planicies de inundación.

Limitación del número de Froude

Si durante una simulación existe un desajuste entre la pendiente, el área de flujo y la rugosidad se pueden presentar velocidades excesivamente altas, lo cual puede causar oscilación numérica. Limitar el número de Froude es una herramienta que puede ser usada para ajustar la relación entre el área de flujo, la pendiente y los valores de rugosidad de Manning, tanto en canales y calles como en las planicies de inundación. Esto ayuda, además, a mantener la estabilidad numérica de la simulación ya que controla la velocidad de la onda de creciente.

Cuando el número de Froude calculado por el modelo en un elemento de la malla computacional supera el número límite de Froude especificado por el usuario, el valor de rugosidad de dicha celda es incrementado una pequeña cantidad para el siguiente intervalo de tiempo. De esta manera el flujo en la simulación puede ser forzado a ser subcrítico si en la realidad los flujos crítico y supercrítico no son posibles.

El modelo FLO-2D incrementa el valor de la rugosidad de Manning al verse superado el número de Froude límite definido por el usuario de acuerdo con el siguiente criterio:

Variación porcentual del valor de rugosidad de Manning (% E)	Valor del incremento de n
< 0.20	0.0002
0.20 < % E < 0.50	0.0001
0.50 < % E < 1.00	0.00002
1.00 < % E < 2.00	0.000002

Después de los ajustes a la rugosidad del elemento donde el número de Froude establecido fue superado la simulación continúa. Si en el siguiente intervalo de tiempo el número límite de Froude no es excedido, el valor de la rugosidad en dicha celda se reduce en 0.0001.

Parámetro de resistencia K para flujo laminar (flujos hiperconcentrados)

Este parámetro puede variar entre 24 y 50000 como se mencionó anteriormente. Si se ingresa un valor de K al modelo, dicho valor será utilizado para calcular las pérdidas por fricción en un flujo hiperconcentrado. Sin embargo, si no se ingresa ningún valor de K, entonces el modelo calcula este valor de acuerdo con los criterios establecidos en la Tabla 38, según los valores de la rugosidad de Manning en las planicies de inundación ingresados por el usuario.

Tabla 38. Valores del parámetro de resistencia K para flujo laminar en función de los valores de la rugosidad de Manning en la llanura de inundación

Rango de valores de la rugosidad de Manning <i>n</i> en los elementos de la llanura de inundación (s/m ^{1/3})	Valor del parámetro de resistencia <i>K</i> para flujo laminar
$n < 0.01$	24
$0.01 < n < 0.25$	$1460865.81 * n^{2.381}$
$0.25 < n$	2480

Se sugiere utilizar un valor inicial de 2480 para concentraciones volumétricas de sedimentos superiores a 45%.

8.1.9. Variabilidad de parámetros

Flujo en canales

El flujo en canales es simulado unidimensionalmente como se indicó previamente. El promedio de los valores calculados de la velocidad y la profundidad del flujo define el caudal entre los elementos que componen un canal en la malla computacional. La longitud promedio de la trayectoria de flujo entre dos elementos de canal está en el orden de la longitud del elemento de la malla, lo cual evita la simulación de saltos hidráulicos sobre cortas distancias. La transición entre flujo subcrítico y supercrítico se basa en las condiciones promedio entre dos elementos de canal.

El flujo en el canal de un río es simulado con secciones rectangulares, trapezoidales o levantadas en campo (naturales). Los canales son representados para cada celda de la malla; es decir, en cada celda de canal debe haber una sola sección transversal y un único valor de rugosidad.

El ancho del canal puede ser mayor que el ancho de la celda de la malla, abarcando varias celdas o elementos (Figura 48). Si el ancho del canal es mayor que el ancho de la celda el modelo extiende el canal a las celdas vecinas de la malla. El canal interactúa con las celdas de la llanura por medio de las celdas en las cuales están ubicadas las bancas izquierda y derecha para intercambiar caudal. Cada banca tiene una elevación única. Las celdas que quedan dentro del canal son removidas automáticamente la planicie de inundación.

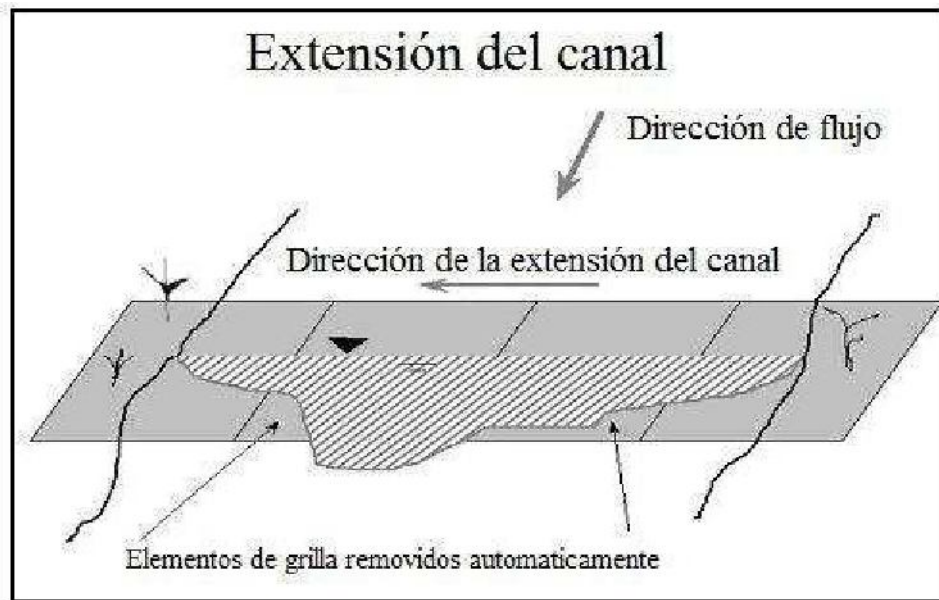


Figura 48. Extensión del canal sobre varios elementos de la malla.

Diques

Al implementar un dique en el modelo FLO-2D se limita el flujo en la superficie de la llanura de inundación mediante el bloqueo de una de las ocho posibles direcciones del flujo. Los diques se definen en los límites de una celda de la malla computacional (Figura 49). Si un dique pasa por el centro de una celda, la posición de éste en el modelo es representada por una o más de las ocho direcciones de dicha celda y a lo largo de una serie de celdas consecutivas. Se puede asignar una elevación diferente a la cresta reportará si la profundidad del flujo rebasa la altura del dique calculando el caudal sobre el mismo mediante la ecuación de vertedero de cresta ancha, con un coeficiente de descarga de 2.85. El dique no fallará por desbordamiento del flujo a menos que el usuario defina la ruptura del mismo.

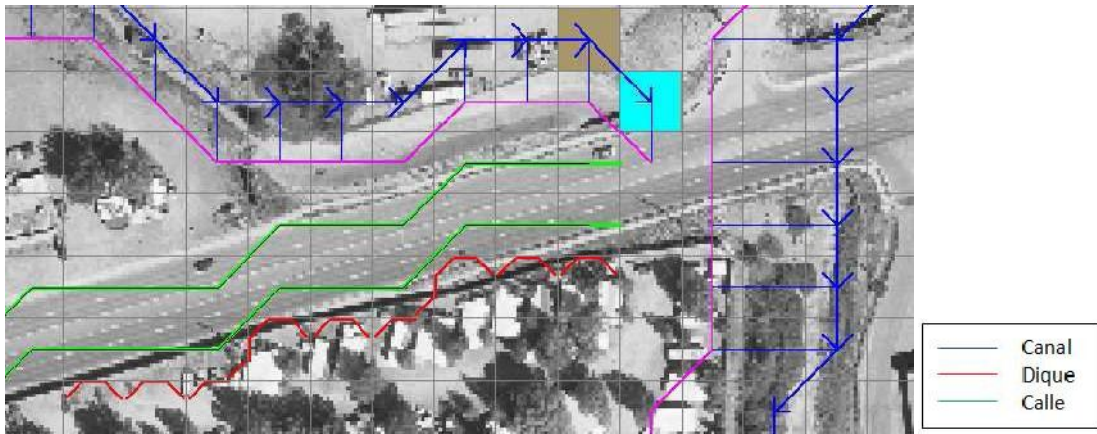


Figura 49. Esquematización de una simulación en el modelo FLO-2D.

Estructuras hidráulicas

El modelo FLO-2D puede simular diversas estructuras hidráulicas como puentes cuya descarga se especifica mediante una curva o tabla de calibración. Esta curva debe ser determinada por medio de mediciones de campo o mediante simulación numérica aplicando un modelo unidimensional (por ejemplo, HEC-RAS). Posteriormente, la curva de calibración de la estructura se ingresa al modelo FLO-2D, permitiendo así simular los efectos de remanso causados por la obstrucción del flujo.

La forma general de la ecuación de la curva de calibración de una estructura hidráulica está en función de la profundidad h :

$$Q = ah^b$$

donde a es el coeficiente de regresión y b es el exponente de la regresión.

Flujo en calles

El flujo a través de las calles es simulado como un flujo en canales rectangulares poco profundos. La dirección del flujo (en las ocho direcciones posibles), el ancho de la calle y la rugosidad se especifican para los elementos o celdas que componen una calle. Al igual que en los canales que representan los cauces el intercambio de flujo entre las calles y la planicie es simulado por el modelo FLO-2D.

Esta herramienta debe ser usada si el ancho de la calle es menor que el ancho de una celda. De otro modo se debe asignar únicamente el valor de la rugosidad de la superficie de la calle a las celdas que la contienen.

Infiltración

La infiltración y abstracción son simuladas en el modelo FLO-2D para determinar las pérdidas de precipitación debido a la cobertura del suelo. Para ello el modelo FLO-2D utiliza dos métodos: el modelo de infiltración Green-Ampt y el método de número de curva, CN . Los alcances de este proyecto no incluyeron trabajos de campo para la estimación de la conductividad hidráulica, entre otros parámetros que requiere el modelo Green-Ampt; por esta razón, el método utilizado fue el de número de curva, CN .

8.1.10. Fases del programa

El modelo matemático bidimensional FLO-2D dispone de un grupo de programas preprocesadores y postprocesadores, tanto para ingresar los datos como para visualizar los resultados. Entre los programas preprocesadores se encuentran el *GDS* (Grid Developer System o sistema para la elaboración de la malla computacional) y el *PROFILES*. Adicionalmente el modelo cuenta con una interfase gráfica de usuario (*GUI*) en la cual el

usuario puede ejecutar el programa, ingresar datos, tener acceso a los diferentes pre y postprocesadores y acceder a los comentarios explicativos de las distintas variables y parámetros del modelo FLO-2D.

El preprocesador *GDS* permite al usuario ingresar la información de la zona de estudio de una forma sencilla, visualizándola gráficamente. A través del *GDS* se ingresa la información topográfica y se discretiza en celdas cuadradas mediante la creación de la malla computacional, se trazan los canales y las calles, se esquematizan las obstrucciones del flujo y se ingresan diques y demás estructuras hidráulicas. También el *GDS* es utilizado para asignar los valores de rugosidad de las planicies, los canales y las calles. Además, es posible importar aerofotografías georeferenciadas y archivos shape como imágenes de fondo para apoyar la edición gráfica.

El preprocesador *PROFILES* sirve para la edición de las secciones transversales de los canales. Mediante esta herramienta es posible ajustar el perfil y la pendiente de los canales e interpolar las secciones transversales.

Los postprocesadores del modelo FLO-2D son *MAXPLOT*, *MAPPER* e *HYDROG*. Estos programas permiten al usuario la visualización de los resultados de la simulación así como la generación de mapas de inundaciones y amenaza.

El postprocesador *MAXPLOT* permite una visualización rápida de los resultados aunque sin muchos detalles. Entre los resultados que pueden apreciarse se encuentran las profundidades y las velocidades del flujo máximas y finales en las llanuras, calles y canales, así como la energía específica máxima, entre otros.

El postprocesador *HYDROG* muestra la hidrógrafa de caudales en cualquier tramo o elemento de canal y parámetros hidráulicos como la velocidad del flujo, la profundidad, el caudal, el área de flujo, el radio hidráulico, el perímetro mojado, el ancho superior, la relación entre ancho y profundidad y la pendiente de la línea de energía.

Mediante el postprocesador *MAPPER* se crean los mapas de inundación y amenaza. Al igual que el postprocesador *MAXPLOT*, pueden visualizarse las profundidades y velocidades del flujo máximas y finales de las llanuras, calles y canales pero de una forma más detallada.

Los mapas de amenaza son generados con base en la metodología desarrollada por García *et al.*: (2003, 2005), la cual se describe en la Sección 7.2. Sin embargo, el usuario puede personalizar la determinación de la amenaza ingresando los rangos de profundidades y del producto de la velocidad y la profundidad para cada nivel de amenaza, dependiendo del tipo de evento (inundación o flujo de lodos).

8.2. IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO BIDIMENSIONAL FLO-2D

8.2.1. Esquematización

8.2.1.1. Descripción de la malla computacional

El primer paso dentro del proceso de implementación del modelo matemático bidimensional FLO-2D consiste en la construcción del modelo digital de elevaciones del terreno (DEM, por sus siglas en inglés). El DEM del municipio de Buga fue generado por el grupo de cartografía y SIG, incluyendo curvas de nivel cada 2 m. El siguiente paso consiste en delimitar de la manera más precisa posible el área a modelar. El área del modelo debe ser lo suficientemente grande de tal manera que los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales en la zona urbana puedan ser representados y simulados correctamente, pero al mismo tiempo debe ser la menor posible con el fin de optimizar el tiempo computacional. El área a modelar debe incluir el área de principal interés del estudio como son las zonas urbana y de expansión urbana del municipio de Buga y los cauces y corrientes que se desbordan durante las crecientes y ocasionan daños en estas zonas.

También es importante ubicar de manera apropiada las fronteras abiertas del modelo, es decir, los sitios o secciones a través de los cuales ingresan y salen las corrientes de agua y flujos de lodos del área modelada. Se recomienda localizar las fronteras abiertas en aquellos sectores donde se cuente con la mayor cantidad de información posible (batimétrica, hidrológica, sedimentológica), como son las estaciones hidrométricas en los cauces. En el río Guadalajara la frontera abierta superior se localizó en la estación hidrométrica El Vergel, operada por la CVC. Frecuentemente durante la etapa de aplicación del modelo matemático (simulación de escenarios) se requiere plantear y evaluar la implementación de diferentes estructuras (tales como diques de protección, espolones, vertederos, puentes, bocatomas, etc.); estas estructuras generan variaciones las condiciones hidrodinámicas en el sector intervenido, pudiendo propagarse hasta alcanzar el sector de las fronteras abiertas del modelo; si esto llegase a presentarse se generaría un conflicto con las condiciones hidrodinámicas de frontera preestablecidas por el modelador. Para evitar este conflicto, debe procurarse que las fronteras abiertas del modelo se encuentren suficientemente distanciadas de los sitios de mayor interés en el estudio.

Un aspecto importante dentro del proceso de construcción de la malla computacional consiste en la selección del tamaño más apropiado de las celdas de la malla. La dimensión de las celdas depende de varios factores como son, la extensión del área de estudio (es decir, del área a modelar), el grado de detalle requerido o aceptable para describir el flujo, el tiempo computacional, la estabilidad numérica del modelo y las limitaciones del modelo matemático en cuanto al número máximo de celdas. De acuerdo con las recomendaciones del manual de FLO-2D, una mala de más de 30000 celdas implica un esfuerzo y tiempo computacional excesivamente altos. Teniendo en cuenta la gran extensión del área de estudio en el municipio de Guadalajara de Buga (3243 ha, que incluyen la zona urbana y el área de expansión urbana) se plantearon y analizaron diferentes tamaños de celdas: 20, 30,

40 y 50 m de lado; con estos tamaños de celdas se obtienen mallas de 70000, 34500, 25000 y 12600 celdas, respectivamente. Se realizaron numerosas simulaciones empleando las distintas mallas construidas como parte del proceso de análisis de sensibilidad del modelo. No obstante, la malla con celdas de 20 m de lado debió descartarse ya que el tiempo computacional para la simulación de una creciente en el río Guadalajara (de 15 horas de duración) resultaba excesivamente largo (cerca de 4 días).

Posteriormente se realizó la interpolación de los niveles topográficos disponibles en la planicie de inundación para asignar los niveles o elevaciones a cada una de las celdas de la malla computacional. Para ello el programa GDS dispone de distintas opciones de interpolación en las que el usuario elige el número mínimo de puntos de elevación a considerar en la vecindad de cada celda y el radio de interpolación, entre otros parámetros de acuerdo con la densidad de la información topográfica. En este proyecto se utilizó el promedio de la cantidad de puntos de elevación por celda y el método de la desviación estándar. De esta forma es asignado un único valor de elevación -que puede ser modificado manualmente- a cada celda de la malla computacional.

8.2.1.2. Rugosidad de las llanuras

Cada celda de la malla computacional tiene un valor de rugosidad de Manning de 0.04 (valor que trae el modelo FLO-2D por defecto). Por ello es necesario implementar la variabilidad espacial de la rugosidad para representar correctamente los diferentes obstáculos presentes en la zona de estudio. En la planicie del municipio de Buga existen cultivos de caña, pastos naturales, árboles, guadua, rastrojo y zona urbana (superficies en concreto). Los valores de rugosidad de las llanuras se ingresan inicialmente para 0.15 m de profundidad de inundación; se debe realizar una primera simulación sin tener en cuenta la variabilidad vertical de la rugosidad. Posteriormente se ingresan los valores de rugosidad de las planicies para 1 m de inundación, realizando otra simulación teniendo en cuenta la variación en la vertical de la rugosidad en las llanuras (ver Sección 5.10). Luego los dos resultados son comparados para efectos de calibración y análisis de sensibilidad. En la Tabla 39 se presentan los valores del coeficiente de rugosidad de Manning estimados para las diferentes coberturas vegetales existentes en la zona de estudio del municipio de Buga, para profundidades de inundación de 0.15 y 1 m.

Tabla 39. Valores estimados del coeficiente de rugosidad de Manning en la planicie aluvial de la zona de estudio del municipio de Buga

Tipo de cobertura vegetal	Coeficiente de rugosidad de Manning n ($s/m^{1/3}$)	
	Profundidad de inundación de 1 m	Profundidad de inundación de 0.15 m
Cañaduzales	0.259	0.073
Rastrojo	0.100	0.100
Pasto natural	0.035	0.032
Zona urbana	0.025	0.025
Guaduales	0.313	0.088
Árboles	0.025	0.007
Bosques	0.060	0.039

En los cañaduzales se asumió una densidad de 22 tallos por metro cuadrado; en los guaduales se estimó una densidad de 16 guaduas por metro cuadrado; y en los árboles se tomó un diámetro promedio de 0.5 m con base en las observaciones de campo realizadas en la zona de estudio del municipio de Buga. Los bosques se esquematizaron teniendo en cuenta la presencia de árboles de tronco de 0.5 m de diámetro y pasto natural, es decir, los valores de rugosidad para los bosques son la suma de los valores de rugosidad de árboles y pasto natural, para profundidades de inundación de 1 m y 0.15 m, respectivamente.

8.2.1.3. Esquematización de los ríos y canales

Posteriormente se realiza, dentro de la malla computacional, el trazado de los ríos y los canales siguiendo su alineamiento de acuerdo con los planos topográficos; este trazado de ríos y canales se efectúa siguiendo la margen izquierda de cada uno de ellos (mas no el eje de los ríos y canales); el modelo calcula o determina la margen derecha de acuerdo con el ancho de cada sección. En el modelo del municipio de Buga se incluyeron todos los cauces y canales existentes y que pueden originar problemas de inundaciones y avenidas torrenciales en el casco urbano, como son: río Guadalajara, quebradas Chambimbal, La Honda y La Pachita y las acequias Chambimbal, El Albergue, La Julia y El Chircal.

Inicialmente se ingresan las secciones transversales solamente del cauce principal de cada uno de los ríos y canales, es decir, sólo se introduce la sección del cauce comprendida entre las bancas derecha e izquierda, obviando la información topográfica de las llanuras puesto que ésta se encuentra incluida en el modelo digital de elevaciones del terreno DEM. Este trazado de los ríos y los canales se realiza en el preprocesador *GDS*, procurando que el alineamiento de cada canal esquematizado en el modelo se asemeje a cada cauce, sin cambios bruscos en el trazado.

Es necesario señalar que el modelo FLO-2D calcula las profundidades de flujo promedio y, por consiguiente, es más significativo para la exactitud final de los resultados representar

correctamente las características batimétricas promedio en un sector que representará de manera exacta la batimetría de todos los puntos de la malla.

Como se mencionó anteriormente, cada elemento de canal debe tener una sección transversal. Debido a que los levantamientos batimétricos se realizaron con un determinado espaciamiento entre secciones transversales del cauce, de acuerdo con la irregularidad de su geometría, fue necesario interpolar entre las secciones transversales levantadas en campo. Este procesamiento se efectúa a través de los programas preprocesadores *GDS* o *PROFILES*.

Se realizan aproximadamente cada 100, 200, 400 y 600 m es necesario interpolar las secciones transversales originales para lograr que en cada celda del canal haya una sección transversal. Esto se logra mediante los programas preprocesadores *GDS* o *PROFILES*.

Los valores del coeficiente de rugosidad de Manning en el río Guadalajara estimados e ingresados al modelo inicialmente se muestran en la Tabla 40; la determinación de estos valores se presentó en la Sección 5.9 (ver Tabla 9). En las acequias Chambimbal, El Albergue, La Julia y El Chircal se asumió un valor de rugosidad constante de Manning de $0.035 \text{ s/m}^{1/3}$ en todas las secciones transversales de estos cauces, al igual que en las quebradas La Honda y La Pachita, ya que todos estos cauces, a su paso por la zona urbana, se encuentran completamente canalizados.

Tabla 40. Factores de rugosidad de Manning en el cauce principal del río Guadalajara

Secciones	Abcisas	n (s/m ^{1/3})
1-3	K0 + 000.00 - K0 + 357.36	0.047
3-17	K0 + 357.36 - K3 + 138.05	0.047
17-35	K3 + 138.05 - K4 + 925.91	0.048
35 - 43	K4 + 925.91 - K5 + 728.45	0.046
43 - 57	K5 + 728.45 - K9 + 028.11	0.046

Los materiales del lecho de la quebrada Chambimbal presentan características muy similares a las de los materiales del lecho del río Guadalajara, por lo cual se ingresó para todas las secciones transversales de la quebrada Chambimbal un coeficiente de rugosidad de Manning de $0.047 \text{ s/m}^{1/3}$.

Puentes

En la zona de estudio y sobre el río Guadalajara existen varios puentes, los cuales fueron implementados en el modelo. Entre éstos se encuentran el puente El Derrumbado, los puentes de la Carrera 9, Carrera 12 (puente La Libertad), Carrera 16, Carrera 19 (puente La Merced), Carrera 20 (puente del Ferrocarril) y el puente de la vía Panamericana. Fue necesario incluirlos en el modelo ya que éstos generan un efecto de remanso, originando mayores niveles de inundación hacia aguas arriba de ellos.

Para representar en el modelo FLO-2D diferentes estructuras existentes en los cauces, tales como puentes, alcantarillas y vertederos es necesario determinar las curvas de calibración de cada una de estas estructuras. Para la generación de estas curvas se implementó el modelo matemático unidimensional HEC-RAS.

Al introducir estructuras hidráulicas al modelo FLO-2D se genera automáticamente en la carpeta del proyecto un archivo llamado HYSTRUC.DAT, el cual contiene la información correspondiente a todas las estructuras hidráulicas en la zona de estudio. En dicho archivo se encuentra el nombre de las estructuras y las curvas o tablas de calibración que relacionan los niveles de flujo con los caudales correspondientes.

Las tablas de calibración en los puentes y obtenidas mediante la implementación del modelo unidimensional HEC-RAS se presentan en el Anexo 2.

8.2.1.4. Propiedades reológicas

Con base en el análisis comparativo entre los diámetros característicos de las muestras tipo (Tabla 36) y los diámetros característicos de las muestras tomadas en campo en desarrollo del programa de mediciones de campo (obtenidos mediante análisis de hidrometría) (Tabla 5 y 6) se determinaron los valores de los coeficientes α_1 , β_1 , α_2 y β_2 que mejor se ajustan a las características reológicas de los materiales finos que pueden transportar los cauces de la zona de estudio durante una avenida torrencial. Además de los tamaños de los diámetros característicos, d_{50} y d_{84} , en este análisis también se tuvo en cuenta el contenido de arcillas (en porcentaje) de las muestras. Las muestras tomadas en la zona de estudio del municipio de Buga, específicamente en el río Guadalajara y la quebrada Chambimbal, presentan características muy similares en cuanto a tamaños o diámetros característicos y contenidos de arcillas a la muestra tipo denominada “Glenwood 3”, por lo cual se ingresaron al modelo matemático los valores $\alpha_1 = 6.32 \times 10^{-3}$, $\alpha_2 = 7.07 \times 10^{-4}$, $\beta_1 = 19.9$ y $\beta_2 = 29.8$ (ver Tabla 37). En la Figura 50 se presenta la comparación de los diámetros característicos de las tres muestras tipo mencionadas y los diámetros característicos resultantes de las hidrometrías de las cinco muestras tomadas en el municipio de Buga.

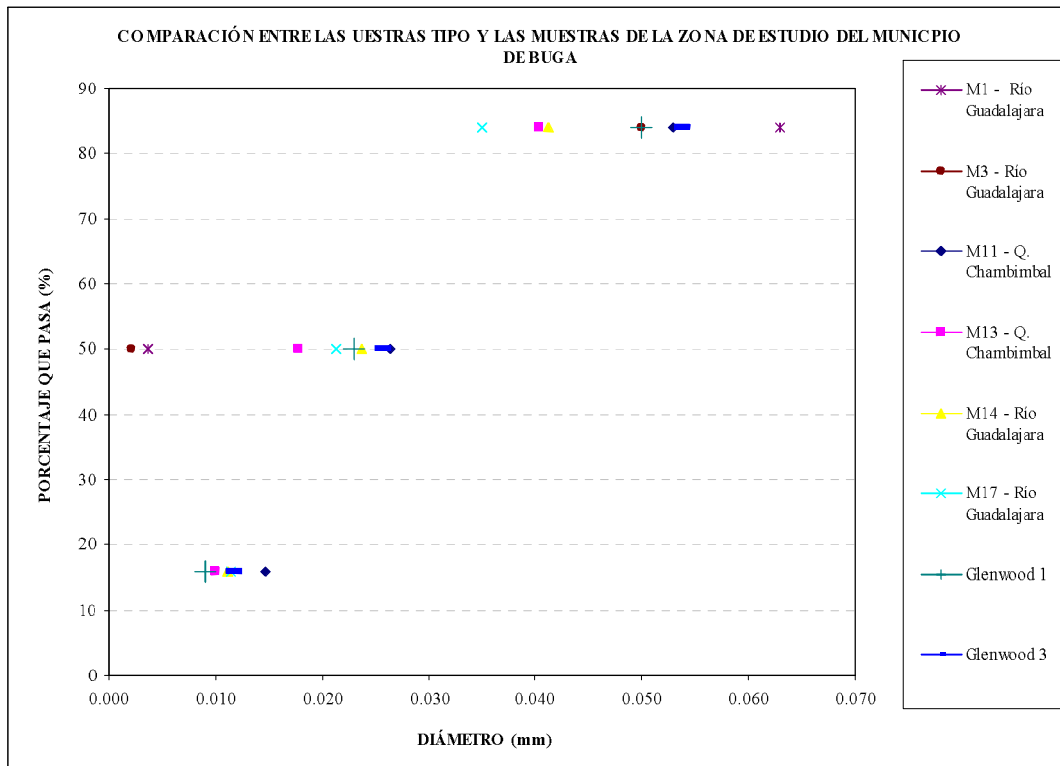


Figura 50. Comparación entre los diámetros característicos de tres muestras tipo y los resultados de las hidrometrías en el municipio de Buga.

Para efectos de calibración y análisis de sensibilidad se realizaron simulaciones empleando los valores de los coeficientes de otras muestras, como “Glenwood 1” y “Aspen apique 1” con el propósito de analizar la influencia en los resultados de la variación de estos parámetros.

8.2.1.5. Volumen total y concentración volumétrica de sedimentos

Los estudios de geología, geotecnia y las aerofotografías permitieron estimar el volumen potencial de materiales que pueden llegar al río Guadalajara debido a los posibles deslizamientos en la cuenca (367000 m^3). Sin embargo, considerando que no fue posible, por limitaciones presupuestales, realizar un programa geotécnico de campo extensivo y detallado en toda la cuenca, el volumen de sedimentos que podría llegar a la quebrada Chambimbal se estimó mediante la correlación de los caudales pico del río Guadalajara y la quebrada Chambimbal para el periodo de retorno de 100 años. Por lo tanto, el río Guadalajara podría transportar durante una creciente o avenida torrencial 367000 m^3 (valor obtenido de los estudios de geotecnia y geología) y la quebrada Chambimbal un volumen de 113072 m^3 (valor estimado mediante la correlación de los caudales pico). Esto con el fin de determinar la hidrógrafa de la mezcla agua – sedimentos (flujo de lodos) que se debe ingresar al modelo matemático como condición de frontera para llevar a cabo la simulación de los eventos de avenidas torrenciales o flujo de lodos en la quebrada Chambimbal.

Debido a que el volumen total de agua de las hidrógrafas de caudales para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años de estos dos ríos es muy superior a los volúmenes de sedimentos que dichos cauces podrían arrastrar eventualmente durante una avenida torrencial (ver Tabla 1), los valores estimados de la concentración volumétrica media de sedimentos, C_v , resultan demasiado pequeños. Por ello, para estimar la hidrógrafa de la mezcla agua – sedimentos se consideró la concentración volumétrica de sedimentos variable en el tiempo y con un valor máximo de 12%.

8.2.1.6. Infiltración

Teniendo en cuenta las características geomorfológicas y la cobertura vegetal de la cuenca, los suelos se pueden clasificar, desde el punto de vista hidrológico, con base en los criterios propuestos por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS) de los Estados Unidos. Esta metodología supone que en un suelo totalmente impermeable la infiltración es nula y la precipitación es igual a la escorrentía superficial es igual a la precipitación; en contraste, en un suelo completamente permeable el volumen total de lluvia se infiltra y la escorrentía superficial es igual a cero.

Para la aplicación de la metodología del SCS se deben clasificar los suelos de acuerdo con su grado de permeabilidad, como se describen a continuación:

- Suelos tipo A: Suelos con un potencial de escurrimiento bajo, altas capacidades de infiltración cuando están completamente húmedos y alta transmisión de agua (principalmente arenas y gravas muy bien gradadas).
- Suelos tipo B: Suelos con capacidad de infiltración moderada cuando están completamente húmedos y velocidades medias de transmisión de agua. Son principalmente suelos medianamente profundos y drenados, de textura entre moderada y muy fina.
- Suelos tipo C: Suelos con capacidad de infiltración y transmisión de agua bajas cuando están completamente húmedos. Son principalmente suelos de textura fina o moderadamente fina.
- Suelos tipo D: Suelos con capacidad de infiltración y transmisión de agua muy bajas cuando están completamente húmedos. Se expanden significativamente cuando se mojan (principalmente arcillas altamente plásticas).

La información de cobertura y usos del suelo de la zona de estudio del municipio de Buga se empleó para determinar los números de curva, CN , y, finalmente, implementarlos en el modelo matemático FLO-2D.

8.2.1.7. Condiciones de frontera

Las condiciones hidrodinámicas a definir en las fronteras abiertas del modelo se denominan Condiciones de Frontera y revisten especial importancia durante el proceso de implementación de un modelo matemático. En el primer elemento o sección de cada canal (es decir, en la frontera superior) se deben ingresar las hidrógrafas para los diferentes periodos de retorno que se requiere simular; la frontera inferior, es decir, en el último elemento o sección de cada canal (si éste no deriva sus aguas directamente a otro cauce) el modelo FLO-2D ofrece varias opciones de salida de flujo, entre las que se encuentran: los niveles de agua (si se dispone de ellos), la curva de calibración Nivel - Caudal (cuando se tiene) o el vertimiento libre del flujo. Aunque lo ideal sería disponer de alguna de las dos primeras opciones para propósitos de calibración, en muchos casos en la práctica no se cuenta con suficiente información medida en campo. Tal es el caso en el municipio de Buga, por lo cual en los cauces modelados se introdujo en las fronteras inferiores de los cauces, la opción de “Salida libre del flujo”. Además de asignar los elementos de salida de los cauces y canales se deben definir los elementos de salida del flujo de la planicie de la zona de estudio, pues, de lo contrario, se crearía un efecto de remanso que no representa la realidad. Para ello se definen los nodos de salida que se encuentran ubicados en los bordes del dominio computacional, donde las elevaciones presentan los niveles más bajos. Se pueden definir cuantos nodos de salida se requieran; sin embargo, hay algunas especificaciones que deben ser tenidas en cuenta para su ubicación (deben estar alejados de las zonas de interés y no deben contener ningún otro elemento como calles u obstrucciones).

Condiciones iniciales

Las condiciones iniciales en el modelo hidrodinámico se refieren a las características hidrodinámicas (niveles de agua y caudales) que se presentan en el instante inicial ($t = 0$) del periodo a simular en toda el área de estudio. Estas características hidrodinámicas deben corresponder a las condiciones reales en la naturaleza o prototipo y, por lo tanto, deben ser medidas en campo simultáneamente en toda la zona de estudio. Sin embargo, frecuentemente no es posible disponer de esta información debido a las dificultades económicas para llevarlas a cabo. El modelo matemático FLO-2D, teniendo en cuenta lo anterior, tiene la opción de no exigir al modelador el ingreso de estas condiciones iniciales. Considerando que en la zona de estudio del municipio de Buga no se dispone de esta información se optó por esta facilidad del modelo FLO-2D. En este caso el modelo FLO-2D genera las condiciones iniciales a partir de los caudales correspondientes al instante inicial de las hidrógrafas de caudales definidas en las fronteras del modelo.

8.2.2. Simulación

Una vez introducida la información esquematizada o discretizada de toda el área a analizar en el modelo matemático FLO-2D se debe dar inicio al proceso de calibración y verificación del modelo con base en la información disponible de caudales, niveles, áreas inundables y registros históricos. Igualmente, se realiza el análisis de sensibilidad con el fin de investigar la influencia de los principales parámetros numéricos y físicos en el

comportamiento hidrodinámico de los cauces y canales de la zona de estudio del municipio de Guadalajara de Buga.

8.2.2.1. Calibración

Generalidades

La calibración de un modelo consiste en el proceso de ajuste de los elementos geométricos simplificados (batimetría, contornos de estructuras, etc.) y de los valores de los coeficientes empíricos (hidráulicos, de transporte, de sedimentos, etc.) que aparecen en las diferentes ecuaciones (hidrodinámicas, de los sedimentos, etc.), de tal manera que los eventos simulados en el modelo reproduzcan de la mejor manera posible los eventos de la naturaleza.

Generalmente los resultados del modelo al inicio del proceso de calibración difieren en mayor o menor grado de los valores medidos en la naturaleza. El objetivo fundamental de la calibración es, por lo tanto, afinar el modelo de tal manera que las diferencias entre los valores calculados en la simulación y los valores medidos en la naturaleza sea mínima o despreciable. Este ajuste debe realizarse siempre teniendo en cuenta las características físicas de los diferentes parámetros y variables involucradas en los procesos hidrodinámicos y sedimentológicos en los cauces, de tal manera que los mismos (parámetros y variables) deben encontrarse dentro de rangos característicos de los cauces como de la zona de estudio (rangos físicamente válidos).

El potencial de un modelo para reproducir y predecir los eventos reales (flujos, sedimentación, erosión, etc.) y la calidad potencial de su calibración dependerá de la calidad y cantidad de los datos topográficos, topológicos, hidráulicos y sedimentológicos disponibles para el sistema en estudio (Cunge y otros, 1980).

Parámetros susceptibles de ajuste en el modelo matemático FLO-2D

El proceso de ajuste se debe iniciar por los parámetros que más afectan los resultados del modelo. Para identificar estos parámetros, el análisis de sensibilidad puede ser de gran ayuda.

Los siguientes son los parámetros usualmente susceptibles de ajuste en el modelo matemático FLO-2D:

- Batimetría (área de flujo de las secciones transversales)
- Topografía de la planicie
- Rugosidad del lecho y de la planicie
- Factor de variación en la vertical de la rugosidad del lecho y la planicie
- Limitación del número de Froude
- Intervalo de tiempo, Δt
- Tamaño de celda, Δx
- Parámetro de resistencia K para flujo laminar

Es importante mencionar que la información con la cual se cuenta para realizar la calibración es muy limitada; únicamente se tienen, con base en los registros de eventos históricos de inundaciones, la delimitación aproximada de las zonas del casco urbano y de expansión urbana del municipio de Buga en donde se han presentado estos eventos. Por lo tanto, la calibración del modelo se debe realizar con base en el área inundada, asumiendo que dicha área fue afectada por inundaciones correspondientes al periodo de retorno de 100 años.

8.2.2.2. Verificación del modelo

La verificación del modelo consiste en efectuar una o más simulaciones hidrodinámicas para otras condiciones de niveles y caudales diferentes a las empleadas durante el proceso de calibración. Para ello se deberá disponer de la información de campo suficiente (para el modelo hidrodinámico son los niveles de agua, las velocidades de la corriente y los caudales) en las secciones de control preestablecidas. Los resultados del modelo para estas nuevas condiciones se compararán con los datos de campo disponibles en las secciones o estaciones de control. Si se obtiene un buen ajuste, se considera que el modelo ha sido verificado. En caso contrario, se deberá revisar el proceso de calibración y realizar los ajustes correspondientes al modelo (p.e. revisar los factores de rugosidad, niveles batimétricos, condiciones de frontera, etc.).

En el caso particular del modelo matemático de la zona de estudio del municipio de Buga no se dispone de información de campo suficiente para poder realizar una verificación adecuada del modelo. Únicamente se cuenta con las hidrógrafas de caudales en los cauces modelados, correspondientes a los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

Debido a esta limitación el modelo debe ajustarse lo mejor posible una vez terminada la calibración, de acuerdo con los mapas de registros de eventos históricos de inundaciones existentes en la zona de estudio.

8.2.2.3. Análisis de sensibilidad

Generalidades

Un análisis de sensibilidad permite evaluar la influencia de un determinado parámetro físico o numérico en los resultados de la simulación de un proceso en un sistema; es decir, permite investigar la respuesta del sistema cuando un parámetro dado es modificado. De esta manera es posible establecer los parámetros más sensibles o influyentes en el proceso de simulación, por cuanto pequeñas variaciones en ellos originan grandes cambios en la hidrodinámica del sistema, en algún sector o en toda el área de estudio. Este proceso puede realizarse manualmente o usando programas elaborados con este propósito.

El análisis de sensibilidad suministra información valiosa para diferentes fines:

- Precisión requerida para los datos de entrada del modelo, las condiciones iniciales y otros parámetros como la rugosidad

- Establecer los parámetros que ejercen mayor influencia sobre las respuestas del modelo
- Calibración del modelo
- Diseño y ejecución de nuevos programas de campo, haciendo énfasis en las variables que mayor influencia ejercen en los procesos hidrodinámicos y sedimentológicos

Análisis de sensibilidad del modelo de la zona de estudio del municipio de Buga

El análisis de sensibilidad del modelo matemático de la zona de estudio del municipio de Buga se realizó variando de forma individual un número de factores asumidos independientemente para el fenómeno de inundaciones. Se evaluó la influencia de cada uno de los parámetros en la hidrodinámica del río, esto es, en la variación de las profundidades, los caudales y las velocidades de flujo. Esto se realizó con el fin de estimar las posibles variaciones que se generan en los resultados del modelo al modificar cada parámetro. La comparación de resultados se realizó en tres secciones transversales del río Guadalajara en su paso por la zona urbana, en las secciones 11, 31 y 56, con abscisas K1 + 950.19, K4 + 516.81 y K8 + 415.08, respectivamente, y en una sección de la quebrada Chambimbal (sección 6), con abscisa K1 + 967.64. Estas secciones fueron seleccionadas ya que representan sitios de interés en el modelo. Finalmente, y como parte del proceso de calibración del modelo, se escogieron los valores de los parámetros que al ser implementados en el modelo matemático de la zona de estudio arrojan los resultados de las áreas inundadas que se asemejan más a las áreas inundadas registradas en el mapa de eventos históricos para el fenómeno de inundaciones.

Con base en los valores finalmente adoptados de los diferentes parámetros numéricos y físicos para simular el fenómeno de inundaciones se procedió a analizar el fenómeno de avenidas torrenciales, en donde se realizó también la variación de algunos parámetros como se indica más adelante; para este fenómeno se efectuó el mismo proceso de comparación de resultados en los mismos sitios de interés, hasta encontrar los valores definitivos para realizar la simulación de dicho fenómeno, es decir, la combinación de parámetros que permiten reproducir con mayor aproximación la extensión de las áreas afectadas por las avenidas torrenciales.

Para el análisis de la influencia en la hidrodinámica del río Guadalajara y la quebrada Chambimbal de cada uno de los parámetros físicos y numéricos se realizaron diferentes simulaciones numéricas, variando en cada una de ellas solamente el valor del parámetro en consideración dentro de un rango relativamente amplio, primero para el fenómeno de inundaciones, y, posteriormente, para el fenómeno de avenidas torrenciales, así:

- Rugosidad del lecho del río Guadalajara y la quebrada Chambimbal: los valores de rugosidad de Manning se variaron desde 0.04 hasta $0.07 \text{ s/m}^{1/3}$. Finalmente, el valor adoptado de la rugosidad para ambos cauces fue de $0.07 \text{ s/m}^{1/3}$.

- Rugosidad de las planicies de inundación: para establecer la influencia de la rugosidad de la planicie de inundación sobre las características hidrodinámicas del flujo en la misma se realizaron dos simulaciones diferentes. En la primera se adoptó una rugosidad constante en la vertical, la cual se calculó de acuerdo con la metodología presentada en la Sección 5.10 para una profundidad de flujo de 0.15 m (los valores ingresados al modelo se presentan en la Tabla 39). La segunda simulación se efectuó considerando una rugosidad variable en la vertical de acuerdo con la metodología del modelo FLO-2D (ver Sección 8.1.8). Las rugosidades introducidas en todas las celdas de la malla corresponden a las calculadas para una profundidad del flujo de 1 m en la planicie (ver Sección 5.10 y Tabla 39); para una profundidad de 0.06 m se adoptó una rugosidad de $0.2 \text{ s/m}^{1/3}$. El análisis de los resultados obtenidos mediante estas dos simulaciones permitió adoptar finalmente la segunda alternativa, es decir, considerando en la planicie de inundación una rugosidad variable en la profundidad, puesto que de esta forma se reproducen mejor las áreas inundadas históricamente.
- Factor de variación en la profundidad de la rugosidad del lecho de los cauces: al igual que la rugosidad de las llanuras, ésta también puede ser variada en los canales respecto a la profundidad de flujo (de acuerdo con la metodología del modelo matemático FLO-2D, ver Sección 8.1.8). Este factor (factor r2) fue variado desde 0 hasta 0.4, adoptándose en la simulación, finalmente, un valor de 0.4 puesto que las áreas inundadas estimadas se asemejan más a las áreas inundadas registradas en el mapa de eventos históricos.
- Limitación del número de Froude en la planicie: teniendo en cuenta la topografía relativamente plana de las planicies en el casco urbano del municipio de Buga se utilizó la herramienta del modelo FLO-2D que permite limitar el número de Froude en la planicie de inundación ($Fr_{\text{máx}} = 0.99$), ya que las velocidades en ella resultan muy bajas, presentándose siempre un régimen subcrítico. Durante las primeras simulaciones se observaba alguna inestabilidad numérica en algunos sectores de la planicie de inundación. Al implementar esta herramienta se eliminaron las oscilaciones originadas por la inestabilidad numérica.
- Limitación del número de Froude en los canales: considerando que varios de los cauces que atraviesan el municipio de Buga presentan pendientes relativamente altas y que durante las crecientes se incrementan de manera considerable los caudales y, en especial, las velocidades del flujo, se pueden presentar flujos supercríticos en diferentes sectores de los cauces. Por esta razón no se adoptó la opción disponible en el modelo FLO-2D que permite limitar el número de Froude en los canales. No obstante, y sólo para propósitos de comparación se realizó una simulación implementando esta opción. Los resultados arrojados son muy similares, lo cual indica que en los sectores donde se realizó la comparación de resultados el flujo es subcrítico.
- Intervalo de tiempo, Δt : este parámetro se redujo gradualmente hasta encontrar que las diferencias en las profundidades, los caudales y las velocidades del flujo calculadas para dos simulaciones consecutivas fueran despreciables. El intervalo de tiempo, Δt , fue variado

desde 0.1 horas hasta 0.0005 horas. De acuerdo con los resultados obtenidos, se seleccionó un intervalo de tiempo de 0.001 horas, es decir, 3.6 segundos, el cual permite reproducir de manera bastante aproximada las áreas inundadas históricamente. Cuando se utilizan intervalos de tiempo menores a 3.6 segundos no se mejora la precisión de los resultados pero sí se incrementa de manera apreciable el tiempo computacional.

- Tamaño de celda, Δx : como se indicó previamente, se construyeron e implementaron cuatro mallas con celdas de 20, 30, 40 y 50 m de lado y se compararon los resultados. Finalmente, se adoptó un tamaño de celda de 30 m de lado, por cuanto el modelo arroja una mayor precisión y el tiempo computacional es todavía razonable pues, como se indicó previamente, la malla con celdas de 20 m de lado dio como resultado un número excesivo de celdas (más de 70000) y, por consiguiente, un tiempo computacional muy alto (más de 96 horas).

Los factores que se consideraron y evaluaron en los procesos de análisis de sensibilidad y calibración del fenómeno de avenidas torrenciales son los siguientes:

- Parámetro de resistencia K para flujo laminar: este parámetro se varió teniendo en cuenta las distintas superficies presentes en la zona de estudio, como se indica en la Tabla 39. Los resultados de las diferentes simulaciones no presentaron diferencias significativas entre ellos, por lo cual se adoptó finalmente un valor de 250 para la simulación de las avenidas torrenciales en el municipio de Buga para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

- Los coeficientes empíricos α_1 , β_1 , α_2 y β_2 : como se indicó previamente, adicionalmente se realizaron simulaciones considerando los valores de los coeficientes de las muestras “Glenwood 1” y “Aspen apique 1” (ver Tabla 37). Después de realizar la comparación con la simulación utilizando la muestra “Glenwood 3” se pudo apreciar que las diferencias entre profundidades, velocidades y caudales de flujo eran muy pequeñas, por lo cual se optó por utilizar los coeficientes de la muestra tipo “Glenwood 3”, ya que las muestras analizadas de los cauces de la zona de estudio del municipio de Buga presentan características granulométricas y de contenido de limos y arcillas similares a ésta.

Como se indicó previamente, el modelo matemático FLO-2D está basado en la conservación del volumen, siendo ésta una de las características más importantes de este modelo. El error máximo permisible en la conservación del volumen para considerar una simulación numérica confiable es de 0.001% del volumen total de las hidrógrafas de entrada, tanto para el fenómeno de inundaciones como para el de avenidas torrenciales. Durante el proceso de calibración del modelo se prestó especial atención para cumplir este requerimiento; para ello fue necesario en ocasiones realizar numerosas simulaciones variando algunos parámetros numéricos del modelo hasta satisfacer la conservación del volumen.

En las Figuras 51 a 146 se presentan los resultados del análisis de sensibilidad efectuado considerando los diferentes parámetros numéricos y físicos del modelo, como se detalló previamente, en distintos sectores del río Guadalajara y la quebrada Chambimbal.

8.2.2.4. Resultados

Una vez definidos los valores de los diferentes parámetros mediante los procesos de análisis de sensibilidad y calibración, se procedió a realizar las simulaciones para la determinación de las áreas potencialmente inundables y los niveles de amenaza para los escenarios correspondientes a los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años, para los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales.

En las Figuras 147 a 206 se presentan los resultados de los parámetros hidrodinámicos (niveles, velocidades y caudales) en distintos sectores del río Guadalajara (secciones 11, 31 y 56, con abscisas $K1 + 950.19$, $K4 + 516.81$ y $K8 + 415.08$, respectivamente) y las quebradas Chambimbal (sección 7 con abscisa $K1 + 967.64$), La Honda (sección 9 con abscisa $K1 + 533.53$) y La Pachita (sección 11 con abscisa $K0 + 879.24$), para los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales; también se presentan los resultados de los niveles máximos de flujo a lo largo de los cauces mencionados en la zona de estudio.

VARIACIÓN DE LA RUGOSIDAD DE MANNING EN LOS CANALES

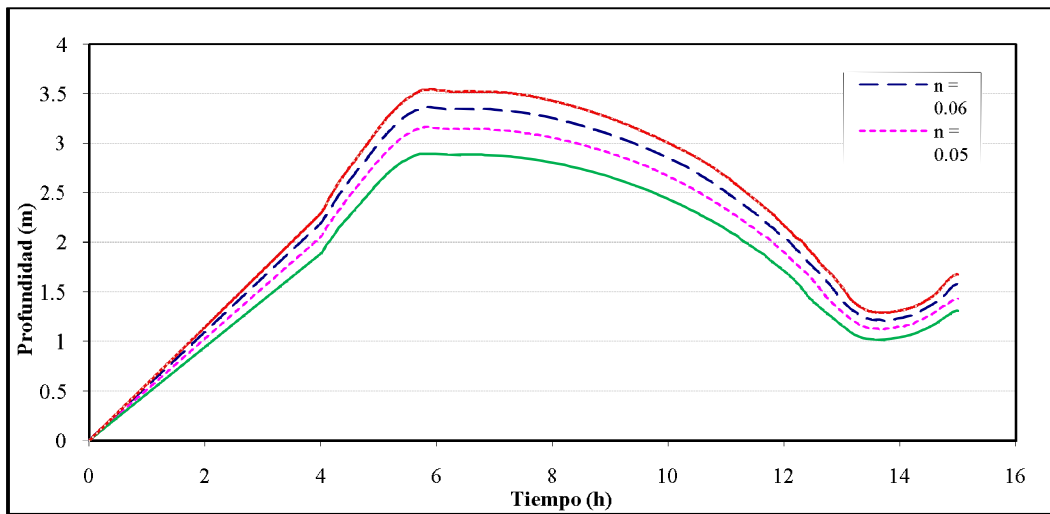


Figura 51. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 11 - K1 + 950.19.

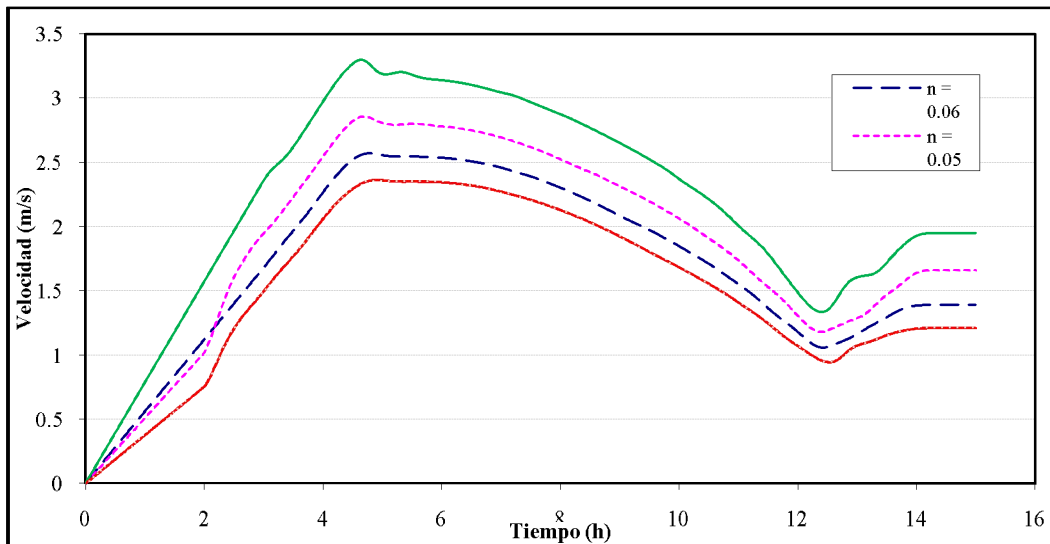


Figura 52. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 11 - K1 + 950.19.

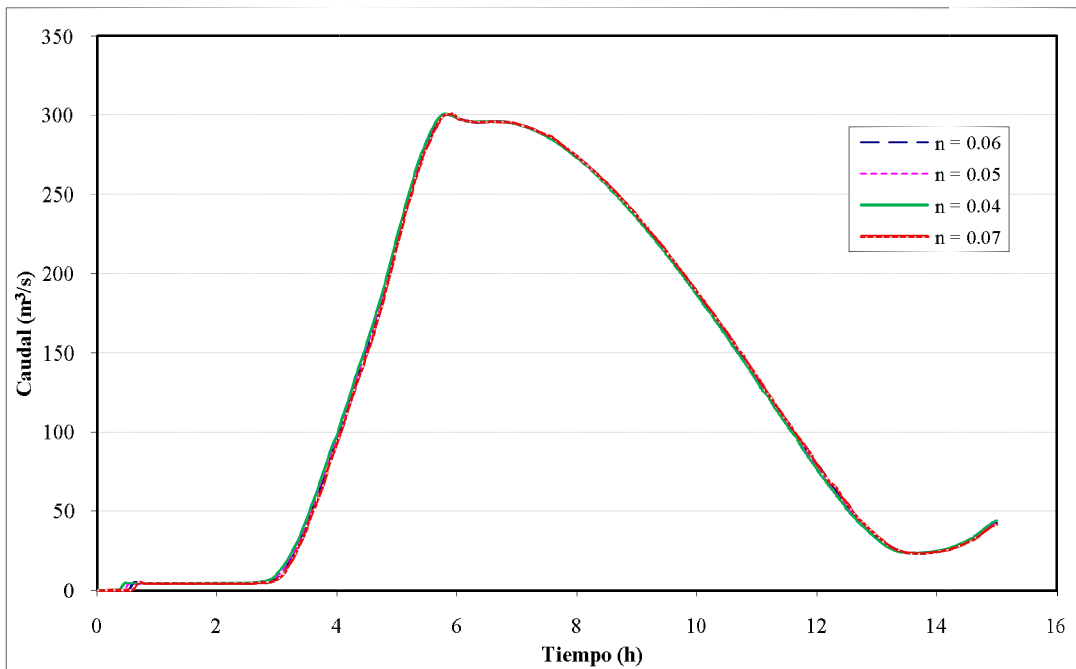


Figura 53. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en el caudal
Río Guadalajara - Sección 11 - K1 + 950.19.

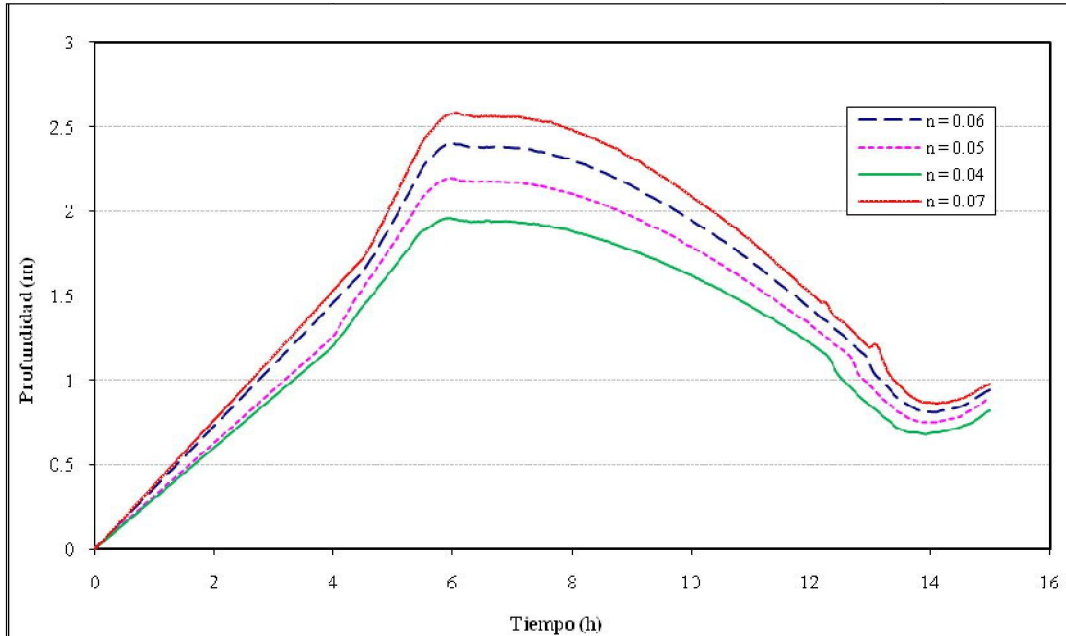


Figura 54. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 31 - K4 + 516.81.

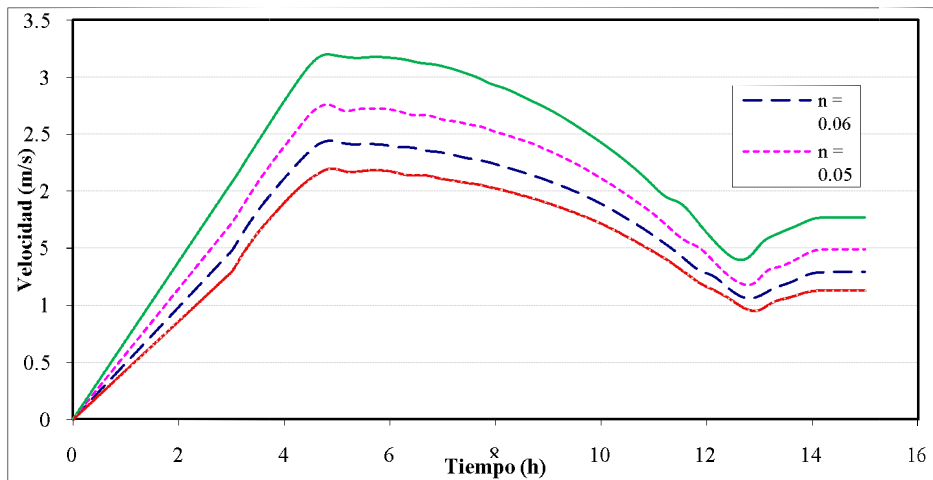


Figura 55. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 31 – K4 + 516.81.

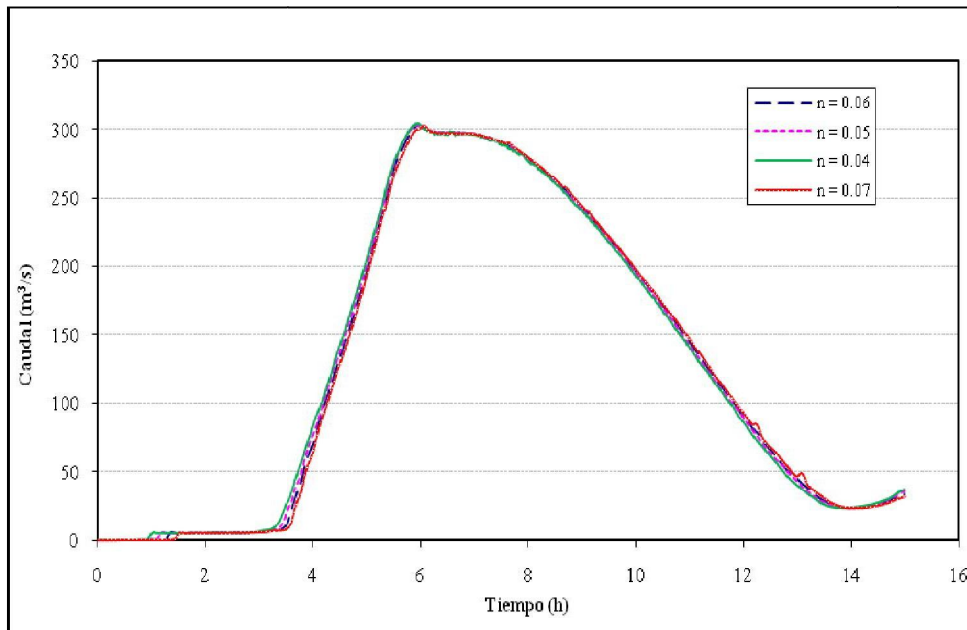


Figura 56. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en el caudal
Río Guadalajara - Sección 31 – K4 + 516.81.

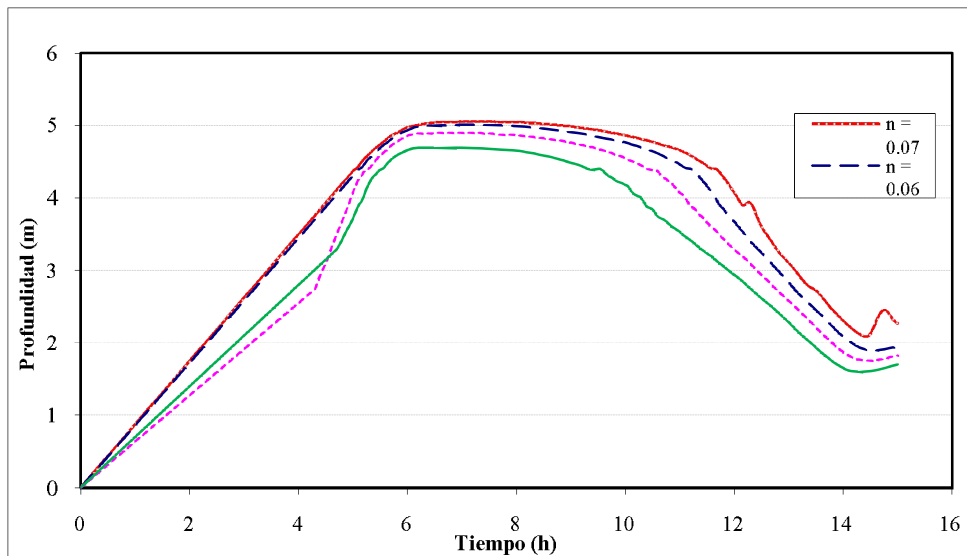


Figura 57. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 56 – K8 + 415.08

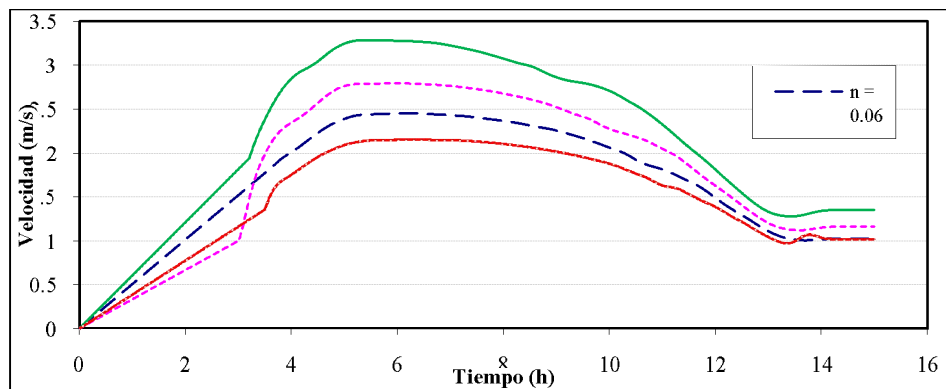


Figura 58. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 56 – K8 + 415.08.

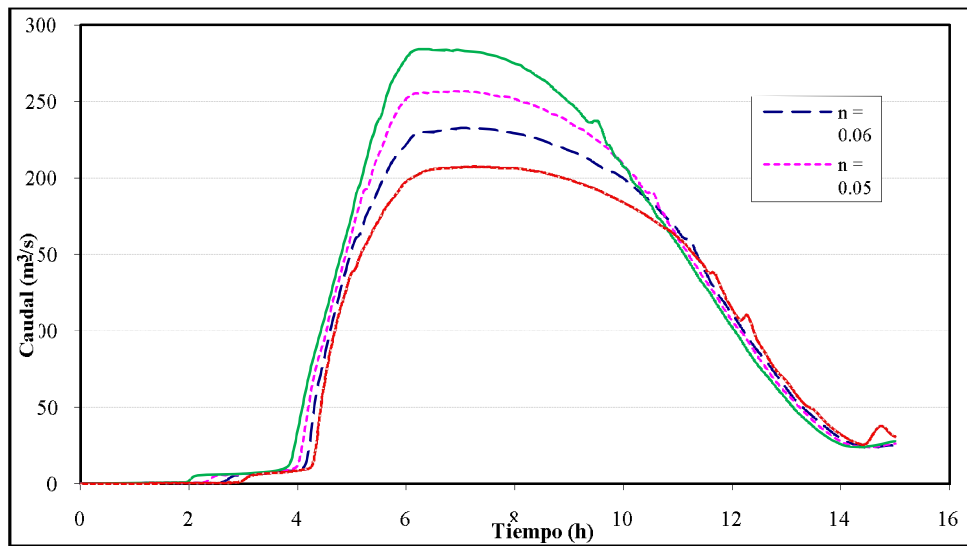


Figura 59. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en el caudal
Río Guadalajara - Sección 56 – K8 + 415.08.

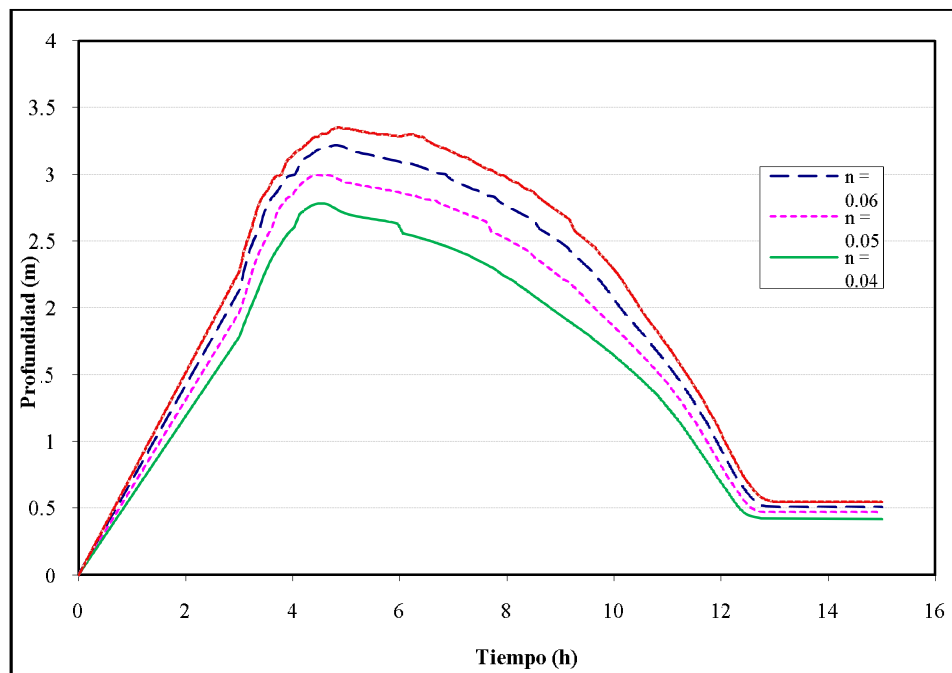


Figura 60. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en la profundidad del flujo
Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635.

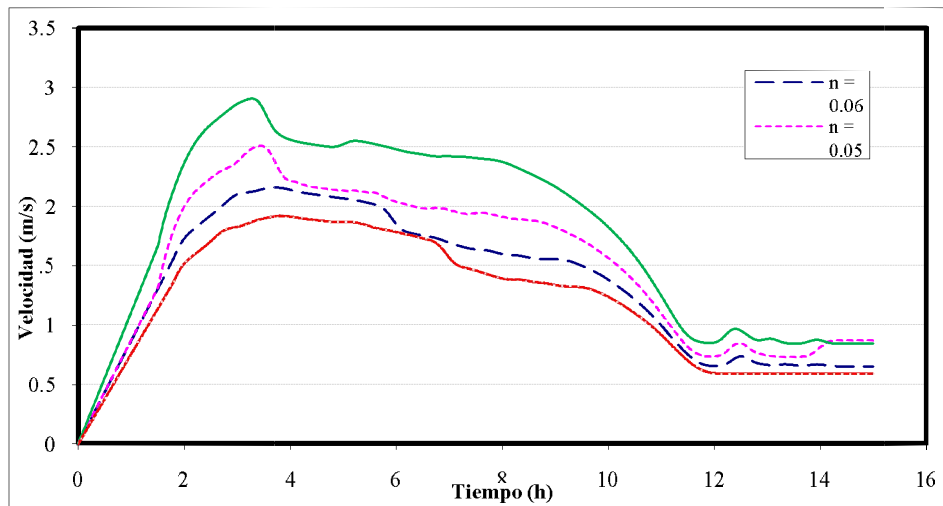


Figura 61. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en la velocidad del flujo
Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635.

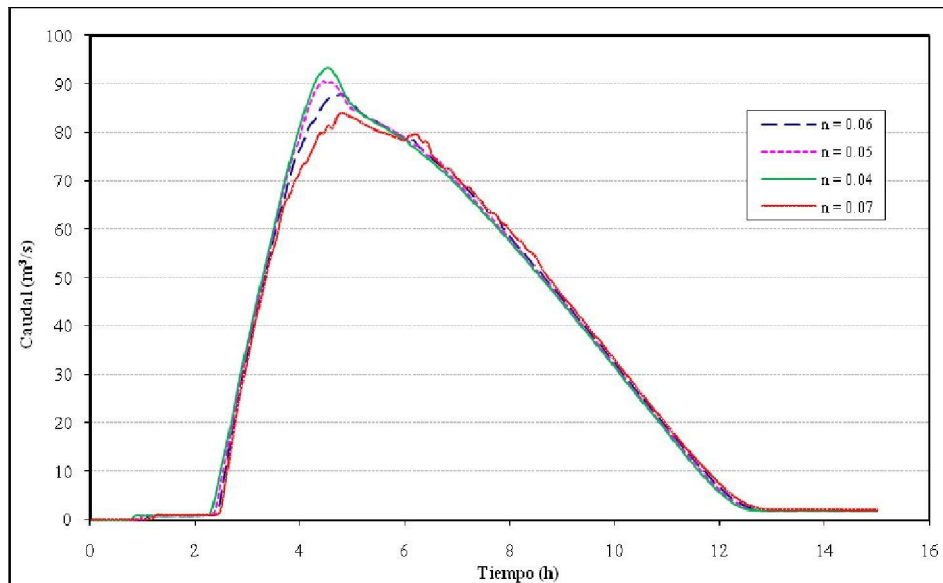


Figura 62. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la rugosidad de Manning del cauce en el caudal
Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635.

VARIACIÓN EN LA VERTICAL DE LA RUGOSIDAD EN LA PLANICIE DE INUNDACIÓN

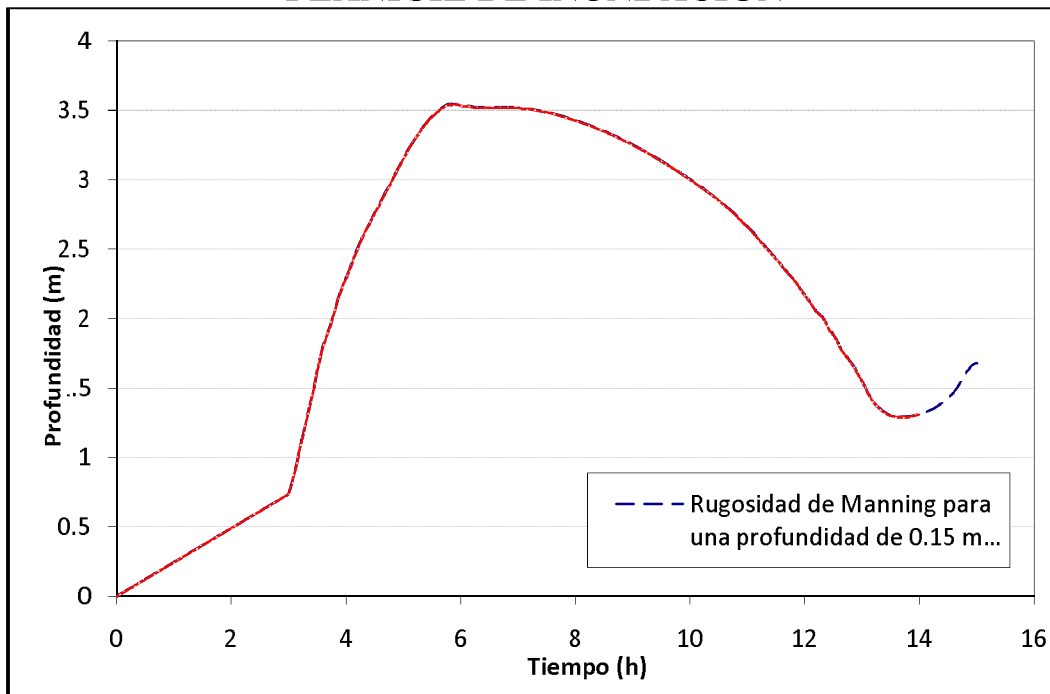


Figura 63. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19.

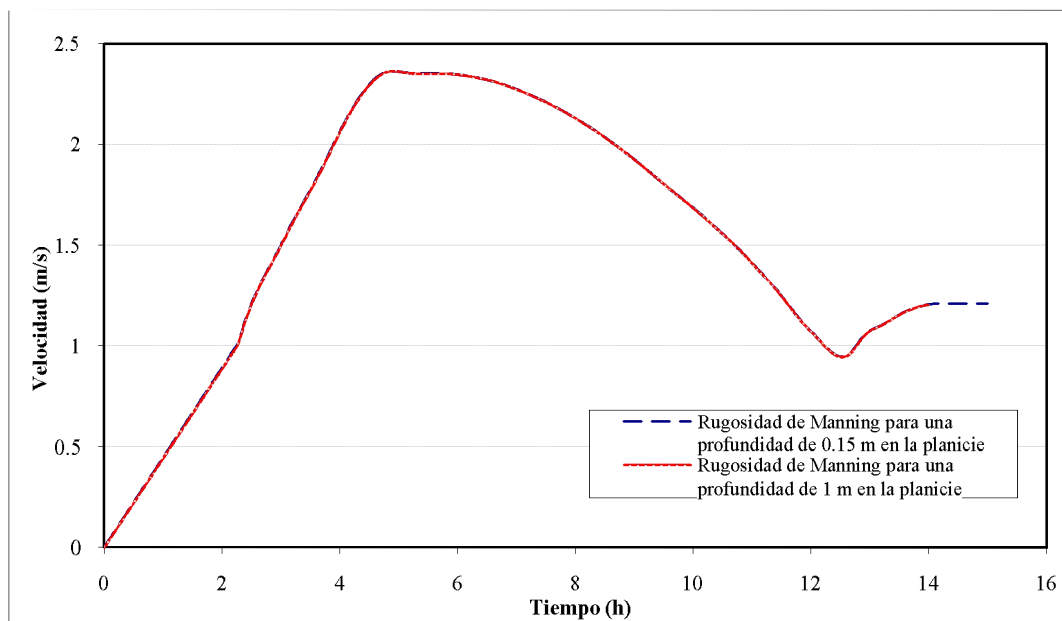


Figura 64. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19.

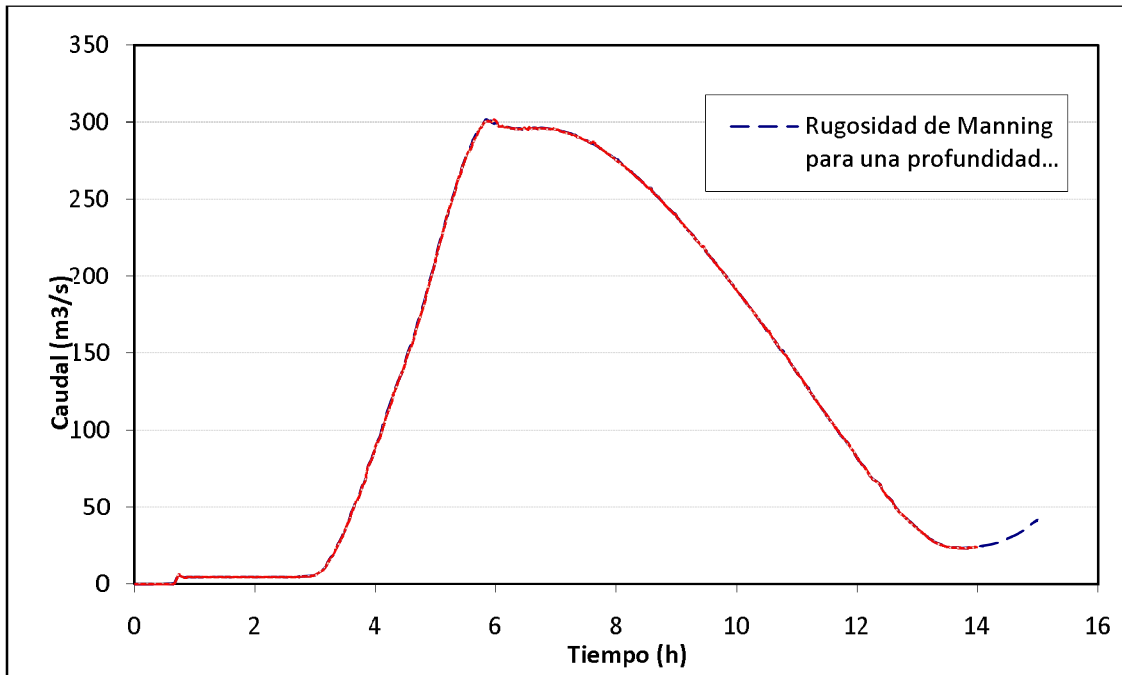


Figura 65. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en el caudal
Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19.

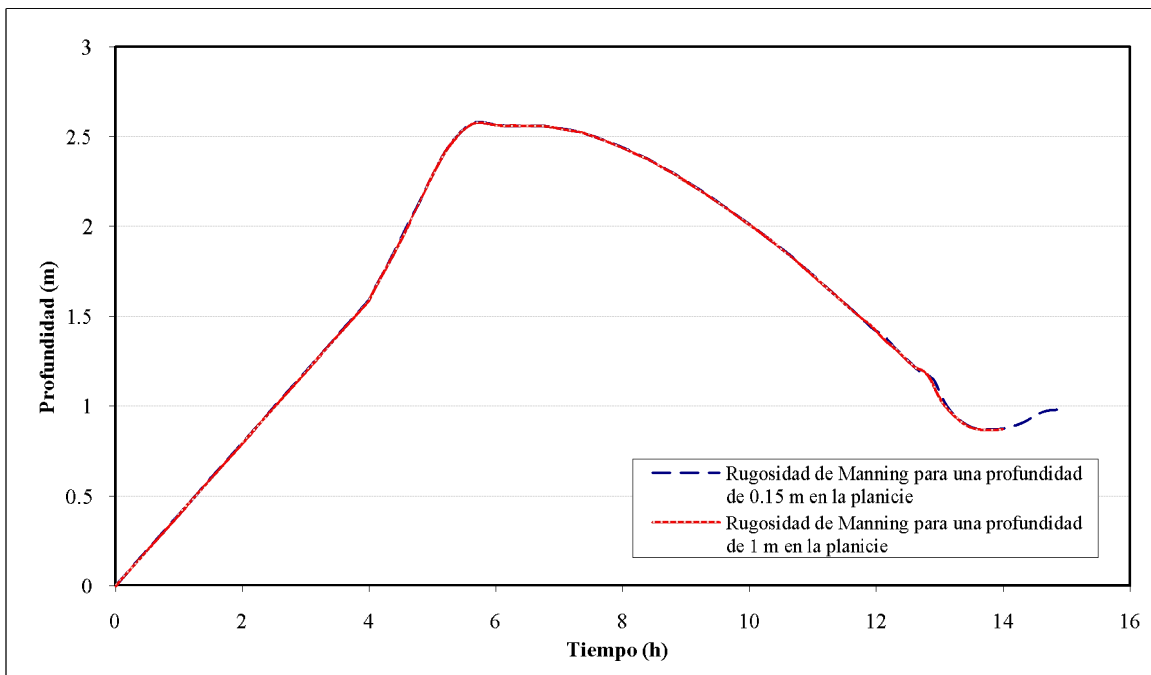


Figura 66. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.18.

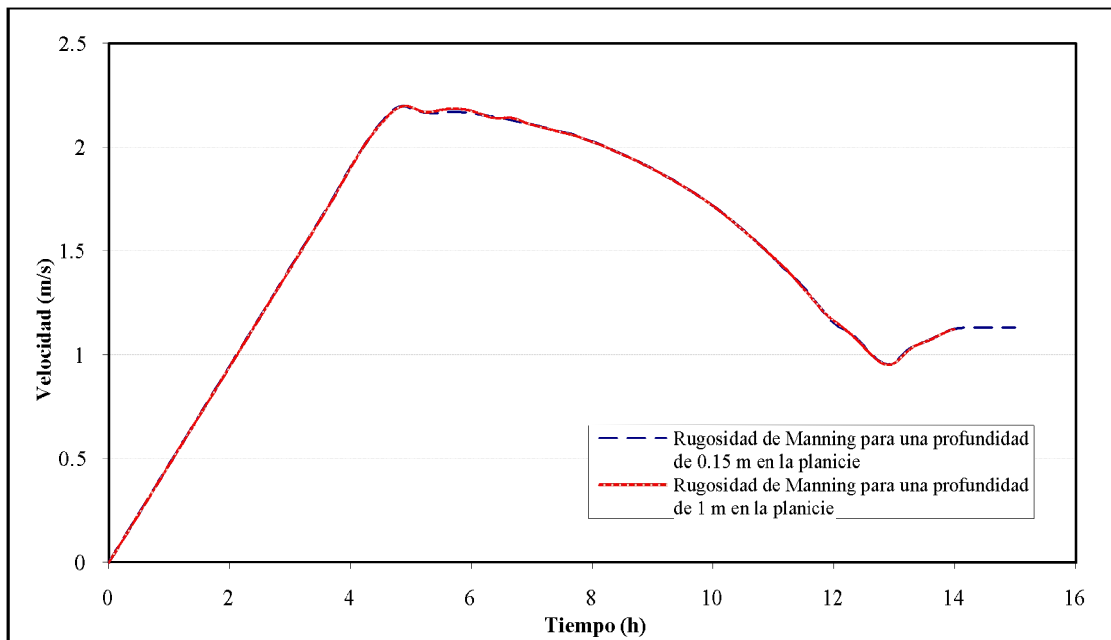


Figura 67. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81

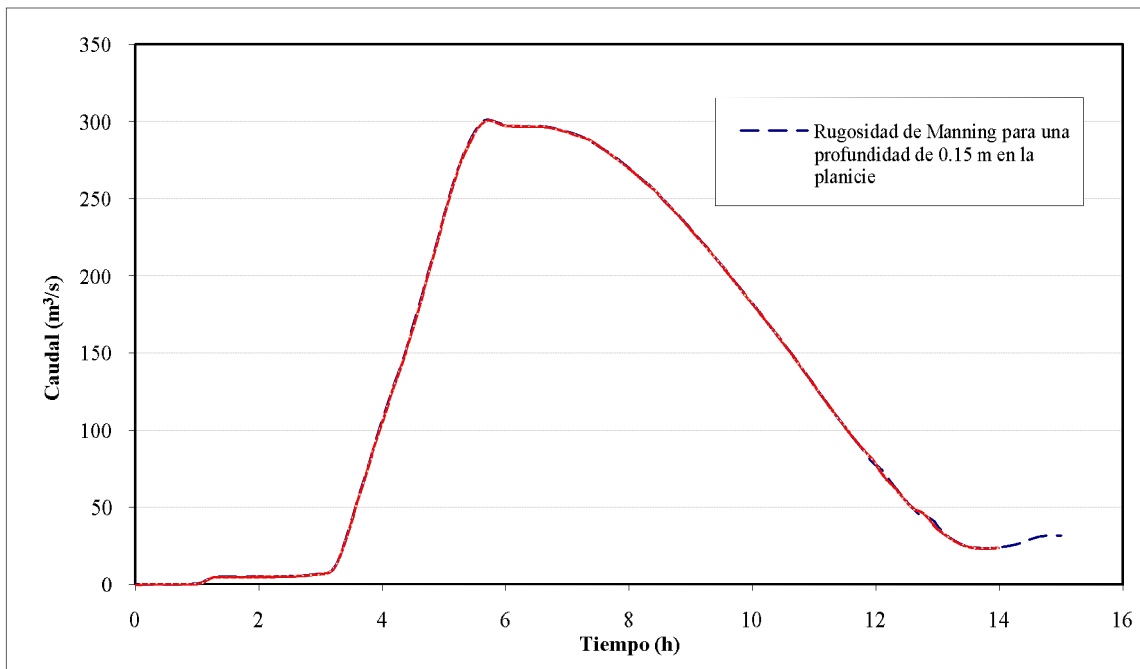


Figura 68. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en el caudal
Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81.

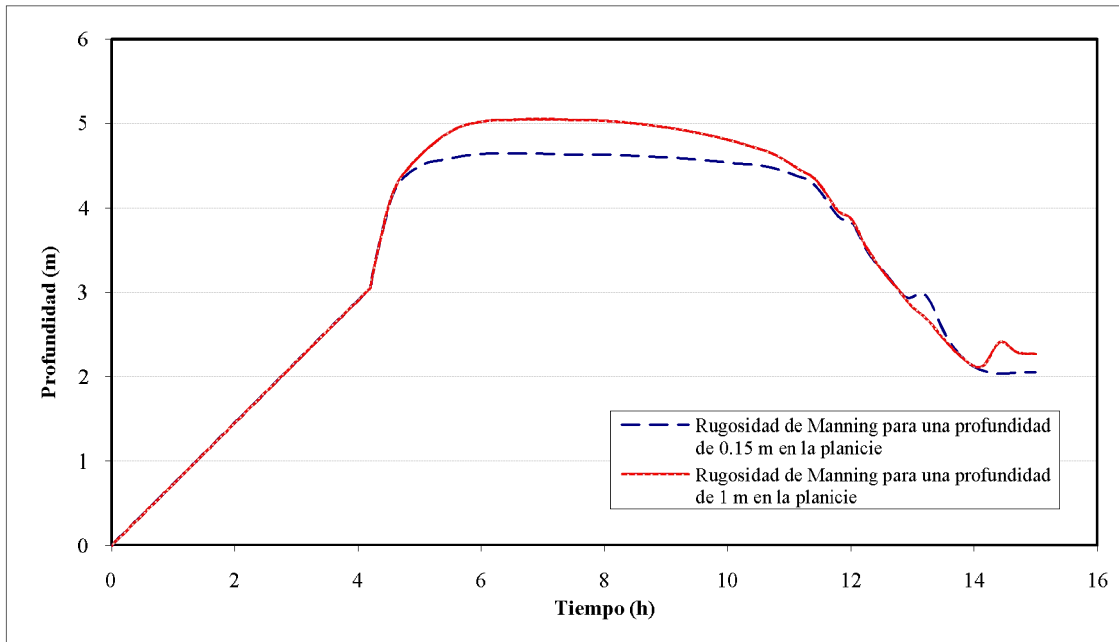


Figura 69. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08

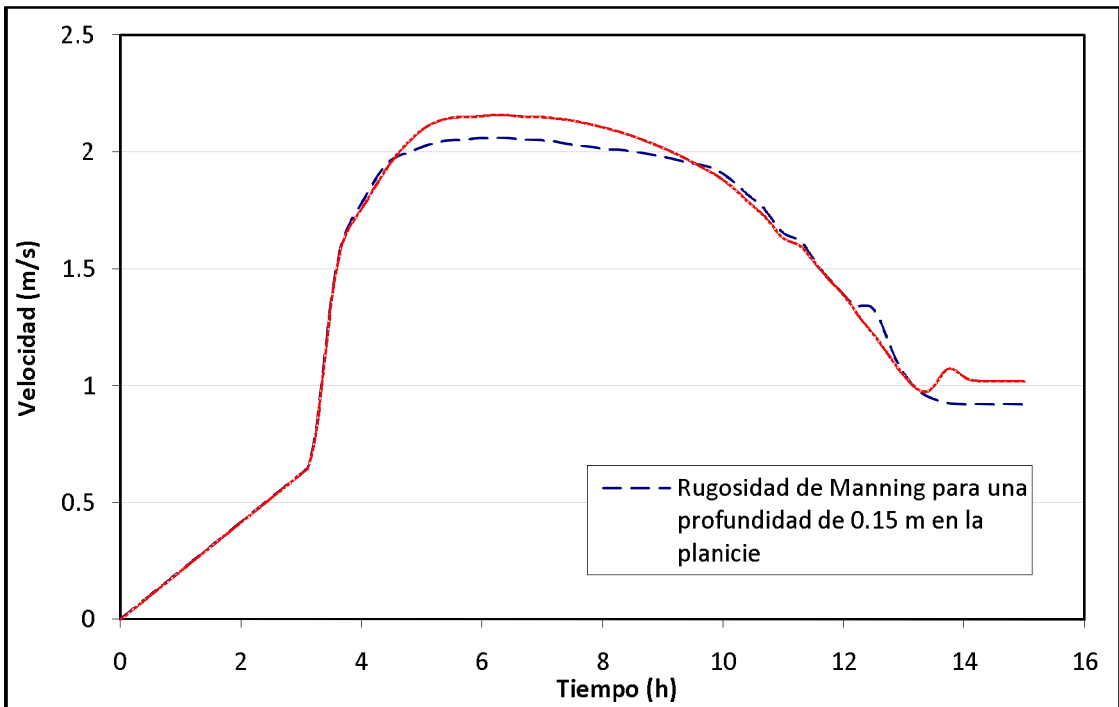


Figura 70. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08.

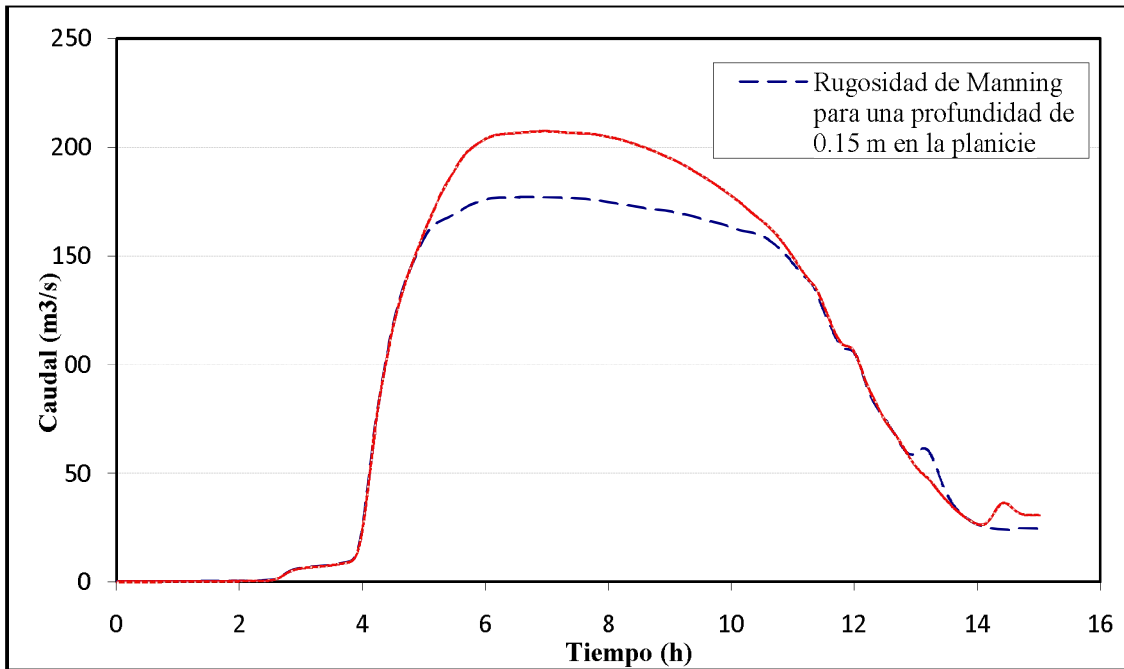


Figura 71. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en el caudal
Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08.

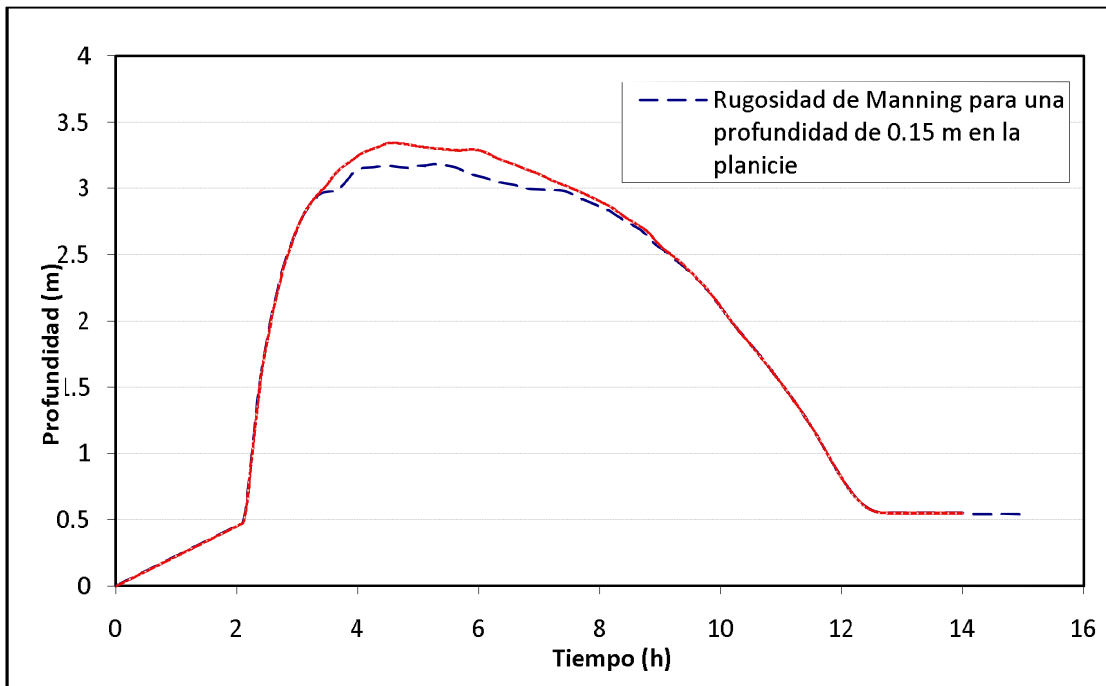


Figura 72. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en la profundidad del flujo
Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635.

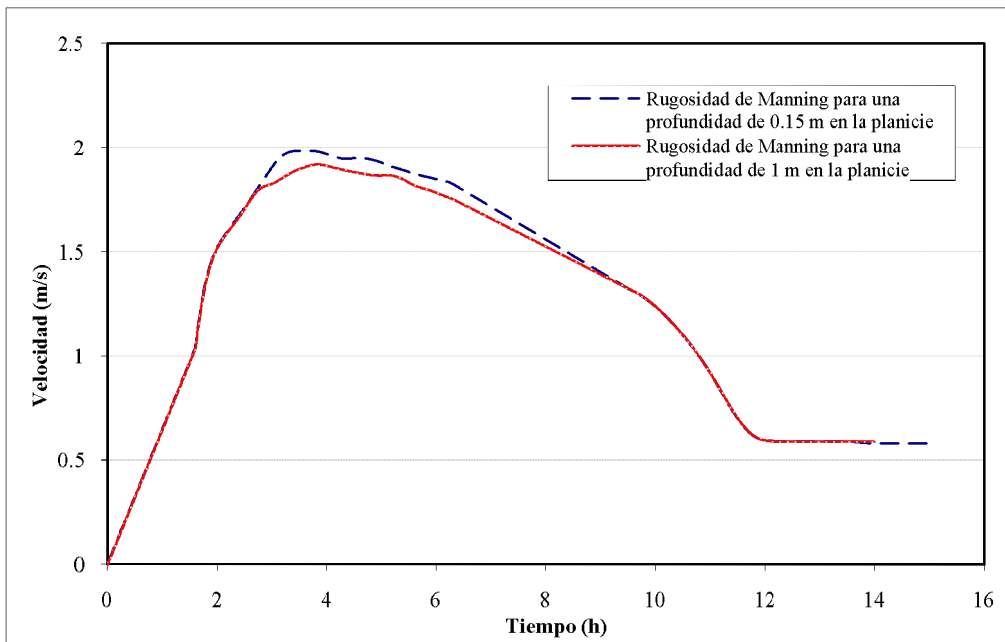


Figura 73. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en la velocidad del flujo
Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635.

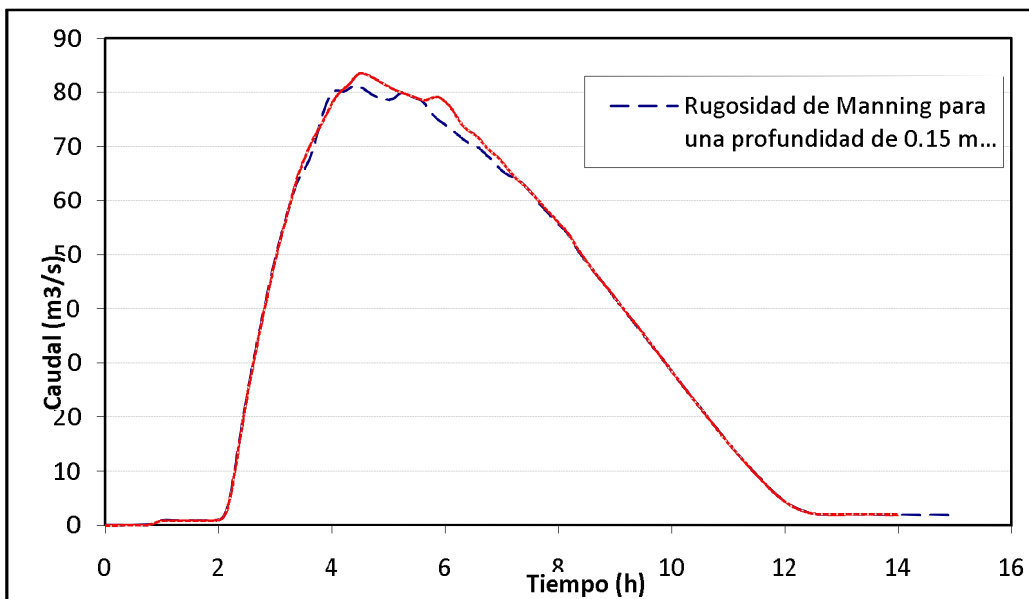


Figura 74. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de la planicie en el caudal
Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635.

VARIACIÓN VERTICAL DE LA RUGOSIDAD DE MANNING DE LOS CANALES

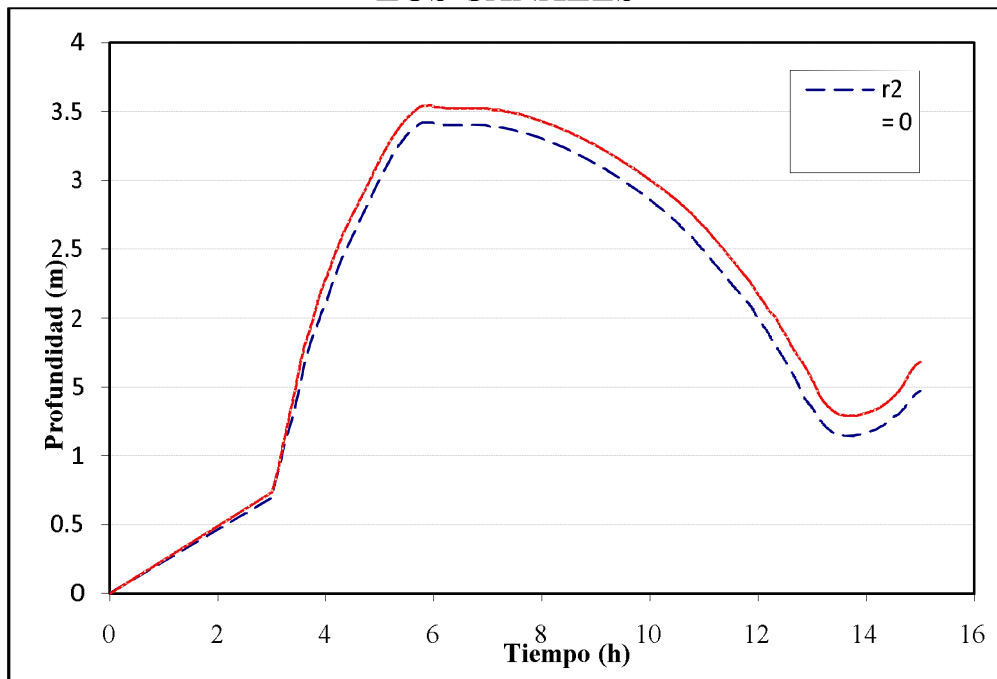


Figura 75. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19.

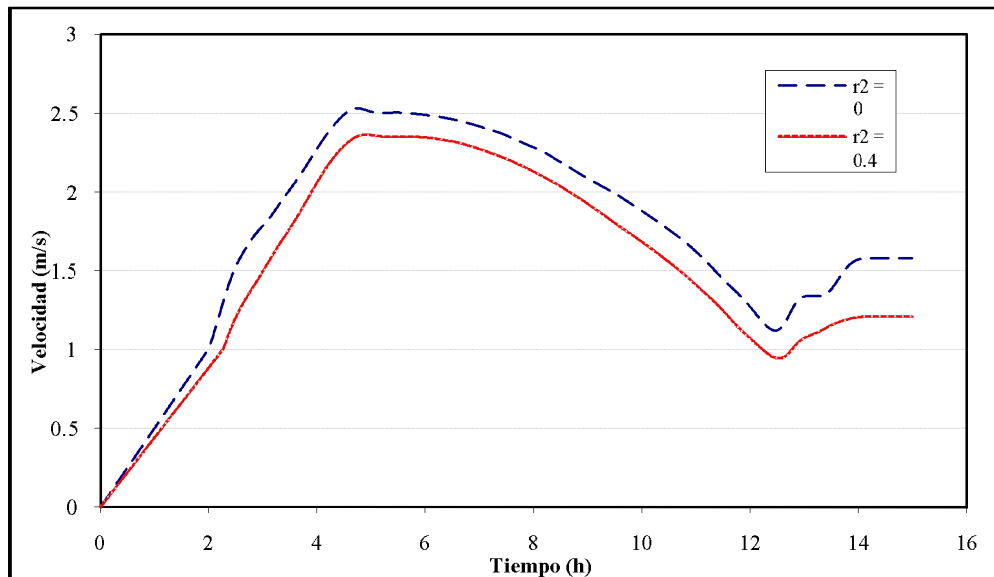


Figura 76. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19

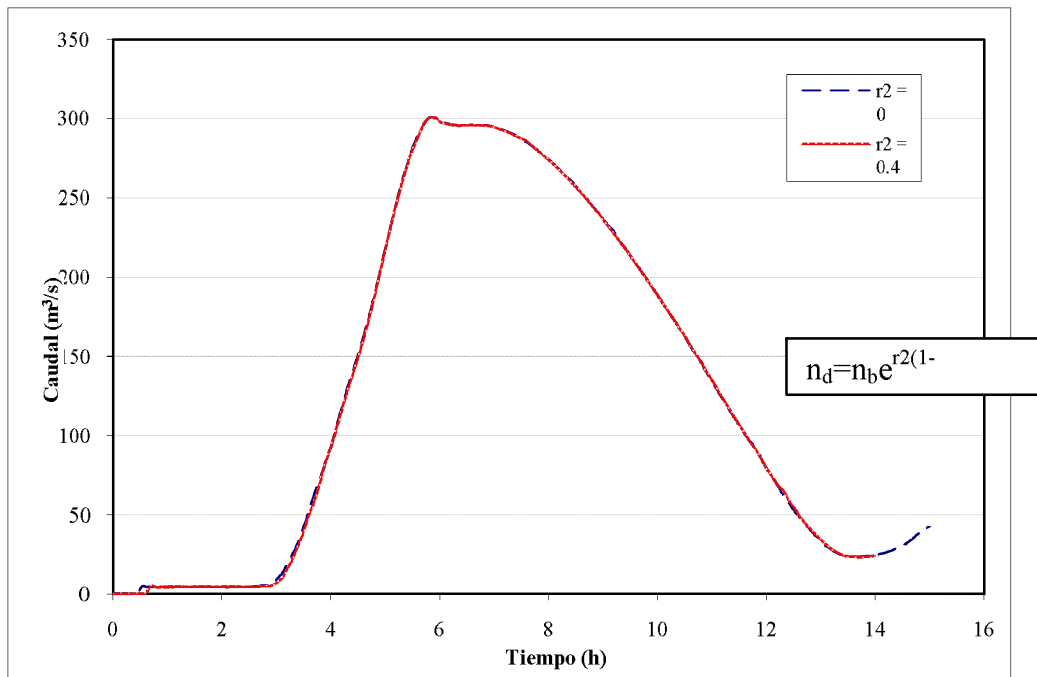


Figura 77. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en el caudal
Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19

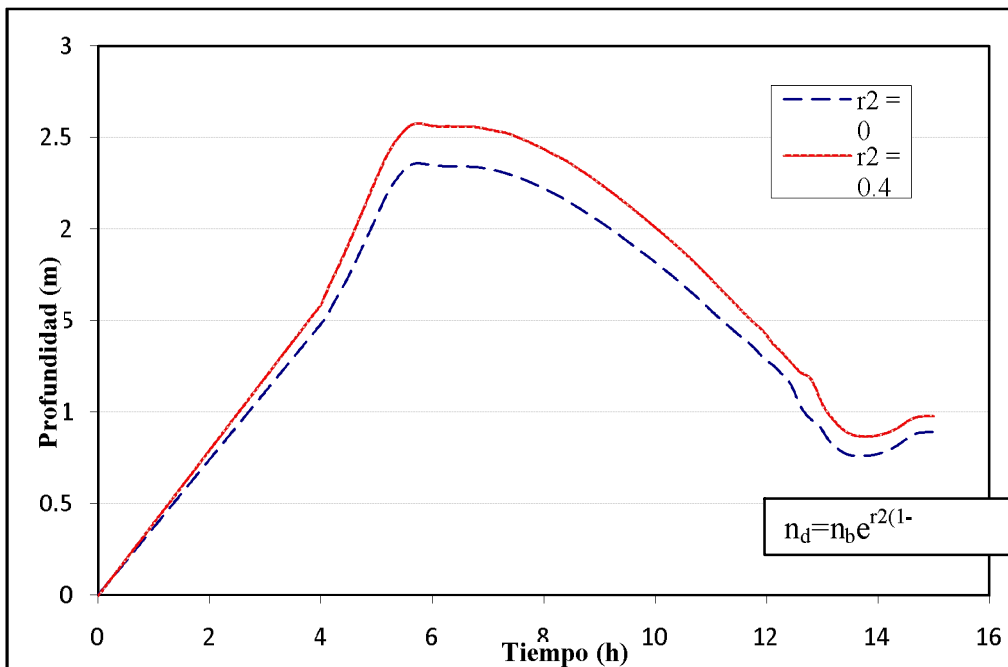


Figura 78. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.18.

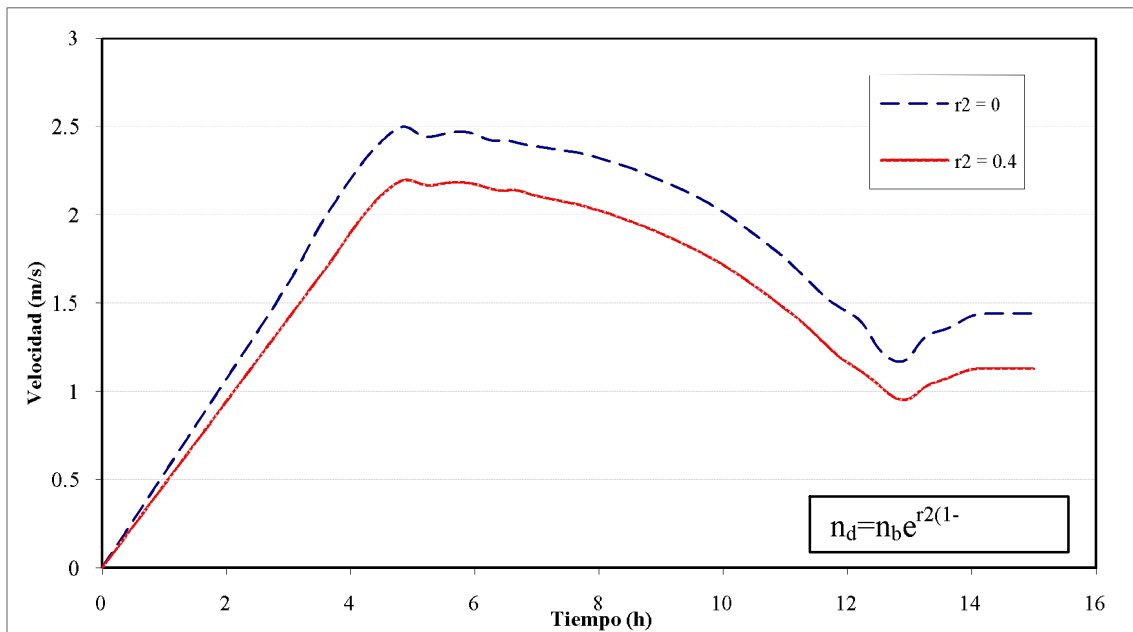


Figura 79. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81.

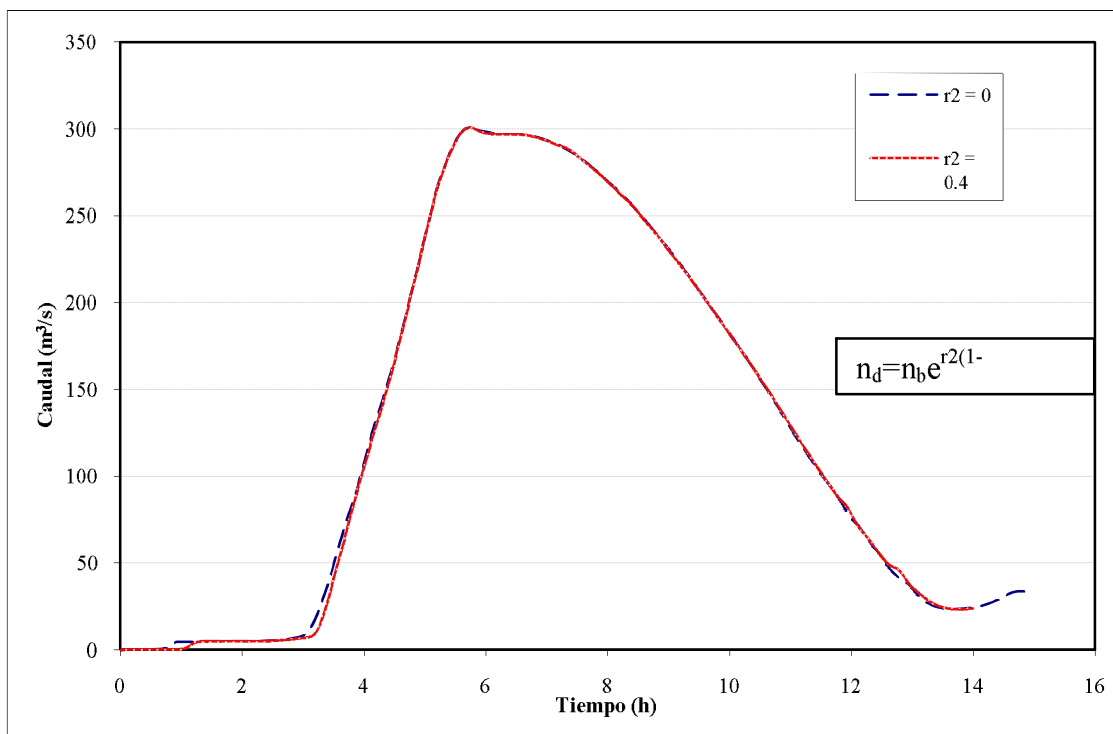


Figura 80. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en el caudal
Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81.

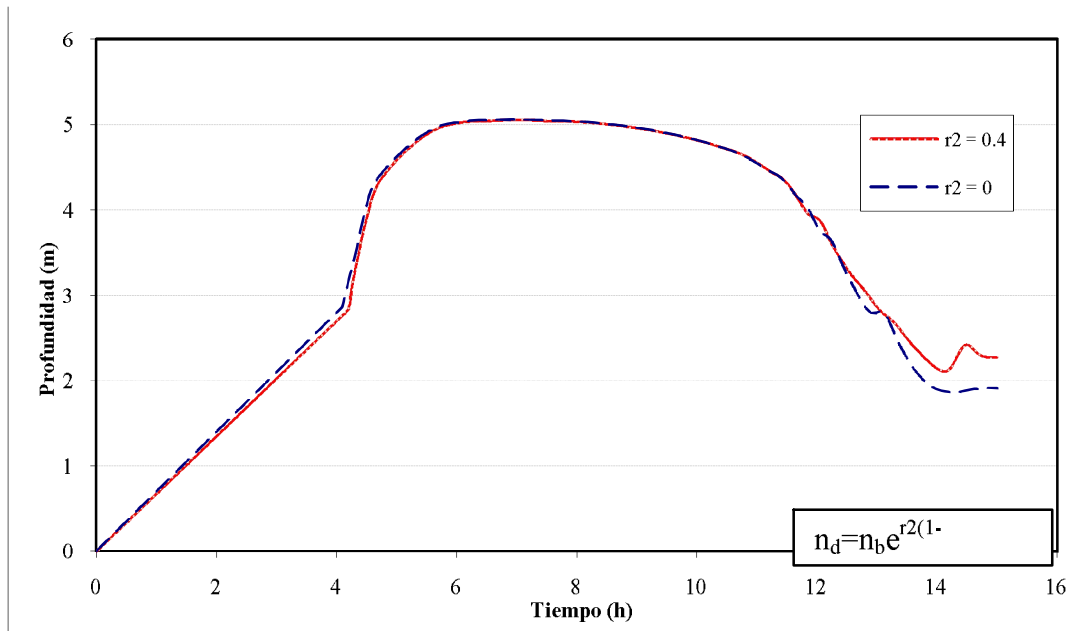


Figura 81. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08.

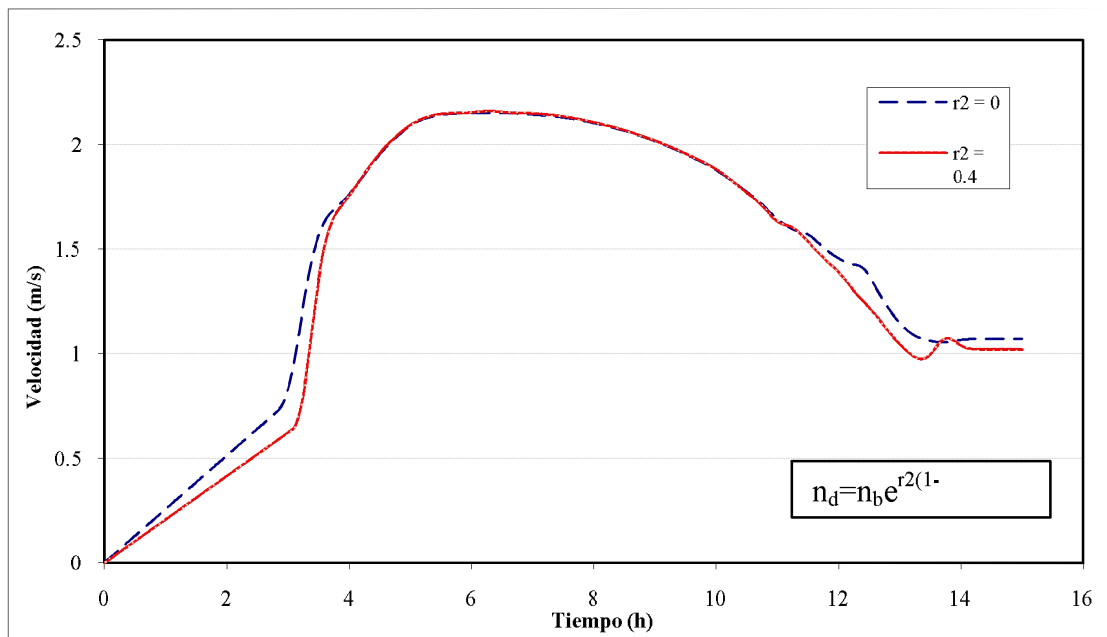


Figura 82. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08.

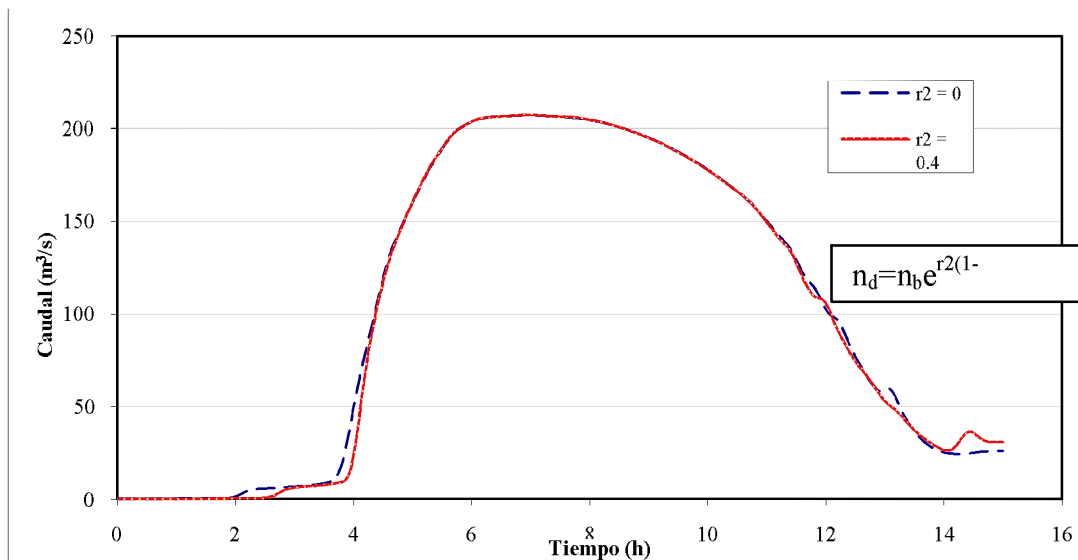


Figura 83. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en el caudal
Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08

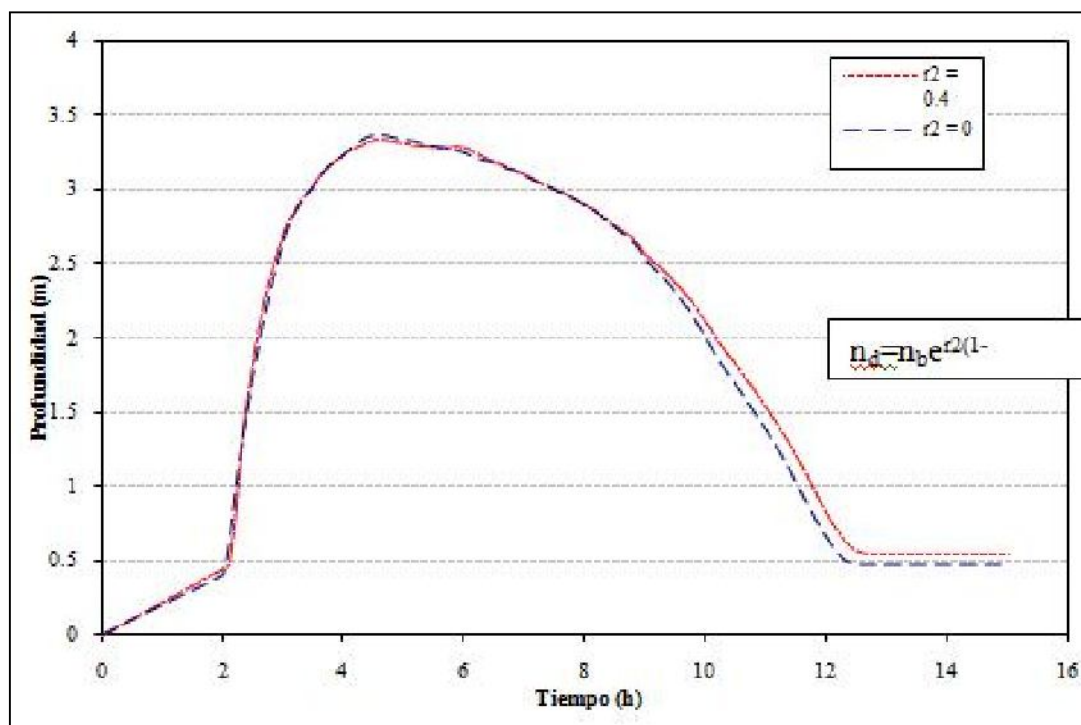


Figura 84. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en la profundidad del flujo
Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635.

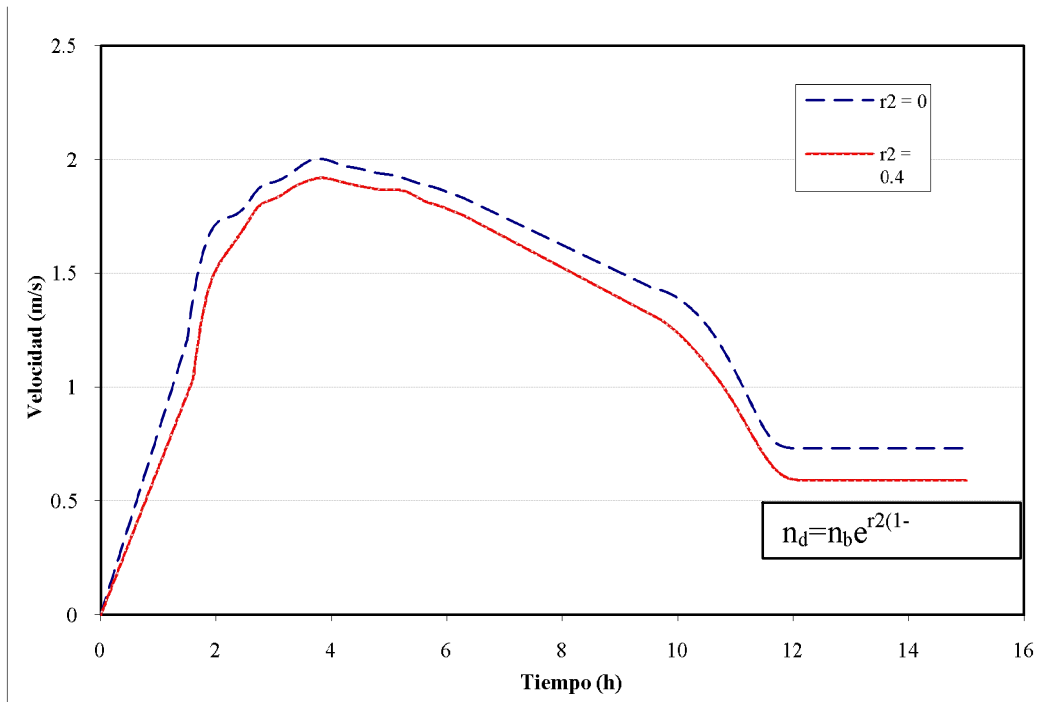


Figura 85. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en la velocidad del flujo
Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635

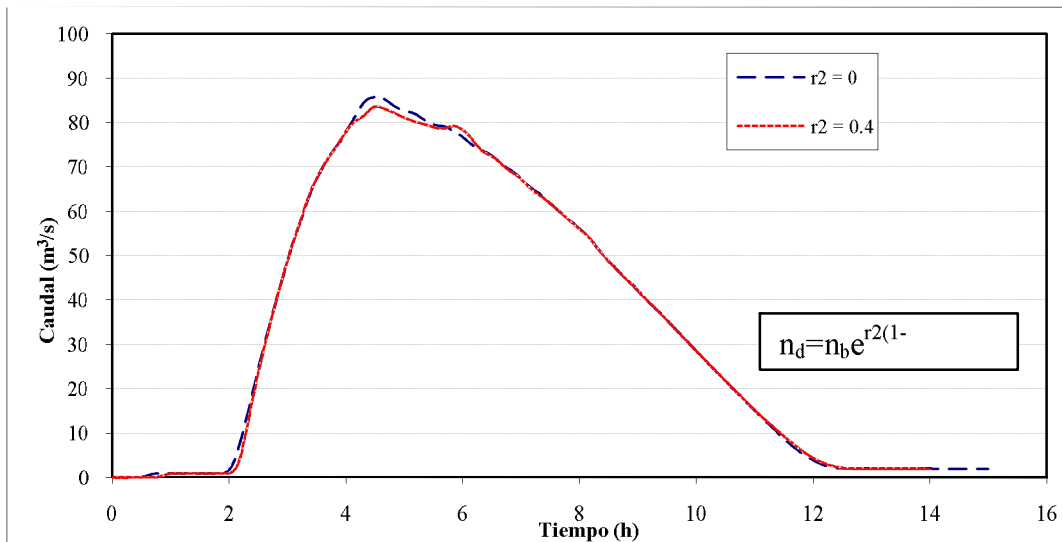


Figura 86. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación vertical de la rugosidad de los cauces en el caudal
Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635.

VARIACIÓN DEL NÚMERO DE FROUDE EN LOS CANALES

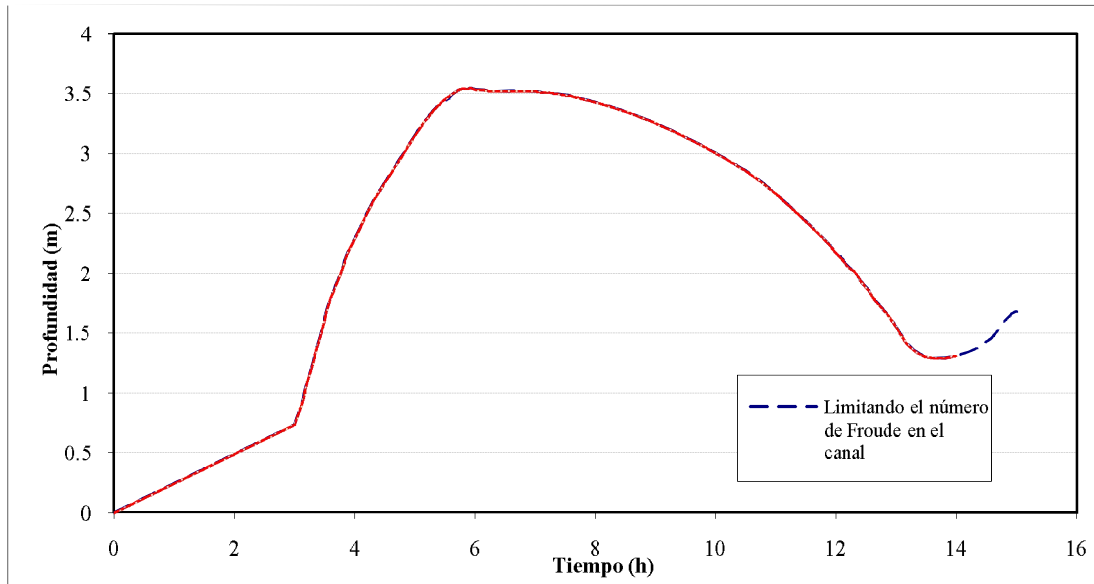


Figura 87. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la limitación del número de Froude del canal en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19.

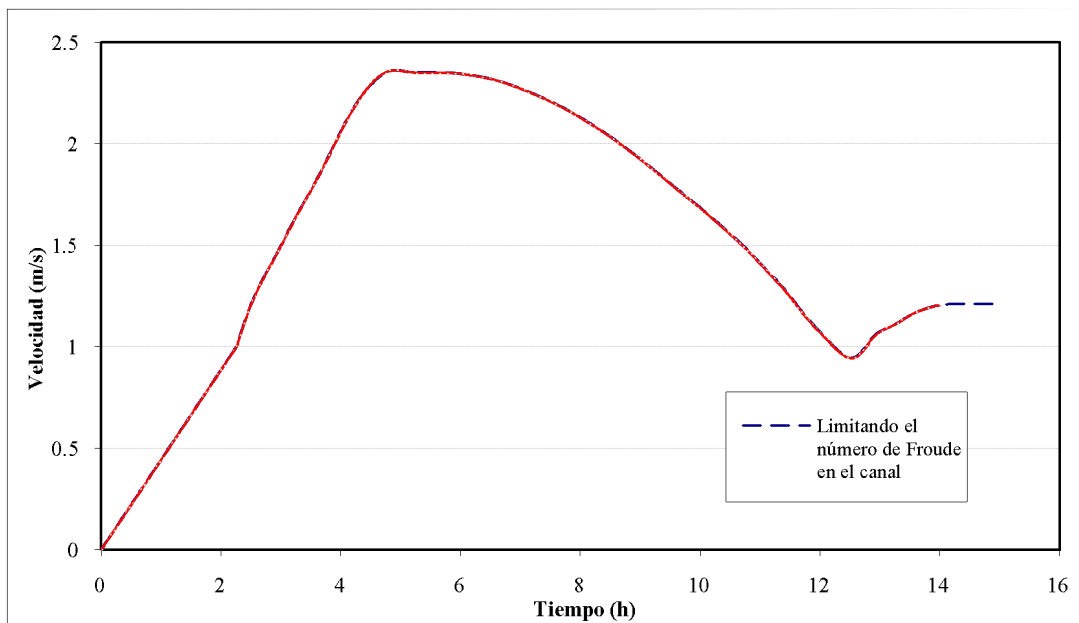


Figura 88. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la limitación del número de Froude del canal en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19.

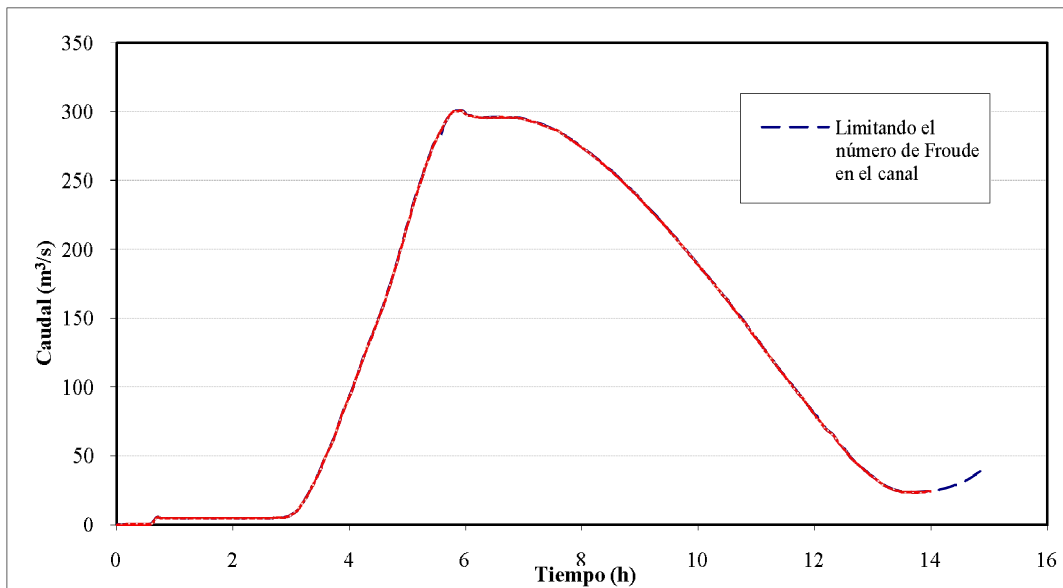


Figura 89. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la limitación del número de Froude del canal en el caudal
Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19.

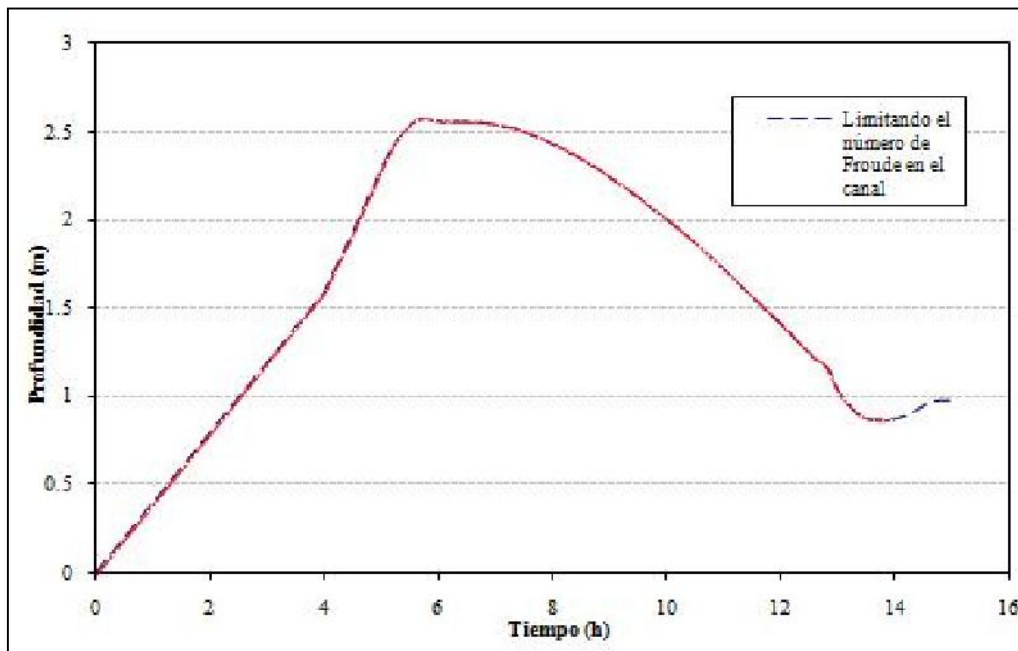


Figura 90. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la limitación del número de Froude del canal en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.18.

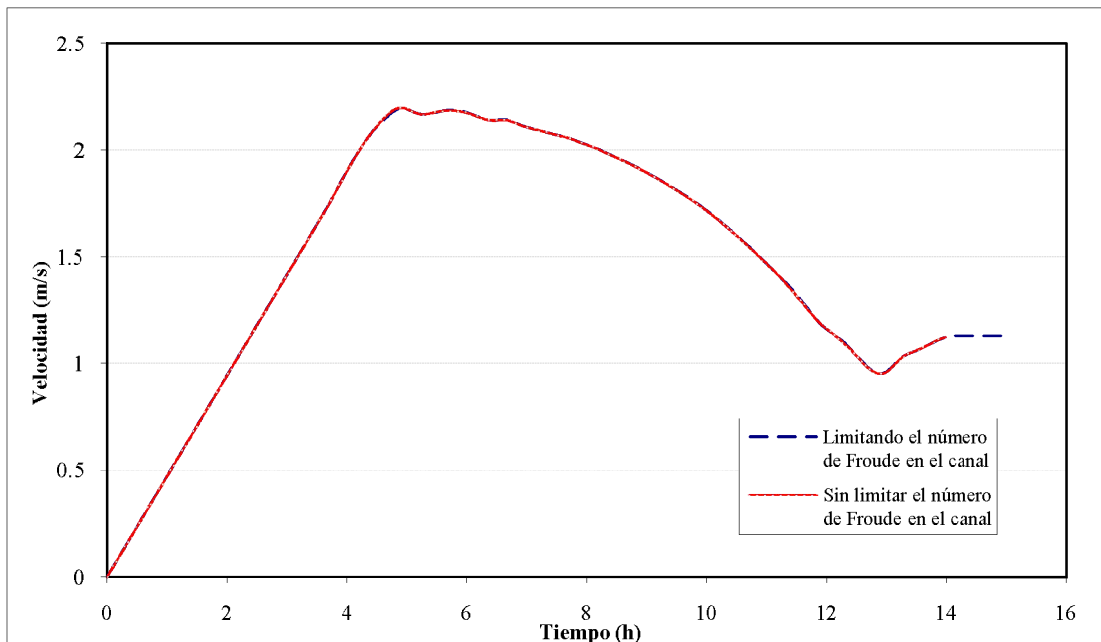


Figura 91. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la limitación del número de Froude del canal en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81

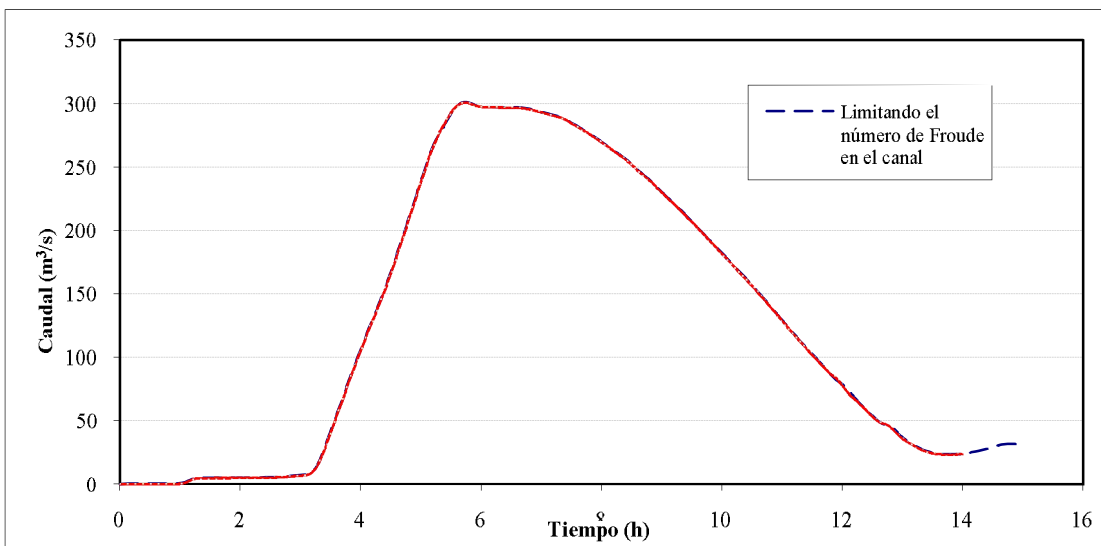


Figura 92. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la limitación del número de Froude del canal en el caudal
Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81

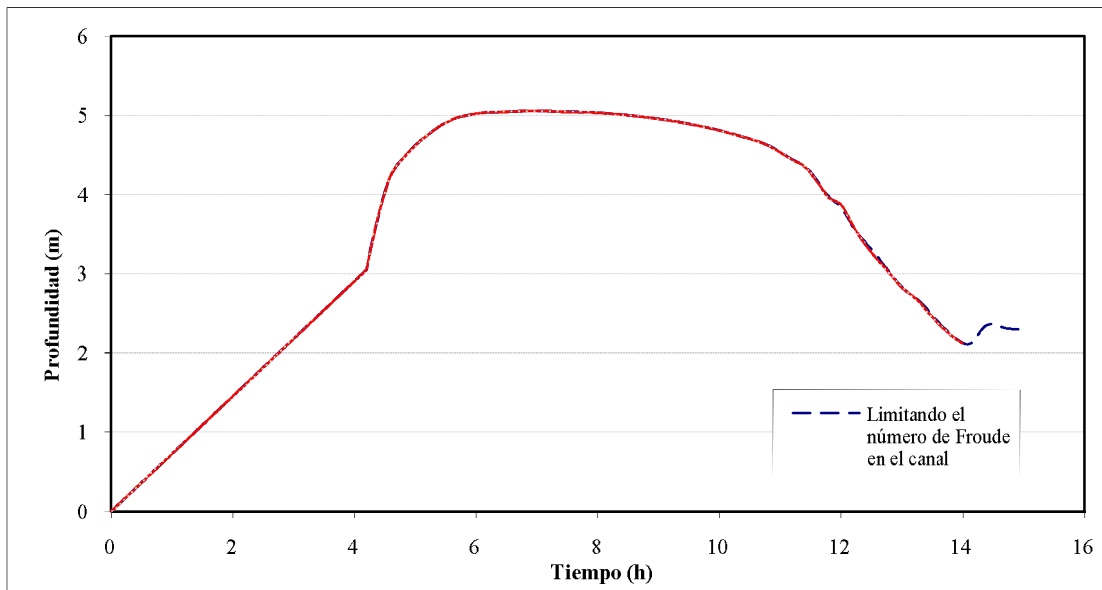


Figura 93. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la limitación del número de Froude del canal en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08

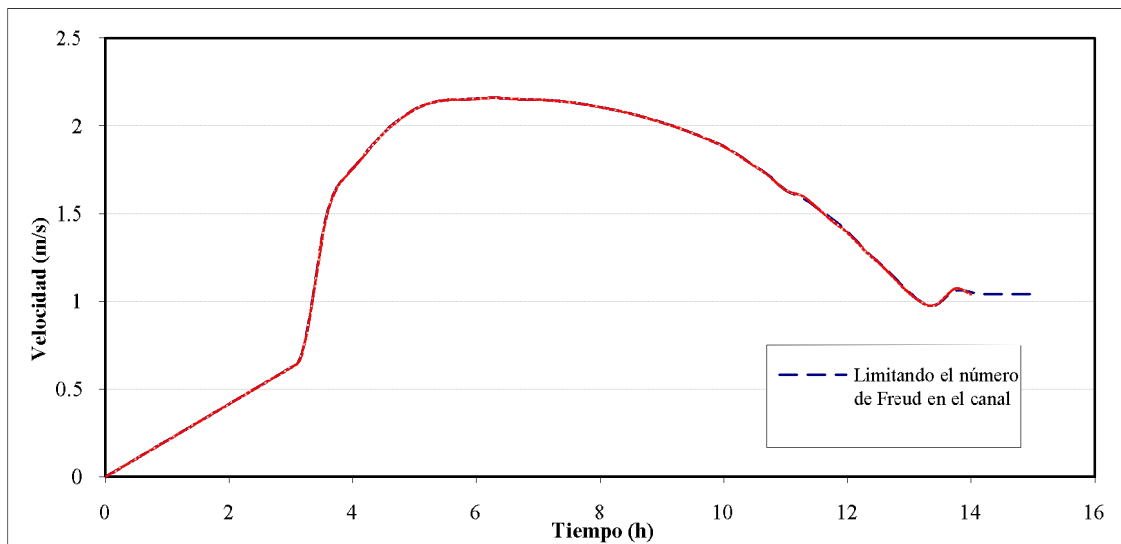


Figura 94. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la limitación del número de Froude del canal en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08

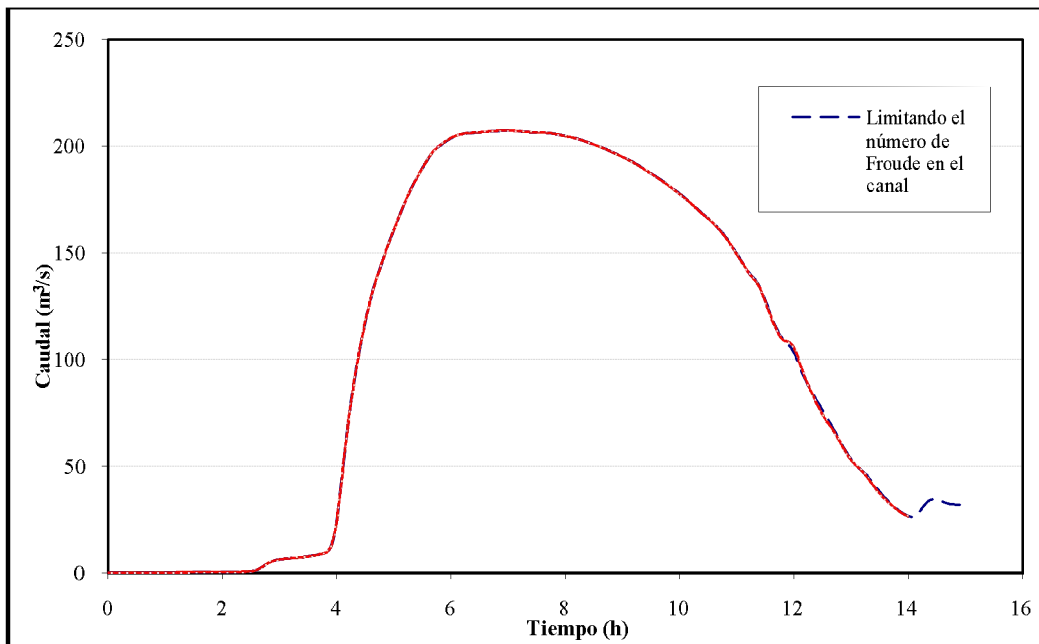


Figura 95. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la limitación del número de Froude del canal en el caudal
Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08

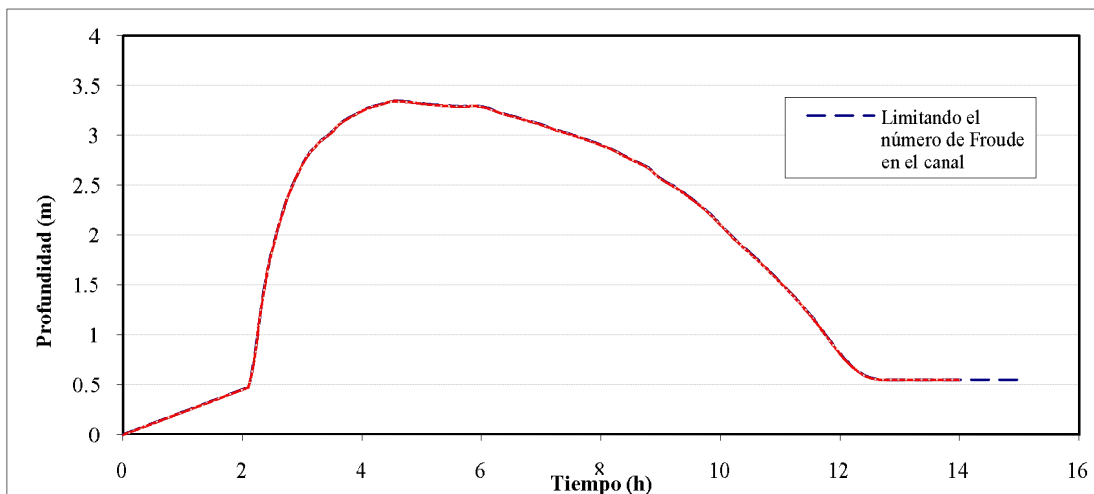


Figura 96. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la limitación del número de Froude del canal en la profundidad del flujo
Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635

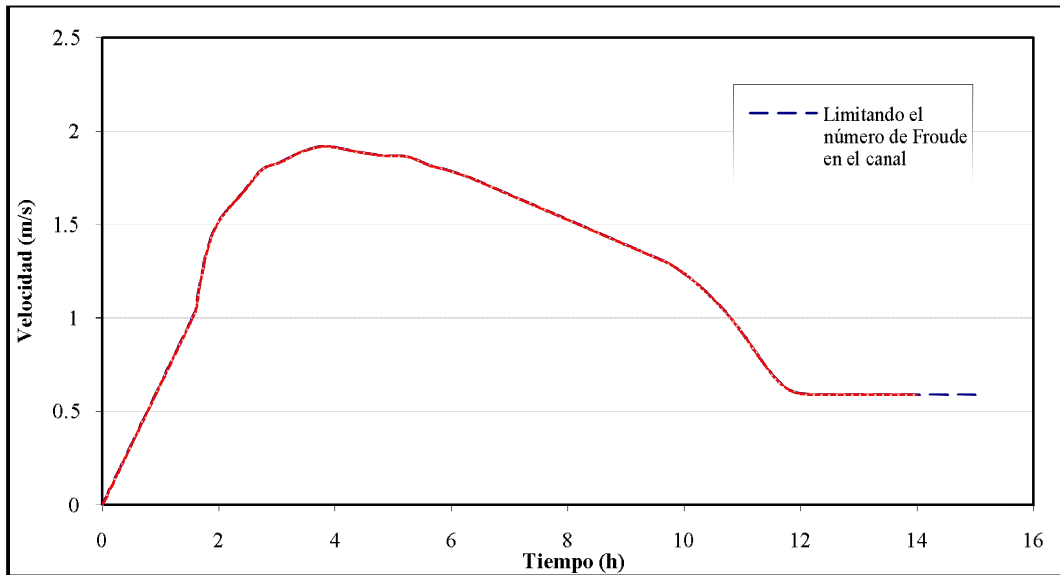


Figura 97. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la limitación del número de Froude del canal en la velocidad del flujo
Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635

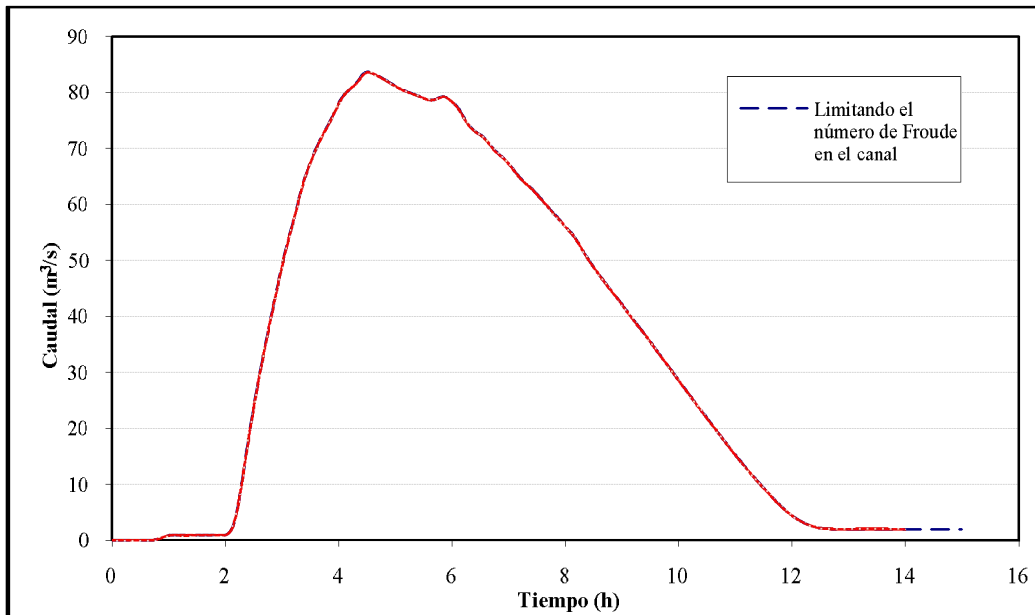


Figura 98. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la limitación del número de Froude del canal en el caudal
Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635

VARIACIÓN DEL TAMAÑO DE CELDA DE LA MALLA COMPUTACIONAL

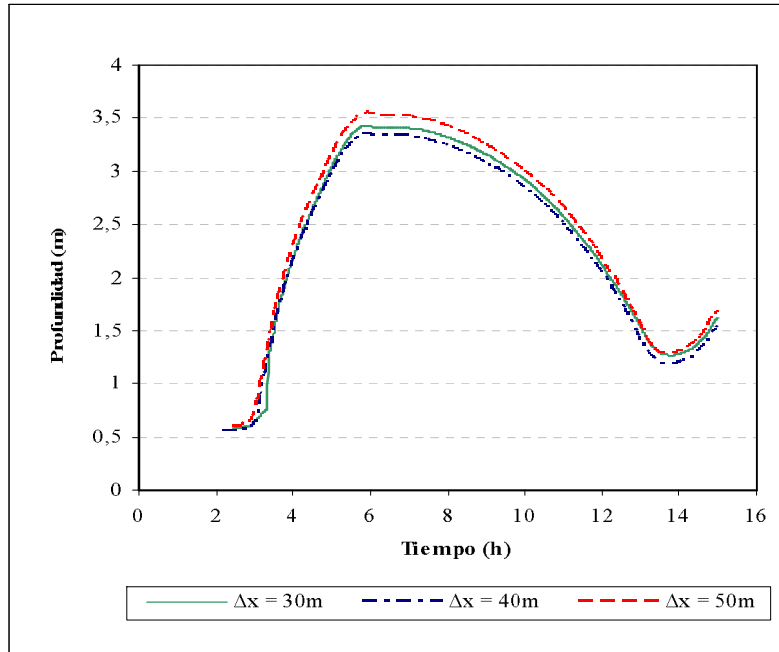


Figura 99. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del tamaño de la celda de la malla, en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19

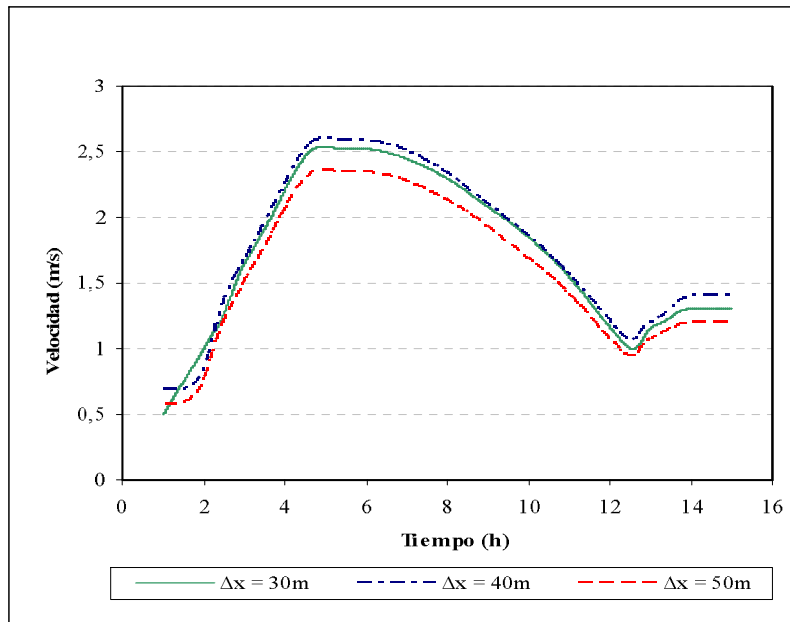


Figura 100. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del tamaño de la celda de la malla, en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19

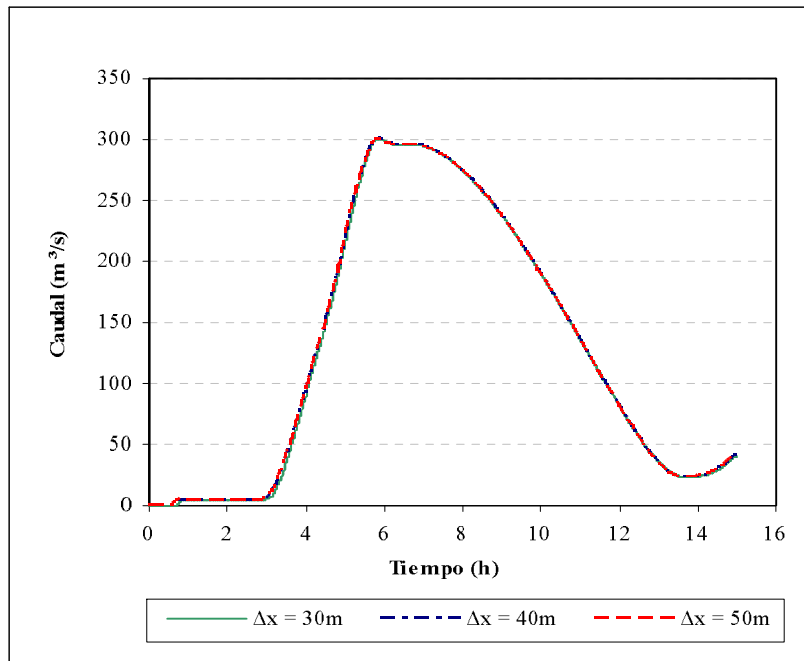


Figura 101. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del tamaño de la celda de la malla, en el caudal
Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19

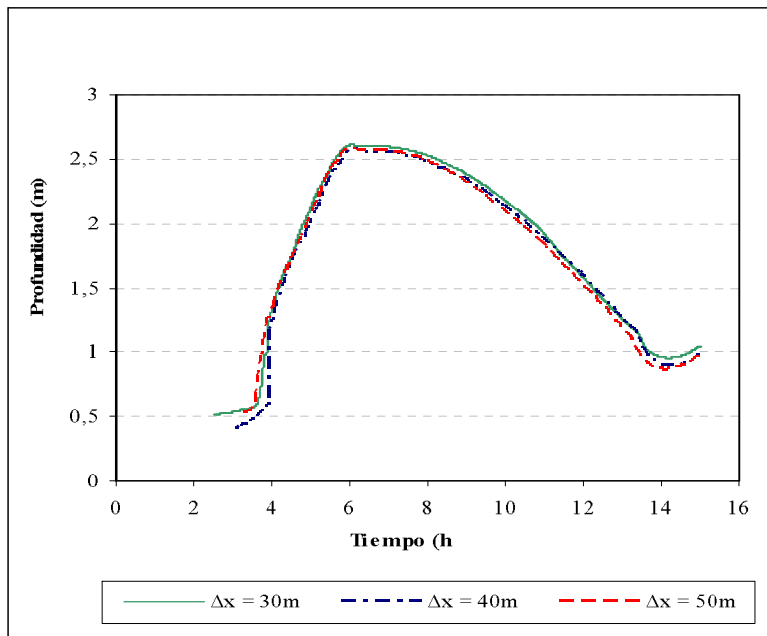


Figura 102. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del tamaño de la celda de la malla, en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81

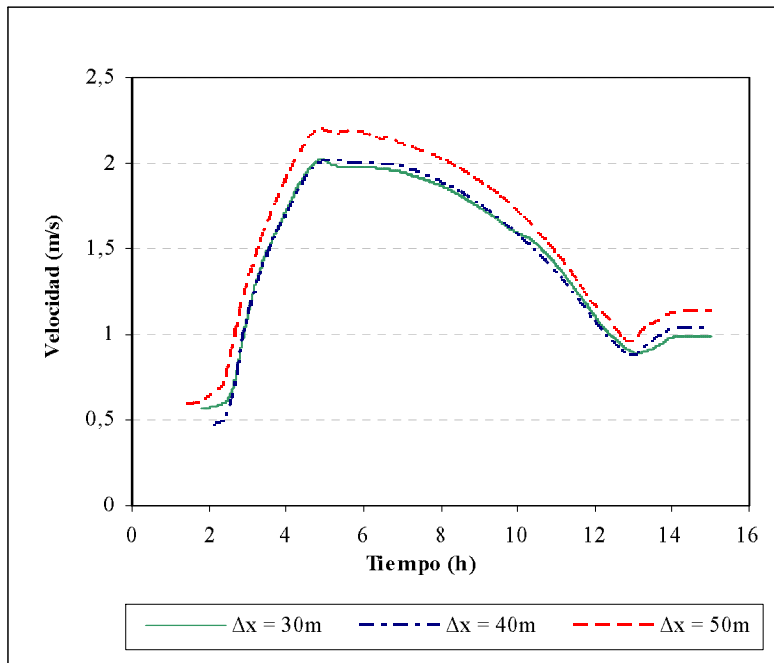


Figura 103. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del tamaño de la celda de la malla, en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81

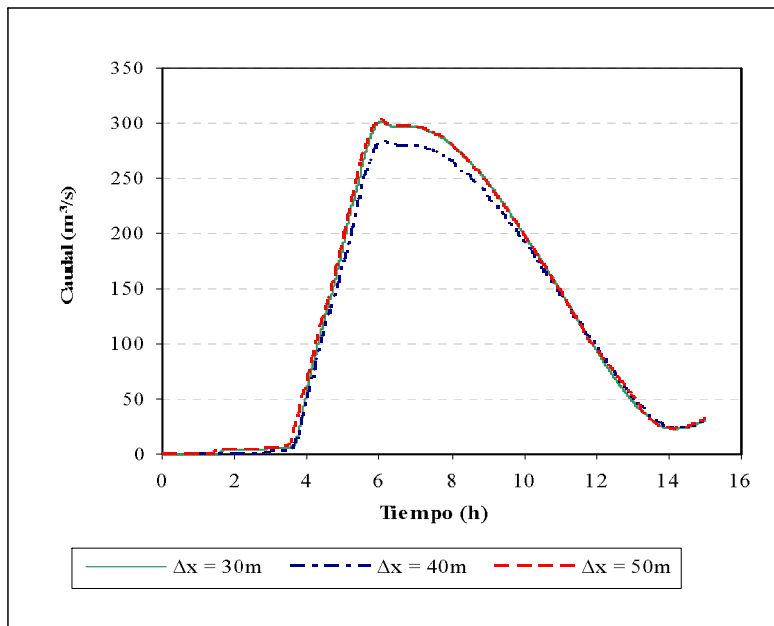


Figura 104. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del tamaño de la celda de la malla, en el caudal
Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81

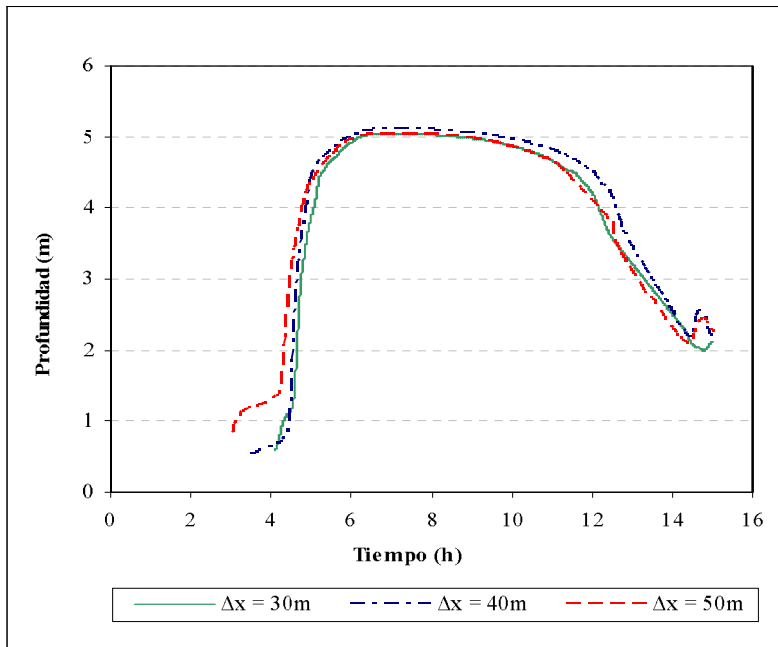


Figura 105. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del tamaño de la celda de la malla, en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08

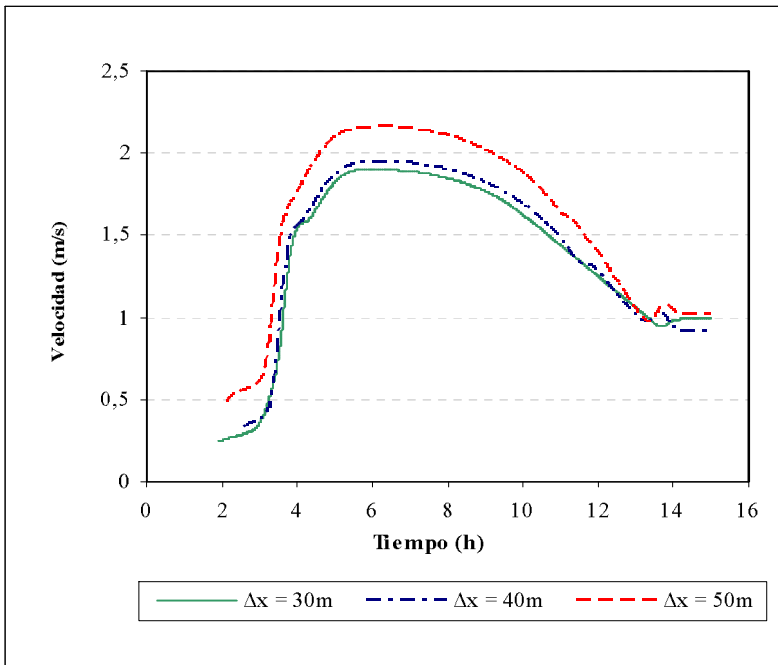


Figura 106. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del tamaño de la celda de la malla, en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08

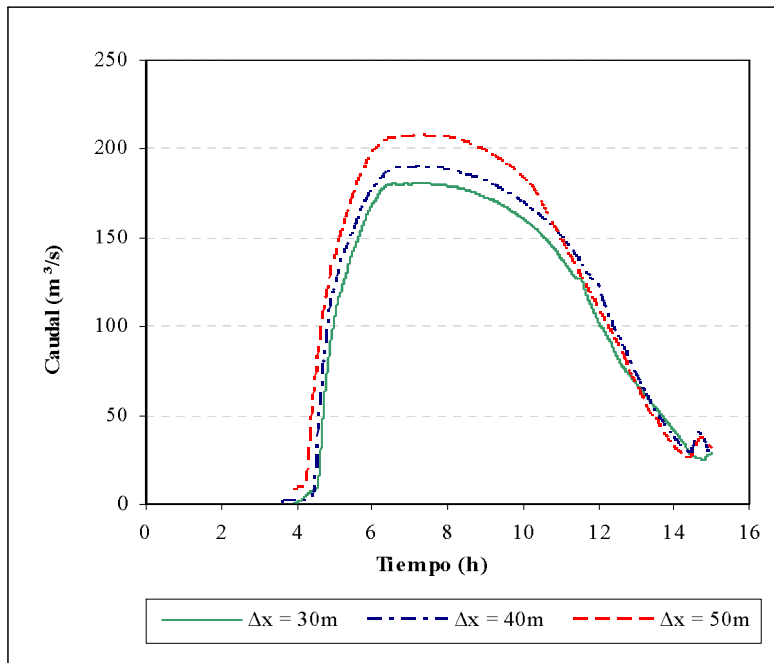


Figura 107. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del tamaño de la celda de la malla, en el caudal
Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08

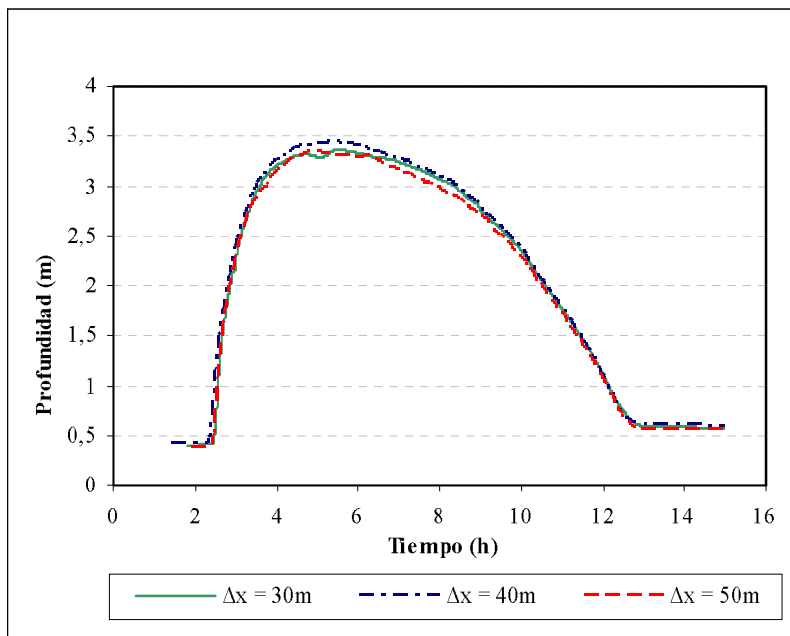


Figura 108. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del tamaño de la celda de la malla, en la profundidad del flujo
Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635

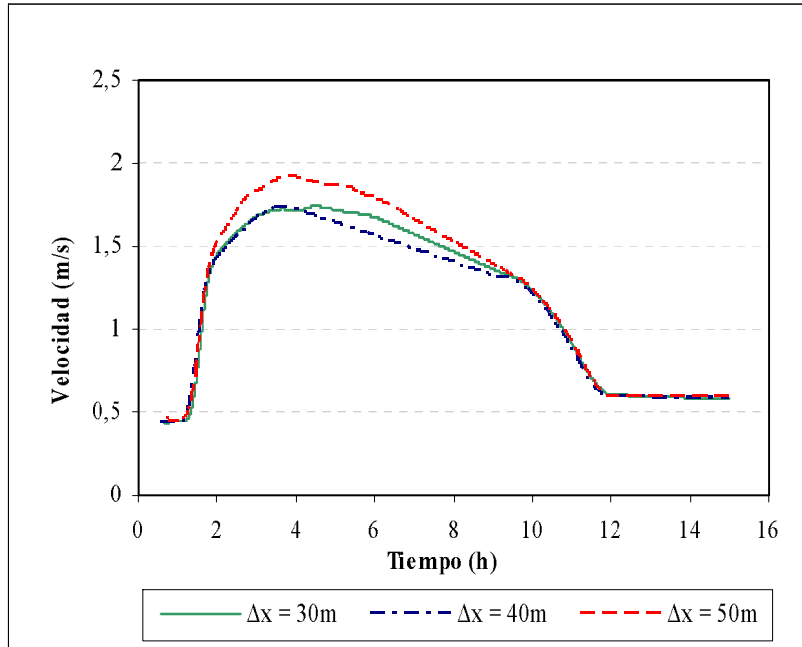


Figura 109. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del tamaño de la celda de la malla, en la velocidad del flujo
Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635

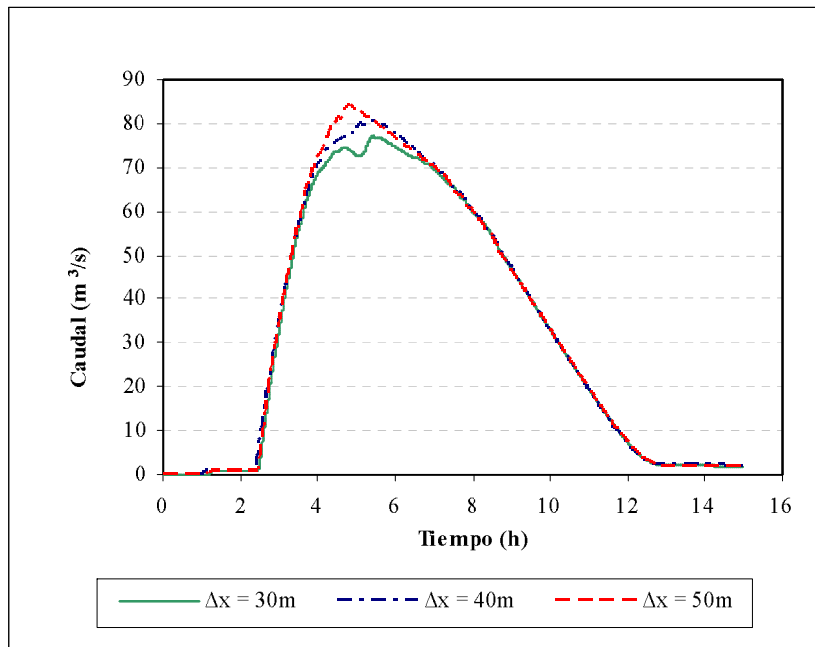


Figura 110. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del tamaño de la celda de la malla, en el caudal
Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635

VARIACIÓN DEL INTERVALO DE TIEMPO COMPUTACIONAL

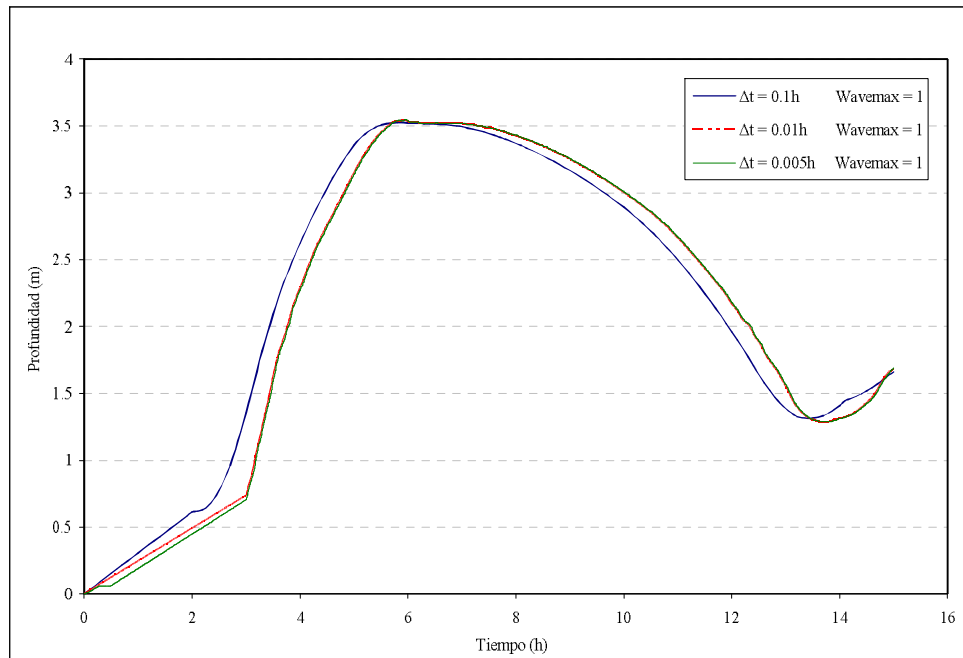


Figura 111. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del intervalo de tiempo computacional en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 11 – K1 + 950.19

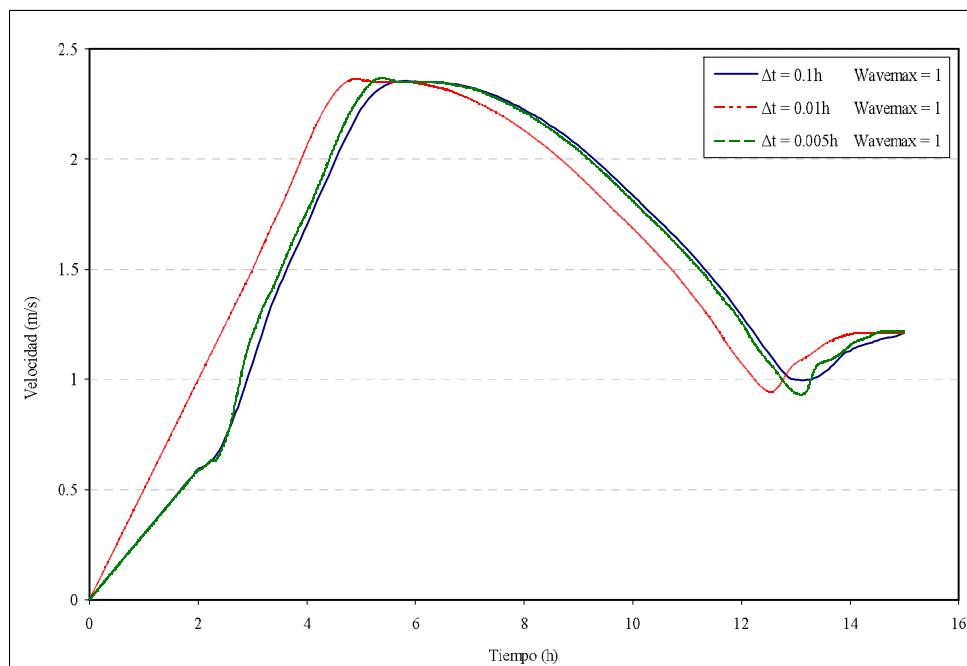


Figura 112. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del intervalo de tiempo computacional en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 11 – K1 + 950.19

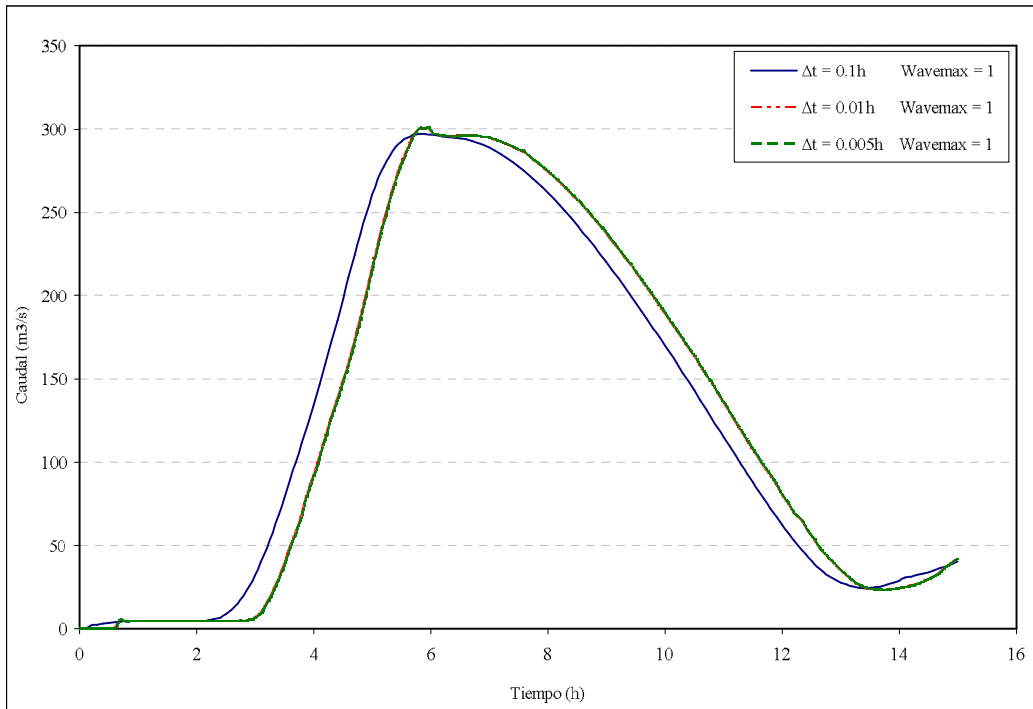


Figura 113. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del intervalo de tiempo computacional en el caudal
Río Guadalajara - Sección 11 – K1 + 950.19

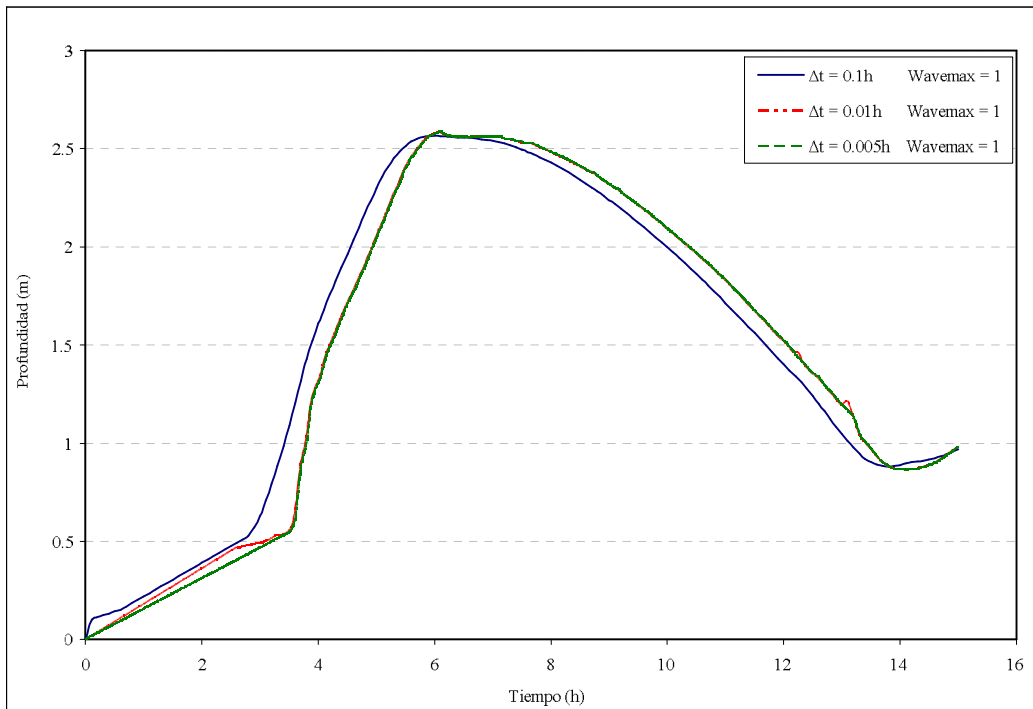


Figura 114. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del intervalo de tiempo computacional en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 31 – K4 + 516.81

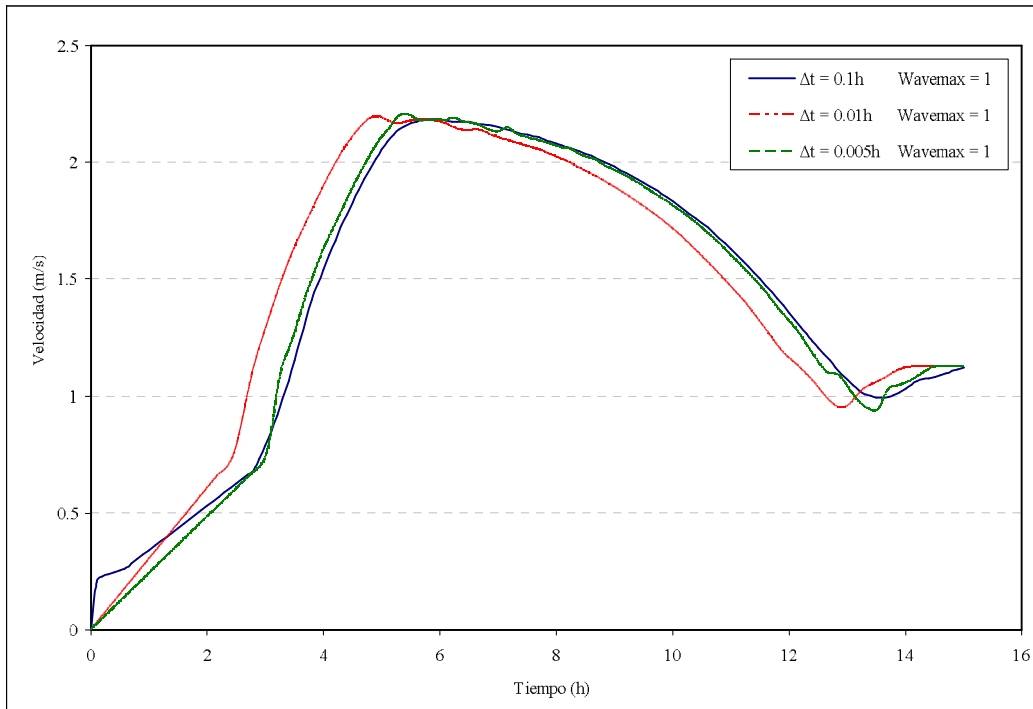


Figura 115. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del intervalo de tiempo computacional en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 31 – K4 + 516.81

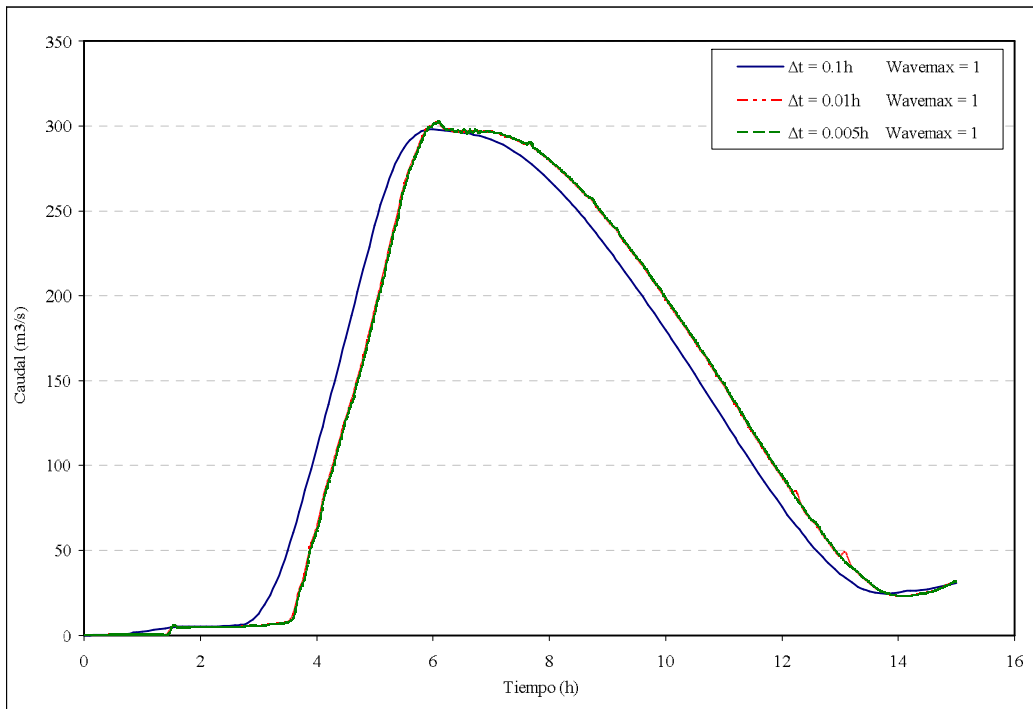


Figura 116. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del intervalo de tiempo computacional en el caudal
Río Guadalajara - Sección 31 – K4 + 516.81

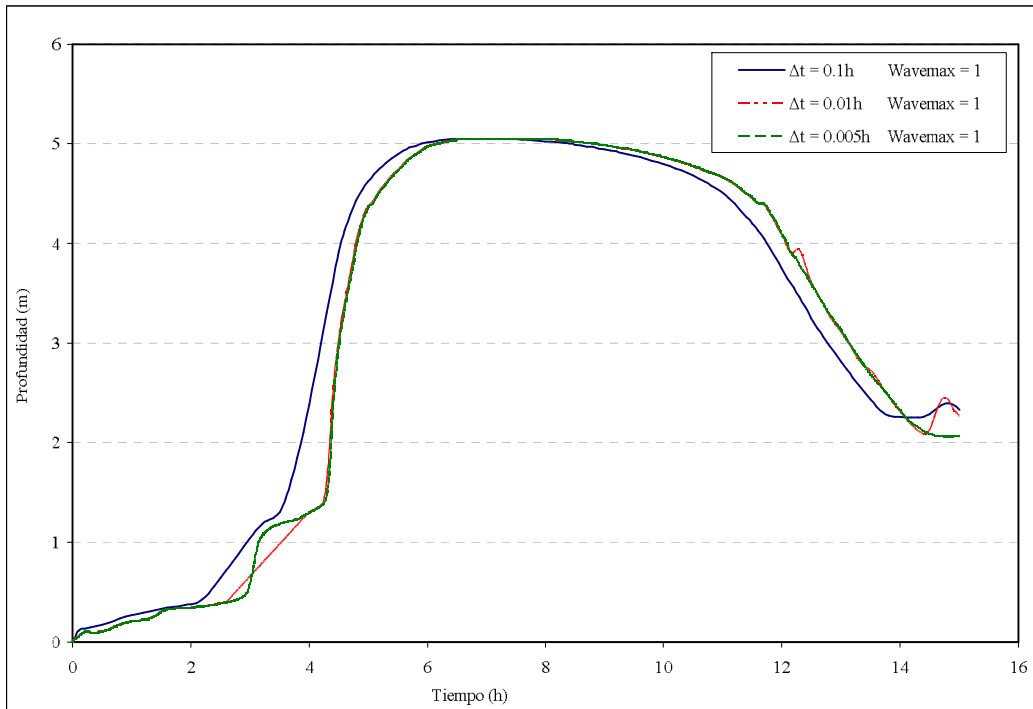


Figura 117. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del intervalo de tiempo computacional en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 56 – K8 + 415.08

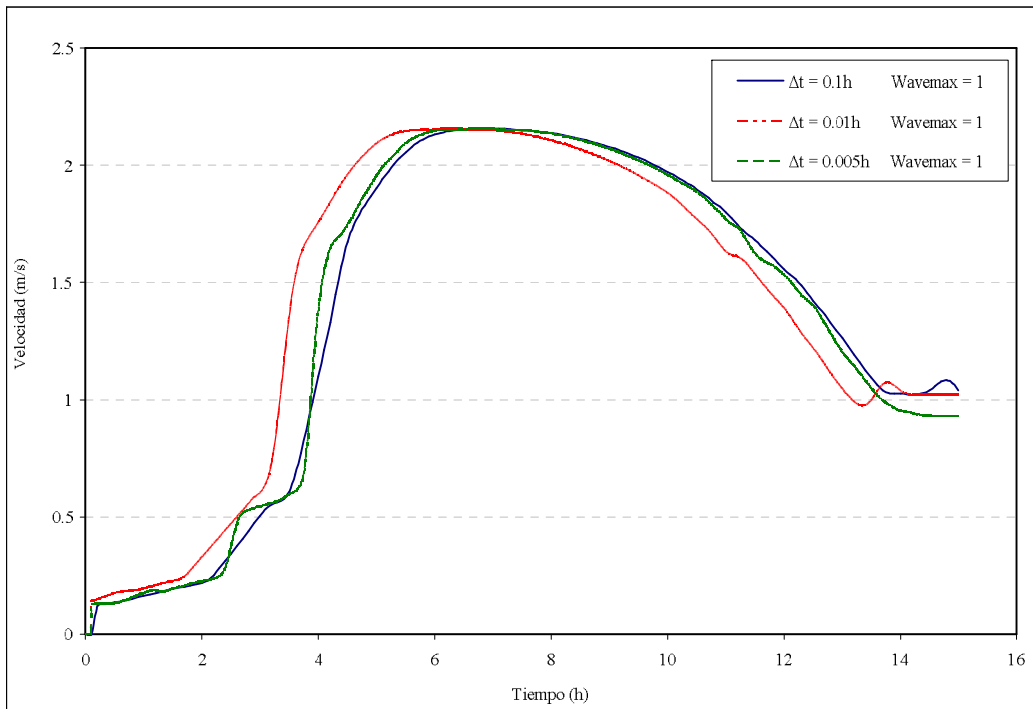


Figura 118. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del intervalo de tiempo computacional en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 56 – K8 + 415.08

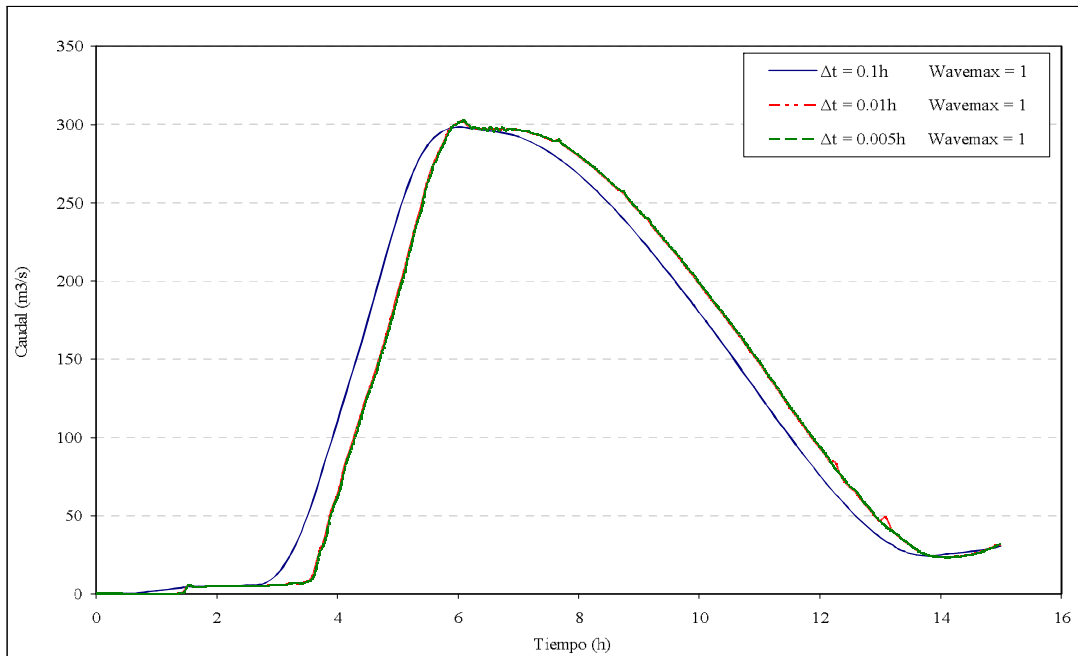


Figura 119. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del intervalo de tiempo computacional en el caudal
Río Guadalajara - Sección 56 – K8 + 415.08

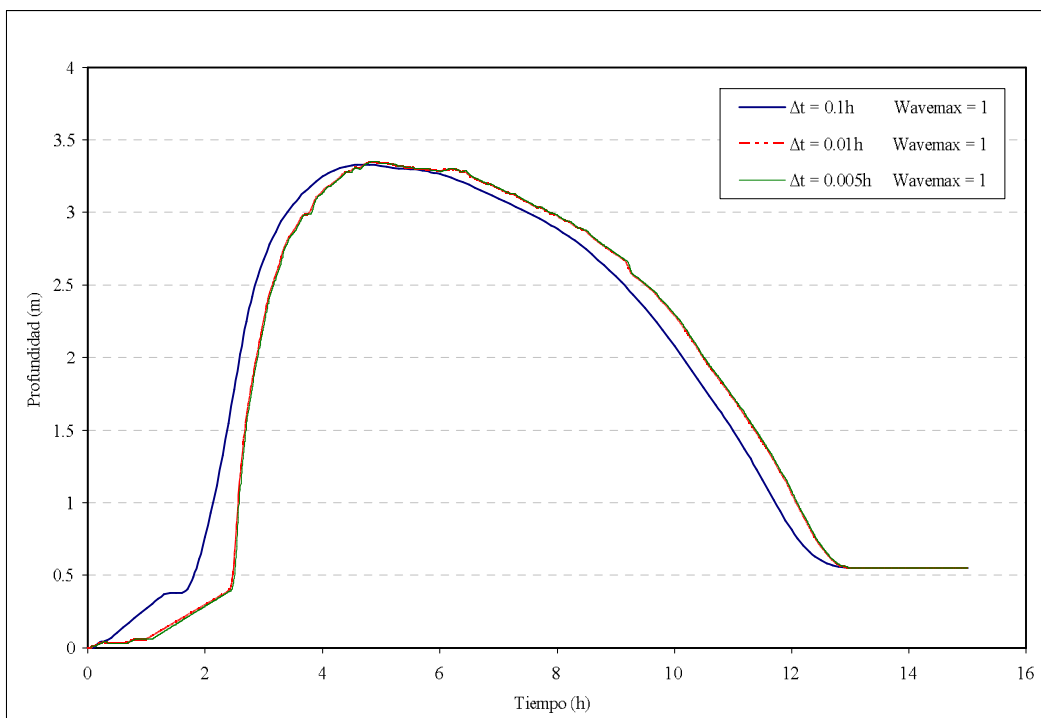


Figura 120. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del intervalo de tiempo computacional en la profundidad del flujo
Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635

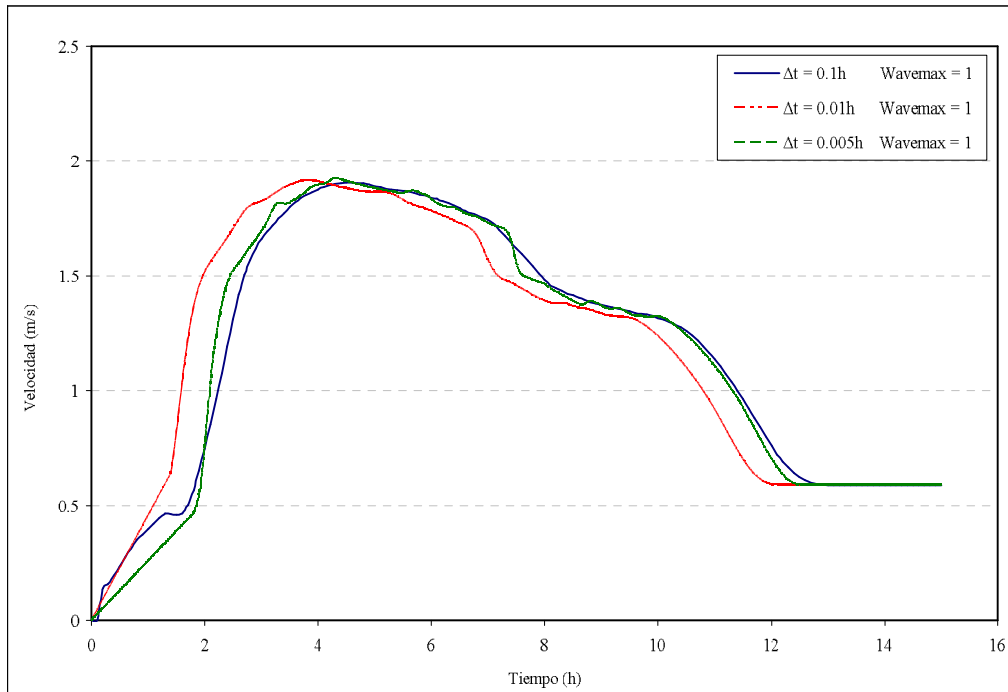


Figura 121. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del intervalo de tiempo computacional en la velocidad del flujo
Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635

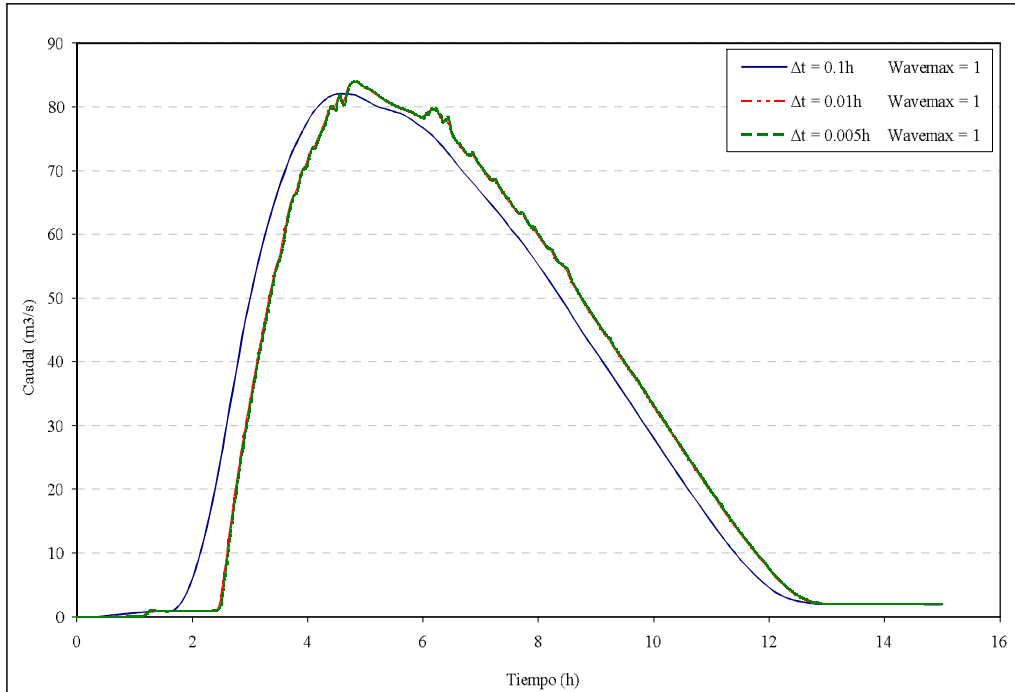


Figura 122. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del intervalo de tiempo computacional en el caudal
Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635

VARIACIÓN DEL PARÁMETRO DE RESISTENCIA K PARA FLUJO LAMINAR

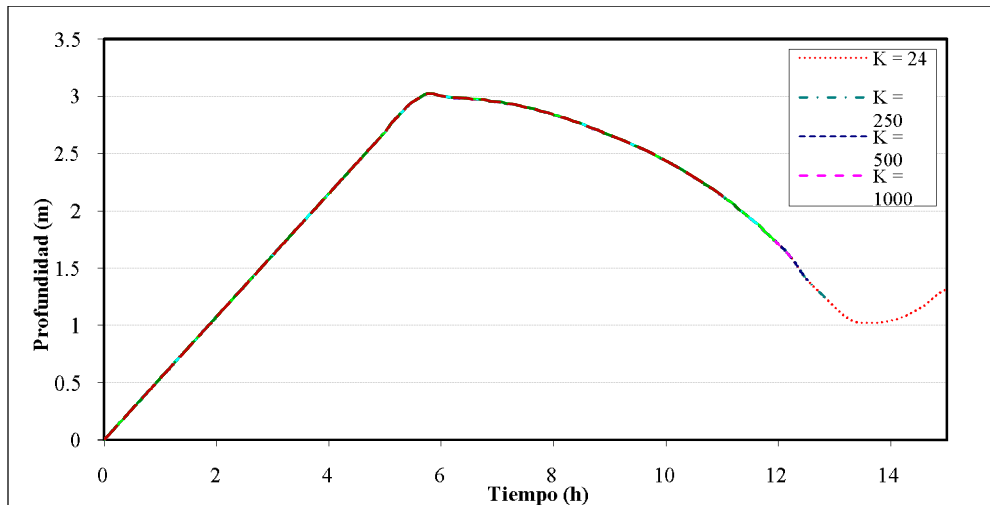


Figura 123. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19

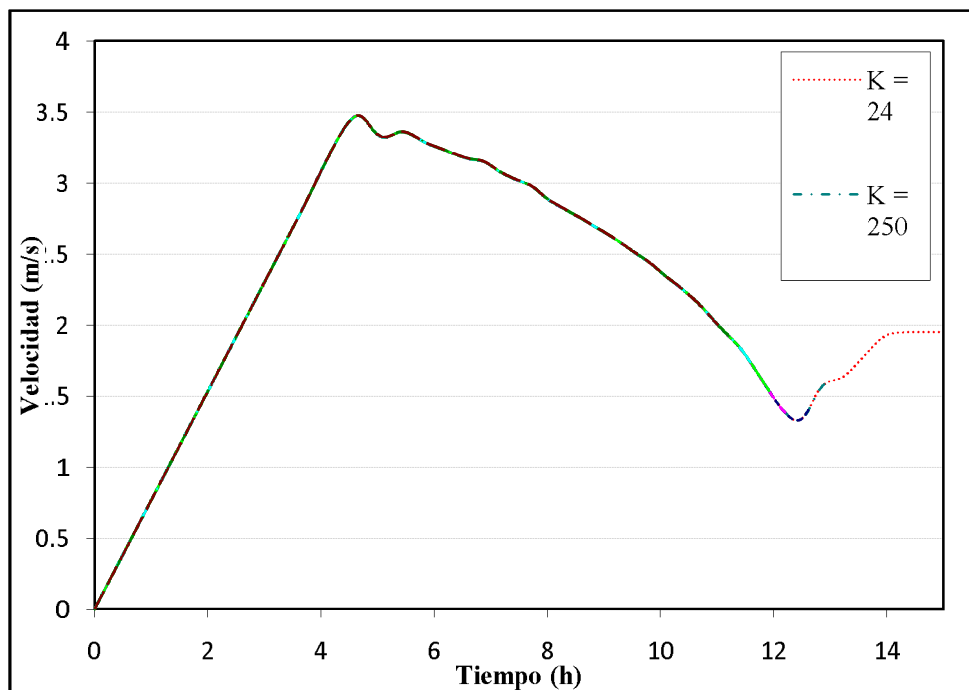


Figura 124. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19

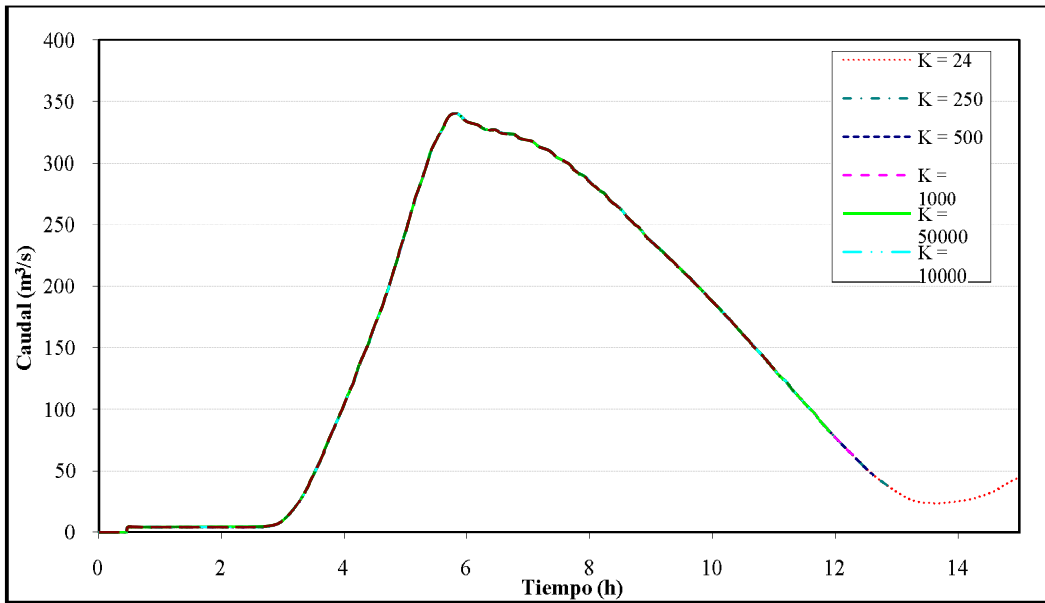


Figura 125. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en el caudal
Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19

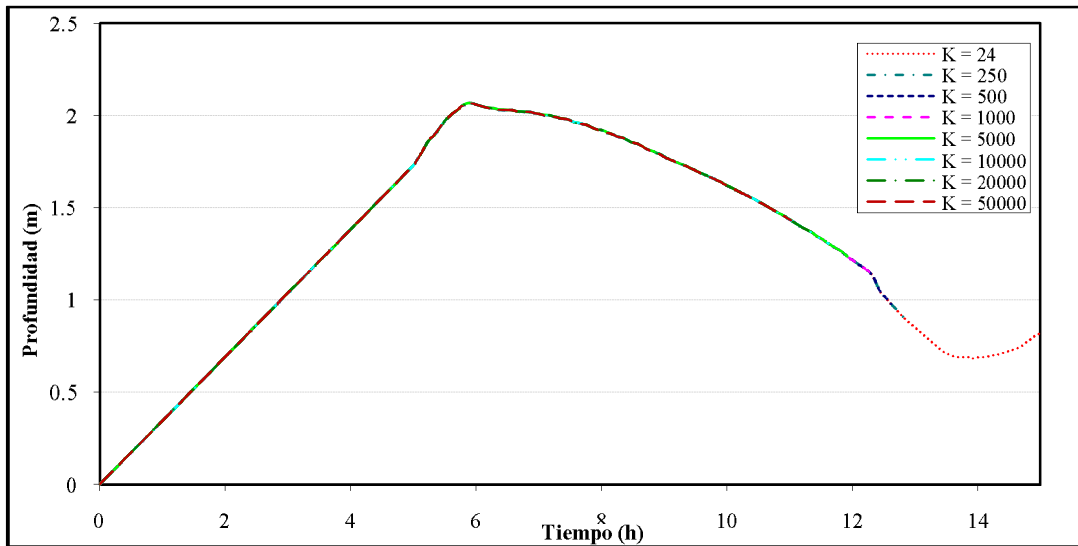


Figura 126. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81

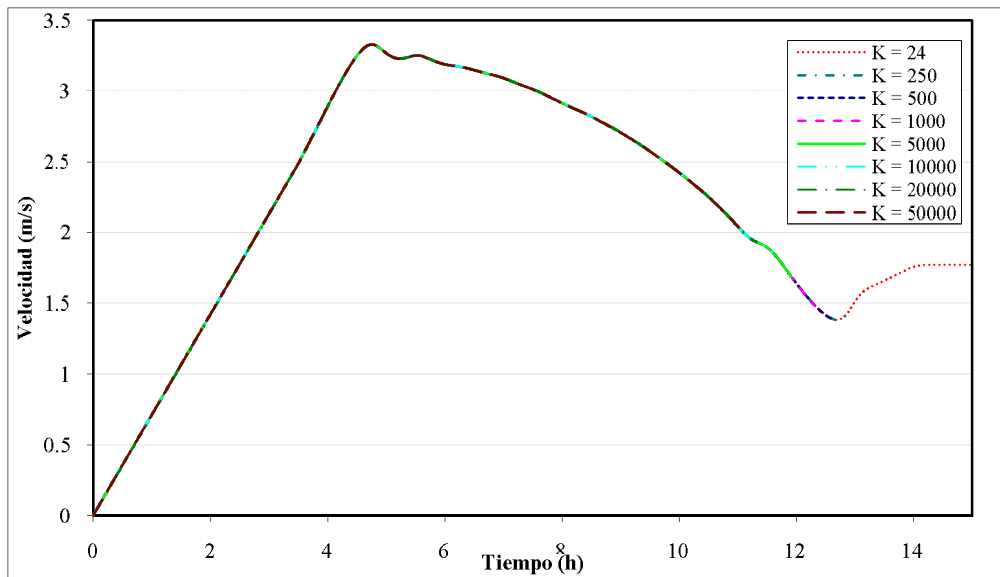


Figura 127. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 31 – K4+516.81

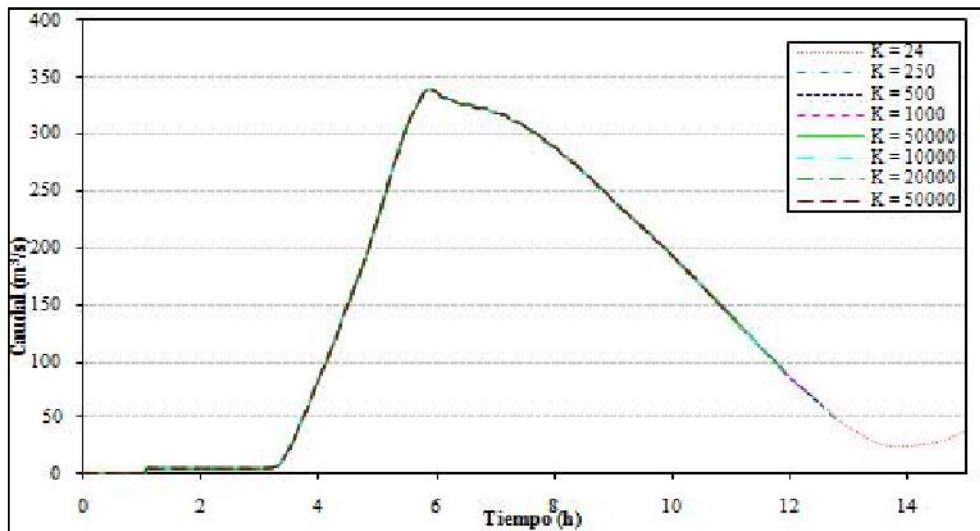


Figura 128. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en el caudal
Río Guadalajara - Sección 31 – K4+516.81.

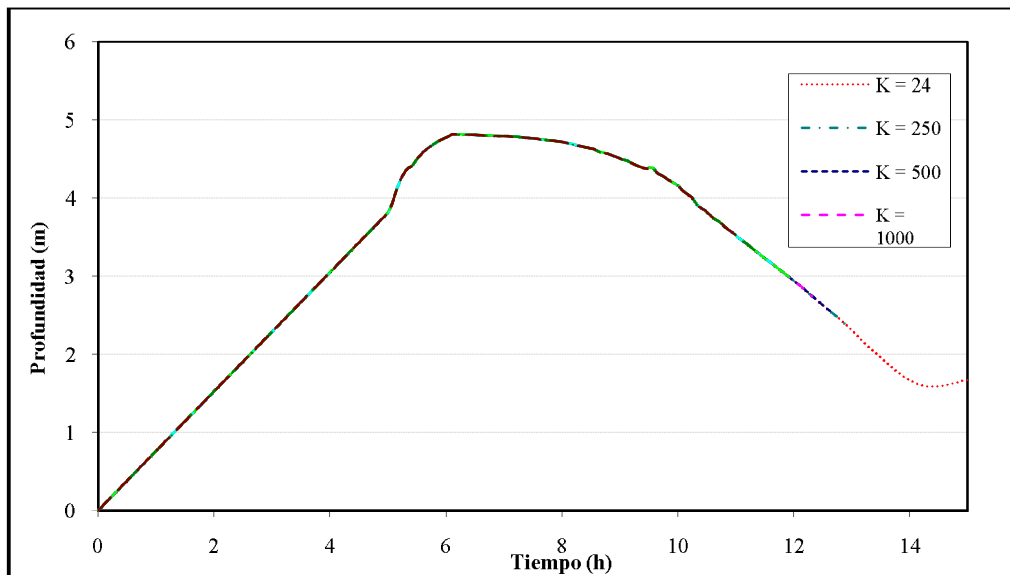


Figura 129. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 56 – K8+415.08.

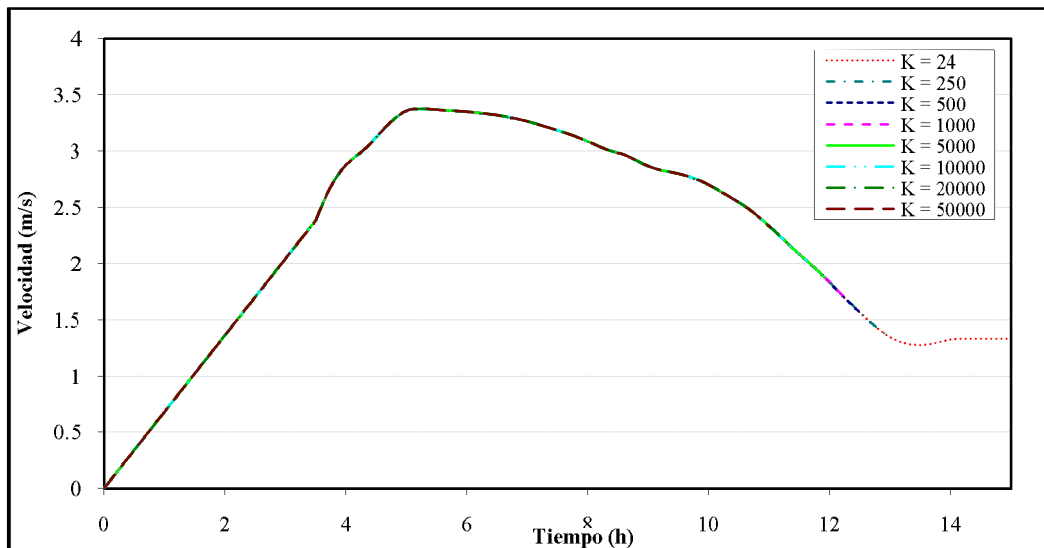


Figura 130. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 56 – K8+415.08.

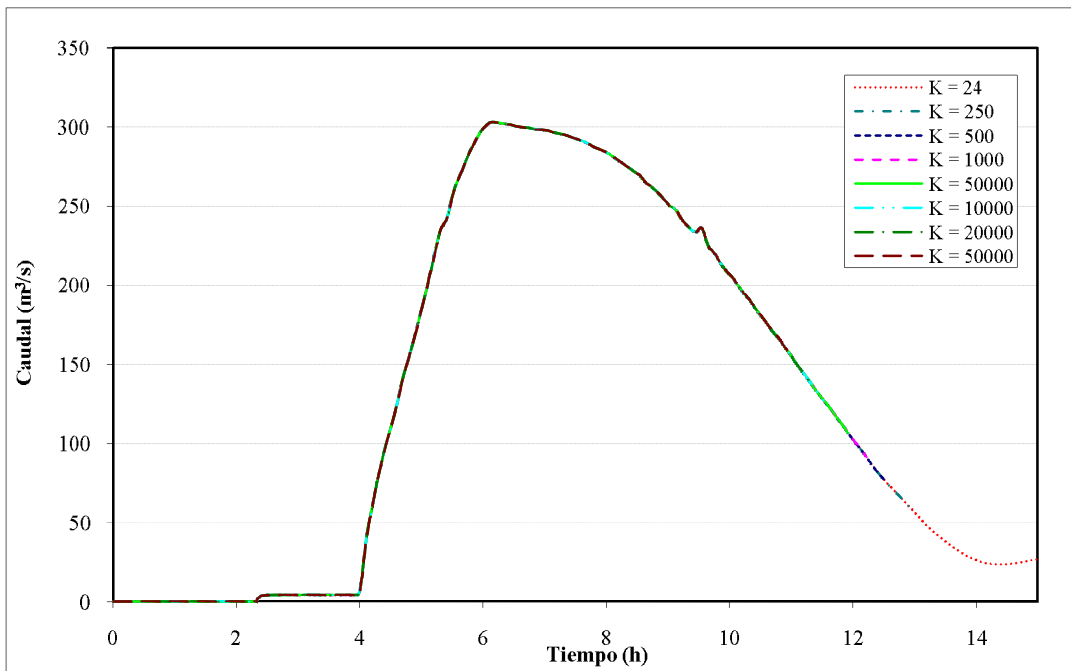


Figura 131. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en el caudal
Río Guadalajara - Sección 56 – K8+415.08

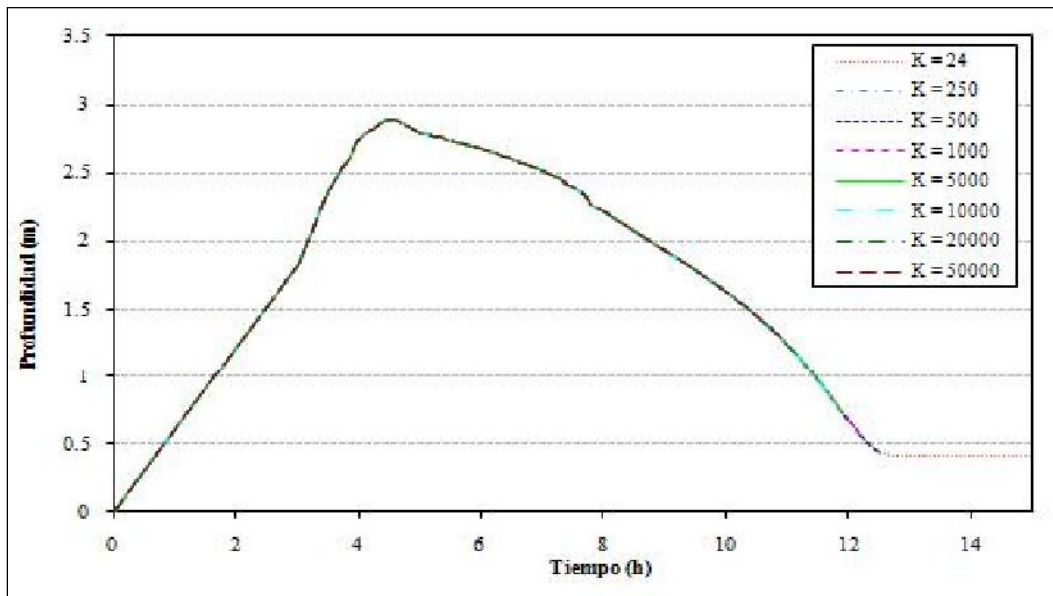


Figura 132. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en la profundidad del flujo
Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1+967.635

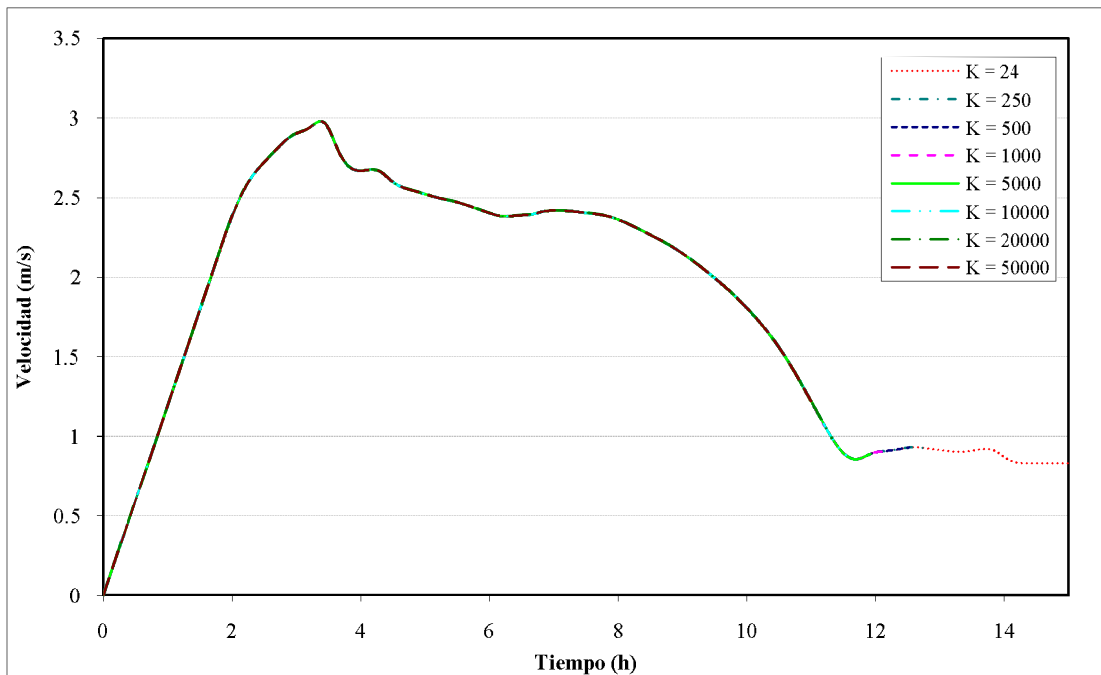


Figura 133. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en la velocidad del flujo
Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1+967.635

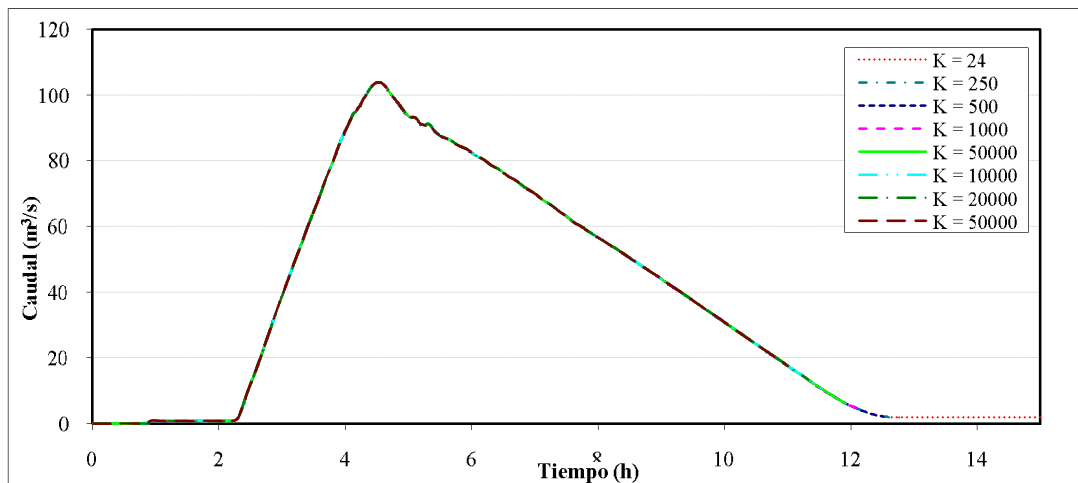


Figura 134. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia del parámetro de resistencia K para flujo laminar en el caudal
Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1+967.635

COMPARACIÓN DE DIFERENTES MUESTRAS DE LODOS

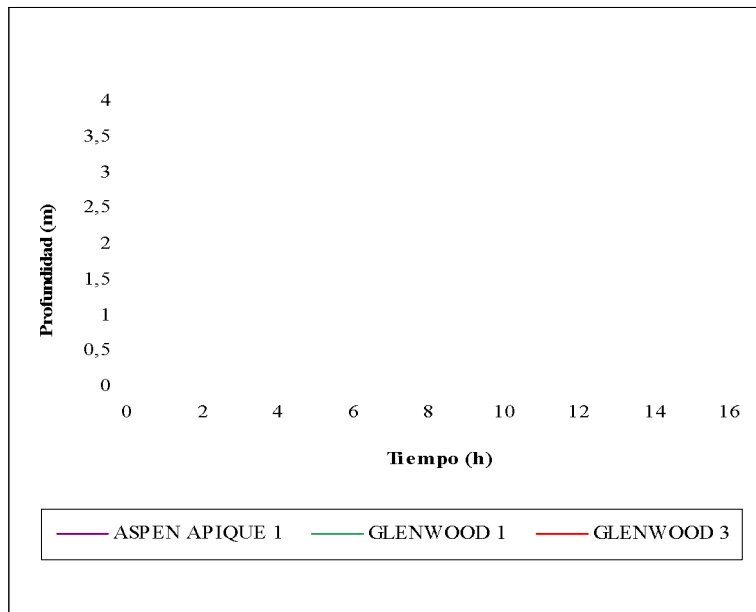


Figura 135. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19

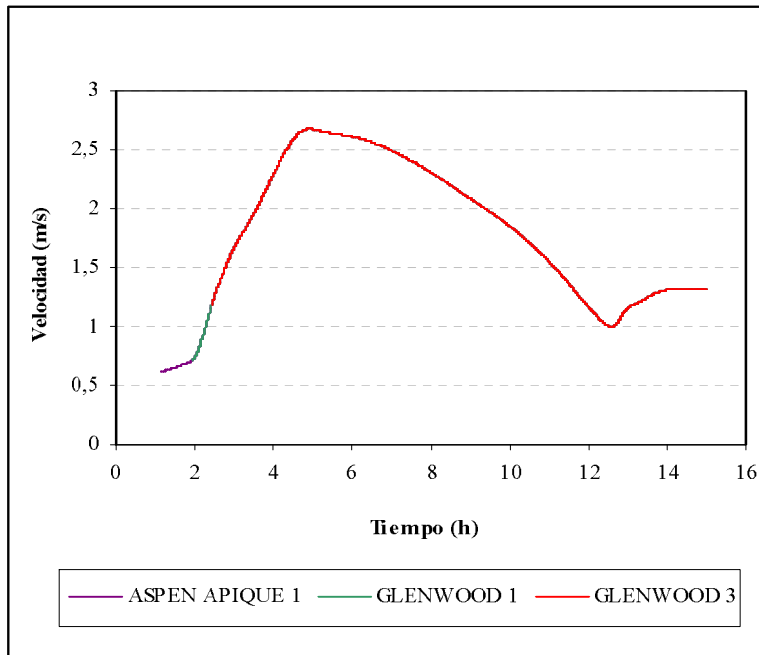


Figura 136 Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19

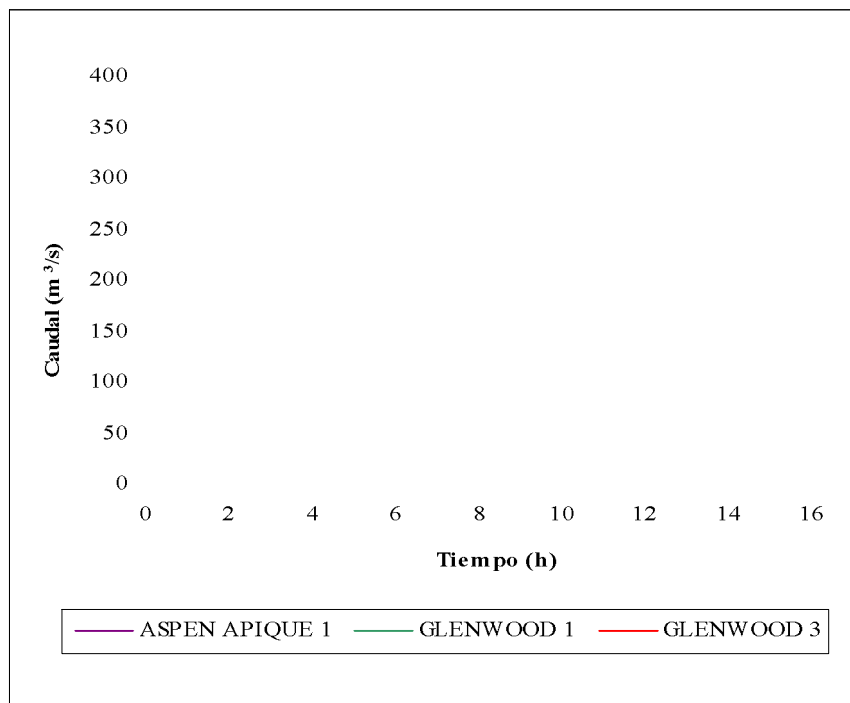


Figura 137. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en el caudal
Río Guadalajara - Sección 11 - K1+950.19

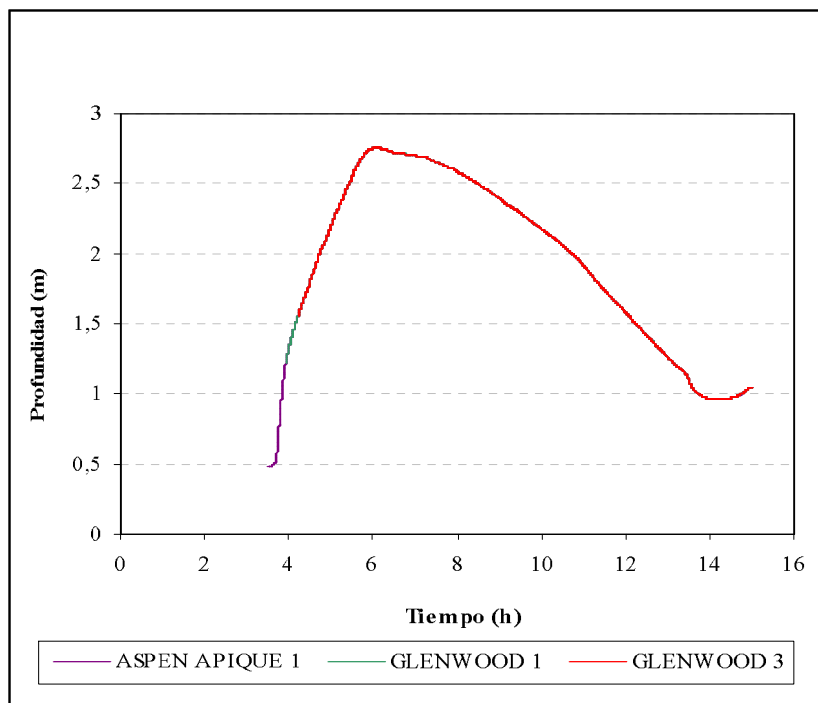


Figura 138. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81

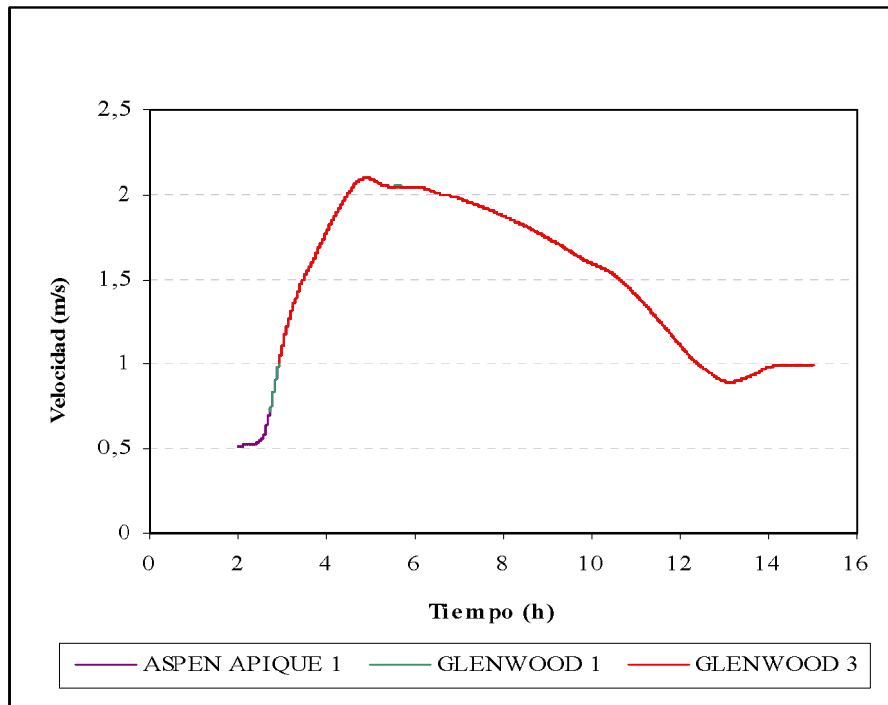


Figura 139. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81

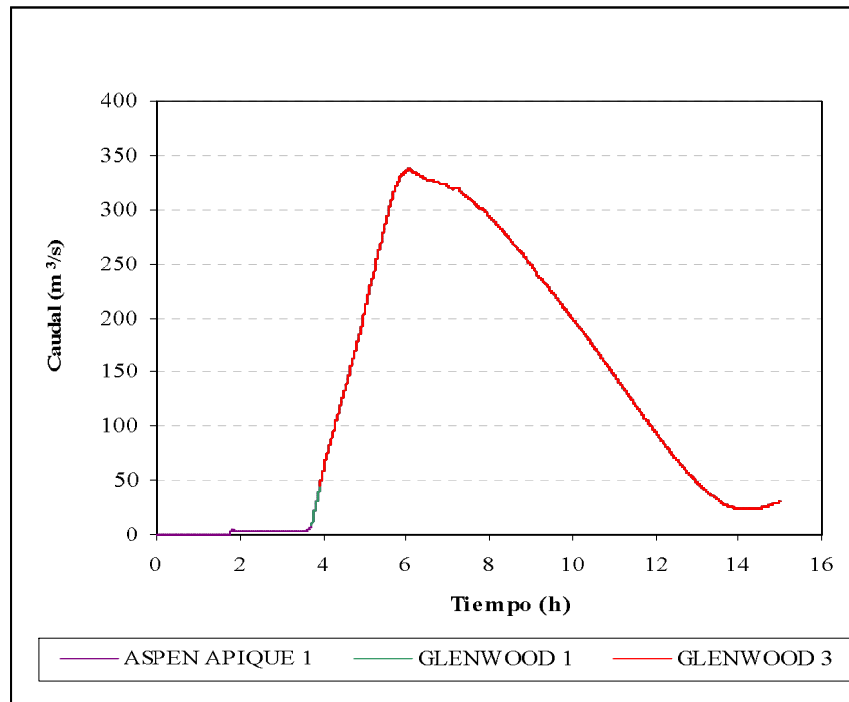


Figura 140. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en el caudal
Río Guadalajara - Sección 31 - K4+516.81

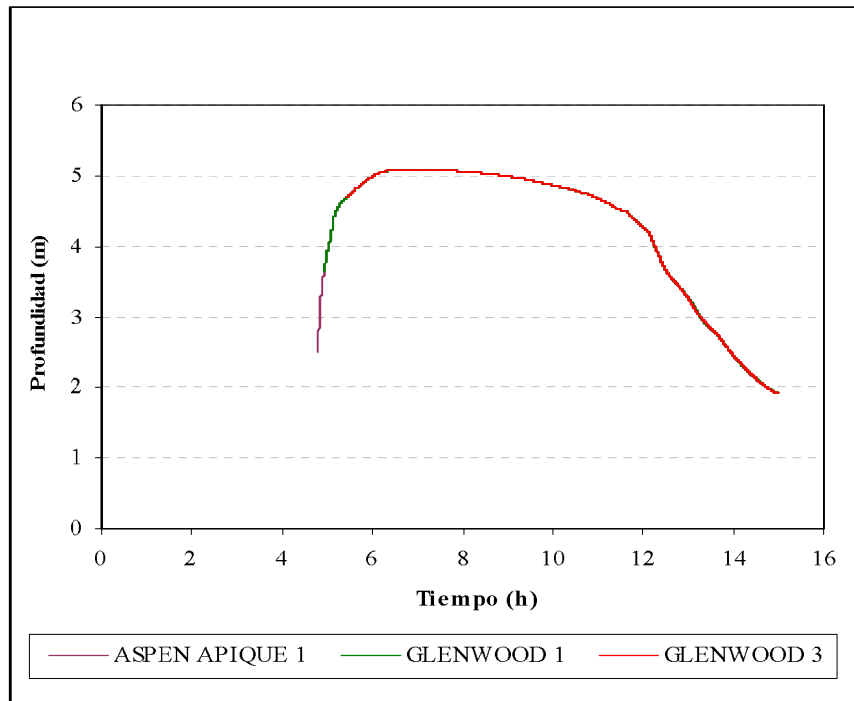


Figura 141. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en la profundidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08

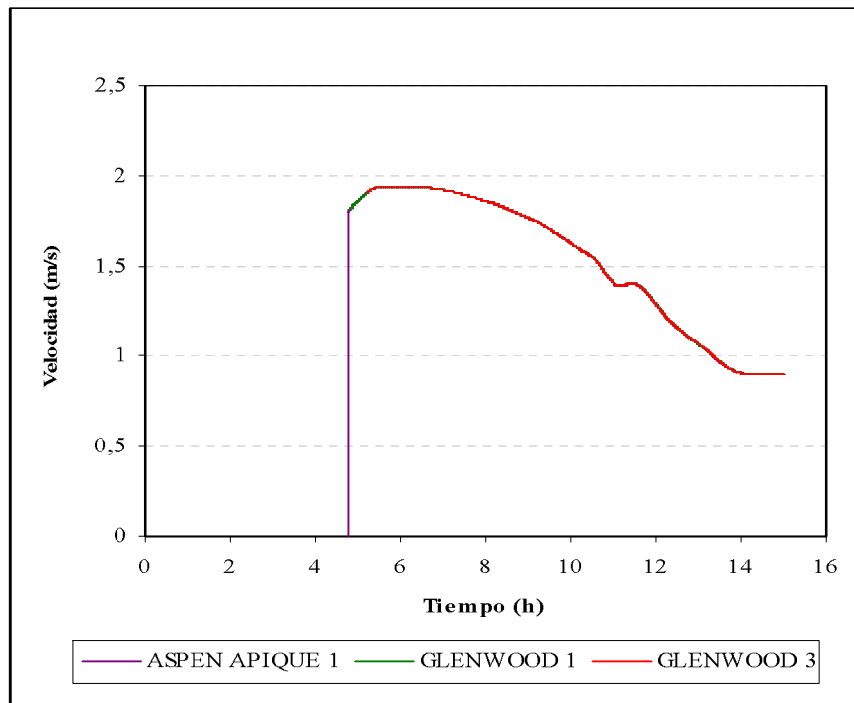


Figura 142. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en la velocidad del flujo
Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08

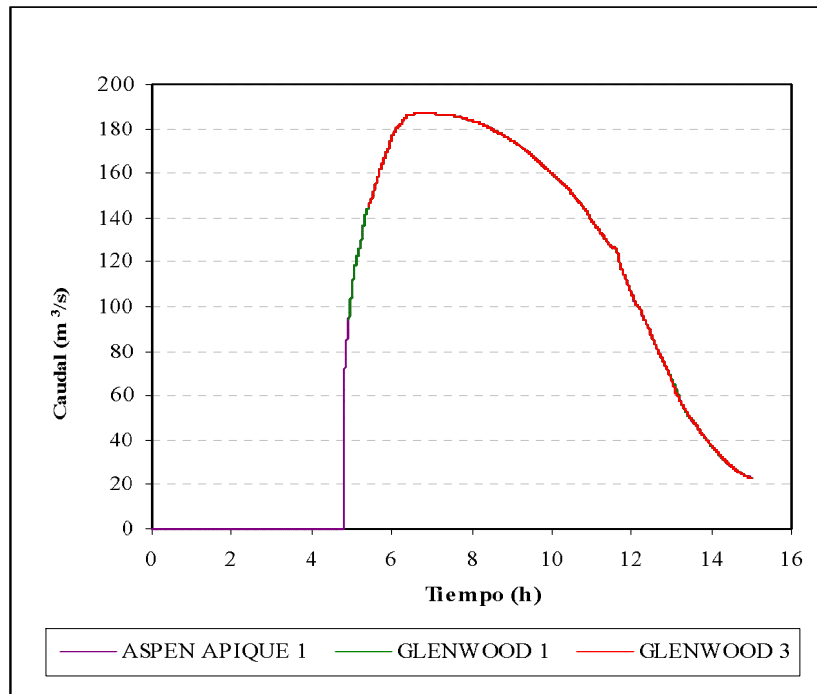


Figura 143. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en el caudal
Río Guadalajara - Sección 56 - K8+415.08

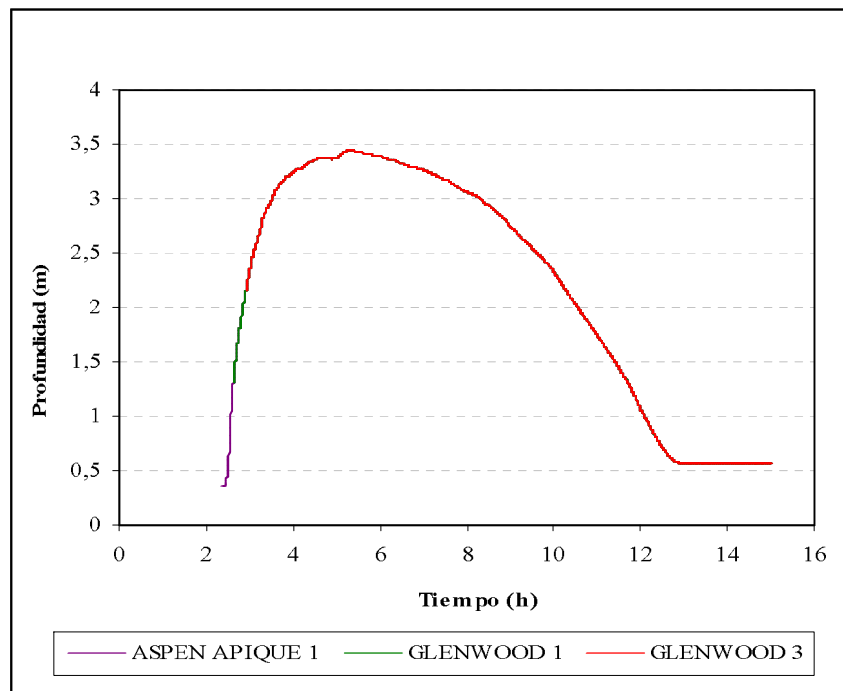


Figura 144. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en la profundidad del flujo
Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635

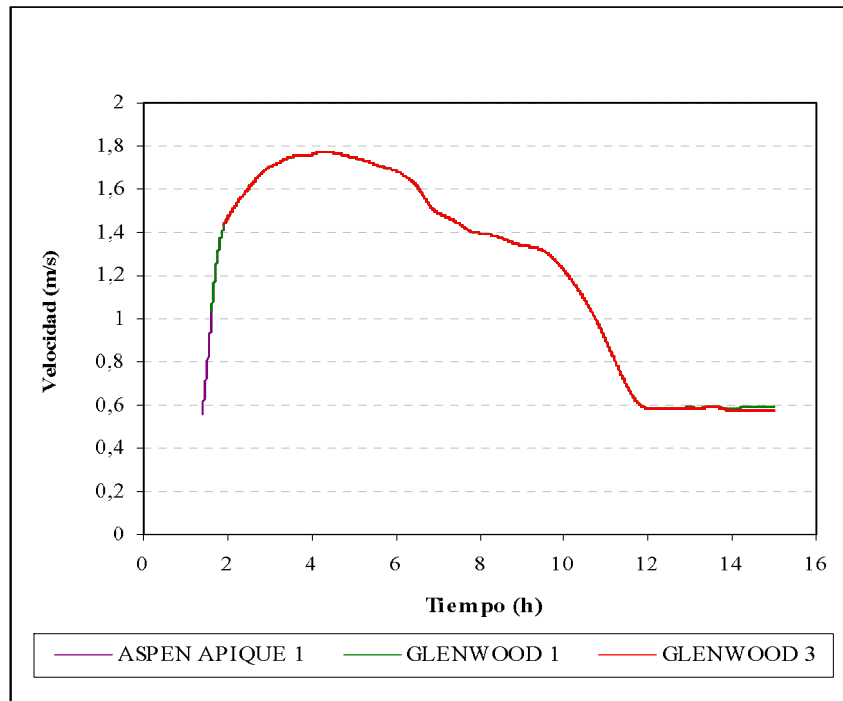


Figura 145. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en la velocidad del flujo
Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635

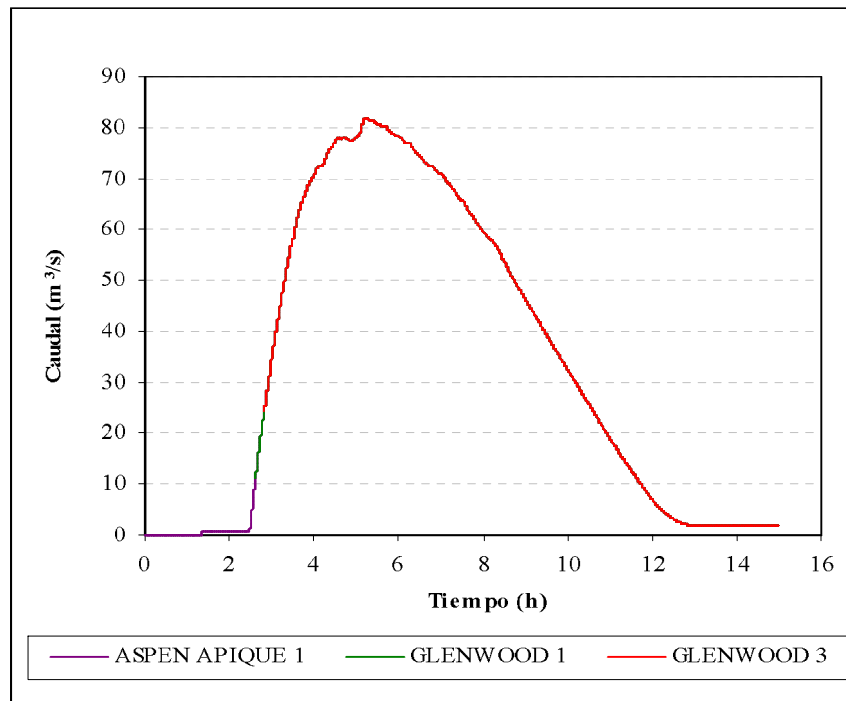


Figura 146. Análisis de sensibilidad del modelo FLO-2D
Influencia de la variación de los parámetros reológicos de las diferentes muestras en el caudal
Quebrada Chambimbal - Sección 7 - K1+967.635

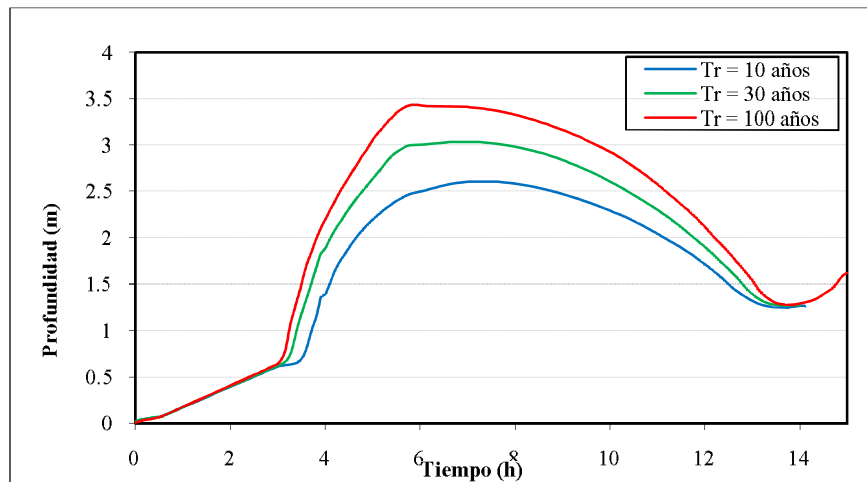


Figura 147. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente
 Fenómeno inundaciones - Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años
 Río Guadalajara - Sección 11 – K1 + 950.19

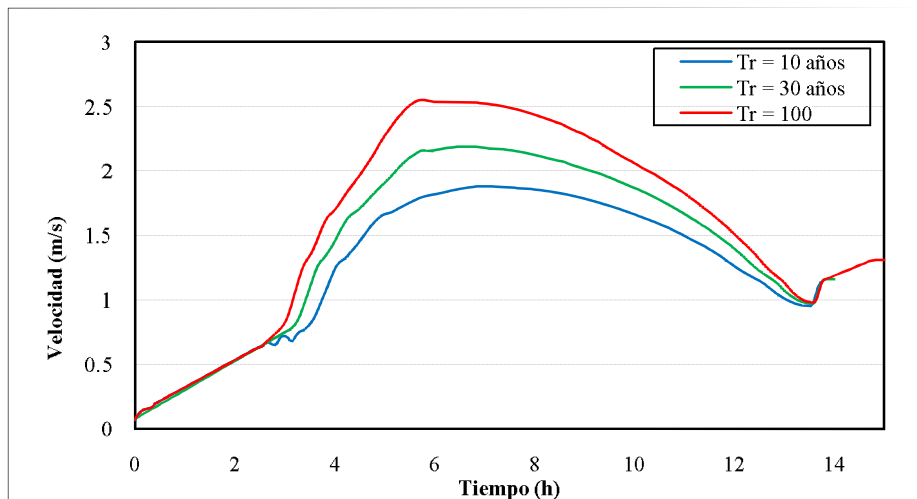


Figura 148. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente.
 Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.
 Río Guadalajara - Sección 11 – K1 + 950.19

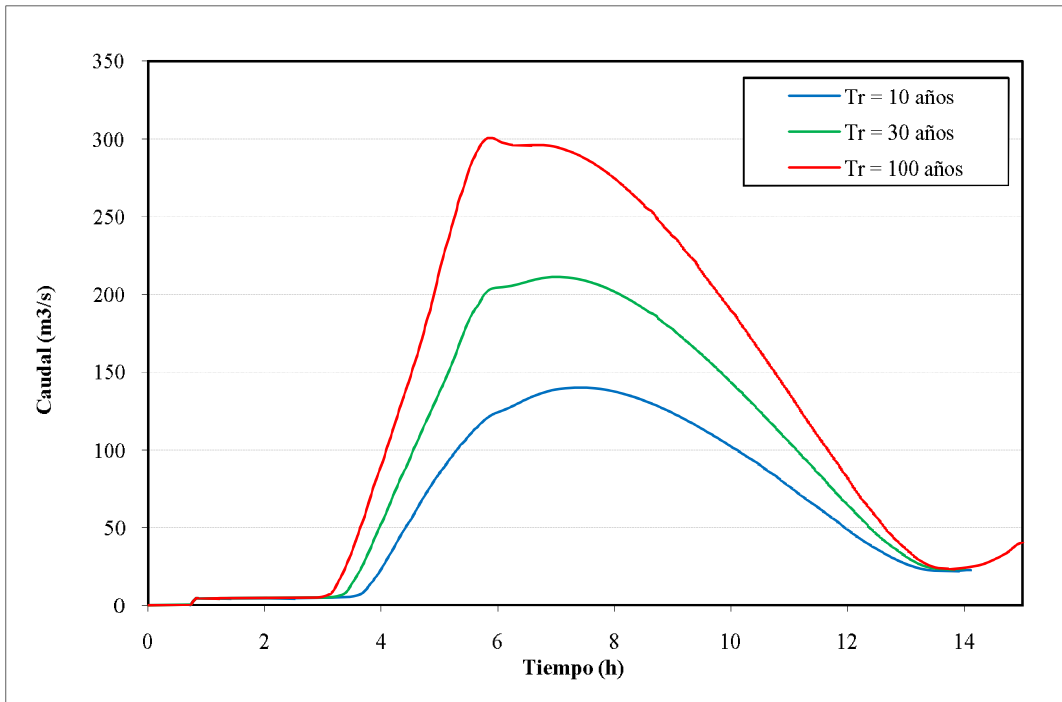


Figura 149. Variación del caudal durante la creciente.
 Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.
 Río Guadalajara - Sección 11 – K1 + 950.19

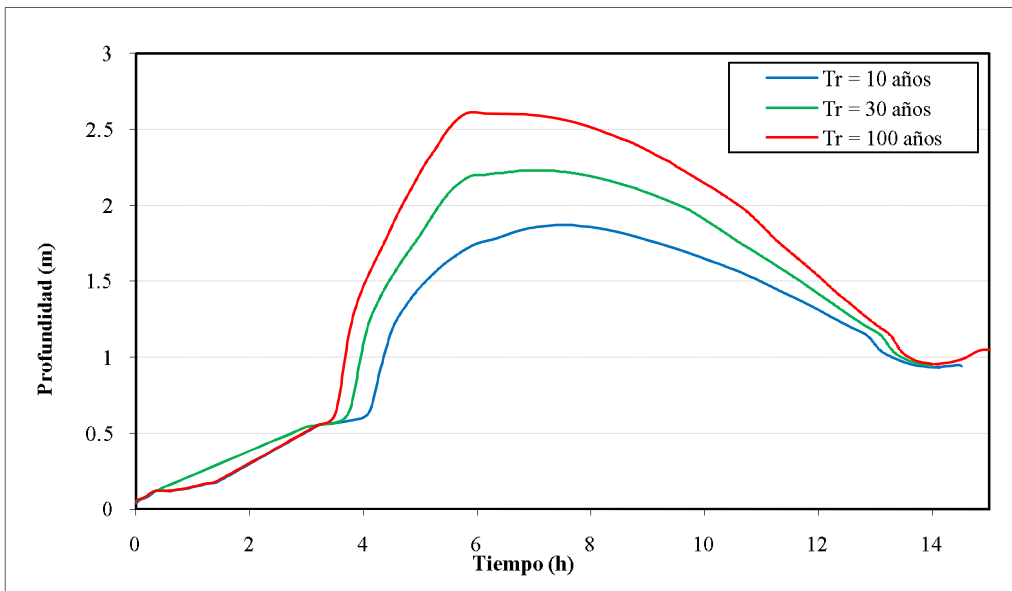


Figura 150. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente.
 Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.
 Río Guadalajara - Sección 31 – K4 + 516.81

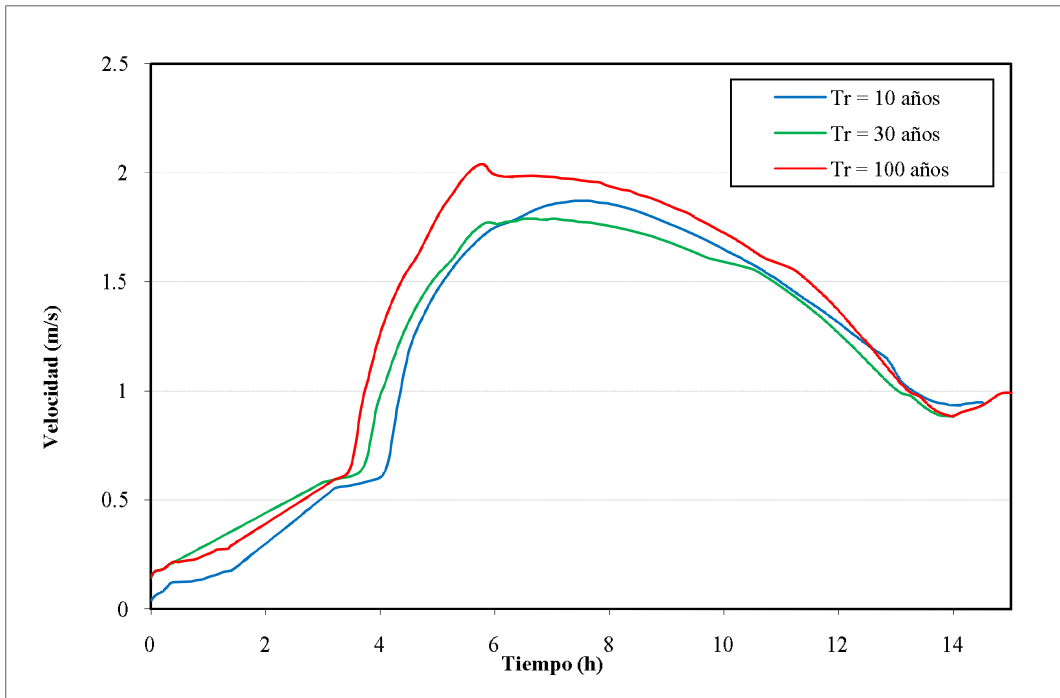


Figura 151. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 31 – K4 + 516.81

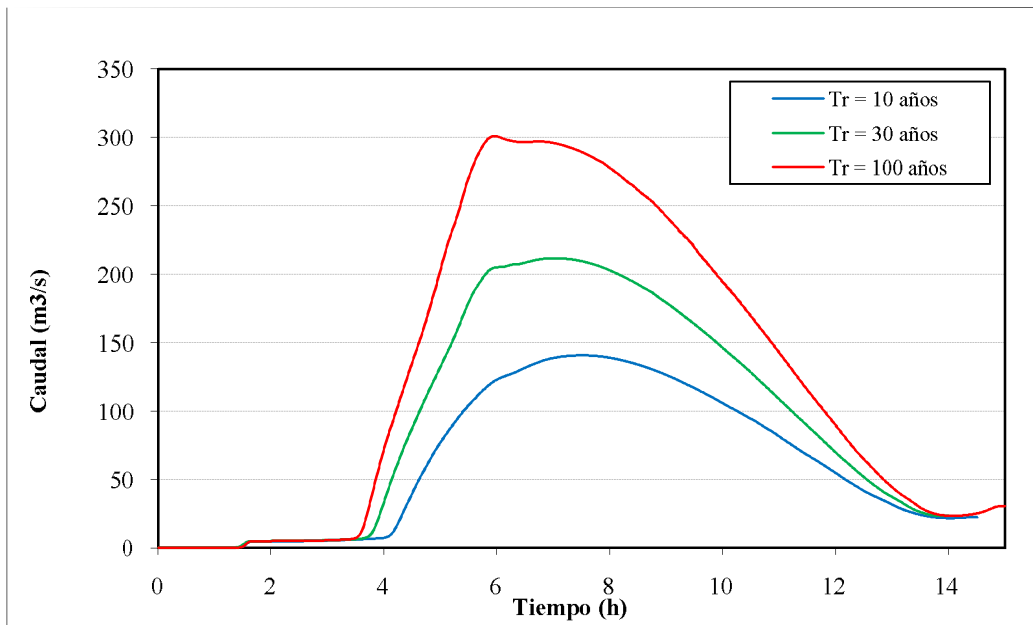


Figura 152. Variación del caudal durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 31 – K4 + 516.81

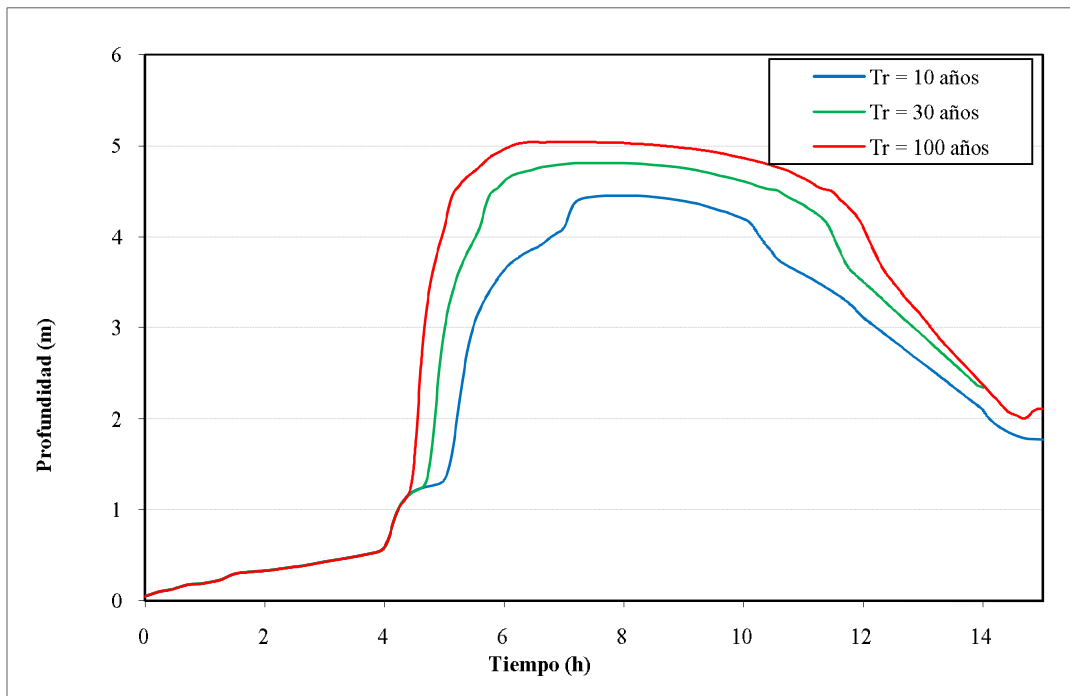


Figura 153. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 56 – K8 + 415.08

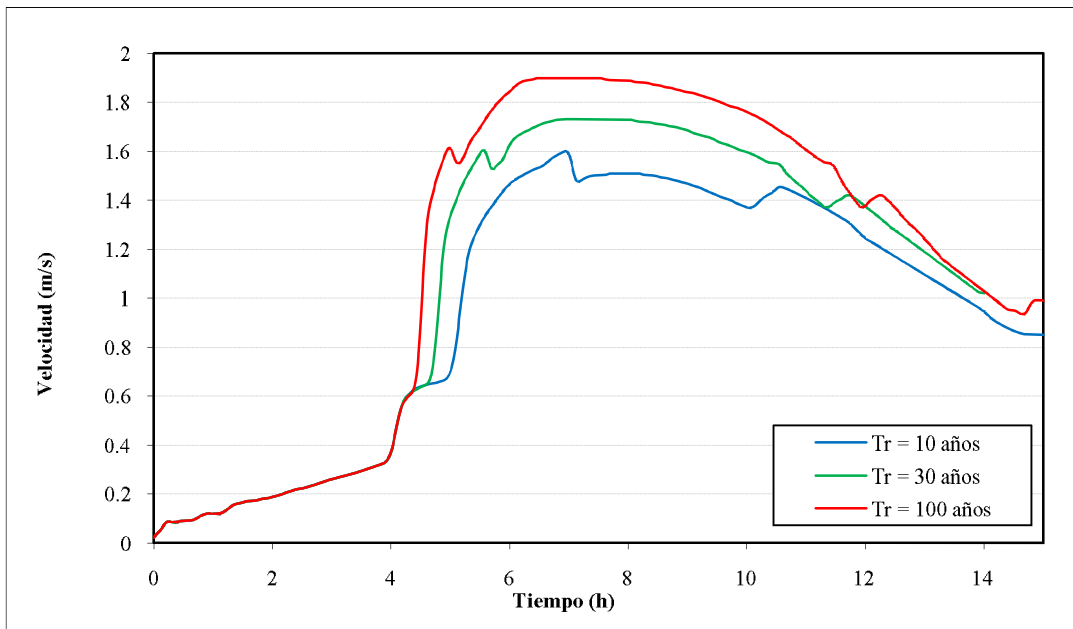


Figura 154. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 56 – K8 + 415.08

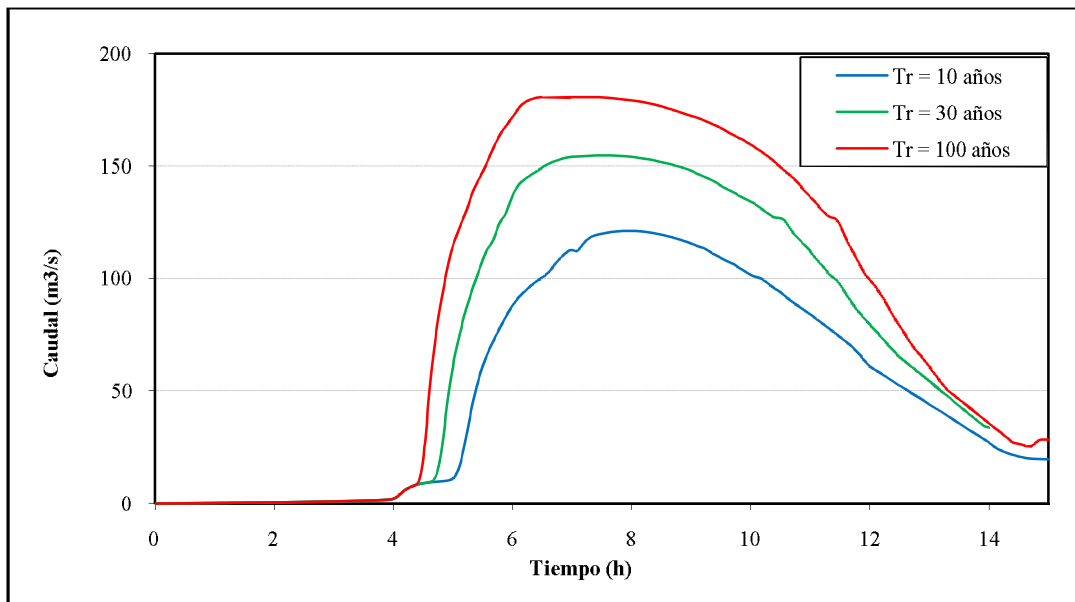


Figura 155. Variación del caudal durante la creciente.
 Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.
 Río Guadalajara - Sección 56 – K8 + 415.08

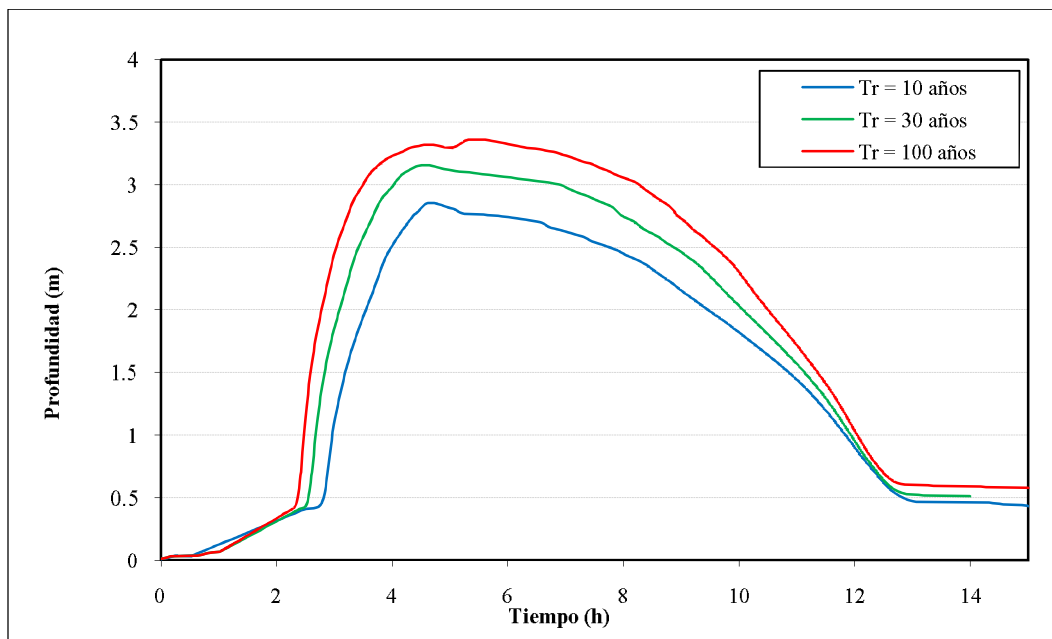


Figura 156. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente.
 Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.
 Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635

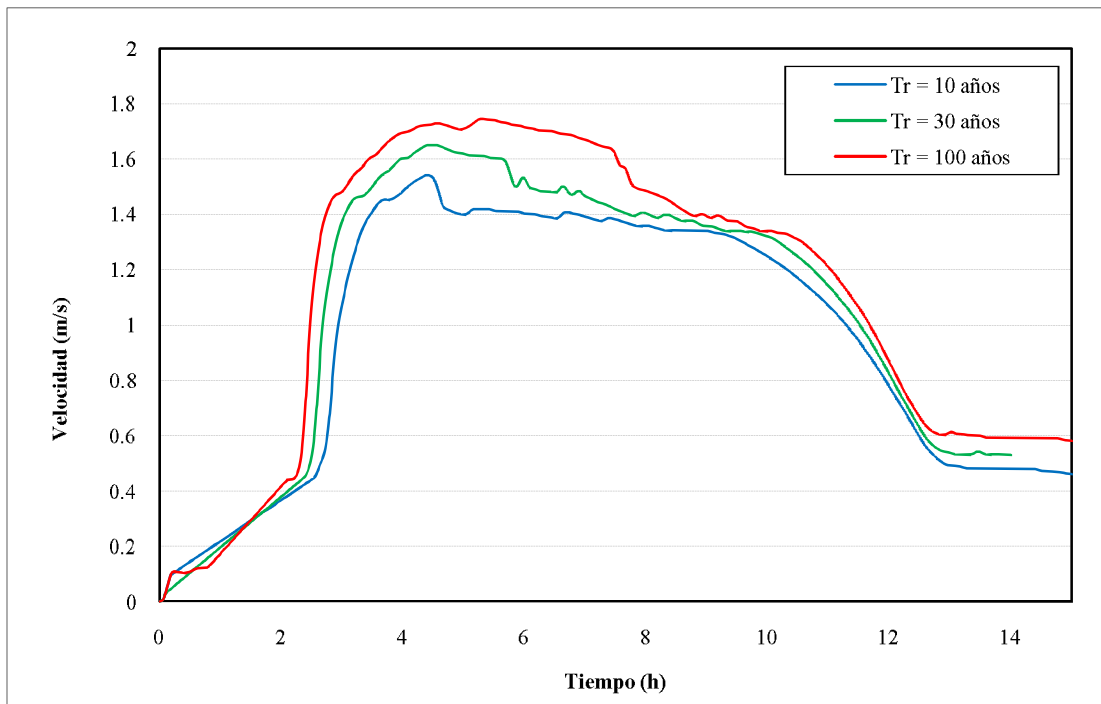


Figura 157. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635

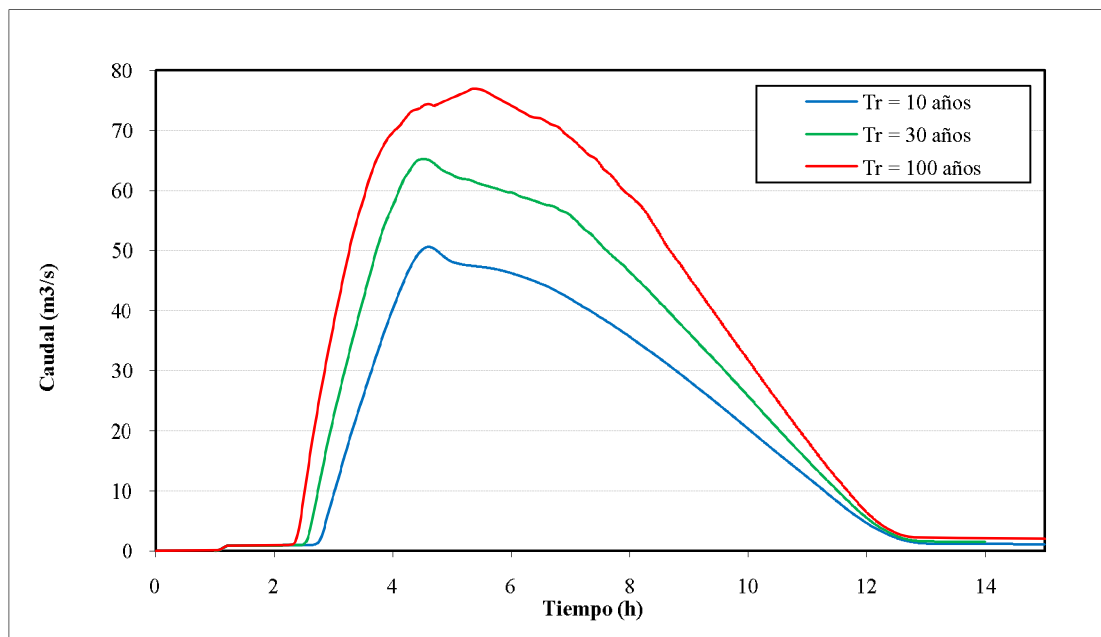


Figura 158. Variación del caudal durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635

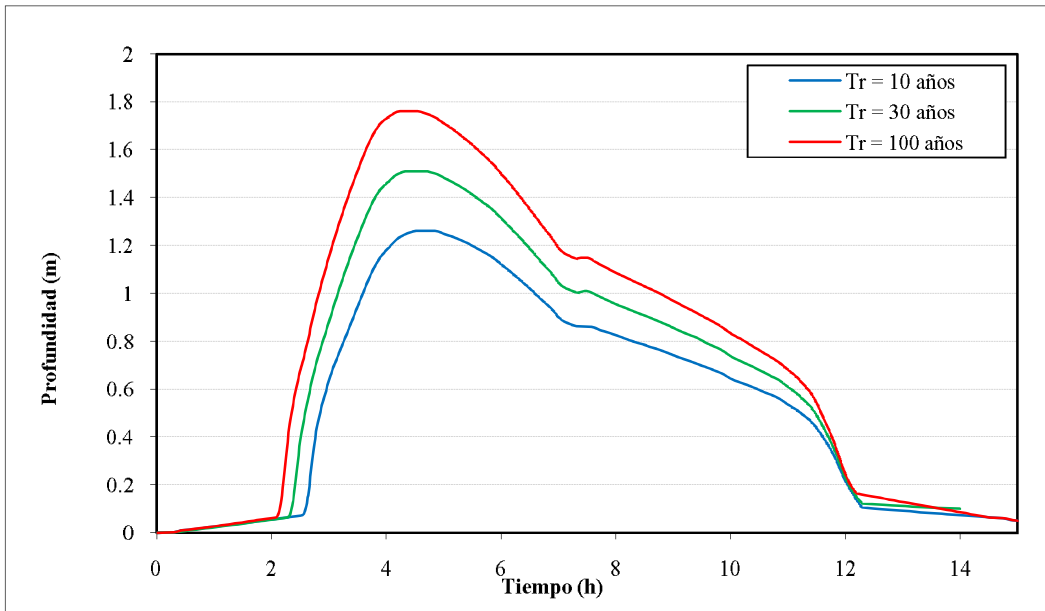


Figura 159. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente.
 Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.
 Quebrada La Pachita- Sección 11 – K0 + 879.24

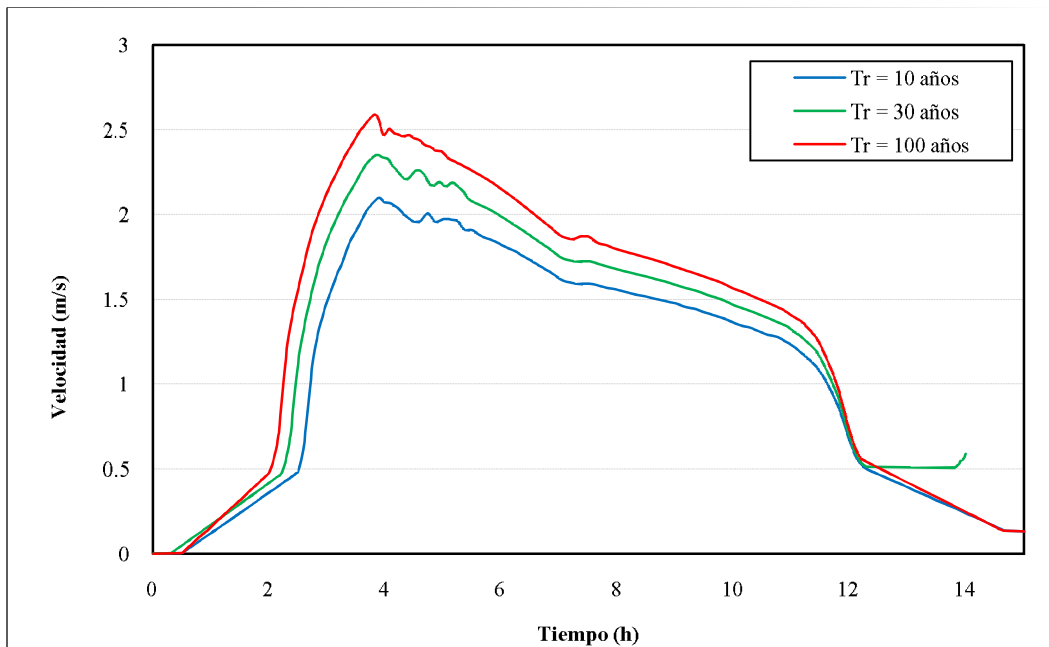


Figura 160. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente.
 Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.
 Quebrada La Pachita- Sección 11 – K0 + 879.24

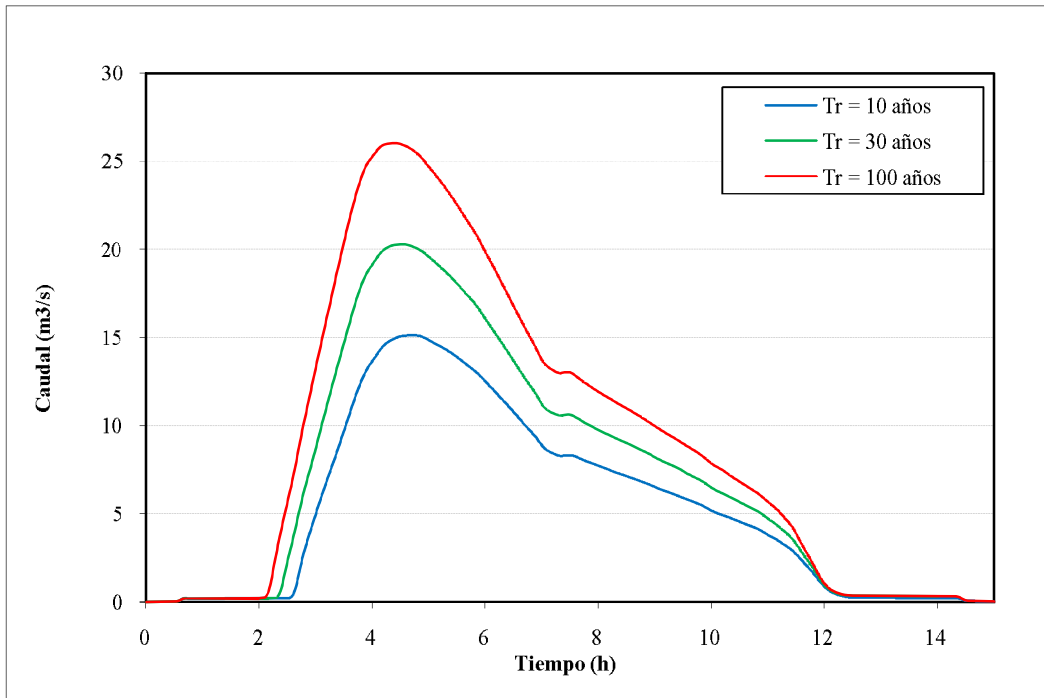


Figura 161. Variación del caudal durante la creciente.
 Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.
 Quebrada La Pachita- Sección 11 – K0 + 879.24

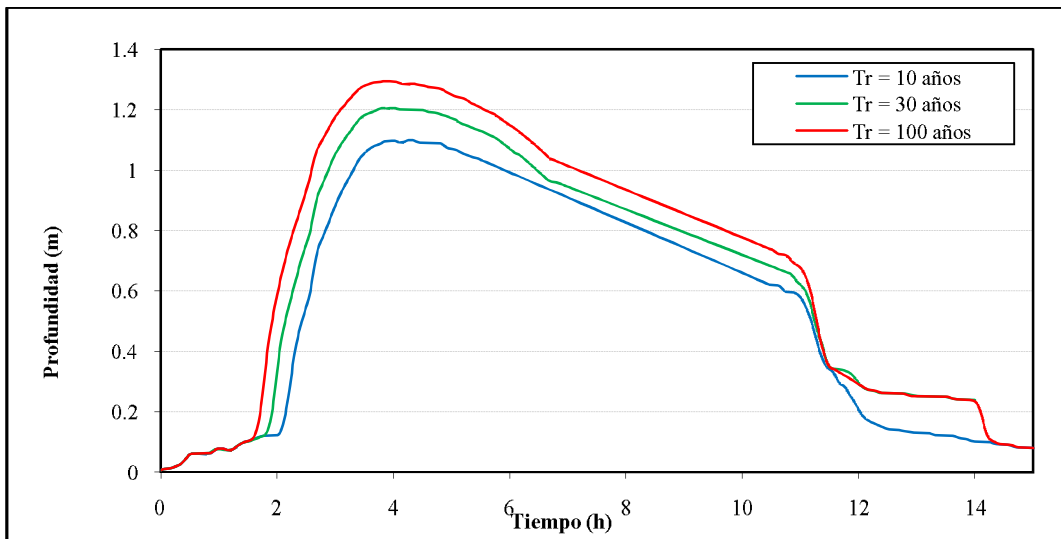


Figura 162. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente.
 Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.
 Quebrada La Honda- Sección 9 – K1 + 533.53

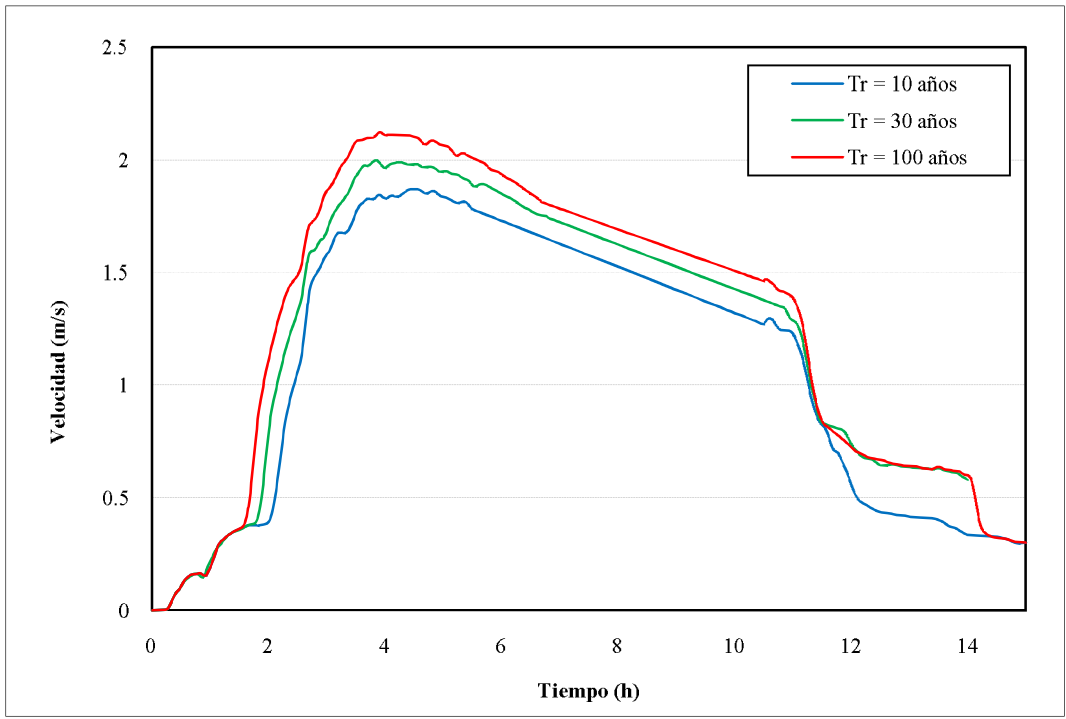


Figura 163. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Quebrada La Honda- Sección 9 – K1 + 533.53

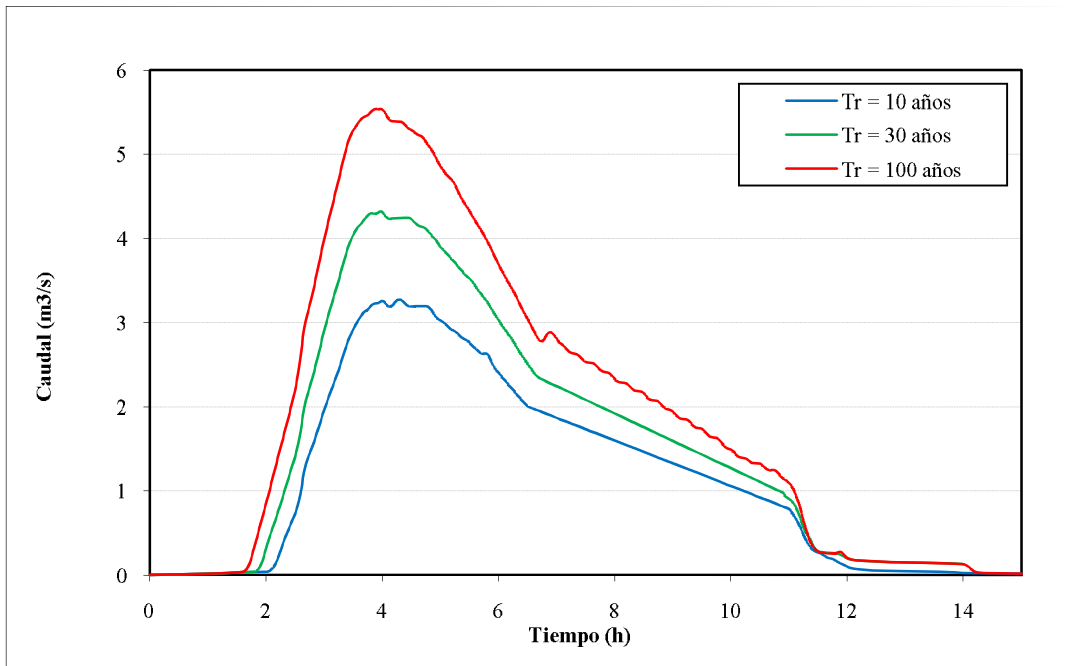


Figura 164. Variación del caudal durante la creciente. Fenómeno inundaciones. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Quebrada La Honda- Sección 9 – K1 + 533.53

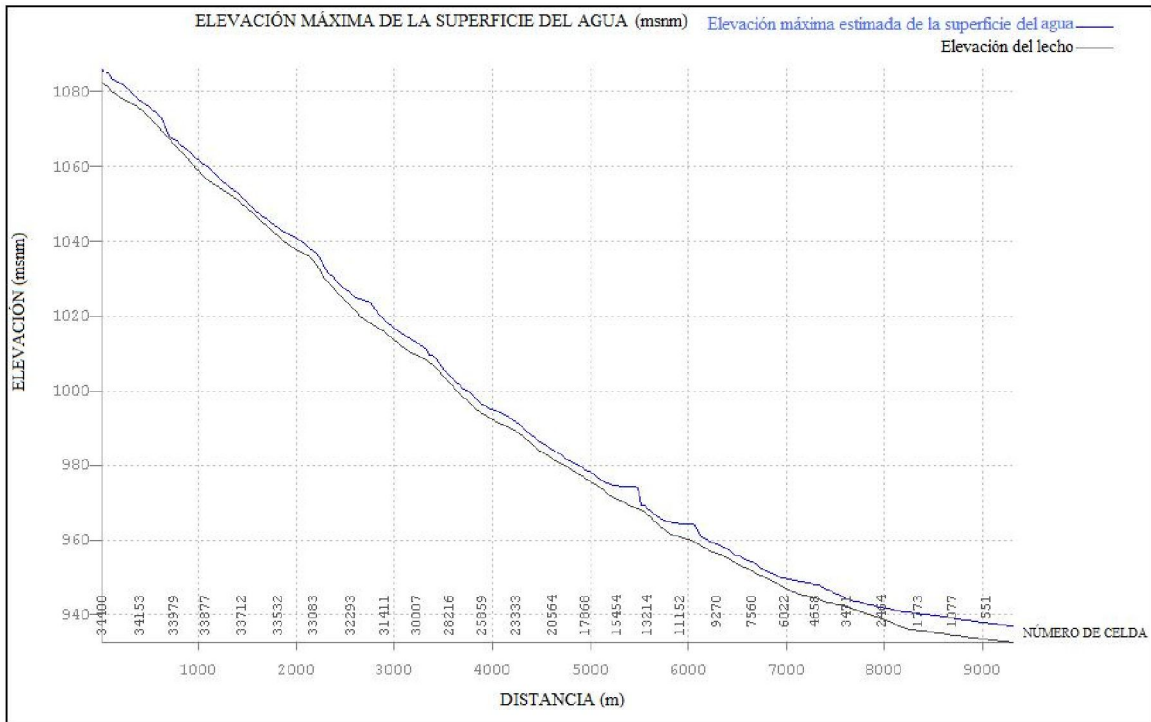


Figura 165. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en el río Guadalajara para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de inundaciones)

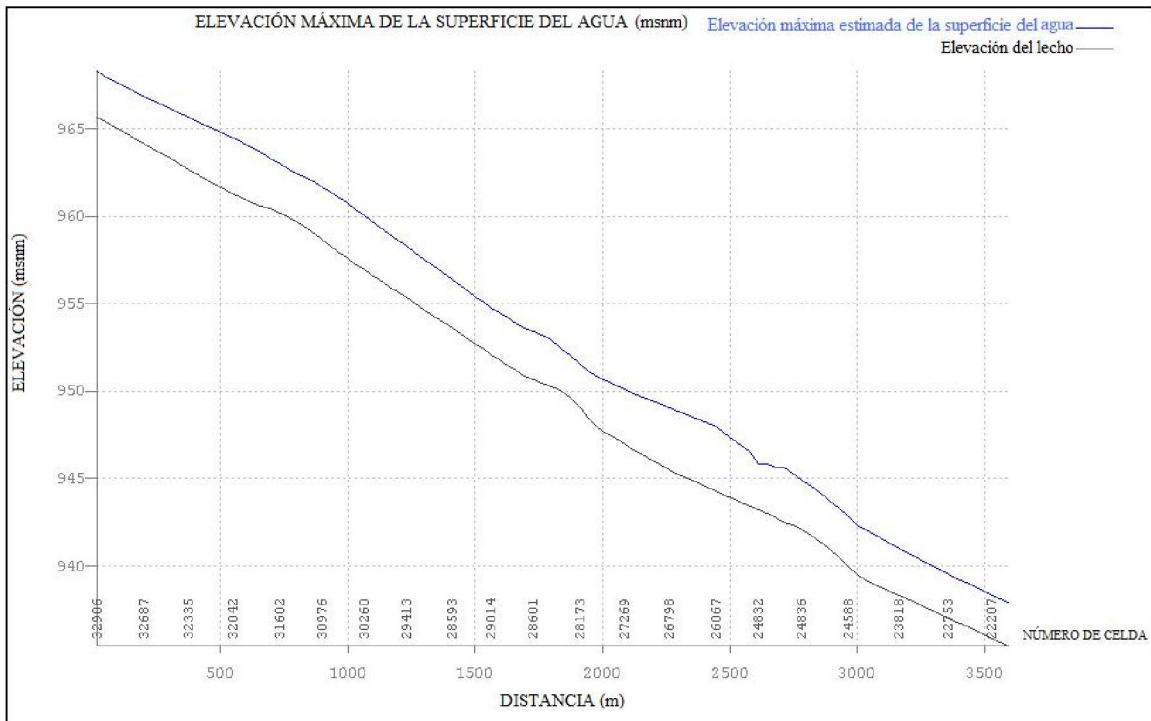


Figura 166. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en la quebrada Chambimbal para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de inundaciones)

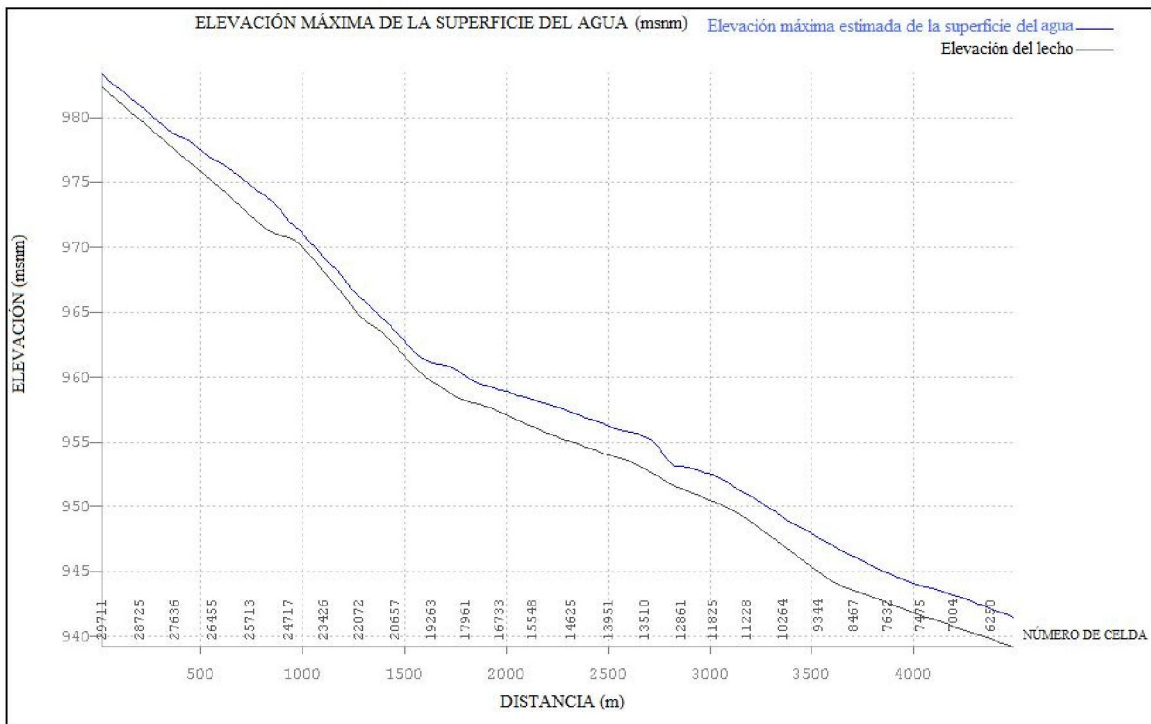


Figura 167. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en la Quebrada La Honda para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de inundaciones)

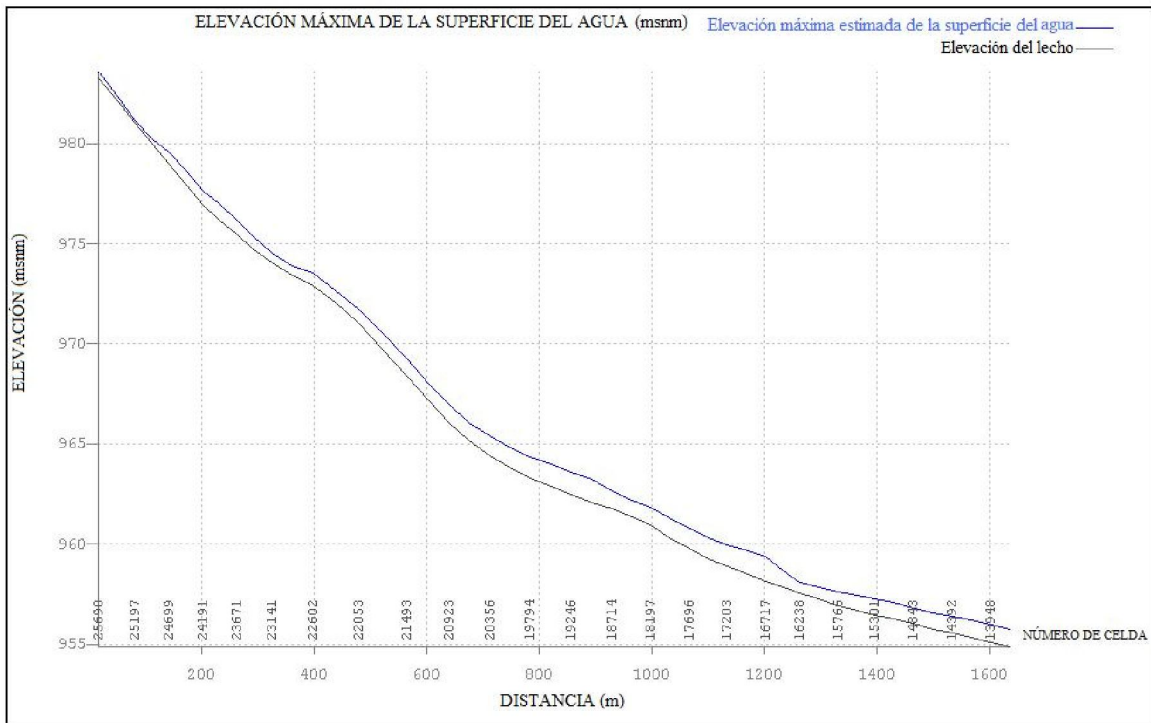


Figura 168. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en la Quebrada La Pachita para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de inundaciones)

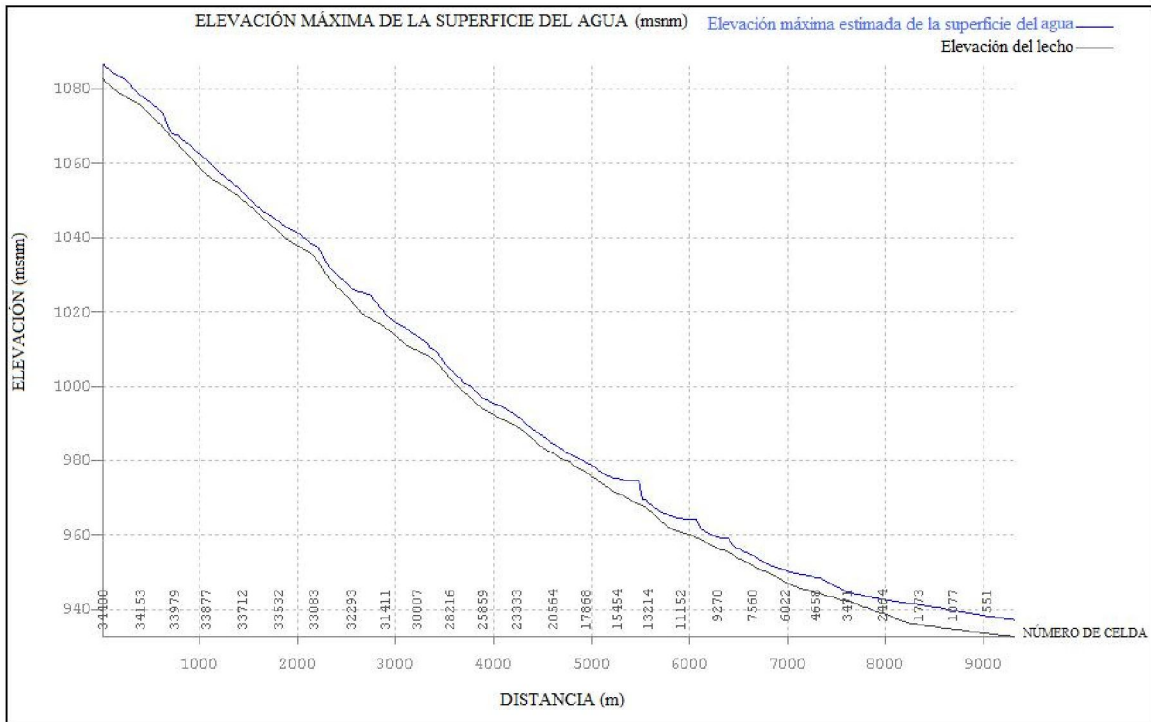


Figura 169. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en el río Guadalajara para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de inundaciones)

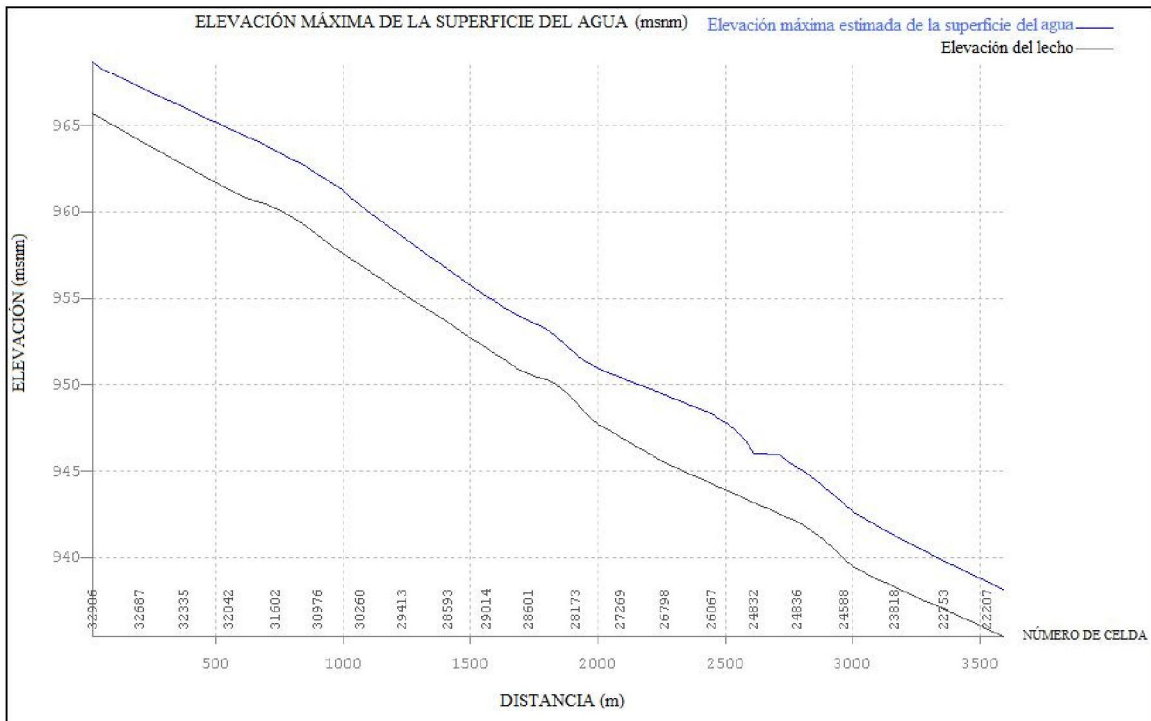


Figura 170. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en la quebrada Chambimbal para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de inundaciones)

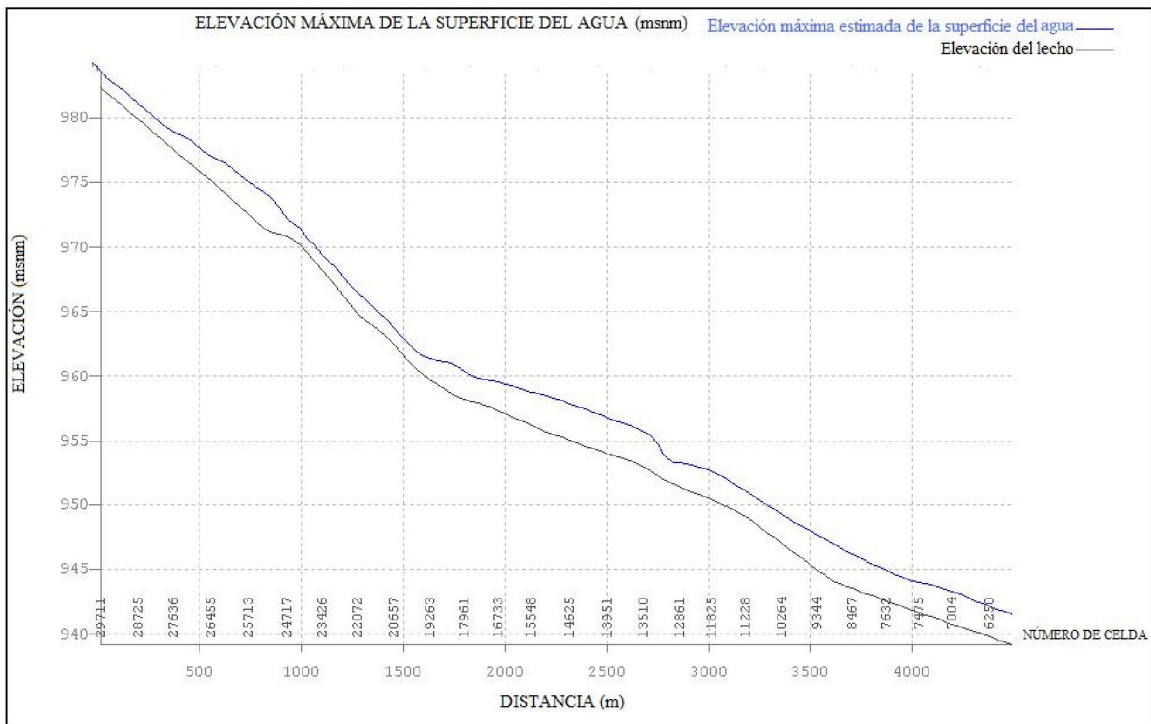


Figura 171. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en la Quebrada La Honda para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de inundaciones)

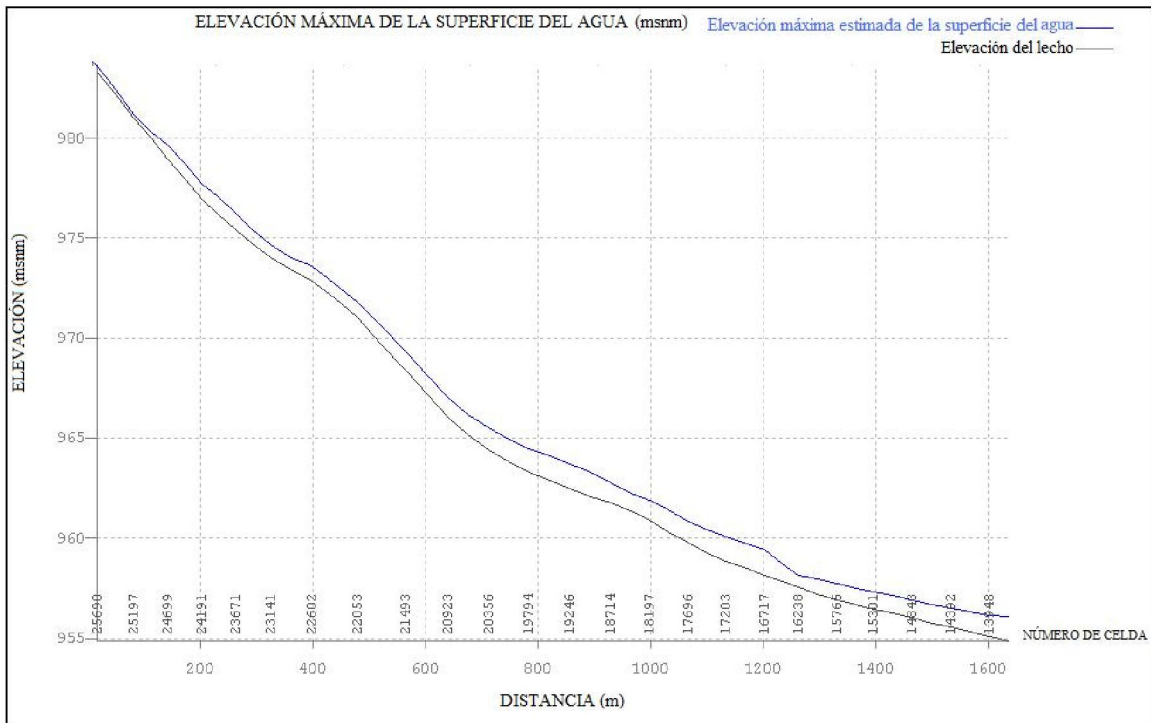


Figura 172. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en la Quebrada La Pachita para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de inundaciones)

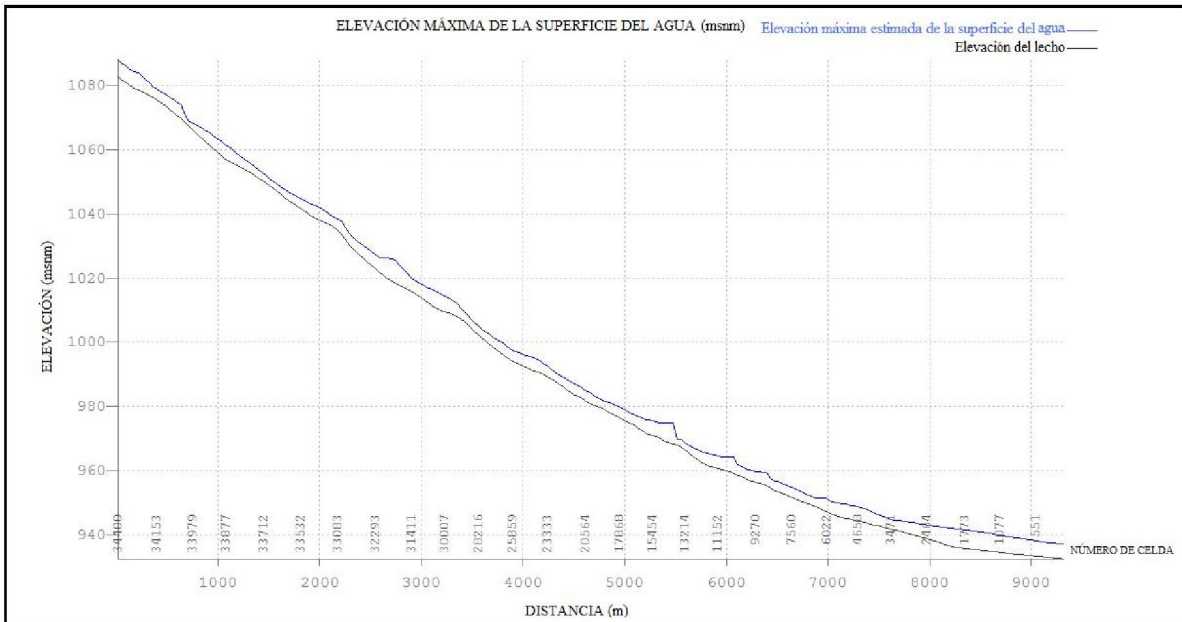


Figura 173. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en el río Guadalajara para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de inundaciones)

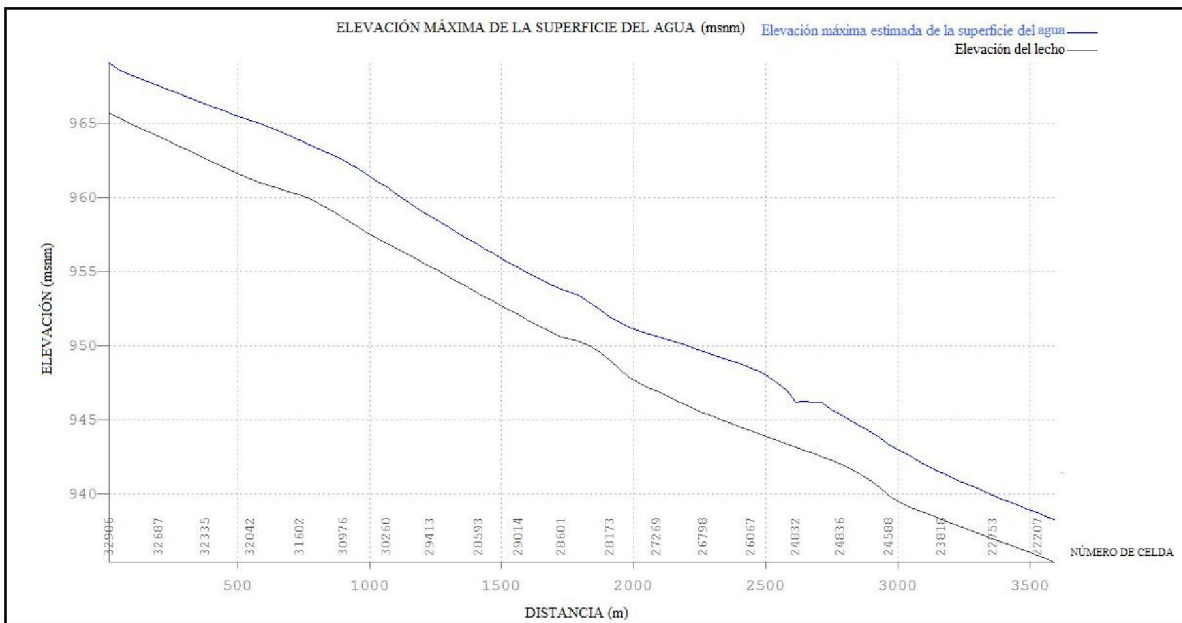


Figura 174. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en la quebrada Chambimbal para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de inundaciones)

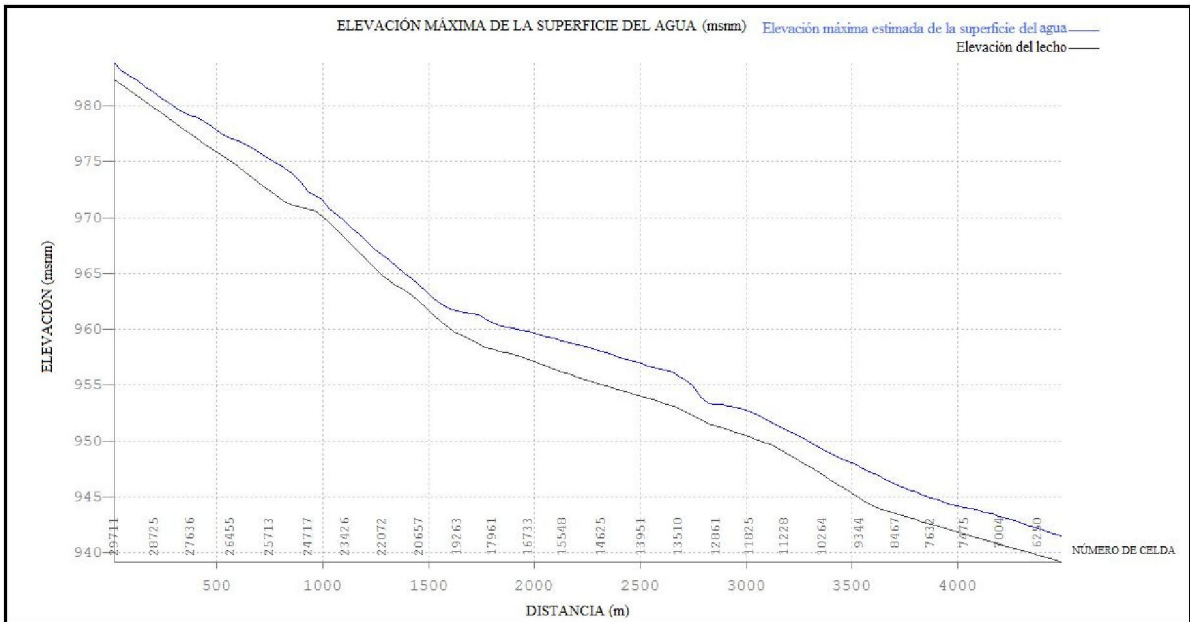


Figura 175. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en la Quebrada La Honda para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de inundaciones)

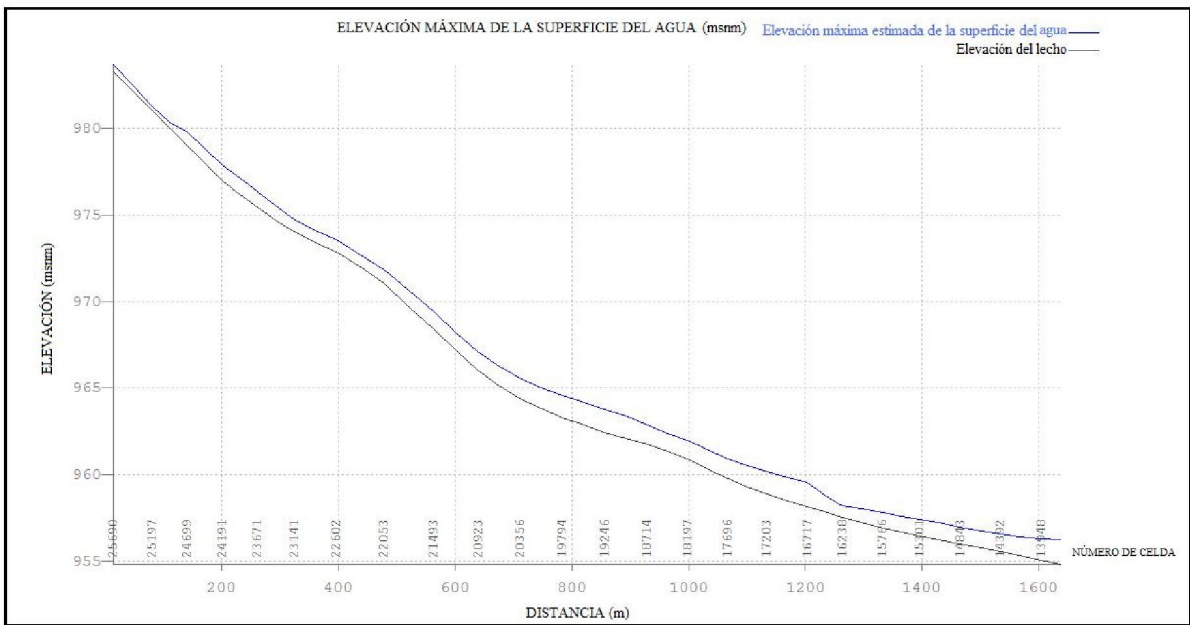


Figura 176. Perfil de la elevación máxima de la superficie del agua en la Quebrada La Pachita para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de inundaciones)

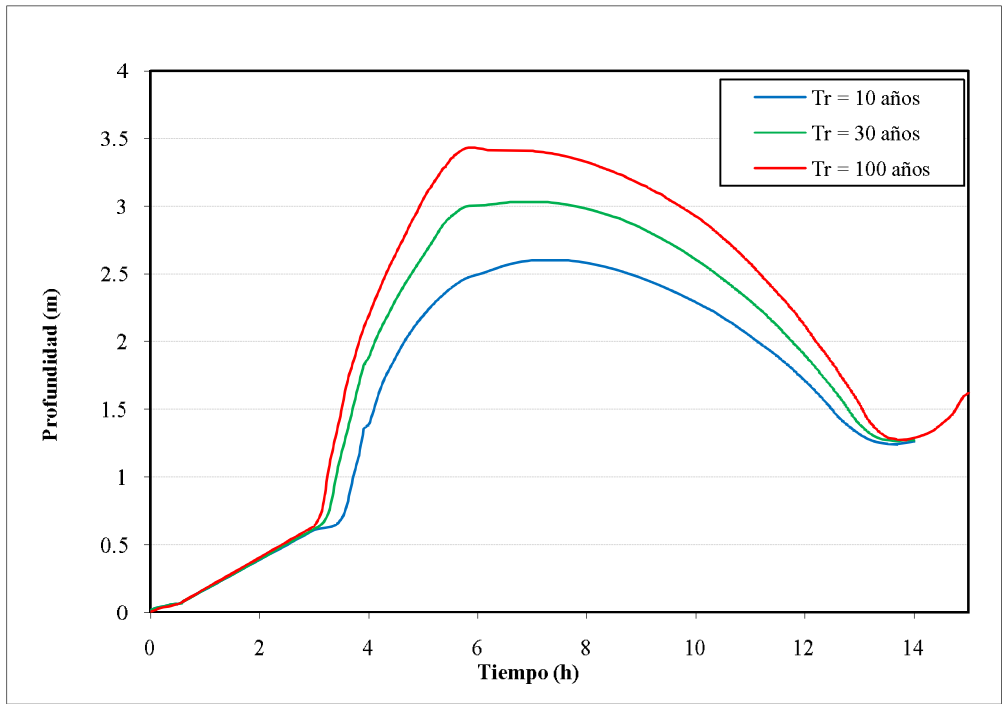


Figura 177. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 11 – K1 + 950.19

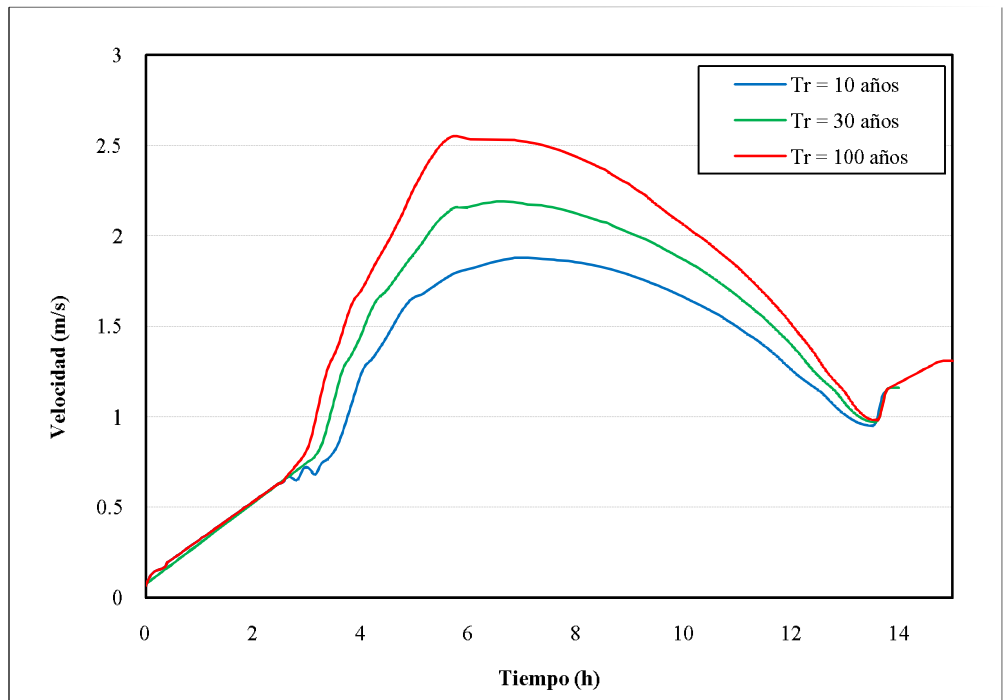


Figura 178. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 11 – K1 + 950.19

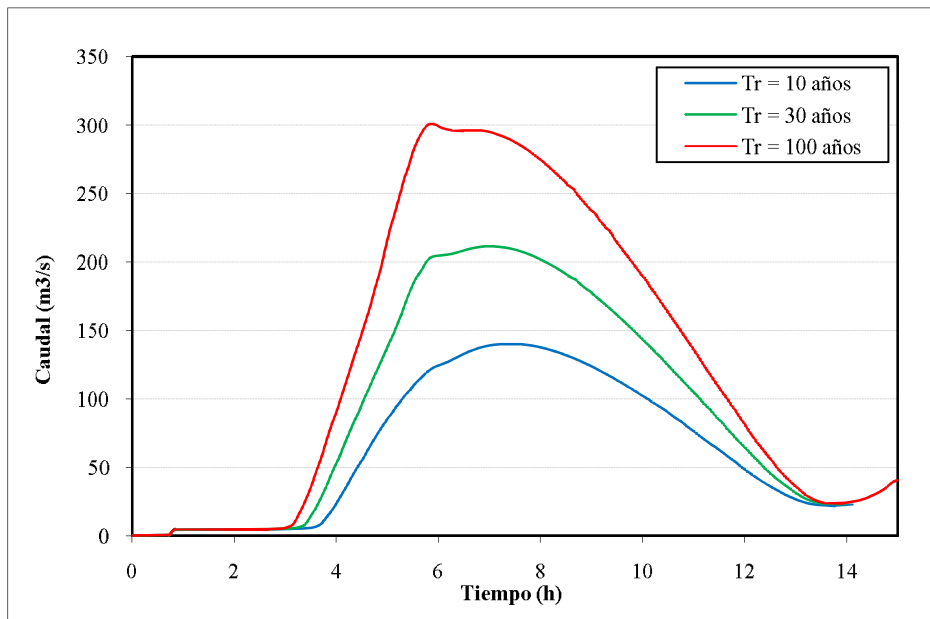


Figura 179. Variación del caudal durante la creciente
 Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.
 Río Guadalajara - Sección 11 – K1 + 950.19

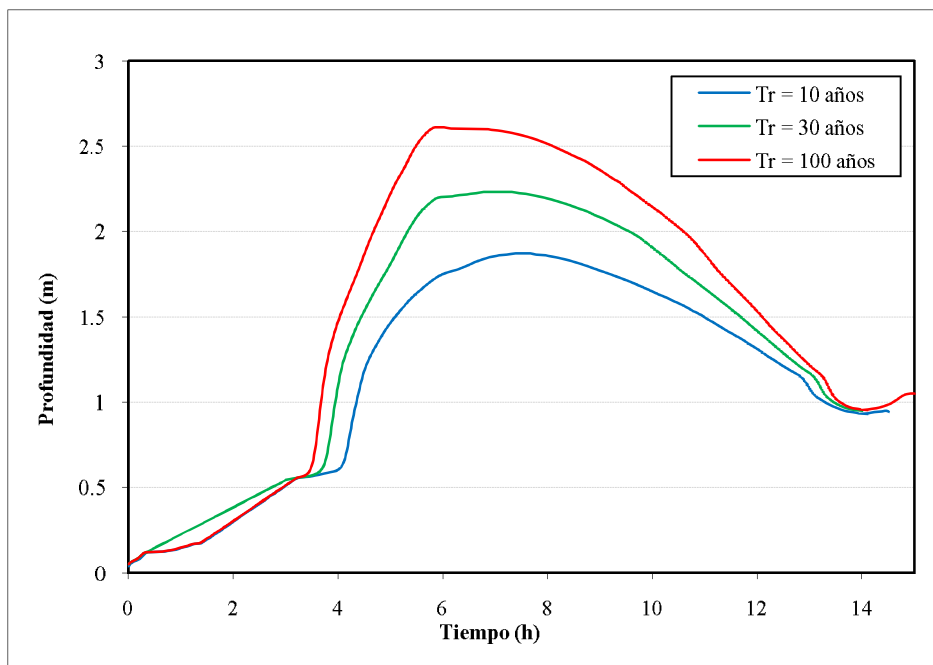


Figura 180. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente
 Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.
 Río Guadalajara - Sección 31 – K4 + 516.81

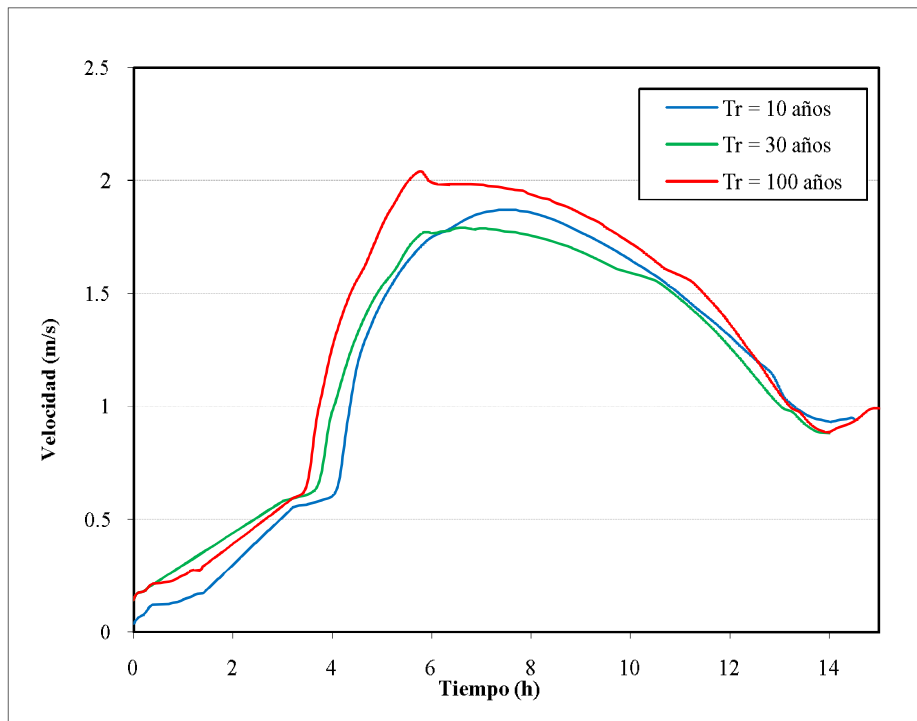


Figura 181. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 31 – K4 + 516.81

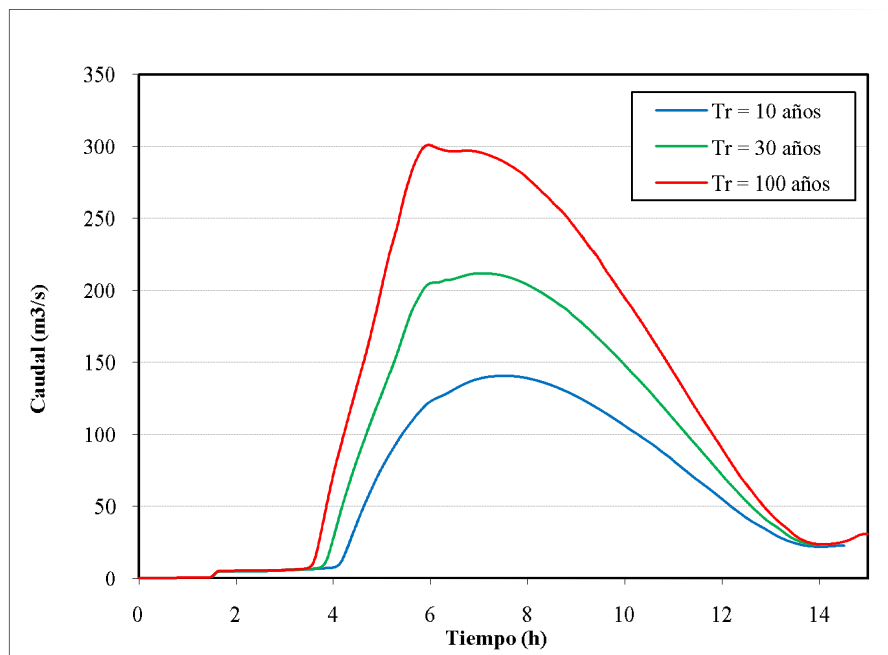


Figura 182. Variación del caudal durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 31 – K4 + 516.81

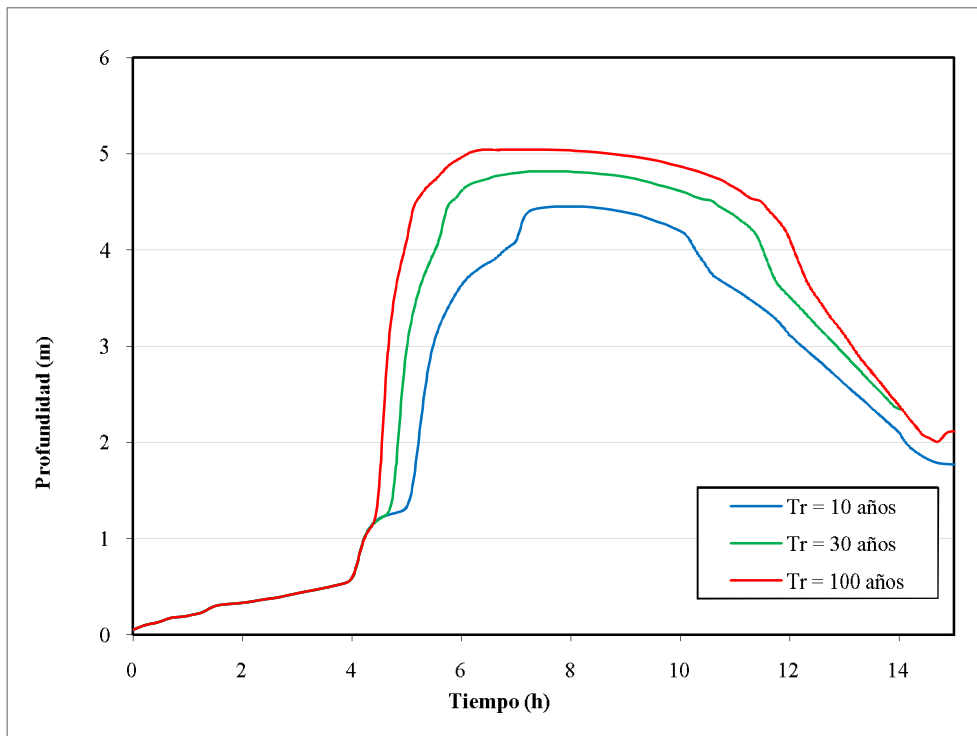


Figura 183. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 56 – K8 + 415.08

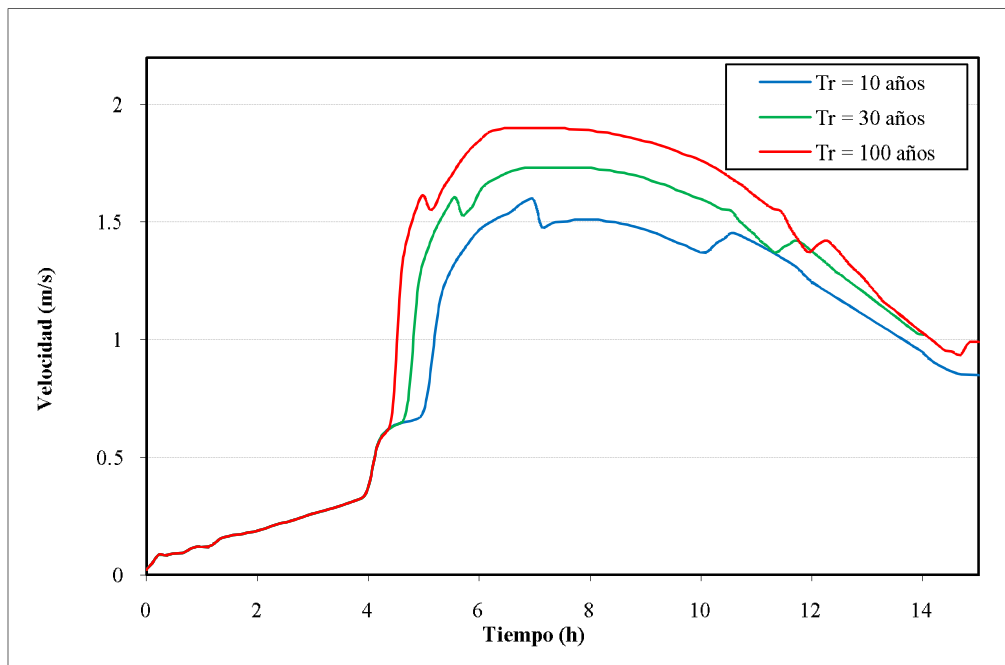


Figura 184. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Río Guadalajara - Sección 56 – K8 + 415.08

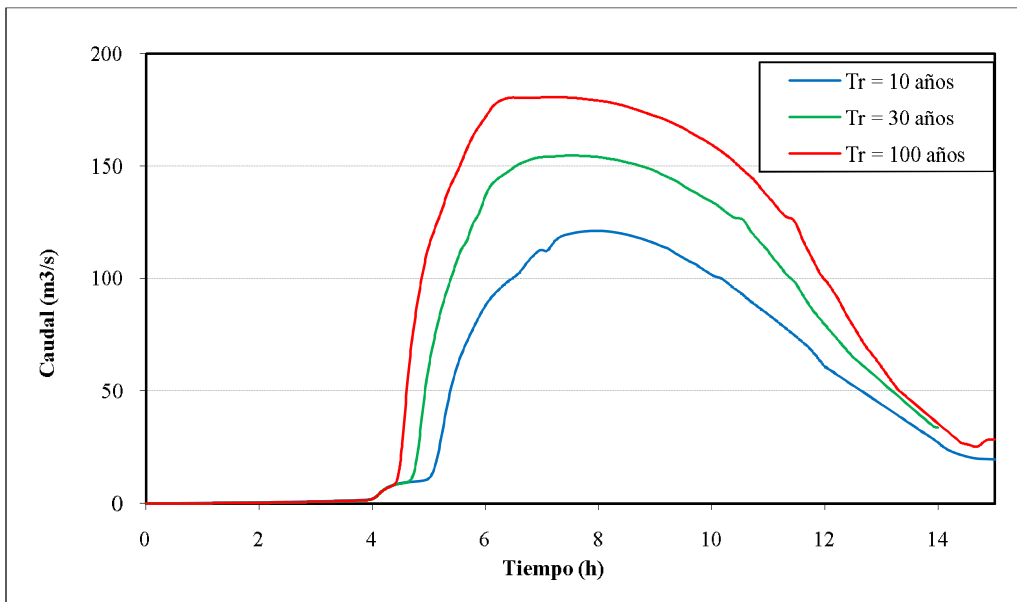


Figura 185. Variación del caudal durante la creciete
Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.
Río Guadalajara - Sección 56 – K8 + 415.08

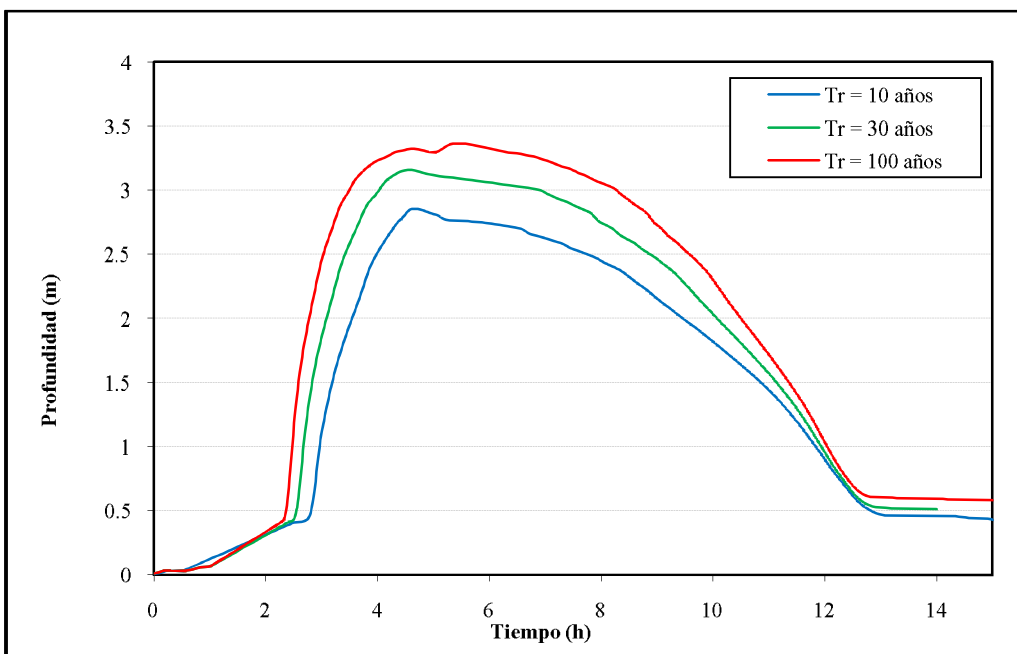


Figura 186. Variación de la profundidad del flujo durante la creciete
Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.
Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635

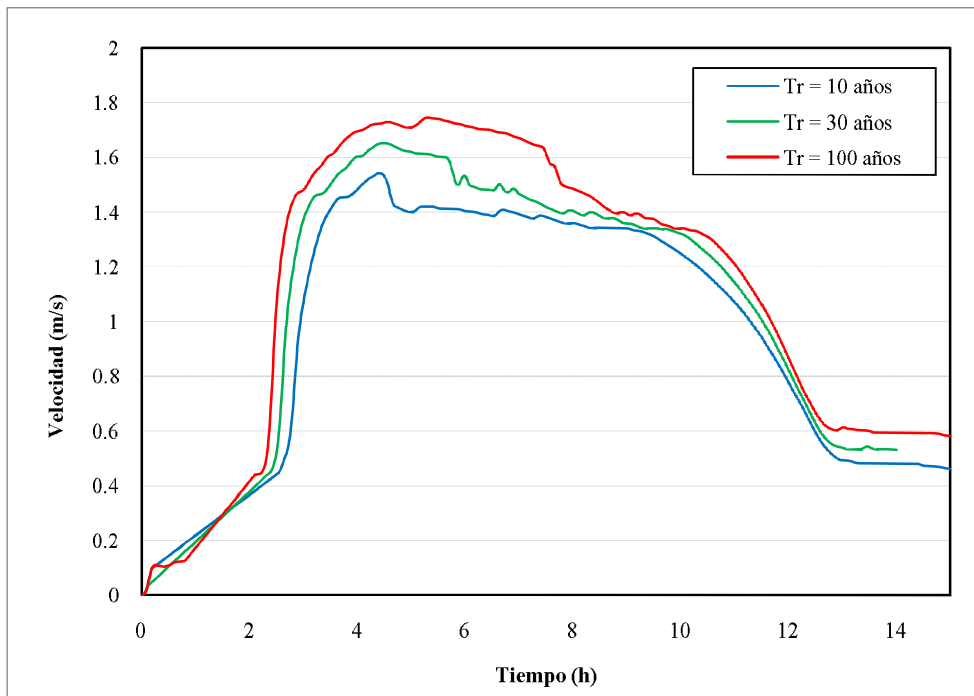


Figura 187. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente
 Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.
 Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635

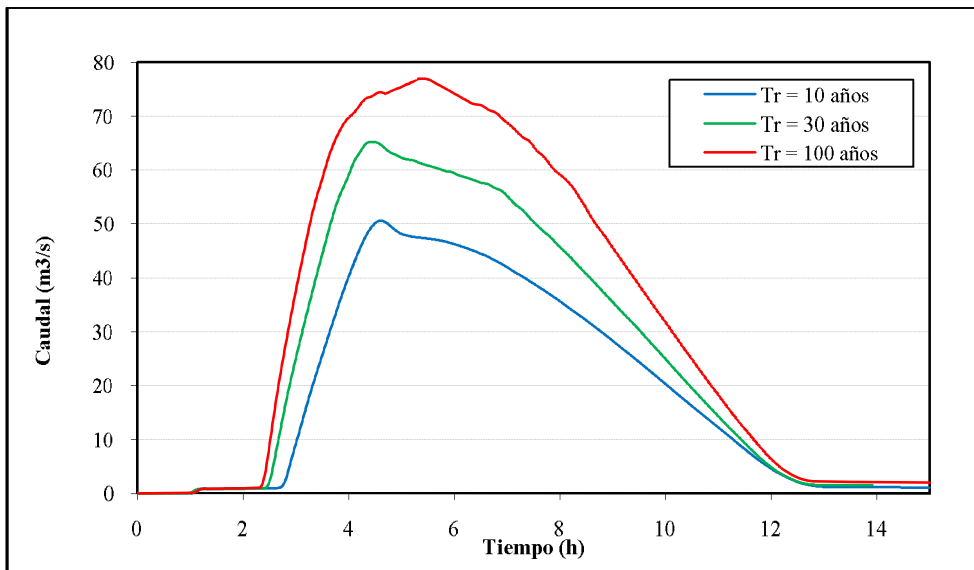


Figura 188. Variación del caudal durante la creciente
 Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.
 Quebrada Chambimbal - Sección 7 – K1 + 967.635

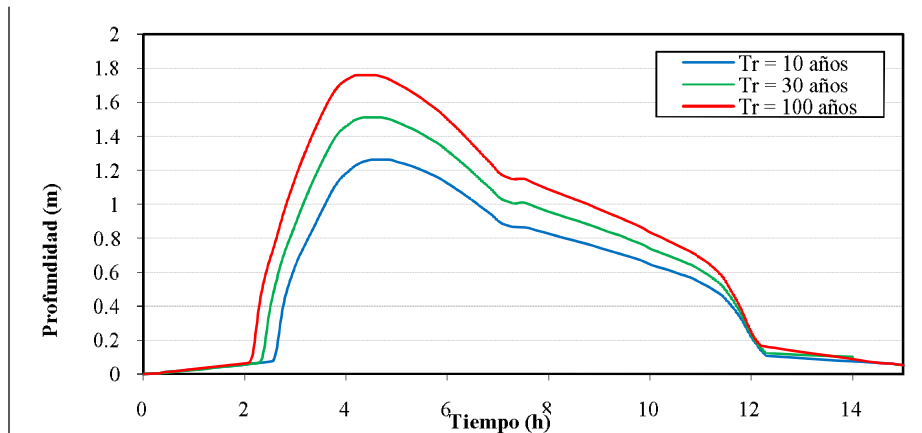


Figura 189. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Acequia La Pachita- Sección 11 – K0 + 879.24

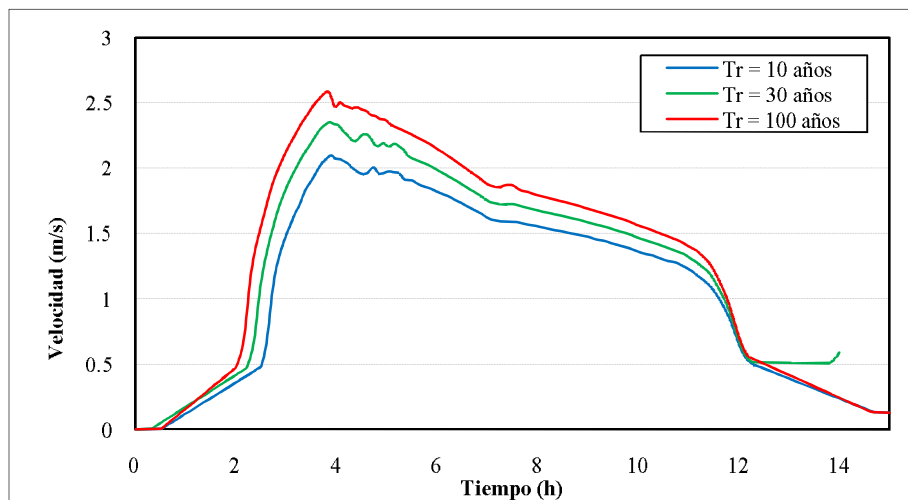


Figura 190. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Acequia La Pachita- Sección 11 – K0 + 879.24

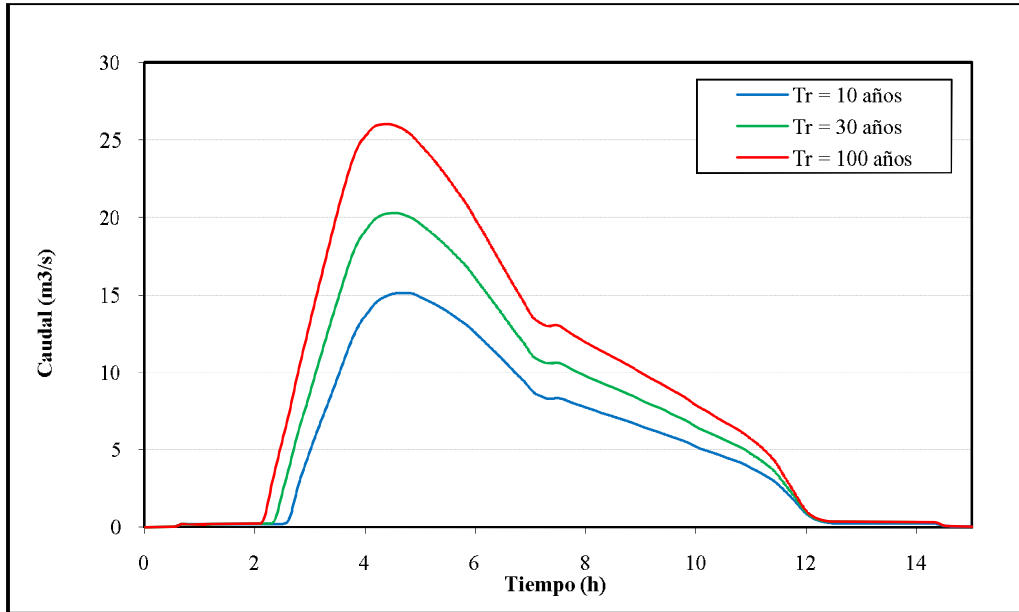


Figura 191. Variación del caudal durante la creciente
 Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.
 Acequia La Pachita- Sección 11 – K0 + 879.24

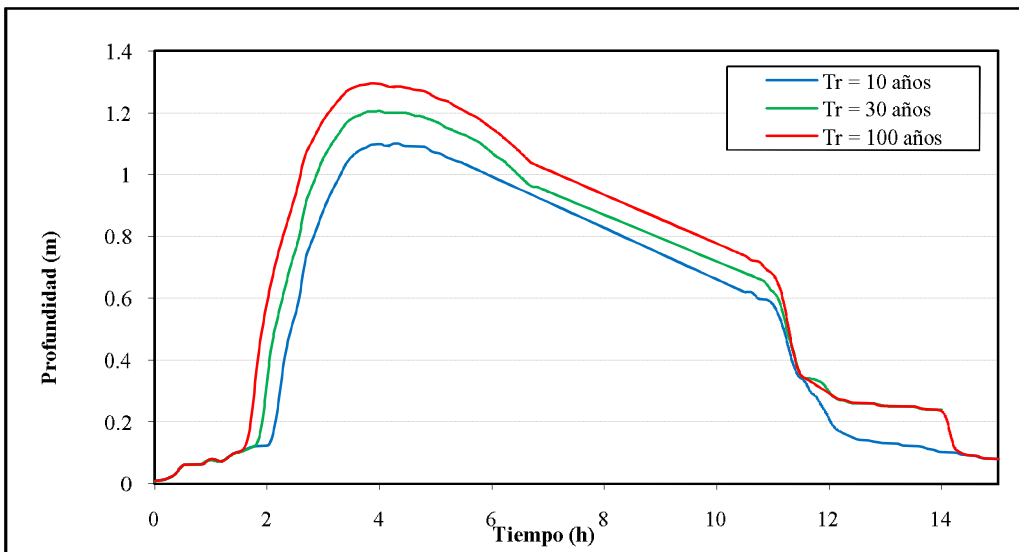


Figura 192. Variación de la profundidad del flujo durante la creciente
 Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.
 Acequia La Honda- Sección 9 – K1 + 533.53.

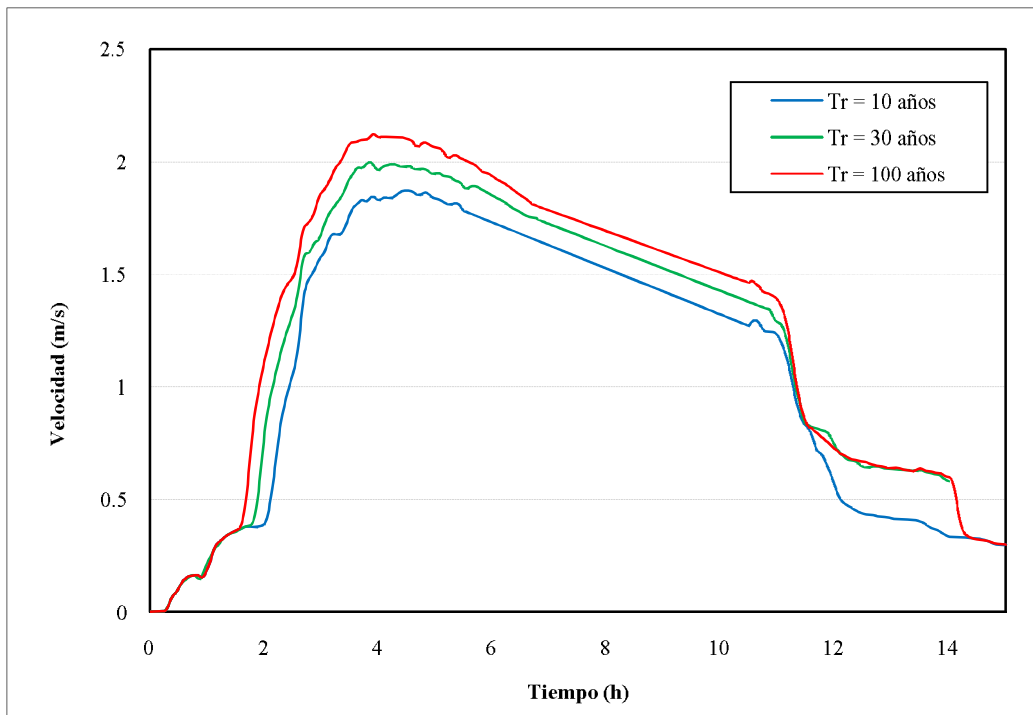


Figura 193. Variación de la velocidad del flujo durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Acequia La Honda- Sección 9 – K1 + 533.53.

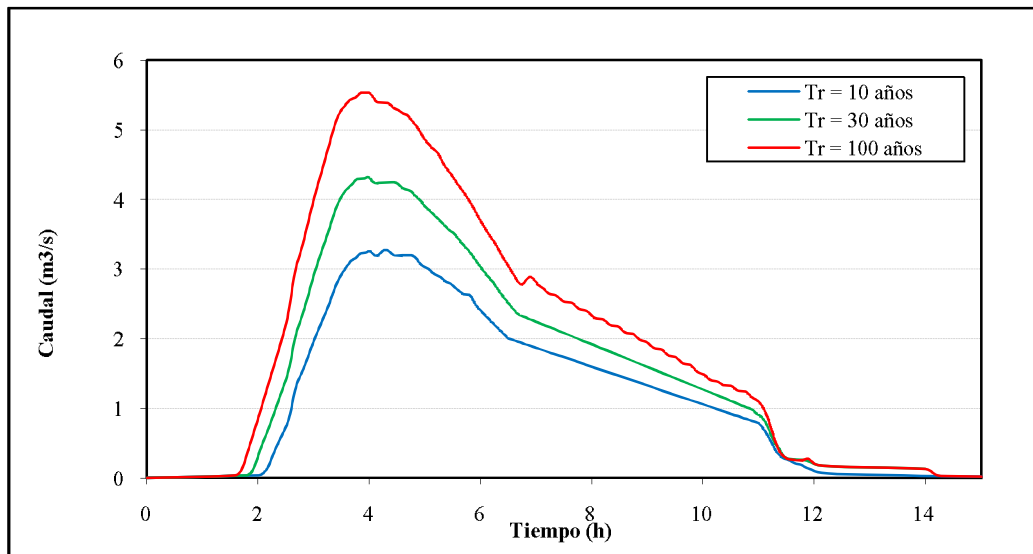


Figura 194. Variación del caudal durante la creciente Fenómeno avenidas torrenciales. Periodos de retorno de 10, 30 y 100 años. Acequia La Honda- Sección 9 – K1 + 533.53.

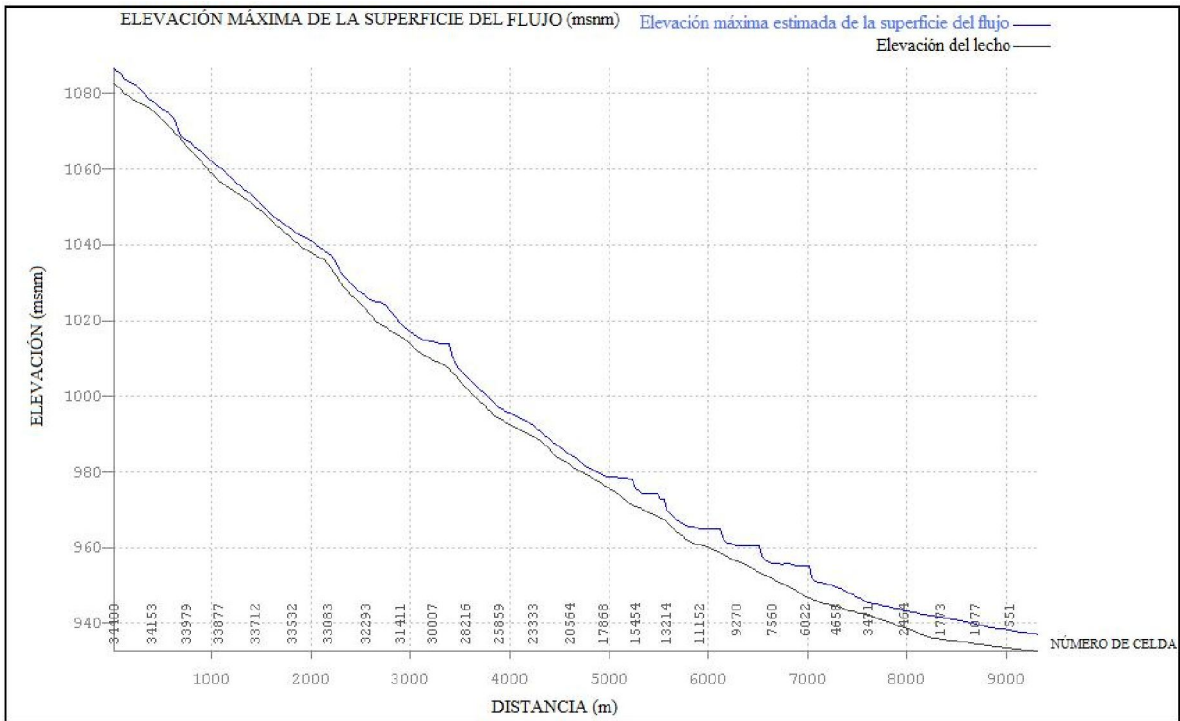


Figura 195. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en el río Guadalajara para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de avenidas torrenciales)

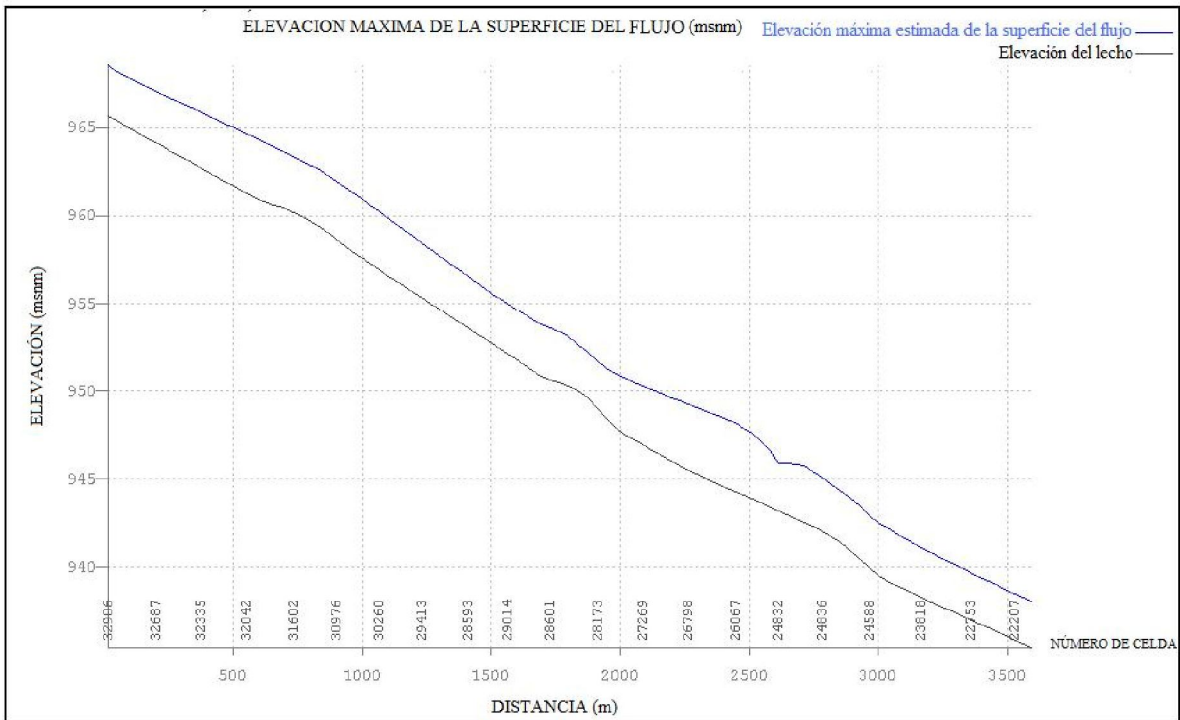


Figura 196. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en la quebrada Chambimbal para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de avenidas torrenciales)

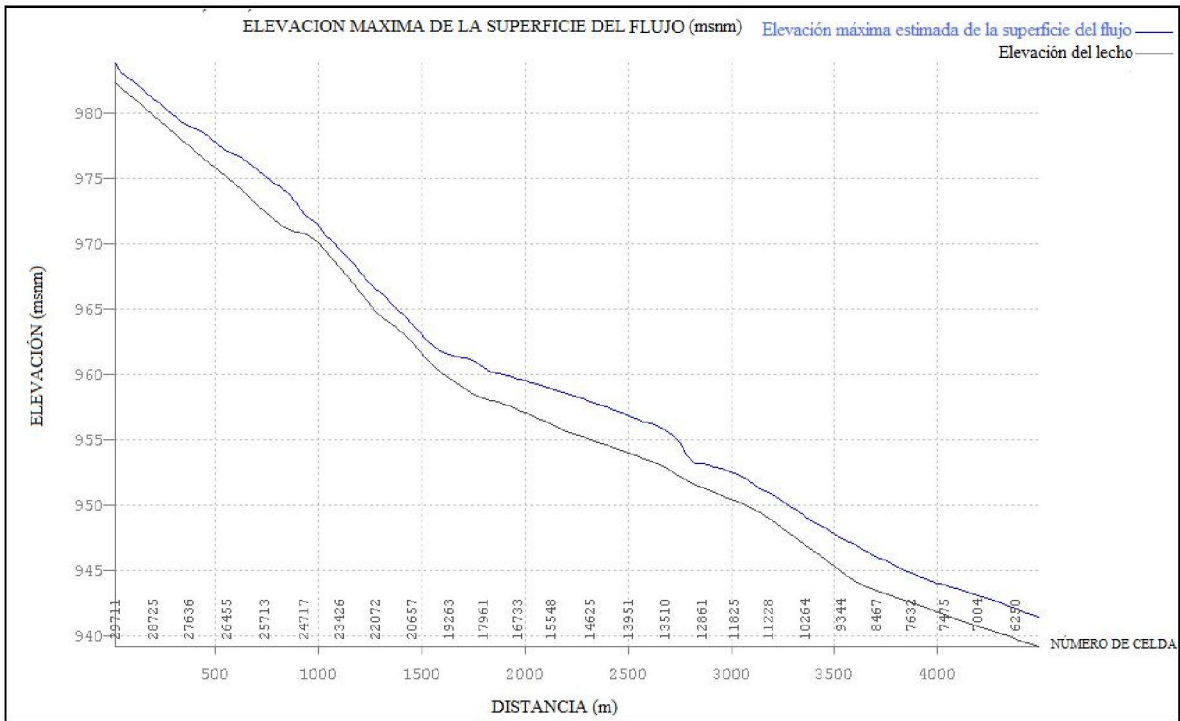


Figura 197. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en la acequia La Honda para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de avenidas torrenciales)

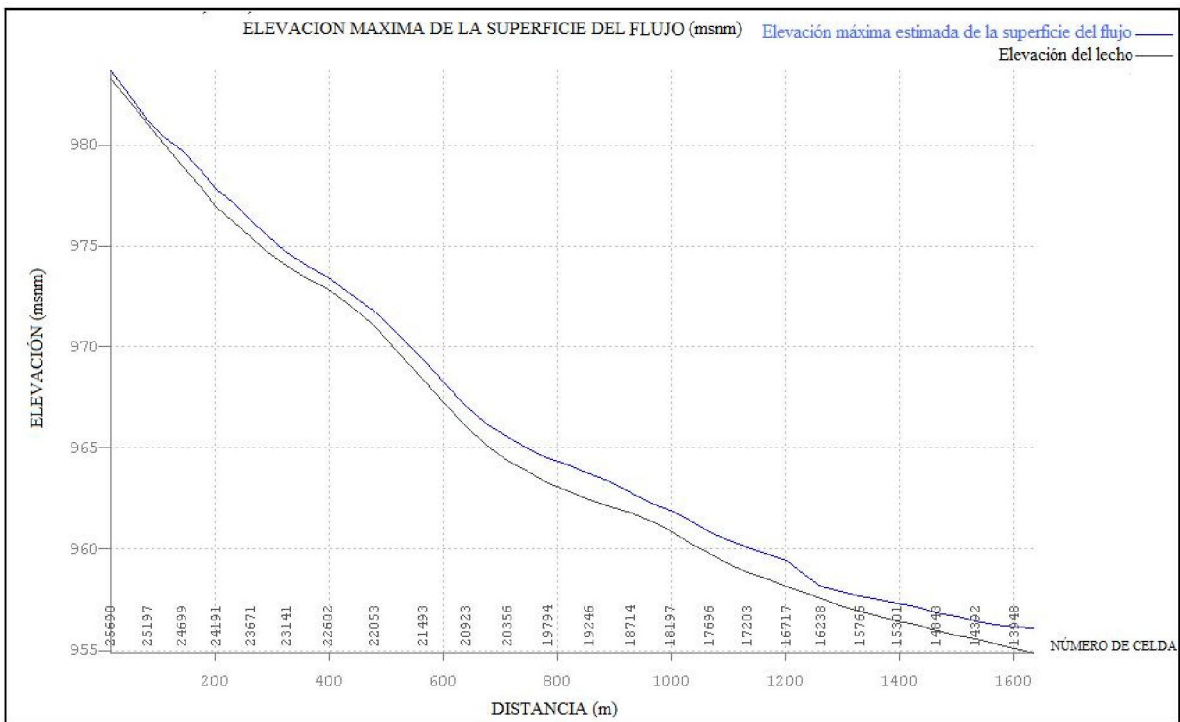


Figura 198. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en la acequia La Pachita para el periodo de retorno de 10 años (fenómeno de avenidas torrenciales)

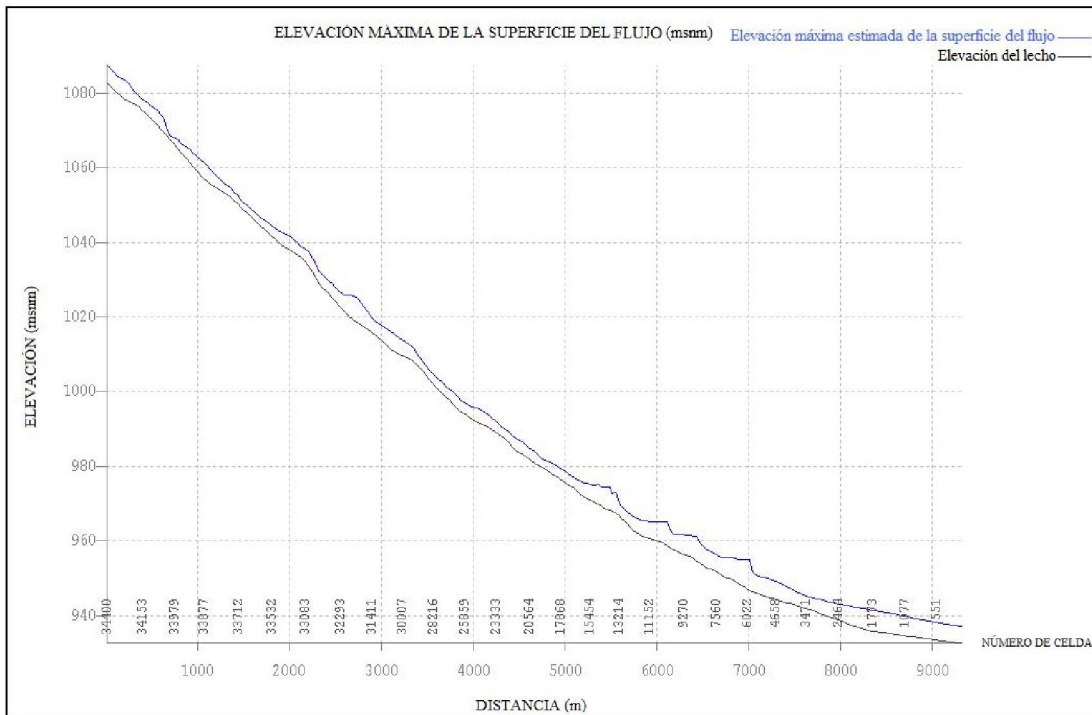


Figura 199. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en el río Guadalajara para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de avenidas torrenciales)

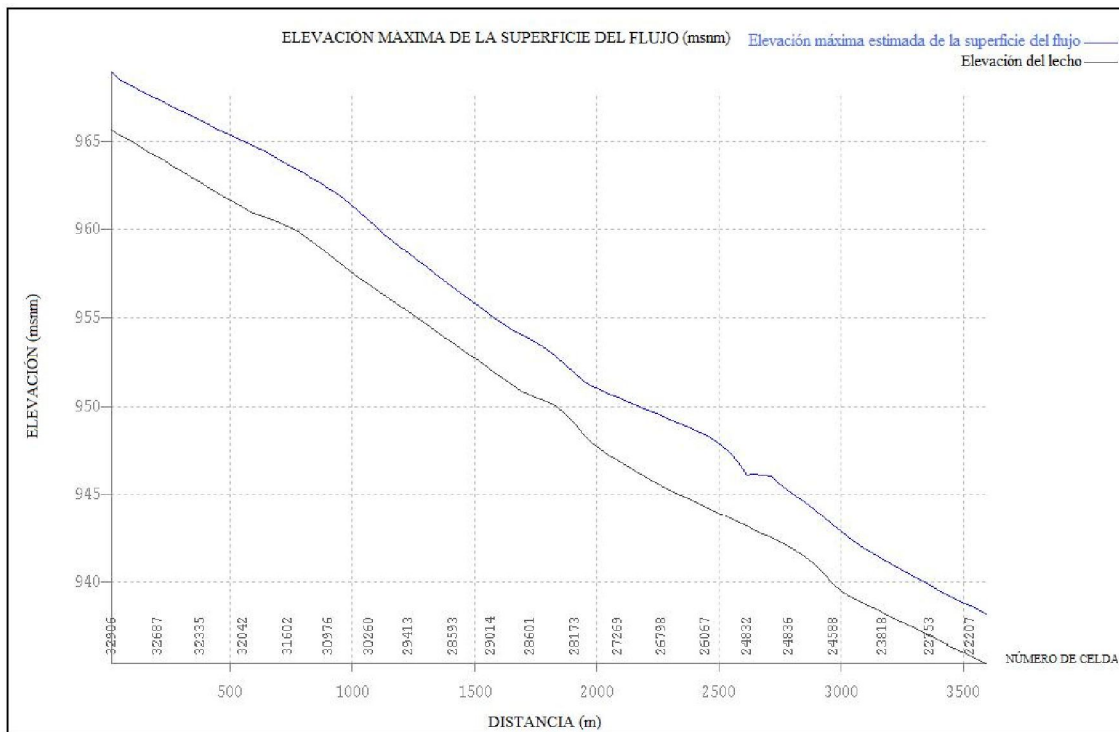


Figura 200. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en la quebrada Chambimbál para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de avenidas torrenciales)

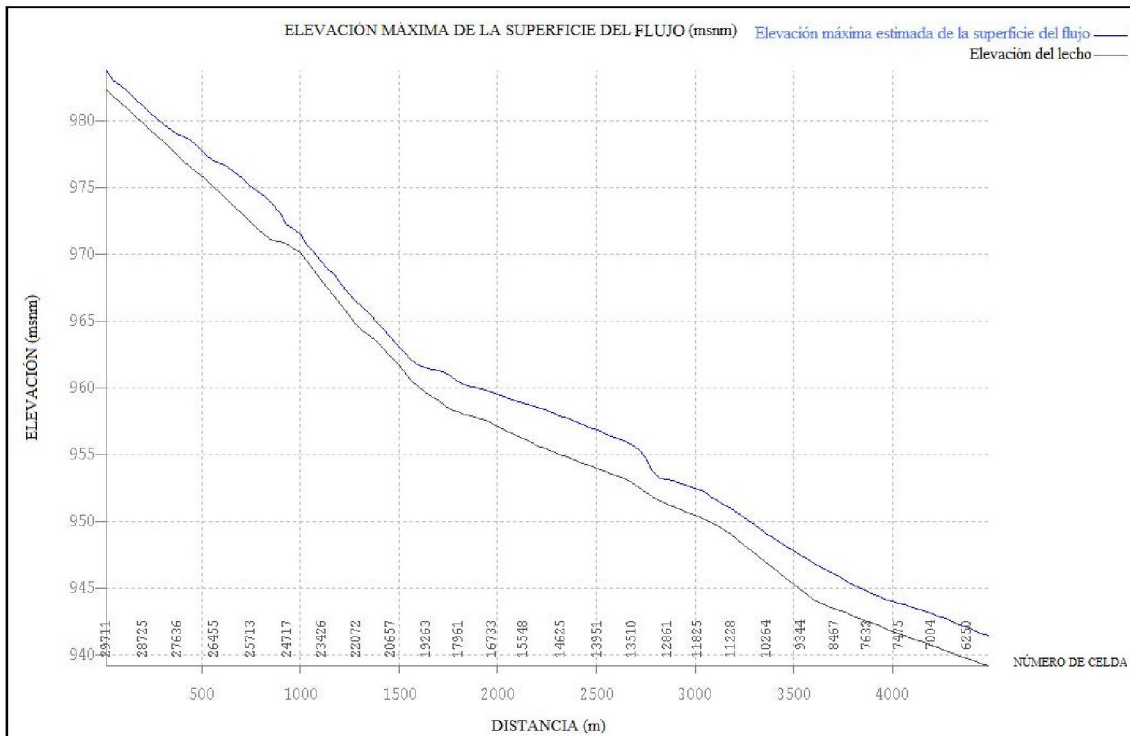


Figura 201. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en la acequia La Honda para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de avenidas torrenciales)

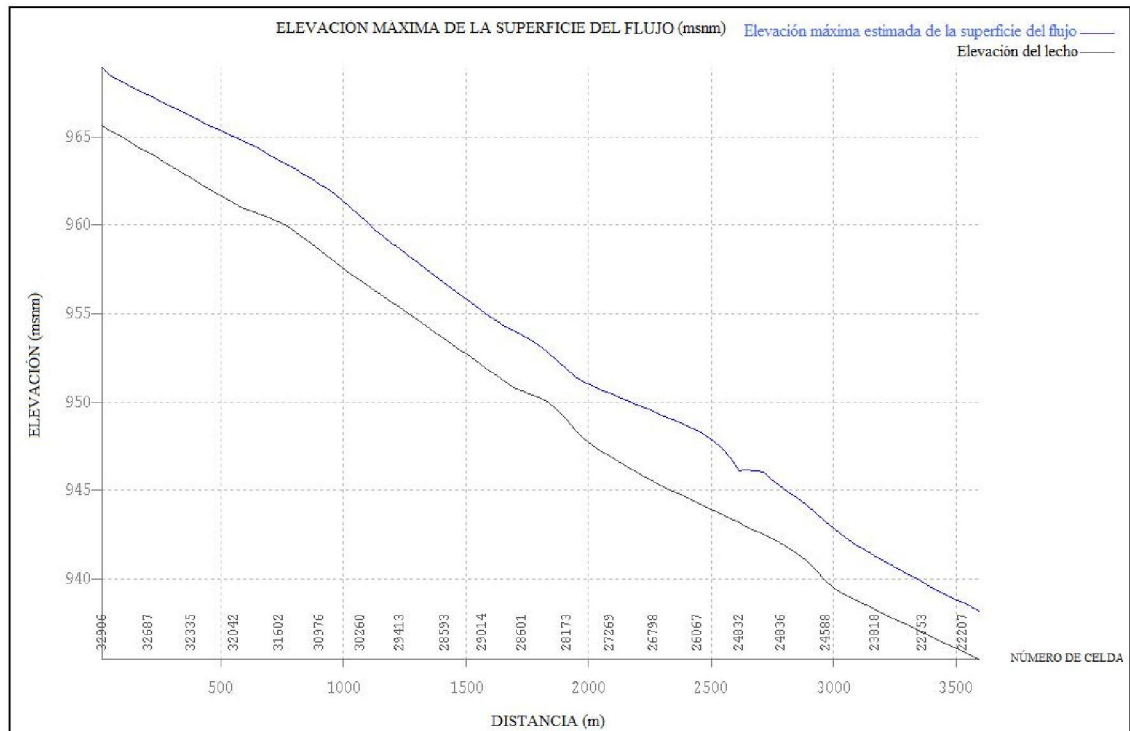


Figura 202. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en la acequia La Pachita para el periodo de retorno de 30 años (fenómeno de avenidas torrenciales)

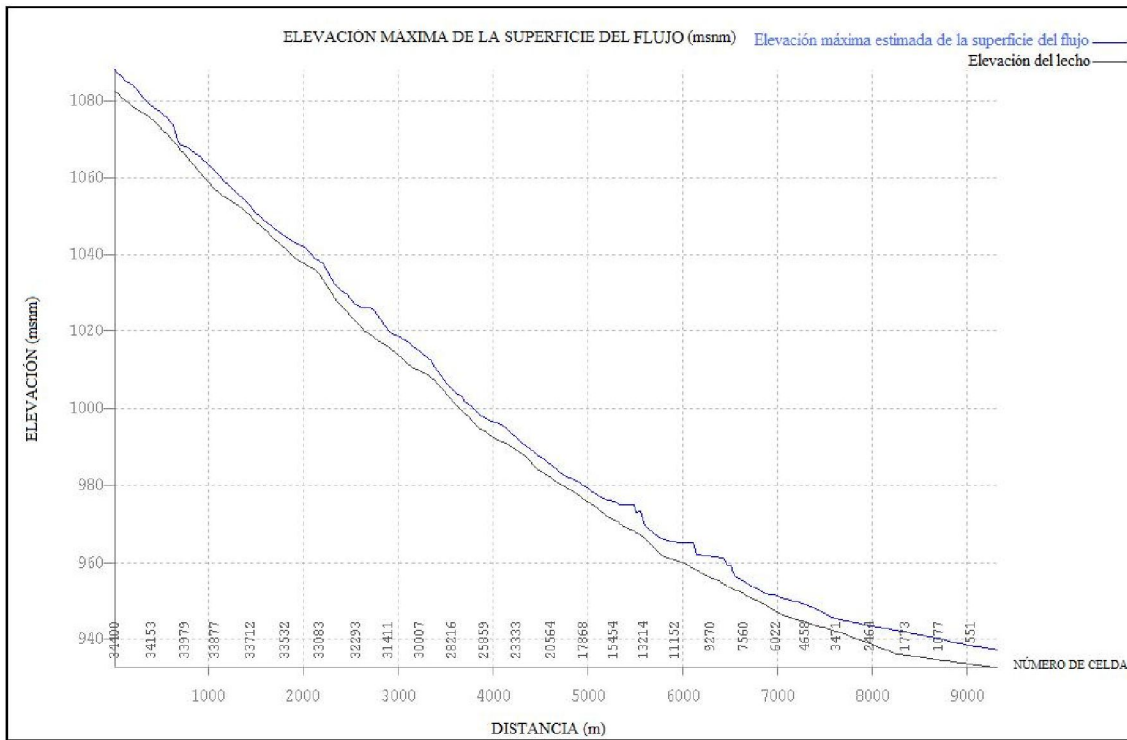


Figura 203. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en el río Guadalajara para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de avenidas torrenciales)

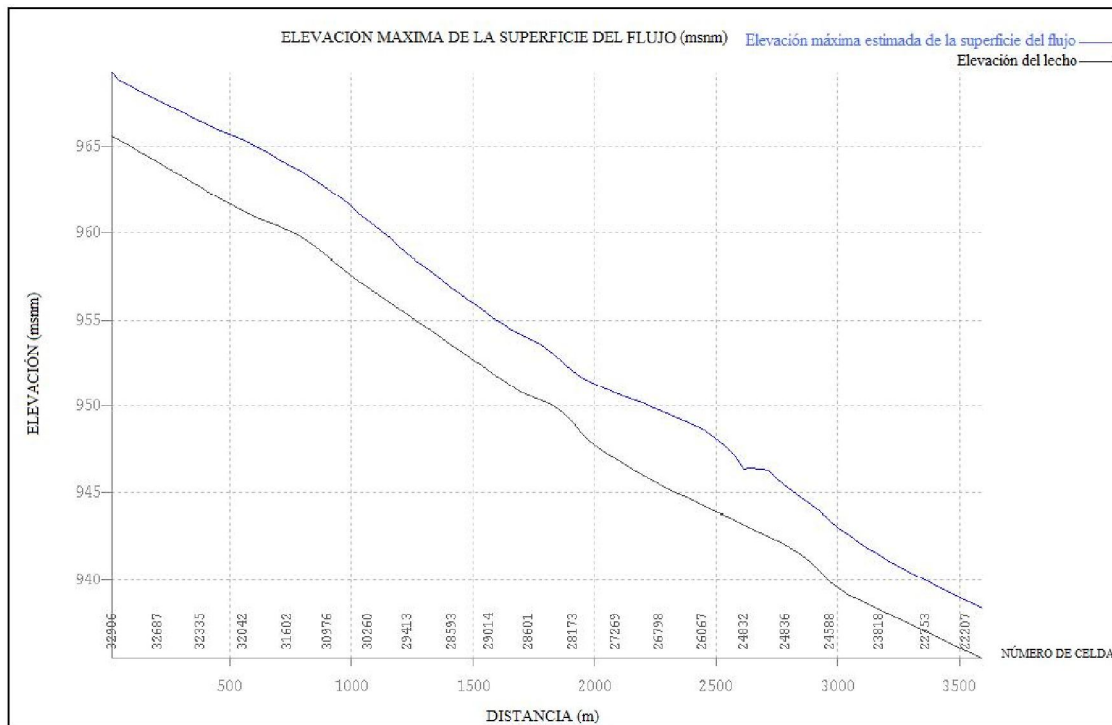


Figura 204. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en la quebrada Chambimbal para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de avenidas torrenciales)

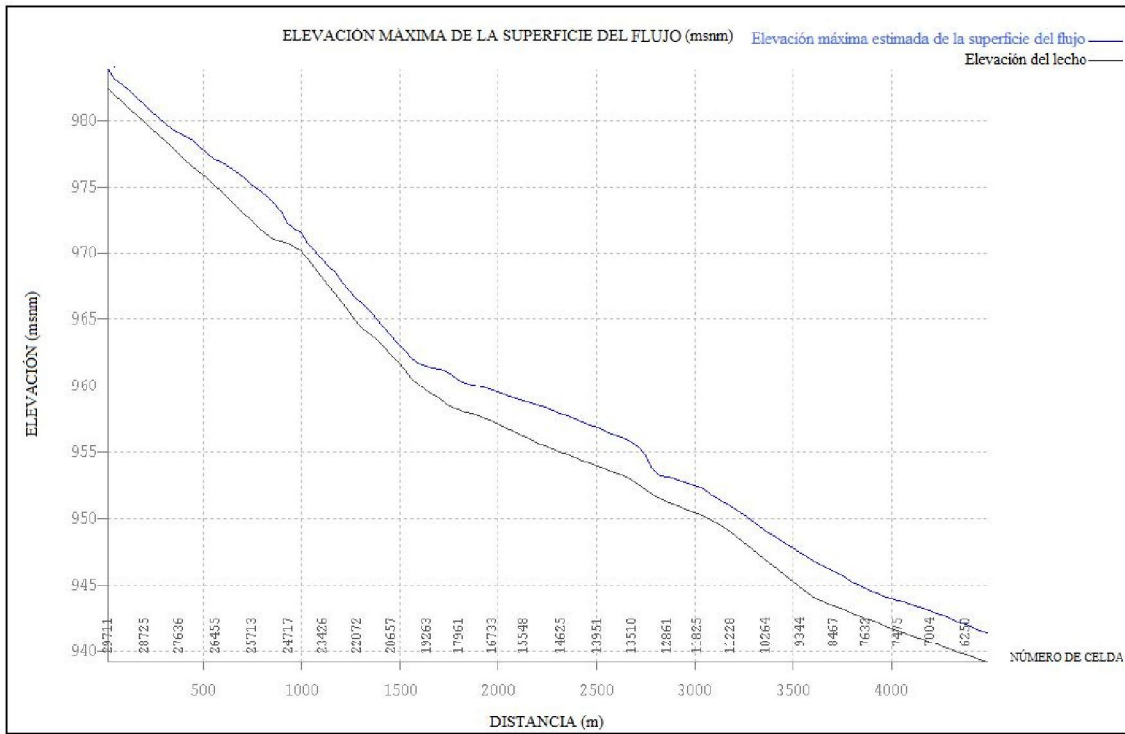


Figura 205. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en la acequia La Honda para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de avenidas torrenciales)

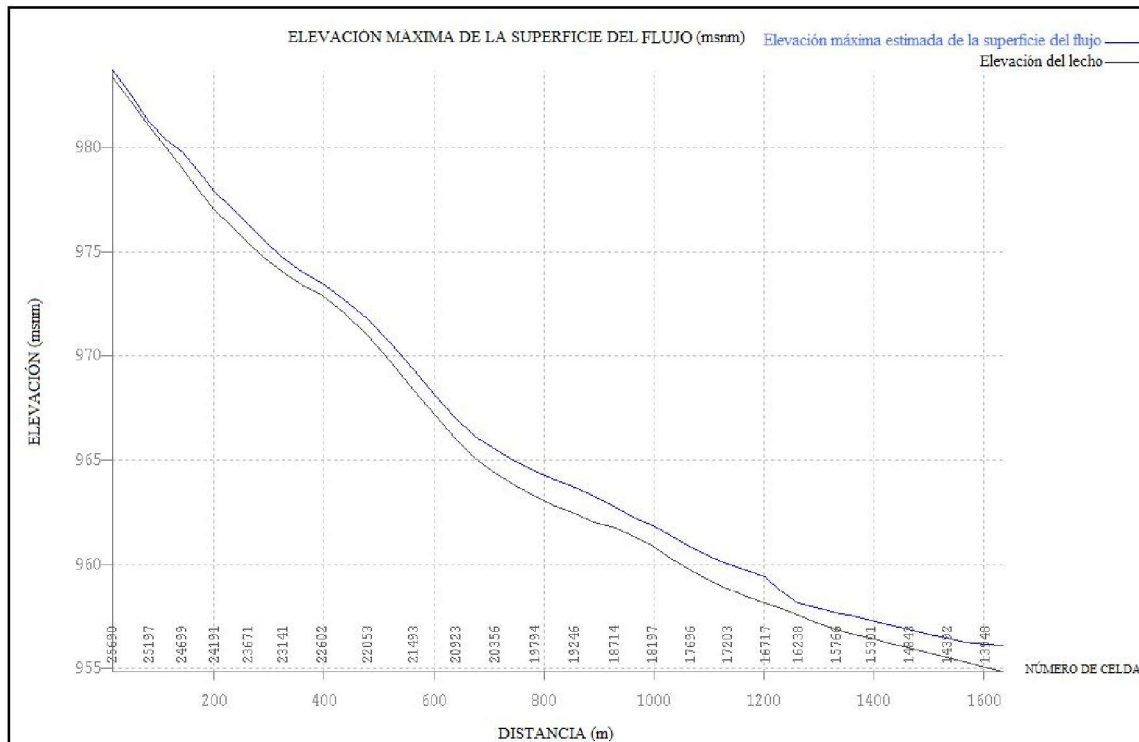


Figura 206. Perfil de la elevación máxima de la superficie del flujo en la acequia La Pachita para el periodo de retorno de 100 años (fenómeno de avenidas torrenciales)

8.2.2.5. Análisis de resultados

El análisis de sensibilidad realizado permitió determinar los parámetros físicos y numéricos que mayor influencia ejercen sobre el comportamiento hidrodinámico de los cauces, tanto durante las inundaciones como durante las avenidas torrenciales, es decir los parámetros que al ser modificados generan las mayores variaciones en los niveles, las profundidades y las velocidades de flujo. A continuación se describe la sensibilidad de cada parámetro evaluado.

• Inundaciones

Análisis de la influencia del factor de rugosidad de los cauces

La rugosidad en los canales es un parámetro sensible de gran importancia ya que los niveles del flujo aumentan (y con ello el área de la zona inundada) considerablemente al incrementar el valor de la rugosidad. De acuerdo con los resultados obtenidos es posible afirmar que la rugosidad del cauce afecta en mayor proporción los niveles de agua y las velocidades de la corriente con relación al grado de afectación de los caudales en el río Guadalajara y la quebrada Chambimbal. Es decir, los niveles de agua y las velocidades del flujo son muy sensibles a los cambios en el factor de rugosidad mientras que los caudales son muy poco o moderadamente sensibles. En las Figuras 52, 55, 58 y 61 se presentan los resultados de las velocidades para distintos valores de rugosidad en distintos sectores del río Guadalajara y la quebrada Chambimbal. Las áreas inundadas estimadas utilizando un valor de rugosidad de $0.07 \text{ s/m}^{1/3}$ -el cual fue finalmente adoptado en las simulaciones- se asemejan más a las registradas en el mapa de eventos históricos.

Análisis de la influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de las planicies de inundación

Este factor causó una variación más significativa en los caudales que en los niveles y las velocidades. La simulación en la cual este factor no fue utilizado arrojó resultados de niveles más bajos aún variando espacialmente la rugosidad en las planicies para profundidades de flujo de 0.15 m. Por otra parte, al definir una rugosidad constante de $0.2 \text{ s/m}^{1/3}$ para profundidades de flujo de 0.06 m, en la simulación donde fue utilizado el factor de variación en la vertical de rugosidad en las llanuras, tanto los niveles resultantes como las áreas inundadas dieron resultados más cercanos a los esperados de acuerdo con el mapa de eventos históricos.

Análisis de la influencia de la variación en la vertical de la rugosidad de los canales (factor r2)

Al emplear la facilidad o herramienta disponible en el modelo FLO-2D para definir una rugosidad variable con la profundidad en los canales se obtuvieron los niveles más altos y, por lo tanto, las áreas inundadas de mayor extensión, muy similar al mapa de registros de eventos históricos. La velocidad del flujo resultó más afectada con la variación de este

parámetro, seguida de la profundidad, siendo el caudal la variable hidrodinámica con menor grado de afectación.

Análisis de la influencia de la limitación del número de Froude en las planicies

Cuando se tienen dificultades para establecer los valores más apropiados de la rugosidad en determinados sectores, a causa de las limitaciones de la información disponible en cuanto al tipo de vegetación y posibles obstrucciones en la planicie, el recurso disponible en el modelo FLO-2D denominado “Limitación del Número de Froude en las planicies” resultó de gran ayuda para determinar con mejor aproximación las áreas inundables. Esta herramienta permite limitar el número de Froude para mantener un régimen de flujo subcrítico en las planicies y también restringe las velocidades e incrementa las profundidades en las zonas inundadas, aumentando la extensión de estas zonas. Este recurso también ayuda en la conservación del volumen, disminuyendo el error en los cálculos del modelo.

Análisis de la influencia de la limitación del número de Froude en los canales

Al limitar el número de Froude en los canales para controlar posibles velocidades excesivamente altas, los resultados de las diferentes simulaciones no arrojaron variaciones considerables en las velocidades, los caudales y los niveles de agua en el río Guadalajara y la quebrada Chambimbal.

Análisis de la influencia del intervalo de tiempo computacional y del tamaño de celda de la malla.

El tamaño de las celdas de la malla computacional, Δx , y el intervalo de tiempo, Δt , son establecidos por el modelador durante el proceso de implementación de un modelo matemático. Para ello inicialmente se define un tamaño de celda de acuerdo con la extensión de la zona de estudio, el grado de detalle requerido para la representación adecuada de la topografía y la batimetría y la variación espacial de las características del flujo; además debe tenerse en cuenta la recomendación acerca del número máximo de celdas para que el tiempo computacional no sea excesivamente largo. Posteriormente, el usuario asigna un valor del intervalo de tiempo, el cual debe ser adecuado para garantizar la estabilidad numérica del modelo y al mismo tiempo permitir simulaciones con tiempos computacionales razonables. Esto se lleva a cabo teniendo en cuenta que grandes valores del intervalo de tiempo, Δt , conducen a resultados poco precisos, y, por el contrario, valores pequeños de Δt , generalmente incrementan la precisión de los resultados y la estabilidad numérica del modelo, pero pueden aumentar de manera considerable el tiempo total de simulación y los costos asociados.

El modelo matemático FLO-2D es un modelo que emplea un esquema explícito para resolver las ecuaciones de continuidad y de cantidad de movimiento, como se indicó anteriormente; esto quiere decir que el número de Courant debe ser menor o igual a 1. Para cumplir el criterio de Courant, el modelo reduce automáticamente el intervalo de tiempo,

cuando C_r es superior a 1 en cualquier elemento de la malla. El modelo indicará en los resultados el número de veces que el intervalo de tiempo debió ser reducido porque el número de Courant calculado resultó superior a 1 en cualquier celda de la malla.

Si esto sucede en repetidas ocasiones (más de 50000 veces aproximadamente) se deben hacer ajustes manuales de la elevación y la rugosidad de dicha(s) celda(s) para disminuir la profundidad de flujo y , a su vez, disminuir el valor de la celeridad de las ondas, C_o , ya que el número de Courant depende, entre otros, de este parámetro.

Si después de realizar este proceso el problema continúa, es decir, se sigue presentando un número excesivo de veces en las que el intervalo de tiempo es disminuido para la(s) misma(s) celda(s), se debe contemplar la posibilidad de disminuir la relación $\Delta t/\Delta x$, ya sea reduciendo el intervalo de tiempo o incrementando el tamaño de las celdas. Sin embargo, debe aclararse que reducir la relación $\Delta t/\Delta x$ es un proceso que se realiza con el fin de disminuir el tiempo computacional y sólo es obligatorio si la simulación es interrumpida porque el intervalo de tiempo no pudo ser reducido más veces por el modelo.

Un procedimiento similar al implementado para garantizar la condición de Courant se aplica cuando el criterio de estabilidad numérica de la ecuación de onda dinámica es excedido, el cual también depende del intervalo de tiempo, y del tamaño de las celdas.

- Tamaño de la celda de la malla, Δx

Se realizaron simulaciones adoptando diferentes valores de Δx (30, 40 y 50 m), como se indicó previamente, manteniendo constante el intervalo de tiempo, Δt . La comparación de niveles, caudales y velocidades para las tres mallas muestran diferencias significativas para Δx de 50 m y 40 m y valores muy similares entre las mallas de 30 y 40 m. Por ello, no fue necesario reducir más el tamaño de las celdas, Δx , adoptándose un tamaño de celda de 30 m para obtener mayor precisión en los resultados.

Además, como se indicó anteriormente en la Sección 8.2.1.1; un tamaño de celda de 20 m de lado genera una malla de cerca de 70000 celdas, lo cual conduce a tiempos computacionales muy altos (de casi 4 días).

- Intervalo de tiempo, Δt

Se realizaron simulaciones considerando diferentes valores de Δt , desde 0.1 h (360 s) hasta 0.005 h (18 s). Los resultados de las simulaciones arrojaron variaciones apreciables en los parámetros hidrodinámicos (velocidad, profundidad, caudal) al emplear el mayor valor de Δt , respecto a los dos valores menores (0.01 y 0.005 h ó 36 y 18 s, respectivamente). Las diferencias entre dos simulaciones consecutivas se reducía al disminuir el Δt . Finalmente, las diferencias al utilizar intervalos de tiempo de 36 s y 18 s resultaron muy pequeñas, por lo cual se adoptó un intervalo de 36 s para todos los demás análisis y simulaciones.

- **Avenidas torrenciales**

Análisis del parámetro de resistencia, para flujo laminar

La variación del parámetro de resistencia para flujo laminar, K , no tuvo mayor incidencia en los resultados de las simulaciones de los flujos de lodos debido muy posiblemente a que las concentraciones volumétricas de sedimentos estimadas en el río Guadalajara y la quebrada Chambimbal son relativamente bajas.

Análisis de la variación de las propiedades reológicas de los sedimentos

Al igual que el parámetro de resistencia K para flujo laminar, las simulaciones realizadas con las muestras “Glenwood 1” y “Aspen apique 1” no arrojaron variaciones significativas en las velocidades, caudales y profundidades del flujo.

9. DETERMINACIÓN DE LA CARTOGRAFÍA DE AMENAZA POR INUNDACIÓN

9. DETERMINACIÓN DE LA CARTOGRAFÍA DE AMENAZA POR INUNDACIÓN

Generalidades

Las condiciones morfológicas y climáticas del municipio de Guadalajara de Buga favorecen la ocurrencia periódica de inundaciones ocasionadas por las fuertes lluvias en las partes altas y medias de la cuenca del río Guadalajara y la quebrada Chambimbal que provocan el aumento de los caudales y los niveles de agua en estos cauces y la escorrentía directa que llega a la zona urbana y de expansión procedente de las laderas adyacentes, inundando los sectores más bajos de la población.

Los desbordamientos de los cauces en la zona de estudio durante las épocas de invierno siempre han generado efectos negativos en las zonas pobladas y los terrenos dedicados a la agricultura y a la ganadería. Desde las primeras décadas del siglo XX las planicies de inundación de estos cauces han venido siendo urbanizadas, originando con ello un gran problema social. Con el propósito de disponer de una herramienta para la planificación del uso del suelo y gestión del riesgo se adelanta este estudio de amenazas naturales por inundaciones y avenidas torrenciales en el municipio

En este capítulo se presentan los mapas de inundaciones (que registran las profundidades de agua en las áreas inundadas) y de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales (que indican la frecuencia y la magnitud de la inundación) originadas por los desbordamientos del río Guadalajara, las quebradas Chambimbal, La Honda y La Pachita, las acequias Chambimbal, El Albergue, La Julia y El Chircal y la escorrentía superficial, producto de las lluvias, que desciende de las laderas y afecta las zonas urbana y de expansión urbana del municipio de Buga.

En este estudio se evalúan dos tipos de inundaciones: i) una causada por los desbordamientos de los cauces durante las crecientes, las cuales transportan los sedimentos del propio cauce y aquellos generados por la erosión laminar de los suelos de la cuenca por la acción directa de las lluvias y que se ha definido amenaza por inundación; y, ii) la segunda producida por el desbordamiento de los cauces durante las avenidas torrenciales, las cuales transportan grandes cantidades de materiales y escombros, originados en deslizamientos ocurridos en diferentes sectores de la parte alta de la cuenca; estos flujos presentan características diferentes, comportándose como un fluido no newtoniano y que en ocasiones se les denomina flujos de lodos, flujo de escombros, avenidas torrenciales, huaycos, etc., y que al desbordarse puede causar un daño mucho mayor; a este fenómeno se le ha denominado aquí amenaza por avenidas torrenciales.

9.1. CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE LAS INUNDACIONES

Las inundaciones constituyen eventos recurrentes en los ríos y se presentan como consecuencia de lluvias fuertes y continuas que superan la capacidad de transporte de los ríos y la capacidad de absorción del suelo. Debido a esto el nivel del agua supera el nivel de banca llena del cauce principal del río y se produce la inundación de las planicies y tierras adyacentes. Estos eventos ocurren de forma aleatoria en función de los procesos climáticos locales y regionales. Se ha determinado estadísticamente que los ríos igualan o exceden su nivel de banca llena, en promedio, cada 2.33 años (Leopold et al., 1984).

Las inundaciones pueden ocurrir debido al comportamiento natural de los ríos o a alteraciones producidas por el hombre. Las condiciones naturales corresponden a las características climáticas y físicas propiciadas por la cuenca en su estado natural, como son: el relieve, el tipo de precipitación, la cobertura vegetal y la capacidad de drenaje. Entre las alteraciones provocadas por la acción del hombre se tienen: la impermeabilización de los suelos al urbanizarlos, la deforestación, la alteración de los cursos y la canalización de los ríos, la construcción de obras hidráulicas, etc.

Una cuenca en estado natural posee mayor interceptación vegetal, mayores áreas permeables, menor escurrimiento superficial del suelo y un drenaje más lento en relación con las características que presenta una vez es intervenida. Por esta razón las inundaciones se producen con menor frecuencia en una cuenca no intervenida.

Los problemas resultantes de los desbordamientos de las corrientes de agua dependen del grado de ocupación de la planicie de inundación y de la frecuencia con la cual ocurren las inundaciones. La población de mayor poder adquisitivo tiende a habitar las localidades seguras, mientras que la población más pobre tiende a ocupar las áreas de alta amenaza de inundación, provocando problemas sociales que se repiten durante cada creciente. Cuando la frecuencia de las inundaciones es baja la población subvalora la amenaza y ocupa las zonas inundables. Esta situación genera consecuencias catastróficas cuando se presentan nuevos desbordamientos. No obstante, la predicción de las inundaciones y sus efectos es una tarea bastante compleja, por cuanto el pronóstico del comportamiento hidrológico de largo plazo es difícil, debido, a la aleatoriedad de los fenómenos meteorológicos y, al gran número de parámetros y variables involucradas en los procesos hidrológicos (lluvia – escorrentía).

Normalmente las inundaciones suelen ser descritas en términos de su periodo de retorno, el cual corresponde al intervalo promedio de recurrencia entre eventos que igualan o exceden una magnitud especificada. Una inundación con un periodo de retorno de 100 años se refiere a un evento que presenta una probabilidad de ocurrencia del 1% en cualquier año, o también al evento que se presenta cada 100 años, en promedio. Estos periodos de retorno se determinan a partir de la información histórica existente, que en muchos casos corresponde a periodos demasiado cortos, por lo cual la estimación realizada tiene asociada una fuerte incertidumbre.

La variación del nivel del agua en una creciente de un río depende de las características climáticas y físicas de la cuenca hidrográfica y su predicción puede ser realizada a corto o largo plazo. La previsión a corto plazo, también llamada en tiempo real, permite establecer el nivel y su tiempo de ocurrencia en una sección de un río con una anticipación que depende de los tiempos de escurrimiento de la cuenca y las distribuciones temporal y espacial de la precipitación. Dado que estas distribuciones sólo pueden ser estimadas en forma confiable con antelación de pocos días u horas, la predicción de niveles no puede realizarse con una anticipación muy grande.

La predicción a largo plazo cuantifica la probabilidad de ocurrencia de inundaciones en términos estadísticos, sin precisar cuando ocurrirán. La predicción se basa en la estadística de ocurrencia de niveles en el pasado y permite escoger los niveles de crecientes para algunos riesgos escogidos.

9.2. MEDIDAS PARA EL CONTROL Y EL MANEJO DE INUNDACIONES

Las medidas para el control y el manejo de las inundaciones pueden ser de tipo estructural y no estructural. Las medidas estructurales son aquellas que modifican el sistema fluvial evitando o mitigando los daños generados por las crecientes, en tanto que las medidas no estructurales son aquellas en que la magnitud de los daños se reduce como consecuencia de una mejor convivencia de la población con las crecientes. Las medidas estructurales son todas aquellas obras de ingeniería (diques, presas, canales de desviación, etc.) en las cuales se interviene el sistema fluvial natural afectando sus procesos hidrodinámicos y morfológicos. Estas intervenciones pueden originar efectos adversos en el sistema fluvial que requerirán para su manejo y control la construcción de nuevas obras.

Las medidas estructurales no pueden ser proyectadas para dar una protección total, ya que esto exigiría una protección contra la mayor creciente posible, lo cual física y económicamente no es factible. Es decir, las medidas estructurales no permiten controlar o evitar por completo las inundaciones, solamente tienden a minimizar los impactos originados por éstas (Tucci et al., 2003). Una medida estructural puede crear una falsa sensación de seguridad, generando una mayor ocupación de áreas inundables, lo cual podría ocasionar daños significativos cuando se presenten inundaciones superiores al evento de diseño.

En consecuencia, el control y el manejo más eficaz de las inundaciones se obtiene al establecer estrategias que combinen las medidas estructurales y no estructurales, permitiendo a la población minimizar las pérdidas y lograr una convivencia armónica con el río. Es decir, las medidas no estructurales complementan con gran efectividad las actuaciones estructurales por encima de su umbral de protección.

El costo de protección de un área inundable a través de medidas estructurales, en general, es superior al de las medidas no estructurales. Por esta razón, las medidas no estructurales en conjunto con las estructurales pueden disminuir significativamente los daños con un costo menor.

9.2.1. Medidas estructurales

Las medidas estructurales son obras de ingeniería construidas para reducir el riesgo originado por las crecientes. Estas medidas pueden ser extensivas o intensivas. Las medidas extensivas son aquellas que cubren toda la cuenca, procurando modificar la relación entre precipitación y caudal, como por ejemplo, un cambio en la cobertura vegetal del suelo, la cual reduce y retarda los picos de las crecientes y controla la erosión de la cuenca.

Las medidas intensivas son aquellas que se enfocan en el río y pueden ser de tres tipos: (i) obras que aceleran el escurrimiento, como son la construcción de diques, el aumento de la capacidad de descarga de los ríos y el corte de meandros; (ii) obras que regulan la creciente, como por ejemplo, las presas; y, (iii) obras que desvían parte del caudal, como son los canales de desvíos. En la Tabla 41 se presentan las principales características de las medidas estructurales.

Tabla 41. Descripción de las principales obras estructurales para control de las crecientes e inundaciones

Medidas		Ventaja	Desventaja	Aplicación
Extensivas	Cambio de la cobertura vegetal	Reducción pico de la creciente	Impracticable para grandes áreas	Cuencas pequeñas
	Control de pérdidas	Reducción del escurrimiento	Impracticable para grandes áreas	Cuencas pequeñas
Intensivas	Construcción de diques	Alto grado de protección	Generación de grandes daños si fallan	Ríos grandes
	Reducción de la rugosidad por desobstrucción	Aumento en la capacidad de drenaje con poca inversión	Efecto localizado	Ríos pequeños
	Corte de meandros	Aceleración del escurrimiento	Impacto negativo en ríos aluviales	Áreas de inundación estrechas
	Construcción de represas	Regulación de la creciente	Difícil localización	Cuencas medianas
	Canales de desvío	Reducción del caudal en el canal principal	Dependencia de la topografía	Cuencas medianas y grandes

9.2.2. Medidas no estructurales

Las medidas no estructurales corresponden al conjunto de programas y actividades que permiten tener una mejor convivencia con las crecientes, minimizando las pérdidas que éstas pueden generar en las áreas inundables. Entre las medidas de protección no estructurales se tienen: los mapas de amenaza y de riesgos por inundación, los sistemas de previsión y alertas de inundaciones, los programas de protección civil y los programas de seguros contra crecientes.

En una clasificación más general Jonson (1978) identificó las siguientes medidas no estructurales: creación de aberturas en las estructuras, levantamiento de las estructuras existentes, construcción de nuevas estructuras sobre pilotes, construcción de pequeñas paredes o diques circundando una estructura, relocalización o protección de artículos que puedan resultar afectados dentro de una estructura, reubicación de estructuras por fuera del área de inundación, construcción de cerramientos con materiales resistentes al agua, implementación de un código de construcciones adecuado, compra de áreas inundables, seguros contra inundaciones, instalación de sistemas de previsión y alerta con planes de evacuación, adopción de incentivos fiscales para un uso prudente del área inundables, instalación de avisos de alerta en áreas inundables y adopción de políticas de desarrollo que impongan restricciones de uso a las áreas inundables.

9.3. MAPAS DE AMENAZA POR INUNDACIONES Y AVENIDAS TORRENCIALES

Los mapas de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales constituyen una medida no estructural para el control de inundaciones. Estos mapas son modelos que permiten la evaluación y predicción de las consecuencias de un evento de precipitaciones extraordinarias; es decir, permiten identificar, clasificar y valorar las áreas potencialmente inundables del territorio.

La condición de amenaza se presenta únicamente cuando ocurre un evento natural en un área ocupada por actividades humanas (elementos expuestos) que deben soportar las consecuencias de dicho evento. En consecuencia, el riesgo puede dividirse en tres componentes estrechamente interrelacionados: la amenaza, la vulnerabilidad y la exposición.

La amenaza o peligro se define como la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno natural con una cierta magnitud, generalmente de carácter sorpresivo y de evolución rápida, que afecta a un componente o a la totalidad del sistema territorial expuesto. En consecuencia, las inundaciones constituyen las amenazas, que son el resultado de la combinación de la tipología, las características de los eventos lluviosos y el conjunto de factores físicos del área afectada. Desde esta perspectiva, la diferencia fundamental entre la amenaza y el riesgo es que la primera se refiere a la probabilidad de que se manifieste un evento natural, mientras que el segundo está relacionado con la probabilidad de que se den ciertas consecuencias (Fournier, 1985).

La vulnerabilidad se refiere a la predisposición o susceptibilidad de los componentes antrópicos del sistema territorial para ser dañados total (destrucción) o parcialmente (deterioro) debido al impacto de la amenaza. Representa la medida de probabilidad de daño o pérdida de un componente o sistema territorial expuesto a la acción de la amenaza. La vulnerabilidad depende de dos condiciones: la ubicación del componente respecto a la zona de impacto de la amenaza (exposición) y las características y el estado de conservación del mismo. Por tanto, la vulnerabilidad es esencialmente una condición humana (Lavell, 1994).

La exposición o elementos en riesgos se refieren a la distribución espacial de la población, actividades económicas, bienes materiales, obras de ingeniería, etc., sobre las que puede impactar la amenaza. En consecuencia, el riesgo de las inundaciones depende de la ocurrencia y magnitud de la amenaza natural y de la vulnerabilidad de un elemento o sistema territorial expuesto a ella.

Un desastre natural constituye la ocurrencia efectiva y real del riesgo que, debido a la vulnerabilidad de los elementos expuestos, causa efectos negativos sobre los mismos. En el caso de las inundaciones, la manifestación del desastre se presenta cuando el impacto de los desbordamientos supera los mecanismos de defensa adoptados por la sociedad, generando perjuicios económicos, sociales, físicos, etc. Así, para que un evento de desbordamiento se convierta en desastre es necesario que sus consecuencias tengan un impacto en una estructura humana vulnerable. Por esta razón, no todos los eventos de precipitaciones fuertes o constantes pueden ser considerados como amenazas, por cuanto su peligrosidad depende del grado de vulnerabilidad de los elementos expuestos al riesgo.

Para la evaluación del riesgo de inundaciones es necesario determinar, en primer término, los mapas de amenazas (mapa de inundación) y de vulnerabilidad, para posteriormente integrarlos, obteniendo el mapa de riesgos.

La realización de una cartografía de riesgo es un paso previo ineludible a la puesta en práctica de cualquier tipo de medida no estructural y, por tanto, esencial para poder llevar a cabo una gestión eficaz de las zonas inundables (CEDEX *et al.*, 2002).

9.3.1. Clasificación de la amenaza en planicies de inundación

El estado del arte en los criterios de evaluación de la magnitud del evento está basado en las combinaciones de factores hidrodinámicos y características del terreno sobre el cual actúa el fenómeno. En general, la magnitud e intensidad de la amenaza, originada por el desbordamiento de un río, en una planicie de inundación se ha establecido a partir de cuatro criterios (Oñate *et al.*, 2002):

1. Magnitud e intensidad asociada a las profundidades de agua. Se estima que profundidades de agua superiores a cierto valor pueden causar daños importantes. Este criterio es el más utilizado y en algunas ocasiones el único implementado por las entidades encargadas de la administración de los recursos hídricos.
2. Magnitud e intensidad asociada a la velocidad del flujo. Se fundamenta en el peligro que representa para las personas y los vehículos la capacidad de arrastre y erosión de flujos de agua de altas velocidades.
3. Magnitud e intensidad asociada a la combinación de las profundidades de agua y las velocidades. A partir de ciertos valores esta combinación resulta peligrosa e impide que las personas permanezcan de pie o puedan maniobrar a través del flujo. Este criterio fue propuesto en la última década utilizando una cantidad limitada de datos experimentales. En

la actualidad se están desarrollando experimentos tendientes a determinar la profundidad y la velocidad del flujo que generan inestabilidad en las personas.

4. Magnitud e intensidad asociada a la capacidad del flujo para generar erosión y transportar escombros.

Adicionalmente, el tiempo de duración de la creciente es otro parámetro importante en la determinación de la magnitud e intensidad de la amenaza por inundaciones.

9.3.2. Mapas de inundación para crecientes con periodos de retorno de 10, 30 y 100 años por inundaciones y avenidas torrenciales

Los mapas de inundación en el municipio de Buga fueron generados utilizando el modelo ArcGIS con base en los resultados de la modelación hidrodinámica de las crecientes simuladas a través del modelo FLO-2D para los diferentes periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

La generación de los mapas de inundación requeridos para implementar la metodología establecida para la determinación de la amenaza requiere estimar inicialmente los caudales extremos asociados a los diferentes periodos de retorno en cada una de las fronteras del modelo hidrodinámico (definidas en los cauces existentes, como son el río Guadalajara y las quebradas Chambimbal, La Honda y La Pachita).

9.3.3. Determinación de caudales extremos

La extensión de las áreas inundadas durante un desbordamiento está asociada al caudal que genera la creciente. Entre mayor sea el caudal que discurre por el río mayores serán las áreas que resultarán anegadas. Los caudales que generan crecientes corresponden a eventos extremos que afectan eventualmente los sistemas hidrológicos. La magnitud de estos caudales está inversamente relacionada con la frecuencia de ocurrencia (caudales muy extremos se presentan con una frecuencia muy baja) a través de un análisis basado en distribuciones de probabilidad.

El número promedio de años en que un caudal de determinada magnitud es igualado o excedido se define como el periodo de retorno o de recurrencia de ese caudal. El periodo de retorno es un concepto estadístico que no implica que un determinado caudal no pueda ser superado dos veces en un número de años menor al especificado por dicho período.

La determinación de los caudales extremos en los diferentes cauces involucrados se realizó mediante la modelación hidrológica (a través de la implementación del modelo HEC-HMS del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos) con base en los análisis de los registros de precipitaciones en las estaciones climatológicas localizadas en la zona de estudio.

9.3.4. Modelación hidrodinámica y generación de mapas de inundación

Para la modelación hidrodinámica de las crecientes y la posterior generación de los correspondientes mapas de inundación se realizó inicialmente un análisis preliminar de las características de las inundaciones que se presentan en el río Guadalajara y las quebradas Chambimbal, La Honda y La Pachita. Las crecientes de estos cauces presentan duraciones relativamente variables. Sin embargo, en promedio las crecientes presentan una duración entre 8 y 12 horas. En este estudio se adoptó el valor más crítico registrado que corresponde a 15 horas para los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

La modelación hidrológica permitió determinar las hidrógrafas de caudales en las fronteras seleccionadas de los cauces de la zona de estudio, las cuales describen el comportamiento o evolución temporal de las crecientes. Posteriormente, mediante la implementación del modelo hidrodinámico FLO-2D, se realizó el tránsito de las hidrógrafas de caudales, generando de esta manera los mapas de inundaciones. Los parámetros de calibración de los modelos hidrodinámicos se determinaron siguiendo la metodología descrita previamente en la Sección 7.2.

9.3.5. Modelación hidrodinámica y generación de mapas de inundación por escenarios para los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales

La modelación hidrodinámica de las crecientes de los cauces y la escorrentía superficial de las lluvias correspondientes a los periodos de retorno de 10, 30 y 100 años se inicia definiendo la zona de modelación, la cual debe incluir el área urbana y de expansión urbana del municipio. El río Guadalajara es el cauce principal que atraviesa el municipio; las quebradas Chambimbal, La Honda y La Pachita son cauces importantes que atraviesan el casco urbano y las acequias Chambimbal, El Albergue, La Julia y El Chircal son derivaciones del río Guadalajara. Después de definir las hidrógrafas de caudales como condiciones hidrodinámicas en las fronteras del modelo se procedió a realizar la simulación hidrodinámica siguiendo las diferentes etapas como se describió detalladamente en la Sección 8.2 (implementación del modelo, análisis de sensibilidad, calibración y simulación de escenarios). Con base en los resultados del modelo hidrodinámico FLO-2D se generaron los mapas de inundación utilizando el software ArcGIS.

Los mapas de inundaciones obtenidos para cada periodo de retorno se presentan en las Figuras 207 a 209 y los mapas de inundación por avenidas torrenciales en las Figuras 210 a 212. En estos mapas se presentan los tres niveles de intensidad (alta, media y baja) definidos en la metodología de amenaza establecida para la profundidad de inundación.

Una vez obtenidos los mapas de inundaciones y avenidas torrenciales para los eventos correspondientes a periodos de retorno de 10, 30 y 100 años se procedió a implementar la metodología de amenaza (niveles de intensidad vs. niveles de frecuencia) para determinar los mapas de amenaza por inundaciones y por avenidas torrenciales, permitiendo así establecer en cada escenario los niveles de amenaza (alta, media y baja) (Figuras 213 a 215 (también Mapas 1 a 3) y Figuras 216 a 218 (también Mapas 4 a 6), respectivamente).

9.4. GENERACIÓN DE LA CARTOGRAFÍA DE AMENAZA GLOBAL POR INUNDACIONES Y AVENIDAS TORRENCIALES

Para cada uno de los fenómenos analizados (inundaciones y avenidas torrenciales) se determinó el mapa de amenaza global, considerando en cada espacio del territorio (o celda de la malla computacional) la situación o nivel de amenaza más crítico establecido para los tres periodos de retorno evaluados (10, 30 y 100 años).

Los mapas de amenaza global por inundaciones y avenidas torrenciales finalmente obtenidos para el municipio de Guadalajara de Buga se presentan en las Figuras 219 (también Mapa 7) y 220 (también Mapa 8), respectivamente. En estos mapas se indica la zonificación de los diferentes niveles de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales.

9.5. INTEGRACIÓN DE LOS MAPAS DE AMENAZA GLOBAL POR INUNDACIONES Y DE AMENAZA GLOBAL POR AVENIDAS TORRENCIALES

Con base en los mapas de amenaza global por inundaciones y por avenidas torrenciales se determinó finalmente un mapa único de amenaza para el municipio de Buga que integra estos dos mapas, adoptando los niveles de amenaza más críticos establecidos en cada una de las celdas del área de estudio. Este mapa establece el nivel de amenaza más crítico hallado en cada celda de la zona de estudio considerando los dos fenómenos evaluados. El mapa integrado de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales se presenta en la Figura 221.

9.6. ÁREA URBANA AFECTADA POR LOS FENÓMENOS DE INUNDACIONES Y AVENIDAS TORRENCIALES

La extensión del área urbana actual del municipio de Guadalajara de Buga es de 966.57 ha y el área de expansión es de 1033.45 ha. Con base en los mapas de amenaza generados por inundaciones y avenidas torrenciales se determinó la extensión de las áreas de la zona urbana y de la zona de expansión urbana afectadas por estos fenómenos. En las Tablas 42, 43 y 44 se muestran las áreas de la zona urbana y de expansión urbana que se encuentran expuestas a los niveles de amenaza alto, medio y bajo por los fenómenos de inundaciones, avenidas torrenciales y la integración de ellos, respectivamente.

Tabla 42. Áreas de la zona urbana y de expansión urbana amenazadas por inundaciones

Escenario (Tr, años)	Área urbana y de expansión afectada por inundaciones (ha)							
	Amenaza alta		Amenaza media		Amenaza baja		Área total	
	Urbana	Expansión	Urbana	Expansión	Urbana	Expansión	Urbana	Expansión
10	86.48	68.02	178.13	281.19	0.00	0.00	264.60	349.21
30	74.15	48.85	22.23	31.05	192.21	332.85	288.58	412.75
100	80.78	54.03	27.68	46.00	195.69	364.38	304.14	464.41
Global	90.26	70.91	178.97	288.64	39.25	106.43	308.47	465.99
Porcentaje del área (%)	9.34	6.86	18.52	27.93	4.06	10.30	31.91	45.09

De acuerdo con estos resultados se puede afirmar que en forma global el 31.91% del área urbana (es decir, 308.47 ha) se encuentra amenazado por el fenómeno de inundaciones originadas por el desbordamiento de los cauces que atraviesan el municipio y las aguas de escorrentía provenientes de la zona montañosa localizada sobre la parte nororiental de la cabecera municipal. También se debe destacar que la mayor área de la zona urbana expuesta a un nivel de amenaza alto (86.48 ha) corresponde a las crecientes en los cauces con periodos de retorno de 10 años. Por otra parte, el 45.09% de la zona de expansión urbana del municipio de Buga se encuentra expuesta a algún grado de amenaza por el fenómeno de inundaciones, es decir, 465.99 ha (un poco menos de la mitad del área total de la zona de expansión urbana). Asimismo, la mayor área de la zona de expansión urbana que se halla expuesta a un nivel de amenaza alto (68.02 ha) corresponde a las crecientes en los cauces con periodos de retorno de 10 años.

Tabla 43. Áreas de la zona urbana y de expansión urbana amenazadas por avenidas torrenciales

Escenario (Tr, años)	Área urbana y de expansión afectada por avenidas torrenciales (ha)							
	Amenaza alta		Amenaza media		Amenaza baja		Área total	
	Urbana	Expansión	Urbana	Expansión	Urbana	Expansión	Urbana	Expansión
10	132.04	126.25	36.80	89.55	0.00	0.00	168.84	215.80
30	104.95	66.96	38.68	53.81	42.67	111.91	186.30	232.69
100	113.04	80.56	43.77	72.53	40.28	144.67	197.08	297.77
Global	141.43	143.66	41.08	111.69	22.53	77.58	205.04	332.93
Porcentaje del área (%)	14.63	13.90	4.25	10.81	2.33	7.51	21.21	32.22

Con base en estos resultados se concluye que en forma general el 21.21% del área urbana (es decir, 205.04 ha) se encuentra amenazado por el fenómeno de avenidas torrenciales originadas por el desbordamiento de los cauces que atraviesan el municipio de Buga y los

deslizamientos potenciales que pueden llegar a las corrientes de agua. Es importante destacar que la mayor área expuesta a niveles de amenaza alto, medio y bajo en la zona urbana (132.04 ha) corresponde a las crecientes en los cauces con periodos de retorno de 10 años. Por otra parte, el 32.22% del área de expansión urbana (o sea, 332.93 ha) se encuentra amenazado por el fenómeno de avenidas torrenciales. El porcentaje amenazado del área de expansión urbana se distribuye así: el 13.90% del área de expansión urbana se halla expuesto a un nivel de amenaza alto; el 10.81% se encuentra expuesto a un nivel de amenaza medio; y el 7.51% está expuesto a un nivel de amenaza bajo. También es importante destacar que la mayor área expuesta a niveles de amenaza alto, medio y bajo en la zona de expansión urbana (144.67 ha) corresponde a las crecientes en los cauces con periodos de retorno de 100 años. Estas cifras indican que el fenómeno de avenidas torrenciales es un poco más crítico que el de inundaciones para la zona urbana y de expansión urbana del municipio de Buga.

Tabla 44. Áreas de la zona urbana amenazadas conjuntamente por inundaciones y avenidas torrenciales

Escenario (Tr, años)	Área urbana y de expansión afectada por integración de los mapas de inundaciones y avenidas torrenciales (ha)							
	Amenaza alta		Amenaza media		Amenaza baja		Área total	
	Urbana	Expansión	Urbana	Expansión	Urbana	Expansión	Urbana	Expansión
Inundaciones y avenidas torrenciales	143.67	151.25	159.72	288.64	22.36	64.68	325.74	504.58
Porcentaje del área (%)	14.86	14.64	16.52	27.93	2.31	6.26	33.70	48.82

De acuerdo con estos resultados se puede afirmar que 325.74 ha del área urbana (el 33.70%, es decir, casi la tercera parte del área urbana) se encuentran expuestas a niveles de amenaza alto, medio y bajo por cualquiera de los dos fenómenos estudiados. Además, el 14.86% del área urbana se halla expuesto a un nivel de amenaza alto, porcentaje que es superior al presentado en los mapas de amenaza individuales por inundaciones y avenidas torrenciales para dicho nivel. Asimismo, el 48.82% del área de expansión urbana del municipio de Buga se encuentra expuesto a algún grado de amenaza por inundaciones o avenidas torrenciales (es decir, 504.58 ha), lo cual representa un porcentaje alto respecto a toda el área de expansión urbana. Igualmente, se debe destacar que el 14.64% del área de expansión urbana (o sea, 151.25 ha) se halla expuesto a un nivel de amenaza alto. Cabe indicar que el mapa integrado de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales presenta condiciones más críticas que los resultados de los mapas de amenaza individuales por cada uno de los dos fenómenos.

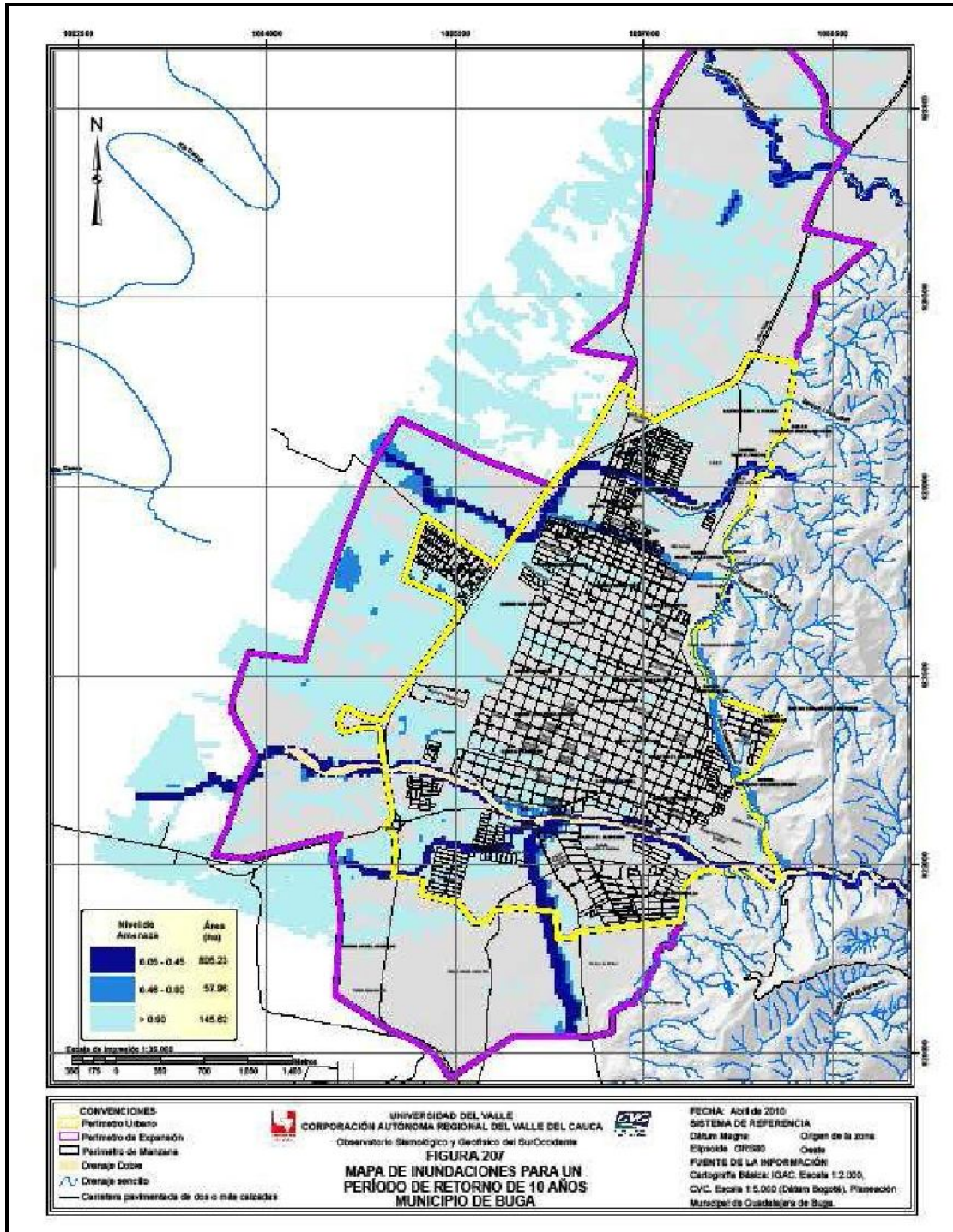


Figura 207 Mapa de inundaciones – Periodo de retorno de 10 años.

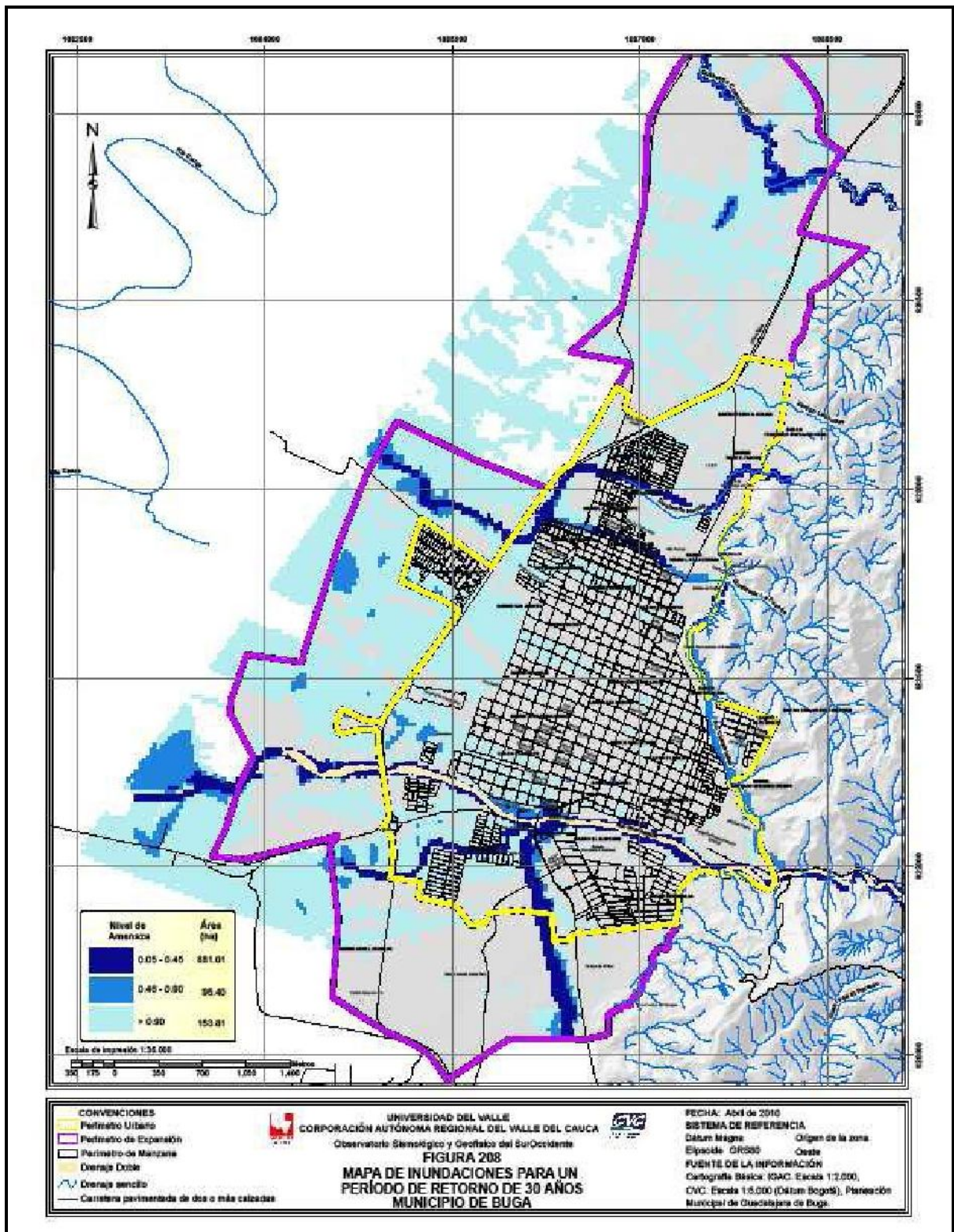


Figura 208 Mapa de inundaciones – Periodo de retorno de 30 años.

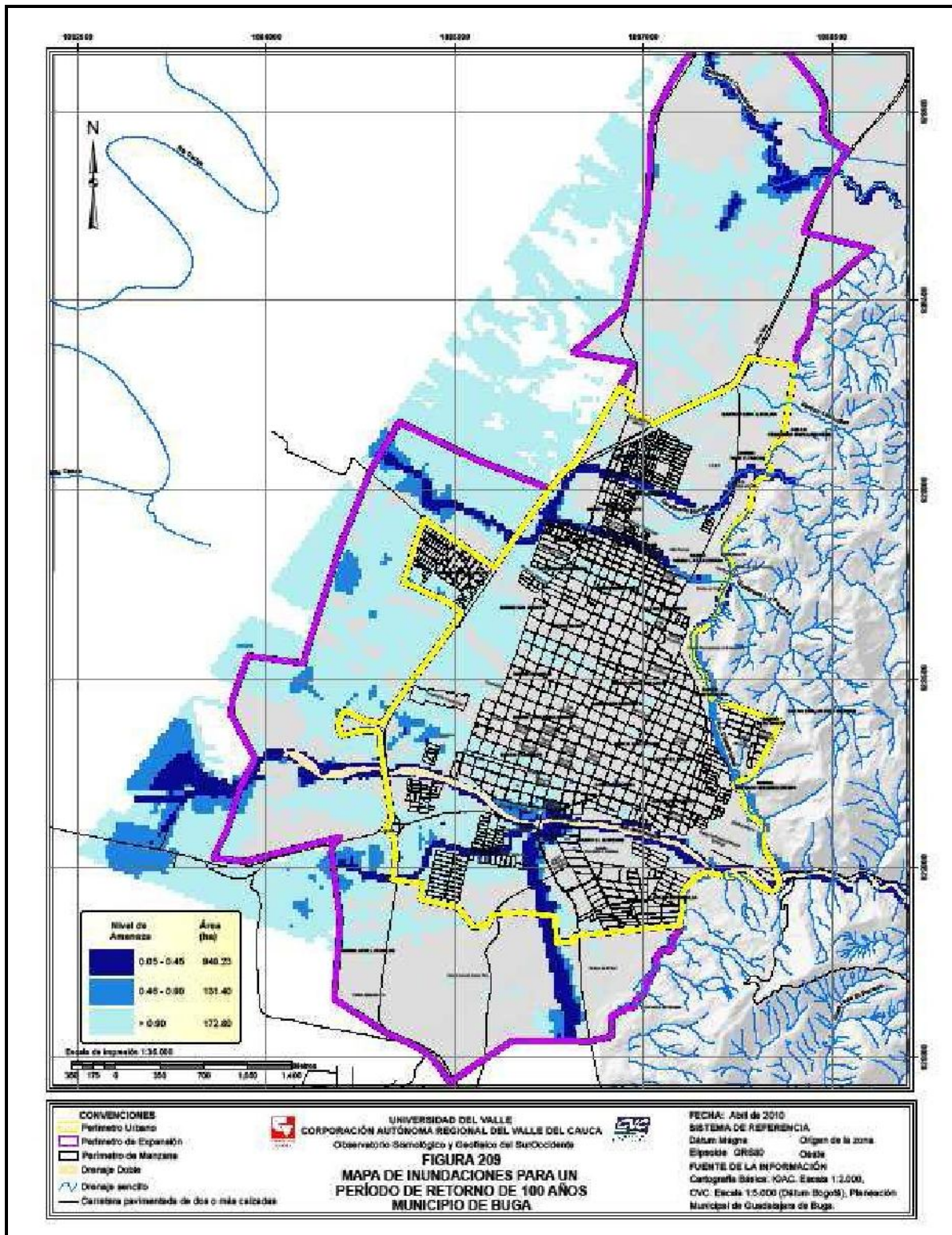


Figura 209 Mapa de inundaciones – Periodo de retorno de 100 años.

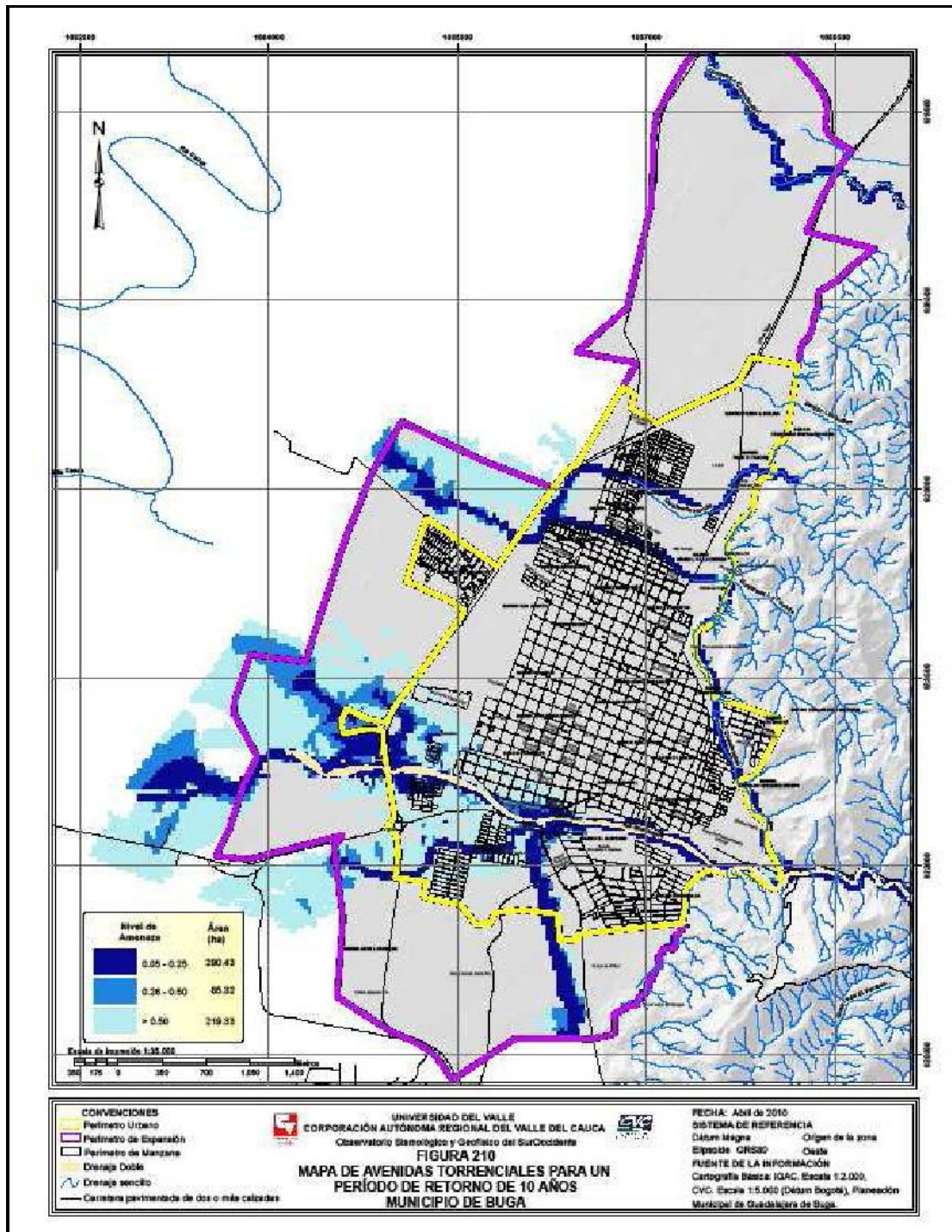


Figura 210 Mapa de avenidas torrenciales – Periodo de retorno de 10 años.

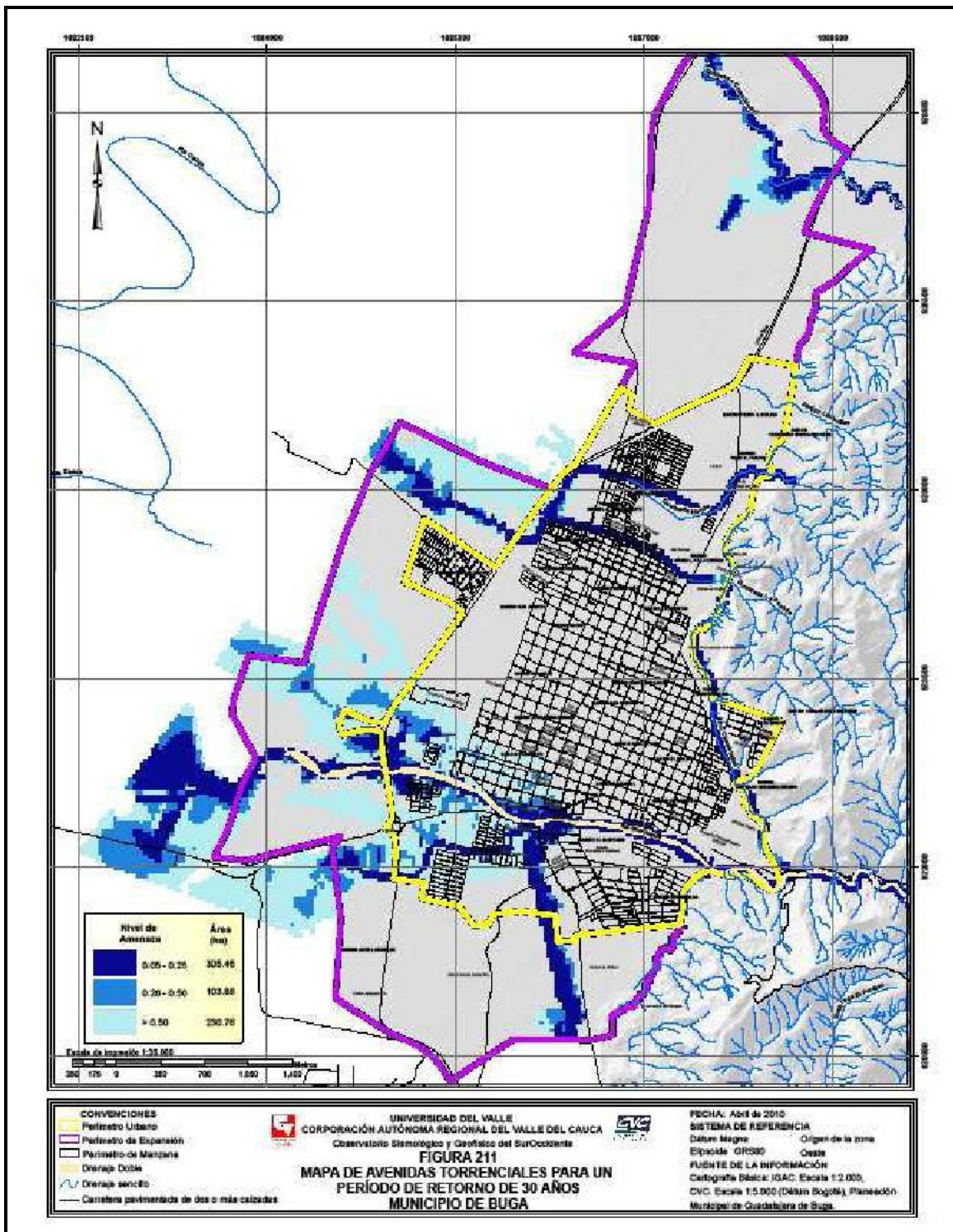


Figura 211 Mapa de avenidas torrenciales – Periodo de retorno de 30.

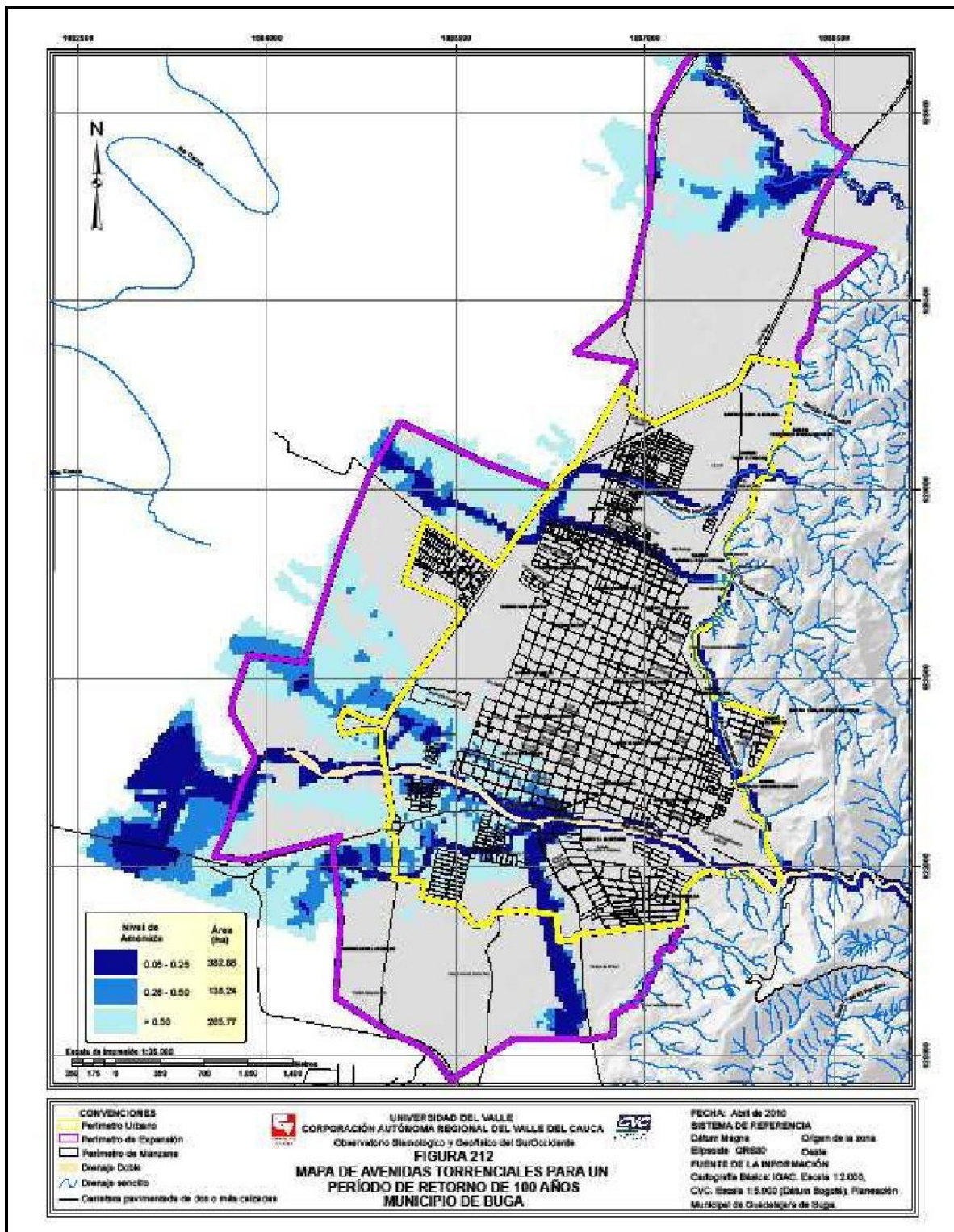


Figura 212 Mapa de avenidas torrenciales – Periodo de retorno de 100 años.

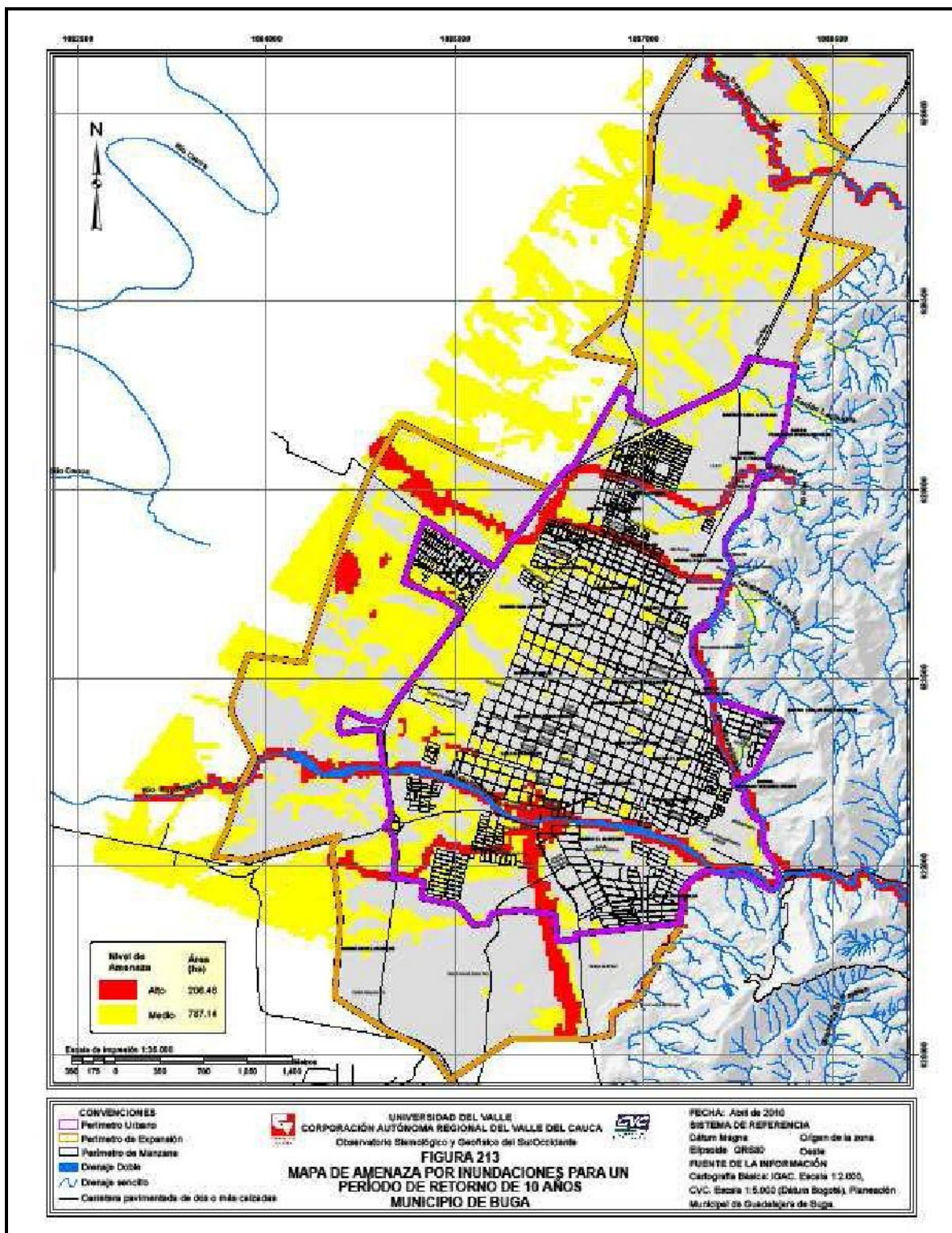
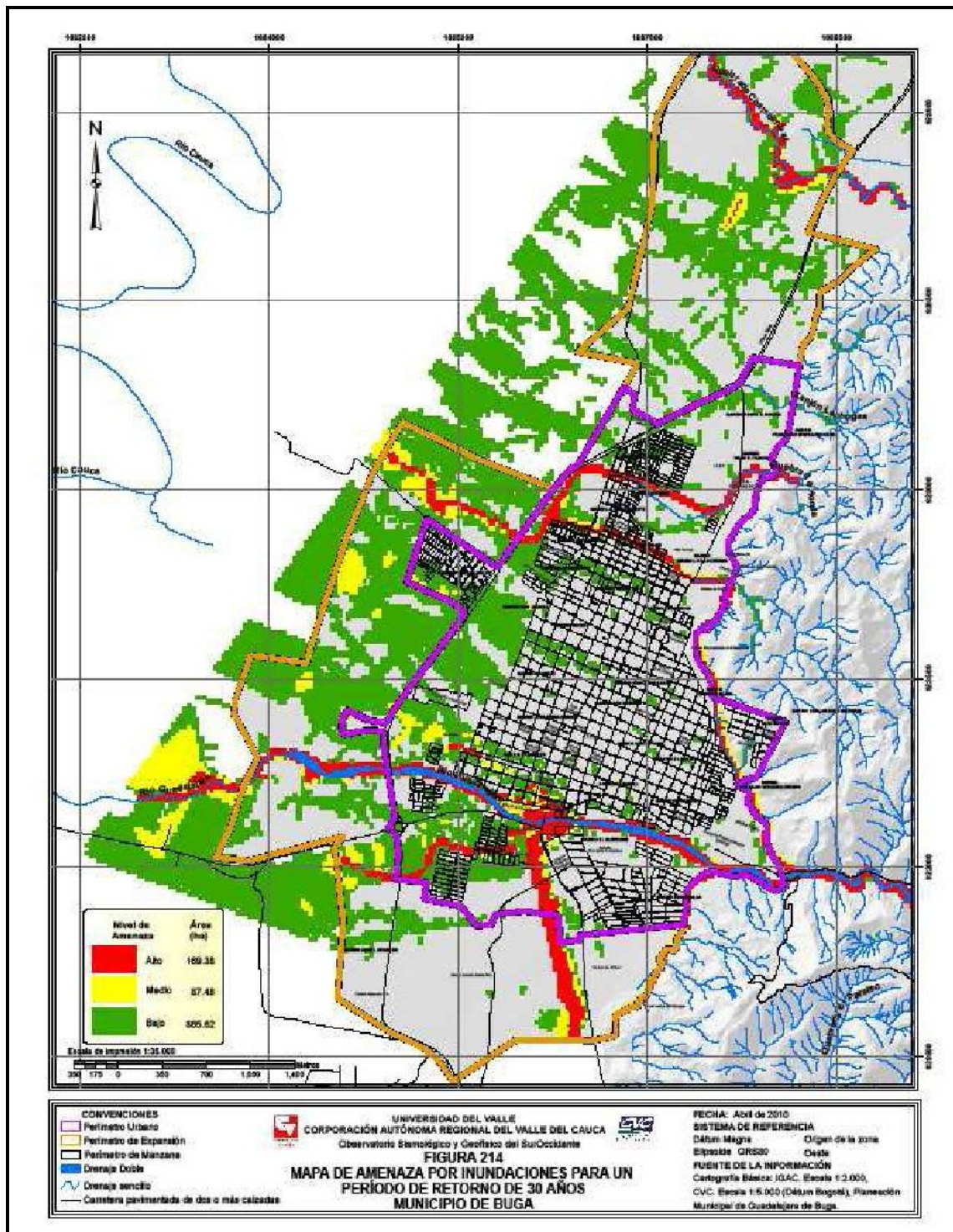


Figura 213 Mapa de amenaza por inundaciones – Periodo de retorno de 10 años.



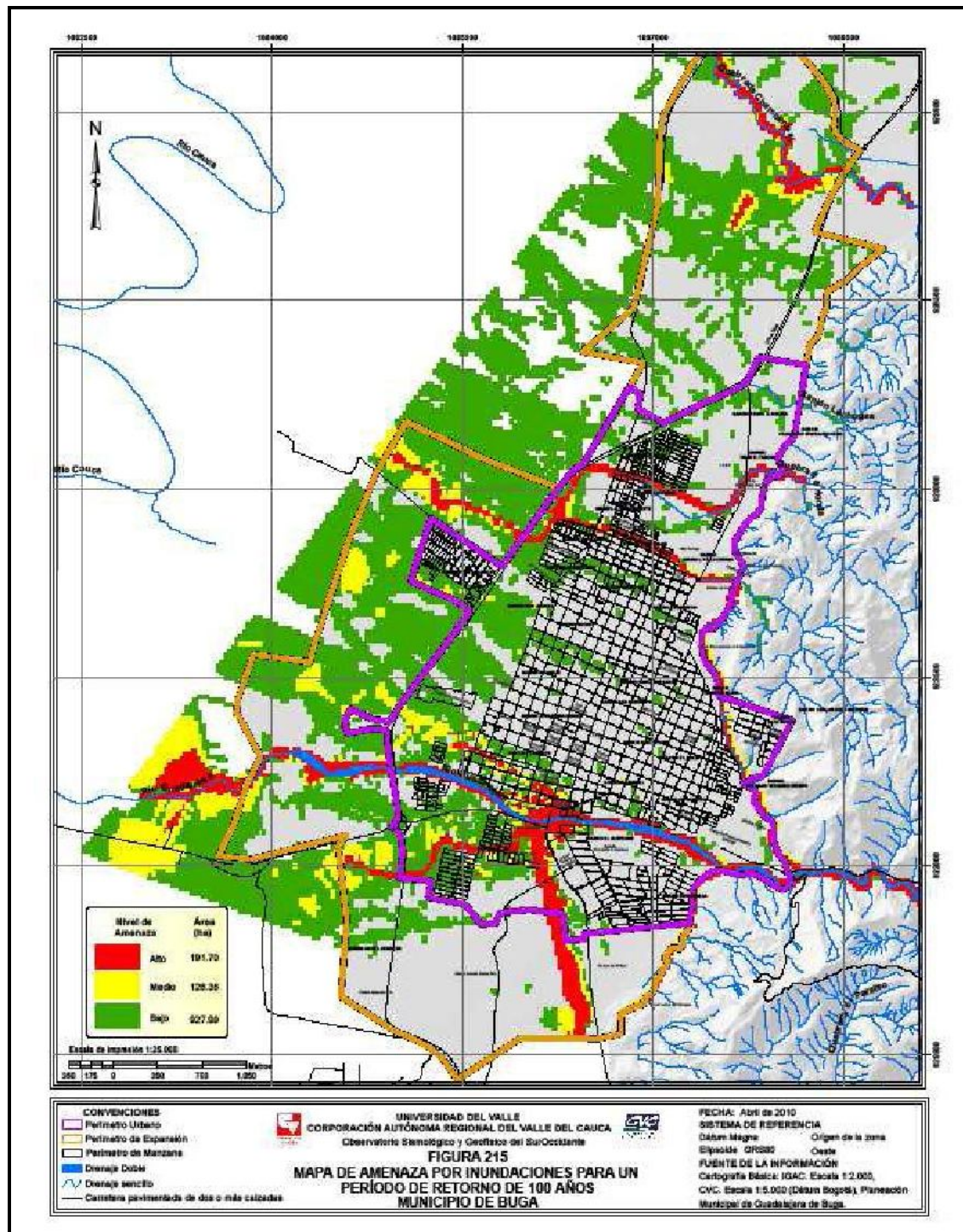


Figura 215 Mapa de amenaza por inundaciones – Periodo de retorno de 100 años.

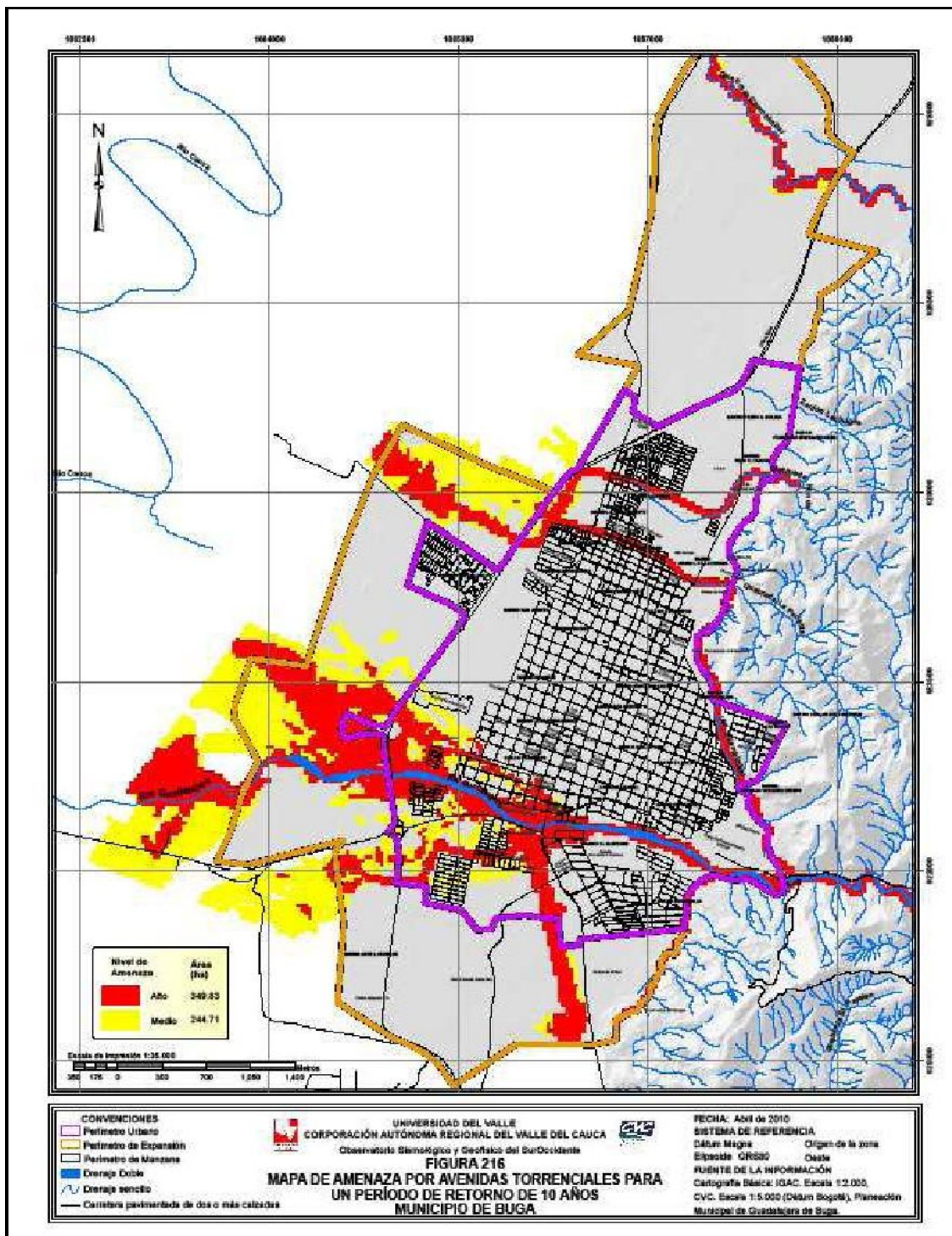


Figura 216 Mapa de amenaza por avenidas torrenciales – Periodo de retorno de 10 años.

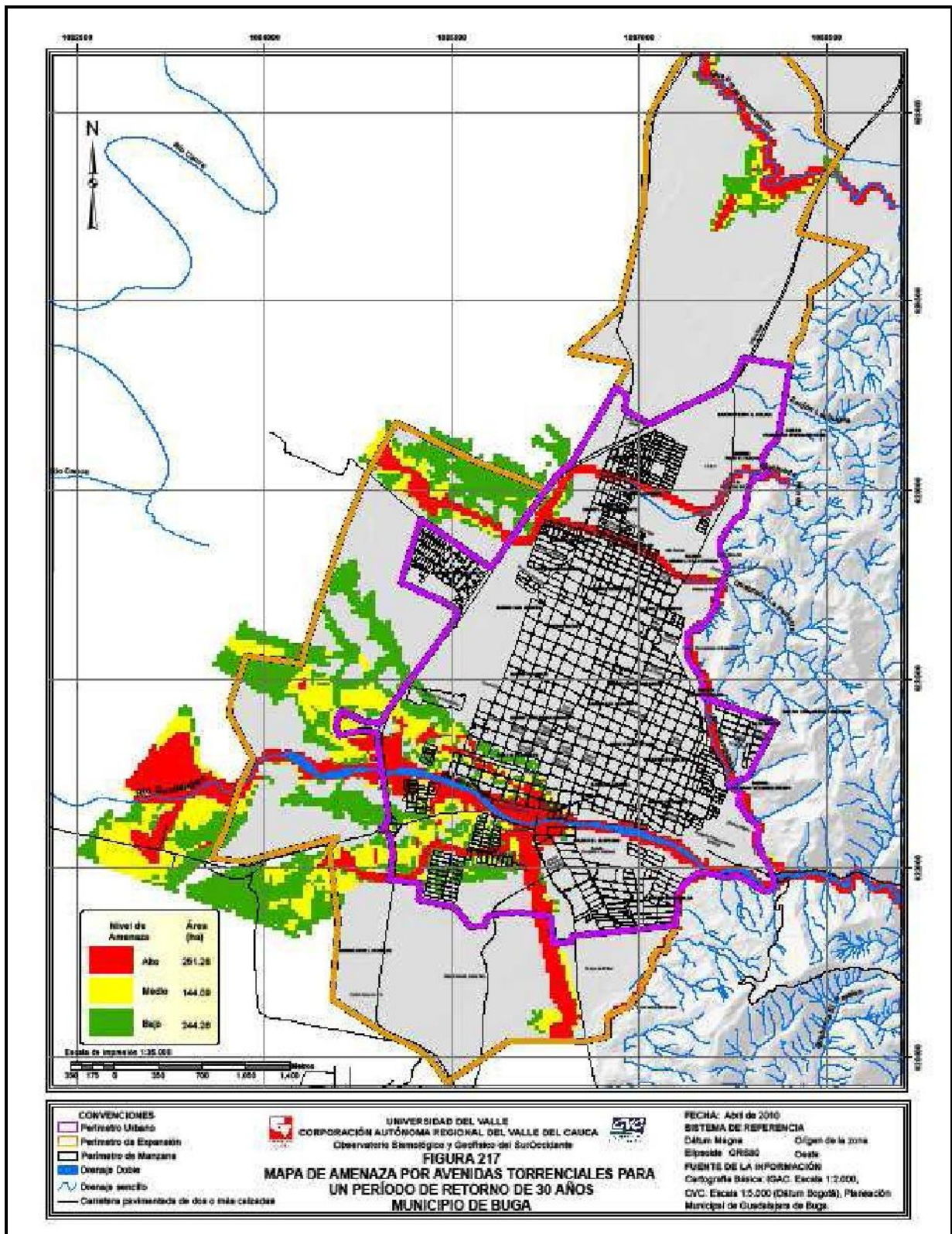


Figura 217 Mapa de amenazas por avenidas torrenciales – Periodo de retorno de 30 años.

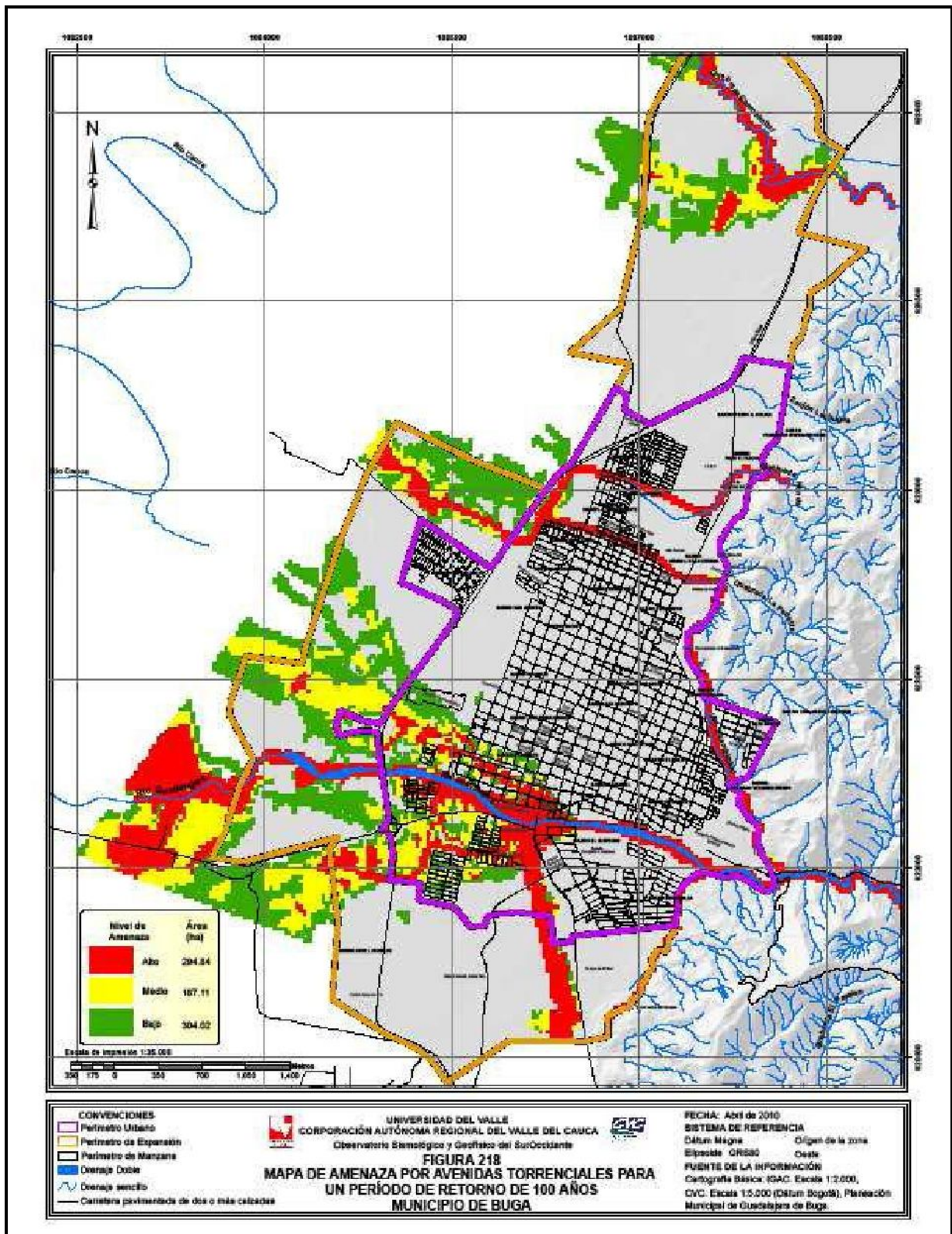


Figura 218 Mapa de amenaza por avenidas torrenciales – periodo de retorno de 100 años.

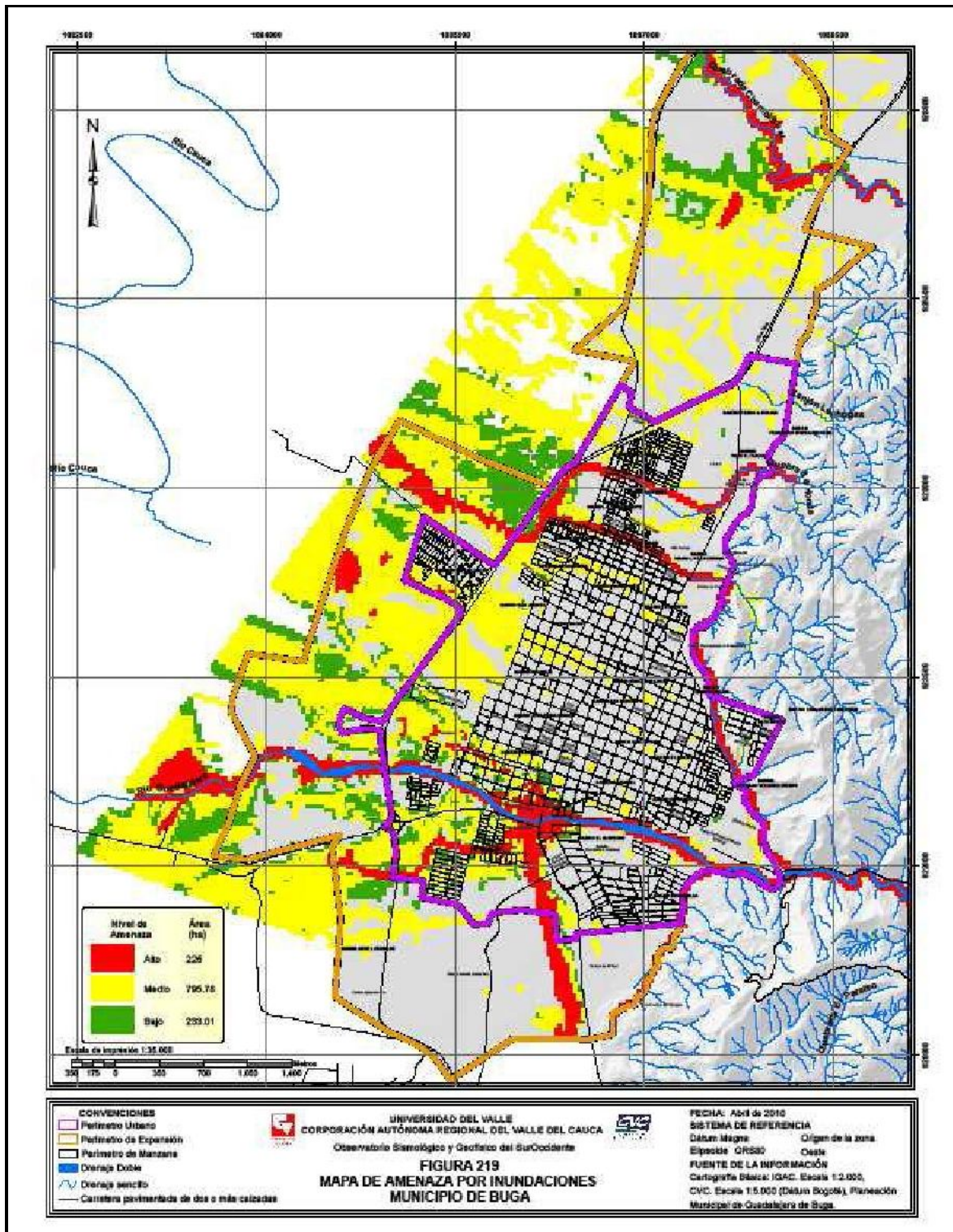


Figura 219 Mapa de amenaza por inundaciones, municipio de Buga.

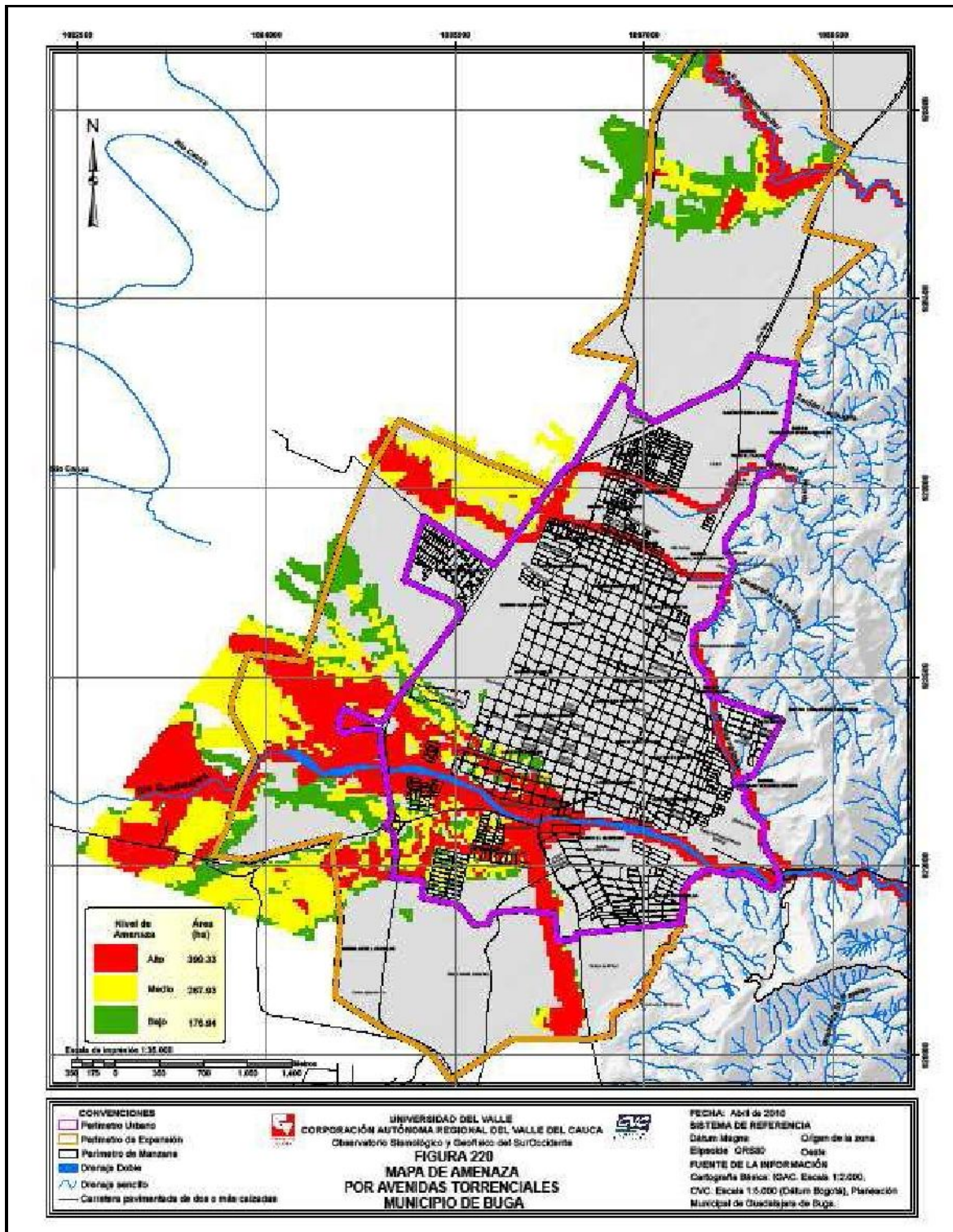


Figura 220 Mapa de amenaza por avenidas torrenciales, municipio de Buga.

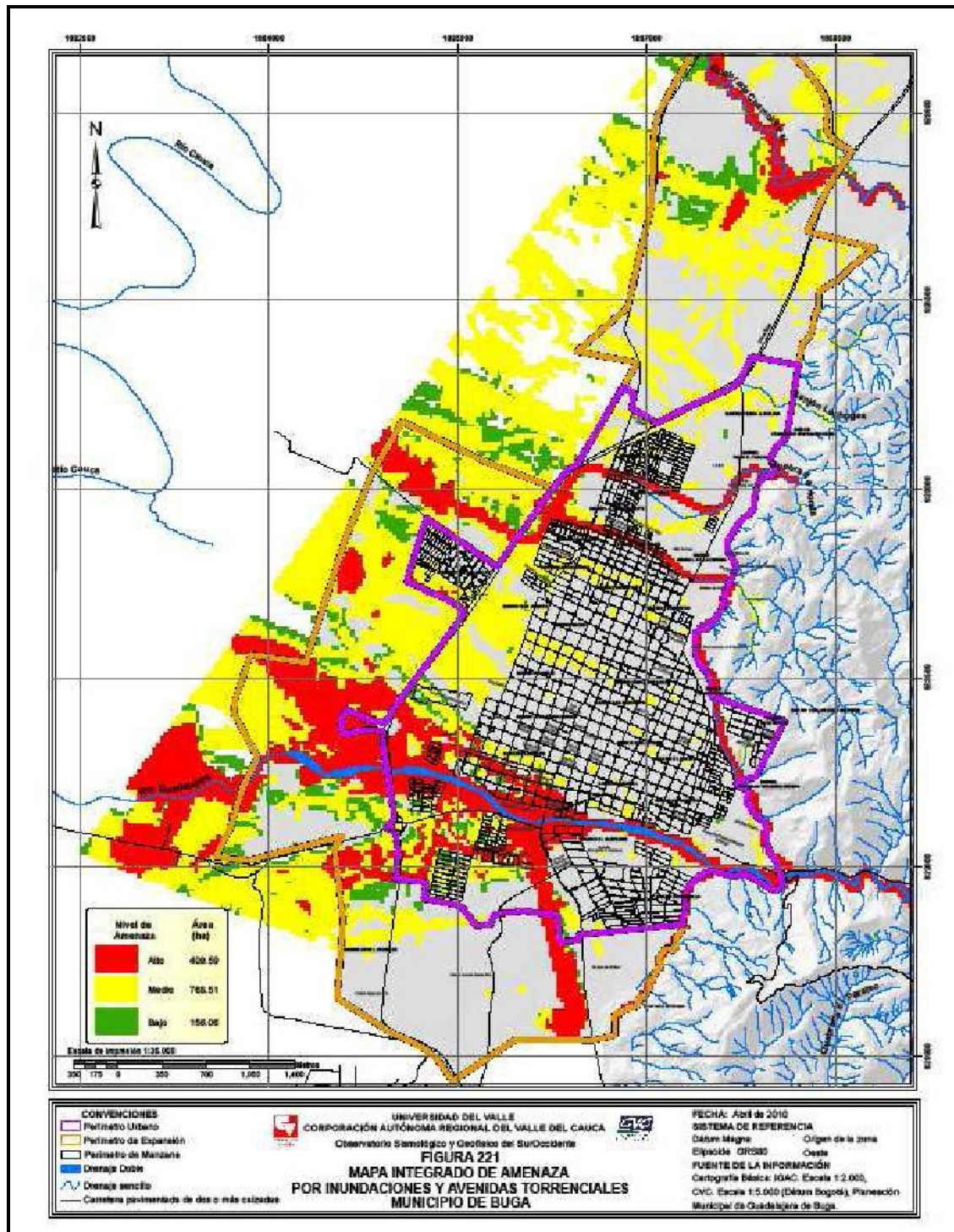


Figura 221 Mapa integrado de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales, municipio de Buga.

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1. CONCLUSIONES

En el presente estudio inicialmente se establecieron los mapas de inundaciones y avenidas torrenciales originadas por las crecientes del río Guadalajara y las quebradas La Honda, La pachita y Chambimbal para periodos de retorno de 10, 30 y 100 años y posteriormente se generó la cartografía de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales en la zona urbana y de expansión urbana del municipio de Guadalajara de Buga.

Los caudales correspondientes a las crecientes analizadas se calcularon a través de la modelación hidrológica a partir del análisis de los registros de las precipitaciones en las estaciones climatológicas ubicadas en la cuenca del río Guadalajara, considerando lluvias críticas de 18 horas de duración. Para la generación de los mapas de inundaciones y avenidas torrenciales se construyó e implementó un modelo matemático bidimensional (FLO-2D) mediante el cual se simularon diferentes crecientes correspondientes a periodos de retorno de 10, 30 y 100 años.

La cartografía de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales fue determinada aplicando la metodología propuesta mediante la cual se realiza la zonificación de las áreas inundadas de acuerdo con los niveles de intensidad y frecuencia de cada uno de los fenómenos, con base en los resultados de la modelación hidrodinámica y generando los mapas con el software ArcGIS.

La metodología establece tres niveles de amenaza según los rangos de frecuencia del fenómeno (representada en el periodo de retorno de la creciente) y el rango de magnitud o intensidad (representada por la profundidad de agua en las áreas inundadas, la velocidad de la corriente y el valor del producto de la profundidad por la velocidad, es decir, el caudal unitario). Las áreas sometidas a un nivel de amenaza alto se consideran no urbanizables, mientras que en las zonas sometidas a niveles de amenaza medio se prohíbe la construcción de viviendas, granjas, hoteles, centros escolares o sanitarios, bomberos, cementerios, campings y actividades de naturaleza similar y en las zonas de nivel de amenaza bajo se permite la construcción de viviendas y hoteles adoptando las medidas de construcción adecuadas.

La cartografía de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales generada se constituye en una importante herramienta de apoyo que puede ser utilizada para la optimización de los planes de ordenamiento territorial del municipio de Buga, la optimización de los sistemas de alerta y emergencia, el diseño y construcción de obras de protección y, en general, la gestión del riesgo. La cartografía de amenaza generada representa una medida no estructural para el control de estos fenómenos naturales.

Áreas de la zona urbana que se encuentran expuestas a los distintos niveles de amenaza para los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales y la integración de ambos fenómenos

Con base en los mapas de amenazas por inundaciones y avenidas torrenciales generados para los diferentes escenarios considerados (es decir, para las crecientes de periodos de retorno de 10, 30 y 100 años) se determinó la extensión de las áreas inundadas del perímetro urbano y de la zona de expansión urbana, así como los porcentajes de las áreas afectadas por estos dos fenómenos según el área urbana (966.57 ha) y el área de expansión urbana (1033.45 ha) obteniendo los siguientes resultados:

Escenario (Tr, años)	Área urbana y de expansión afectada por inundaciones (ha)							
	Amenaza alta		Amenaza media		Amenaza baja		Área total	
	Urbana	Expansión	Urbana	Expansión	Urbana	Expansión	Urbana	Expansión
10	86.48	68.02	178.13	281.19	0.00	0.00	264.60	349.21
30	74.15	48.85	22.23	31.05	192.21	332.85	288.58	412.75
100	80.78	54.03	27.68	46.00	195.69	364.38	304.14	464.41
Global	90.26	70.91	178.97	288.64	39.25	106.43	308.47	465.99
Porcentaje del área (%)	9.34	6.86	18.52	27.93	4.06	10.30	31.91	45.09

Considerando el fenómeno de inundaciones originadas por los desbordamientos de los cauces y las lluvias, el 31.91% (308.47 ha) del área urbana del municipio de Guadalajara de Buga se encuentra expuesto a algún grado de amenaza; es decir, un poco menos de la tercera parte del área urbana se encuentra amenazada. Por otra parte, el 27.86% del área urbana se encuentra expuesto a un nivel de amenaza alto o medio. Además, el 45.09% (465.99 ha) de la zona de expansión urbana del municipio de Buga se encuentra expuesto a algún grado de amenaza (o sea, un poco menos de la mitad del área de expansión urbana total). Asimismo, el 34.79% del área de expansión urbana se halla expuesto a un nivel de amenaza alto o medio por el fenómeno de inundaciones.

Escenario (Tr, años)	Área urbana y de expansión afectada por avenidas torrenciales (ha)							
	Amenaza alta		Amenaza media		Amenaza baja		Área total	
	Urbana	Expansión	Urbana	Expansión	Urbana	Expansión	Urbana	Expansión
10	132.04	126.25	36.80	89.55	0.00	0.00	168.84	215.80
30	104.95	66.96	38.68	53.81	42.67	111.91	186.30	232.69
100	113.04	80.56	43.77	72.53	40.28	144.67	197.08	297.77
Global	141.43	143.66	41.08	111.69	22.53	77.58	205.04	332.93
Porcentaje del área (%)	14.63	13.90	4.25	10.81	2.33	7.51	21.21	32.22

Para el fenómeno de avenidas torrenciales el 21.21% (205.04 ha) del área urbana se encuentra expuesto a algún grado de amenaza. Además, el 18.88% del área urbana se encuentra expuesto a un nivel de amenaza alto o medio. Por otra parte, el 32.22% del área de expansión urbana se halla expuesto a algún grado de amenazada por el fenómeno de avenidas torrenciales. Asimismo, el 24.71% del área de expansión urbana se encuentra expuesto a un nivel de amenaza alto o medio. Estas cifras indican que el fenómeno de avenidas torrenciales es un poco más crítico que el de inundaciones para la zona urbana y de expansión urbana del municipio de Buga.

Al considerar conjuntamente los mapas de amenaza globales por inundaciones y avenidas torrenciales se obtuvo el mapa de amenaza integrado por estos dos fenómenos. Este mapa indica o representa la condición o nivel de amenaza más crítico que se puede tener en cada punto del área urbana al considerar tanto el fenómeno de inundaciones como el de avenidas torrenciales. Este mapa integrado arrojó las siguientes áreas de la zona urbana y de expansión urbana del municipio de Guadalajara de Buga expuestas a los niveles de amenaza alto, medio y bajo:

Escenario (Tr, años)	Área urbana y de expansión afectada por integración de los mapas de inundaciones y avenidas torrenciales (ha)							
	Amenaza alta		Amenaza media		Amenaza baja		Área total	
	Urbana	Expansión	Urbana	Expansión	Urbana	Expansión	Urbana	Expansión
Integrado	143.67	151.25	159.72	288.64	22.36	64.68	325.74	504.58
Porcentaje del área (%)	14.86	14.64	16.52	27.93	2.31	6.26	33.70	48.82

Según los resultados obtenidos, el 33.70% del área urbana del municipio se encuentra expuesta a algún grado de amenaza por inundaciones o avenidas torrenciales (es decir, 325.74 ha), lo cual representa un porcentaje relativamente alto de toda el área urbana. Igualmente se debe destacar que el 14.86% del área urbana (o sea 143.67 ha) se halla expuesto a un nivel de amenaza alto. También se observa que el 48.82% del área de expansión urbana del municipio de Buga se encuentra expuesto a algún grado de amenaza por inundaciones o avenidas torrenciales (es decir, 504.58 ha), lo cual representa un porcentaje considerablemente alto de toda el área de expansión urbana. Igualmente se debe destacar que el 14.64% del área de expansión urbana (o sea, 151.25 ha) se encuentra expuesto a un nivel de amenaza alto. En conclusión, el mapa integrado de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales presenta condiciones más críticas que los resultados de los mapas de amenaza individuales por cada uno de los dos fenómenos, razón por la cual este mapa debería ser tenido en cuenta para el reordenamiento territorial del municipio y el planteamiento de medidas de protección y mitigación necesarias.

Los mapas de amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales constituyen una importante herramienta de apoyo que puede ser utilizada para diferentes propósitos, tales como:

- Optimización de los planes de ordenamiento territorial del municipio, de acuerdo con los niveles de amenaza. Los mapas permiten identificar las zonas que presentan un mayor grado de amenaza, en las cuales se deben establecer fuertes restricciones de uso del suelo.
- Implementación y optimización de los sistemas de alerta y emergencia ante la ocurrencia de inundaciones y avenidas torrenciales. La predicción de la profundidad que alcanzaría el agua en la planicie de inundación, así como la velocidad del flujo y el producto de la profundidad por la velocidad, permiten estimar el posible impacto generado por una creciente y, en consecuencia, establecer prioridades en las actividades a implementar (medidas no estructurales) antes, durante y después de los desbordamientos.
- Diseño de obras de protección, mitigación y/o control. Los mapas de amenaza indican las zonas potencialmente inundables y las características de los flujos en dichas zonas en caso de presentarse un evento extremo, por lo cual permiten plantear y analizar diferentes alternativas de obras (medidas estructurales) que conduzcan a la prevención, mitigación y/o control del fenómeno y definir finalmente la alternativa más apropiada considerando los diferentes aspectos sociales, ambientales, técnicos y económicos.
- La cartografía de inundaciones generada constituye una herramienta útil para el análisis de la amenaza asociada a inundaciones y avenidas torrenciales que resulta indispensable para la determinación de la vulnerabilidad y la cuantificación del riesgo (escenarios de afectación) por estos fenómenos. Esta cuantificación representa el paso inicial para la evaluación del riesgo.

10.2. RECOMENDACIONES

Los mapas de amenaza generados debido a la posible ocurrencia de los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales deben ser empleados para la determinación de la vulnerabilidad y la cuantificación y evaluación del riesgo, y finalmente para el reordenamiento del territorio del municipio de Buga teniendo en cuenta los diferentes grados o niveles de amenaza establecidos, así:

- Nivel de amenaza alto: zonas de desbordes frecuentes e intensidad alta en la cual podrían generarse graves daños a núcleos urbanos, por lo cual se considera que no debe ser urbanizable y debe contar con una protección especial. Si no se contempla el diseño y construcción de estructuras de protección para las zonas donde existan construcciones (casas, edificios, bodegas, hospitales, instituciones educativas, etc.) es necesario planear a mediano y largo plazo su reubicación.

- Nivel de amenaza medio: zona de desbordes frecuentes e intensidad media en la cual podrían ocurrir daños significativos a instalaciones comerciales, industriales y/o servicios básicos; por tal motivo se debe prohibir la construcción de viviendas, granjas, hoteles, centros escolares o sanitarios, hospitales, bomberos, cementerios y actividades de

naturaleza similar. Se debe considerar a largo plazo el cambio de uso del suelo en cuanto a las construcciones existentes en esta zona, si no se contempla el diseño y construcción de estructuras de protección (con el fin de minimizar los daños que se puedan ocasionar por las inundaciones)

- Nivel de amenaza bajo: zona de desbordes poco frecuentes e intensidad baja en la cual podrían presentarse daños leves a instalaciones comerciales, industriales y/o servicios básicos, por lo cual se puede permitir la construcción de viviendas y hoteles, adoptando las medidas de seguridad correspondientes.

Medidas estructurales

Se recomienda plantear, dimensionar y evaluar, considerando los aspectos social, ambiental, técnico y económico, distintas medidas estructurales (obras) orientadas a la prevención, mitigación y/o control de los desbordamientos durante las crecientes y avenidas torrenciales del río Guadalajara, las quebradas Chambimbal, La Pachita y La Honda y las acequias El Albergue, Chambimbal, La Julia y El Chircal; esto con el fin de evitar o reducir magnitud e intensidad de la amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales. Entre estas medidas se pueden considerar las siguientes: mejoramiento de las condiciones hidráulicas mediante dragado de los cauces al paso por la ciudad de Buga; construcción de áreas de almacenamiento, las cuales permiten amortiguar las crecientes al retener temporalmente una fracción del volumen de agua transportado por los cauces; y, mejorar las condiciones de acometida de las diferentes acequias que toman agua del río Guadalajara.

En las quebradas La Pachita y La Honda se recomienda realizar un trabajo educativo y de vigilancia para que estos cauces no sigan cumpliendo la función de alcantarilla y depósito de basuras y escombros al paso por la ciudad.

Medidas no estructurales

Las medidas no estructurales, solas o en conjunto con las estructurales, pueden minimizar significativamente las afectaciones de los elementos expuestos en las áreas amenazadas y, por ende, disminuir los costos de los posibles daños. Entre las principales medidas estructurales recomendadas se tienen las siguientes:

- Sistemas de pronóstico y alerta temprana: tienen la finalidad de anticiparse a la ocurrencia de la inundación, avisando a la población para la oportuna evacuación de las áreas potencialmente afectadas por el fenómeno y tomando las medidas necesarias para reducir los perjuicios resultantes de la inundación. Para el sistema de pronóstico se requiere de un sistema de monitoreo (registro continuo y permanente de precipitaciones y niveles de agua en la parte alta de la cuenca del río Guadalajara y las quebradas Chambimbal, La Pachita y La Honda) y transmisión telemétrica a un centro de pronósticos.

- Elaboración y desarrollo de programas de prevención, educación y alerta, dirigidos a toda la población, incluyendo hospitales, escuelas, instituciones públicas y privadas, industrias, infraestructura.

- Realizar una zonificación técnica de las áreas sometidas a diferentes niveles o grados de amenaza, así:

(i) Zona de amenaza alta: cualquier construcción que exista en esta área reduce el área de escurrimiento, elevando los niveles de aguas arriba de esta sección; esta zona debe quedar libre para evitar daños importantes y represamientos; no se debe permitir ninguna nueva construcción en esta zona y el municipio podrá, paulatinamente, trasladar las construcciones existentes; esta área puede ser usada para la agricultura u otro uso similar; adicionalmente, se puede permitir la instalación de líneas de transmisión y conductos hidráulicos o cualquier tipo de obra que no produzca obstrucción al escurrimiento, como por ejemplo, estacionamientos, campos de deportes, entre otros.

(ii) Zona de amenaza media: las áreas expuestas a este nivel de amenaza pueden tener los siguientes usos: (a) parques, actividades de recreación y deportivas cuyo mantenimiento, después de cada crecida, sea simple y de bajo costo; normalmente una simple limpieza restablece rápidamente su condición de uso; (b) agropecuario; (c) viviendas con más de un piso, donde el piso superior quedará por lo menos en el nivel del límite de la crecida y estructuralmente protegida contra crecidas; (d) industrial y comercial, como áreas de cargas, estacionamiento, áreas de almacenamiento de equipos o maquinaria fácilmente removible o que no estén sujetos a los daños que genera una crecida; en este caso no se debe permitir el almacenamiento de artículos perecederos y principalmente tóxicos; (e) servicios básicos, líneas de transmisión, calles y puentes, siempre y cuando estén correctamente proyectados.

(iii) Zona de amenaza baja: teniendo en cuenta la baja probabilidad de ocurrencia y las pequeñas láminas de agua y bajas velocidades de las inundaciones que pueden presentarse en esta zona no se requiere una reglamentación especial debido a que los posibles daños se considera pueden ser de menor cuantía.

Se recomienda diseñar e implementar un programa de mediciones de campo orientado a la recolección de información durante la ocurrencia de los fenómenos de inundaciones y avenidas torrenciales en el municipio de Buga: El programa debe permitir la toma de datos e información sobre las características más importantes de los eventos catastróficos, tales como, registro de niveles de agua, duración de las crecientes, límites de áreas inundadas o afectadas, profundidades de agua y lodos en las diferentes zonas afectadas, toma y análisis de muestras de lodos para determinar sus propiedades sedimentológicas (granulometrías, concentraciones, etc.) y reológicas. (esfuerzos cortantes, viscosidad). El análisis de la información recolectada permitirá la optimización y actualización de los modelos hidrodinámico y de lodos implementados en el presente estudio.

11. BIBLIOGRAFÍA

11. BIBLIOGRAFÍA

- Plan de Ordenamiento Territorial del municipio de Guadalajara de Buga. (2001-2009).
- Convenio 168 de 2003 – CVC/Universidad del Valle, (2005). Formulación de planes de ordenación y manejo de cuencas hidrográficas en el Valle del Cauca.
- GARCÍA, D. F. (2003). Hidráulica y transporte de sedimentos en ríos de montaña. Universidad de los Andes. Santafé de Bogotá, Colombia.
- LÓPEZ, R. (2005). Resistencia al flujo de ríos de montaña: desarrollo de ecuaciones de predicción. España.
- PARKER, G., KLINGEMAN, P.; McLean, D. (1982). Bedload and size distribution in paved gravel-bed streams. *Journal of Hydraulic Div., ASCE*, Vol. 108 No. HY4, 1982, pp. 544 – 571.
- PARKER, G. (1990). Surface-based bedload transport relation for gravel rivers. En: *Journal of Hydraulic Research*. Vol. 28, 1990, No. 4. Pags. 417 – 436.
- PARKER, G. (1990). The “Acronym” series of Pascal programs for computing bedload transport in gravel rivers. External Memorandum No. M-220. University of Minnesota, St. Anthony Falls Hydraulic Laboratory.
- BUNTE, K. y R. ABT, S. (2001). Sampling surface and subsurface particle – size distribution in wadable Gravel –and cobble– bed streams for analyses in sediment transport, hydraulics, and streambed monitoring.
- Metodología establecida por la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones de España, (1995).
- PATRICOVA, (2002). Metodología planteada por el Plan de Acción Territorial de Carácter Sectorial sobre Prevención del Riesgo de Inundación en la Comunidad Valenciana.
- Gobierno de Aragón – Iberinsa, (2005). Metodología propuesta en el Plan Medioambiental del río Ebro y tramo bajo del río Cinca.
- CVC-Universidad del Valle, (2007). Metodología implementada para la generación de mapas de inundación en la llanura aluvial del río Cauca. Proyecto de modelación río Cauca – Proyecto PMC.

- Managua, Nicaragua, Agosto de (2005). Recomendaciones técnicas para su elaboración. Metodología aplicada por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales. Agencia Suiza para el Desarrollo y la Cooperación Proyecto MET-ALARN INETER/COSUDE “Inundaciones Fluviales Mapas de Amenaza”.
- Convenio CVC-984/96 Ingeominas I-024. Santa Fé de Bogotá, Marzo de 1998. Metodología para la Zonificación de Amenaza y Riesgo por Avenidas Torrenciales en la Cabecera Municipal de Florida-Valle del Cauca. Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca, CVC - Instituto de Investigaciones en Geociencias Minería y Química, Ingeominas.
- RODRÍGUEZ, J.J. y O'BRIEN, J.S. (2001). Metodología para delimitación de mapas de amenaza propuesta por R. García.
- Estados Unidos, (2004). Metodología aplicada en el cono aluvial del cauce Jones Creek y propuesta por Kerr Word Leital Associates Limited para el Departamento de Obras Públicas del Condado de Whatcom.
- O'BRIEN, J.S. (2009). Manuales del modelo matemático bidimensional FLO-2D.
- Agencia Catalana del Agua. (2003). Recomendaciones técnicas para los estudios de inundabilidad locales. Guía técnica. Cataluña.
- ALCANTARA-AYALA, I., (2002). Geomorphology, natural hazard, vulnerability and prevention of disasters in developing countries. *Geomorphology* 47, 107 – 124.
- AYALA, F.J., 1993. Estrategias para la reducción de desastres naturales. *Investigación y Ciencia* 200, 6 -13.
- CHARDON, A., 1999. A geographic approach of the global vulnerability in urban area: case of Manizales, Colombian Andes. *GeoJournal* 49, 197-212.
- CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (1997). Boletín Hidrológico 1996. Cali.
- CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (1985). Salvajina “El Parto de una Quimera”. Cali.
- CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (1998). Tablas de calibración históricas y ceros de mira para el río Cauca y sus tributarios. Cali.
- CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC – INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN GEOCIENCIAS MINERAS Y

QUIMICA, INGEOMINAS. Zonificación de Amenazas y Riesgo por Avenidas Torrenciales en la Cabecera Municipal de Florida-Valle del Cauca. Santa Fe de Bogotá, Marzo de 1998.

- CUNGE, J.A, Holly, F.M., Verwey A. (1980). Practical Aspects of Computational River Hydraulics, Pitman Publishing Limited. Londres.
- ETXEBERRIA Ramírez P, Brazaola Rojo A, Edeso Fito J. XIV Congreso Internacional de Ingeniería Gráfica, Cartografía de Peligro de Inundaciones Mediante Sistemas de Información Geográfica y Modelos Hidrológicos e Hidráulicos. Santander, España – 5-7 junio de 2002.
- INSTITUTO NICARAGUENSE DE ESTUDIOS TERRITORIALES. Agencia Suiza para el Desarrollo y la Cooperación. Proyecto MET-ALARN INETER/COSUDE “INUNDACIONES FLUVIALES MAPAS DE AMENAZA”. Recomendaciones técnicas para su elaboración. Managua, Nicaragua, agosto 2005.
- JIMÉNEZ. F.; Faustino. G.; Velásquez. S. 2004. Análisis integral de la vulnerabilidad de amenazas naturales en cuencas hidrográficas de América Latina. CATIE.
- KLAUS, J., Pflugner, W., Schmidtke, R., Wind, H., Green, C., 1995. Models for flood hazard assessment and management. En: Penning-Rowell, E.C., Fordham, M. (Eds.), Floods Across Europe. Hazard Assessment, Modeling and Management. Middlesex University Press, Londres. Pp. 69-106.
- LAVELL, A. 1996. Degradación ambiental, riesgo y desastre urbano. Problemas y conceptos: hacia la definición de una agenda de investigación. *In Ciudades en Riesgo*. Comp.MA, Fernández. Peru, La Red. ,p. 21-59.
- LEONELLI. M.2000. Prevención, atención y mitigación de desastre: un enfoque global. Taller de mitigación de desastres naturales. San Pedro Sula Honduras del 7-9 diciembre 2000. 85p.
- MARTIN VIDE, J. P. (1997). Ingeniería Fluvial. Escuela Colombiana de Ingeniería, Santa Fe de Bogotá.
- MAZA ÁLVAREZ, J. A. (1987). Introducción a la Ingeniería de Ríos. Universidad Italiana per Stranieri, Perugia.
- Metodología Establecida por la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones en España. España en 1995.
- MONSALVE SÁENZ, G. (1995). Hidrología en la Ingeniería. Escuela Colombiana de Ingeniería, Santa Fe de Bogotá.

- SETH E. STUDLEY. Estimated Flood-Inundation Maps for Cowskin Creek in Western Wichita, Kansas. Water-Resources Investigations Report 03-4074. Lawrence, Kansas 2003.
- RIVERA Torres Lisandro, Solís Hernán, Jiménez Francisco, Faustino Jorge. Evaluación de la amenaza y vulnerabilidad a inundaciones en la microcuenca La Soledad, Valle de Ángeles, Honduras. Recursos Naturales y Ambiente/n° 43.
- SECRETARIA DE ESTADO DE INTERIOR DE ESPAÑA. (1995). Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones. España.
- UNIVERSIDAD DEL VALLE-CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2005). Optimización y aplicaciones de los modelos hidrodinámico, sedimentológico y morfológico del río Cauca. Tramo La Balsa – La Virginia. Cali.
- UNIVERSIDAD DEL VALLE-CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2004). Red geodésica de alta precisión. Tramo Salvajina – La Virginia. Cali.
- UNIVERSIDAD DEL VALLE-CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2004). Estudio topobatimétrico de los principales ríos tributarios del río Cauca. Tramo Salvajina – La Virginia. Cali.
- UNIVERSIDAD DEL VALLE-CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2001). Modelación matemática del río Cauca. Tramo Salvajina – La Virginia. Cali.
- UNIVERSIDAD DEL VALLE-CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2001). Levantamiento batimétrico del río Cauca. Octubre – Diciembre 2000. Tramo Salvajina – La Virginia. Cali.
- UNIVERSIDAD DEL VALLE-CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2000). Caracterización del río Cauca. Tramo Salvajina – La Virginia. Cali.
- UNIVERSIDAD DEL VALLE - CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2000). Caracterización de ríos tributarios del río Cauca. Tramo Salvajina – La Virginia. Cali.
- UNIVERSIDAD DEL VALLE-CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (1999). Informe de la campaña de seccionamiento del río Cauca. Agosto - Octubre 1998. Cali.

- VAN RIJN, L. C. (1993). Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas. Aqua Publications, New Netherlands.
- CORPORACIÓN AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (1997). La creciente del río Guadalajara de noviembre 29 de 1997. Por Rodrigo Ayala, Olga Patricia Villa, Freide Guzmán y Omar Chaves M.
- CORPORACIÓN AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2002). Informe técnico 1130-09-028-086-204 – Evaluación de las obras para prevenir y mitigar inundaciones en Guadalajara de Buga. Por José Francisco Torres Banquero.
- CORPORACIÓN AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2001). Informe técnico 1130-09-028-085-335-2.0001 - Predio La Rivera, margen derecha del río Guadalajara. Por Juan Guillermo Arango.
- CORPORACIÓN AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2001). Informe técnico 1130-09-028-085-337-2.0001. Predio Ciprés, margen izquierda de río Guadalajara. Por Juan Guillermo Arango.
- CORPORACIÓN AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2001). Informe técnico 1130-09-028-085-318-2.0001 - Inestabilidad en el sector del viaducto, acequia Chambimbal. Por: Ingeniero José Francisco Torres Baquero.
- CORPORACIÓN AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2002). Informe técnico 1130-09-028-086-280-2002 – Erosión marginal, parque El Vergel. Por: Ingeniero José Francisco Torres Baquero.
- CORPORACIÓN AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2002). Análisis y diseño de las obras que se deben rehabilitar y construir para conservar y estabilizar la infraestructura física de las bocatomas Chambimbal y El Albergue ubicadas en el cauce del río Guadalajara, municipio de Guadalajara de Buga.
- CORPORACIÓN AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (1996). Estudios geológicos. Embalses de regulación en las quebradas San Pedro y Chambimbal.
- CORPORACIÓN AUTONOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC. (2002). Catalogo y fichas técnicas de las cuencas: Bugalagrande, Guadalajara, Morales, La Honda, El Ahorcado y Chambimbal.

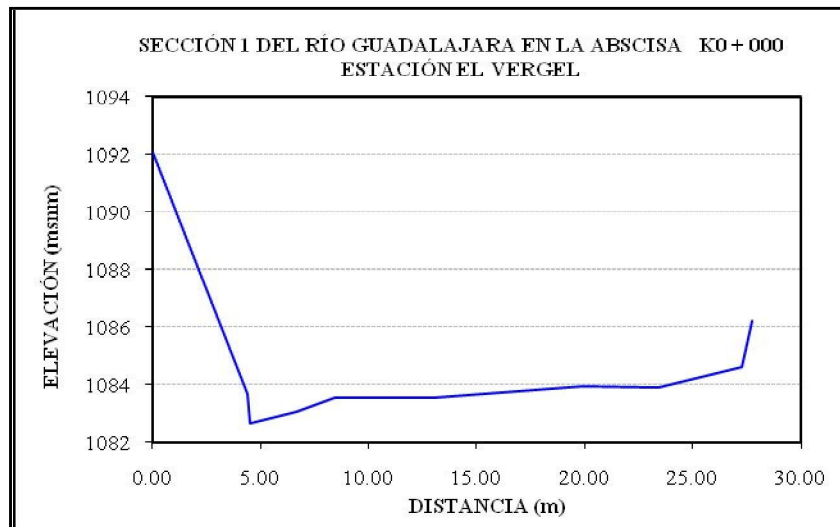
- CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA, CVC.
(1998). Río Guadalajara. Inventario de Bocatomas.

12. ANEXOS

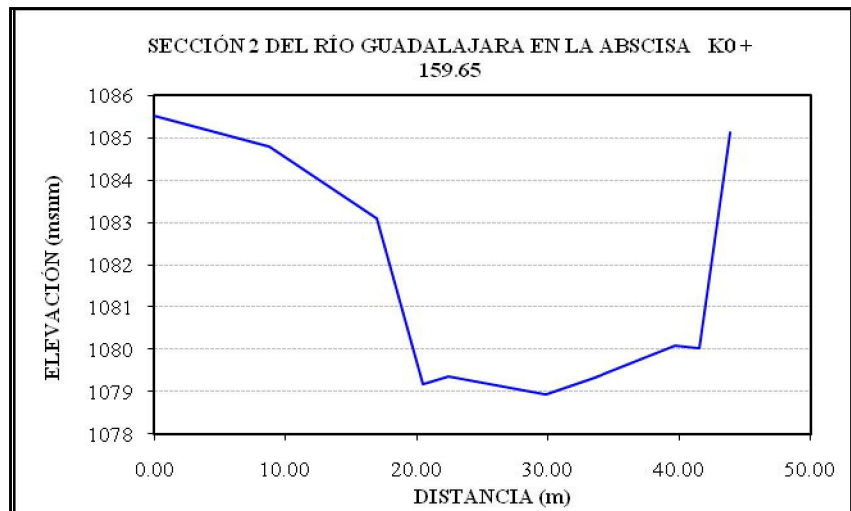
**ANEXO 1. SECCIONES TRASVERSALES DE LOS CAUCES DE LA ZONA DE ESTUDIO
DEL MUNICIPIO DE GUADALAJARA DE BUGA**

SECCIONES TRANSVERSALES DEL RÍO GUADALAJARA

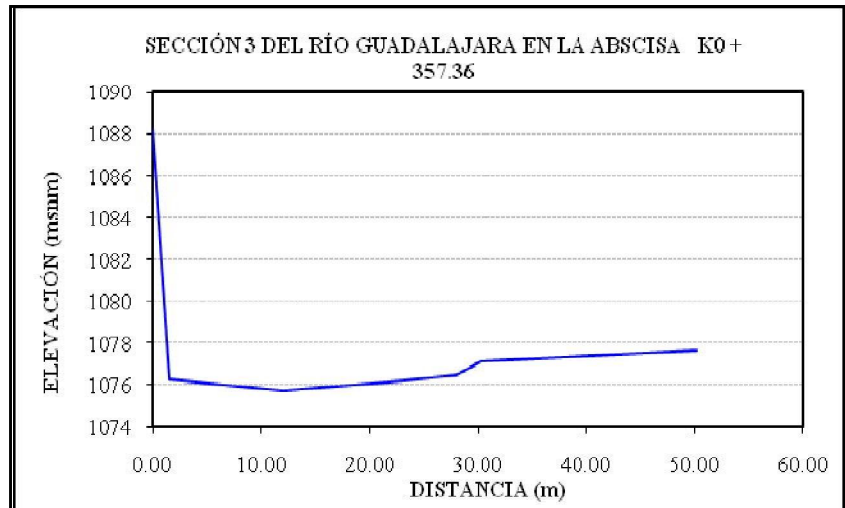
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1092.097
4.38	1083.657
4.50	1082.667
6.68	1083.047
8.42	1083.547
13.01	1083.527
19.95	1083.927
23.43	1083.897
27.29	1084.627
27.74	1086.227



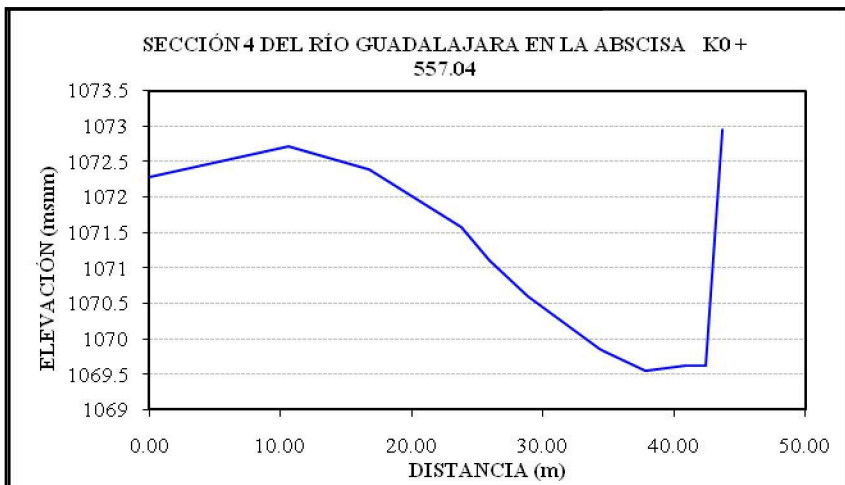
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1085.528
8.69	1084.788
16.89	1083.108
20.42	1079.188
22.43	1079.348
29.79	1078.928
33.54	1079.328
39.69	1080.088
41.51	1080.028
43.85	1085.128



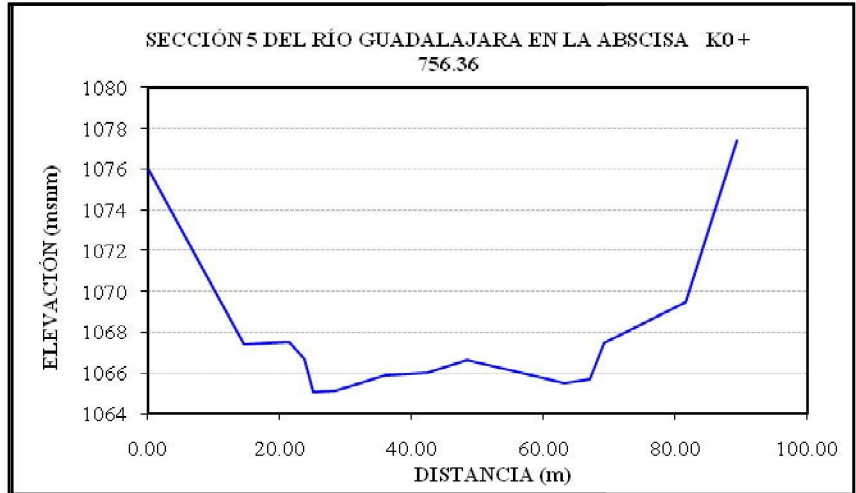
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1088.248
1.50	1076.248
11.94	1075.758
23.09	1076.218
27.90	1076.458
30.20	1077.138
50.20	1077.638



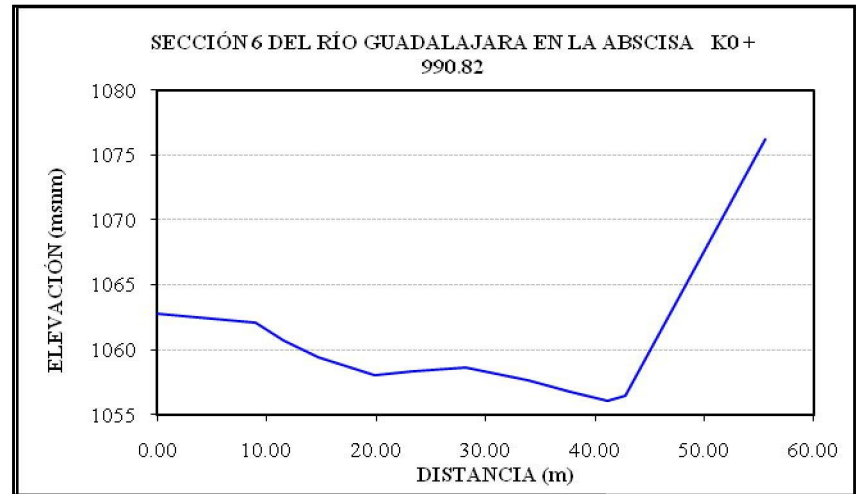
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1072.287
10.59	1072.707
16.75	1072.397
23.77	1071.577
25.93	1071.097
28.83	1070.607
34.28	1069.857
37.80	1069.557
40.85	1069.617
42.45	1069.627
43.68	1072.947



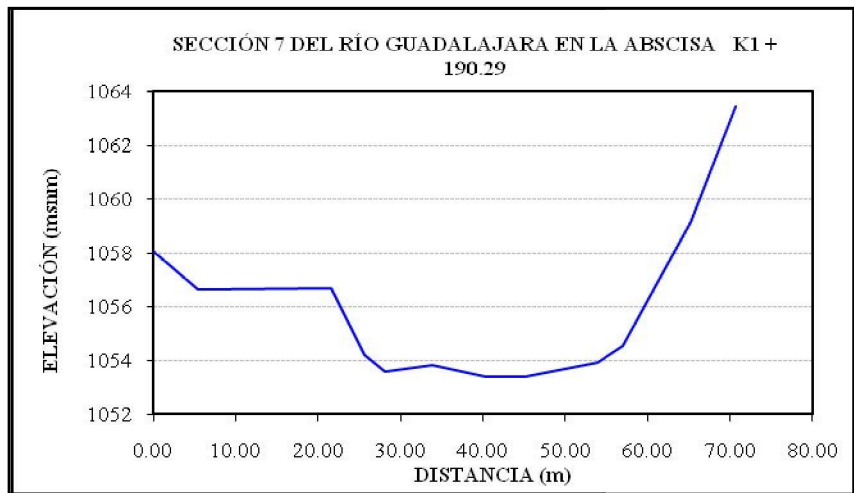
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1075.997
14.56	1067.397
21.31	1067.537
23.66	1066.737
24.99	1065.067
28.43	1065.147
35.86	1065.907
42.41	1065.997
48.41	1066.617
63.08	1065.537
66.97	1065.727
69.14	1067.457
81.65	1069.447
89.38	1077.387



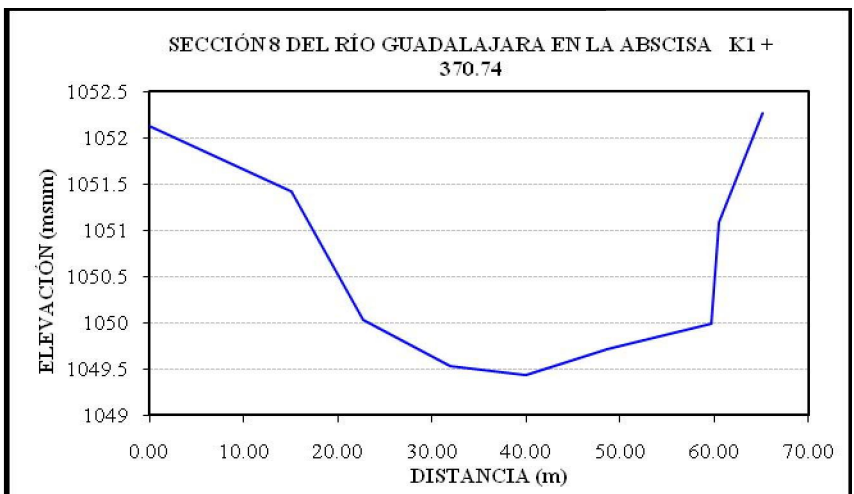
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1062.787
9.01	1062.037
11.49	1060.657
14.72	1059.437
19.91	1057.997
23.26	1058.347
28.18	1058.627
33.96	1057.657
37.77	1056.717
41.12	1056.087
42.85	1056.417
55.55	1076.167



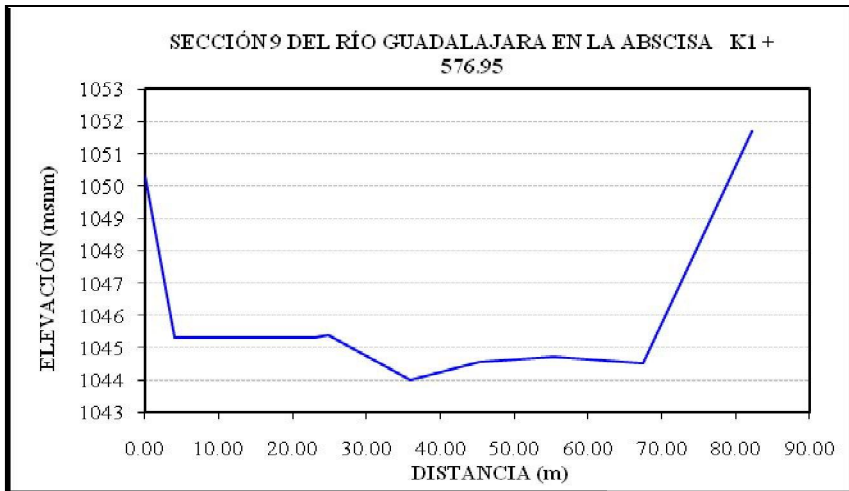
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1058.057
5.48	1056.647
21.57	1056.697
25.63	1054.227
28.15	1053.607
33.78	1053.837
40.37	1053.397
44.99	1053.417
53.95	1053.907
56.96	1054.557
65.17	1059.177
70.67	1063.437



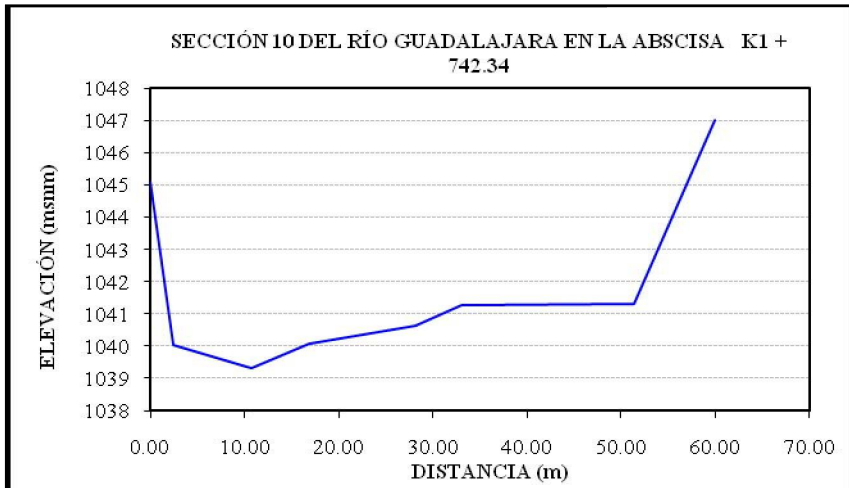
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1052.127
15.09	1051.417
22.63	1050.037
31.96	1049.527
39.92	1049.437
48.53	1049.707
59.68	1049.987
60.51	1051.087
65.09	1052.267



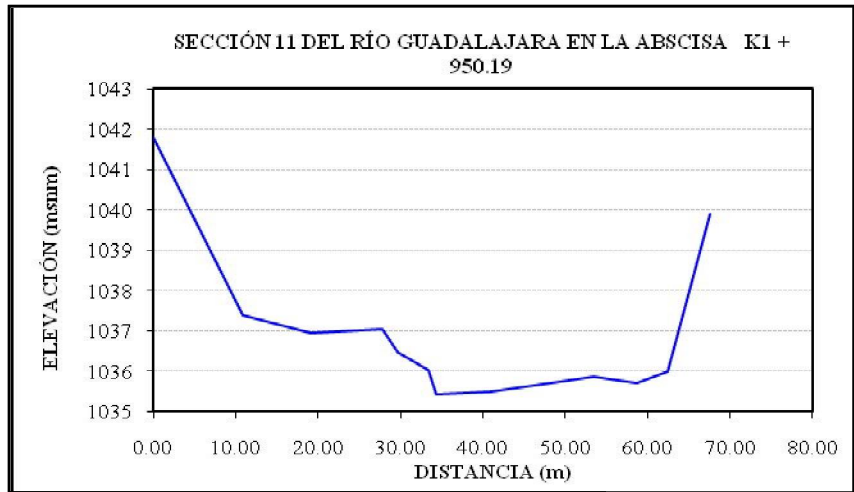
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1050.307
4.00	1045.297
22.83	1045.327
24.79	1045.397
35.86	1044.017
45.20	1044.577
55.37	1044.727
67.44	1044.537
82.21	1051.687



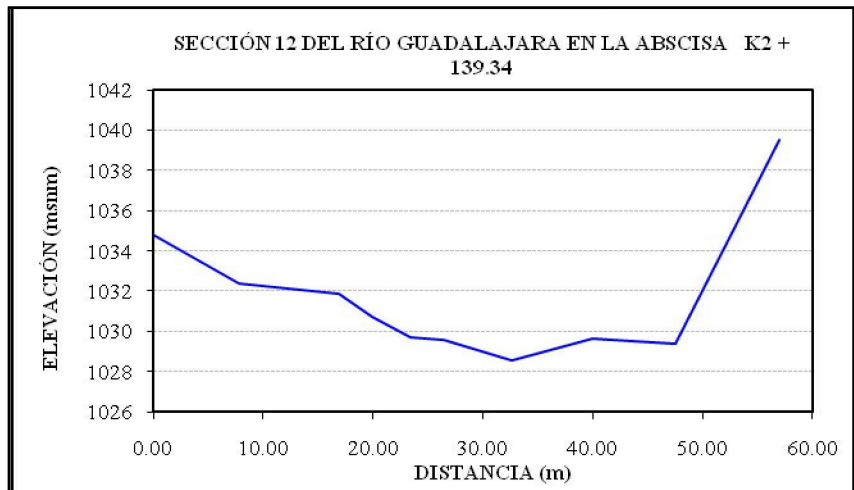
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1045.097
2.38	1040.037
10.72	1039.337
16.82	1040.087
28.06	1040.617
33.02	1041.267
51.32	1041.317
59.92	1047.007



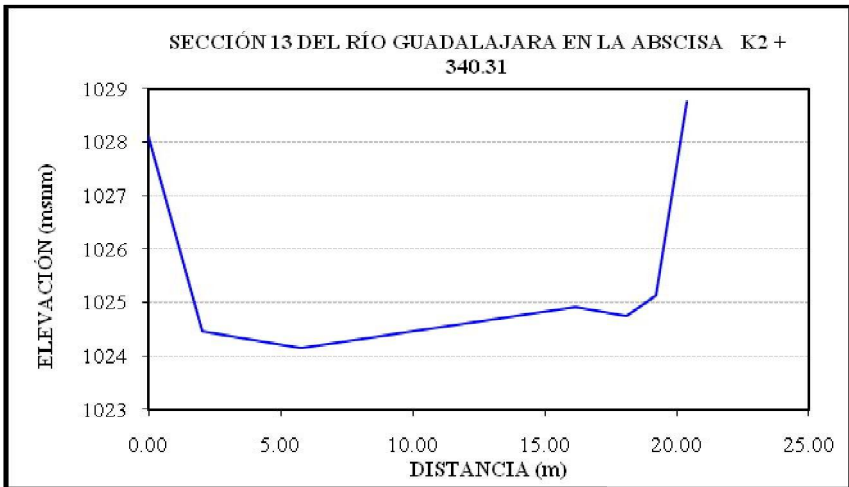
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1041.798
10.87	1037.388
19.15	1036.948
27.86	1037.028
29.72	1036.458
33.31	1036.028
34.32	1035.438
40.88	1035.488
53.38	1035.868
58.78	1035.698
62.44	1035.988
67.60	1039.888



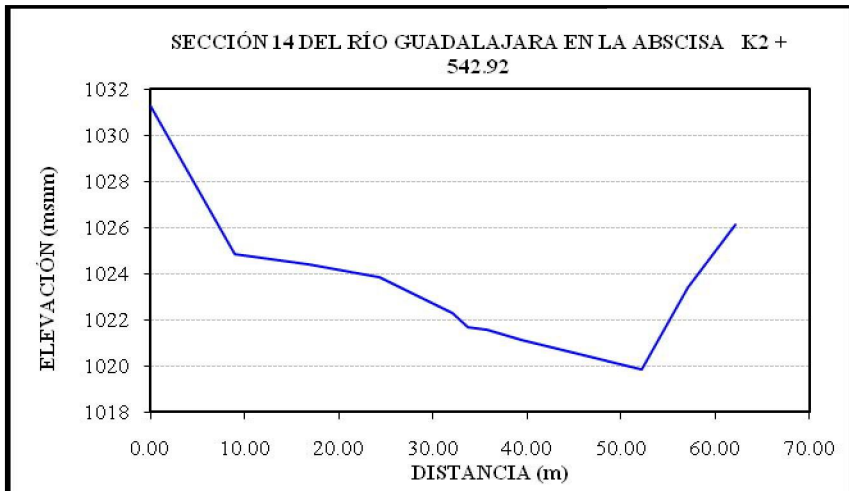
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1034.788
7.75	1032.378
16.83	1031.858
19.94	1030.728
23.42	1029.688
26.45	1029.598
32.67	1028.528
39.96	1029.628
47.50	1029.388
56.96	1039.518



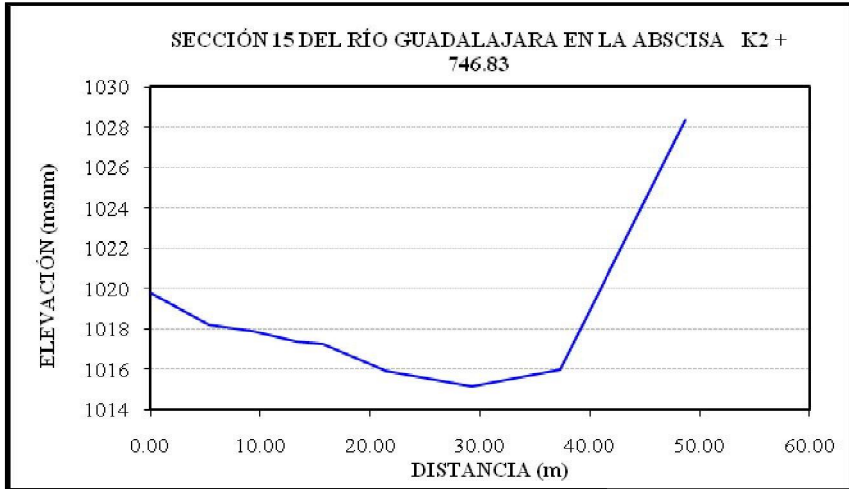
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1028.117
2.04	1024.447
5.77	1024.137
16.17	1024.917
18.11	1024.747
19.22	1025.127
20.38	1028.747



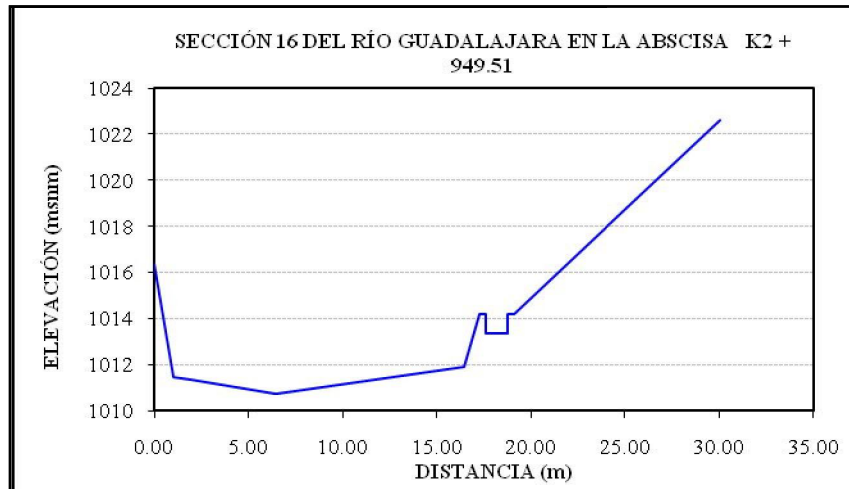
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1031.307
8.98	1024.867
16.86	1024.407
24.36	1023.867
32.13	1022.307
33.71	1021.667
35.72	1021.557
39.39	1021.127
52.18	1019.827
57.13	1023.387
62.14	1026.147



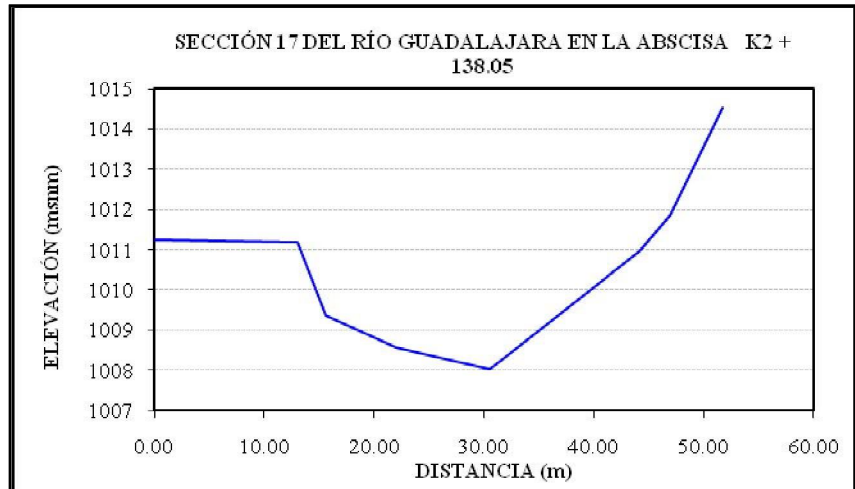
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1019.787
5.32	1018.197
9.36	1017.877
13.22	1017.417
15.76	1017.287
21.42	1015.917
29.20	1015.197
37.32	1015.987
48.69	1028.347



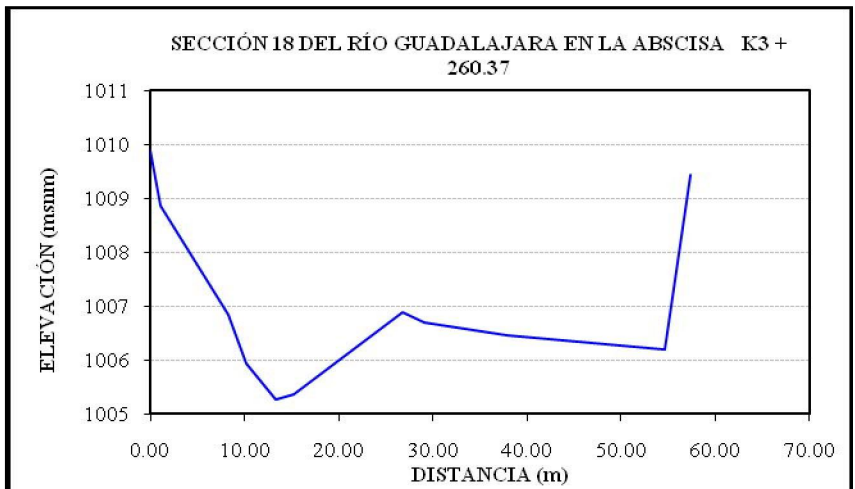
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1016.338
1.00	1011.438
1.98	1011.368
6.47	1010.708
16.43	1011.918
17.27	1014.198
17.57	1014.198
17.57	1013.358
18.77	1013.358
18.77	1014.2
19.07	1014.2
30.05	1022.628



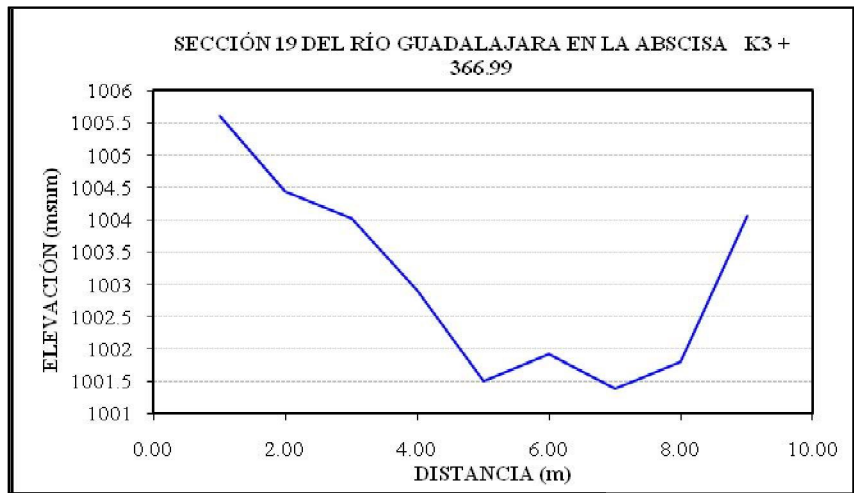
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1011.238
12.99	1011.168
15.62	1009.358
22.03	1008.568
30.56	1008.038
44.15	1010.958
46.96	1011.848
51.67	1014.528



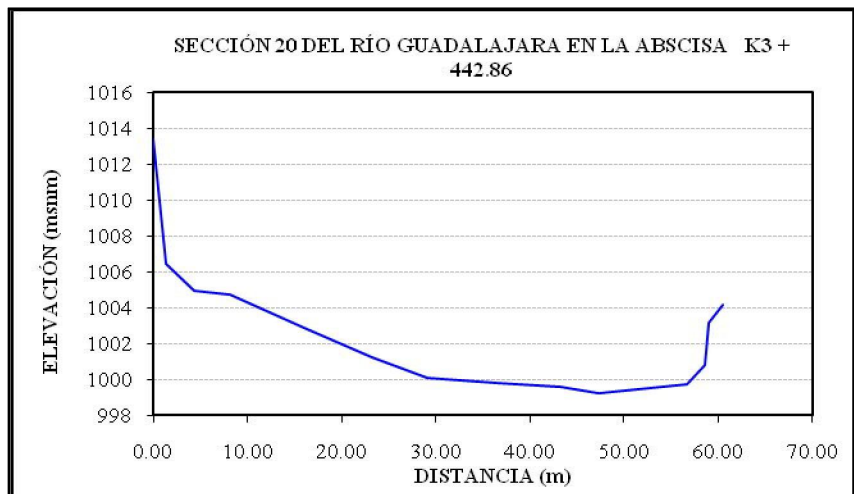
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1009.891
1.09	1008.861
8.30	1006.831
10.22	1005.941
13.28	1005.261
15.24	1005.371
26.76	1006.891
29.10	1006.691
37.86	1006.471
54.59	1006.211
57.40	1009.441



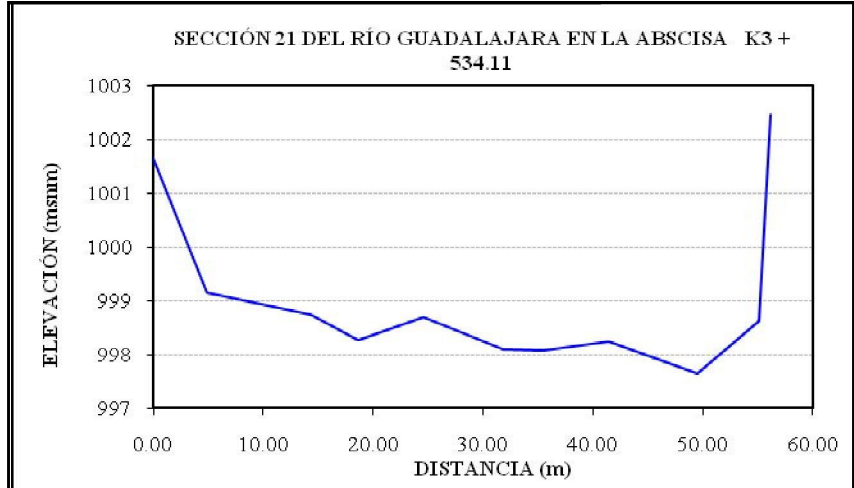
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1005.611
3.78	1004.441
7.92	1004.021
10.33	1002.921
16.76	1001.511
27.46	1001.921
34.94	1001.381
43.04	1001.811
43.71	1004.061



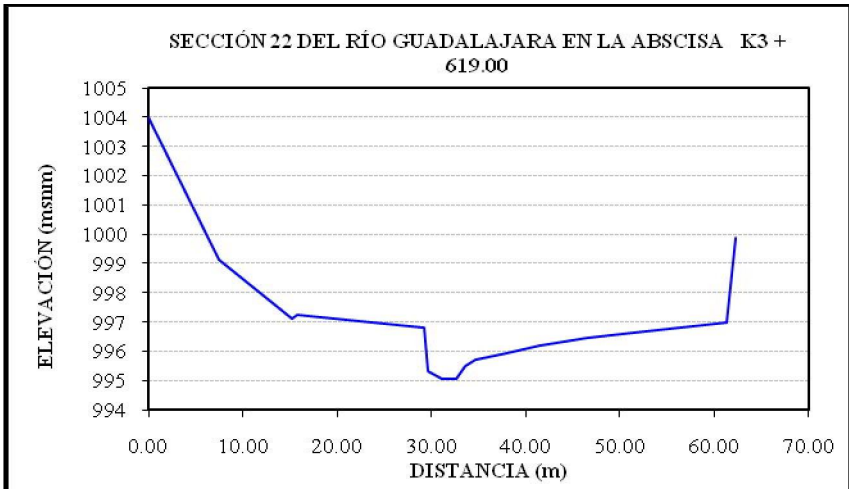
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1013.371
1.35	1006.451
4.37	1004.961
8.14	1004.711
16.06	1002.891
23.24	1001.261
29.08	1000.091
36.58	999.831
43.28	999.621
47.23	999.241
56.72	999.751
58.62	1000.801
58.99	1003.171
60.47	1004.15



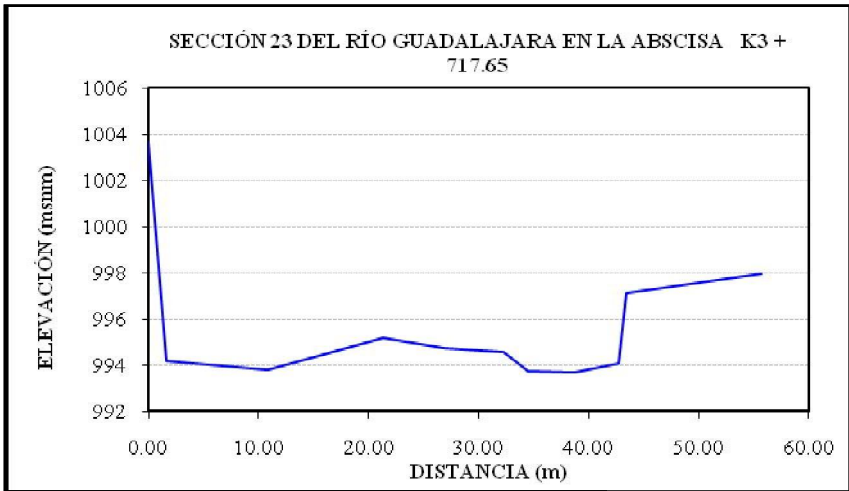
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1001.66
4.87	999.16
14.33	998.74
18.59	998.26
24.63	998.7
31.85	998.1
35.38	998.07
41.49	998.25
49.53	997.66
55.10	998.62
56.18	1002.47



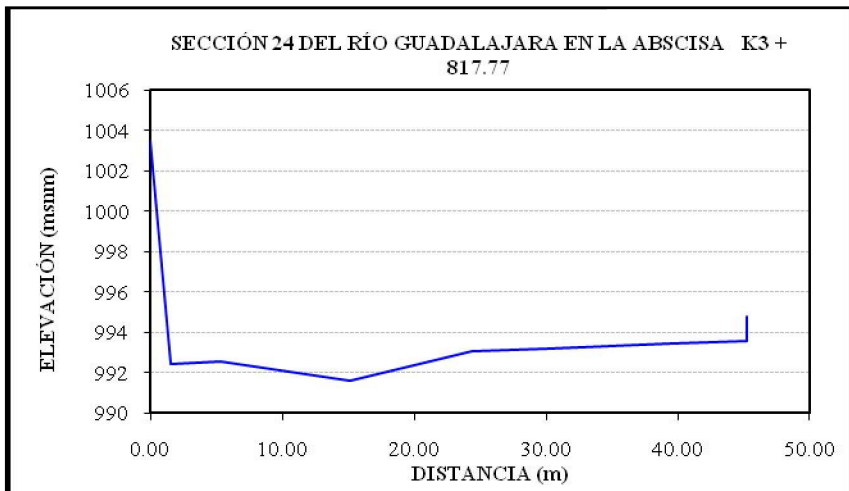
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1004.015
7.48	999.145
15.17	997.095
15.77	997.265
29.23	996.805
29.60	995.325
31.18	995.045
32.67	995.065
33.51	995.515
34.71	995.715
37.96	995.925
41.40	996.185
46.52	996.475
52.53	996.68
61.35	997.00
62.29	999.87



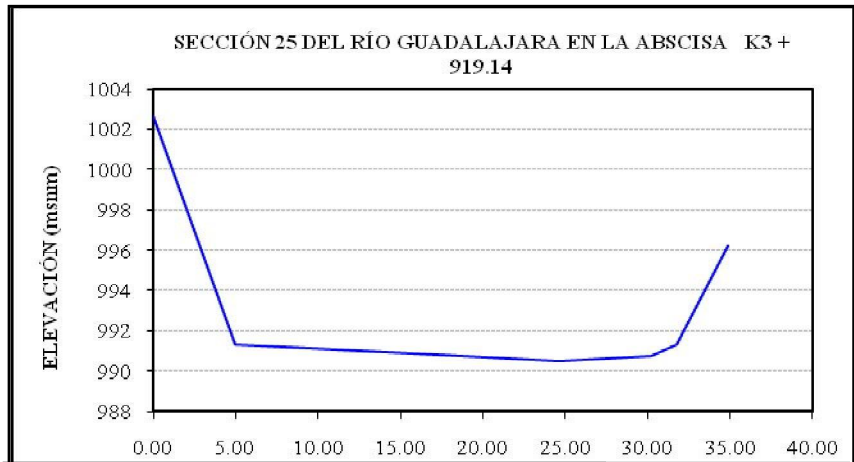
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1003.622
1.59	994.182
10.82	993.822
21.27	995.162
26.93	994.732
32.22	994.552
34.52	993.722
38.63	993.672
42.73	994.082
43.44	997.132
55.71	997.942



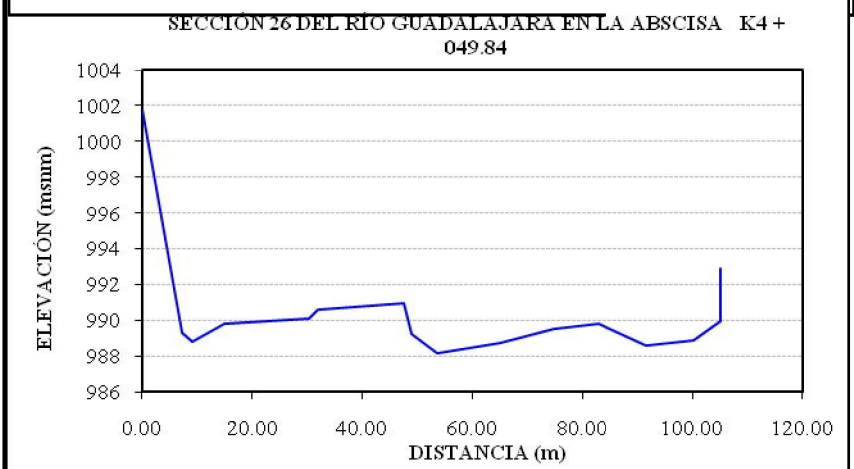
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1003.46
1.50	992.43
5.37	992.59
15.16	991.58
24.37	993.09
30.10	993.22
39.45	993.46
45.21	993.56
45.21	994.76



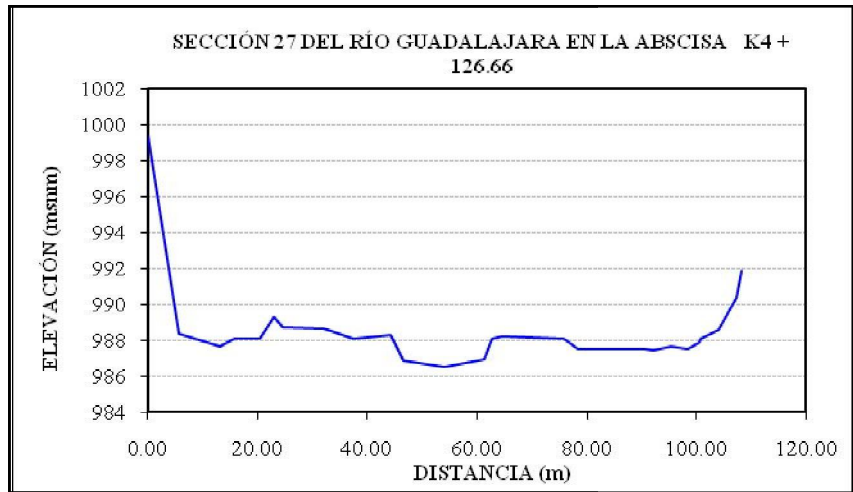
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1002.681
4.94	991.311
17.34	990.841
24.59	990.481
30.18	990.761
31.77	991.341
34.91	996.251



DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	1001.802
7.35	989.302
9.16	988.792
14.97	989.782
30.42	990.062
32.01	990.592
47.58	990.942
48.84	989.262
53.57	988.142
65.14	988.722
74.92	989.532
82.93	989.802
91.49	988.562
100.24	988.892
105.11	989.922
105.11	992.902

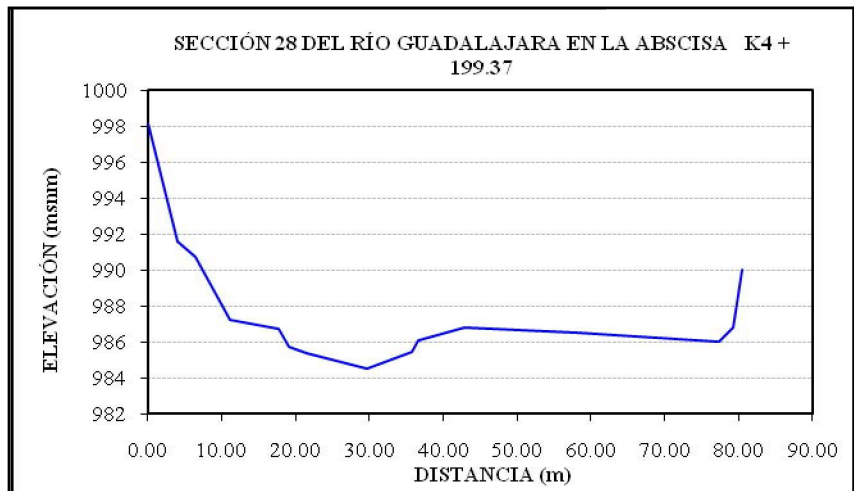


DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	999.401
5.66	988.381
13.16	987.671
15.66	988.081
20.43	988.131
23.09	989.311
24.59	988.731
32.01	988.691
33.39	988.511
37.42	988.071
44.33	988.301
46.52	986.891
54.16	986.541
61.37	986.921
62.73	988.101
64.65	988.231
75.74	988.131

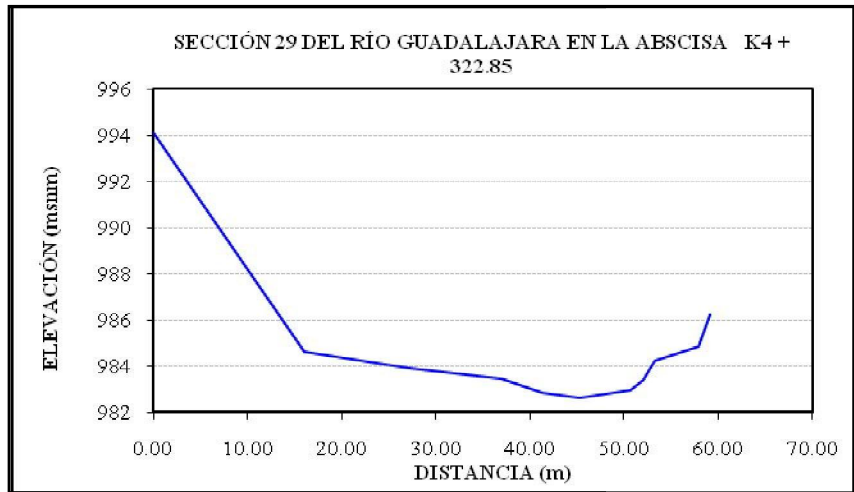


92.12	987.44
95.49	987.66
98.54	987.52
100.51	987.85
100.76	988.09
103.99	988.61

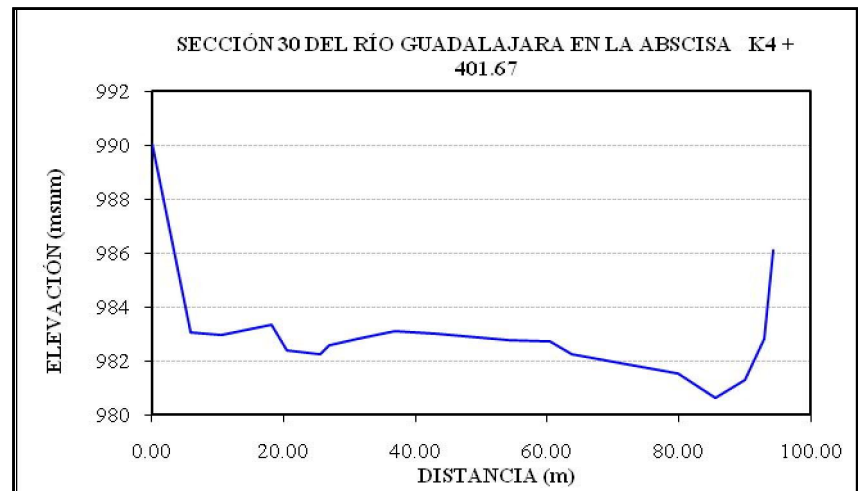
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	998.181
3.98	991.591
6.34	990.751
11.04	987.251
17.64	986.761
19.06	985.711
21.56	985.411
29.64	984.541
35.80	985.471
36.53	986.121
42.81	986.791
58.15	986.531
77.32	986.041
79.21	986.811
80.46	990.031



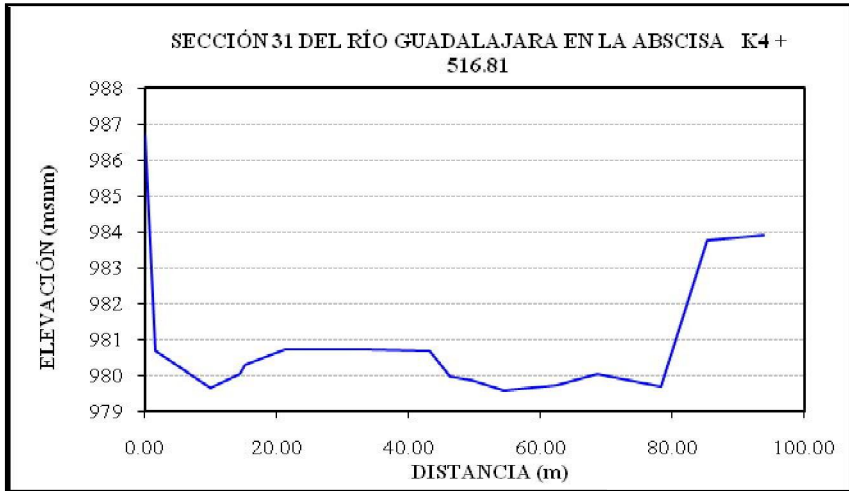
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	994.11
15.96	984.62
27.30	983.9
37.02	983.48
41.33	982.84
45.23	982.62
50.72	982.98
51.44	983.2
52.00	983.42
53.31	984.27
57.89	984.84
59.08	986.25



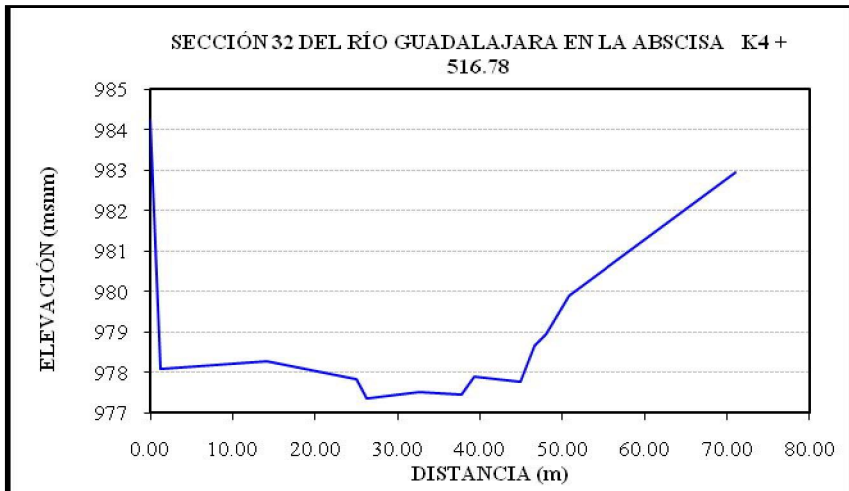
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	990.05
6.00	983.05
10.64	982.95
18.16	983.33
20.43	982.38
25.61	982.25
26.85	982.59
31.31	982.81
36.85	983.09
43.12	983.01
54.14	982.79
60.45	982.73
63.64	982.24
79.83	981.56
85.54	980.63
89.97	981.31
92.88	982.83
94.32	986.11



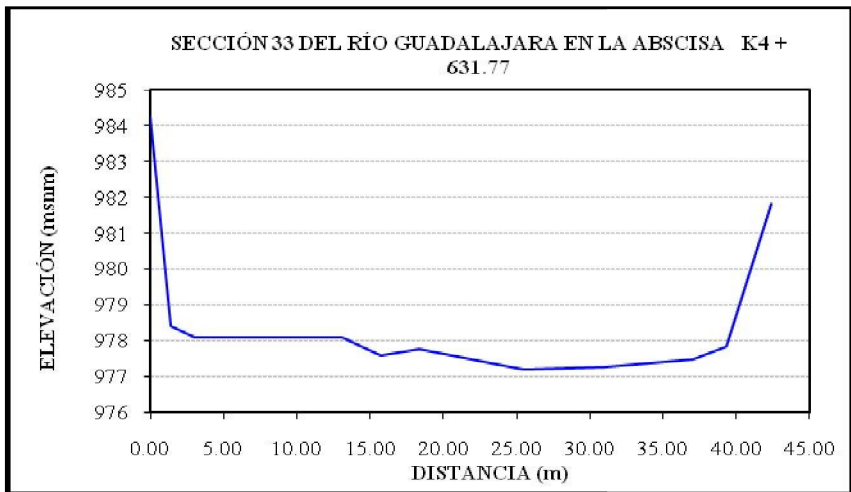
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	986.685
1.50	980.685
9.85	979.645
14.30	980.035
15.18	980.305
21.25	980.735
34.41	980.725
43.11	980.675
46.29	979.995
49.60	979.885
54.41	979.575
62.37	979.745
68.48	980.045
78.36	979.675
85.21	983.755
93.82	983.915



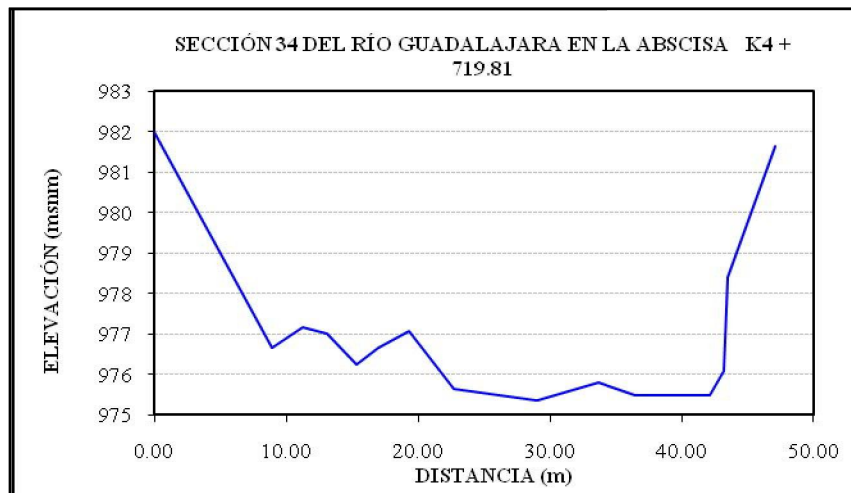
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	984.237
1.28	978.097
14.19	978.267
25.03	977.827
26.26	977.377
32.59	977.507
37.77	977.467
39.31	977.907
44.85	977.787
46.56	978.647
47.98	978.947
50.79	979.907
70.93	982.947



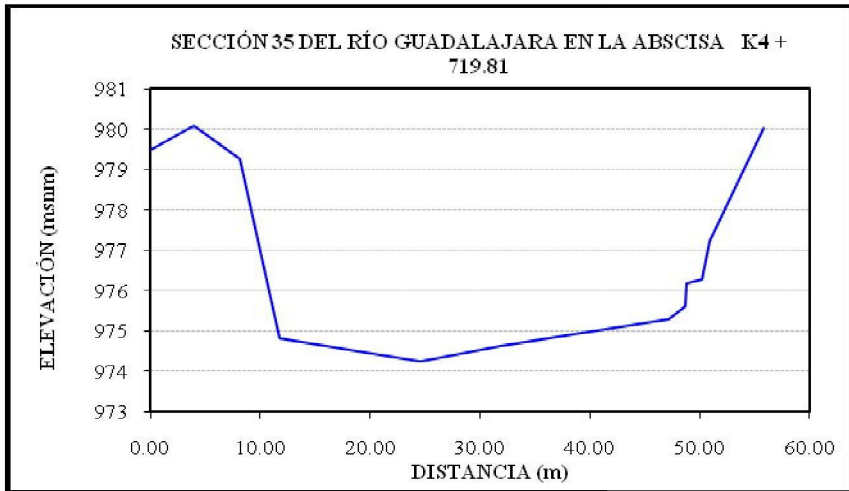
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	984.255
1.38	978.405
3.03	978.095
13.11	978.095
15.73	977.595
18.36	977.745
25.50	977.195
30.99	977.245
37.09	977.465
39.29	977.815
42.35	981.815



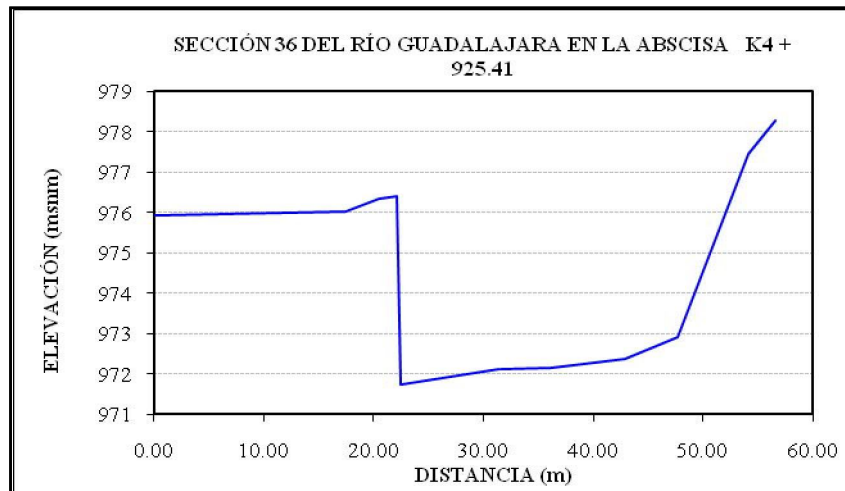
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	982.007
8.92	976.647
11.27	977.167
13.13	977.007
15.33	976.247
17.00	976.677
19.27	977.087
22.76	975.657
29.00	975.357
33.65	975.797
36.55	975.497
42.10	975.497
43.21	976.097
43.46	978.417
47.09	981.637



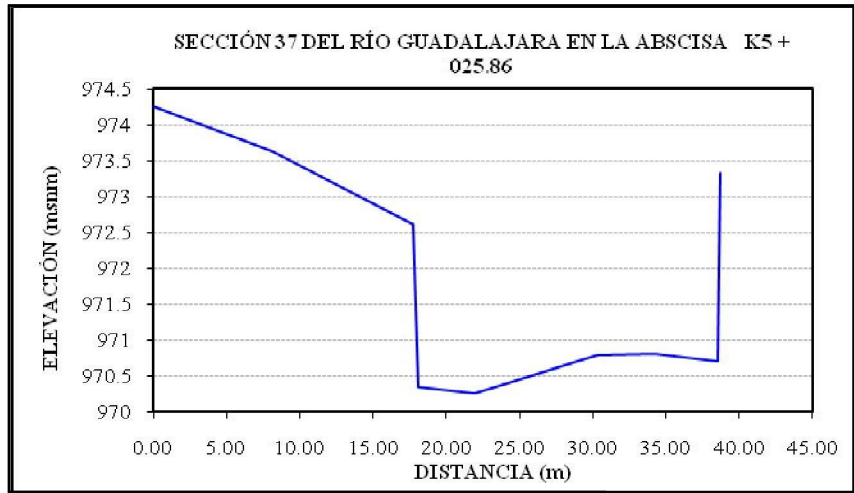
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	979.493
3.91	980.103
8.14	979.273
11.71	974.833
24.54	974.243
31.75	974.643
47.23	975.293
48.68	975.613
48.81	976.183
50.25	976.293
50.88	977.243
55.78	980.033



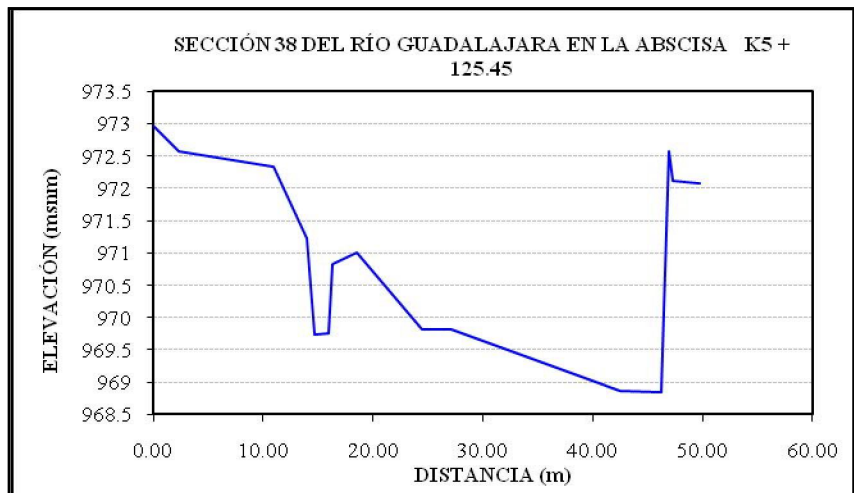
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	975.944
17.44	976.034
20.52	976.344
22.10	976.414
22.43	971.744
31.37	972.124
36.13	972.144
42.84	972.384
47.69	972.904
54.06	977.444
56.54	978.294



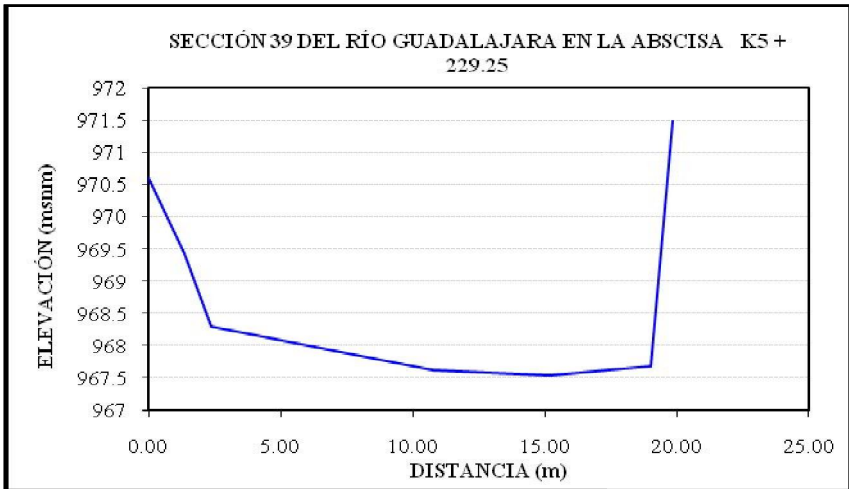
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	974.249
8.14	973.629
17.75	972.609
18.05	970.339
21.89	970.249
30.33	970.799
34.23	970.819
38.56	970.709
38.68	973.319



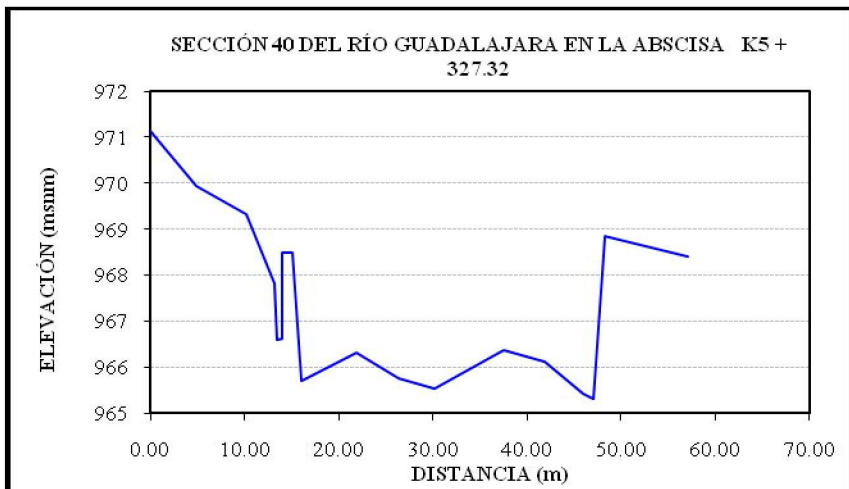
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	972.979
2.35	972.579
10.89	972.329
13.93	971.219
14.64	969.739
15.96	969.759
16.35	970.819
18.56	971.009
24.42	969.819
27.08	969.809
42.54	968.869
46.21	968.849
46.94	972.579
47.30	972.109
49.73	972.069



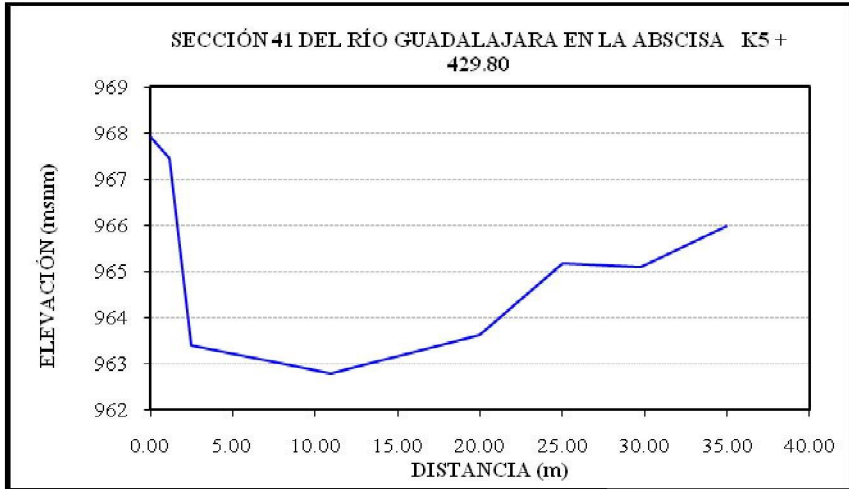
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	970.598
1.37	969.438
2.36	968.288
10.76	967.628
15.20	967.548
19.01	967.678
19.85	971.488



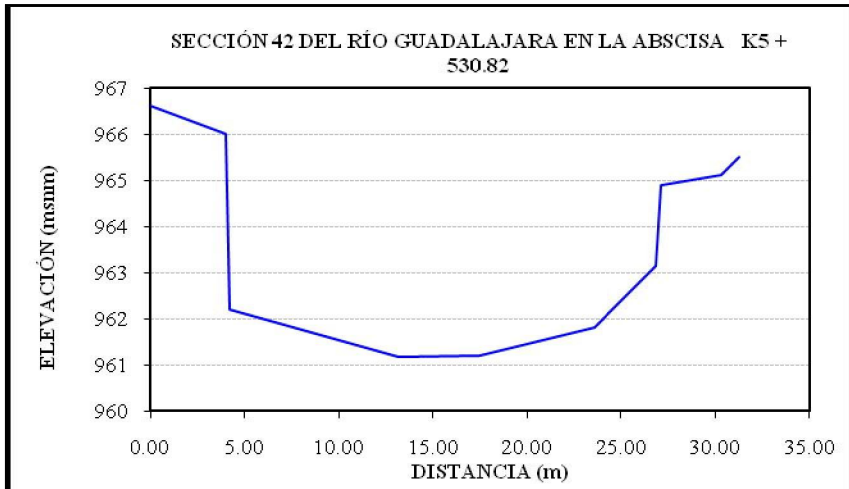
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	971.128
4.90	969.938
10.12	969.328
13.17	967.808
13.51	966.588
13.96	966.628
13.98	968.488
15.14	968.478
16.05	965.708
21.83	966.308
26.33	965.758
30.22	965.538
37.47	966.378
41.81	966.128
45.94	965.408
47.07	965.308
48.27	968.858
57.15	968.418



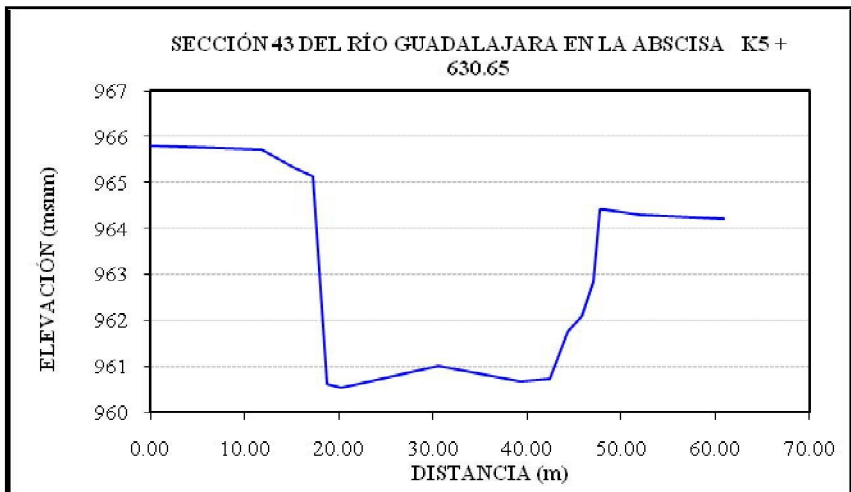
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	967.92
1.12	967.45
2.44	963.41
10.94	962.79
19.94	963.63
24.99	965.18
29.71	965.1
34.97	965.97



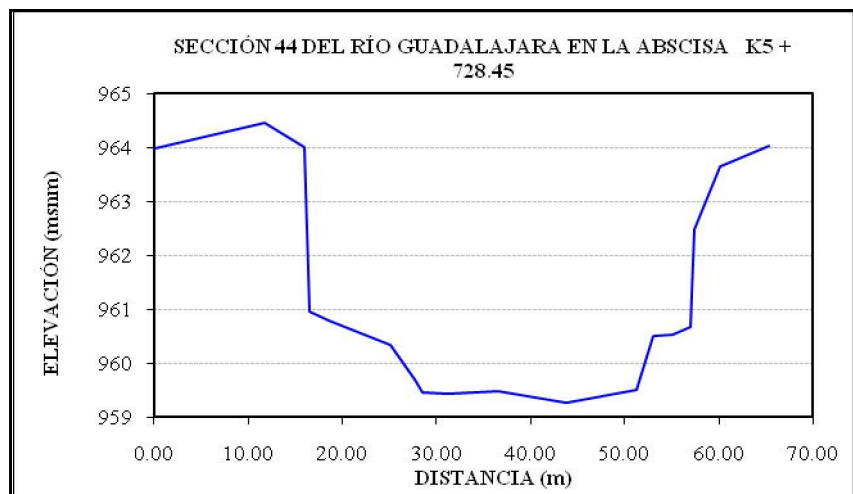
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	966.622
3.98	966.022
4.21	962.202
13.19	961.172
17.47	961.212
23.61	961.822
26.82	963.152
27.11	964.912
30.28	965.112
31.28	965.512



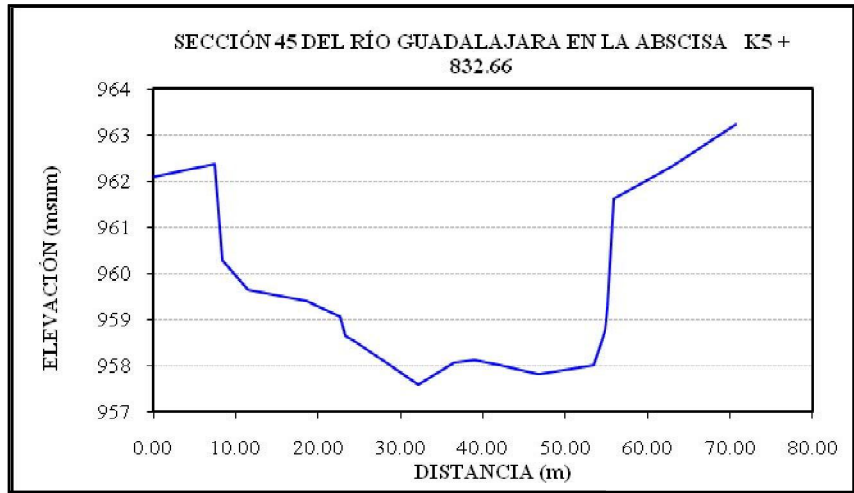
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	965.805
11.75	965.725
15.24	965.335
17.25	965.145
18.72	960.615
20.20	960.525
30.53	961.015
39.26	960.685
42.40	960.725
44.27	961.755
45.85	962.105
47.07	962.845
47.65	964.405
48.36	964.405
52.12	964.285
60.93	964.225



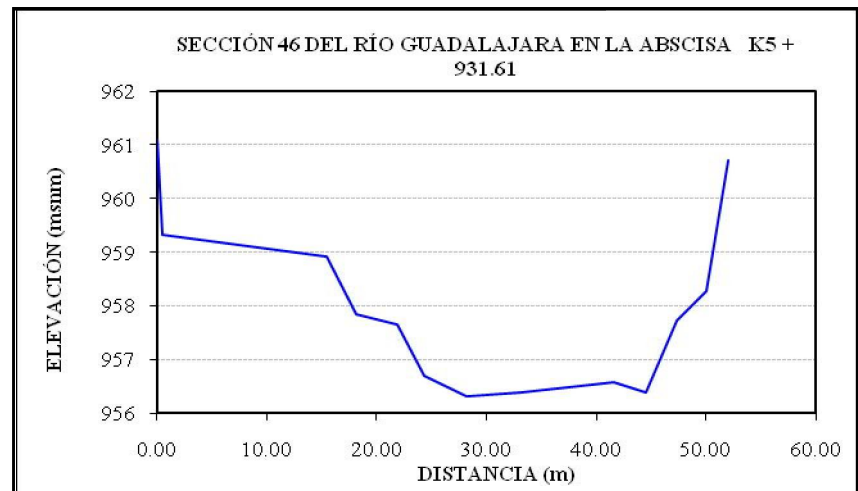
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	963.988
11.71	964.448
15.96	964.018
16.57	960.968
18.62	960.798
25.12	960.338
27.70	959.708
28.52	959.468
31.22	959.428
36.58	959.478
43.80	959.268
51.30	959.518
53.10	960.498
55.14	960.528
57.06	960.668
57.41	962.488
60.11	963.648
65.35	964.038



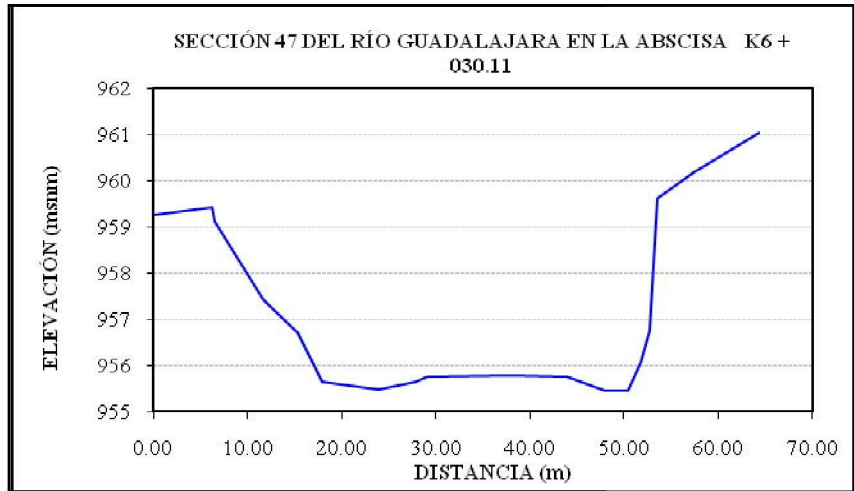
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	962.101
7.46	962.371
8.44	960.301
11.44	959.661
18.58	959.401
22.66	959.061
23.36	958.661
24.38	958.551
32.18	957.581
36.42	958.071
39.01	958.131
42.02	958.001
46.68	957.821
53.48	958.021
54.90	958.751
55.21	959.251



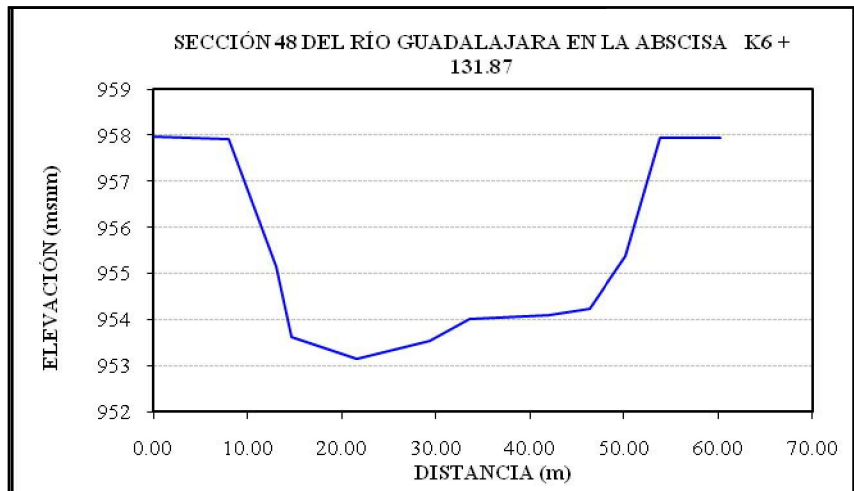
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	961.095
0.48	959.315
15.39	958.925
18.11	957.845
21.91	957.645
24.32	956.695
28.20	956.315
33.12	956.375
41.60	956.565
44.54	956.375
47.35	957.715
50.02	958.275
52.03	960.715



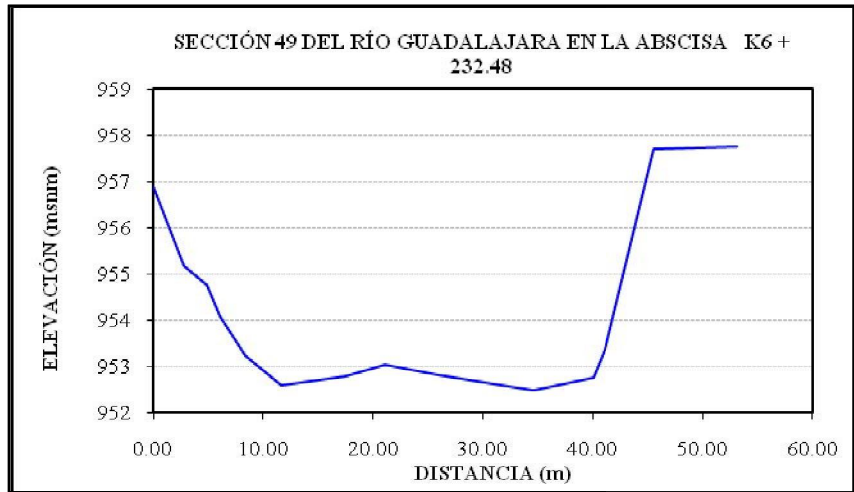
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	959.248
6.23	959.438
6.48	959.118
11.66	957.418
15.40	956.698
17.99	955.648
23.91	955.488
27.91	955.648
29.05	955.758
37.88	955.778
43.92	955.758
48.02	955.468
50.38	955.468
51.78	956.068
52.80	956.748
53.61	959.608
57.40	960.178
64.33	961.038



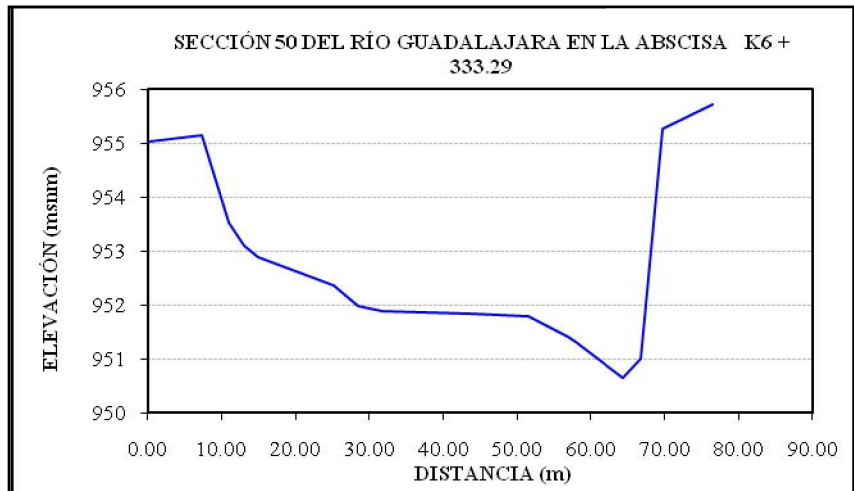
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	957.974
7.98	957.914
13.01	955.164
14.69	953.614
21.62	953.144
29.29	953.524
33.55	954.004
42.05	954.084
46.29	954.224
50.19	955.384
53.86	957.944
60.23	957.944



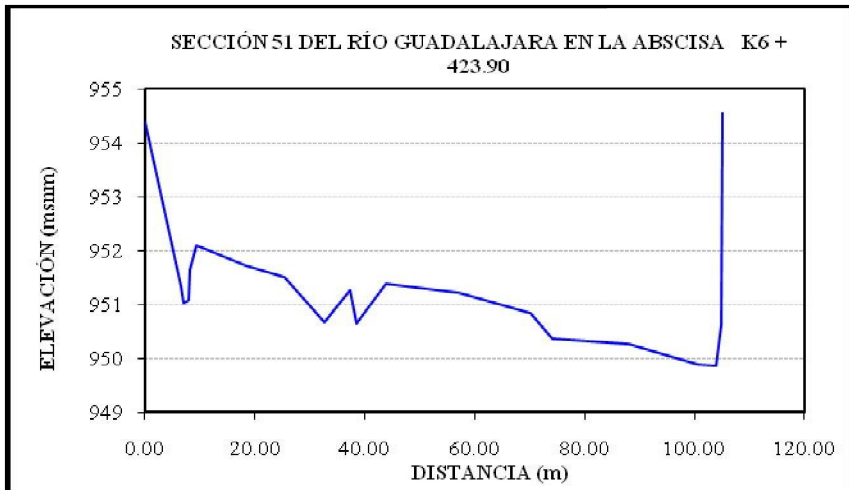
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	956.901
2.75	955.171
4.87	954.751
6.02	954.101
8.36	953.231
11.66	952.601
17.48	952.801
21.09	953.031
25.96	952.811
34.58	952.491
40.09	952.751
41.08	953.371
45.52	957.691
53.11	957.761



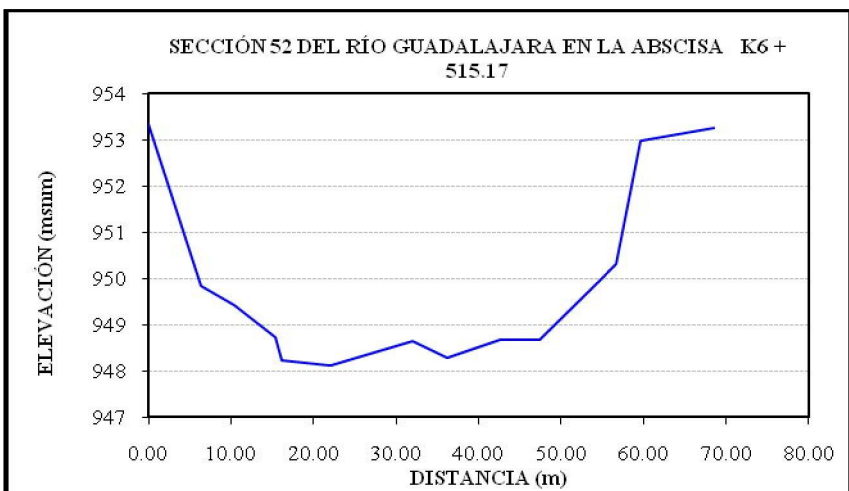
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	955.041
7.28	955.141
10.97	953.521
13.07	953.101
14.91	952.881
25.08	952.361
28.53	951.991
31.76	951.881
43.67	951.851
51.56	951.801
56.89	951.421
57.85	951.311
64.42	950.661
66.74	951.011
69.68	955.261
76.43	955.711



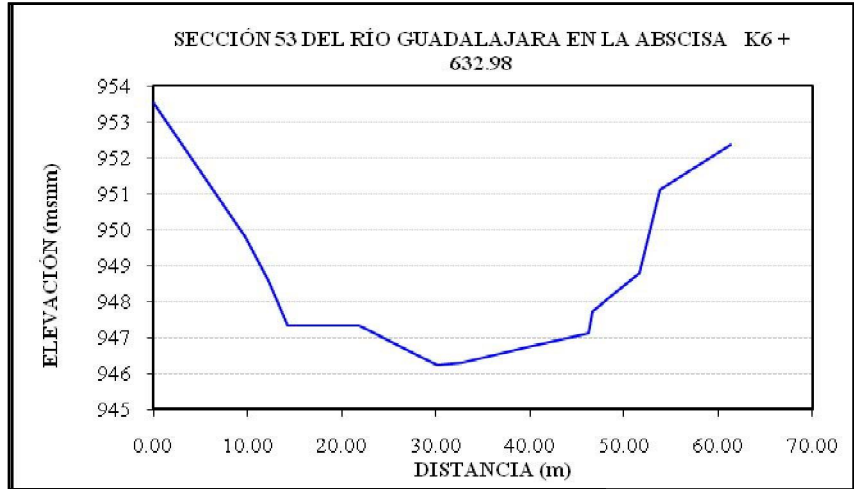
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	954.399
6.59	951.339
6.91	951.039
7.84	951.089
8.13	951.649
9.32	952.109
18.39	951.729
25.31	951.509
32.53	950.679
37.21	951.269
38.37	950.649
43.77	951.379
57.14	951.229
70.13	950.849
74.10	950.369
88.10	950.279
100.58	949.879
103.85	949.869
104.78	950.629



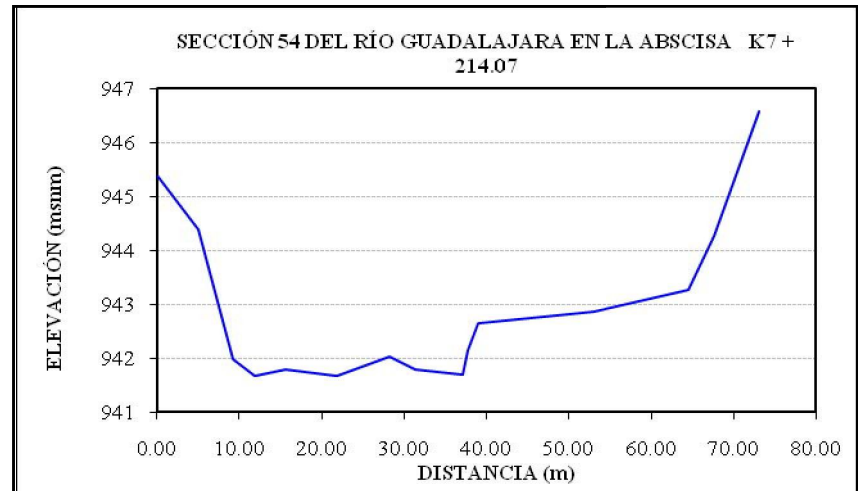
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	953.344
6.31	949.844
10.40	949.414
15.32	948.724
16.16	948.224
22.01	948.134
31.95	948.654
36.16	948.294
42.58	948.674
47.31	948.664
56.70	950.324
59.72	952.974
68.53	953.254



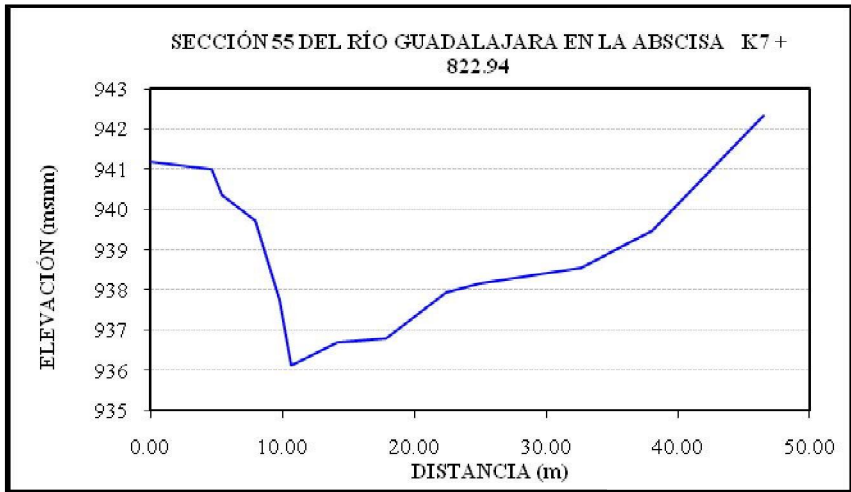
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	953.535
9.82	949.805
12.19	948.585
14.26	947.325
21.84	947.325
30.13	946.225
32.76	946.295
39.54	946.745
46.26	947.135
46.68	947.725
51.70	948.805
53.86	951.115
61.28	952.365



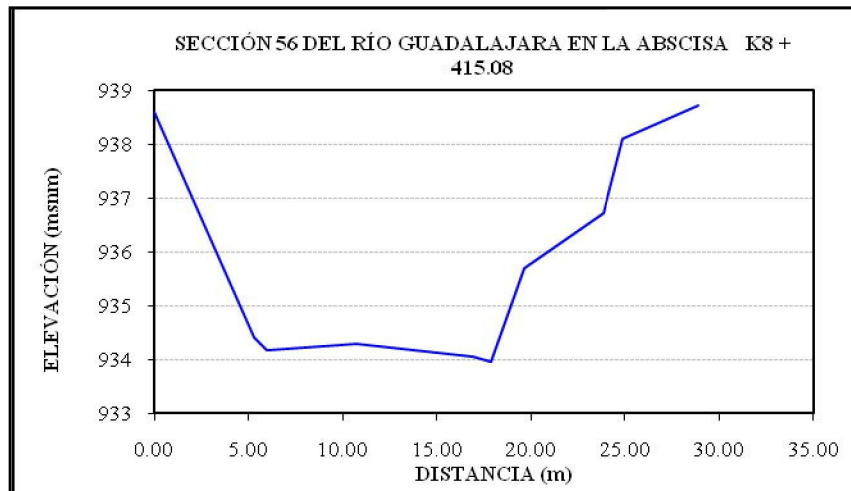
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	945.396
5.03	944.396
9.19	941.976
11.81	941.666
15.67	941.786
21.77	941.676
28.27	942.036
31.41	941.786
37.03	941.696
37.73	942.146
38.99	942.646
52.95	942.866
64.45	943.276
67.58	944.266
73.05	946.586



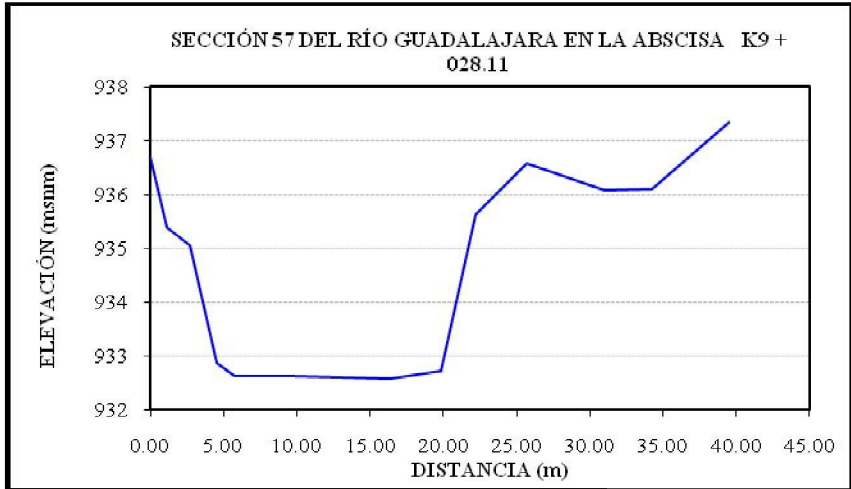
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	941.187
4.69	940.987
5.45	940.367
8.00	939.717
9.79	937.737
10.67	936.127
14.13	936.677
17.81	936.797
22.45	937.947
24.90	938.147
32.63	938.537
38.10	939.477
46.47	942.337



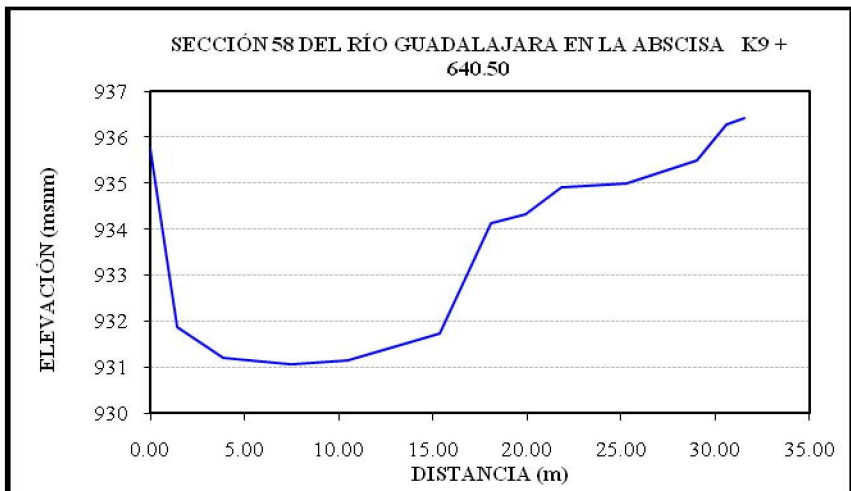
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	938.604
5.27	934.404
5.97	934.184
10.70	934.284
16.94	934.064
17.86	933.964
19.67	935.694
23.87	936.714
24.89	938.114
28.91	938.724



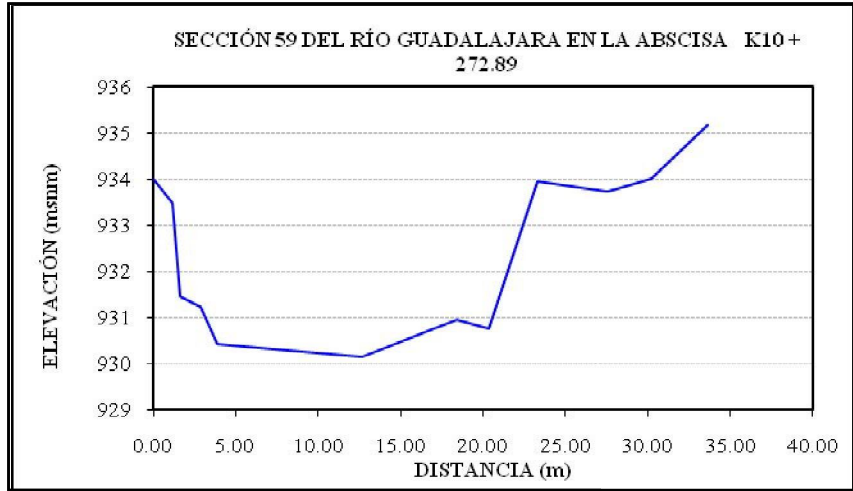
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	936.697
1.14	935.387
2.69	935.057
4.55	932.877
5.72	932.617
9.84	932.617
16.35	932.577
19.86	932.717
22.18	935.617
25.71	936.587
31.01	936.077
34.27	936.107
39.50	937.347



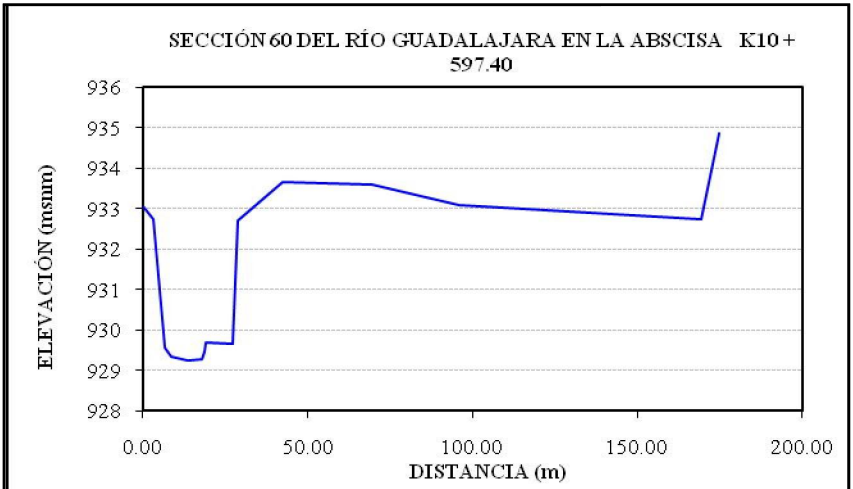
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	935.753
1.41	931.883
3.89	931.213
7.48	931.063
10.44	931.143
15.33	931.733
18.04	934.143
19.92	934.313
21.84	934.903
25.26	934.993
28.99	935.493
30.56	936.263
31.54	936.403



DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	934.02
1.18	933.47
1.63	931.46
2.83	931.22
3.90	930.42
12.64	930.14
18.41	930.95
20.38	930.77
23.32	933.95
27.58	933.72
30.19	934
33.64	935.18

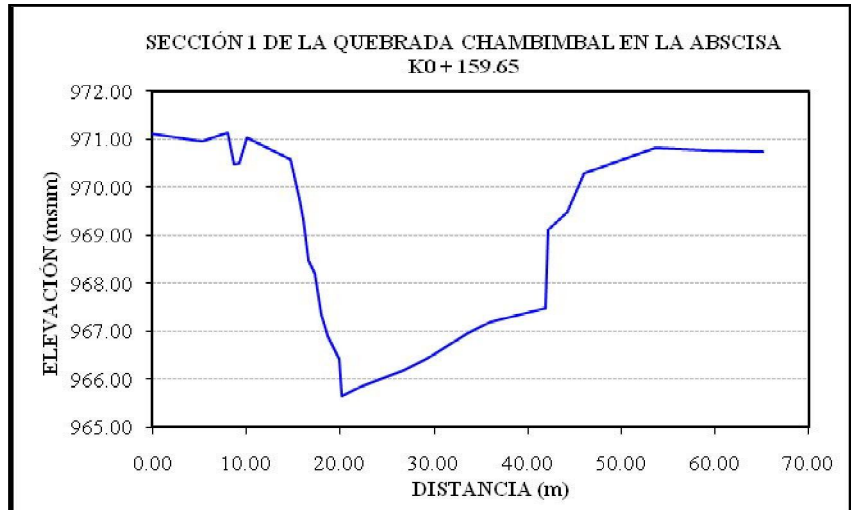


DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	933.045
3.00	932.745
6.62	929.565
8.54	929.335
13.72	929.245
18.06	929.295
18.49	929.485
19.16	929.695
27.23	929.655
28.78	932.725
42.21	933.675
69.61	933.605
95.80	933.085
169.22	932.735
175.01	934.875

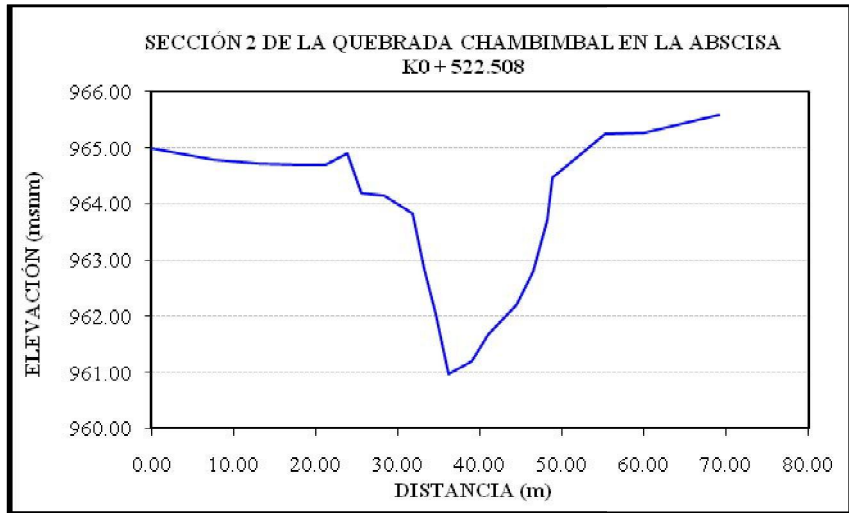


SECCIONES TRANSVERSALES DE LA QUEBRADA CHAMBIMBAL

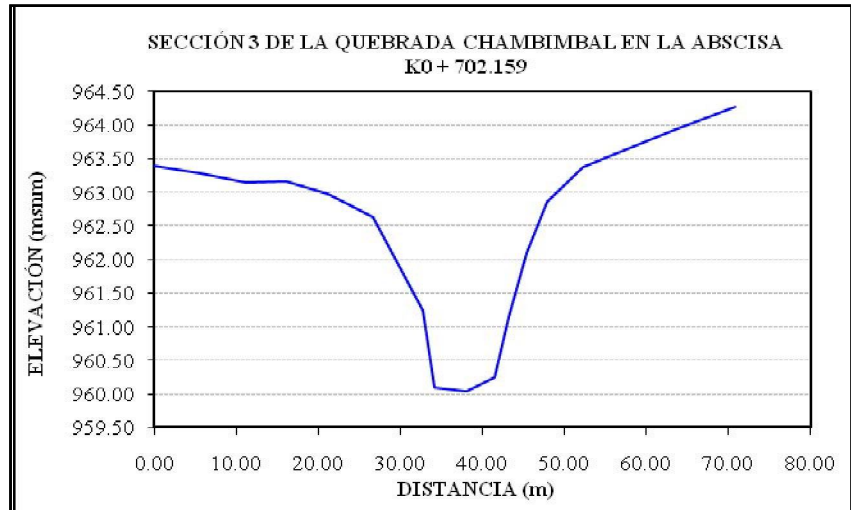
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	971.12
5.31	970.95
7.95	971.14
8.63	970.49
9.28	970.51
10.03	971.03
14.69	970.58
15.59	969.75
16.06	969.34
16.67	968.47
17.33	968.21
17.94	967.36
18.64	966.91
19.88	966.43
20.21	965.65
22.31	965.87
26.74	966.18
29.24	966.42
33.51	966.95
36.06	967.19
41.89	967.49
42.10	969.12
44.25	969.48
45.92	970.29
53.56	970.83
59.19	970.77
65.12	970.74



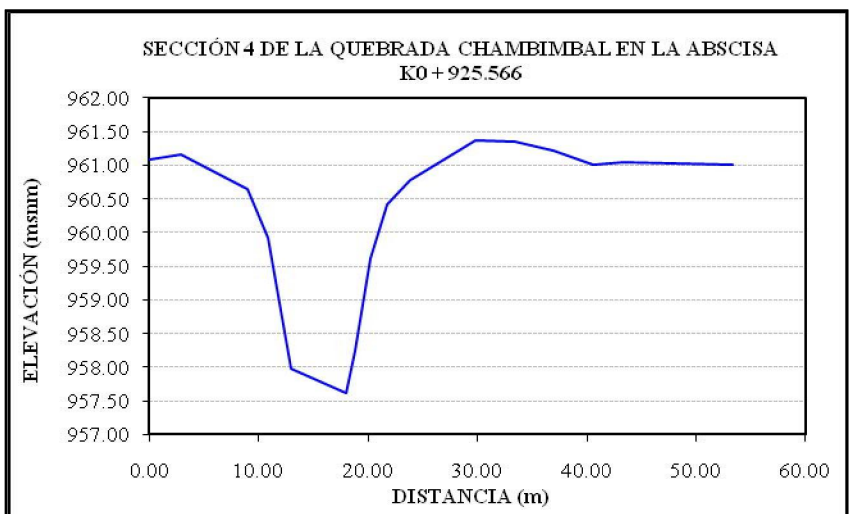
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	964.99
7.57	964.79
13.08	964.72
18.45	964.69
21.10	964.69
23.89	964.91
25.58	964.19
28.32	964.15
31.73	963.83
33.24	962.85
34.65	962.05
36.18	960.97
38.92	961.20
40.98	961.68
44.41	962.20
46.50	962.80
48.21	963.71
48.72	964.47
55.22	965.24
60.02	965.26



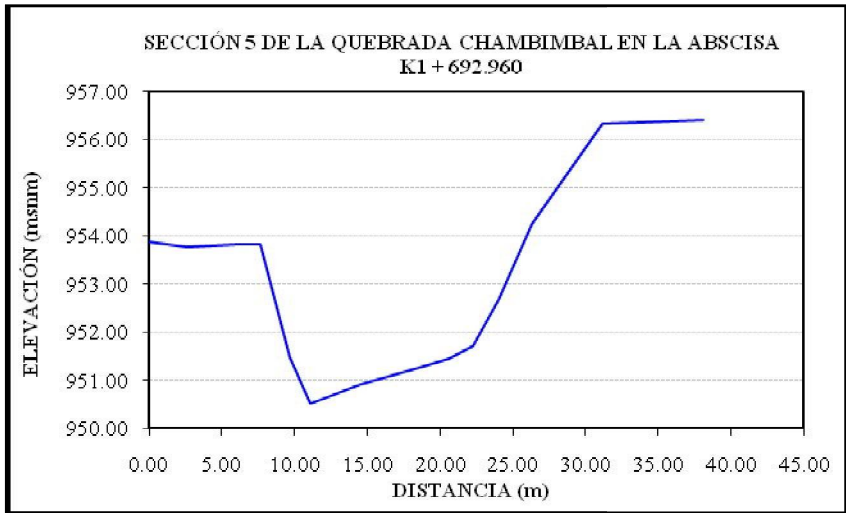
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	963.39
5.70	963.28
11.21	963.15
15.98	963.16
21.21	962.97
26.67	962.64
32.72	961.25
34.11	960.09
37.99	960.04
41.41	960.26
43.12	961.14
45.32	962.10
47.90	962.86
52.22	963.38
63.76	963.94
70.81	964.27



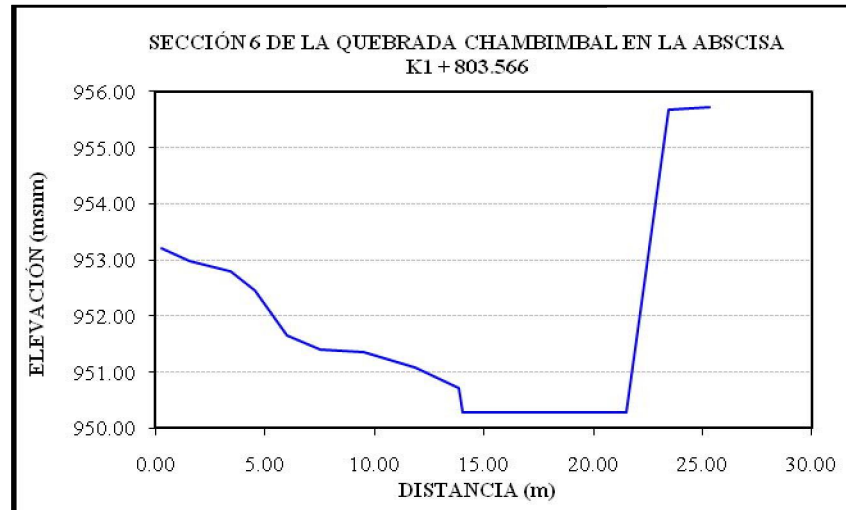
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	961.09
2.86	961.15
8.91	960.65
10.83	959.92
12.95	957.98
17.98	957.61
18.85	958.25
20.23	959.62
21.71	960.41
23.88	960.78
29.77	961.36
33.45	961.35
36.99	961.21
40.54	961.00
43.34	961.04
53.38	961.00



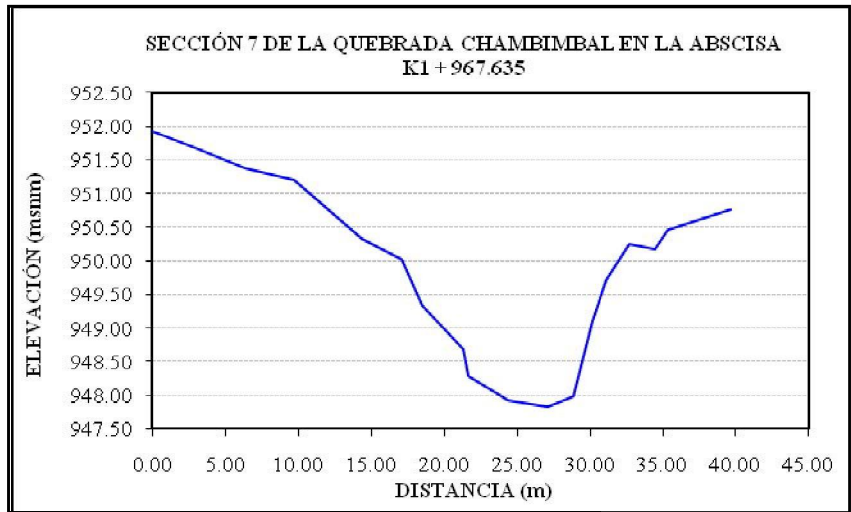
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	953.89
2.67	953.77
5.86	953.83
7.68	953.82
9.70	951.49
11.09	950.53
14.52	950.93
17.91	951.21
20.58	951.44
22.25	951.71
24.02	952.68
26.27	954.26
31.11	956.34
33.56	956.36
38.11	956.42



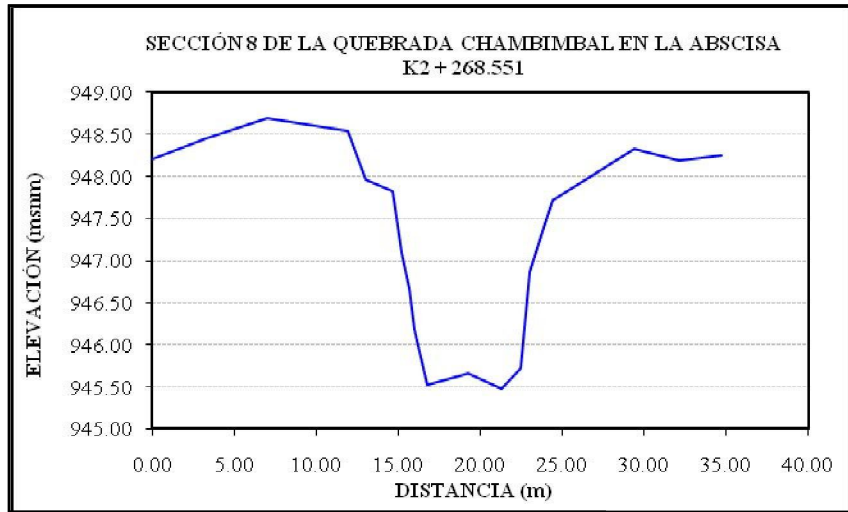
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.26	953.21
1.55	952.99
3.41	952.81
4.55	952.47
6.01	951.66
7.52	951.40
9.50	951.37
11.84	951.08
13.82	950.73
14.02	950.28
21.51	950.28
23.47	955.69
25.31	955.72



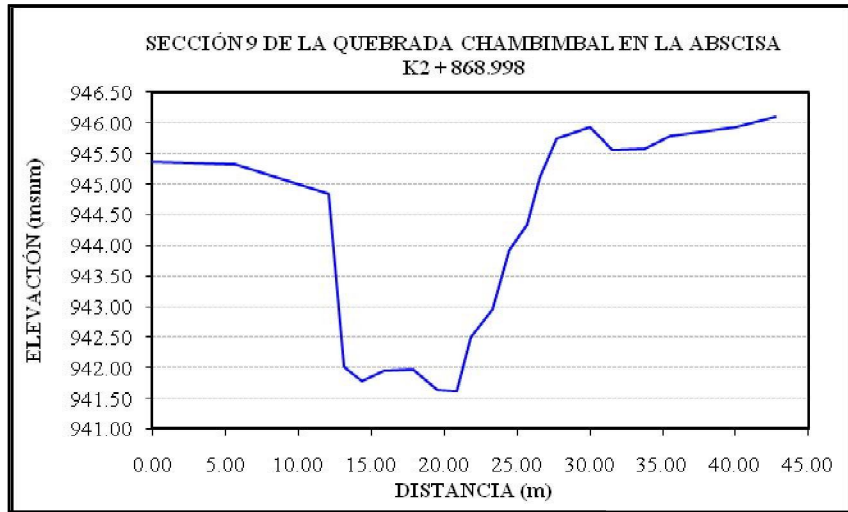
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	951.92
2.93	951.68
6.33	951.37
9.74	951.21
14.32	950.32
17.07	950.02
18.47	949.34
21.27	948.69
21.64	948.28
24.35	947.92
27.10	947.83
28.82	947.98
30.15	949.10
31.11	949.72
32.71	950.25
34.46	950.18
35.37	950.45
39.62	950.76



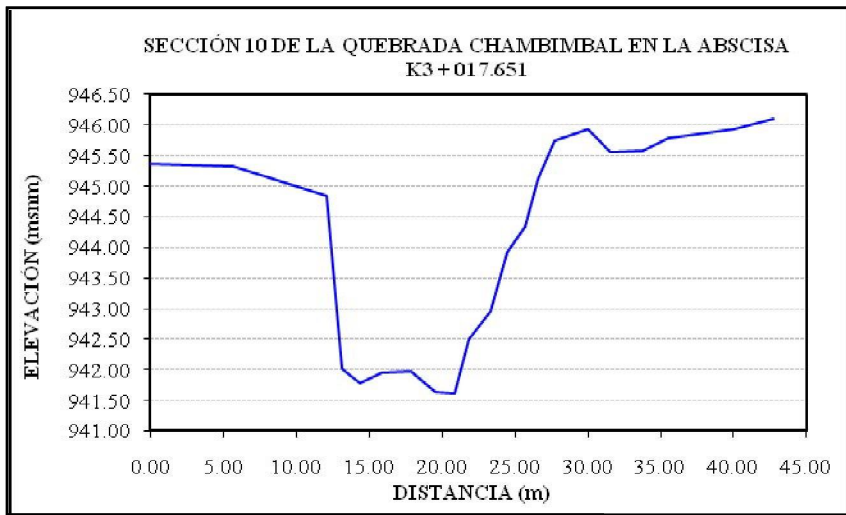
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	948.21
3.23	948.45
6.99	948.70
11.92	948.54
12.99	947.97
14.67	947.83
15.18	947.10
15.62	946.67
16.00	946.18
16.76	945.53
19.27	945.67
21.29	945.48
22.44	945.73
22.99	946.87
23.91	947.45
24.40	947.72
29.37	948.33
32.16	948.19



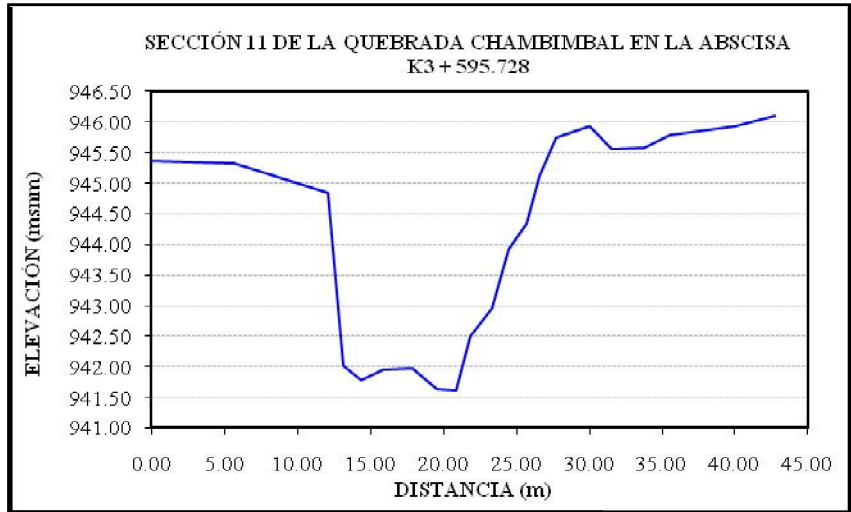
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	945.37
5.66	945.32
12.08	944.85
13.15	942.02
14.38	941.79
15.87	941.95
17.85	941.97
19.53	941.65
20.84	941.63
21.83	942.51
23.30	942.97
24.42	943.93
25.68	944.34
26.59	945.12
27.70	945.75
29.97	945.94
31.60	945.56
33.80	945.57



DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	943.02
6.62	942.27
7.71	942.00
8.48	941.16
8.92	940.65
9.33	939.71
10.42	939.39
11.77	939.37
13.13	939.42
14.18	939.44
15.62	939.44
16.80	939.40
17.61	939.43
17.99	941.03
19.04	941.86
19.93	942.18

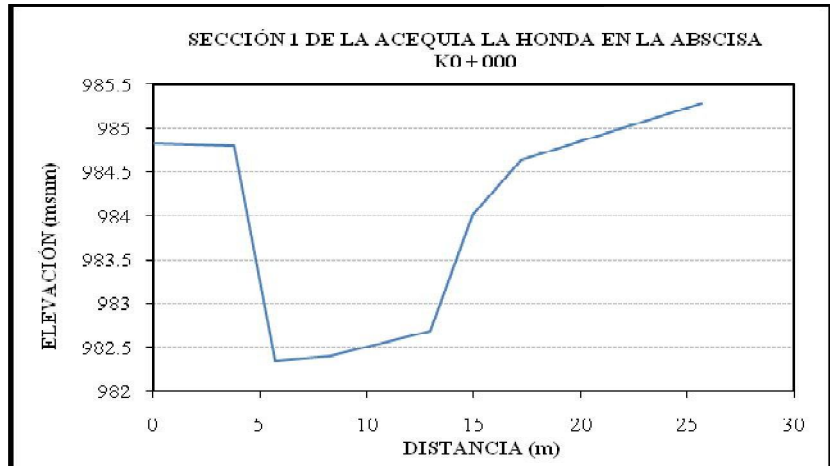


DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0.00	938.79
3.61	938.95
7.96	939.11
14.84	938.59
16.59	937.83
18.38	937.14
19.76	936.44
21.61	935.77
21.97	935.44
23.17	935.59
25.29	935.78
30.09	935.94
35.40	936.40
37.76	937.00
39.91	937.73
41.73	938.17
42.89	938.75
46.28	939.10
48.27	939.10
52.28	939.04

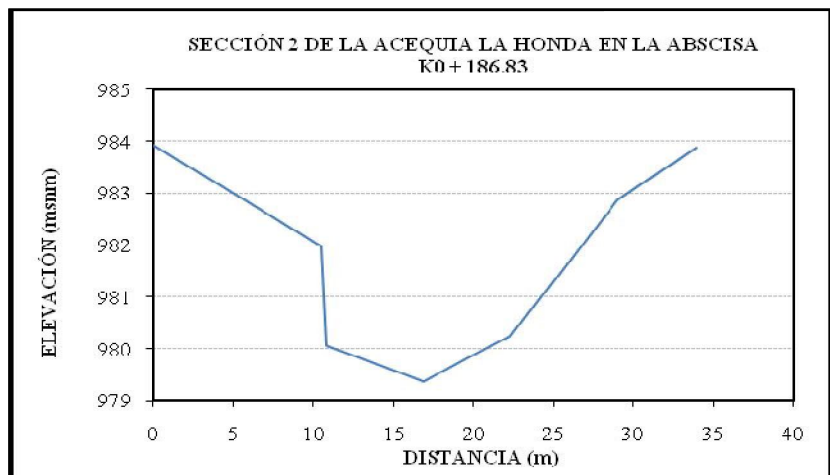


SECCIONES TRANSVERSALES DE LA ACEQUIA LA HONDA

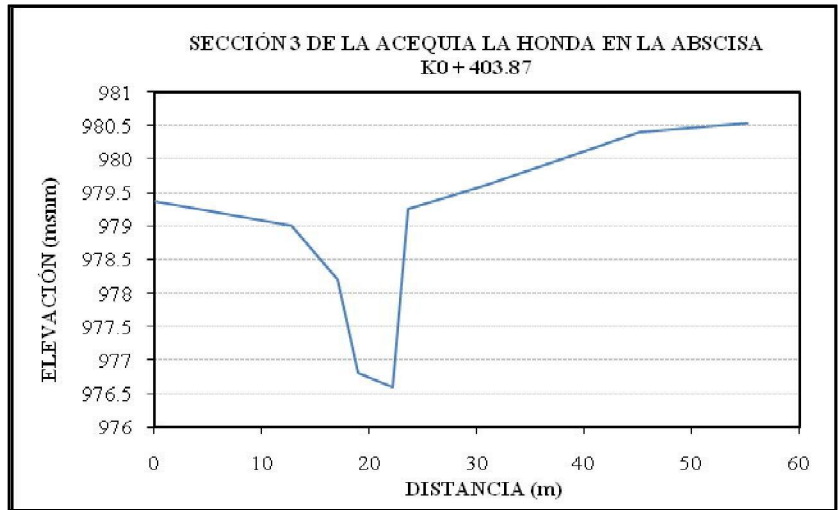
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	984.83
3.81	984.8
5.68	982.35
8.31	982.4
12.97	982.68
14.96	984.01
17.23	984.64
25.7	985.28



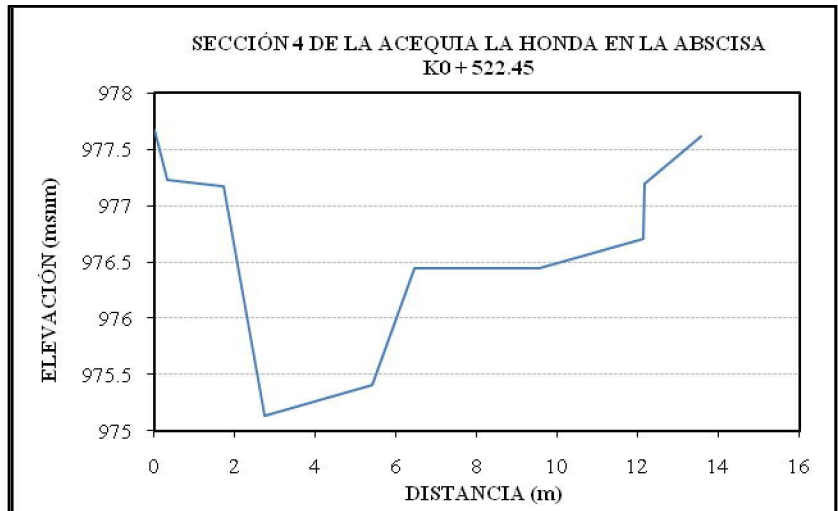
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	983.93
10.54	981.99
10.86	980.07
16.89	979.38
22.28	980.25
28.97	982.87
33.93	983.87



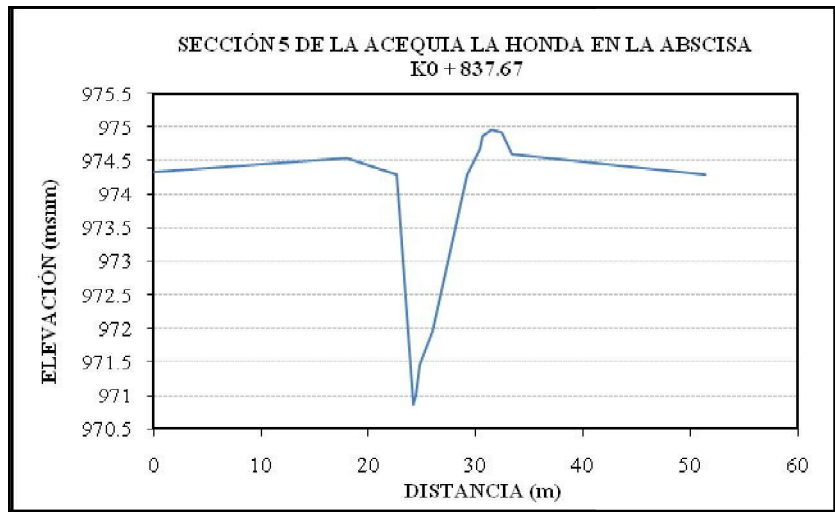
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	979.36
12.83	979
17.12	978.2
18.93	976.81
22.2	976.59
23.67	979.25
30.97	979.62
45.17	980.4
55.17	980.53



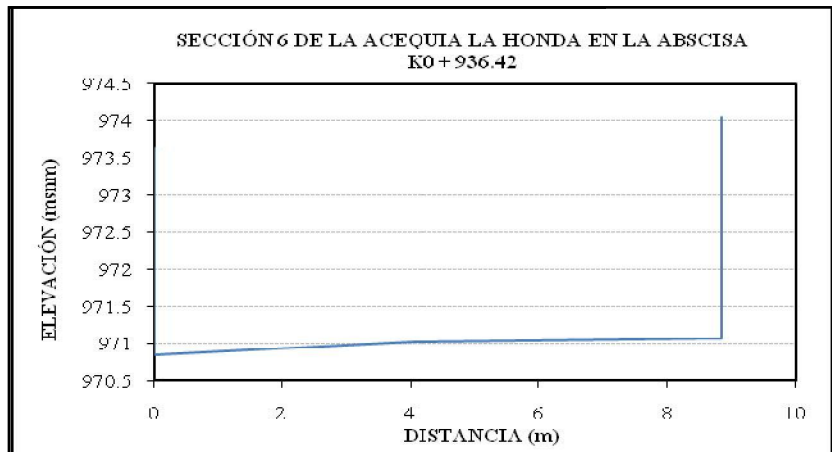
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	977.67
0.32	977.23
1.72	977.17
2.75	975.13
5.42	975.41
6.45	976.44
9.55	976.44
12.15	976.7
12.18	977.2
13.58	977.62



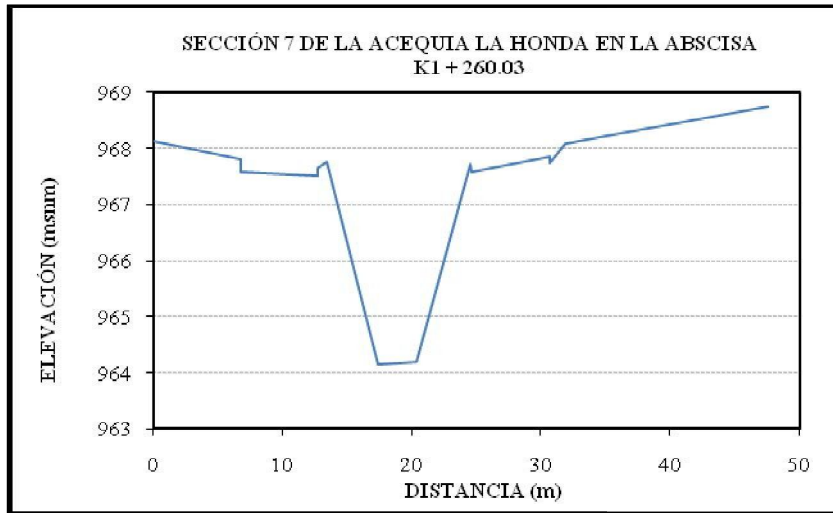
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	974.33
17.98	974.54
22.62	974.29
22.9	973.79
24.13	970.86
24.43	971
24.84	971.45
25.94	971.95
29.24	974.29
30.34	974.68
30.58	974.86
31.51	974.96
32.39	974.93
33.37	974.6
51.37	974.28



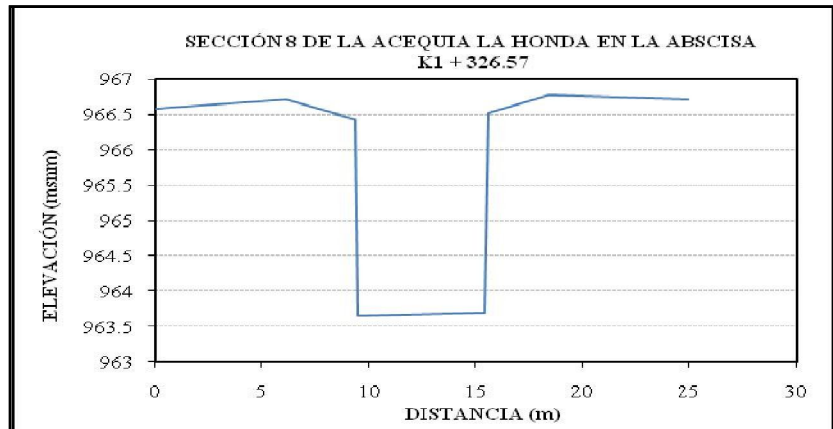
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	973.64
0	970.85
4.04	971.03
8.85	971.07
8.85	974.05



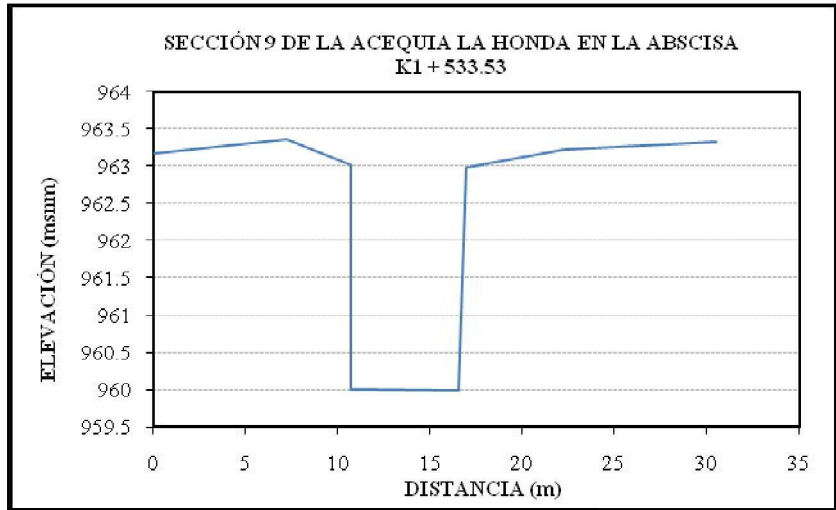
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	968.12
6.75	967.8
6.78	967.58
12.69	967.51
12.73	967.65
13.46	967.76
17.41	964.16
20.35	964.2
24.57	967.73
24.69	967.59
30.68	967.86
30.68	967.74
31.9	968.09
34.45	968.21



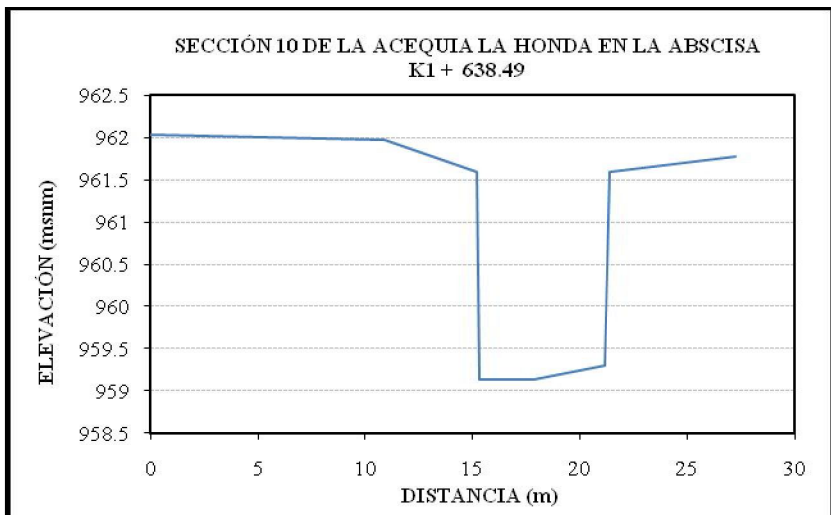
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	966.58
6.14	966.71
9.39	966.42
9.51	963.65
15.45	963.69
15.64	966.52
18.39	966.78
24.96	966.72



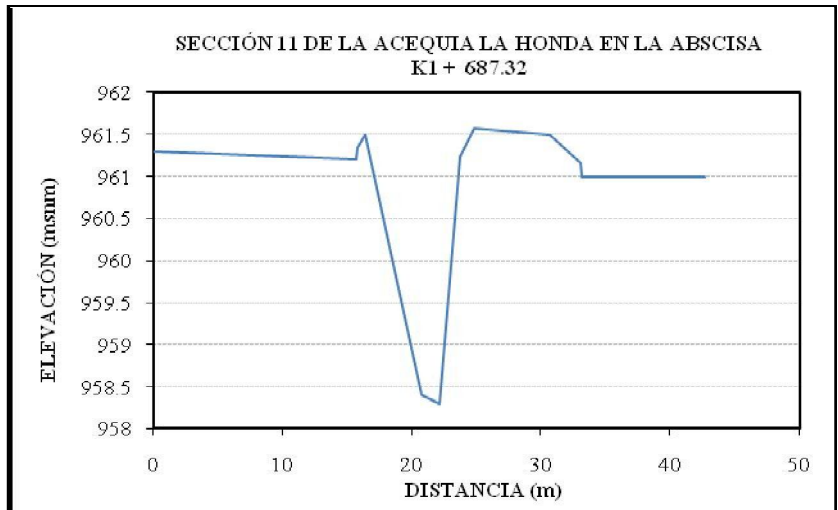
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	963.17
7.23	963.35
10.69	963.02
10.72	960.01
16.53	959.99
16.96	962.98
22.28	963.22
30.54	963.32



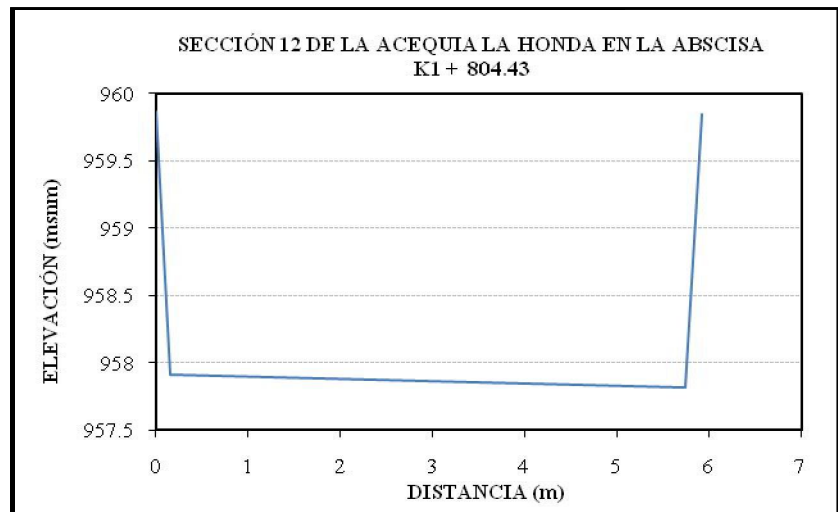
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	962.03
10.9	961.97
15.18	961.6
15.34	959.14
17.84	959.13
21.18	959.3
21.38	961.59
27.28	961.77



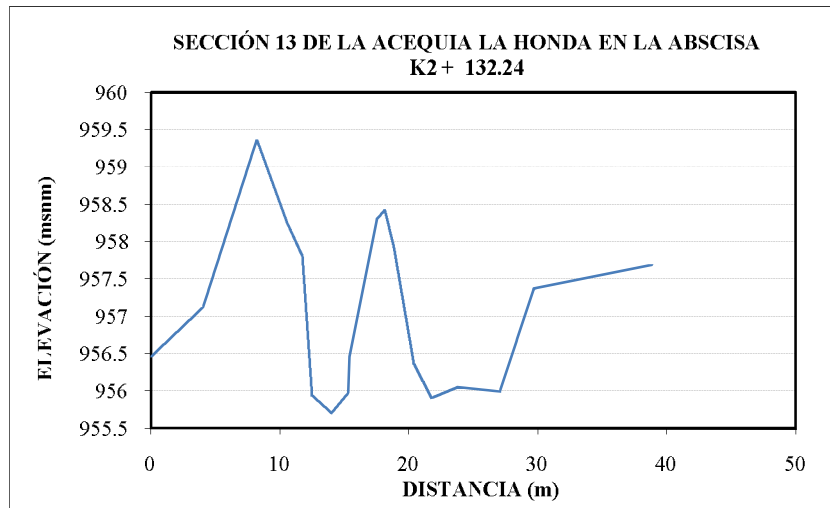
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	961.3
15.73	961.2
15.78	961.35
16.36	961.49
19.96	958.96
20.8	958.41
22.14	958.3
23.71	961.24
24.87	961.58
30.74	961.5
33.07	961.16
33.13	961



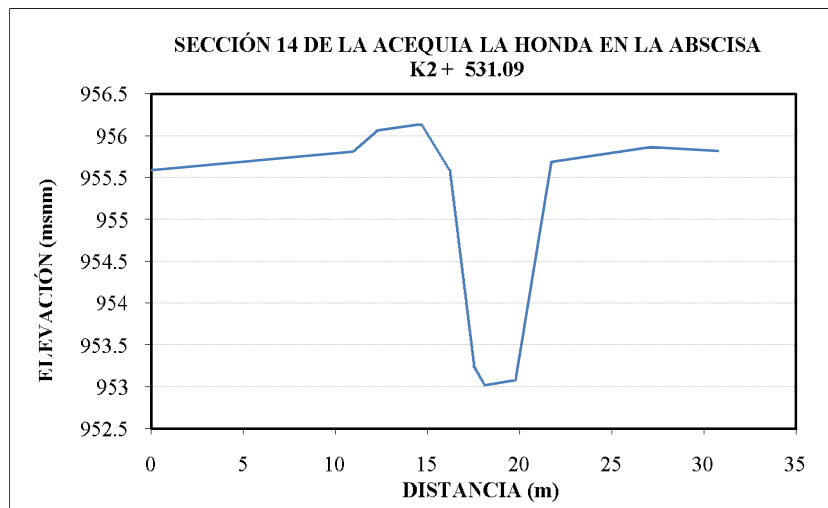
DISTANCI A (m)	ELEVACIÓ N (msnm)
0	959.87
0.16	957.91
5.74	957.82
5.92	959.85



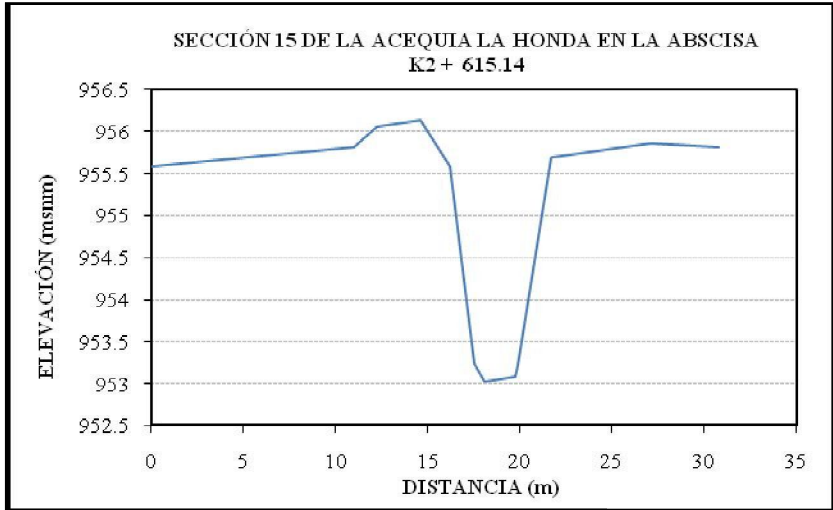
DISTANCI A (m)	ELEVACIÓ N (msnm)
0	956.46
4.02	957.12
8.21	959.36
10.54	958.26
11.71	957.81
12.46	955.94
13.97	955.7
15.29	955.97
15.4	956.46
17.56	958.31
18.12	958.42
18.82	957.92
20.36	956.37
21.75	955.9
23.8	956.05
27.07	955.99
29.67	957.37
38.87	957.69



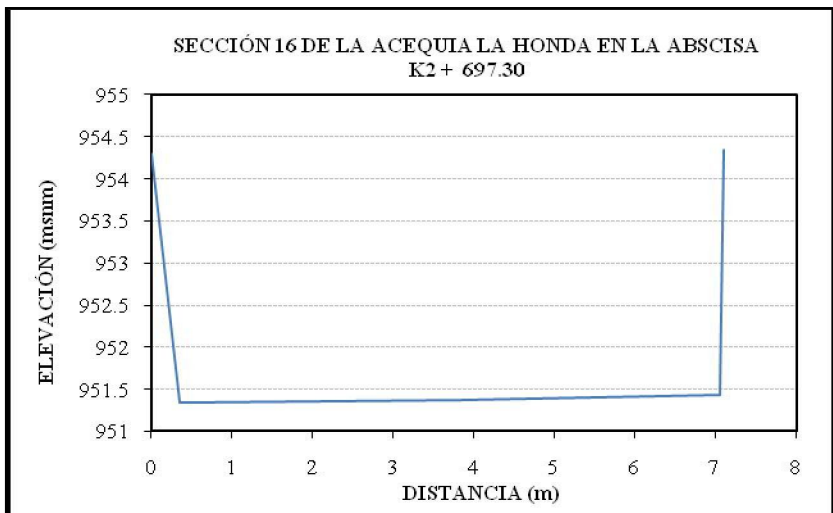
DISTANCI A (m)	ELEVACIÓ N (msnm)
0	955.59
10.97	955.81
12.26	956.06
14.64	956.14
16.2	955.59
17.53	953.24
18.11	953.02
19.78	953.08
19.89	953.22
21.73	955.69
27.1	955.86
30.77	955.82



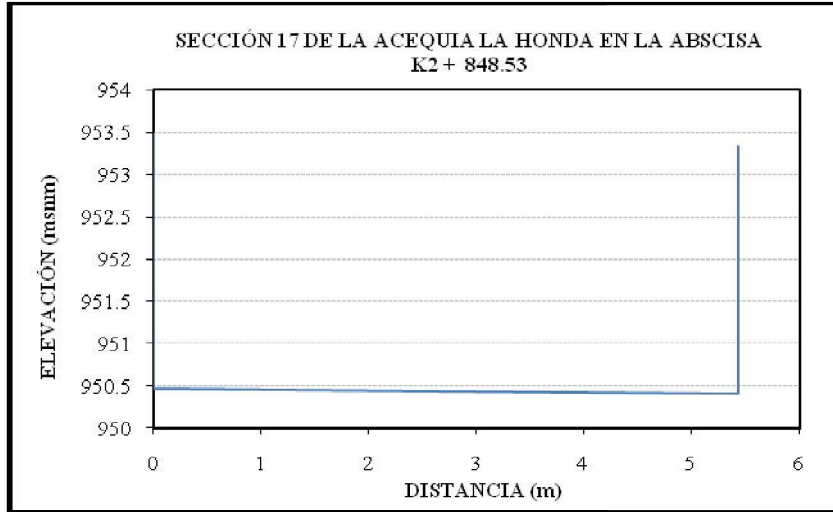
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	955.51
1.13	955.05
1.25	953.02
1.71	953.02
2.21	952.14
3.68	952.38
4.92	955.05
5.94	955.52



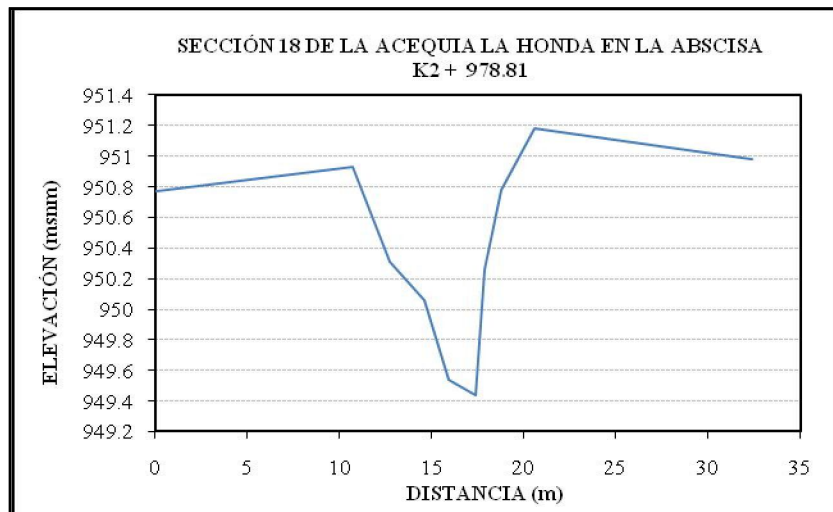
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	954.3
0.36	951.34
3.84	951.38
7.06	951.44
7.1	954.35



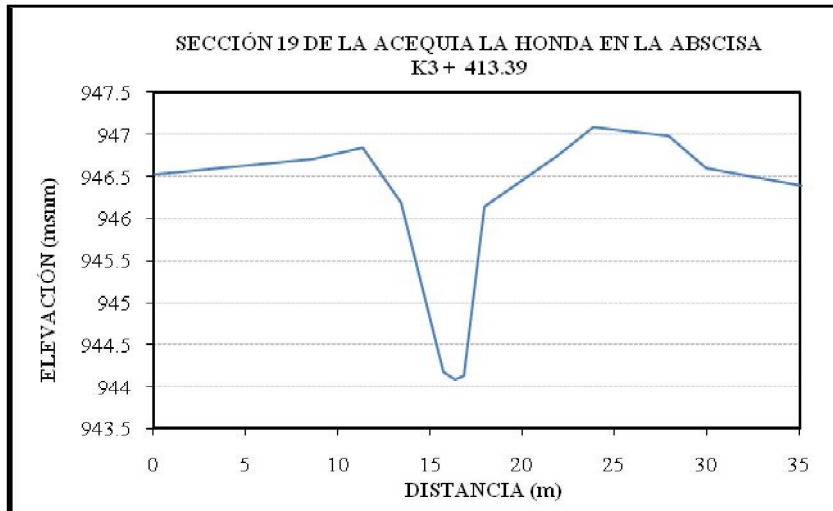
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	953.49
0	950.46
2.65	950.43
5.43	950.41
5.43	953.33



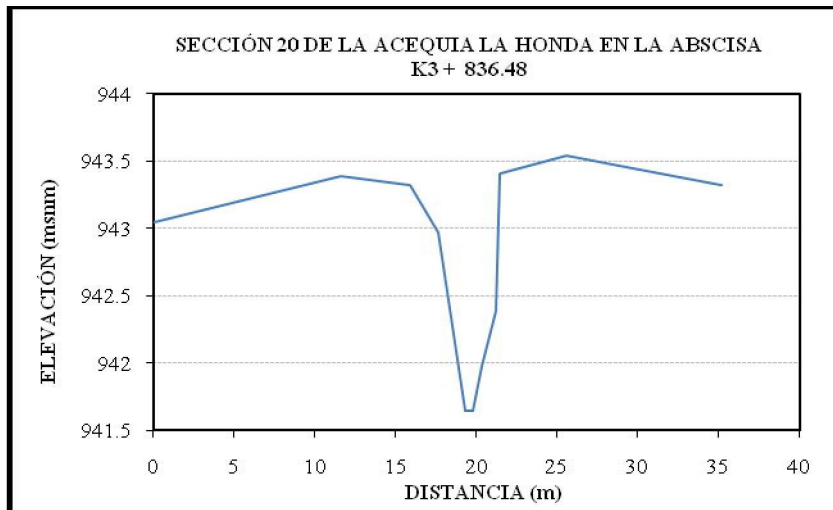
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	950.77
10.75	950.93
12.72	950.31
14.58	950.06
15.93	949.54
17.41	949.44
17.89	950.26
18.75	950.78
20.61	951.18
32.38	950.98



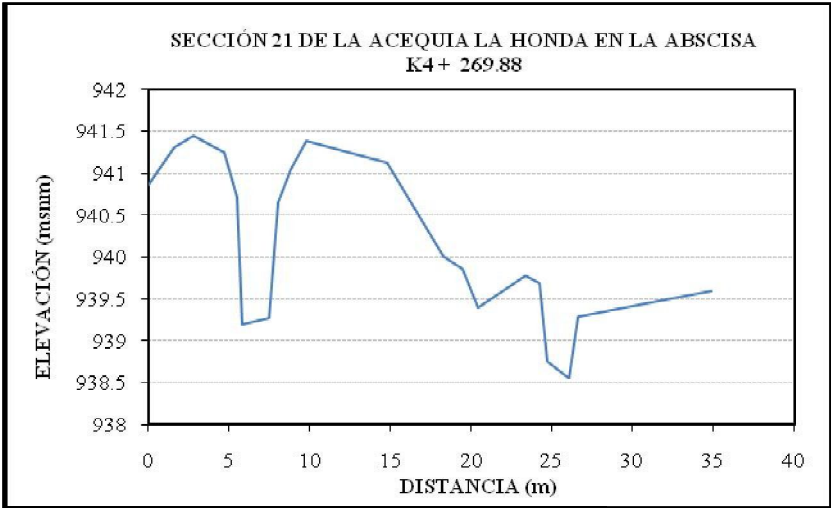
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	946.52
8.67	946.71
11.38	946.84
13.43	946.19
15.69	944.18
16.36	944.08
16.8	944.13
17.92	946.15
21.86	946.73
23.87	947.09
27.92	946.98
29.97	946.6
38.2	946.26



DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	943.05
11.58	943.39
15.88	943.32
17.69	942.97
19.3	941.65
19.76	941.65
20.31	941.98
21.23	942.39
21.45	943.41
25.6	943.54
35.19	943.32

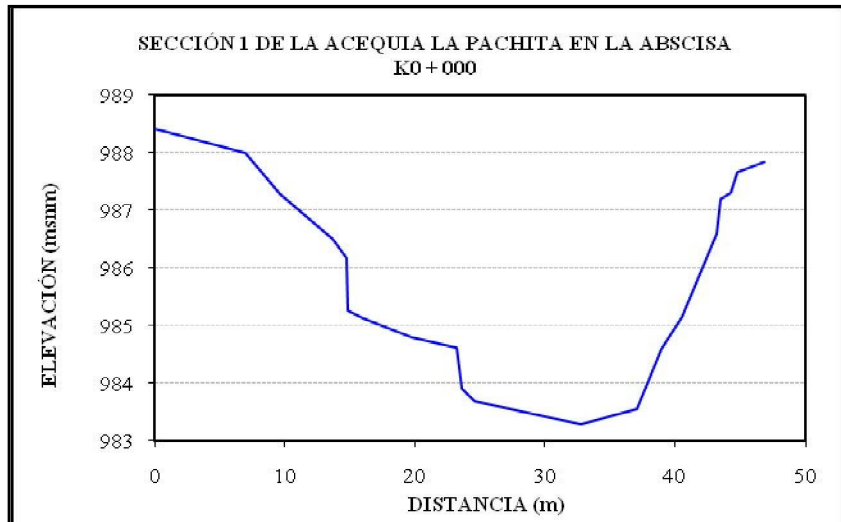


DISTANCI A (m)	ELEVACIÓ N (msnm)
0	940.86
1.65	941.3
2.79	941.45
4.69	941.24
5.51	940.71
5.82	939.19
7.49	939.27
8.01	940.65
8.83	941.05
9.81	941.39
14.8	941.12
18.32	940
19.49	939.85
20.45	939.4
23.33	939.77
24.2	939.69
24.75	938.75
26.08	938.56
26.65	939.28
34.9	939.6

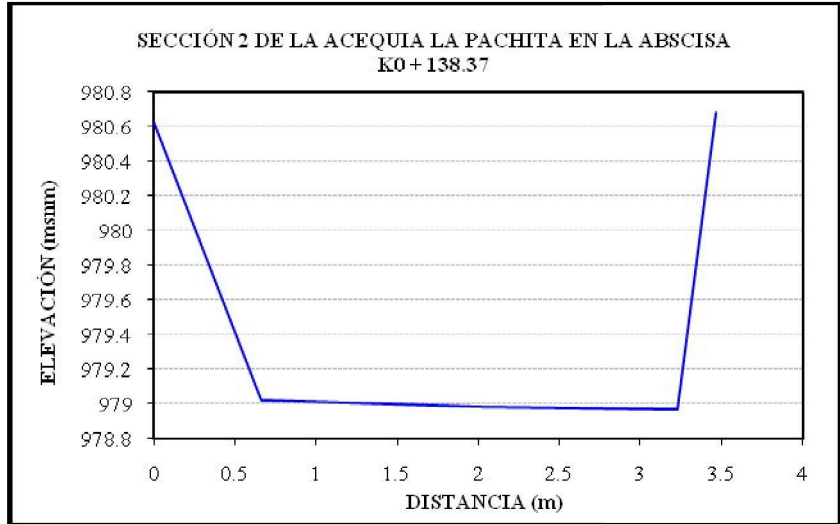


SECCIONES TRANSVERSALES DE LA ACEQUIA LA HONDA

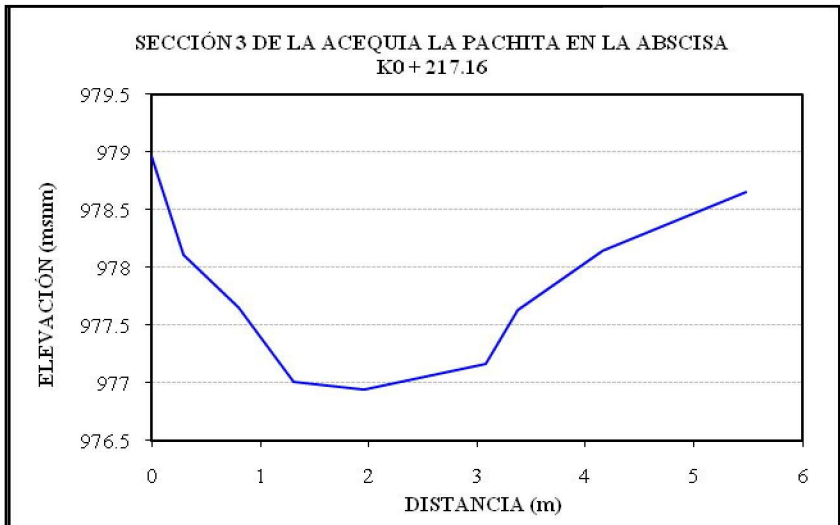
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	988.41
6.95	987.99
9.6	987.28
13.68	986.51
14.71	986.17
14.86	985.26
16	985.12
19.78	984.79
23.19	984.62
23.61	983.9
24.59	983.67
27.33	983.54
32.79	983.29
37.11	983.55
38.92	984.6
40.58	985.15
43.17	986.6
43.53	987.2
44.27	987.31
44.73	987.67
46.83	987.84



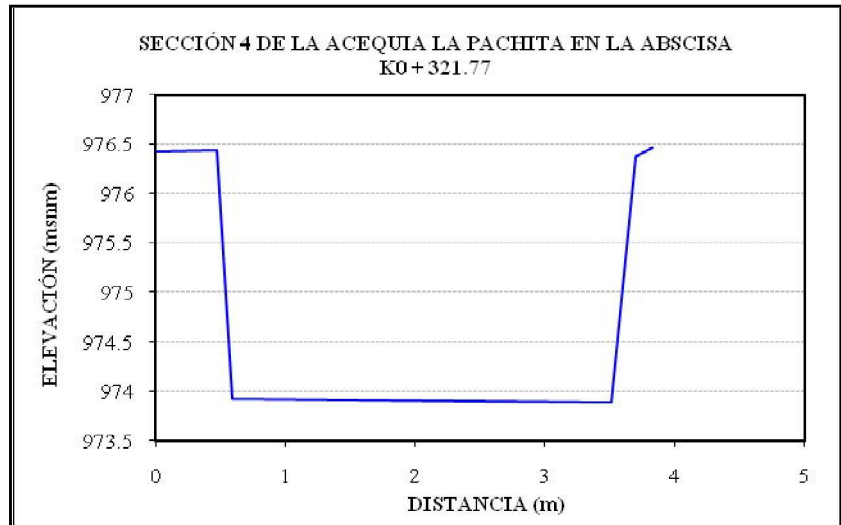
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	980.63
0.66	979.02
2.02	978.98
3.23	978.97
3.47	980.68



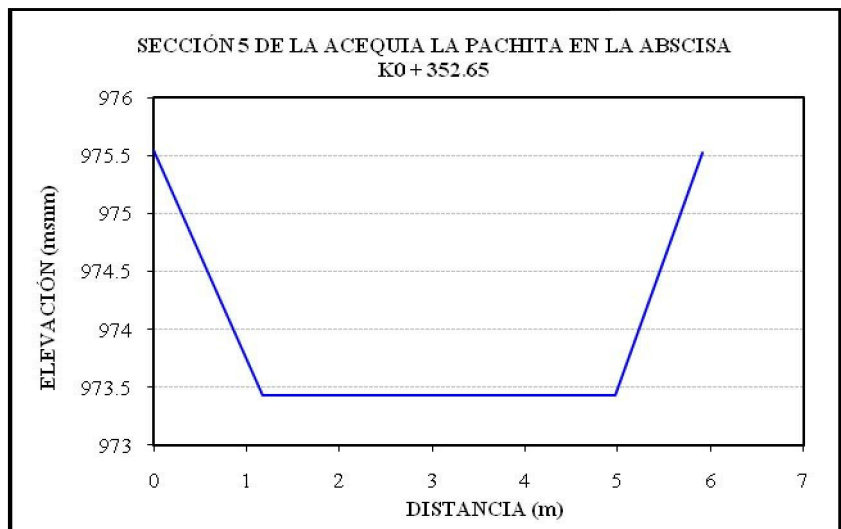
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	978.96
0.29	978.11
0.8	977.65
1.31	977.01
1.96	976.94
3.08	977.16
3.38	977.63
4.15	978.14
5.48	978.65



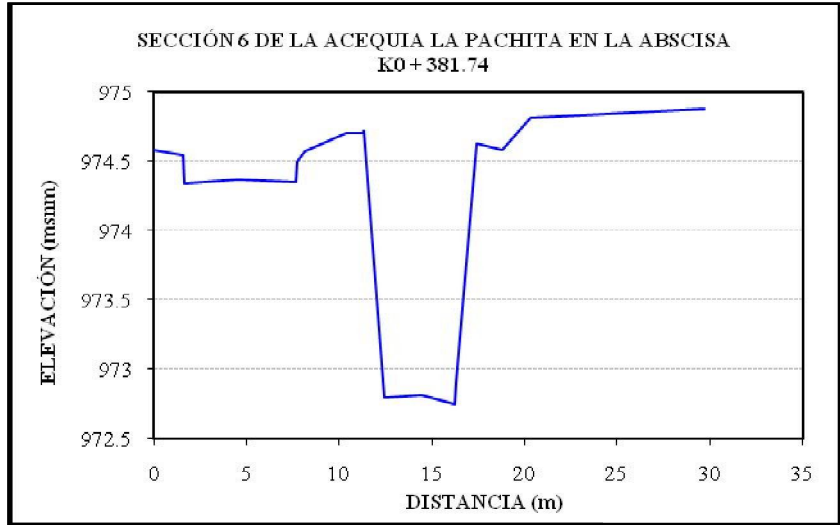
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	976.43
0.47	976.44
0.59	973.92
3.51	973.89
3.7	976.38
3.83	976.46



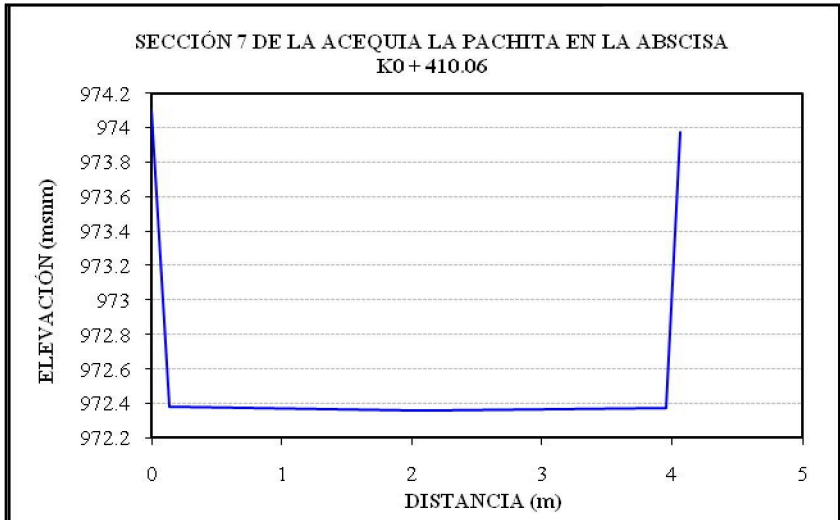
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	975.55
1.17	973.43
2.98	973.43
4.98	973.43
5.92	975.52



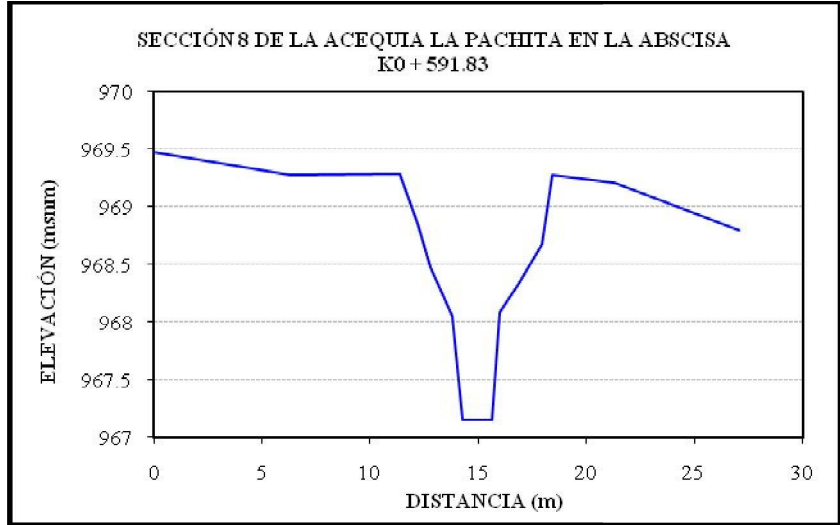
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	974.58
1.55	974.54
1.63	974.34
4.58	974.37
7.65	974.35
7.71	974.5
8.11	974.57
10.37	974.7
11.23	974.7
11.32	974.72
12.4	972.79
14.46	972.81
16.21	972.75
16.3	972.9
17.39	974.63
18.78	974.58
20.31	974.81
29.69	974.88



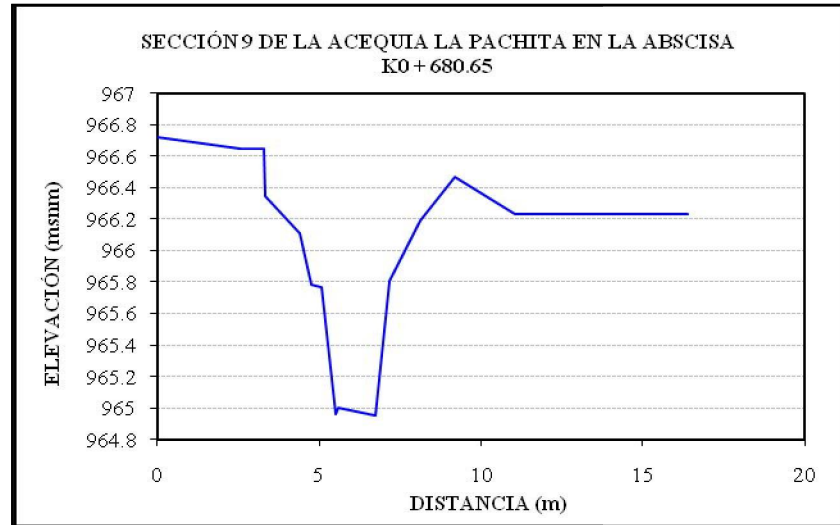
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	974.1
0.13	972.38
2.07	972.36
3.96	972.37
4.06	973.97



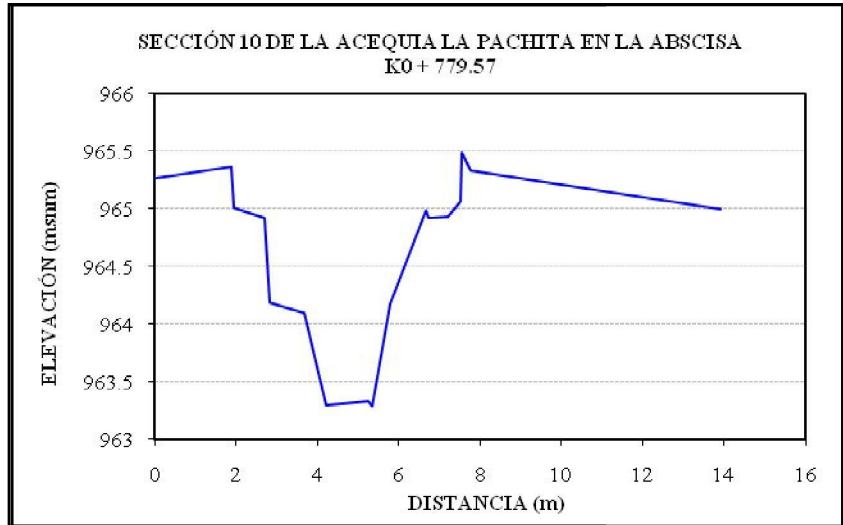
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	969.47
6.32	969.28
11.35	969.29
12.22	968.85
12.78	968.48
13.77	968.05
14.27	967.15
15.63	967.15
15.96	968.08
16.82	968.32
17.97	968.67
18.41	969.28
21.34	969.21
27.06	968.8



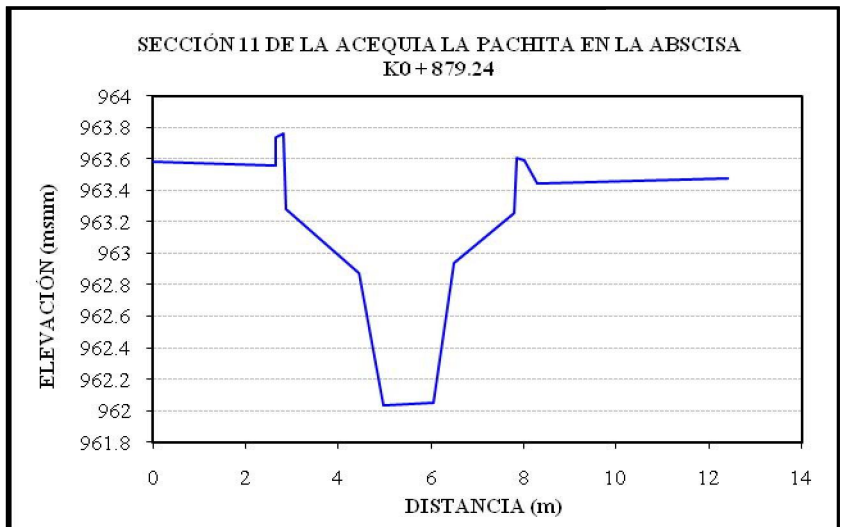
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	966.72
2.56	966.65
3.3	966.65
3.32	966.35
4.41	966.11
4.75	965.78
5.06	965.77
5.51	964.96
5.58	965
6.75	964.95
7.16	965.81
8.11	966.19
9.19	966.47
11.06	966.23
16.4	966.23



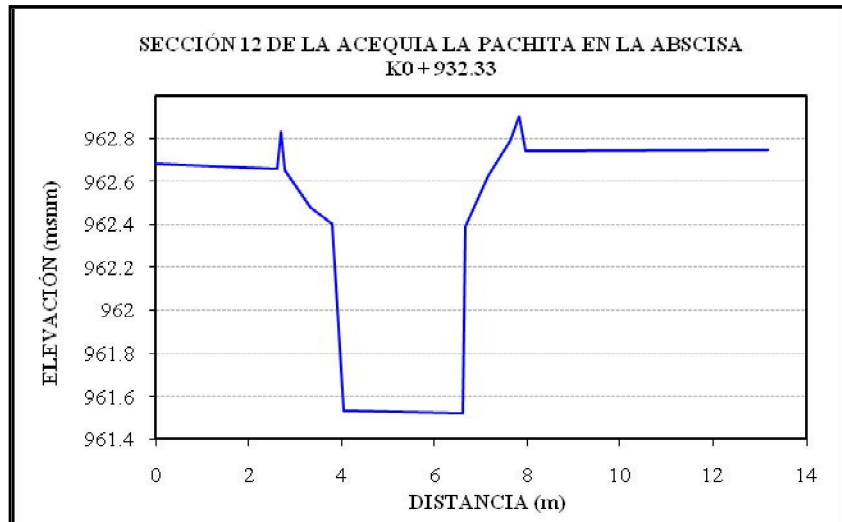
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	965.26
1.87	965.36
1.94	965.01
2.7	964.92
2.82	964.18
3.67	964.1
4.2	963.3
5.25	963.33
5.34	963.28
5.79	964.17
6.67	964.99
6.74	964.92
7.19	964.93
7.51	965.06
7.55	965.49
7.77	965.33
13.91	965



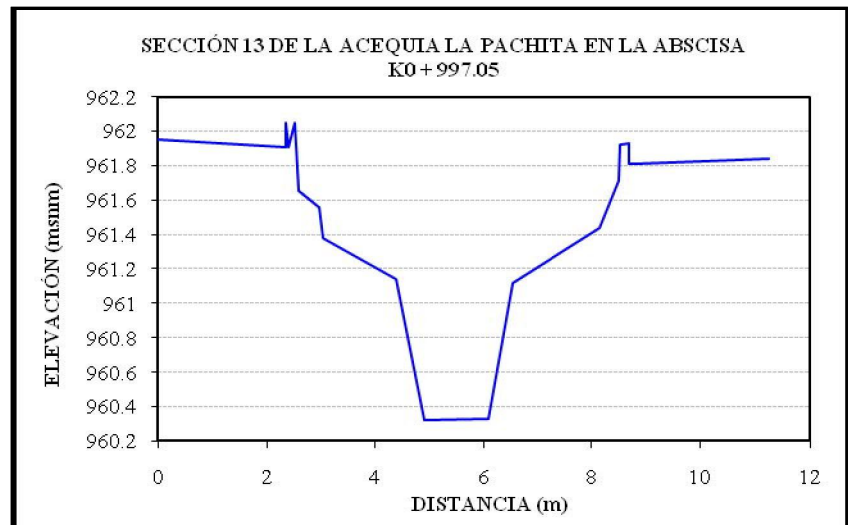
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	963.58
2.64	963.56
2.65	963.74
2.81	963.76
2.88	963.28
4.44	962.87
4.97	962.03
6.05	962.05
6.48	962.94
7.78	963.26
7.85	963.61
8.01	963.59



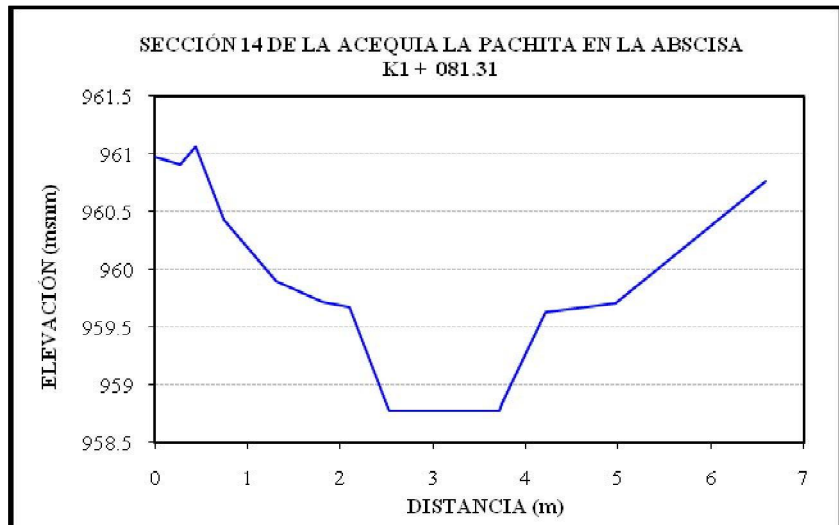
8.3	963.44
12.42	963.48
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	962.68
2.6	962.66
2.7	962.83
2.77	962.65
3.32	962.48
3.79	962.4
4.03	961.53
6.6	961.52
6.67	962.39
7.16	962.63
7.64	962.79
7.83	962.9
7.97	962.74
13.16	962.75



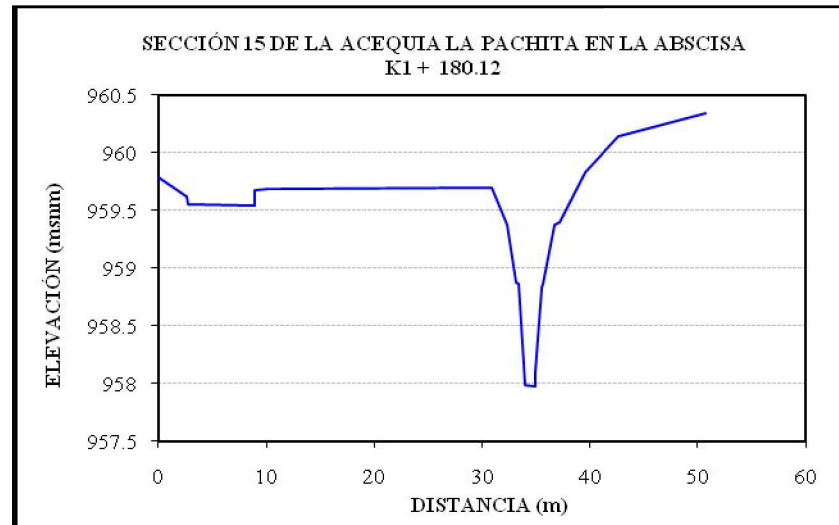
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	961.95
2.35	961.91
2.36	962.05
2.41	961.91
2.52	962.05
2.58	961.65
2.96	961.56
3.03	961.38
4.39	961.14
4.9	960.32
6.08	960.33
6.53	961.12
8.15	961.44
8.49	961.71
8.53	961.92
8.68	961.93
8.69	961.81



8.78	961.81
11.27	961.84
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	960.98
0.27	960.91
0.44	961.06
0.75	960.43
1.31	959.9
1.81	959.72
2.1	959.67
2.53	958.77
3.71	958.77
3.75	958.84
4.21	959.63
4.97	959.71
6.59	960.76

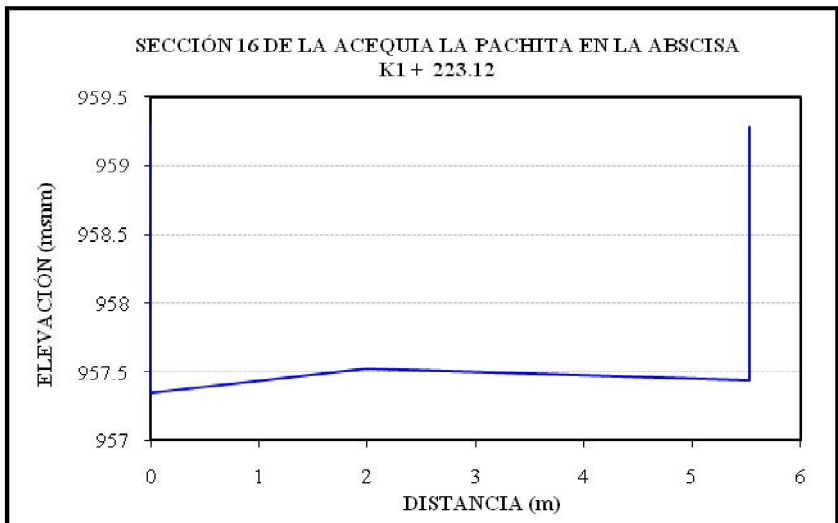


DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	959.79
2.66	959.62
2.68	959.55
8.93	959.54
8.96	959.68
10.15	959.69
30.9	959.7
32.28	959.37
33.16	958.87
33.4	958.86
33.97	957.99
34.94	957.97
34.99	958.1
35.48	958.83
35.62	958.86
36.75	959.37
37.24	959.4
39.56	959.83
42.67	960.14

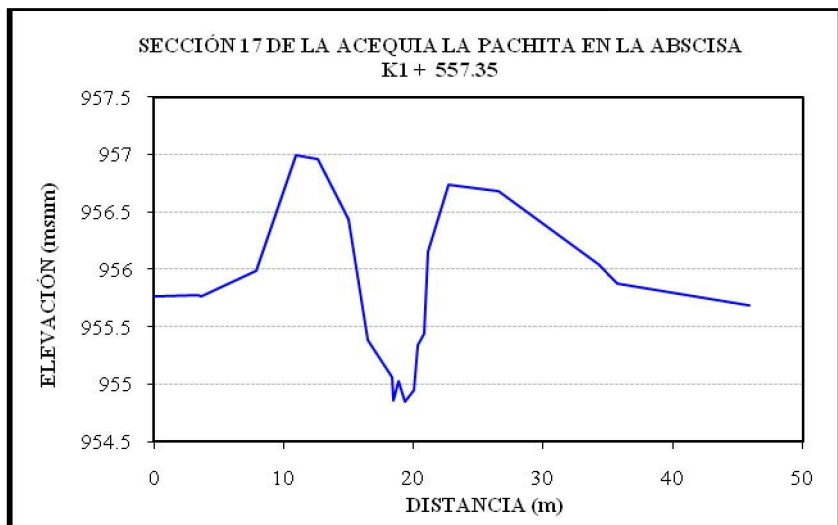


50.75	960.34
-------	--------

DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	959.3
0	957.35
1.99	957.52
5.53	957.44
5.53	959.28



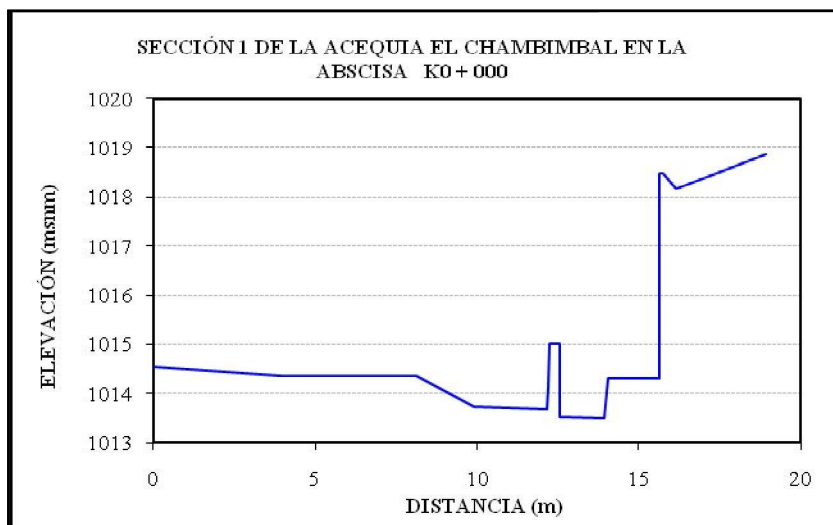
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	955.77
3.46	955.78
3.63	955.77
7.87	955.99
10.93	956.99
12.63	956.96
15.01	956.43
16.45	955.38
18.32	955.06
18.44	954.86
18.85	955.03
19.34	954.85
20.01	954.95
20.3	955.34
20.79	955.44
21.11	956.15
22.68	956.74
26.59	956.68
34.21	956.04



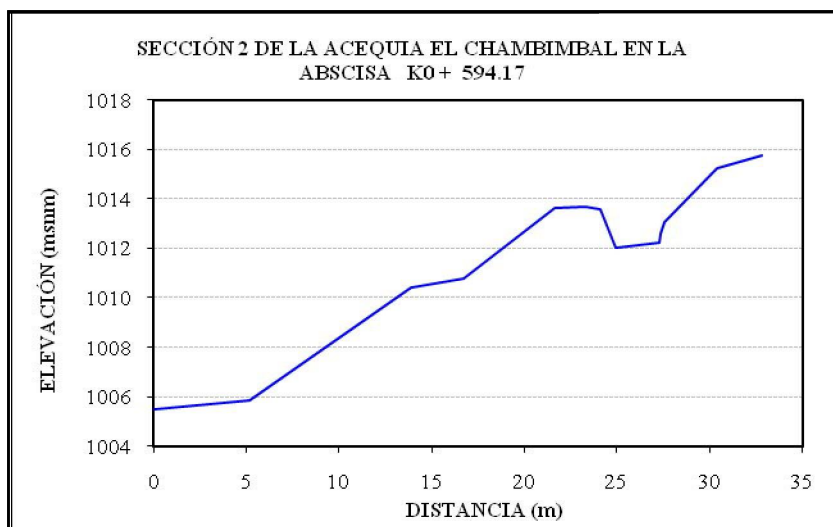
35.75	955.88
45.87	955.69

SECCIONES TRANSVERSALES DE LA ACEQUIA EL CHAMBIMBAL

DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	1014.55
3.97	1014.35
8.11	1014.36
9.89	1013.75
12.15	1013.69
12.19	1014.13
12.24	1015.02
12.55	1015.02
12.55	1013.53
13.96	1013.51
14.06	1014.3
15.63	1014.3
15.63	1018.48
15.78	1018.48
16.16	1018.17
18.92	1018.87

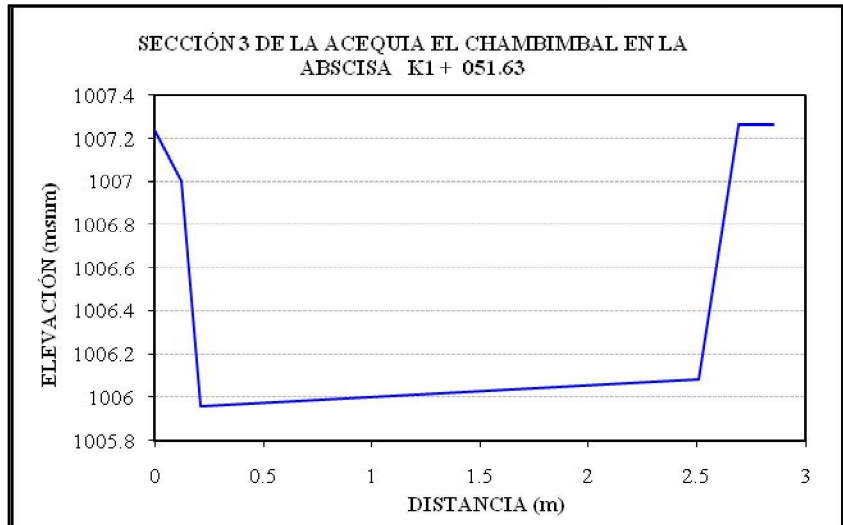


DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	1005.46
5.14	1005.83
13.88	1010.42
16.69	1010.77
21.61	1013.64
23.31	1013.69
24.12	1013.59
24.97	1012.03
27.28	1012.24
27.35	1012.6

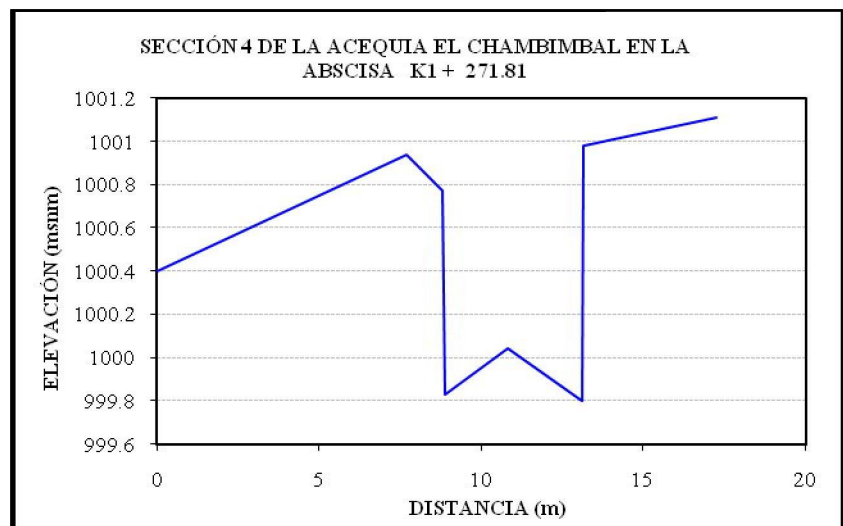


27.57	1013.06
30.39	1015.26
32.81	1015.75

DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	1007.24
0.12	1007
0.21	1005.96
2.51	1006.08
2.69	1007.26
2.85	1007.26

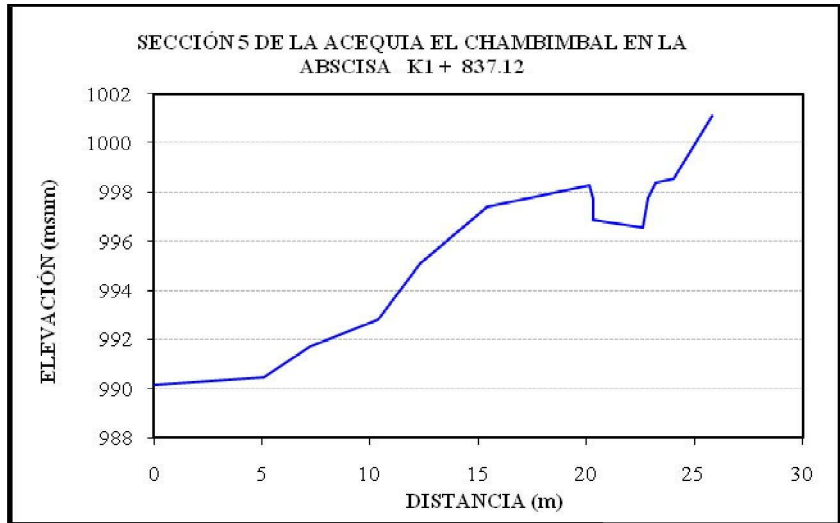


DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	1000.4
7.69	1000.94
8.81	1000.77
8.89	999.83
10.83	1000.04
13.11	999.8
13.16	1000.98
17.25	1001.11

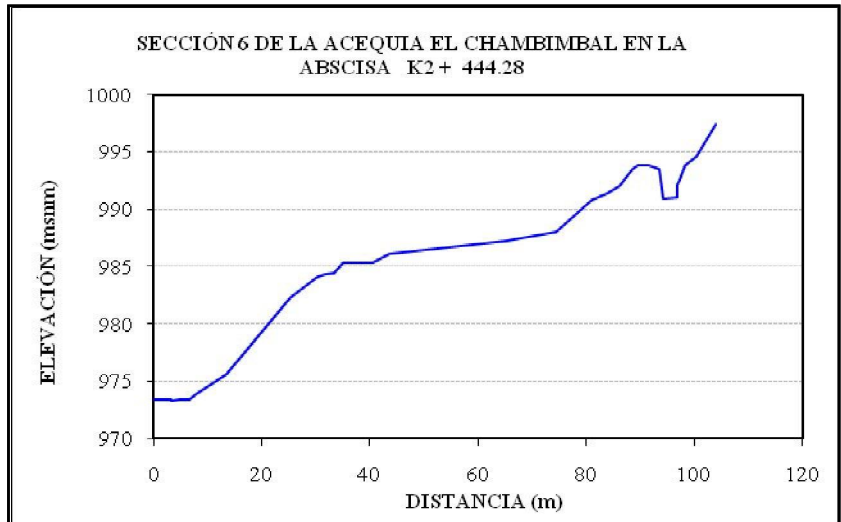


DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	990.15
5.09	990.45
7.23	991.74
10.36	992.82
12.3	995.1
15.37	997.39
20.16	998.28
20.29	997.73
20.34	996.89
22.62	996.55
22.83	997.74
23.22	998.36
24.06	998.52
25.84	1001.08

.....

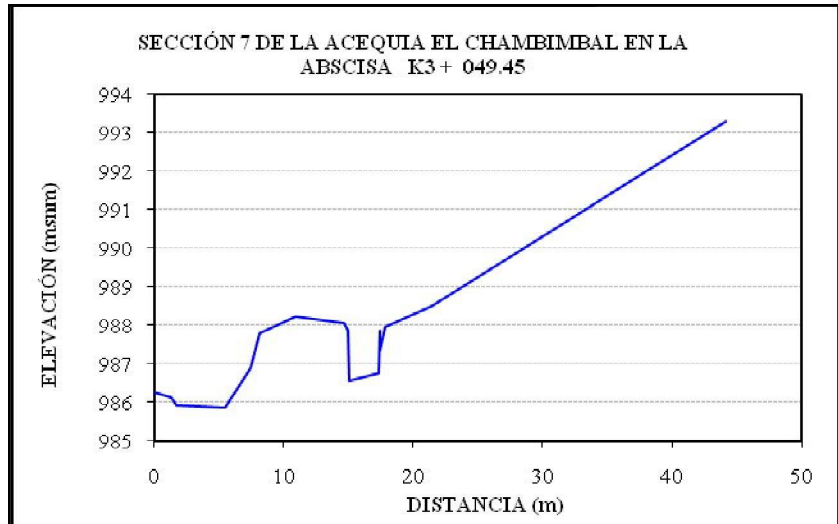


DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	973.33
3.2	973.4
3.22	973.25
4.67	973.38
6.58	973.4
7.91	973.98
13.41	975.62
25.41	982.27
30.23	984.1
31.67	984.32
33.45	984.47
35.01	985.31
40.39	985.29
43.57	986.13
65.07	987.19
74.37	988.06
81.09	990.82
83.79	991.38
86.19	992.03
88.56	993.43
89.59	993.78
91.71	993.8



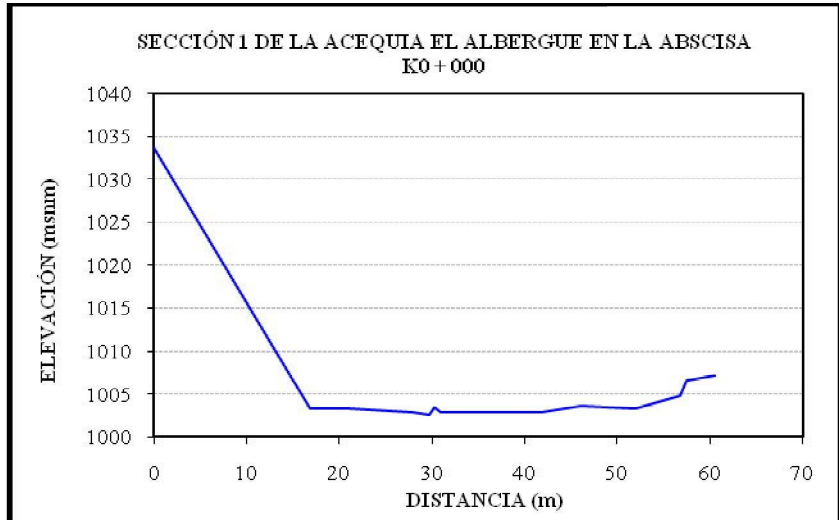
93.59	993.52
94.27	990.91
96.77	990.99
96.82	991.36
96.93	992.16
97.42	992.55
98.28	993.79
100.37	994.57
103.89	997.35

DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	986.27
1.27	986.13
1.73	985.93
5.41	985.84
7.39	986.88
8.13	987.78
10.89	988.21
14.7	988.04
14.91	987.85
15.01	986.55
17.36	986.75
17.37	986.75
17.45	987.85
17.47	987.34
17.85	987.97
21.43	988.49
44.18	993.29

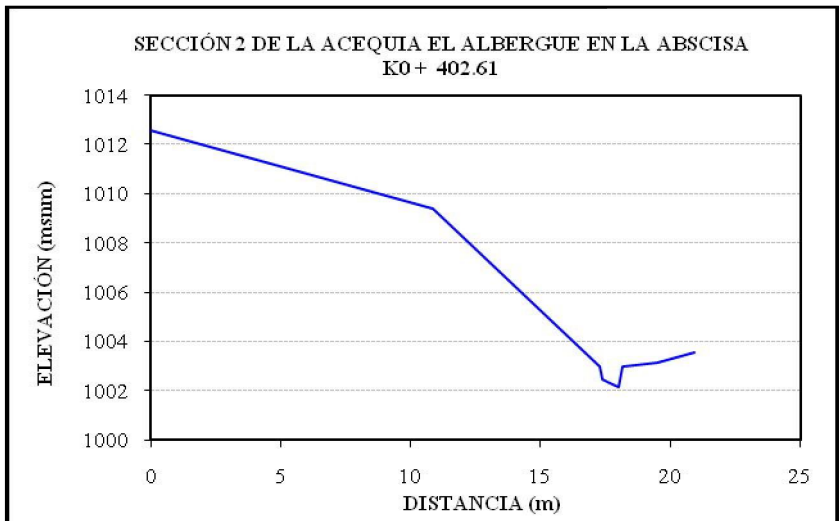


SECCIONES TRANSVERSALES DE LA ACEQUIA EL ALBERGUE

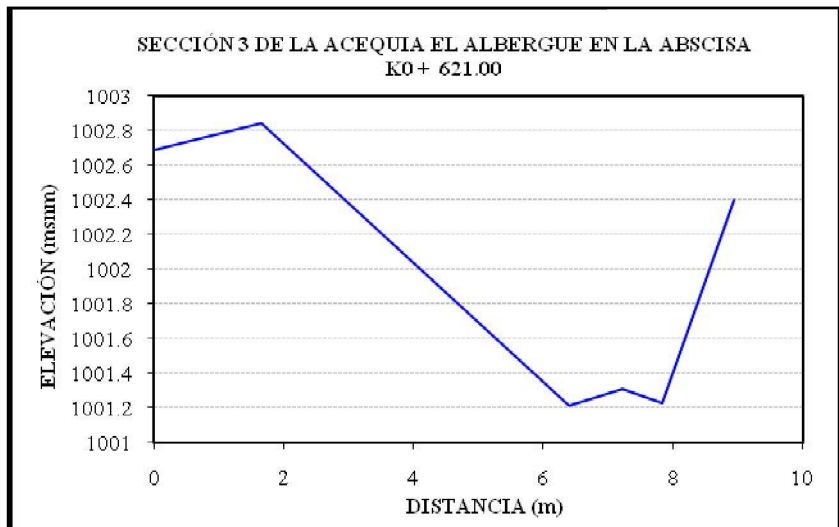
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	1033.61
16.8	1003.34
21.17	1003.36
27.84	1002.85
29.7	1002.51
30.31	1003.42
30.93	1002.84
36.17	1002.94
41.76	1002.94
46.07	1003.62
51.95	1003.36
56.82	1004.83
57.49	1006.55
60.5	1007.22



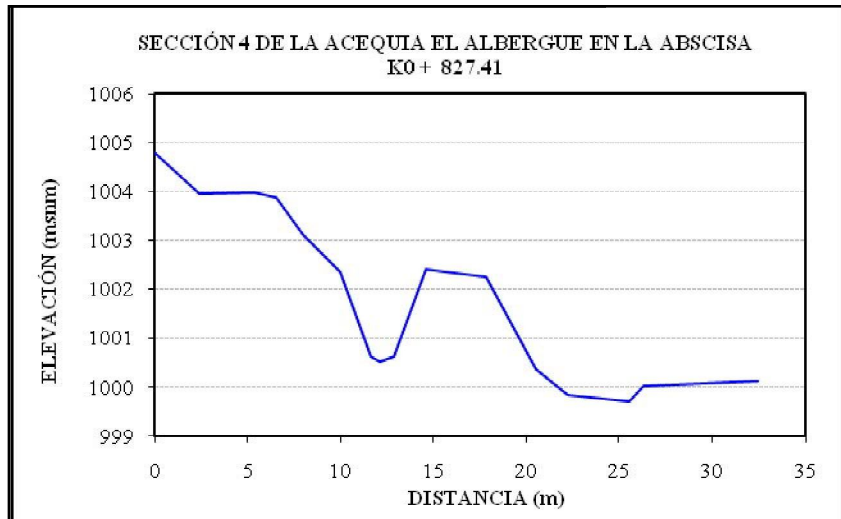
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	1012.59
10.85	1009.39
17.25	1002.96
17.37	1002.44
17.99	1002.16
18.15	1002.97
19.51	1003.12
20.94	1003.58



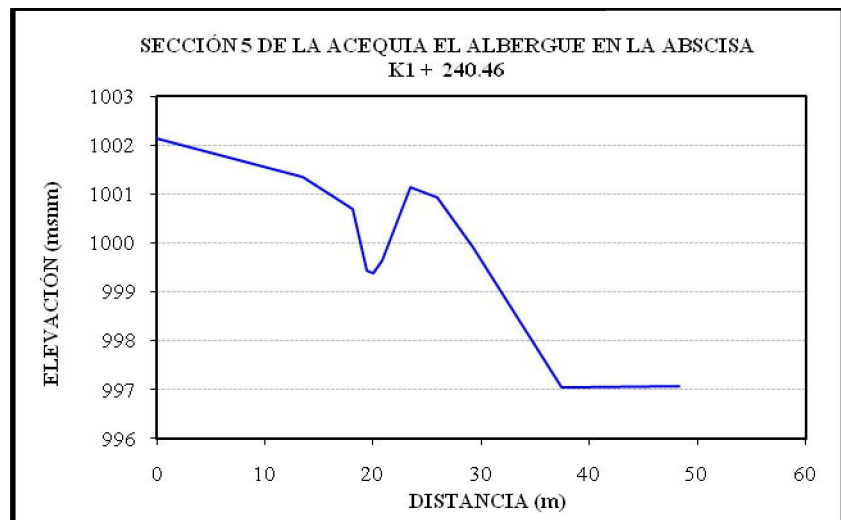
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	1002.69
1.66	1002.84
6.39	1001.21
7.22	1001.31
7.83	1001.23
8.94	1002.4



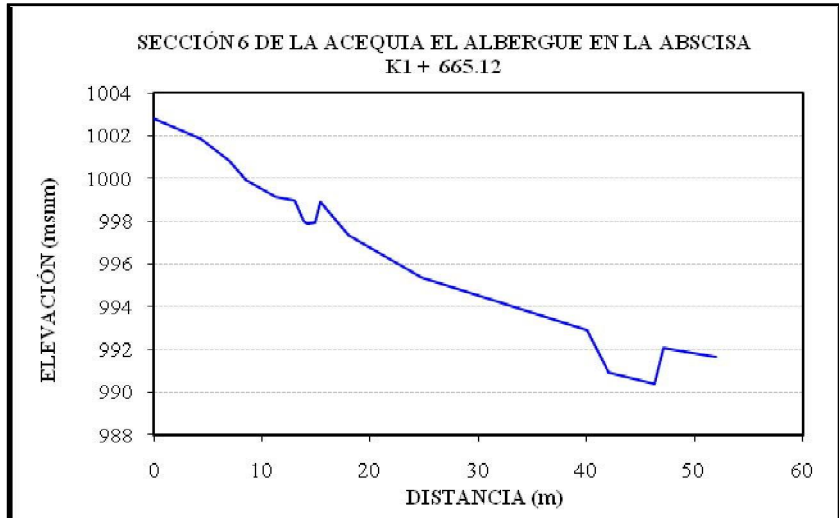
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	1004.79
2.38	1003.96
5.34	1003.99
6.49	1003.88
7.96	1003.11
9.97	1002.35
11.59	1000.61
12.09	1000.52
12.84	1000.61
14.61	1002.41
17.84	1002.24
20.49	1000.37
22.25	999.82
25.58	999.7
26.34	1000.01
32.44	1000.11



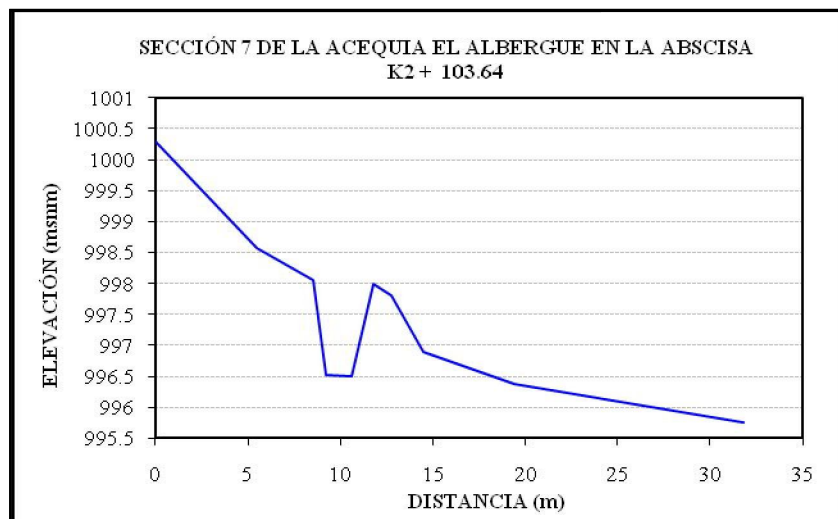
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	1002.13
13.51	1001.34
18.16	1000.7
19.38	999.42
19.99	999.38
20.78	999.65
23.44	1001.15
25.94	1000.94
29.29	999.9
37.4	997.04
48.29	997.07



DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	1002.79
4.4	1001.84
7.02	1000.81
8.46	999.94
11.27	999.17
12.98	998.95
13.81	997.98
14.17	997.9
14.94	997.93
15.43	998.88
17.97	997.33
24.77	995.39
40.02	992.92
42.04	990.95
46.32	990.41
47.1	992.08
52.05	991.62

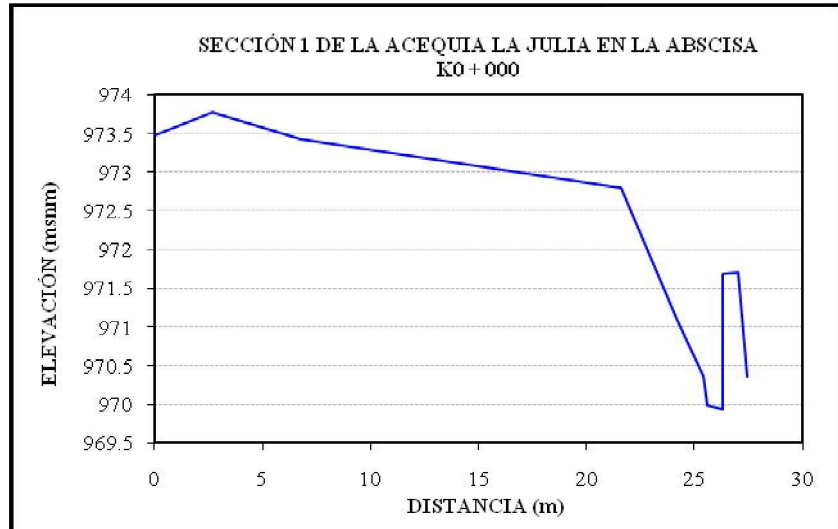


DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	1000.3
5.5	998.58
8.55	998.05
9.24	996.52
10.6	996.51
11.78	998
12.75	997.81
14.47	996.89
19.43	996.38
31.8	995.76

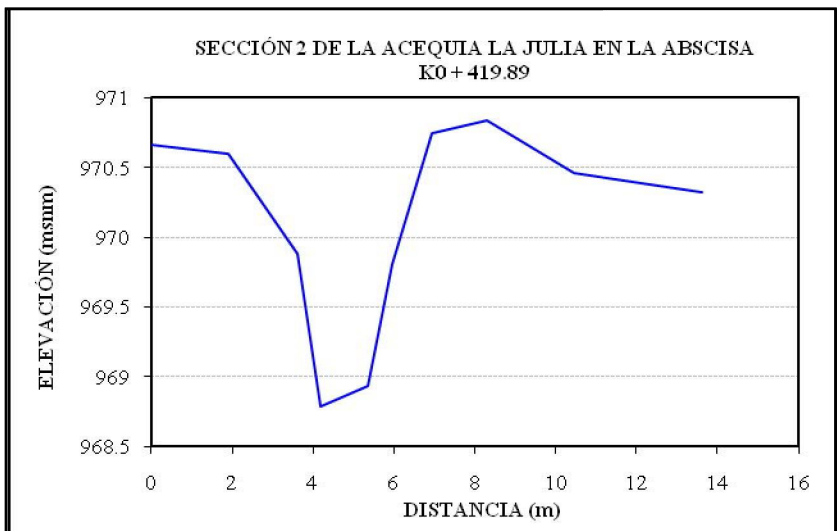


SECCIONES TRANSVERSALES DE LA ACEQUIA LA JULIA

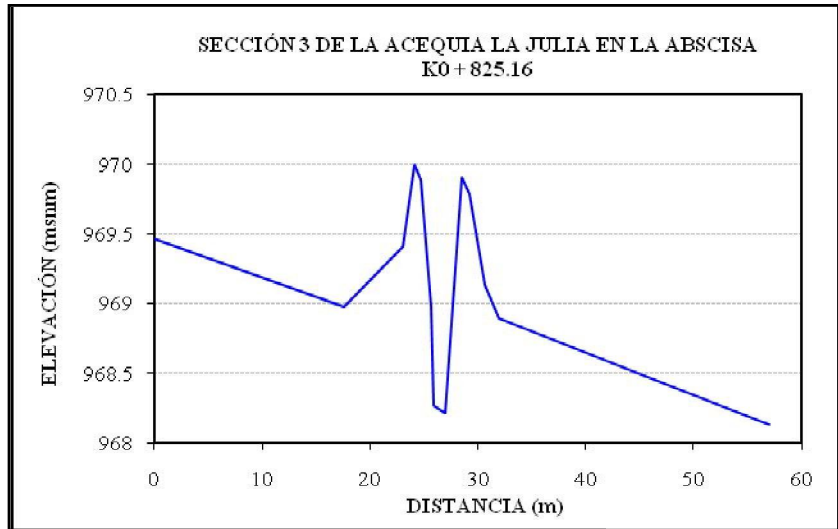
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	973.47
2.68	973.78
6.78	973.42
21.63	972.79
24.23	971.08
25.44	970.37
25.6	969.98
26.3	969.93
26.31	971.69
27.04	971.7
27.46	970.37



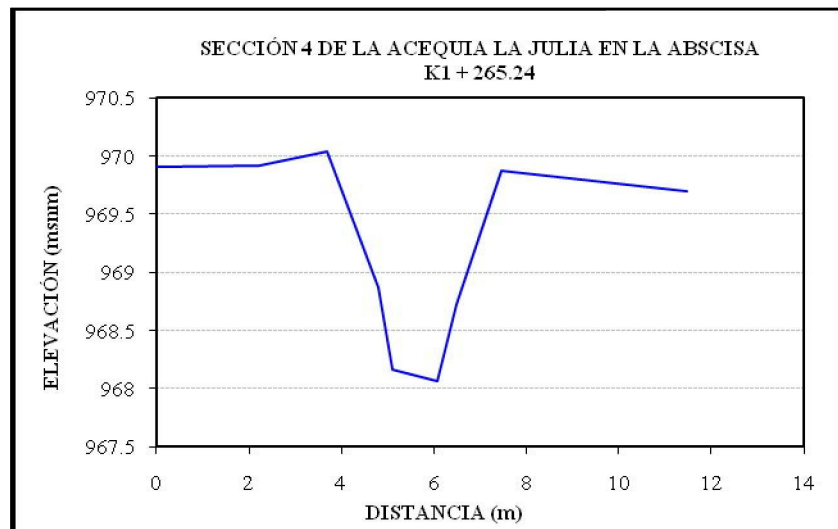
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	970.66
1.91	970.6
3.61	969.88
4.18	968.79
5.34	968.93
5.96	969.81
6.94	970.75
8.29	970.84
10.44	970.46
13.63	970.32



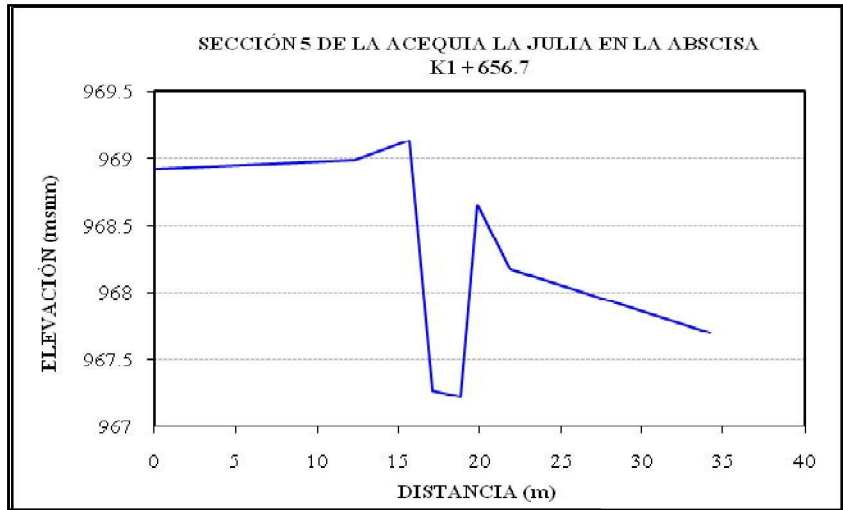
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	969.46
17.55	968.98
23.1	969.41
24.15	970
24.75	969.89
25.69	968.98
25.95	968.27
26.93	968.21
28.5	969.91
29.2	969.79
30.63	969.13
31.92	968.89



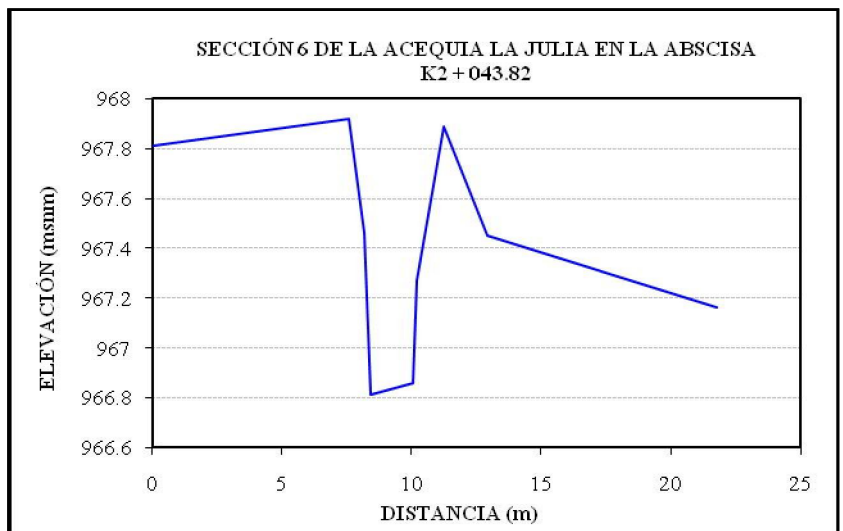
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	969.91
2.22	969.92
3.7	970.04
4.8	968.87
5.1	968.17
6.07	968.06
6.48	968.73
7.45	969.87
11.49	969.7



DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	968.92
12.3	968.99
15.7	969.14
17.08	967.27
18.84	967.22
19.85	968.66
21.95	968.17
34.22	967.7

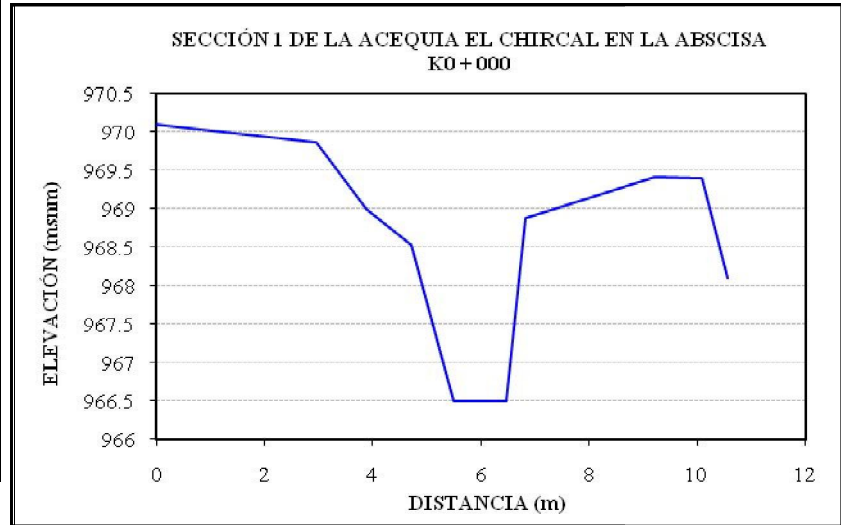


DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	967.81
7.57	967.92
8.18	967.46
8.42	966.81
10.05	966.86
10.2	967.27
11.24	967.89
12.94	967.45
21.78	967.16

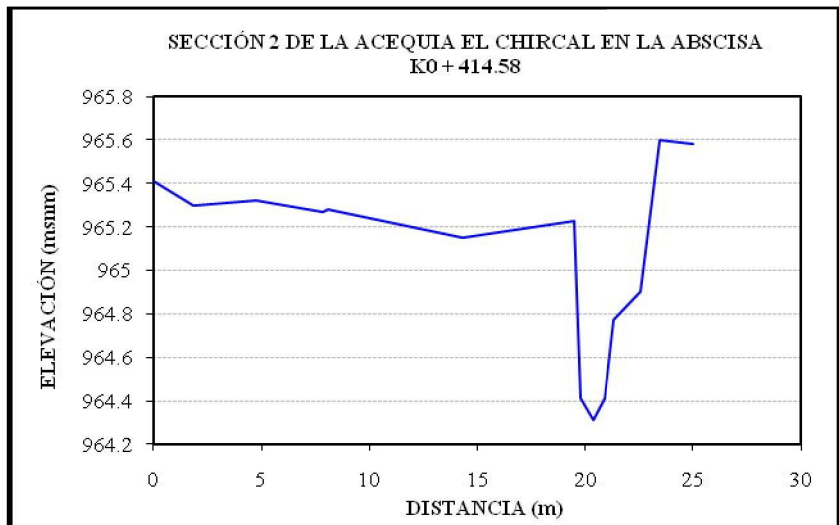


SECCIONES TRANSVERSALES DE LA ACEQUIA EL CHIRCAL

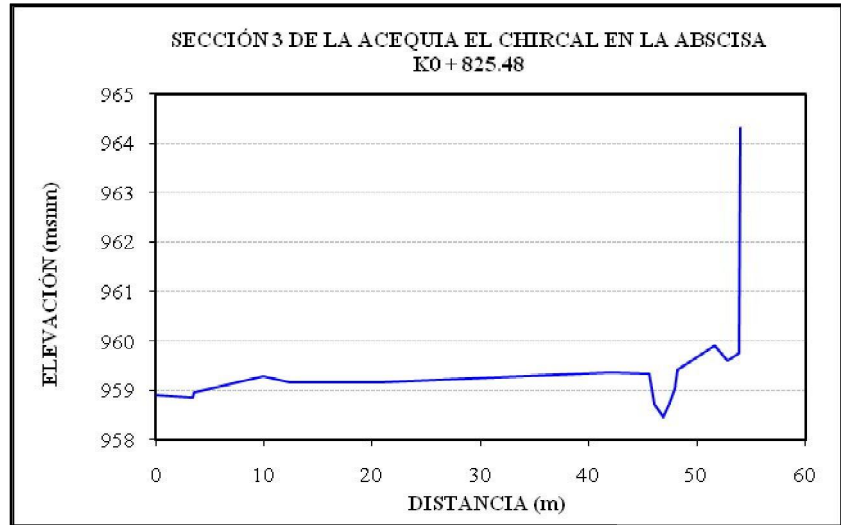
DISTANCIA A (m)	ELEVACIÓN N (msnm)
0	970.09
2.96	969.87
3.89	968.99
4.72	968.53
5.49	966.5
6.46	966.5
6.82	968.88
9.21	969.41
10.09	969.39
10.56	968.1



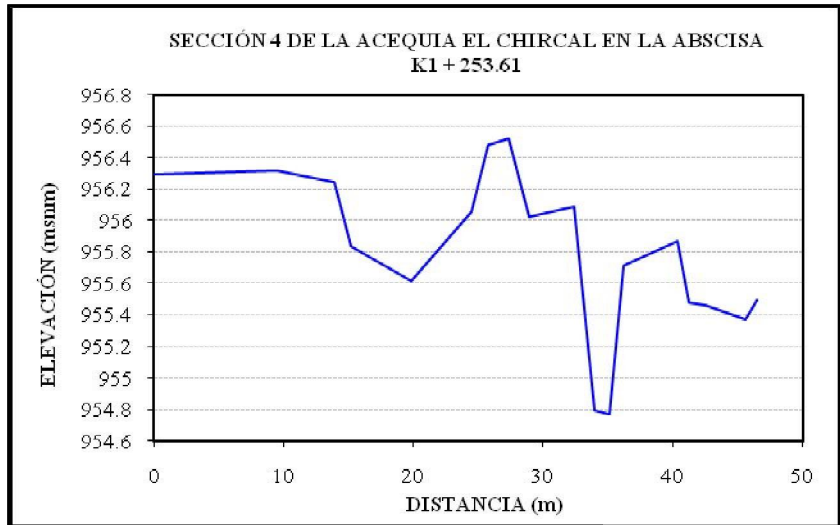
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	965.41
1.87	965.3
4.78	965.32
7.84	965.27
8.08	965.28
14.32	965.15
19.5	965.23
19.8	964.41
20.36	964.31
20.9	964.41
21.33	964.77
22.55	964.9
23.45	965.6
25	965.58



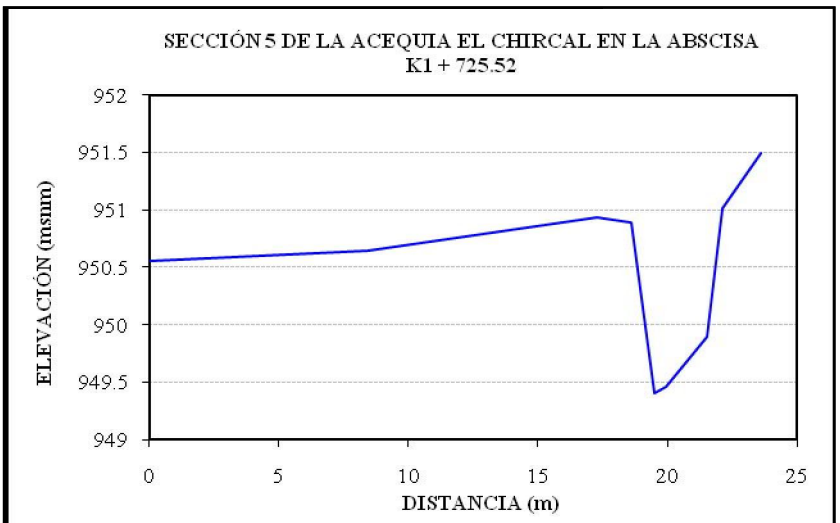
DISTANCI A (m)	ELEVACIÓ N (msnm)
0	958.9
3.39	958.85
3.52	958.95
9.95	959.29
12.43	959.16
20.43	959.17
42.03	959.36
45.58	959.33
46.09	958.72
46.88	958.45
47.46	958.75
47.98	959.02
48.21	959.41
49.47	959.59
51.65	959.91
52.88	959.6
53.87	959.76
54.02	964.32



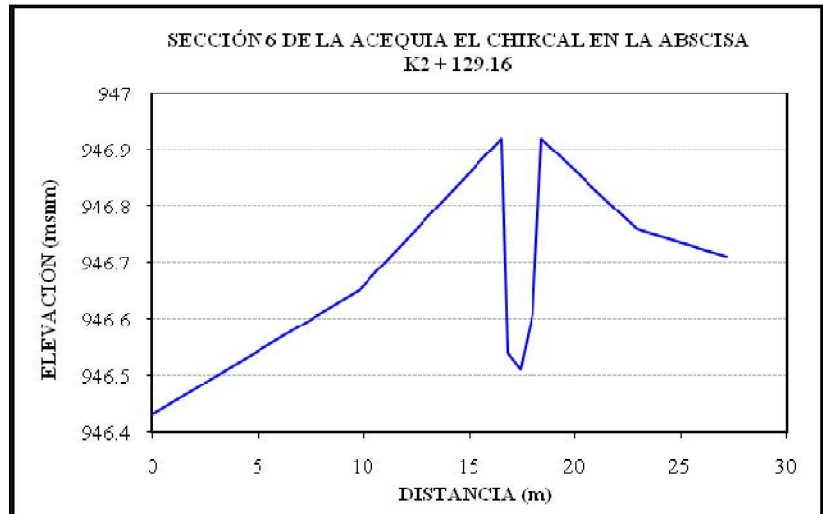
DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	956.29
9.48	956.32
13.93	956.24
15.19	955.84
19.84	955.62
24.47	956.06
25.78	956.48
27.31	956.52
28.87	956.02
32.36	956.09
33.98	954.79
35.11	954.77
36.21	955.71
40.37	955.87
41.27	955.48
42.52	955.46
45.57	955.37
46.51	955.49



DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	950.56
8.43	950.64
17.27	950.93
18.63	950.89
19.51	949.41
19.96	949.46
21.51	949.9
22.15	951.01
23.61	951.49



DISTANCIA (m)	ELEVACIÓN (msnm)
0	946.43
9.74	946.65
16.49	946.92
16.81	946.54
17.42	946.51
18.03	946.61
18.43	946.92
22.9	946.76
27.17	946.71



ANEXO 2. CURVAS DE CALIBRACIÓN DE LOS PUENTES DE LA ZONA DE ESTUDIO DEL MUNICIPIO DE GUADALAJARA DE BUGA

Tabla A1. Puente El Derrumbado

Nivel (m)	Caudal (m³/s)
0.00	0.00
0.66	100
1.20	150
1.93	200
3.84	250
4.14	300
4.34	350
4.73	400

Tabla A2. Puente sobre la Carrera 9

Nivel (m)	Caudal (m³/s)
0.00	0.00
0.62	100
1.12	150
1.55	200
2.29	250
2.93	300
3.70	350
4.52	400

Tabla A3. Puente sobre la Carrera 12 (Puente La Libertad)

Nivel (m)	Caudal (m³/s)
0.00	0.00
0.74	100
1.15	150
1.71	200
2.23	250
2.71	300
3.13	350
3.54	400

Tabla A4. Puente sobre la Carrera 16

Nivel (m)	Caudal (m³/s)
0.00	0.00
0.53	100
0.93	150
1.28	200
1.59	250
1.98	300
2.57	350
3.18	400

Tabla A5. Puente sobre la Carrera 19 (Puente La Merced)

Nivel (m)	Caudal (m³/s)
0.00	0.00
0.50	100
0.90	150
1.24	200
1.55	250
1.82	300
2.07	350
2.31	400

Tabla A6. Puente sobre la Carrera 20 (Puente del Ferrocarril)

Nivel (m)	Caudal (m³/s)
0.00	0.00
0.58	100
1.02	150
1.37	200
1.68	250
1.95	300
2.21	350
2.45	400

Tabla A7. Puente sobre la vía Panamericana

Nivel (m)	Caudal (m³/s)
0.00	0.00
0.48	100
0.86	150
1.19	200
1.48	250
1.75	300
2.00	350
2.23	400