

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS DEL FLUJO EN EL CANAL AJAVÍ, DRENAJE
PRINCIPAL DE LA CIUDAD DE IBARRA**

**PROYECTO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

CHRISTIAN SANTIAGO CHECA RAMÍREZ
san_checa@hotmail.com

DIRECTOR: ING. XIMENA HIDALGO BUSTAMANTE
ximena.hidalgob@gmail.com

Quito, Abril 2013

DECLARACIÓN

Yo, Christian Santiago Checa Ramírez, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluye en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normativa institucional vigente.

CHRISTIAN SANTIAGO CHECA RAMÍREZ

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Christian Santiago Checa Ramírez, bajo mi supervisión.

ING. XIMENA HIDALGO B.
DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

La culminación de este proyecto de titulación no es únicamente un logro propio, por el contrario, no hubiera sido posible sin el apoyo de muchas personas.

Por ello el agradecimiento más sentido a Dios por guiar mi vida e iluminar mis pensamientos.

A mi familia y en especial a mis padres por ser la fuente de mi fortaleza, por ser incondicionales en su apoyo, que sin su convicción en el logro de mis metas y sustento moral no habría sido posible llegar hasta estas instancias.

A mi directora Ing. Ximena Hidalgo por ser mi guía durante este camino de conocimientos y aprendizaje, al Dr. – Ing. Laureano Andrade, al Dr. – Ing. Marco Castro y al Ing. Luis Jaramillo por su interés, conocimiento y guía en este proyecto.

A los profesores de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la Escuela Politécnica Nacional por su disponibilidad y generosidad para compartir sus conocimientos útiles en mi formación académica.

Al Municipio de Ibarra (IMI), a la Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Ibarra (EPMAPA-I) y a la Consultora INGECONSULT CÍA. LTDA. por autorizar el uso la información existente de los estudios realizados hasta el año 2012 para el desarrollo de mi proyecto de titulación.

Finalmente, agradezco a todas personas sinceras por su incondicional amistad y aliento durante todo este tiempo de arduo trabajo.

DEDICATORIA

A Dios, por permitirme llegar a este momento tan especial en mi vida. Por los triunfos y los momentos difíciles que me han enseñado a valorarlo cada día más.

A mis padres quienes han velado por mí durante este arduo camino, y que con sus consejos han sabido guiarme para culminar mi carrera profesional.

A mis hermanos Gonzalo Xavier, Ana Elizabeth y Pablo Andrés, tías Rosario y Magdalena, y sobrinos gracias por estar apoyándome siempre.

¡Gracias a ustedes!

CONTENIDO

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
AGRADECIMIENTOS	IV
DEDICATORIA.....	V
CONTENIDO.....	VI
ÍNDICE DE FIGURAS	XIII
ÍNDICE DE CUADROS	XVIII
RESUMEN	XX
ABSTRACT	XXIII
PRESENTACIÓN	XXIV
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 ANTECEDENTES.....	2
1.3 OBJETIVOS DEL PROYECTO DE TITULACIÓN	3
1.3.1 OBJETIVO GENERAL.....	3
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.4 JUSTIFICACIÓN.....	3
1.5 ALCANCE.....	4
CAPÍTULO 2	6
DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	6
2.1 UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE LA CUENCA DE DRENAJE DEL RÍO AJAVÍ	6
2.2 RED HIDROGRÁFICA Y CONDICIONES DE DRENAJE	8
2.3 MORFOLOGÍA Y TIPO DE SUELO.....	11
2.4 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS GEOMORFOLÓGICAS DE LAS SUBCUENCAS DE DRENAJE PLUVIAL	14

2.5	USO ACTUAL DEL SUELO DE LA CUENCA DEL RÍO AJAVÍ	18
2.6	INFORMACIÓN CLIMATOLÓGICA.....	19
2.6.1	CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS.....	20
2.6.2	TEMPERATURA.....	21
2.6.3	HUMEDAD RELATIVA	22
2.6.4	VIENTO	22
2.7	LLUVIAS INTENSAS	22
2.8	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL COLECTOR AJAVÍ	24
2.8.1	UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	25
2.8.2	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL COLECTOR AJAVÍ	25
2.8.3	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD	26
2.9	OBRAS HIDRÁULICAS PROPUESTAS POR EL MUNICIPIO DE IBARRA ANTES DEL INGRESO AL COLECTOR AJAVÍ.....	27
2.9.1	OBRAS DE CONTROL, DERIVACIÓN Y TRASVASE EN LA QDA. SECA. 27	
2.9.2	OBRAS DE CONTROL, DERIVACIÓN Y TRASVASE EN LA QDA. DE LAS FLORES	31
2.9.3	CANAL DE DRENAJE HACIA EL COLECTOR AJAVÍ.....	33
2.9.4	DERIVACIÓN DE CAUDALES AL INGRESO DEL COLECTOR PLUVIAL (PUNTO B).....	34
	CAPÍTULO 3.....	37
	DETERMINACIÓN DE CAUDALES PARA LA EVALUACIÓN.....	37
3.1	DETERMINACIÓN DEL CAUDAL SANITARIO.....	37
3.1.1	DOTACIÓN PER CÁPITA DE AGUA	37
3.1.2	DETERMINACIÓN DE ÁREAS DE APORTE SANITARIO DE LOS SUBSISTEMAS HACIA EL COLECTOR AJAVÍ.....	38
3.1.3	ANÁLISIS POBLACIONAL	38
3.1.4	CAUDAL DE DISEÑO DE AGUAS RESIDUALES	39

3.1.4.1	Caudal máximo de aguas residuales domésticas.....	40
3.1.4.2	Caudal de infiltración	41
3.1.4.3	Caudal de aguas ilícitas.....	42
3.1.4.4	Caudal de aguas residuales aporte al colector Ajaví	42
3.2	DETERMINACIÓN DE CAUDAL PLUVIAL	43
3.2.1	FORMACIÓN DE CRECIDA, PROPAGACIÓN Y DETERMINACIÓN DEL CAUDAL PLUVIAL	43
3.2.2.1	Integración de las subcuencas de análisis	44
3.2.2.2	Modelación de la relación lluvia escurrimiento	47
a)	MÉTODO DE LA RELACIÓN LLUVIA ESCURRIMIENTO	47
□	HIDROGRAMA UNITARIO.....	47
□	MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR S.C.S.....	48
b)	HIETOGRAMA DE INTENSIDADES	50
c)	PRECIPITACIÓN EFECTIVA	51
□	NÚMERO DE CURVA (CN) – SCS	52
□	CONDICIONES DE HUMEDAD DEL SUELO	54
3.2.2.3	Descripción del programa HEC HMS 3.4	55
3.2.2.4	Selección de caudales máximos y análisis de sensibilidad	58
	CAPÍTULO 4.....	63
	SÍNTESIS TEÓRICA PARA LA EVALUACIÓN	63
4.1	PARÁMETROS TÉCNICOS PARA LA EVALUACIÓN	63
4.1.1	VELOCIDADES MÍNIMAS Y MÁXIMAS EN ALCANTARILLADO COMBINADO	63
4.1.2	PORCENTAJE DE LLENADO	64
4.1.3	DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD “n”.....	64
4.2	TIPOS DE FLUJO.....	68
4.2.1	DESCRIPCIÓN DE LOS TIPOS DE PERFILES DE FLUJO GRADUALMENTE VARIADO	68

4.2.2 PRINCIPIOS BÁSICOS DE LA HIDRÁULICA DEL FLUJO NO PERMANENTE A GRAVEDAD	69
4.2.2.1 Ecuaciones fundamentales para el análisis unidireccional del flujo plano no permanente	72
4.2.2.2 Modelos computacionales existentes para la solución del flujo no permanente	75
CAPÍTULO 5.....	76
MODELACIÓN HIDRÁULICA.....	76
5.1 MODELACIÓN HIDRÁULICA DEL COLECTOR AJAVÍ BAJO RÉGIMEN DE FLUJO UNIFORME	76
5.1.1 DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL FLOW MASTER	76
5.1.2 RESULTADOS OBTENIDOS DE LA MODELACIÓN BAJO RÉGIMEN DE FLUJO UNIFORME.....	81
5.1.3 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	84
5.1.4 EJEMPLO DE CÁLCULO DE UN TRAMO DEL COLECTOR EMBAULADO.....	84
5.2 MODELACIÓN HIDRÁULICA DEL COLECTOR AJAVÍ BAJO RÉGIMEN DE FLUJO GRADUALMENTE VARIADO	87
5.2.1 DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL HEC RAS ..	87
5.2.2 RESULTADOS OBTENIDOS DE LA SIMULACIÓN BAJO RÉGIMEN DE FLUJO GRADUALMENTE VARIADO	92
5.2.3 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	100
5.2.4 EJEMPLO DE CÁLCULO DE UN TRAMO DEL COLECTOR EMBAULADO.....	101
5.3 MODELACIÓN HIDRÁULICA DEL COLECTOR AJAVÍ BAJO RÉGIMEN DE FLUJO NO PERMANENTE.....	110
5.3.1 RESULTADOS OBTENIDOS DE LA SIMULACIÓN BAJO RÉGIMEN NO PERMANENTE	110
5.3.1.1 Resultados Obtenidos en la modelación del colector combinado Ajaví .	111
5.3.1.2 Resultados Obtenidos de la modelación del colector Pluvial.....	115
5.3.2 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:.....	118

5.3.3	EJEMPLO DE CÁLCULO DE UN TRAMO DEL COLECTOR EMBAULADO.....	120
5.4	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES DEL DIAGNÓSTICO	127
5.4.1	CONCLUSIONES DEL DIAGNÓSTICO:.....	127
5.4.2	RECOMENDACIONES DEL DIAGNÓSTICO:.....	128
	CAPITULO 6.....	130
	SOLUCIÓN PROPUESTA PARA EL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ	130
6.1	MODELACION HIDRÁULICA DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA.....	130
6.1.1	RESULTADOS OBTENIDOS DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA	134
6.1.2	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	140
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	147
	ANEXOS	150
	ANEXO NO. 1: MAPA UBICACIÓN DE LA CUENCA DEL RÍO AJAVÍ.....	151
	ANEXO NO. 2: MAPA SUBCUENCAS APORTE SANITARIO HACIA EL COLECTOR AJAVÍ	152
	ANEXO NO. 3: MAPA SUBCUENCAS APORTE PLUVIAL HACIA EL COLECTOR AJAVÍ	153
	ANEXO NO. 4: MAPA TIPO DE SUELO CUENCA DEL COLECTOR AJAVÍ	154
	ANEXO NO. 5: MAPA USO DEL SUELO CUENCA DEL COLECTOR AJAVÍ...	155
	ANEXO NO. 6: PERFIL DEL COLECTOR AJAVÍ	156
	ANEXO NO. 7: CURVA DE DESCARGA E HIDROGRAMAS DE ENTRADA Y SALIDA DE LA DERIVACIÓN DE CAUDALES (PUNTO B)	157
	ANEXO NO. 8: CUADRO DE DENSIDAD POBLACIONAL POR SECTORES CENSALES DE LA CIUDAD DE IBARRA.....	158
	ANEXO NO. 9: MAPA PROYECCION POBLACIONAL AÑO 2012	159
	ANEXO NO. 10: MAPA DE TASA DE INFILTRACIÓN	160
	ANEXO NO. 11: CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO PARA LOS COLECTORES COMBINADO Y PLUVIAL AJAVI	161
	ANEXO NO. 12: CURVAS DE SENSIBILIDAD POR CADA PUNTO DE INTERÉS DEL COLECTOR AJAVÍ.....	162
	ANEXO NO. 13: HIDROGRAMAS DE CRECIDA POR PUNTO DE INTERÉS DEL COLECTOR AJAVÍ	163

ANEXO NO. 14: TRAMOS CON FALTA DE CAPACIDAD HIDRÁULICA POR RÉGIMEN FLUJO UNIFORME, FLUJO GRADUALMENTE VARIADO Y NO PERMANENTE	164
ANEXO NO. 15: ESQUEMA PORTAL DE INGRESO, IMPLANTACIÓN Y CONEXIÓN BOX CULVERT	165
ANEXO NO. 16: CATÁLOGO BOX CULVERTA (TITAN)	166
ANEXO NO. 17: PROCEDIMIENTO DE EJECUCIÓN MORTEROS DE REPARACIÓN DEL HORMIGÓN.....	167
ANEXO NO. 18: TABLAS DE CAUDALES EN MÁRGENES Y CAUDALES DE TRÁNSITO POR SECCIÓN	168
ANEXO NO. 19: PERFIL DE LA SUPERFICIE DE AGUA PARA PERÍODO DE RETORNO DE 5, 10 Y 25 AÑOS	169
ANEXO NO. 20: FOTOS	170

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2. 1 UBICACIÓN DE LA CUENCA DEL RÍO AJAVÍ	7
FIGURA 2. 2 SUBCUENCAS DE APORTE SANITARIO AL COLECTOR AJAVÍ..	9
FIGURA 2. 3 SUBCUENCAS DE APORTE PLUVIAL AL COLECTOR AJAVÍ.....	10
FIGURA 2. 4 TIPO DE SUELO DE LA CUENCA DEL RÍO AJAVÍ.....	14
FIGURA 2. 5 USO ACTUAL DEL SUELO DE LA CUENCA DEL RÍO AJAVÍ	19
FIGURA 2. 6 UBICACIÓN DE LA ESTACIÓN IBARRA EN LA ZONA DE ESTUDIO	20
FIGURA 2. 7 ISOTERMAS DEL ÁREA DE ESTUDIO	21
FIGURA 2. 8 CURVAS DE INTENSIDAD, DURACIÓN Y FRECUENCIA PARA LA ESTACIÓN IBARRA M-053.....	24
FIGURA 2. 9 PLANIMETRÍA E IMPLANTACIÓN DEL COLECTOR AJAVÍ EN LA CIUDAD DE IBARRA	26
FIGURA 2. 10 IMPLANTACIÓN DE OBRAS DE CONTROL, DERIVACIÓN TRASVASE EN QDA. SECA HACIA QDA. SAN CLEMENTE.	28
FIGURA 2. 11 SECCIÓN COMPUESTA AGUAS ARRIBA DEL INGRESO AL COLECTOR AJAVÍ	33
FIGURA 2. 12 DERIVACIÓN DE CAUDALES EN EL PUNTO B.....	35
FIGURA 2. 13 HIDROGRAMAS DE INGRESO Y SALIDA PARA CADA ESTRUCTURA EN EL PUNTO B.....	35
FIGURA 3. 1 POBLACIÓN TOTAL SEGÚN CENSOS POBLACIONALES Y PROYECCIÓN POBLACIONAL	39
FIGURA 3. 2 INTEGRACIÓN DE LAS CUENCAS DE ANÁLISIS Y PUNTOS DE INTERÉS.....	45
FIGURA 3. 3 HIDROGRAMAS RESULTANTES DE UNA CUENCA APORTANTE Y DE TRÁNSITO, EN HEC HMS.	46
FIGURA 3. 4 HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR SCS US.....	50

FIGURA 3. 5 MODELO DE INTEGRACIÓN DE LA CUENCA AJAVÍ EN HEC HMS	60
FIGURA 3. 6 HIDROGRAMAS DE CRECIDA PARA CADA PUNTO DE INTERÉS	61
FIGURA 4. 1 PERFILES DE FLUJO GRADUALMENTE VARIADO	69
FIGURA 4. 2 CONTINUIDAD DE FLUJO NO PERMANENTE.....	70
FIGURA 4. 3 REPRESENTACIÓN SIMPLIFICADA DE LA ENERGÍA EN FLUJO NO PERMANENTE	70
FIGURA 4. 4 TRAMO ELEMENTAL DE UN CANAL PARA LA DEDUCCIÓN DE LAS ECUACIONES DE SAINT VENANT	73
FIGURA 5. 1 PANTALLA INICIAL DEL SOFTWARE FLOW MASTER.....	77
FIGURA 5. 2 HOJA DE TRABAJO (WORKSHEET) DEL FLOW MASTER	78
FIGURA 5. 3 PANTALLA DE OPCIONES GENERALES	78
FIGURA 5. 4 PANTALLA DE SELECCIÓN DE SECCIONES	79
FIGURA 5. 5 SECCIÓN ELEGIDA “CIRCULAR” Y EL MÉTODO DE FRICCIÓN	79
FIGURA 5. 6 PANTALLA DE INCÓGNITAS Y DATOS.....	79
FIGURA 5. 7 PANTALLA DE INCÓGNITAS, DATOS Y RESULTADOS	80
FIGURA 5. 8 SECCIÓN A UTILIZAR EN EL TRAMO 5_F-F’.....	85
FIGURA 5. 9 HOJA DE TRABAJO DEL TRAMO 5_F - F’.....	86
FIGURA 5. 10 INGRESO DE DATOS Y RESULTADOS DEL TRAMO 5_F – F’..	86
FIGURA 5. 11 REPORTES OBTENIDO DEL TRAMO 5_F – F’.....	87
FIGURA 5. 12 PERSPECTIVA 3D EN PANTALLA HEC RAS	91
FIGURA 5. 13 PERFIL DE LA SUPERFICIE DE AGUA EN EL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ	95
FIGURA 5. 14 PLANTA Y PERSPECTIVA DEL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ	96

FIGURA 5. 15 SECCIÓN Y SUPERFICIE DE AGUA EN EL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ.....	96
FIGURA 5. 16 PERFIL DE LA SUPERFICIE DE AGUA EN EL COLECTOR PLUVIAL AJAVÍ.....	99
FIGURA 5. 17 PLANTA Y EN PERSPECTIVA DEL COLECTOR PLUVIAL	99
FIGURA 5. 18 PERFIL DE LA SUPERFICIE DE AGUA EN EL COLECTOR PLUVIAL AJAVÍ.....	100
FIGURA 5. 19 PANTALLA DE INGRESO AL HEC RAS	102
FIGURA 5. 20 ARCHIVOS Y RUTAS DEL MODELO CREADO EN HEC RAS .	102
FIGURA 5. 21 CONFIGURACIÓN DE UNIDADES	102
FIGURA 5. 22 GEOMETRÍA DEL SISTEMA A MODELAR.....	103
FIGURA 5. 23 EDICIÓN DE UNA SECCIÓN DEL COLECTOR AJAVÍ	103
FIGURA 5. 24 EDICIÓN DEL DECK Y CULVERT EN UN TRAMO DEL COLECTOR AJAVÍ	104
FIGURA 5. 25 IMPLANTACIÓN DE LA ALCANTARILLA EN EL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ	104
FIGURA 5. 26 EDICIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS PARA LA MODELACIÓN	105
FIGURA 5. 27 EDICIÓN DE CONDICIONES DE BORDE PARA LOS COLECTORES AJAVÍ.....	105
FIGURA 5. 28 PLAN DE SIMULACIÓN PARA FLUJO PERMANENTE Y SELECCIÓN DEL TIPO DE FLUJO	106
FIGURA 5. 29 REPORTE DE EJECUCIÓN DE LA SIMULACIÓN A FLUJO PERMANENTE	106
FIGURA 5. 30 DATOS HIDRÁULICOS DE ENTRADA Y SALIDA DE UNA SECCIÓN DADA DEL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ	107
FIGURA 5. 31 COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DEL CAUDAL EN UNA SECCIÓN DADA DEL COLECTOR AJAVÍ	107
FIGURA 5. 32 PERFIL DEL FLUJO EN EL COLECTOR AJAVÍ.....	108
FIGURA 5. 33 REPORTE GENERAL DE LAS SECCIONES DEL COLECTOR AJAVÍ	108

FIGURA 5. 34 REPORTE GENERAL DE LAS SECCIONES DEL COLECTOR AJAVÍ	109
FIGURA 5. 35 VELOCIDADES DENTRO DEL COLECTOR AJAVÍ.....	109
FIGURA 5. 36 NÚMERO DE FROUDE EN EL COLECTOR AJAVÍ.....	109
FIGURA 5. 37 ALTURA DE LA SUPERFICIE DE AGUA.....	110
FIGURA 5. 38 HIDROGRAMAS RESULTANTE EN LA SECCIÓN 31,7 DEL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ	113
FIGURA 5. 39 CURVA DE DESCARGA DE LA SECCIÓN 31,7 DEL COLECTOR COMBINADO	114
FIGURA 5. 40 PLANTA Y PERSPECTIVA DEL COLECTOR COMBINADO.....	114
FIGURA 5. 41 PERFIL DEL FLUJO EN EL COLECTOR COMBINADO	115
FIGURA 5. 42 PLANTA Y PERSPECTIVA DEL COLECTOR PLUVIAL	117
FIGURA 5. 43 PERFIL DEL FLUJO EN EL COLECTOR PLUVIAL	118
FIGURA 5. 44 PANTALLA HEC RAS.....	120
FIGURA 5. 45 GEOMETRIA EN PLANTA Y SU ESQUEMA DEL TRAMO.....	120
FIGURA 5. 46 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA SECCIÓN AGUAS ARRIBA	121
FIGURA 5. 47 CARACTERÍSTICAS DEL CULVERT EN LA SECCIÓN AGUAS ARRIBA.....	121
FIGURA 5. 48 IMPLANTACIÓN DE LA ALCANTARILLA EN EL TRAMO	122
FIGURA 5. 49 HIDROGRAMAS DE INGRESO EN LAS SECCIONES DE CONTROL.....	122
FIGURA 5. 50 DATOS DEL HIDROGRAMA DE INGRESO EN LA SECCIÓN 31	123
FIGURA 5. 51 PANTALLA SIMULACIÓN DEL TRAMO	123
FIGURA 5. 52 PERFIL DE AGUA DEL TRAMO	124
FIGURA 5. 53 PERSPECTIVA DEL TRAMO.....	124
FIGURA 5. 54 RESULTADOS DEL COLECTOR AJAVÍ.....	125
FIGURA 5. 55 RESULTADO DE LA MODELACIÓN PARA LA SECCIÓN 31 ...	125

FIGURA 5. 56 HIDROGRAMA DE INGRESO Y SALIDA DE LA SECCIÓN 28 .	126
FIGURA 5. 57 CURVA DE DESCARGA PARA LA SECCIÓN 28	126
FIGURA 5. 58 VELOCIDADES EN EL COLECTOR COMBINADO	126
FIGURA 5. 59 NÚMERO DE FROUDE EN EL COLECTOR COMBINADO	127
FIGURA 6. 1 BOX CULVERT PREFABRICADOS	131
FIGURA 6. 2 UBICACIÓN COLECTORES AJAVÍ EN LA CIUDAD IBARRA	133
FIGURA 6. 3 SECTORES AFECTADOS POR IMPLANTACIÓN DEL BOX CULVERT.....	133
FIGURA 6. 4 PLANTA Y PERSPECTIVA DEL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ	137
FIGURA 6. 5 PERFIL DEL FLUJO EN EL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ...	138
FIGURA 6. 6 SECCIÓN (37) DEL CANAL ANTES DEL INGRESO AL COLECTOR COMBINADO	138
FIGURA 6. 7 HIDROGRAMAS DE ENTRADA Y SALIDA DE LA SECCIÓN 37	138
FIGURA 6. 8 CURVA DE DESCARGA DE LA SECCIÓN 37	139
FIGURA 6. 9 SECCIÓN 31,5 COLECTOR EXISTENTE Y BOX CULVERT	139
FIGURA 6. 10 VISTA EN CORTE DE LA SECCIÓN CULVERT 16,5.....	139
FIGURA 6. 11 VISTA EN CORTE DE LA SECCIÓN CULVERT 1,5.....	140

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO 2. 1 COORDENADAS DE LOS SITIOS ALEJADOS DEL ÁREA DE ESTUDIO	7
CUADRO 2. 2 ÁREAS DE APORTE SANITARIO AL COLECTOR AJAVÍ.....	8
CUADRO 2. 3 ÁREAS DE APORTE PLUVIAL AL COLECTOR AJAVÍ	11
CUADRO 2. 4 TRAMOS DE TRÁNSITO DE LA CUENCA DEL RÍO AJAVÍ.....	11
CUADRO 2. 5 ATRIBUTOS EDAFOLÓGICOS DEL ÁREA DE ESTUDIO	12
CUADRO 2. 6 CARACTERÍSTICAS DE LOS GRUPOS HIDROLÓGICOS DE LOS SUELOS S.C.S.	13
CUADRO 2. 7 GRUPOS HIDROLÓGICOS DE LA CUENCA DEL RÍO AJAVÍ....	13
CUADRO 2. 8 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LAS SUBCUENCAS APORTE AL COLECTOR AJAVÍ	16
CUADRO 2. 9 USO ACTUAL DEL SUELO DE LA CUENCA DEL RÍO AJAVÍ	18
CUADRO 2. 10 ESTACIÓN PLUVIOGRÁFICA.....	20
CUADRO 2. 11 VALORES MEDIOS MENSUALES DE TEMPERATURA.....	21
CUADRO 2. 12 PERÍODO DE RETORNO SEGÚN EL TIPO DE RED DE DRENAJE.....	23
CUADRO 2. 13 INTENSIDADES DE LLUVIA ESTACIÓN IBARRA (M053)	24
CUADRO 2. 14 UBICACIÓN DE COORDENADAS DE LOS SITIOS ALEJADOS DEL COLECTOR AJAVÍ.....	25
CUADRO 2. 15 CAUDALES MÁXIMOS PARA CADA ESTRUCTURA CON TR DE 10 AÑOS (PUNTO B).....	34
CUADRO 3. 1 DOTACIONES RECOMENDADAS	37
CUADRO 3. 2 CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES EN LOS PUNTOS DE INTERÉS.....	42
CUADRO 3. 3 NÚMERO DE CURVA “CN” PARA LA CUENCA DEL RÍO AJAVÍ	55
CUADRO 3. 4 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y GEOMORFOLÓGICAS DE LA CUENCA APORTE AL PUNTO E	58

CUADRO 3. 5 VALORES OBTENIDOS DE CN, S e la	59
CUADRO 3. 6 DURACIÓN DE LA LLUVIA, INTENSIDADES Y PRECIPITACIÓN TOTAL PARA GENERACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS.....	60
CUADRO 3. 7 CAUDALES MÁXIMOS SELECCIONADOS PARA TR = 10 AÑOS	61
CUADRO 4. 1 VELOCIDADES MÁXIMAS PERMISIBLES DE ACUERDO AL MATERIAL	64
CUADRO 4. 2 COEFICIENTES DE RUGOSIDAD POR EL TIPO DE SUPERFICIE.....	65
CUADRO 4. 3 CORRECCIÓN EN LA DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE “n” DE MANNING	66
CUADRO 4. 4 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD PARA LOS COLECTORES.....	67
CUADRO 4. 5 TIPOS DE FLUJO EN CONDUCTOS A GRAVEDAD	68
CUADRO 5. 1 RESULTADOS DE MODELACIÓN DEL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ PARA TR = 10 AÑOS.....	82
CUADRO 5. 2 RESULTADOS DE MODELACIÓN DEL COLECTOR PLUVIAL AJAVÍ PARA TR = 10 AÑOS.....	83
CUADRO 5. 3 CAUDALES MÁXIMO OBTENIDOS EN LA MODELACIÓN HIDROLÓGICA PARA CADA PUNTO DE INTERÉS CON TR = 10 AÑOS.....	92
CUADRO 5. 4 VALORES DE PENDIENTES DE FRICCIÓN ADOPTADAS	93
CUADRO 5. 5 RESULTADOS DE MODELACIÓN DEL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ PARA TR = 10 AÑOS.....	93
CUADRO 5. 6 RESULTADOS DE MODELACIÓN DEL COLECTOR PLUVIAL AJAVÍ PARA TR = 10 AÑOS.....	97
CUADRO 5. 7 CONDICIONES ADOPTADAS PARA LA SIMULACIÓN EN FLUJO NO PERMANENTE	111
CUADRO 5. 8 RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DEL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ	111
CUADRO 5. 9 RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DEL COLECTOR PLUVIAL AJAVÍ	115

CUADRO 6. 1 CONDICIONES ADOPTADAS PARA LA SIMULACIÓN DE LA SOLUCIÓN EN EL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ.	134
CUADRO 6. 2 RESULTADOS DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA PARA COLECTOR COMBINADO AJAVÍ	135

RESUMEN

El presente estudio tiene como objetivo diagnosticar el funcionamiento hidráulico del colector combinado Ajaví, drenaje principal de la ciudad de Ibarra para diferentes tipos de flujo, basado en los efectos que producen los cambios del uso de suelo por el constante crecimiento de la urbe y recurrencia de las lluvias. Se parte de la información técnica básica de los estudios realizados por Municipio de Ibarra (IMI) y la Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Ibarra (EPMAPA-I), la estructura conduce los caudales provenientes de las aguas residuales como pluviales del área urbana y el aporte de la Qda. Seca y Qda de las Flores de influencia directa para el colector, el cual tiene su descarga en el río Tahuando; todo ello con el fin de plantear soluciones para el buen funcionamiento del colector.

Para ello, es necesario realizar la modelación de la cuenca en el software HEC HMS para el proceso hidrológico precipitación escurrimiento, esto ayudará a conocer la incidencia del avance de la frontera urbana en la formación de la crecida. Adicionalmente, utilizando el software FLOW MASTER y HEC RAS realizar la modelación hidráulica para los distintos tipos de flujo. Por lo tanto, para la ejecución del proceso hidrológico e hidráulico se definió siete subcuencas y se las integró con cinco puntos de interés ubicados en las confluencias de los cauces o donde se realizan aportes importantes de caudales hasta llegar a su descarga, se determinó las características físico geomorfológicas para cada una de ellas con el fin de generar los hidrogramas de crecida y llevarlos a la modelación hidráulica bajo régimen de flujo uniforme, flujo gradualmente variado y no permanente, tomando en cuenta las características físicas del colector como pendientes, secciones, longitudes y obras existentes, etc.

Los caudales de diseño máximos obtenidos en la modelación hidrológica para los puntos de interés son $3,70 \text{ m}^3/\text{s}$; $6,80 \text{ m}^3/\text{s}$; $8,50 \text{ m}^3/\text{s}$; $10,70 \text{ m}^3/\text{s}$; $13,30 \text{ m}^3/\text{s}$ respectivamente. De la modelación del colector combinado se tiene que el número de tramos con falta de capacidad hidráulica bajo flujo uniforme son siete con una relación (d/H) que varía de 0,92 hasta 1,07; para flujo gradualmente

variado son quince tramos y su relación d/H oscila de 1,03 a 1,87 y el flujo no permanente también son quince los tramos con relación d/H varía de 0,98 a 2,96; de los resultados obtenidos se evidencia la gran diferencia entre cada régimen utilizado. Se concluye que el colector combinado tiene falta de capacidad hidráulica para conducir caudales de diseño de período de retorno de 10 años. En cambio, para el colector pluvial podemos concluir que en los regímenes de flujo uniforme no tiene tramos con falta de capacidad, con el flujo gradualmente variado y no permanente se tienen seis tramos con falta de capacidad con relación de calados d/H mayor a 0,85 (EMAAP-Q, 2009). También, para ambos colectores las velocidades son consideradas moderadas, pues con valores mayores a 0,60 m/s se evita la sedimentación y menores a 6,50 m/s ó 9 m/s para evitar erosión.

Los criterios adoptados para dar solución a la problemática fue tener una sección que logre satisfacer los caudales con T_r de 10 años o más. El cambio de la rugosidad de 0,016 a 0,015 aplicando procedimientos de reparación del hormigón mediante el uso de personal calificado con herramientas manuales o mecánicas; y el incremento de la sección en dieciséis (16) tramos en una longitud de 1 103 m con la implementación de un box culvert de sección 1,80 x 1,80m prefabricado de hormigón dan como resultado una capacidad hidráulica máxima utilizada (d/H) de 0,84 y las velocidades oscilan de 1,23 a 2,87 m/s se consideran moderadas con flujo subcrítico en todo el colector. La modelación, se realizó bajo las condiciones de flujo no permanente, para caudales de $T_r= 10$ años, manteniendo el trazado, la altura y pendiente original, pues con la sección propuesta se satisface la norma EMAAP-Q, 2009. "Normas de Diseño de Alcantarillado para la EMAAP-Q". EMAAP-Q en cuanto a capacidad hidráulica máxima, velocidades admisibles y satisface el paso de caudales de hasta 25 años de período de retorno.

Aprovechando, el interés del Estado como de las Instituciones municipales, en dar solución a los problemas que aquejan a las poblaciones para el manejo adecuado de las aguas residuales y protección de daños a terceros por inundaciones; en este contexto la propuesta planteada en la investigación es un complemento para las obras planteadas en proyectos realizados por las instituciones locales, y con ello dar soluciones en el ámbito ingenieril, social, económico, ambiental, etc.

ABSTRACT

This work aims to analyze the combined Ajavi hydraulic collector performance. This is the main drainage in Ibarra city which is based on the effects that the changes in the land use produces by the continued growth and rains recurrence. This study began with the basic technical information from studies carried out by Municipio de Ibarra (IMI) and the Empresa Publica Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Ibarra (EPMAPA-I). The structure leads wastewater flows as pluvial urban area and Qda. Seca y Qda de las Flores direct influence to the collector which has its discharge into the Tahuando River. All of this propose solutions to increase the collector performance.

It is necessary to perform basin modeling in HEC-HMS software of the hydrological process precipitation runoff in order to know not only about the advance urban border impact of the floodwaters but also modeling hydraulic performance from different flow types. Therefore, seven sub-basins was defined and integrated with five points of interest located in the confluence of the streams or where flow rates up to download important contributions for the execution of the hydrologic and hydraulic process. The characteristics geomorphological were determinate in order to generate flood hydrographs and bring them to the hydraulic modeling under uniform flow regimen gradually varied flow and non-maintained, taking into account the physical characteristics of the collector as pending , sections, lengths and existing works, etc.

The maximum design flow rates obtained in the hydrological modeling for points of interest are 3,70 m³/s; 6,80 m³/s; 8,50 m³/s; 10,70 m³/s; 13,30 m³/s respectively. The results of combined collector modeling show that the sections number with lack of hydraulic capacity under uniform flow are seven (d/h) ratio ranging from 0,92 to 1,07. For gradually varied flow are fifteen sections and its d/h ratio varies from 1,03 to 1,87 and for non permanent flow are also fifteen sections with d/h ratio varies from 0,98 to 2,96. These data evidenced the difference between each regimen used. It is concluded that combined collector has lack of hydraulic capacity to lead ten years return period design flow. On the other hand, the rain collector in uniform flow regimes has no sections with lack of capacity. Gradually varied flow and non-maintained there are six sections with lack of capacity with drafts greater than 0,85 d/h ratio (EMAAP-Q, 2009). Also, for both collectors speeds are considered moderate, as with values greater than 0.60 m/s prevents sedimentation and less than 6,50 m/s or 9,0m/s to prevent erosion.

The criteria adopted to solve the problem were to have a section that achieves satisfying flows with T_r of 10 years or more. The change in the roughness of 0,016 to 0,015 applying concrete repair procedures using qualified personnel with hand or power tools, and increasing in section sixteen (16) sections on a length of 1 103 m with the implementation of a box culvert of 1,80 x 1,80 m section prefabricated concrete results in a high hydraulic capacity used (D / H) of 0,84 and velocities ranging from 1,23 to 2,87 m / s are considered moderate with subcritical flow throughout the manifold. The modeling was carried out under the conditions of non-permanent flow, flow of $T_r = 10$ years, keeping the layout, height and outstanding original, as with the proposed section standard EMAAP-Q, 2009. "Normas de Diseño de Alcantarillado para la EMAAP-Q". EMAAP-Q in terms of maximum hydraulic capacity, allowable speed and satisfies the passage of flow rates of up to 25 years return period.

In order to find solutions to the population problems for the proper handling of waste water and protection of damage by floods the State and Municipal Institutions are interested. In this context the proposal put forward in this study represent a complement of works raised in projects carried out by local institutions, and thereby provide alternatives in the social, engineering, economic, environmental, etc., field.

PRESENTACIÓN

Al constituir el colector Ajaví una estructura de gran importancia para el drenaje de la ciudad de Ibarra, se plantea como objetivo de la investigación el diagnosticar el funcionamiento hidráulico del colector combinado Ajaví por el cambio de las características de las subcuencas aportantes entre ellas las Qdas Seca y de las Flores, con base en los estudios realizados por el I. Municipio y la Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de la ciudad de Ibarra EPMAPA-I en los cuales ya se plantean obras para dar soluciones. Para dar cumplimiento a lo planteado, el presente estudio se estructuró de la siguiente manera:

Capítulo 1: Consta la introducción, antecedentes, objetivos, alcance y justificación.

Capítulo 2: Describe la ubicación de la cuenca de drenaje, red hidrográfica y condiciones de drenaje, morfología y tipo de suelo, características físico geográficas de las subcuencas, uso actual del suelo, lluvias intensas, características físicas de las obras propuestas y de las estructuras de drenaje.

Capítulo 3: Conceptos y procedimientos para determinar los caudales de aguas residuales, y el caudal pluvial con la descripción de la integración de las subcuencas aportantes hasta llegar a la selección de caudales para la evaluación.

Capítulo 4: Síntesis de los parámetros para la evaluación del colector tales como velocidades mínimas, máximas, porcentaje de llenado, coeficiente de Manning y la clasificación de los tipo de flujo en una breve definición.

Capítulo 5: Explica la modelación hidráulica para regímenes de flujo uniforme (FLOW MASTER), flujo gradualmente variado y no permanente (HEC RAS), la descripción del programa utilizado, resultados obtenidos, conclusiones y recomendaciones para cada modelo y un ejemplo aplicativo de parte del mismo.

Capítulo 6: Expone la modelación hidráulica aplicando la solución propuesta y en ella se detalla los resultados obtenidos, conclusiones y recomendaciones identificadas a lo largo del desarrollo de la investigación.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1 INTRODUCCIÓN

El presente estudio contiene el diagnóstico del colector embaulado Ajaví de la ciudad de Ibarra, cuya área de aporte está constituida por la zona urbana y rural de la urbe.

La ciudad de Ibarra se ubica entre las cuencas de los ríos Tahuando y Chorlaví, el río Ajaví (Colector embaulado) localizado al interior del casco urbano con descarga al río Tahuando, constituye actualmente la principal estructura de conducción de las aguas servidas, de escurrimiento superficial e infiltración, es decir del 42,26 % del área urbana y un aporte de la zona rural (Qdas. Seca y de las Flores). Al ser el canal Ajaví, una estructura de gran importancia para la ciudad de Ibarra, y ésta una urbe en crecimiento constante, se evidencia un cambio en el uso de suelo por el avance de la frontera urbana, aspecto que influye en la ocurrencia de la magnitud de los caudales máximos.

Para la ejecución de este trabajo se contempló varias fases: entre ellas la recopilación, almacenamiento y procesamiento de la información meteorológica, física, geomorfológica e hidráulica existente en la zona de estudio, que serán utilizados para analizar, evaluar y con ello, proponer conclusiones y recomendaciones que permitan tomar decisiones en mejora del funcionamiento hidráulico del colector Ajaví.

Se propone en el presente estudio considerar el uso actual del suelo, un tiempo de recurrencia de la lluvia de 10 años para los diferentes regímenes de flujo, y establecer los parámetros necesarios para la simulación de la relación precipitación escurrimiento de la cuenca de estudio, que proporcionará información sobre los caudales máximos de crecida, útil para el diagnóstico hidráulico del colector Ajaví.

1.2 ANTECEDENTES

La Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Ibarra (EPMAPA-I) siendo responsable del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de la ciudad, con el afán de servicio a la colectividad busca la implementación de los tratamientos de aguas residuales, para ello está realizando el análisis de las estructuras existentes y diseño de obras complementarias que permitan optimizar los recursos en operación, mantenimiento e implementación de mejoras.

Por tal motivo la EPMAPA-I, tomando como base la información del estudio **INAM HIDROSERVICE, 1995. “ESTUDIO DE FACTIBILIDAD Y DISEÑOS DEFINITIVOS DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO MIXTO PARA LA CIUDAD DE IBARRA”**. EPMAPA-I, se ha propuesto dentro del estudio **INGECONSULT CÍA LTDA, 2012. “DIAGNÓSTICO Y DISEÑO DEFINITIVO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES PARA LA CIUDAD DE IBARRA”**. EPMAPA-I, diagnosticar el conjunto de redes principales de diámetros mayores a 400 mm existentes en la zona urbana de la ciudad para conocer el funcionamiento actual de los colectores principales entre ellos el Ajaví.

El canal Ajaví, constituye un colector rectangular construido mayoritariamente en hormigón armado con una longitud de 2,25 km, conformado por secciones variables según avanza su abscisado hacia la descarga en el río Tahuando, edificado sobre el antiguo cauce natural del río Ajaví, siendo éste el drenaje principal de la ciudad, el cual recibe más del 42,26 % de aguas residuales, de infiltración y los escurrimientos superficiales que genera la ciudad en aportes de subsistemas (subcuencas de la zona urbana), además de los caudales de escurrimiento de dos cuencas que ingresan hacia la ciudad siendo estas la qda. Seca y qda. de las Flores.

Además, el colector Ajaví posee una estructura de alivio que es un colector pluvial paralelo de 1 100 mm de diámetro con ingreso a 500 metros aguas arriba de la entrada del Colector rectangular, útil solo para evacuar aguas lluvias, y con descarga en el mismo río Tahuando.

La información disponible de las entidades estatales EPMAPA-I, GADI, INEC, MAGAP (SINAGAP), INAMHI, IGM, etc., y de los estudios existentes, constituyen la base fundamental para el diagnóstico del canal Ajaví, todo esto, entrelazado con lo ya implementado, programado para la construcción por necesidades de la Empresa, debido al cambio de variables demográficas, climatológicas, orográficas y uso del suelo, etc....

1.3 OBJETIVOS DEL PROYECTO DE TITULACIÓN

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Diagnosticar el funcionamiento hidráulico del colector Ajaví, tomando en cuenta el aporte aproximadamente de 2 877 ha., con la finalidad de plantear soluciones, recomendaciones o modificaciones en el Colector, para los diferentes regímenes de flujo.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Aplicación de la relación precipitación escurrimiento de las subcuencas aporte al colector Ajaví, para la determinación de caudales máximos.
- Diagnosticar el funcionamiento hidráulico del colector Ajaví bajo régimen de flujo uniforme, flujo gradualmente variado y flujo no permanente.
- Plantear una solución orientada al mejor funcionamiento hidráulico del colector Ajaví.

1.4 JUSTIFICACIÓN

Tanto la modelación hidrológica como la hidráulica en la aplicación de los programas computacionales son herramientas útiles y poderosas para este estudio, así la primera se basa en la utilización de las ecuaciones de intensidades de la estación pluviográfica (M053 Ibarra) aplicada a la relación precipitación escurrimiento; y la segunda tiene su importancia en el diagnóstico del tránsito de la crecida en el colector Ajaví, todo ello, para determinar las características

hidráulica dentro del colector que podrían presentarse como consecuencia del cambio de características de las subcuencas y de los cauces aportantes.

Actualmente, con el acceso libre a la información que disponen las entidades públicas, como son las características físico geográficas, planimetrías, fotografías aéreas, catastros de redes y predios, estudios ejecutados anteriormente, para el área de estudio en escala adecuada; así como también, las ecuaciones de lluvias intensas de estaciones pluviográficas proporcionadas por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) para diferentes períodos de retorno, permite tener una visión clara para la determinación de los caudales y dar cumplimiento de los objetivos propuestos de este estudio, por medio de la aplicación de software como el ARC GIS, HEC HMS, FLOW MASTER y HEC RAS.

Este sustento técnico permitirá plantear una solución dirigida al mejor funcionamiento del colector Ajaví, que con frecuencia ha provocado preocupación de autoridades locales, de EPMAPA-I, entidad que debe garantizar los servicios y precautelar los daños materiales de las vías de la ciudad como de los domicilios de un significativo porcentaje de los habitantes del sector noroccidental de la cuenca del río Ajaví.

1.5 ALCANCE

Para alcanzar los objetivos planteados, se realizó:

1. La caracterización físico geográfico de los subsistemas aporte al colector Ajaví, considerando el escenario de uso actual del suelo y el período de retorno para las lluvias intensas de 10 años.
2. Modelación de la relación precipitación – escurrimiento para la cuenca del río Ajaví.
3. Elaboración del modelo digital del colector Ajaví desde la Av. Mariano Acosta (ingreso) hasta el Estadio Olímpico de la Ciudad de Ibarra y de las estructuras existentes.
4. Simulación del tránsito de crecida sin arrastre de sedimentos en el colector Ajaví desde la Av. Mariano Acosta (ingreso) hasta el Estadio Olímpico de la Ciudad de Ibarra y su paso por las estructuras existentes, para los

diferentes regímenes de flujo: Uniforme, Gradualmente Variado y No Permanente.

5. Plantear una solución práctica aplicable al mejor funcionamiento hidráulico del colector Ajaví, sin que incluya una evaluación económica.

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

2.1 UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE LA CUENCA DE DRENAJE DEL RÍO AJAVÍ

La cuenca del río Ajaví se ubica en la ciudad de Ibarra, está formada por la zona urbana y rural de la urbe, pertenece a la cuenca del río Tahuando, y se encuentra delimitada de la siguiente manera:

NORTE: La confluencia del río Chorlaví y el río Tahuando (río Ambi)

OESTE: Cuenca del río Chorlaví

SUR: Cerro Imbabura

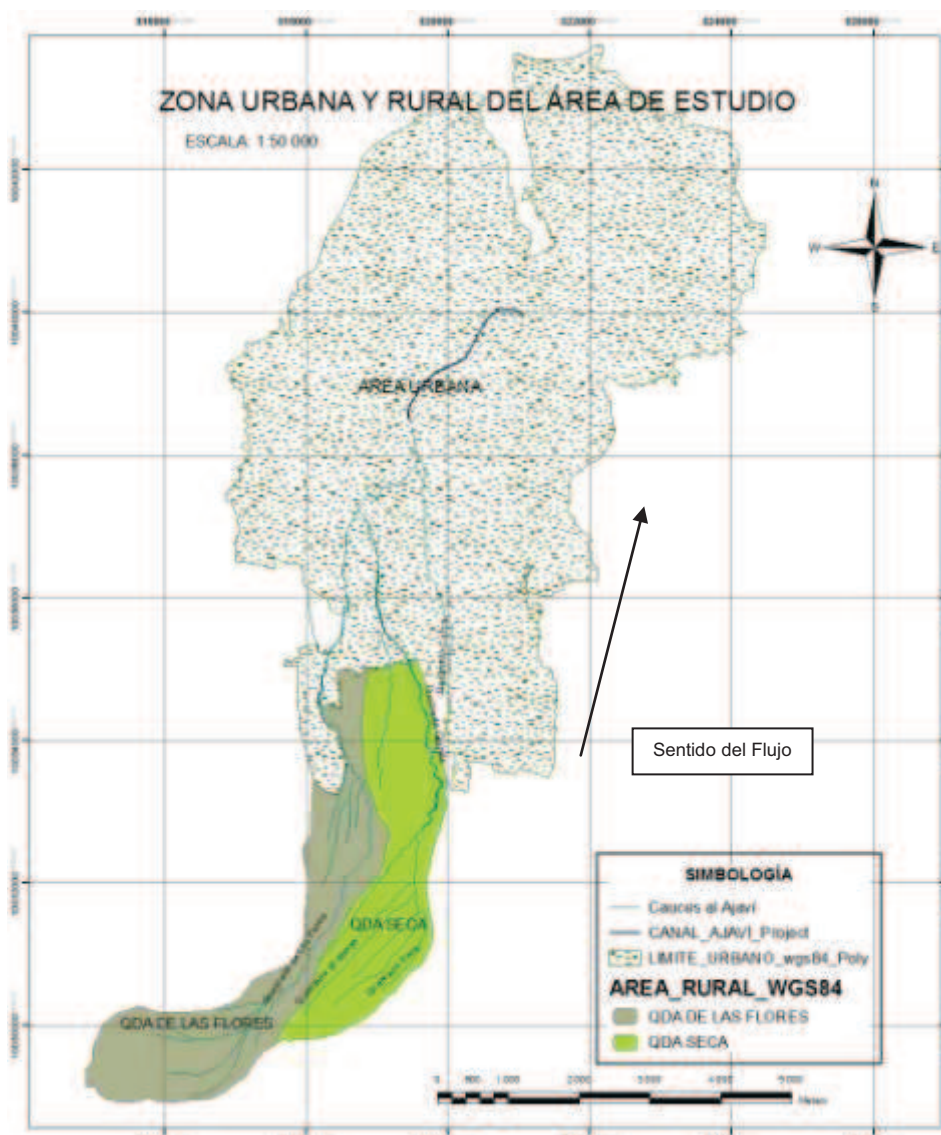
ESTE: Cuenca del río Tahuando

La Cuenca del río Ajaví posee un clima templado seco muy agradable. Su topografía está conformada: al sur una parte con una pendiente fuerte en las faldas del volcán, seguida por una zona con pendiente media a moderada, la parte centro (el valle) con pendiente suave, seguida por una pendiente media a moderada al norte. La pendiente predominante en la zona de interés es menor al 5 % en la zona centro del casco urbano de la ciudad de Ibarra. (INGECONSULT CÍA. LTDA., 2012)

Al colector Ajaví drenan alrededor de 1 826 ha., que significa el 42,3 % de 4 321,3 ha. que constituyen la zona urbana, distribuidas en 10 subsistemas que aportan a la estructura aguas residuales domésticas, infiltración y escurrimiento superficial; adicionalmente 1 051 ha. de la parte rural que son la qda. Seca y qda. de las Flores las cuales aportan con escurrimiento superficial (Ver Figura 2.1 y para mayor detalle al Anexo No. 1 Mapa de Ubicación de la cuenca del Río Ajaví).

En el cuadro 2.1 se indican las coordenadas representativas del área de estudio, como son los puntos más alejados tanto al sur como al norte.

FIGURA 2. 1 UBICACIÓN DE LA CUENCA DEL RÍO AJAVÍ



Elaborado por: Santiago Checa R.

CUADRO 2. 1 COORDENADAS DE LOS SITIOS ALEJADOS DEL ÁREA DE ESTUDIO

COORDENADAS		COTA m.s.n.m.	SITIO
X	Y		
822 000,00	10 044 000,00	4 200	MÁS ALEJADO DEL ÁREA DE ESTUDIO AL SUR.
816 000,00	10 029 000,00	2 240	MÁS ALEJADO DEL ÁREA DE ESTUDIO AL NORTE.

Elaborado por: Santiago Checa R.

Coordenadas: UTM WGS84 Zona 17 Sur

2.2 RED HIDROGRÁFICA Y CONDICIONES DE DRENAJE

La ciudad de Ibarra posee un sistema de alcantarillado combinado, entre ellos el colector Ajaví, conformado por cauces naturales, colectores principales, secundarios y redes. Las áreas de aporte hacia el colector Ajaví se definen tomando en consideración la línea de cumbres como el tipo de agua que aportan a la estructura:

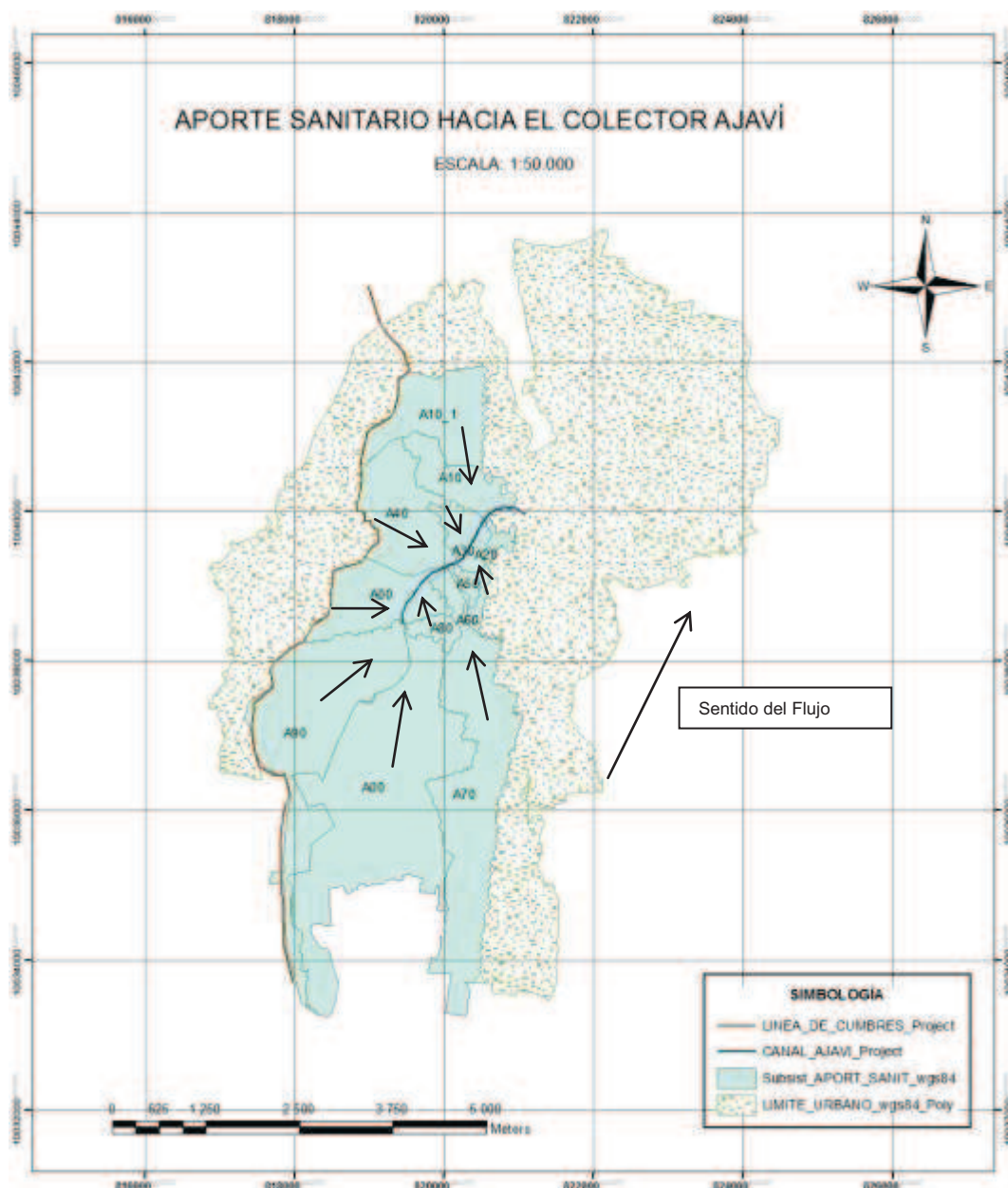
- En caso de aguas residuales domésticas, infiltración e ilícitas: el área que drena hacia el colector constituye el 42,26 % (1 826 ha.) de la parte urbana de la ciudad, la misma que se subdivide en 10 subsistemas que descargan en diferentes puntos a lo largo del colector por medio de tuberías, como se muestra en la figura 2.2 y en el cuadro 2.2 las áreas de los subsistemas en los que no incluye el aporte de la parte rural (es decir parte del área de la quebrada de las Flores y Seca). (Ver Anexo No. 2 Mapa de Subcuencas Aporte Sanitario al Colector Ajaví)

CUADRO 2. 2 ÁREAS DE APORTE SANITARIO AL COLECTOR AJAVÍ

ÁREA DE APORTE SANITARIO		
DESCRIPCIÓN	SECTOR	ÁREA (ha)
A00	Área Sur y Norte colindante al Colector Ajaví	692,3
A10	Área Noroccidental (Huertos Familiares)	230,9
A20	Área Nororiental (Estadio Olímpico)	21,9
A30	Área Nororiental (Gallera)	13,9
A40	Área Centro Noroccidental (Hospital IESS I)	148,2
A50	Área Centro Nororiental (Piscina Olímpica)	11,7
A60	Área Centro Nororiental (Ajaví)	7,5
A70	Área Centro y Sur Oriental (Av. Atahualpa)	344,2
A80	Área Oriental colindante ingreso colector	20,7
A90	Área Sur Occidental (La Florida)	334,8
TOTAL ÁREA SANITARIA		1 826,1

Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 2. 2 SUBCUENCAS DE APORTE SANITARIO AL COLECTOR AJAVÍ

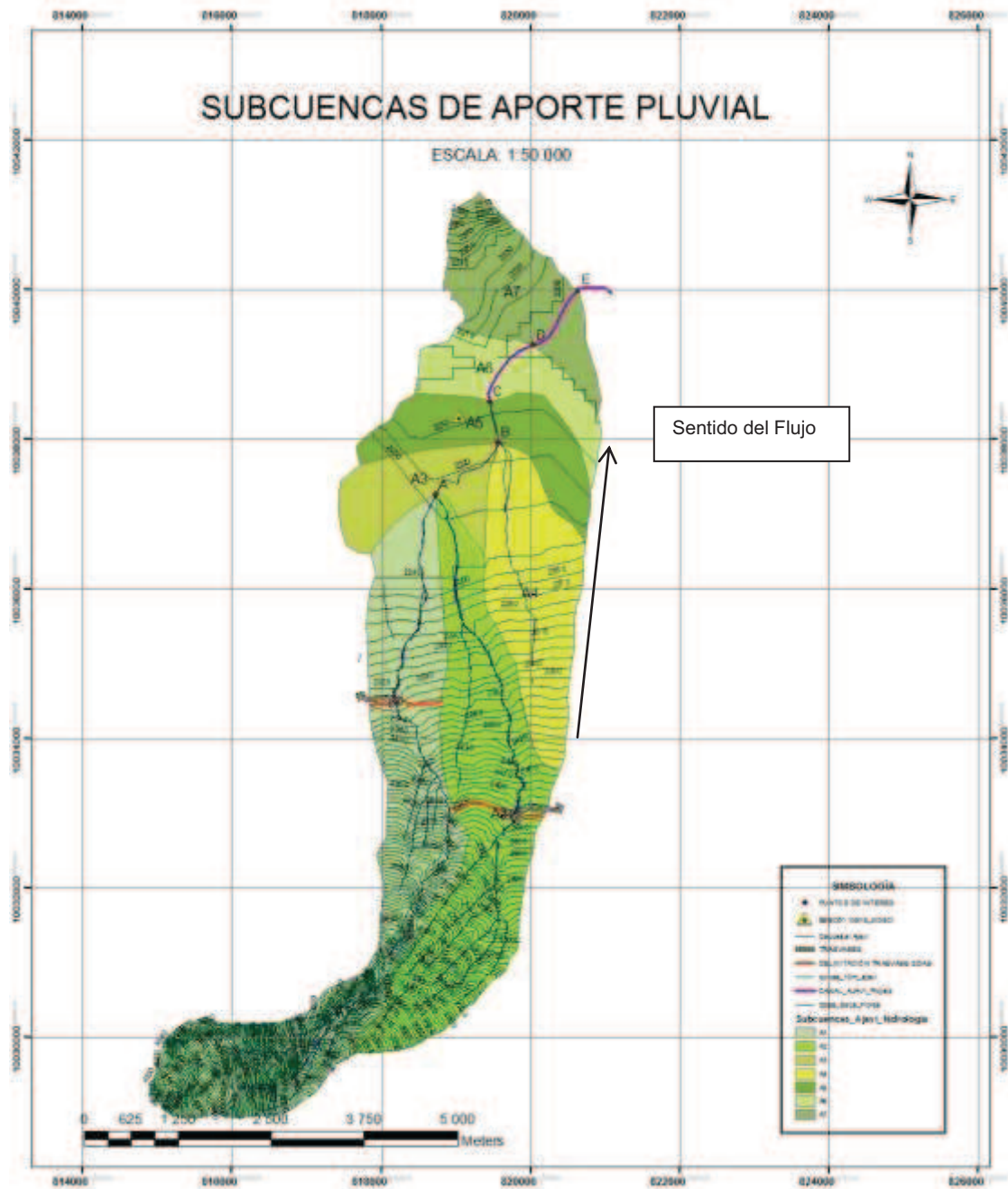


Elaborado por: Santiago Checa R.

- En caso de tratarse de aguas de escorrentía y tomando en cuenta la solución propuesta en el estudio por **INGECONSULT CÍA. LTDA., 2012. “Control de Inundaciones de la Ciudad de Ibarra”**. Municipio de Ibarra. que plantea trasvasar el caudal aportante de la cuenca de la Qda. Flores con un área de 643,1 ha. y de la Qda. Seca con un área de 369,2 ha. hacia las cuencas vecinas qda. Laurel y qda. San Clemente respectivamente. Por lo tanto, el área de aportante de escorrentía pluvial quedaría de

1 870,6 ha. distribuidas en 7 subcuencas como se puede observar en la figura 2.3 y en el cuadro 2.3 el área de las subcuencas y para mayor detalle ver en el Anexo No. 3 Mapa de Áreas de Aporte Pluvial al Colector Ajaví.

FIGURA 2. 3 SUBCUENCAS DE APOORTE PLUVIAL AL COLECTOR AJAVÍ



Elaborado por: Santiago Checa R.

CUADRO 2. 3 ÁREAS DE APORTE PLUVIAL AL COLECTOR AJAVÍ

DESCRIPCIÓN	ID	ÁREA (ha)
Qda. de las Flores	A1	243,9
Qda. Seca	A2	361,5
Área Sur 2	A3	191,8
Qda. Cuzca	A4	370,7
Área Sur 1	A5	238,2
Área Norte 1	A6	183,8
Área Norte 2	A7	280,8
Área total a la descarga		1870.6

Elaborado por: Santiago Checa R.

Dentro de la cuenca del río Ajaví se localizaron los puntos A, B, C, D, E, los mismos que definen los tramos de tránsito de la cuenca del río Ajaví hasta su descarga (Ver Cuadro 2.4) y que servirán posteriormente para la modelación hidrológica e hidráulica. Y los puede observar tanto en la figura 2.3 como en el Anexo No. 3 Mapa de Áreas de Aporte Pluvial al Colector Ajaví.

CUADRO 2. 4 TRAMOS DE TRÁNSITO DE LA CUENCA DEL RÍO AJAVÍ

TRAMO	ID	TRAMOS COLECTOR	LONGITUD (KM)	PENDIENTE MEDIA (%)
1	A-B	Confluencia Qda. Seca y Flores – Confluencia Qda Cuzca	1,2	1,1
2	B-C	Confluencia Qda Cuzca – Ingreso Colector Pluvial	0,5	0,5
3	C-D	Ingreso Colector Pluvial – Ingreso Colector Combinado	1,1	0,7
4	D-E	Ajaví centro – Redondel Ajavi	1,0	0,9
5	E- DESCARGA	Ajaví norte – Descarga	0,6	1,1

Elaborado por: Santiago Checa R.

2.3 MORFOLOGÍA Y TIPO DE SUELO

Con el fin de unificar criterios e información sobre la clasificación de suelos en el Ecuador, instituciones como el MAGAP y Consejo Provincial de Pichincha realizaron un convenio para llevar a cabo este proyecto dentro de la sierra como

la costa respectivamente. Haciendo referencia a los Atributos Edafológicos (Ver Cuadro 2.5) emitidos por este convenio a escala 1:50 000 el área de estudio posee:

CUADRO 2. 5 ATRIBUTOS EDAFOLÓGICOS DEL ÁREA DE ESTUDIO

RANGO	PENDIENTE MÍNIMA (%)	PENDIENTE MÁXIMA (%)	DENOMINACIÓN DEL TERRENO
1	0	5	Plano o casi plano (casco urbano)
2	5	12	Suave a ligeramente ondulado
3	12	25	Moderadamente ondulado
4	25	50	Colinado
5	50	70	Escarpado

Fuente: SINAGAP, Inventario de Recursos Naturales. Nivel Nacional Escala 1:250 000
Elaborado por: Santiago Checa R.

También, los suelos del área del proyecto tienen una variación de su textura desde moderadamente gruesa, pasando por la media y llegando a fina, las cuales varían con la profundidad del estrato desde profundos, poco profundos y superficiales en menor porcentaje. Además, de estos suelos va desde bueno, moderado y mal drenado; el nivel freático se puede encontrar pasado los 50 cm de profundidad, su contenido de materia orgánica es muy bajo, medio o alto, toda característica depende el lugar específico donde esté ubicado el análisis.

Todo esto se corrobora con los estudios de Geología e Investigaciones Preliminares de la Fase de Diagnóstico del proyecto **INAM - HIDROSERVICE, 1995. “ESTUDIO DE FACTIBILIDAD Y DISEÑOS DEFINITIVOS DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO MIXTO PARA LA CIUDAD DE IBARRA”**. EPMAPA-I.

Por lo que al área de estudio se la puede clasificar dentro de los Grupos Hidrológicos de la Soil Conservation Service (Ver Cuadro 2.6) y su participación diferentes porcentajes de participación se muestra en la figura 2.4 y se encuentran tabulados en el cuadro 2.7, como también se detalla en el Anexo 4. Mapa Tipo de Suelo de la cuenca del río Ajaví.

CUADRO 2. 6 CARACTERÍSTICAS DE LOS GRUPOS HIDROLÓGICOS DE LOS SUELOS S.C.S.

GRUPO	CLASE TEXTURAL	TASA DE INFILTRACIÓN (mm/hora)	PROF. EFECTIVA DEL SUELO (cm/Denominación)		DRENAJE DE LOS SUELOS	MOVIMIENTO DEL AGUA EN EL SUELO
A	Arenoso	12	160	Muy profundos	Muy exc. Drenados	Muy rápido
	Areno Franco	11	145		Excesivamente drenados	
	Franco arenoso	10	130		Algo exc. Drenados	Rápido
B	Franco	9	115	Profundos	Mod. Bien drenados	Moderado
	Franco Limoso	8	100	Moderadamente profundos		
	Limoso	7	85		Bien drenados	
C	Franco arcillo arenoso	6	70		Superficiales	Mod. Bien drenados
	Franco arcilloso	5	55	Imperfectamente drenados		Lento
	Franco arcillo limoso	4	40			
D	Arcillo arenoso	3	25	Muy superficiales	Escasamente drenados	Muy lento
	Arcillo limoso	2	10	Ext. Superficiales		
	Arcilloso	1	0		Muy esc. drenados	

Fuente: Engineering Field Manual (SCS, 1982)

Elaborado por: Santiago Checa R.

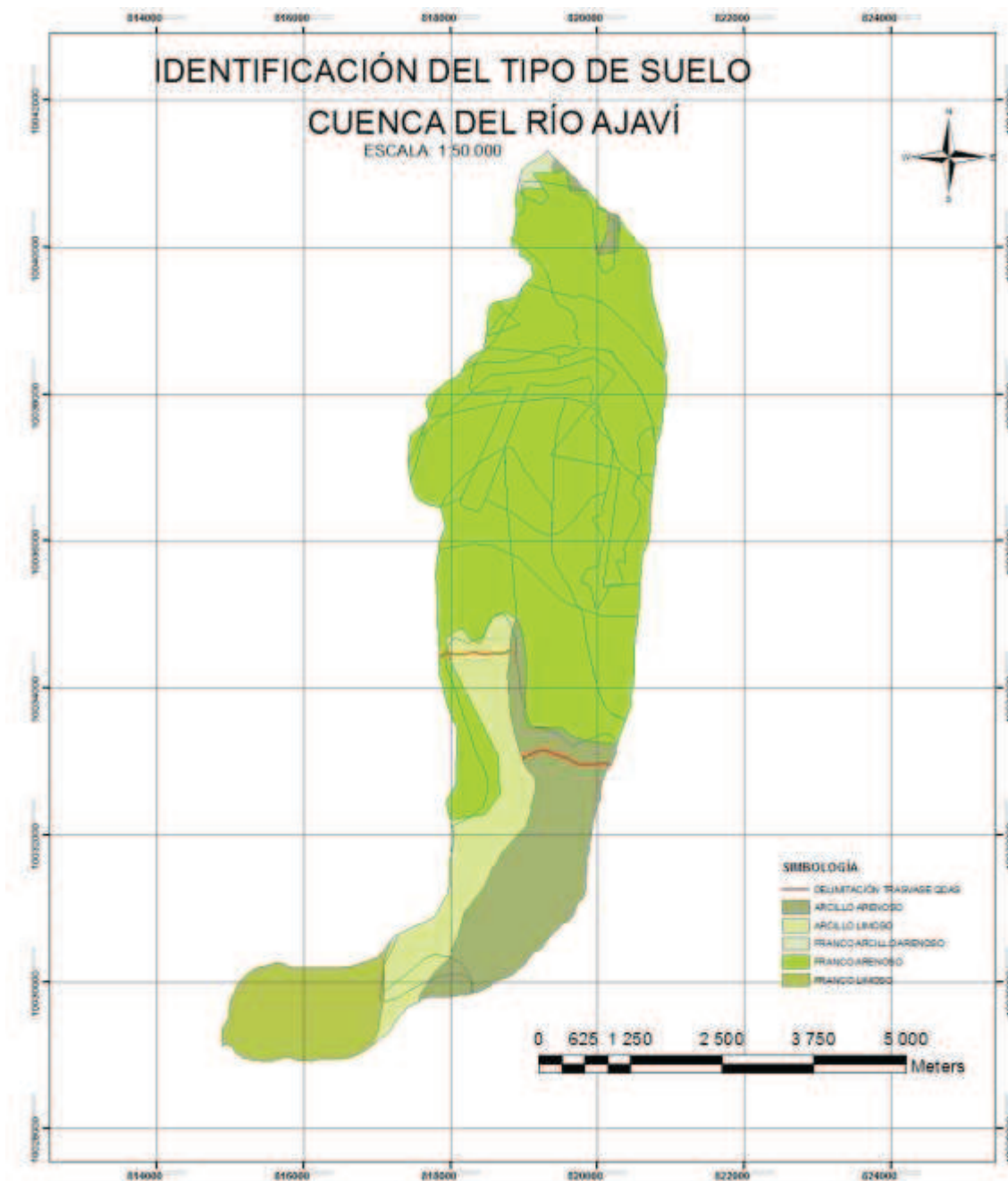
CUADRO 2. 7 GRUPOS HIDROLÓGICOS DE LA CUENCA DEL RÍO AJAVÍ

GRUPO	CLASE TEXTURAL	ÁREA (ha)	ÁREA (%)	ÁREA ACUMULADA (%)
A	Franco Arenoso	1735,5	92,8	92,8
C	Franco arcillo limoso	13,9	0,8	93,5
D	Arcilloso limoso	32,5	1,7	95,3
D	Arcillo arenoso	88,7	4,7	100,0
		1870,60		

Fuente: SINAGAP, Inventario de Recursos Naturales. Nivel Nacional

Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 2. 4 TIPO DE SUELO DE LA CUENCA DEL RÍO AJAVÍ



Elaborado por: Santiago Checa R.

2.4 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS GEOMORFOLÓGICAS DE LAS SUBCUENCAS DE DRENAJE PLUVIAL

Los límites de las áreas de aportación en las diferentes secciones de interés se definió a partir de la información existente en los estudios realizados por la

EPMAPA-I, imágenes satelitales, topografía a escala 1:1 000, Inventario de Recursos Naturales a Nivel Nacional (SINAGAP Escala 1:250 000) las cuales consideran los ríos, y curvas de nivel existentes de la cuenca.

Para llegar a la determinación de las características de las siete subcuencas de aporte pluvial se tomaron en cuenta la red de drenaje natural y urbano, como también algunos conceptos mencionados en la tesis de grado realizada por (AGUILAR, 2010) y (Almeida, 2010) como se detallan a continuación:

Área de Drenaje (A) es la extensión de tierra en proyección horizontal delimitada por la línea divisoria.

Longitud del Cauce principal (Lcp) queda definida por la distancia horizontal medida a lo largo del cauce principal, entre el punto de salida de la cuenca hasta su cabecera.

Coefficiente de compacidad o gravelius (Kc) es la relación entre el perímetro y el área de la cuenca.

Factor de forma (Kf) es la relación entre el ancho medio y la longitud cauce principal.

Densidad de drenaje (Dd) es la relación entre la longitud total de los cursos de agua de la cuenca y su área total.

Pendiente media de la cuenca (Sc) se obtiene mediante la aplicación de métodos grafo-analíticos y con la ayuda de la topografía digital (Monsalve, 1 990). Esta característica controla en gran medida la velocidad con la que se da la escorrentía superficial, y afecta por ende, el tiempo que tarda el agua de lluvia para concentrarse en los lechos fluviales que constituyen la red de drenaje de las cuencas.

Adicionalmente en el cuadro 2.8, se muestran las características físicas geomorfológicas de las subcuencas considerando las definiciones antes mencionadas.

CUADRO 2. 8 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LAS SUBCUENCAS APORTE AL COLECTOR AJAVÍ

DESCRIPCIÓN	ID	A (ha)	P (km)	Lcp (km)	Dd	Kc	Kf	Sc (%)	S (%)
Qda. de las Flores	A1	243,9	7,0	3,1	1,3	1,3	0,2	5,0	3,9
Qda. Seca	A2	361,5	10,5	5,1	2,1	1,6	0,1	8,7	6,1
Área Sur 2	A3	191,8	7,4	1,2	0,6	1,5	1,3	1,3	1,1
Qda. Cuzca	A4	370,7	9,7	3,4	0,9	1,4	0,3	5,2	4,2
Área sur 1	A5	238,2	9,0	0,6	0,2	1,6	6,8	2,3	0,5
Área Norte 1	A6	183,8	7,8	1,0	0,6	1,6	1,8	2,9	0,7
Área Norte 2	A7	280,8	8,3	1,1	0,4	1,4	2,3	4,8	0,9
Área total a la descarga		1870,6							

Elaborado por: Santiago Checa R.

En donde:

A: Área parcial de la subcuenca de drenaje, (ha)

Lc: Longitud del cauce principal, (km)

P: Perímetro, (km)

Dd: Densidad de Drenaje, (km/km²)

Kc: coeficiente de gravelius, (adimensional)

Kf: coeficiente de forma, (adimensional)

Sc: pendiente media de la cuenca, (%)

S: pendiente media del cauce principal, (%)

A continuación, se describe cada subcuenca aportante al colector Ajaví y se las muestra en la figura 2.3 y en el Anexo 3. Mapa Subcuencas aporte pluvial al colector Ajaví.

Cuenca de la qda. De las Flores “A1”

La cuenca de la qda. de las Flores, tiene un área de 2,44 km², su perímetro es de 7,05 km y su cauce natural tiene 3,14 km de longitud. Se encuentra al suroccidente, tiene una altitud que varía entre 2 336 msnm y 2 225 msnm. Su pendiente media de la cuenca es de 5,00 %. Posee un área comprendida como urbana y rural.

Cuenca de la qda. Seca “A2”

La cuenca de la qda. Seca, tiene un área de 3,61 km², su perímetro es de 10,48 km y su cauce natural principal tiene 5,13 km de longitud. Se encuentra al suroriente, tiene una altitud que varía entre 2 528 msnm y 2 225 msnm. Su pendiente media de la cuenca es de 8,74 %. Posee un área comprendida por la zona urbana y rural.

Cuenca aportante y de tránsito “A3”

La cuenca “A3”, tiene un área de 1,91 km², su perímetro es de 7,35 km y su cauce natural tiene 1,23 km de longitud. Se encuentra al suroriente del área urbana, tiene una altitud que varía entre 2 225 msnm y 2 215 msnm. Su pendiente media de la cuenca es de 1,31 %.

Cuenca de la qda. Cuzca “A4”

La cuenca de la qda. Cuzca, tiene un área de 3,69 km², su perímetro es de 9,70 km y su cauce natural tiene 3,45 km de longitud. Se encuentra al suroriente del casco urbano de la ciudad, tiene una altitud que varía entre 2 355 msnm y 2 215 msnm. Su pendiente media de la cuenca es de 5,17 %.

Cuenca aportante y de tránsito “A5”

La cuenca “A5”, tiene un área de 2,36 km², su perímetro es de 9,00 km y su cauce natural tiene 0,59 km de longitud. Se encuentra a la cabecera de la estructura de ingreso del colector Ajaví, tiene una altitud que varía entre 2 215 msnm y 2 206 msnm. Su pendiente media de la cuenca es de 2,30 %. Su área está localizada en la zona urbana.

Cuenca aportante y tránsito “A6”

La cuenca “A6”, tiene un área de 1,82 km², su perímetro es de 7,80 km y su cauce natural tiene 1,02 km de longitud. Se encuentra en la zona urbana, cubre una superficie definida desde la estructura de ingreso hasta el redondel Ajaví, tiene una altitud que varía entre 2 206 msnm y 2 196 msnm. Su pendiente media de la cuenca es de 2,86 %.

Cuenca aportante y tránsito “A7”

La cuenca “A7”, tiene un área de 2,80 km², su perímetro es de 8,26 km y su cauce natural tiene 1,10 km de longitud. Se encuentra en la zona urbana, cubre una superficie definida desde el redondel Ajaví hasta el Estadio Olímpico de la ciudad, tiene una altitud que varía entre 2 196 msnm y 2 192 msnm. Su pendiente media es de 4,77 %.

2.5 USO ACTUAL DEL SUELO DE LA CUENCA DEL RÍO AJAVÍ

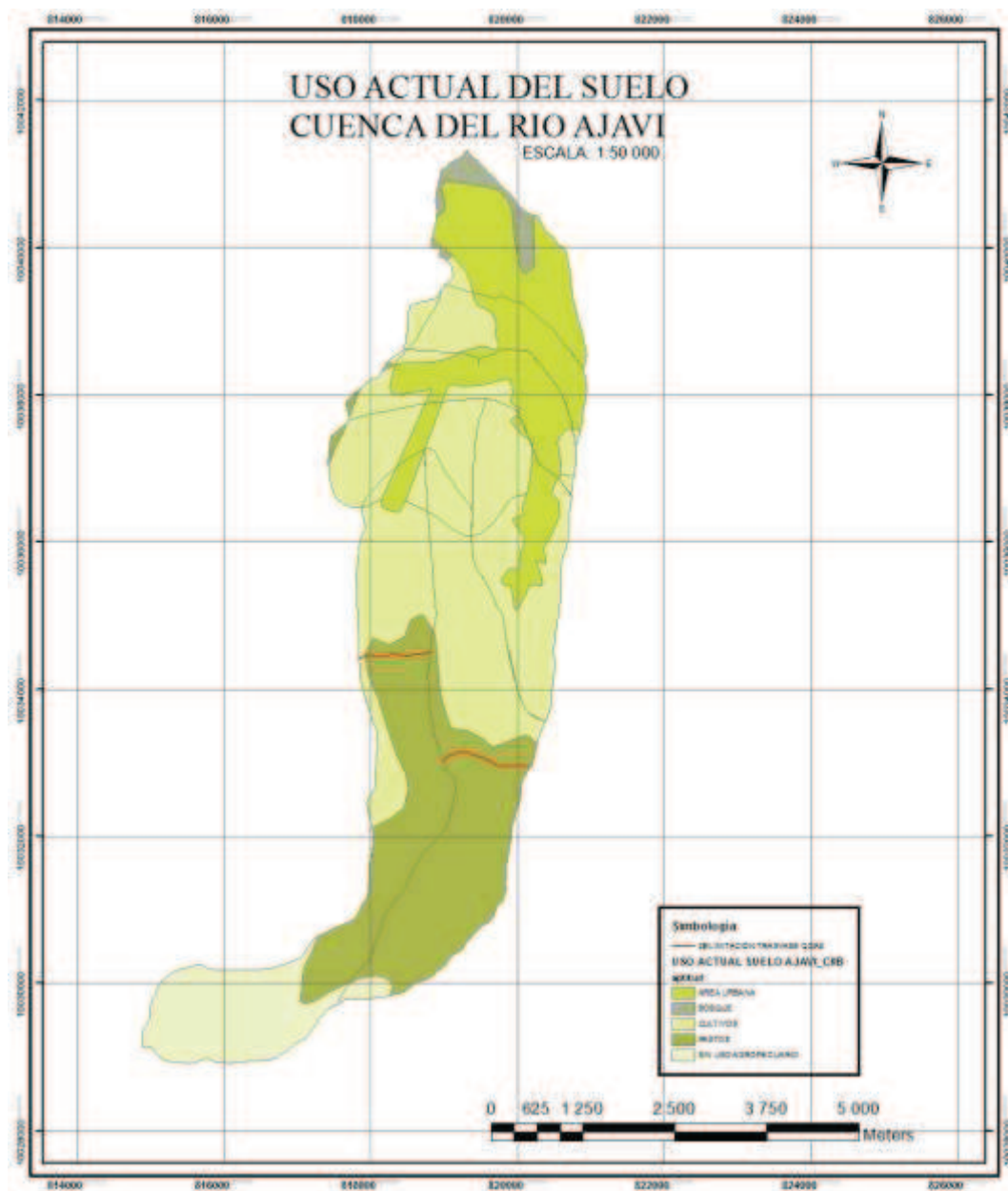
En la figura 2.5 y en el cuadro 2.9, se muestra la superficie de acuerdo al uso actual del suelo de cada una de las subcuencas, donde se puede observar el crecimiento de la zona urbana a largo como ancho de la urbe, lo cual produce una variación del número de curva calculado para cada una de las subcuencas. (Ver Anexo No. 5 Mapa de Uso actual del suelo de la Cuenca del Río Ajaví)

CUADRO 2. 9 USO ACTUAL DEL SUELO DE LA CUENCA DEL RÍO AJAVÍ

SUBCUENCA	ID	ÁREA (ha)	USO ACTUAL (ha)			
			BOSQUE	CULTIVOS	PASTOS	ZONA URBANA
Qda. de las Flores	A1	243,8	0,0	194,8	26,5	22,5
Qda. Seca	A2	361,5	0,0	303,4	61,9	0,0
Área Sur 2	A3	191,8	0,0	168,7	3,9	19,1
Qda. Cuzca	A4	370,7	0,0	294,6	0,0	76,0
Área Sur 1	A5	238,2	0,0	83,7	3,4	151,0
Área Norte 1	A6	183,8	0,0	90,4	0,0	96,7
Área Norte 2	A7	280,8	51,8	8,7	0,0	220,3
Área total		1870,60				

Fuente: SINAGAP, Inventario de Recursos Naturales. Nivel Nacional
Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 2. 5 USO ACTUAL DEL SUELO DE LA CUENCA DEL RÍO AJAVÍ



Elaborado por: Santiago Checa R.

2.6 INFORMACIÓN CLIMATOLÓGICA

A continuación, se presentan de manera general las características de: clima, dirección y velocidad del viento, precipitación, etc. Las mismas que ayudarán a definir los caudales y la susceptibilidad en la formación de la crecida.

2.6.1 CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS

Los datos e información climática presentada en este estudio fueron obtenidos de los Anuarios Meteorológicos (INAMHI, 1999). La Estación de Análisis, se presenta a continuación con la siguiente información: código, coordenadas geográficas, altitud, tipo e institución encargada del monitoreo (Ver Cuadro 2.10).

CUADRO 2. 10 ESTACIÓN PLUVIOGRÁFICA

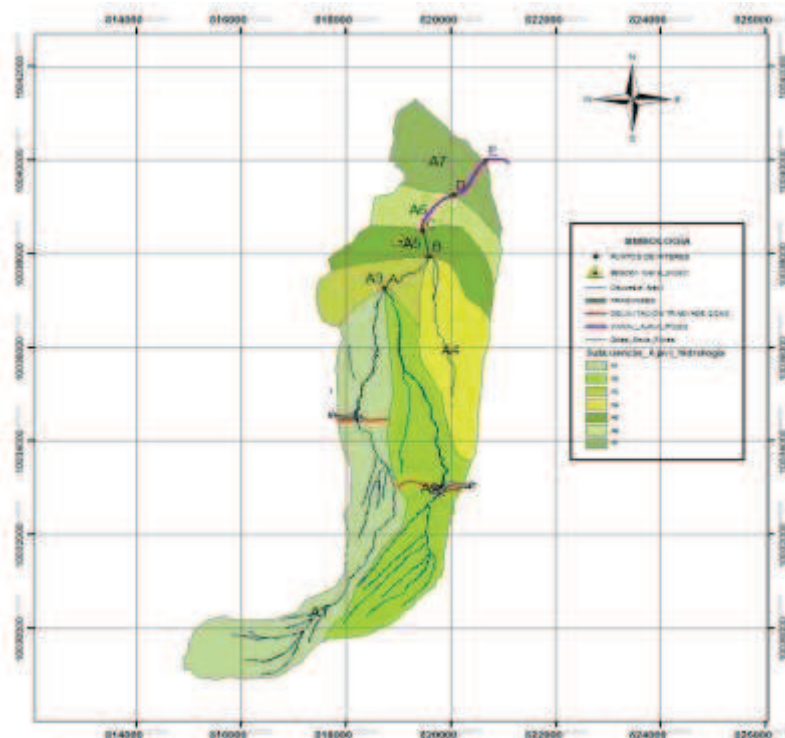
ESTACIÓN	CÓDIGO	COORDENADAS		ALTITUD	TIPO	INSTITUCIÓN
		LATITUD	LONGITUD	Msnm		
Ibarra	M053	00° 20' 00' N	78°06'00' W	2 214	Aeronáutica	DAC

Fuente: INAMHI

Elaborado por: Santiago Checa R.

El Código y Tipo son características definidas por INAMHI para cada estación, para este caso es Aeronáutica; ubicación de la misma que la podemos ver en la figura 2.6.

FIGURA 2. 6 UBICACIÓN DE LA ESTACIÓN IBARRA EN LA ZONA DE ESTUDIO



Elaborado por: Santiago Checa R.

2.6.2 TEMPERATURA

La variación estacional de la temperatura del área de estudio, se analiza en base a los registros resumidos en el cuadro 2.11, se presentan las temperaturas medias mensuales mínima, media (media multianual) y máxima.

CUADRO 2. 11 VALORES MEDIOS MENSUALES DE TEMPERATURA

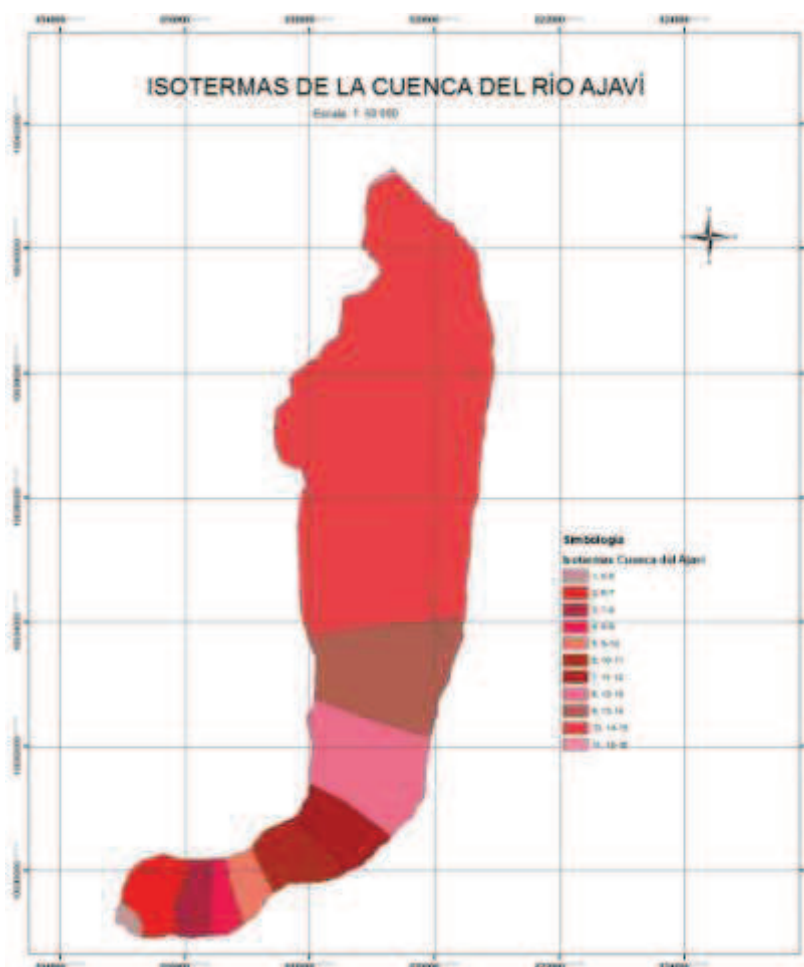
ESTACIÓN	TEMPERATURA MENSUAL (°C)		
	MÍNIMA	MEDIA	MÁXIMA
Ibarra (M053)	15,5	17,7	19,1

Fuente: INAMHI

Elaborado por: Santiago Checa R.

También se las puede observar en la figura 2.7 Isotermas del área de estudio.

FIGURA 2. 7 ISOTERMAS DEL ÁREA DE ESTUDIO



Elaborado por: Santiago Checa R.

2.6.3 HUMEDAD RELATIVA

La humedad relativa media anual de la estación meteorológica Ibarra (M053) es 72 %.

2.6.4 VIENTO

La dirección característica que con mayor frecuencia registrada en la Estación Ibarra (M053) es al Norte con 24,4 % al Norte, con un 9,4 % al Norte Oeste y con un 5 % al Norte Este. La velocidad promedio es de 3,9 m/s y la máxima es de 9,12 m/s.

2.7 LLUVIAS INTENSAS

Para el presente proyecto, se utilizará las ecuaciones 2.1 y 2.2 del Folleto **INAMHI, 1999. “ESTUDIO DE LLUVIAS INTENSAS”**. Aplicable para los diferentes rangos dependiendo la duración de la lluvia.

Para la duración: de 5 minutos < 120 minutos

$$I_{Tr} = 166,22 * t^{-0,5818} * Id_{Tr} \quad (2.1)$$

Para la duración: de 120 minutos < 1440 minutos

$$I_{Tr} = 875,28 * t^{-0,9333} * Id_{Tr} \quad (2.2)$$

En donde:

I_{Tr} : Intensidad de precipitación, (mm/h)

Tr : Período de retorno, (años)

T : Duración de la lluvia, (minutos)

Id_{Tr} : Los valores adoptados serán de 1,80 para el período de retorno de 10 años.

Duración de la lluvia: es el tiempo comprendido entre el comienzo y el final de un evento de lluvia, este final puede ser total o del momento hasta donde es apreciable la lluvia en funciones prácticas.

Los límites descritos por el estudio (INAMHI, 1999):

- minutos: menor intervalo que se puede leer en los registros pluviográficos con precisión adecuada.
- 24 horas: porque para observaciones mayores puede ser utilizado datos observados en los pluviómetros.

Período de Retorno: expresado en años, se entiende como el número de años en que se espera, que en promedio ocurra un cierto valor de la variable, expresada en datos anuales, o un dato mayor. El período de retorno T_r está relacionado con la probabilidad de que determinado valor sea igualado o excedido P (probabilidad complementaria o excedencia). (Almeida, 2010)

Para el diagnóstico del estado actual del colector Ajaví se seleccionó un período de retorno de 10 años de recurrencia de lluvia como se indica en el cuadro 2.12.

CUADRO 2. 12 PERÍODO DE RETORNO SEGÚN EL TIPO DE RED DE DRENAJE

TIPO DE RED DE DRENAJE	T_r
Tuberías y Subcolectores	2 a 5 años
Colectores	5 a 10 años
Obras especiales (sifones invertidos, protección inundaciones, etc)	10 a 20 años

Fuente: (IEOS, 1993)
Elaborado por: Santiago Checa R.

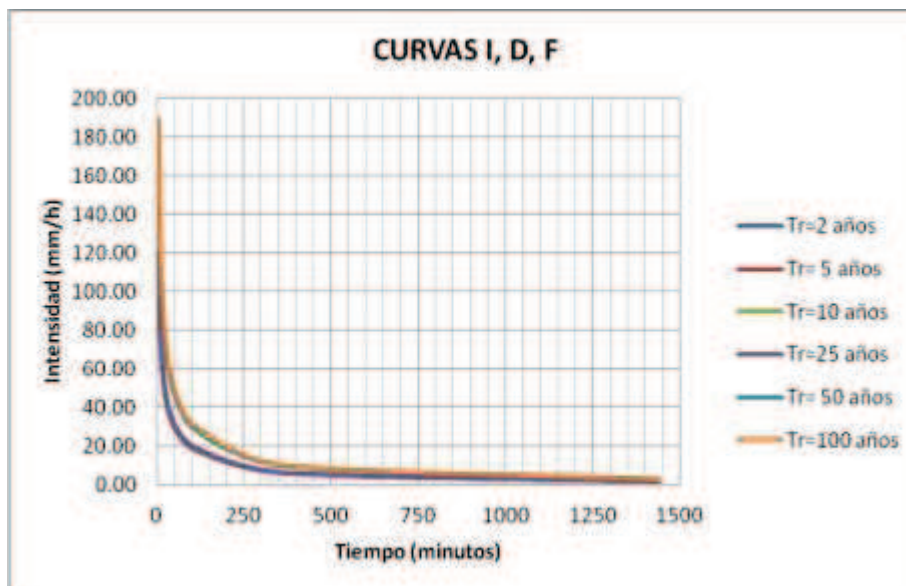
En el cuadro 2.13, se muestran las relaciones de intensidad, duración y período de retorno para la estación Ibarra (M053).

CUADRO 2. 13 INTENSIDADES DE LLUVIA ESTACIÓN IBARRA (M053)

Idtr	1.70	1.80	2.00	2.70	2.90
Tr (Años)					
Tiempo	5	10	25	50	100
5	110.8	117.3	130.3	175.9	189.0
10	74.0	78.4	87.1	117.6	126.3
15	58.5	61.9	68.8	92.9	99.7
30	39.1	41.4	46.0	62.0	66.6
60	26.1	27.6	30.7	41.4	44.5
120	17.1	18.1	20.1	27.1	29.1
360	6.1	6.5	7.2	9.7	10.4
1440	1.7	1.8	2.0	2.7	2.9

Elaborado por: Santiago Checa R.

En la figura 2.8, se muestra la variación de intensidades máximas para una duración dada y el período de retorno, para la estación Ibarra (M053).

FIGURA 2. 8 CURVAS DE INTENSIDAD, DURACIÓN Y FRECUENCIA PARA LA ESTACIÓN IBARRA M-053

Elaborado por: Santiago Checa R.

2.8 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL COLECTOR AJAVÍ

Se describen algunos aspectos considerados en el análisis del colector Ajaví:

2.8.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

El colector embaulado Ajaví se ubica en el Centro Occidente de la urbe; inicia en la intersección de la Av. Mariano Acosta y Av. Heleodoro Ayala, tiene una longitud de 2,25 km y desemboca en el río Tahuando. Tiene un recorrido en forma paralelo a la Av. Cristóbal de Troya (Ver figura 2.9).

Las coordenadas y cotas de puntos representativos del tramo se incluyen en el cuadro 2.14.

CUADRO 2. 14 UBICACIÓN DE COORDENADAS DE LOS SITIOS ALEJADOS DEL COLECTOR AJAVÍ

COORDENADAS		COTA m.s.n.m.	SITIO
X	Y		
819 709	10 038 829	2 204	PUNTO INICIO COLECTOR
820 052	10 039 533	2 198	PUNTO MEDIO COLECTOR
821 069	10 040 389	2 188	PUNTO FINAL COLECTOR

Elaborado por: Santiago Checa R.
Coordenadas: UTM WGS84 Zona 17 Sur

2.8.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL COLECTOR AJAVÍ

El colector Ajaví es una estructura de hormigón armado con la longitud aproximada de 2,25 km de sección variable como avanza su abscisado con 1,80 m x 1,80 m con una longitud parcial de 1 052 m y 2,60 m x 2,50 m en su longitud parcial complementaria. Al estar ya éste colector construido su trayectoria es definida, formado por treinta (31) tramos con pendientes que varían de 0,18 % hasta 2,96 % tanto al ingreso como a la descarga del colector respectivamente, implantado sobre pendientes entre 0 al 5 % y llegando del 5 al 12 %, que comprende la zona urbana y llega a pendientes fuertes en las subcuencas aporte mientras más se alejan hacia el sur de la estructura de ingreso al colector.




Adicionalmente, posee una estructura paralela de alivio construida para evacuar aguas lluvias exclusivamente, es de sección circular que su diámetro varía de 1 110 mm. Cuyo ingreso está ubicado a 500 m aguas arriba del colector embaulado de sección rectangular. Construido en treinta y cuatro (34) tramos con

pendientes similares al cauce natural abierto existente hasta emparejarse con la trayectoria del embaulado como se puede observar en la figura 2.9 y en el Anexo No. 6 Perfil del Colector Ajaví.

FIGURA 2. 9 PLANIMETRÍA E IMPLANTACIÓN DEL COLECTOR AJAVÍ EN LA CIUDAD DE IBARRA



SIMBOLOGÍA:

Colector Combinado Ajaví (Sección rectangular)	
Colector Pluvial Paralelo (Sección Circular)	
Río Tahuando	

Elaborado por: Santiago Checa R.

2.8.3 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

Para la determinación del coeficiente de rugosidad, no se posee un método exacto más bien es un asunto intangible, por lo que significa estimar la resistencia

al escurrimiento en un canal dado. Por ello, aplicando el método de Cowan para la determinación del valor de “n” cuyo procedimiento de cálculo se describe en el capítulo IV, inciso 4.1.3 y los valores se muestran en el cuadro 4.4. Los Valores del Coeficiente de rugosidad de Manning, adoptados para el diagnóstico de las estructuras existentes, son: para el canal abierto natural es 0,06; el colector pluvial sección circular es 0,01 y para el colector combinado Ajaví de sección rectangular es 0,016.

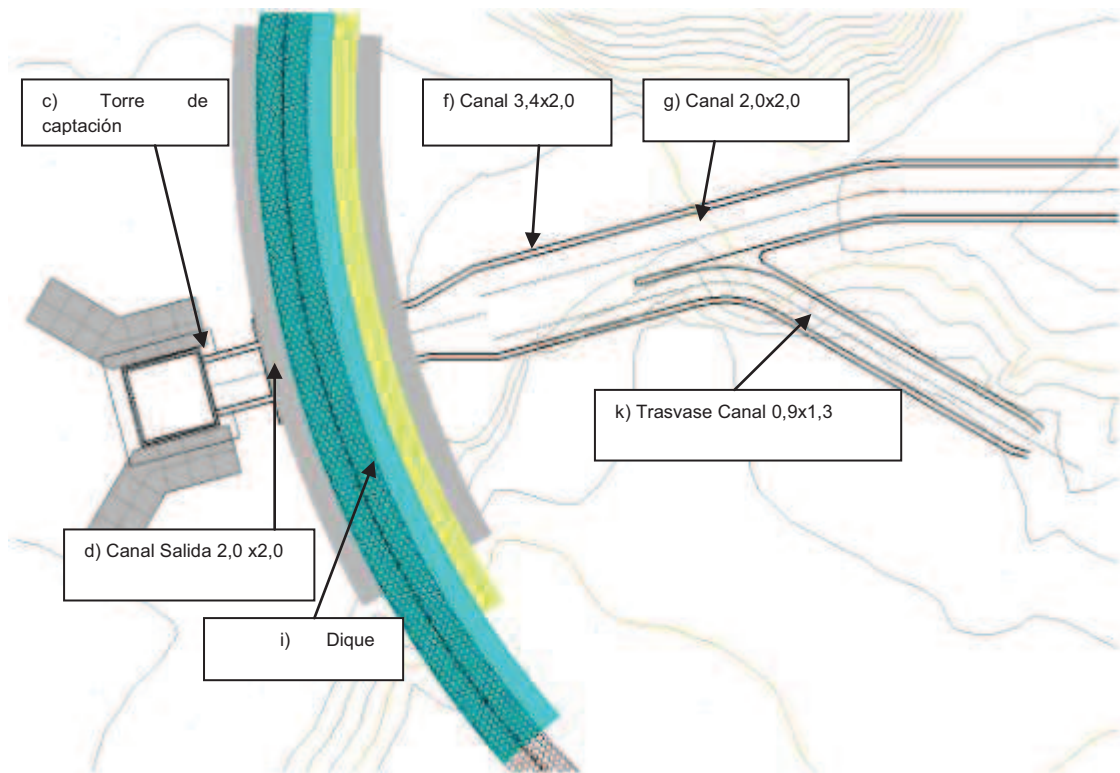
2.9 OBRAS HIDRÁULICAS PROPUESTAS POR EL MUNICIPIO DE IBARRA ANTES DEL INGRESO AL COLECTOR AJAVÍ

Las estructuras que se detallan a continuación están ubicadas aguas arriba del ingreso del colector Ajaví y se toma en cuenta en el presente trabajo. Estas son obras propuestas en el estudio INGECONSULT CÍA. LTDA., 2012. “Control de Inundaciones de la ciudad de Ibarra”, Municipio de Ibarra.

2.9.1 OBRAS DE CONTROL, DERIVACIÓN Y TRASVASE EN LA QDA. SECA.

La obra se implantará en la Qda Seca (sector San Luis de la parroquia de Caranqui) en un estrangulamiento natural con buenas características geológicas y geotécnicas creado por el mismo cauce, el cual ayuda a la retención de lodos, como la pérdida de energía cinética del flujo de los caudales que llegan hacia la ciudad de Ibarra, es una obra complementaria a la concepción de las obras proyectadas en el cauce hacia aguas abajo hasta llegar al colector embaulado Ajaví como son: el canal de drenaje hacia el colector Ajaví, ya que este recibe los caudales excedentes de la obra de control; y los microdiques en gaviones para control de erosión en cauces y estabilización de taludes en la Qda. Seca. Diseñadas para un caudal de $15,92 \text{ m}^3/\text{s}$ y $T_r = 100$ años (Ver Figura 2.10).

FIGURA 2. 10 IMPLANTACIÓN DE OBRAS DE CONTROL, DERIVACIÓN TRASVASE EN QDA. SECA HACIA QDA. SAN CLEMENTE.



Fuente: (INGECONSULT CÍA. LTDA., 2012)

Elaborado por: Santiago Checa R.

A continuación se describen las estructuras a implantarse:

- a) Micro diques de control y estabilización de cauces aguas arriba del dique de contención (5 unidades):** ubicados aguas arriba del dique de contención, su función es disminuir las velocidades de los flujos para evitar la erosión a través de la disminución longitudinal de la pendiente del cauce. Adicionalmente estabilizar las riveras del cauce.
- b) Estructura permeable de contención (14 unidades tipo peine):** localizadas perpendicularmente en el lecho del cauce separadas 0,60 m ayudan a la retención y almacenamiento de los materiales pétreos, y así lograr el mantenimiento o desalojo del material acumulado.
- c) Torre de captación H=5,85 m:** se halla formada por un orificio inferior y una ventana de rebose para los caudales transiten por el reservorio. Para

evacuar los caudales que se produzcan una vez que se haya superado la cota de la estructura, la parte superior de la torre, es de forma abierta para dar cabida a una mayor capacidad de evacuación.

- d) Colector de salida de la torre de captación de 2,00 x 2,00 m (Incluye pantallas transversales):** colector proyectado en H.A, es de sección cuadrangular de 2,00 x 2,00 m, con una pendiente longitudinal de 4‰ y diseñado para evacuar un caudal de hasta 15,90 m³/s. Estructura hidráulica que atraviesa el dique de contención y permite evacuar los caudales del reservorio, hacia la estructura de derivación para dirigirse la mayor parte (80 %) hacia el cauce natural de la quebrada Seca y continúen su tránsito hacia aguas abajo y el caudal remanente encauzarlo hacia el colector de trasvase hacia la Qda. San Clemente.
- e) Transición de hormigón armado en el canal rectangular de evacuación BxH=2,00 x 3,45 m Y L=2,70 m:** estructura hidráulica bajo régimen sub-crítico para compensar las pérdidas en el requerimiento de variar la sección del colector aguas arriba de 2 m de ancho del canal a 3,45 m del canal aguas abajo.
- f) Canal de hormigón armado BxH=3,45 x 2,00 m:** el tramo de la estructura de derivación con una pendiente del 4,5 ‰ como antesala a la implantación de los canales que bifurcan el flujo hacia el cauce aguas debajo de la quebrada seca y el trasvase hacia la quebrada San Clemente.
- g) Canal de hormigón armado BxH=2,00 x 2,00 m para descargar hacia el cauce Qda. Seca (incluye muros de ala):** concebida a flujo a gravedad en régimen sub-crítico que impone la sección de control al final del canal para garantizar el desarrollo del calado normal para los caudales de diseño y bajo esta consideración se establezcan las fracciones de bifurcación de caudales hacia el trasvase.
- h) Micro dique disipador a la salida canal descarga y rectificación del cauce Qda. Seca:** permite generar un salto controlado a la salida del canal de descarga hacia el cauce de la Qda. Seca y contar con las condiciones

de pendiente y por ende de velocidad en el tramo de rectificación del cauce de la quebrada Seca mediante la conformación de un canal trapezoidal de cinco metros de ancho y taludes con pendiente 1:1 con superficie de un enrocado con boleos iguales o mayores a treinta centímetros de diámetro.

- i) **Dique de contención en arco muro de gaviones:** con la finalidad de contener y regular el flujo de lodos y escombros se ha implementado un dique de contención en el estrangulamiento natural del cauce de la quebrada seca aproximadamente 120 m y arco de radio 40 m aguas abajo de la confluencia con la Qda. Peña Blanca.
- j) **Canal de hormigón armado BxH=1,20 x 1,20 m para el trasvase hacia Qda. San Clemente (incl. transición de 1,20 m a 0,90 m):** la fracción de caudal que se trasvasa hacia la quebrada San Clemente posee un azud de 80 cm de alto con respecto al nivel de la solera del canal de hormigón armado BxH= 3,45 x 2,00 m que permite en caudales menores a dos años de período de retorno transiten hacia el cauce de la quebrada seca y cuando los escurrimientos de las crecidas sean superiores a cinco años de período de retorno producir una derivación de aproximadamente de un 20 % del caudal transitado hacia la quebrada San Clemente.
- k) **Tramo de canal en hormigón armado BxH= 0,90 x 1,30 m para el trasvase hacia Qda. San Clemente (incluye tapa en loseta):** Este tramo se lo conceptualiza en forma de canal rectangular en hormigón armado por la facilidad que constructivamente se puede lograr adaptando las curvaturas básicas requeridas que permitan dar un desarrollo paralelo a las curvas de nivel.
- l) **Muro de gaviones para el soporte del tramo inicial de la mesa del canal BxH= 0,90 x 1,30 m (Incluye rectificación talud transversal):** paramento hacia el cauce que permita soportar o sustentar un relleno para el desarrollo de la mesa de sustentación del canal.
- m) **Tramo de colector en tubería de hormigón armado D= 1 200 mm para el trasvase hacia Qda. San Clemente y pozos especiales de revisión:**

El tramo de colector de trasvase conceptualizado en tubería de hormigón armado clase III prefabricada, se desarrolla a partir de la rivera superior del cauce de la Qda. Seca hasta la estructura de descarga hacia el cauce de la Qda. San Clemente.

- n) **Estructura de descarga y disipación de energía mediante impacto en bandejas hacia el cauce de la Qda. San Clemente (Incl. Protección enrocado cauce):** denominado también pozo de bandejas que constituye una estructura hidráulica de disipación de energía mediante saltos controlados de chorro de agua sobre bandejas hasta alcanzar el nivel de descarga en el lecho del cauce. La estructura de entrega de los caudales trasvasados se complementa con una protección de enrocado del tramo del cauce.

2.9.2 OBRAS DE CONTROL, DERIVACIÓN Y TRASVASE EN LA QDA. DE LAS FLORES

Conceptualizadas de la misma manera que las obras de la Qda. Seca fueron diseñadas para un caudal de $7,73 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Tr= 100$ años. Permiten el control y protección de los flujos de lodos y/o escombros que se desarrollan en el cauce de la Qda. de las Flores, tiene como finalidad disminuir la magnitud de los flujos que la Qda, en mención transita hacia la ciudad de Ibarra. Obra complementaria al canal de drenaje hacia el colector Ajaví, ya que este recibe los caudales excedentes de la obra de control y Micro diques en Gaviones para control de erosión en cauces y estabilización de taludes en la Qda. de las Flores, que permiten reducir la energía cinética del flujo que transita así como la cantidad de material sólido transportado en el evento.

A continuación, se describe las estructuras a implantarse tomando en cuenta los mismos criterios y funciones de las obras en el trasvase de la Qda. de las Flores hacia la Qda. Laurel:

- a) **Vía de acceso y mantenimiento del dique y su reservorio:**, estructuras permeables de contención y micro diques que incluye el diseño de curvas de retorno.
- b) **Estructura permeable de contención (tipo peine):** estructuras permeables de contención ubicadas en el cauce de la quebrada para amortiguar el flujo de escombros (6 unidades).
- c) **Micro diques en gaviones** de 32 y 34 metros de longitud que tienen la finalidad de disminuir la velocidad del flujo (2 unidades).
- d) **Dique de contención** conformado por gaviones en arco.
- e) **Torre de captación** y de regulación de caudales afluentes del reservorio,
- f) **Colector de evacuación** de los caudales afluentes del reservorio de 2,00 x 2,00 metros en hormigón armado.
- g) **Obra de derivación de caudales**, formado por:
- Transición de expansión de 2,00 m a 3,40 m,
 - Canal de 3,40 m de ancho y 2,00 m de altura,
 - Colector de evacuación que dirige parte del flujo hacia la Qda. El Laurel, de 1,20 x 1,20 metros en hormigón armado,
 - Colector de 2,00 m x 2,00 m que dirige el flujo restante hacia el cauce natural de la Qda. de las Flores,
 - Conformación de enrocado a la salida del colector
- h) **Colector trasvase** en tubería de hormigón armado clase 3.
- i) **Pozos especiales de revisión** (5 unidades) útiles para el mantenimiento de colector.
- j) **Estructura de disipación de energía** (pozo de bandejas), función evitar la erosión.
- k) **Conformación de enrocado** a la salida de la estructura de disipación en el cauce de la Qda. El Laurel.

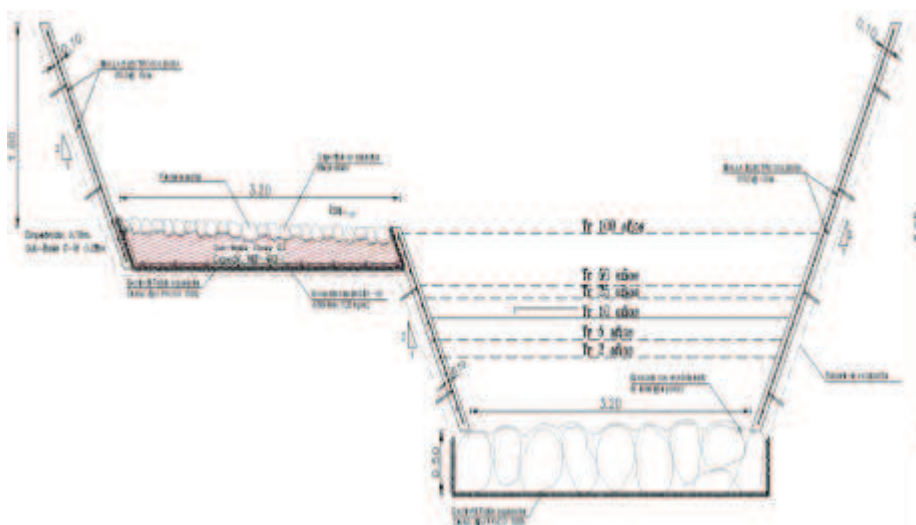
I) **Muro en gaviones** para la protección de colectores.

2.9.3 CANAL DE DRENAJE HACIA EL COLECTOR AJAVÍ

Con una longitud de 2 km desde el ingreso al Colector Ajaví en la intersección de las Avenidas Mariano Acosta y Heleodoro Ayala, hacia aguas arriba, en un tramo que alberga la necesidad de rectificar los cauces de las Qdas. Seca y de las Flores. Tiene como finalidad incrementar la capacidad hidráulica y por ende garantizar el tránsito de los caudales de crecida que deben ingresar y transitar por el colector Ajaví hasta su descarga final hacia el río Tahuando. Diseñado para un caudal de pico de $25,27 \text{ m}^3/\text{s}$ con período de retorno de 100 años.

Dimensionado como un canal trapezoidal de sección compuesta con una pendiente promedio del 1% y una rugosidad equivalente a $n=0,02$ debido a la rugosidad creada mediante del hormigón lanzado contra los taludes naturales o excavados y en el fondo conformados por pedraplenes. Esta sección de 9,60m de ancho total se la implanta al costado oriental de la vía y redefine el ancho útil de la calzada a una vía de 16 m de ancho que no posee cruces o interferencias con el cauce de drenaje de las quebradas (Ver Figura 2.11).

FIGURA 2. 11 SECCIÓN COMPUESTA AGUAS ARRIBA DEL INGRESO AL COLECTOR AJAVÍ



Fuente: (INGECONSULT CÍA. LTDA., 2012)
Elaborado por: Santiago Checa R.

2.9.4 DERIVACIÓN DE CAUDALES AL INGRESO DEL COLECTOR PLUVIAL (PUNTO B)

En el punto B (confluencia de la Qda Cuzca y Canal Ajaví) se realizó el análisis de derivación de caudales por medio del programa HEC RAS para un período de retorno de 10 años, conociendo que en este sitio el caudal proveniente de los cauces aguas arriba se dividen e ingresan tanto al colector pluvial como al canal natural que llega al colector combinado ubicado aguas abajo (punto C).

Por tanto, para llevar a cabo la determinación de los caudales que transitan por cada estructura (Ver figura 2.12): se conoce el hidrograma resultante aporte de las subcuencas hasta el punto B, de cota común de fondo (2 202,59 m) en el ingreso al colector pluvial como del canal natural, pendientes, secciones de cauces y estructuras existentes aguas arriba y aguas abajo del punto de interés; toda esta información es útil para llevar a cabo la modelación de esta bifurcación como resultado se obtuvieron los hidrogramas para cada estructura (Ver Figura 2.13).

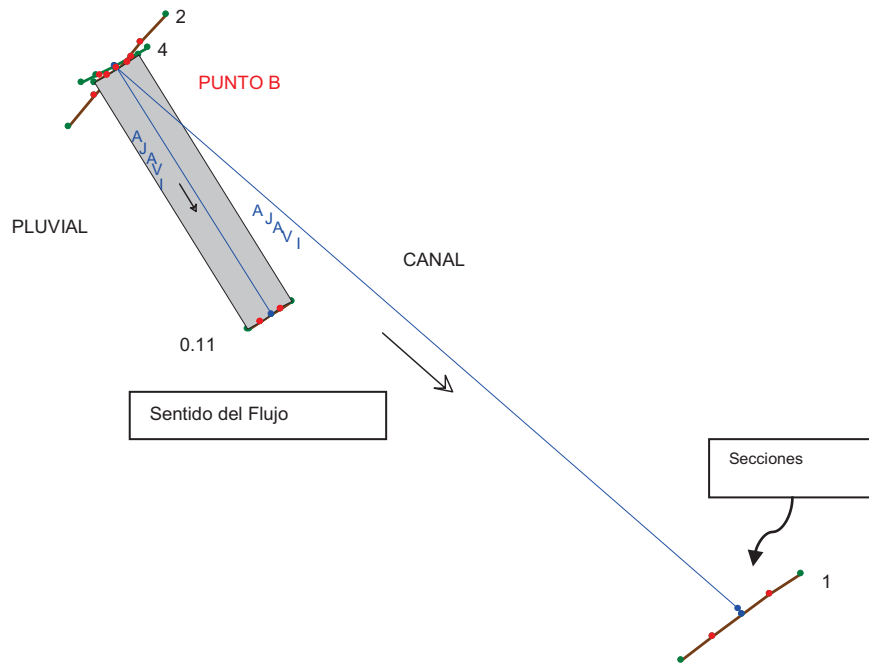
A continuación en el cuadro 2.15 se muestran los resultados de la modelación de la bifurcación. Adicionalmente, en el Anexo No. 7, se exponen las tablas de datos de las curvas de descarga e hidrogramas de entrada y salida por cada estructura.

CUADRO 2. 15 CAUDALES MÁXIMOS PARA CADA ESTRUCTURA CON TR DE 10 AÑOS (PUNTO B)

ESTRUCTURA	SECCIÓN	CAUDAL MÁX. (m ³ /s)	COTA msnm	UBICACIÓN
Canal Natural	Sección 4	6,80	2 203,64	Tramo Aguas arriba del punto B
	Sección 3	(Ingresa)		
Canal Natural	Sección 2	5,26	2 203,64	Tramo Aguas Abajo del punto B
	Sección 1	(Sale)		
Colector Pluvial D=1,10m	Sección 0,2	1,54	2 203,64	Tramo Aguas Abajo del punto B
	Sección 0,1	(Sale)		

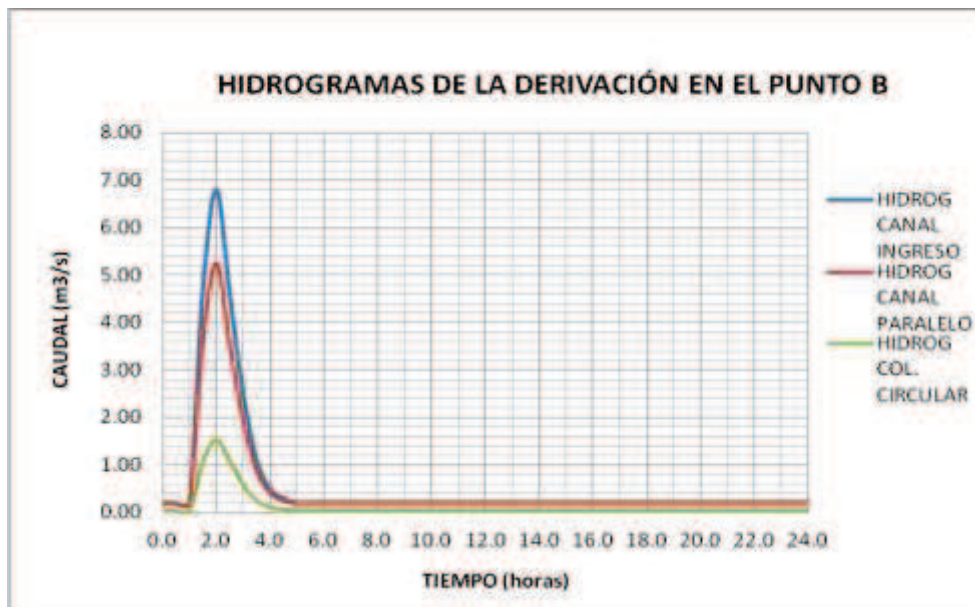
Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 2. 12 DERIVACIÓN DE CAUDALES EN EL PUNTO B



Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 2. 13 HIDROGRAMAS DE INGRESO Y SALIDA PARA CADA ESTRUCTURA EN EL PUNTO B



Elaborado por: Santiago Checa R.

Tanto, el caudal pico, como el hidrograma del colector pluvial se utilizará en el diagnóstico bajo los regímenes determinados, estructura que no posee ingresos laterales considerados importantes en el trayecto hasta llegar a la descarga.

Al hidrograma resultante en el canal natural que sigue su curso hacia el colector combinado, se le sumará los aportes laterales por cada subcuenca aporte (A5, A6 y A7) hasta llegar igualmente a la descarga, bajo las condiciones de los distintos regímenes.

CAPÍTULO 3

DETERMINACIÓN DE CAUDALES PARA LA EVALUACIÓN

Siendo el Ajaví un colector combinado debe conducir aguas residuales domésticas, de infiltración y de escurrimiento superficial.

3.1 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL SANITARIO

3.1.1 DOTACIÓN PER CÁPITA DE AGUA

Los valores recomendados para la dotación per cápita de agua para satisfacer las necesidades de la población y otros requerimientos, está dado por el Código Ecuatoriano para el Diseño de la Construcción de Obras Sanitarias y son los siguientes:

CUADRO 3. 1 DOTACIONES RECOMENDADAS

POBLACIÓN (habitantes)	CLIMA	DOTACIÓN MEDIA FUTURA (l/hab*día)		
≤ a 5 000	Frío	120	a	150
	Templado	130	a	160
	Cálido	170	a	200
5 000 a 50 000	Frío	180	a	200
	Templado	190	a	220
	Cálido	200	a	230
> a 50 000	Frío		>	200
	Templado		>	<u>220</u>
	Cálido		>	230

Fuente: (IEOS, 1993)

Elaborado por: Santiago Checa R.

Para el caso la ciudad de Ibarra con un clima templado y con una población mayor a los 50 000 habitantes, la dotación per cápita recomendada por la norma (IEOS, 1993) será de 220 lt/hb*día.

En el estudio **INAM HIDROSERVICE, 1995. “Estudio de Factibilidad y Diseños Definitivos del Sistema de Alcantarillado Mixto para la ciudad de Ibarra”**. **EPMAPA-I**, se detalla la metodología empleada para definir el consumo per-cápita de agua. Para ello, la Empresa Consultora procedió a determinar los parámetros

de hab/conexión y consumo/conexión a partir de los datos existentes; de la división del segundo por el primero parámetro, se determinó el consumo per cápita. Los resultados del cálculo se muestran a continuación:

- Hab/conexión = 6,0
- Consumo/conexión = 38,94 m³/mes
- Consumo per cápita = $38,94 \times 1000 / 30 \times 6 = 216$ l/hab*día
- Valor adoptado = **220 l/hab*día**

Los valores indicados engloban los consumos domésticos, industriales, oficiales y otros. También indica que no existe en el catastro de EPMAPA-I ningún abonado que se pueda considerar como "gran consumidor". Por tanto, de acuerdo a la norma (IEOS, 1993) y estudio (INAM - HIDROSERVICE, 1995) la dotación per cápita de agua adoptada es de 220 l/hab*día para toda el área urbana de Ibarra.

3.1.2 DETERMINACIÓN DE ÁREAS DE APORTE SANITARIO DE LOS SUBSISTEMAS HACIA EL COLECTOR AJAVÍ

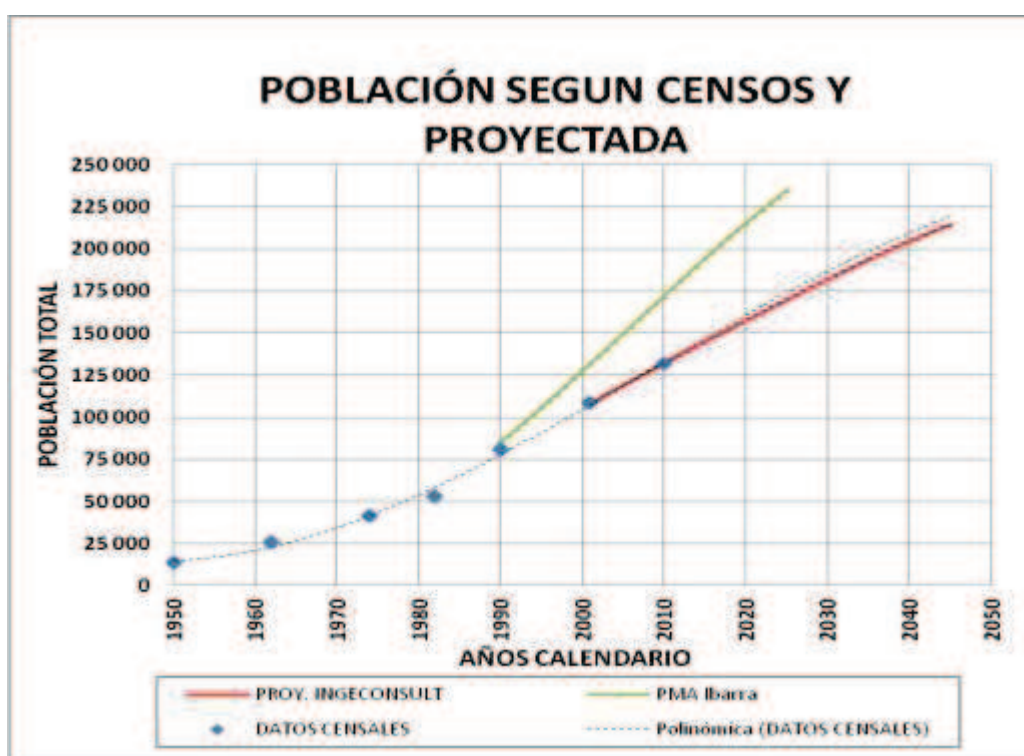
Para definir los subsistemas de aporte al colector Ajaví, se utilizó el catastro de los Estudios Contratados por la EPMAPA – I y las cotas reales del terreno, ayudan a conocer por donde y por cuales conductos se evacuan las aguas residuales sanitarias. Se muestran en el cuadro 2.2, Áreas de Aporte Sanitario al Colector Ajaví (10 subsistemas).

3.1.3 ANÁLISIS POBLACIONAL

En el análisis poblacional realizado por **INGECONSULT CÍA LTDA, 2012. ESTUDIO “DIAGNÓSTICO Y DISEÑO DEFINITIVO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES PARA LA CIUDAD DE IBARRA”**. EPMAPA-I, recopila los datos censales de población y vivienda hasta el año 1995 en el proyecto **INAM HIDROSERVICE, 1995. “Estudio de Factibilidad y Diseños Definitivos del Sistema de Alcantarillado Mixto para la ciudad de Ibarra”**. EPMAPA-I, y los datos censales del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC) de los años 2001 y 2010. Con los que se elaboró la proyección poblacional hasta el año 2037.

A continuación, se muestra en la figura 3.1, las proyecciones poblacionales hasta el año 2037 por proyecto. La primera corresponde al estudio contratado por EPMAPA-I del año 1995 y la segunda es la proyectada por el estudio contratado en el año 2011, que sigue la tendencia de los censos poblacionales (INEC).

FIGURA 3. 1 POBLACIÓN TOTAL SEGÚN CENSOS POBLACIONALES Y PROYECCIÓN POBLACIONAL



Fuente: (INGECONSULT CÍA LTDA, 2012)

Con los valores de la población total para cada año, realizaron una distribución de acuerdo a los sectores censales con sus respectivos valores de áreas, obteniendo así una densidad poblacional para cada uno de estos. (Ver Anexo No. 8 Cuadro de Densidad Poblacional con sectores censales y Ver Anexo No. 9 Mapa de Proyección Poblacional año 2012)

3.1.4 CAUDAL DE DISEÑO DE AGUAS RESIDUALES

Se determinará utilizando las normas y expresiones de las normas (IEOS, 1993), (EMAAP-Q, 2009) y bibliografía existente relacionadas al tema de estudio.

Caudal de diseño de aguas residuales: es la suma del caudal máximo de aguas residuales domésticas, el caudal máximo de infiltración y el caudal de aguas ilícitas:

$$Q_{AS} = Q_{\max} + Q_{\text{inf}} + Q_{\text{ilic}} \quad (3.1)$$

Donde:

- Q_{AS} : Caudal de diseño de aguas residuales, (lt/s)
 Q_{\max} : Caudal máximo de aguas residuales domésticas, (lt/s)
 Q_{inf} : Caudal máximo de infiltración, (lt/s)
 Q_{ilic} : Caudal de aguas ilícitas, (lt/s)

3.1.4.1 Caudal máximo de aguas residuales domésticas

El caudal máximo de aguas residuales domésticas es igual al caudal medio de aguas residuales domésticas (Q_{medio}) por el factor de mayoración (M).

$$Q_{\max} = Q_{\text{medio}} * M \quad (3.2)$$

Factor M: se emplea las ecuaciones de la norma (IEOS, 1993):

$$M = \frac{2,228}{Q^{0,073325}} \quad (3.3)$$

Donde:

- M : Factor de mayoración
 Q : Caudal, (lt/s)

Y si el caudal diario es ≤ 4 lt/s, entonces el $M = 4$

Caudal medio de aguas residuales domésticas: es igual al coeficiente de retorno (CR valor entre 70 y 80 %) por la dotación per cápita (litros/habitante*día) por la población aportante (habitantes).

$$Q_{medio} = CR * Dotación * P \quad (3.4)$$

Donde:

- Q_{medio}: Caudal en lt/hab*día
 CR: Para el estudio es igual al 80 %
 Dotación: Dotación per cápita: es igual a 220 lt/hab*día
 P: Población aportante en habitantes, (hab)

3.1.4.2 Caudal de infiltración

Para alcantarillados existentes en contacto con nivel freático y el área servida entre 10 y 500 ha. Los subsistemas que aportan al colector Ajaví la mayoría excede las 10 ha. (Ver cuadro 2.2 Áreas de aporte sanitario al colector Ajaví), poseen juntas de mortero cemento, por ello se utilizará la siguiente ecuación:

$$Q_{inf} = 67,34 * A^{-0,1425} \quad (3.5)$$

Donde:

- Q_{inf}: Caudal de infiltración (m³/ha*día)
 A: Área servida, (ha)

También el caudal de infiltración se puede obtener aplicando la ecuación 3.6, tomando los valores del Mapa de Tasa de Infiltración (INGECONSULT CÍA LTDA, 2012) que recopila el plano de estudio de aforos (INAM - HIDROSERVICE, 1995)

$$Q_{inf} = T_{inf} * L \quad (3.6)$$

Donde:

- Q_{inf}: Caudal de Infiltración, (l/s)
 T_{inf}: Tasa de infiltración valor tomado del mapa Gis específico para cada sector, (l/s/km). (Ver Anexo No. 10 Mapa Tasa de Infiltración)
 L: Longitud del tramo en análisis o el acumulado, (km)

3.1.4.3 Caudal de aguas ilícitas

Este aporte proviene principalmente de las conexiones que equivocadamente se hacen de las aguas lluvias domiciliarias y de conexiones clandestinas. La norma (IEOS, 1993) propone:

$$Q_{ilic} = 80 \frac{lt}{hab * día} * P \quad (3.7)$$

Donde:

Q_{ilic} : Caudal de aguas ilícitas, (lt/día)

P: Población aportante, (hab)

Para efecto de este estudio, se realizará de manera macro el cálculo de los caudales sanitarios para cada subsistema, los mismos que se serán utilizados en la modelación hidráulica como un caudal constante en cada punto de ingreso al colector Ajaví y de tránsito en el tramo siguiente, útil para cada régimen.

3.1.4.4 Caudal de aguas residuales aporte al colector Ajaví

A continuación en el cuadro 3.2, se presentan los resultados de los caudales de aguas residuales obtenidos para los puntos de interés determinados en la trayectoria del colector Ajaví. (Ver Anexo No. 11 Características Físicas y Cálculo de Caudales de Diseño de Agua Residuales para los colectores Ajaví).

CUADRO 3. 2 CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES EN LOS PUNTOS DE INTERÉS

DESCRIPCIÓN	Q_{AS} (Año 2012) (m^3/s)	UBICACIÓN
Punto A	-	Confluencia Qda. Seca con Qda. de las Flores
Punto B	-	Confluencia Qda. Cuzca
Punto C	0,095	Ingreso Colector Ajaví
Punto D	0,209	Ingreso Subsistema A70 (Aporte Sanitario)
Punto E	0,290	Ingreso Subsistema A10 (Aporte Sanitario)

Elaborado por: Santiago Checa R.

3.2 DETERMINACIÓN DE CAUDAL PLUVIAL

Según las Normas (IEOS, 1993) y (EMAAP-Q, 2009) para el cálculo de los caudales de escurrimiento superficial directo, se podrá utilizar los siguientes métodos:

- El método Racional se utilizará para la estimación del escurrimiento superficial en cuencas tributarias con una superficie inferior a 100 ha, con la variante que la norma (EMAAP-Q, 2009) emplea este método para áreas menores a 200 ha.
- El Hidrograma Unitario Sintético se empleará para una extensión mayor a 100 ha., aplicable al presente estudio.
- El análisis estadístico de los datos de escurrimiento superficial observados, para estimar descargas de cursos de agua importante que fluyen a través de áreas urbanas, cuya área de la cuenca sea mayor de 25 km².

3.2.1 FORMACIÓN DE CRECIDA, PROPAGACIÓN Y DETERMINACIÓN DEL CAUDAL PLUVIAL

La determinación de caudal pluvial, se realizará teniendo en cuenta algunos conceptos y procedimientos.

Para analizar los hidrogramas de crecida y propagación de caudales, se realizó el modelo de integración de las subcuencas existentes de acuerdo a los puntos de interés propuestos para el análisis que son:

- Punto A (Confluencia Qda Flores y Qda Seca)
- Punto B (Ingreso al Colector Pluvial ó confluencia Qda Cuzca y Subcuenca "A3")
- Punto C (Ingreso al Colector Embaulado)
- Punto D (Ingreso Subsistema A70 – Redondel Ajaví)
- Punto E (Ingreso Subsistema A10 – Estadio Olímpico)

Cada cuenca de análisis tiene un punto de descarga o interés, el cual, mostrará un hidrograma de crecida que será como resultado de la suma de las descargas

de cada una de las subcuencas integrantes. Los puntos de interés serán ubicados y llamados de integración con la subcuenca de análisis siguiente, hasta llegar al tramo de descarga final. (Ver Figura 3.2 Integración de las cuencas análisis y puntos de interés)

3.2.2.1 Integración de las subcuencas de análisis

A continuación, se describe las características que poseen las subcuencas para la realización de los procesos hidrológicos e hidráulicos en cumplimiento de los objetivos propuestos, de acuerdo a los puntos de interés:

- **Punto A**

Está integrado por la confluencia de las cuencas: qda. de las Flores (A1), qda. Seca (A2). Los caudales provenientes de estas dos quebradas son transportados por cauces abiertos hasta llegar al punto A. Para este punto sólo se considerará la modelación hidrológica. (Ver Figura 3.2 Integración de las cuencas análisis y puntos de interés).

- **Punto B**

Se forma por la confluencia de la qda. Cuzca "A4" y la subcuenca "A3", el área aportante en este sería la suma de las áreas de las subcuencas "A1", "A2", "A3" y "A4". El caudal generado es conducido por cauces naturales. El punto B está ubicado a 590 m aguas arriba de la entrada al colector embaulado Ajaví y para el cual, se considerará la modelación hidrológica e hidráulica. (Ver Figura 3.2 Integración de las cuencas análisis y puntos de interés).

- **Punto C**

Se ubica en la entrada al colector embaulado Ajaví, por lo que comprende los aportes pluviales de las subcuencas: A1, A2, A3, A4 y A5. El caudal proveniente de estas subcuencas es transportado por cauces naturales y es resultado de la modelación hidrológica. Desde este punto C se considera la modelación hidráulica, ya que el hidrograma resultante del análisis hidrológico es el dato de ingreso para el modelo hidráulico del diagnóstico del colector para el tramo CD por los regímenes de flujo uniforme, gradualmente variado y no permanente. (Ver Figura 3.2 Integración de las cuencas análisis y puntos de interés).

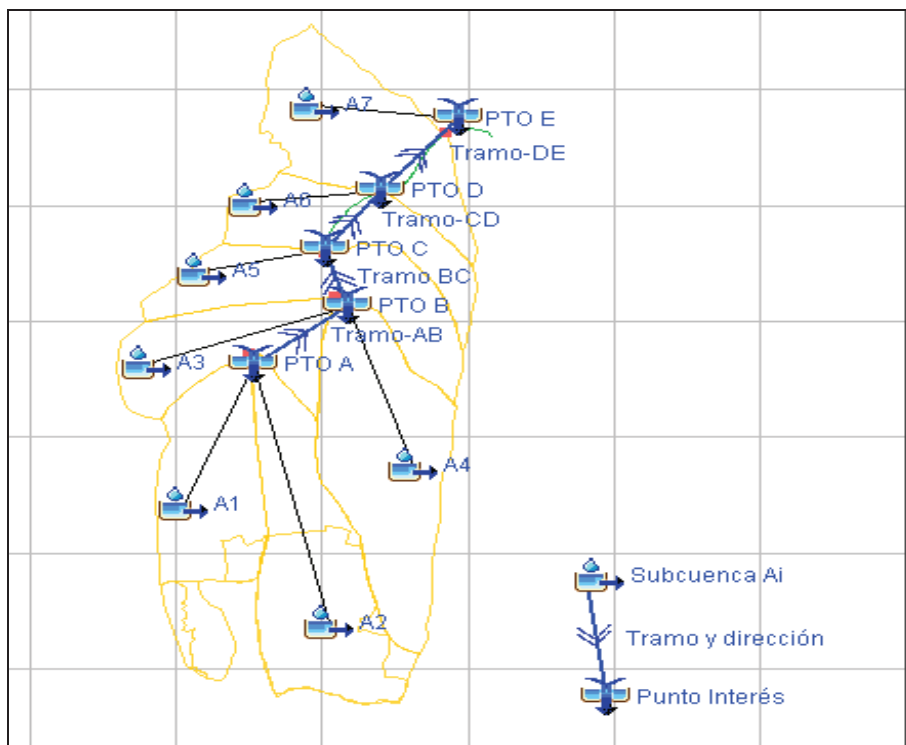
- **Punto D**

Integrado por las subcuencas: A1, A2, A3, A4, A5 y A6, cuyos aportes hidrológicos generan el hidrograma resultante que constituirá el dato para la modelación hidráulica para el tramo DE y sus diferentes regímenes de flujo. El punto D, se encuentra ubicado en el lugar de ingreso del subsistema de aporte sanitario A70 (Redondel de Ajaví). (Ver Figura 3.2 Integración de las cuencas análisis y puntos de interés).

- **Punto E**

Se ubica en el lugar de ingreso del subsistema de aporte sanitario A10 (Estadio Olímpico Ciudad de Ibarra). El caudal generado por el área aportante es el resultado de la modelación hidrológica de las subcuencas aportantes: A1, A2, A3, A4, A5, A6 y A7. El hidrograma resultante será adoptado como dato para la modelación hidráulica del tramo final del colector embaulado Ajaví para cada régimen de flujo. (Ver Figura 3.2 Integración de las cuencas análisis y puntos de interés).

FIGURA 3. 2 INTEGRACIÓN DE LAS CUENCAS DE ANÁLISIS Y PUNTOS DE INTERÉS

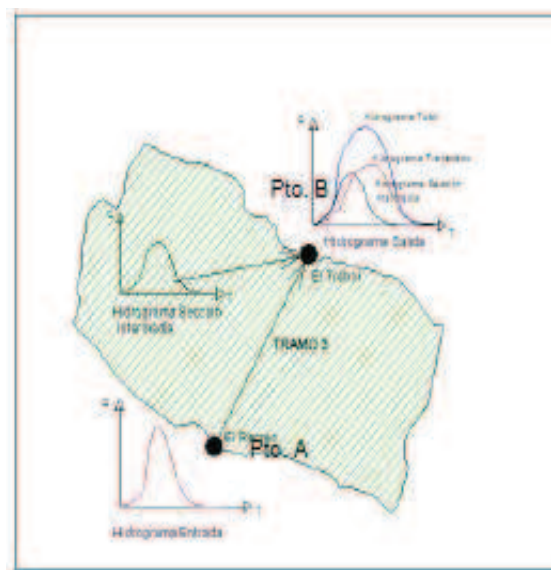


Elaborado por: Santiago Checa R.

La modelación hidrológica se realizará con el programa HEC HMS considerando los puntos de interés A, B, C, D y E, con la aplicación del método precipitación escurrimiento y las características de físicas de las subcuencas; adicionalmente se tomará en cuenta el aporte de un caudal base de 200 l/s originado por los afloramientos superficiales y los caudales sanitarios de 94,71 l/s, 209,78 l/s y 290,69 l/s tomados como constantes considerados hasta los puntos C, D y E respectivamente.

A continuación, podemos ver en la figura 3.3 un ejemplo de los resultados obtenidos de la modelación hidrológica en el software HEC HMS, para una subcuenca denominada de aporte y tránsito a la vez.

FIGURA 3. 3 HIDROGRAMAS RESULTANTES DE UNA CUENCA APORTANTE Y DE TRÁNSITO, EN HEC HMS.



Fuente: (AGUILAR, 2010)

En el análisis de los tramos existentes se generará un Hidrograma de Salida, el cual se convertirá en el Hidrograma de Entrada para el siguiente tramo. Los Hidrogramas de Salida en los puntos de descarga deben sumar el hidrograma generado de las cuencas integrantes de cada tramo.

3.2.2.2 Modelación de la relación lluvia escurrimiento

En el programa HEC HMS, se introducirá los datos hidrológicos base para la modelación de cada una de las subcuencas que conforman la cuenca del río Ajaví, se desarrolló bajo el método relación lluvia escurrimiento para generar los hidrogramas de crecida en base a las características de la cuenca y la precipitación sobre la zona. La información depurada tomó en cuenta todos los requerimientos necesarios y con ello cumplir rigurosamente esta secuencia para definir los hidrogramas de crecida de la cuenca del río Ajaví.

a) MÉTODO DE LA RELACIÓN LLUVIA ESCURRIMIENTO

Debido a la falta de registros de escurrimiento en sitios de interés, es necesario contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la misma y la precipitación (APARICIO, 1999).

Los principales parámetros que permiten determinar el escurrimiento en una cuenca son:

- Área de la cuenca
- Altura de precipitación
- Características generales o promedio de la cuenca (forma, pendiente, vegetación)

Debido que la cantidad y calidad de información disponible varía notablemente de un problema a otro, se han desarrollado una gran cantidad de métodos para analizar la relación lluvia escurrimiento. El método seleccionado será el Hidrograma Unitario.

✓ HIDROGRAMA UNITARIO

Se lo define como el hidrograma de esorrentía directa resultante de 1 cm de exceso de lluvia generado uniformemente sobre el área de drenaje a una tasa

constante a lo largo de una duración efectiva (CHOW, 1994), este método se basa en las siguientes hipótesis:

- Tiempo base constante
- Linealidad o proporcionalidad
- Superposición de causas y efectos

Al no poseer información de calidad y cantidad de estaciones hidrométricas cercanas al lugar de estudio, es conviene utilizar el método de Hidrograma Unitario Sintético, el cual permite obtener los hidrogramas unitarios únicamente con las características generales de la cuenca. Y se lo puede definir como el hidrograma de escurrimiento directo que se produce por una lluvia efectiva o en exceso de lámina unitaria, de duración efectiva y repartida uniformemente en la cuenca.

Para obtener las características físicas de cada una de las subcuencas requerida por el método antes mencionado, se utilizó la información del SINAGAP en formato digital a escala 1:250 000, entre ellas son:

- Área
- Perímetro
- Longitud del cauce principal
- Distribución de la lluvia en el tiempo

✓ MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR S.C.S

Las características y los valores estimados que definen al hidrograma unitario triangular son caudal pico (q_p en $m^3/s \cdot cm$) y de tiempo de ocurrencia pico (T_p en horas). El tiempo de recesión se denota aproximadamente como $1,67T_p$.

Como el área bajo el hidrograma unitario debería ser igual a una escorrentía directa de 1 cm, puede demostrarse que:

$$q_p = \frac{C * A}{T_p} \quad (3.8)$$

Donde:

q_p : Descarga pico, ($m^3/s \cdot cm$)

C: Coeficiente de compatibilidad de unidades = 2,08

A: Área de drenaje, (km^2)

T_p : Tiempo pico, (h)

T_r : Tiempo de retardo, (h) = 0,60 T_c

T_c : Tiempo de concentración de la cuenca (h)

Tiempo de Concentración: es definido como el tiempo de viaje del agua de lluvia caída en el punto más alejado de la sección de desagüe de una cuenca hasta llegar a dicha sección de desagüe. Y se lo puede calcular el tiempo de concentración mediante la fórmula de Kirpich (1940):

$$T_c = 0,06628 * \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \quad (3.9)$$

Donde:

T_c : Tiempo de concentración, (h)

L: Longitud, (km)

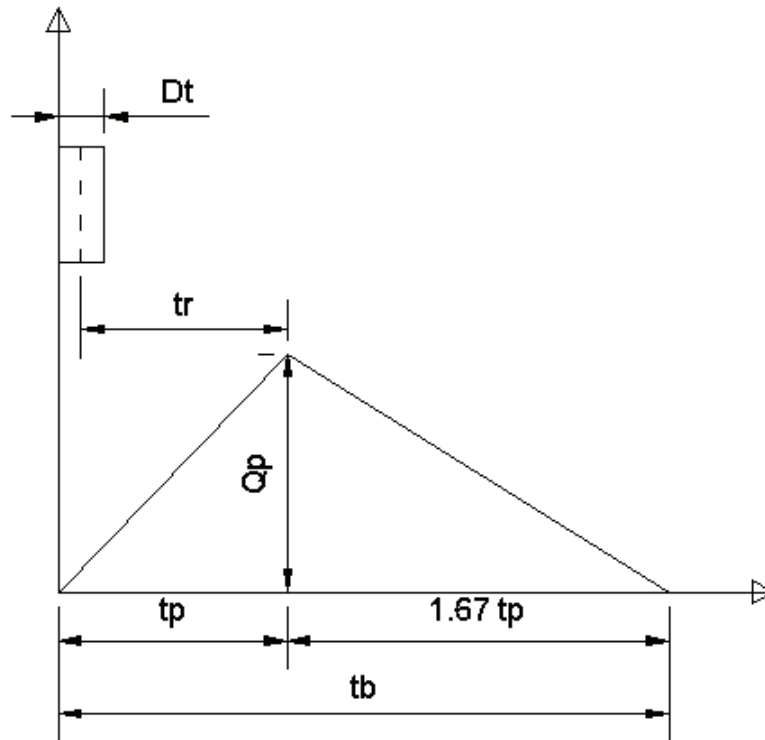
S: Pendiente, (m/m)

El tiempo pico (T_p) puede expresarse en términos del tiempo de retardo T_r y la duración de la lluvia efectiva. " Δt "

$$T_p = \frac{\Delta t}{2} + T_r \quad (3.10)$$

Con todos estos parámetros se puede generar el hidrograma unitario triangular de la cuenca. El cual se observa en la figura 3.4.

FIGURA 3. 4 HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR SCS US



Fuente: (Aparicio, 1989)

b) HIETOGRAMA DE INTENSIDADES

Las relaciones intensidad – duración – frecuencia para un período de retorno dado, que se considerarán para este estudio son las del (INAMHI, 1999) por el método grafo-analítico para la estación Ibarra (M053), se tiene las ecuaciones siguientes:

Para la duración: de 5 minutos < 120 minutos

$$I_{TR} = 166.22 * t^{-0.5818} * Id_{TR} \quad (3.11)$$

Para la duración: de 120 minutos < 1440 minutos

$$I_{TR} = 875.28 * t^{-0.9333} * Id_{TR} \quad (3.12)$$

Ya encontradas las intensidades de lluvia para una duración de lluvia específica y con período de retorno de 10 años. Se puede obtener las láminas máximas de precipitación para toda la cuenca o cada subcuenca.

Para la distribución temporal de la lluvia, se debe seleccionar el mejor patrón de tormenta que se identifique con nuestra zona, (Beltrán, 1995) recomienda asumir los patrones de tormenta correspondientes a distribuciones tipo Huff, del primero y segundo cuartil.

La experiencia ingenieril indica que la distribución del 30 % del segundo cuartil, representa de mejor manera la variación de la intensidad de lluvia con la duración para la ciudad de Ibarra y con características similares a la cuenca del río Ajaví, cuando se utiliza las intensidades máximas de la estación Ibarra (M053).

El intervalo de tipo asumido es de cinco (5) minutos para la generación del hietograma de intensidades, utilizando la curva de huff del segundo cuartil al 30 %.

c) PRECIPITACIÓN EFECTIVA

Es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. El hietograma de precipitación efectiva es un componente clave para el estudio de las relaciones lluvia escorrentía. La diferencia entre hietograma de lluvia total y el hietograma de exceso de precipitación se conoce como abstracciones o pérdidas (Chow, 1994).

Para el cálculo de la precipitación efectiva, se optó por utilizar el método del U.S. SCS (1957), en el que se empleará el tipo y uso del suelo, y la precipitación antecedente, a través del concepto de número de curva (CN).

A continuación, se denotan las siguientes relaciones:

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{P - Ia + S} \quad (3.13)$$

Donde:

Pe: Precipitación efectiva acumulada al tiempo t, (mm)

P: Es la altura de precipitación acumulada al tiempo t, (mm)

S: Retención potencial máxima, que es una medida de la capacidad de una cuenca para mantener la precipitación, (mm)

Ia: Abstracción inicial, (mm)

De los resultados de experiencias en cuencas pequeñas, el SCS desarrolló una relación empírica entre Ia y S.

$$I_a = 0,2 * S \quad (3.14)$$

Entonces reemplazando, se tiene:

$$Pe = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (3.15)$$

Esta última relación es válida para $P \geq 0,2S$, cuando $P < 0,2S$, entonces se asume $Pe = 0$.

La capacidad máxima de retención del suelo S, y las características físicas de las cuencas se relacionan por medio del factor número de curva (CN) a través de la siguiente expresión:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (3.16)$$

El factor CN se pondera dentro del área de la cuenca en dependencia del tipo y uso de suelo existente en ella.

✓ NÚMERO DE CURVA (CN) – SCS

El número de curva es un indicador que caracteriza las condiciones del tipo y uso del suelo, representa la fracción de respuesta de la cuenca al impulso de la

precipitación y considera la clasificación de más de 2 000 suelos en cuatro grupos hidrológicos, que presentan en un grado progresivo su potencial de escurrimiento en forma descendente. Permite de este modo, la estimación del escurrimiento directo considerando que la infiltración depende del uso del suelo, el tratamiento superficial que tiene la condición hidrológica (erosionado o con cobertura vegetal), y que ese grupo hidrológico puede verse afectado por condiciones de saturación por humedad antecedente (Chow, 1994).

El valor varía entre 0 y 100, cuya fórmula es:

$$CN = \frac{1000}{10 + \frac{S}{25,4}} \quad (3.17)$$

Donde:

S: Es la retención potencial, (mm).

El método SCS, diferencia cuatro grupos hidrológicos de suelos (Almeida, 2010).

GRUPO A: Suelos con bajo potencial de escorrentía

Comprende suelo de texturas arenosas a franco arenosas. Son suelos profundos. Poseen tasas de infiltración cuando están muy húmedos de 10 a 12 mm/h, muy rápida. El drenaje natural de los suelos varía de muy excesivamente drenados a excesivamente drenados o algo excesivamente drenados. La movilidad del agua en el suelo varía de muy rápida a rápida.

GRUPO B: Suelos con moderado potencial de escorrentía

Comprende suelos de texturas: franco, franco arenosas a limosas. Son suelos moderadamente profundos a profundos. Poseen una infiltración cuando están muy húmedos de 7 a 9 mm/h, rápida. El drenaje natural de estos suelos puede variar de algo excesivamente drenados a moderados o bien drenados. La movilidad del agua en el suelo de rápida a moderada rápida u óptima.

GRUPO C: Suelos con moderadamente alto potencial de escorrentía

Comprende suelos de texturas: franco arcilloso arenoso, franco arcilloso y franco arcillo limoso. Son suelos superficiales a moderadamente profundos. Poseen una infiltración cuando están muy húmedos de 4 a 6 mm/h, moderada. El drenaje natural de estos suelos puede variar de bien drenados a moderadamente bien drenados e imperfectamente drenados. La movilidad del agua en el suelo varía de óptima a moderadamente lenta o lenta.

GRUPO D: Suelos con alto potencial de escorrentía

Comprende suelos de texturas: arcillo arenoso, arcillo limoso y arcilloso. Son suelos extremadamente superficiales a superficiales. Poseen una infiltración cuando están muy húmedos de 4 a 6 mm/h, rápida. El drenaje natural de estos suelos pueden variar de bien drenados, moderadamente bien drenados a bien drenados. La movilidad del agua en el suelo varía de lenta a muy lenta.

✓ CONDICIONES DE HUMEDAD DEL SUELO

Las condiciones de humedad están relacionadas con la cantidad de lluvia en los 5 días precedentes, se tiene:

- **CONDICIÓN I:** son suelos secos, cuyas lluvias que en los últimos 5 días no sobrepasa la media pulgada ó 15 mm.
- **CONDICIÓN II:** representa una situación media, de la cantidad de lluvia registrada en los últimos 5 días este dentro de 15 a 40 mm.
- **CONDICIÓN III:** suelo húmedo próximo a la saturación, las lluvias de los últimos 5 días fueron superiores a los 40 mm.

La condición de humedad escogida es la **CONDICIÓN II**, por ser la más similar a la condición de humedad de la cuenca del río Ajaví.

El factor CN se pondera dentro del área de la cuenca, en dependencia del tipo y uso del suelo (Ver cuadro 3.3).

CUADRO 3. 3 NÚMERO DE CURVA “CN” PARA LA CUENCA DEL RÍO AJAVÍ

NÚMERO DE CURVA (CN)		
SECCIÓN DE INTERÉS		SUELO ACTUAL CN CONDICIÓN II
Qda. De las Flores	A1	72
Qda. Seca	A2	74
Área Sur 2	A3	72
Qda. Cuzca	A4	73
Área Sur 1	A5	75
Área Norte 1	A6	81
Área Norte 2	A7	74

Fuente: (Chow, 1994)

Elaborado por: Santiago Checa R.

Con todo este procedimiento y obteniendo los resultados requeridos como información básica para realizar la modelación en el software HEC HMS, y luego llevarla al programa FLOW MASTER y HEC RAS. Los procedimientos de los métodos computacionales empleados para el diagnóstico hidráulico son estudiados en el Capítulo V.

3.2.2.3 Descripción del programa HEC HMS 3.4

El software HEC HMS elaborado por la U.S. Army Corps of Engineers, Davis, CA. El programa comprende varios módulos y su interacción ayuda a definir la simulación de la cuenca entre ellos son:

✓ **MÓDULO DE LA CUENCA**

Permite la inclusión de las características morfométricas, condición del suelo y además de los elementos mencionados anteriormente para cada uno de las subcuencas y su respectivo punto de análisis. Toda esta información constituye un componente valioso para formar el hidrograma total de salida.

✓ **MÓDULO DE PRECIPITACIÓN**

Permite elegir así como editar de forma manual los datos de lluvia de diseño del evento de tormenta que mejor se ajuste a las condiciones de la cuenca.

✓ **MÓDULO METEOROLÓGICO**

Útil para escoger bajo que serie de datos de precipitación se realizará la simulación. En caso de tener uno o varios hietogramas de precipitaciones.

✓ **MÓDULO DE CONTROL**

Es la edición de las fechas de inicio y finalización de los datos de lluvia, el caudal para la simulación (u optimización) y los intervalos de tiempo para realizar los cálculos.

Todos estos módulos deben definirse al inicio para que la simulación se culmine con éxito.

INFORMACIÓN NECESARIA PARA REALIZAR LAS SIMULACIONES EN EL PROGRAMA HEC HMS.

El modelo de simulación HEC HMS requiere de la siguiente información, la cual se la puede organizar en grupos

- Información física de las subcuencas
- Información de características de los suelos
- Información de la precipitación de diseño o histórica
- Información de caudales como por ejemplo, caudal base, etc.

INFORMACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LAS SUBCUENCAS

Algunas de las características están implícitas en las ventanas. Ejemplo: pendientes, longitudes total del cauce principal y de sus aportantes información necesaria para el cálculo del tiempo de concentración y los diagramas de área-forma que son datos de entrada para los métodos de hidrogramas unitarios sintéticos. La característica física explícita para cada subcuenca es:

- El área de la subcuenca considerada hasta el punto de interés

INFORMACIÓN DE ACERCA DE LAS CONDICIONES DE HUMEDAD DEL SUELO

El HEC HMS, solicita las condiciones de humedad del suelo necesarias para determinar la infiltración durante eventos de tormenta. El método utilizado será el Número de Curva, el cual se requiere:

- Pérdidas iniciales, (mm)
- Número de Curva, valor ponderado calculado sobre la subcuenca respectiva
- Porcentaje de área impermeabilizada

INFORMACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN DE DISEÑO O HISTÓRICA

En este caso, se escoge la opción del “Hietograma especificada por el usuario”, para lo cual la información requerida es:

- Identificación de la o las estaciones existentes
- Registros de tormenta (fecha de inicio, finalización e intervalo de medición) de las estaciones pluviométricas existentes dentro de la cuenca

Para lo cual, la estación a utilizar es la Ibarra (M053) como se mencionó anteriormente, y los datos se ingresarán en forma parcial en unidades de milímetros y con un intervalo de 5 minutos.

INFORMACIÓN HIDROLÓGICA DEL PROCESO DE TRANSFORMACIÓN DE LLUVIA EN ESCORRENTÍA.

El método que describe como estimar la forma en que la lluvia se convierte en escorrentía es el “Hidrograma Unitario Sintético del SCS”, y su característica es:

- Tiempo de retardo Tlag, (minutos)

3.2.2.4 Selección de caudales máximos y análisis de sensibilidad

La metodología utilizada para la selección de los caudales máximos de las subcuencas aportantes de la cuenca del Río Ajaví, se realizó de manera integrada en el programa HEC HMS, se basa en los puntos de interés determinados para el estudio y que se describe a continuación:

1. Obtener las características físicas y geomorfológicas de las subcuencas aportantes (Ver cuadro 2.8 Características físicas de la subcuencas aportantes), tomando en cuenta los conceptos mencionados en el capítulo 2, numeral 2.4.
2. Calcular el tiempo de concentración para toda la cuenca de drenaje del río Ajaví, es decir, hasta el punto E sitio de descarga del área aportante. En el siguiente cuadro 3.4, se observan la información que sustenta el cálculo y por medio de la ecuación 3.9, se obtiene como resultado un t_c (minutos) que asciende a un valor de **90 minutos** aproximadamente.

CUADRO 3. 4 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y GEOMORFOLÓGICAS DE LA CUENCA APORTE AL PUNTO E

ID	A (ha)	P (km)	Lcp (km)	Lct (km)	Dd	Kc	kf	Sc (%)	S (%)
Área Total	1 870,6	27,45	9,07	17,97	0,96	1,79	0,23	4,80	3,04

Elaborado por: Santiago Checa R.

3. Para obtener el número de curva CN para cada subcuenca aportante, se debe realizar el cálculo de las abstracciones iniciales, capacidad de retención del suelo. Para ello, primero se define el tipo y uso de suelo para el área aportante (Ver cuadro 2.7 Grupos Hidrológicos de la cuenca del río Ajaví, cuadro No 2.9 Uso de Suelo de la cuenca del río Ajaví y en las figuras 2.4 y 2.5 del Tipo y Uso Actual del Suelo de la cuenca del río Ajaví)

y la condición de humedad II antecedente se adopta el CN ponderado para las subcuencas que forman el área de estudio (Ver cuadro 3.5).

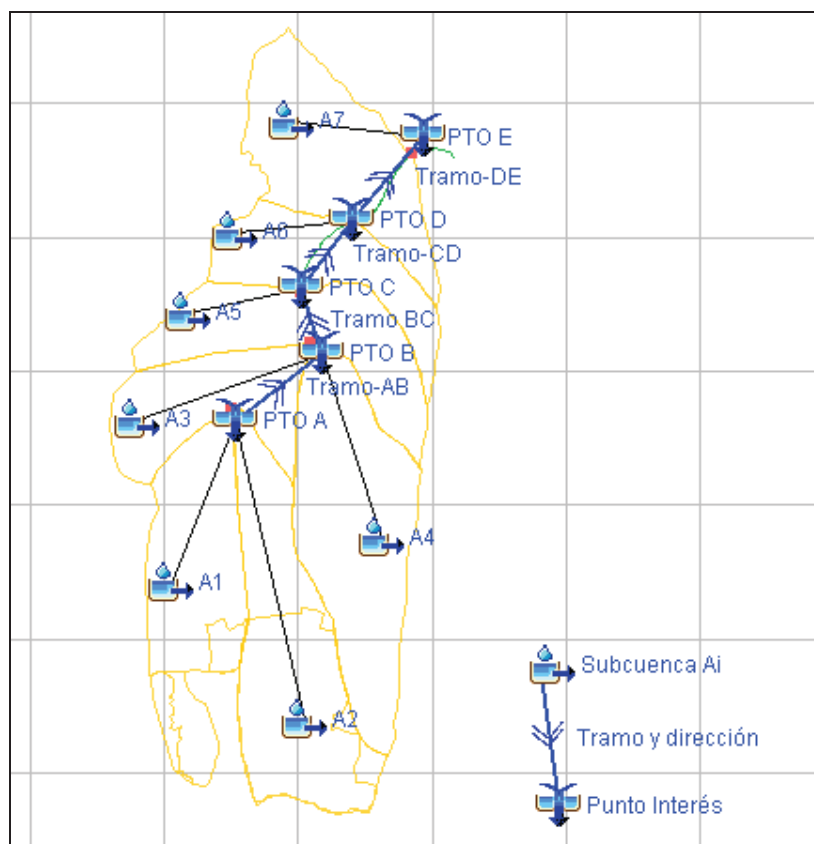
CUADRO 3. 5 VALORES OBTENIDOS DE CN, S e la

SUBCUENCA	CN	S (mm)	la (mm)
A1	72	98,78	19,76
A2	74	89,24	17,85
A3	73	93,95	18,79
A4	73	93,95	18,79
A5	75	84,67	16,93
A6	81	59,58	11,92
A7	73	93,95	18,79

Elaborado por: Santiago Checa R.

4. Para generar los hietogramas de precipitaciones, se asume que el tiempo de duración de la lluvia inicial (t_d en minutos) es igual al tiempo de concentración (t_c en minutos) de la cuenca aportante, se calcula la intensidad de lluvia, la precipitación total y se realiza la distribución temporal para el segundo cuartil al 30 % para este tiempo con intervalos de 5 minutos, obteniendo así un hietograma de precipitaciones para este tiempo de lluvia.
5. Para la modelación en el HEC HMS se elabora el modelo de forma integrada y con la información generada con los ítems anteriores, se los lleva al software HEC HMS (Ver figura 3.5) y se obtiene los hidrogramas de crecida para cada punto de interés, para el tiempo $t_d = t_c$ y con un tiempo de simulación de 24 horas e intervalos de tiempo de 30 minutos.

FIGURA 3. 5 MODELO DE INTEGRACIÓN DE LA CUENCA AJAVÍ EN HEC HMS



Elaborado por: Santiago Checa R.

6. Los pasos 4 y 5 se repiten para variaciones de tiempo de duración de la lluvia (t_d en minutos) igual a $2t_c$, $3t_c$, $4t_c$, $5t_c$, $6t_c$, $7t_c$, $8t_c$ y $9t_c$, y se elabora los hietogramas de precipitación con la misma distribución temporal antes mencionada, para luego generar los hidrogramas para cada variante de tiempo (Ver cuadro 3.6).

CUADRO 3. 6 DURACIÓN DE LA LLUVIA, INTENSIDADES Y PRECIPITACIÓN TOTAL PARA GENERACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS

DESCRIPCIÓN	$t_d = t_c$ (min)	$t_d = 2t_c$ (min)	$t_d = 3t_c$ (min)	$t_d = 4t_c$ (min)	$t_d = 5t_c$ (min)	$t_d = 6t_c$ (min)	$t_d = 7t_c$ (min)	$t_d = 8t_c$ (min)	$t_d = 9t_c$ (min)
Descarga al Punto E	90	180	270	360	450	540	630	720	810
Intensidad (mm/h)	21,83	12,38	8,48	6,48	5,26	4,44	3,84	3,39	3,04
Precipitación total (mm)	32,74	37,13	38,15	38,88	39,47	39,95	40,36	40,72	41,05

Elaborado por: Santiago Checa R.

7. De los nueve hidrogramas de crecida generados para cada punto de interés se toma los valores de caudales máximos (picos), con ellos se elabora una curva de sensibilidad donde el objetivo es escoger el valor más alto de caudales que representará al máximo. (Ver Anexo No. 12 Curvas de Sensibilidad para cada punto de interés).
8. Se seleccionó el valor de caudal máximo más alto como indica la curva de sensibilidad, y se obtuvo los siguientes resultados caudales pico para cada punto de interés (Ver cuadro 3.7), sus respectivos hidrogramas se los puede observar en la figura 3.6 y en el Anexo No. 13 Hidrogramas de crecida para los puntos de interés de la Cuenca del Río Ajaví.

CUADRO 3. 7 CAUDALES MÁXIMOS SELECCIONADOS PARA TR = 10 AÑOS

DESCRIPCIÓN	Q _{máx} (m ³ /s)
Punto A	3,7
Punto B	6,8
Punto C	8,5
Punto D	10,7
Punto E	13,3

Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 3. 6 HIDROGRAMAS DE CRECIDA PARA CADA PUNTO DE INTERÉS

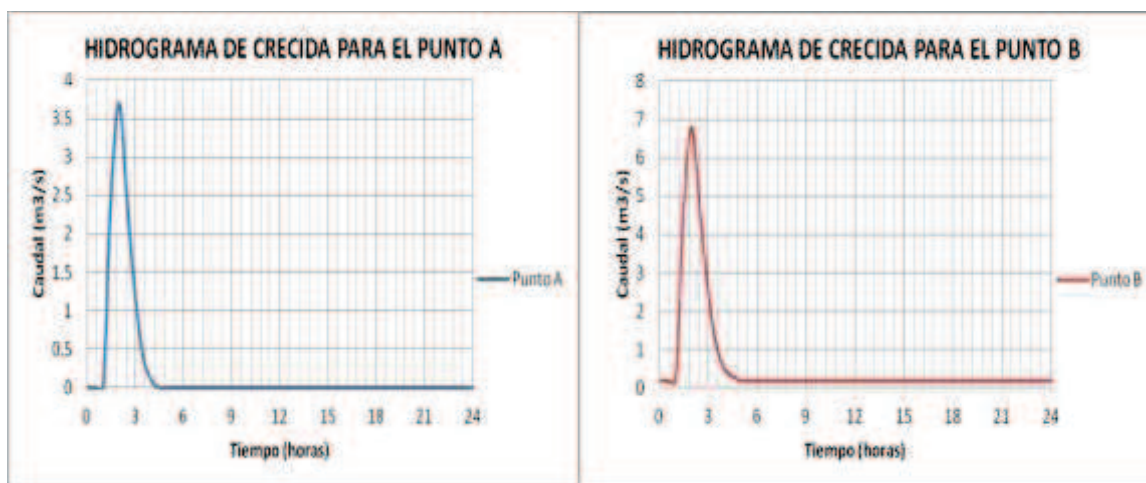
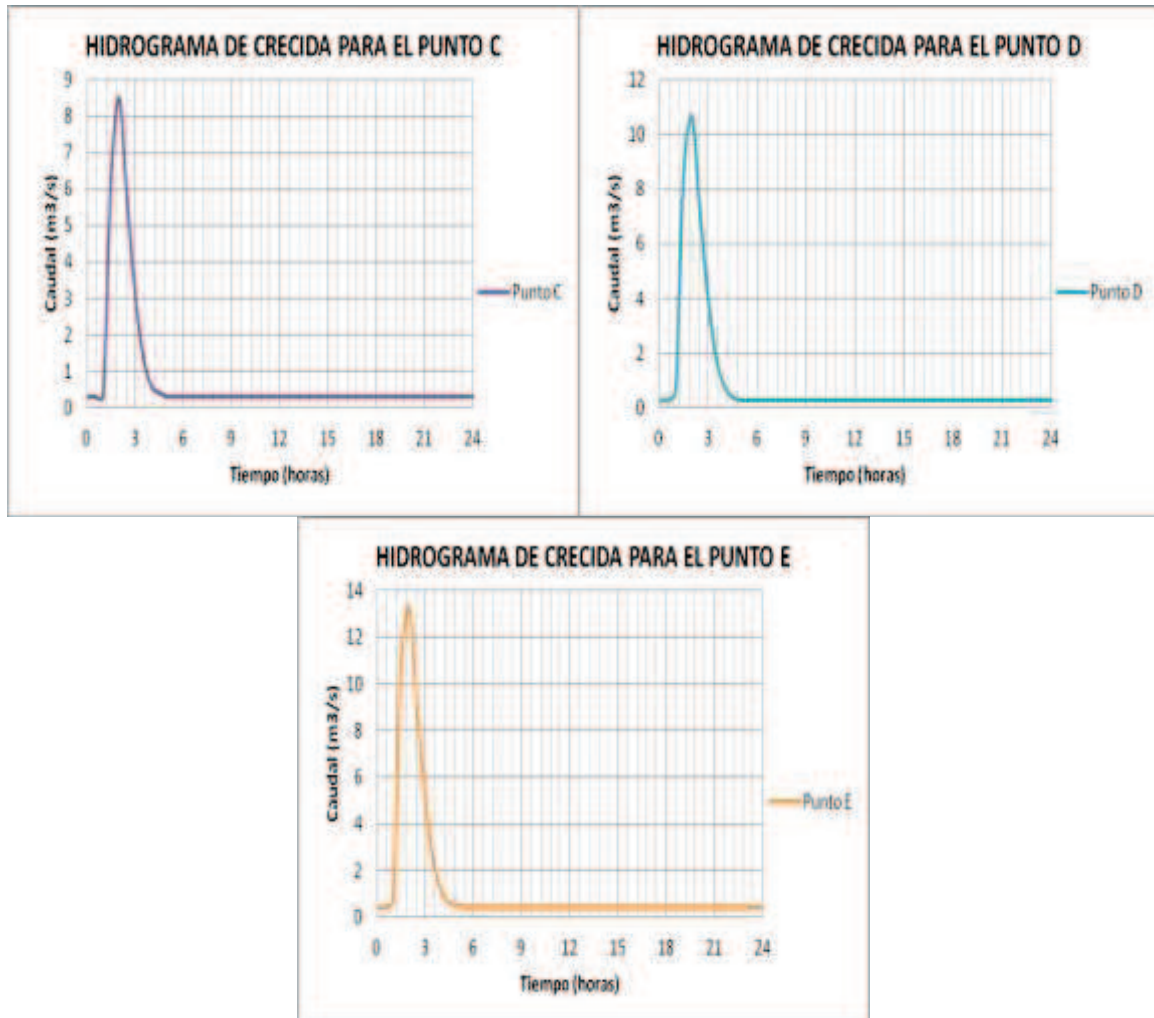


FIGURA 3.6 CONTINUACIÓN



Elaborado por: Santiago Checa R.

CAPÍTULO 4

SÍNTESIS TEÓRICA PARA LA EVALUACIÓN

Para el presente trabajo se señalan algunas definiciones en base a las normas del (IEOS, 1993), (EMAAP-Q, 2009), referencias bibliográficas y estudios realizados anteriormente considerados importantes para la aplicación en éste estudio. Los sistemas de alcantarillado, se clasifican en:

Sistemas de alcantarillado: separados, combinados y mixtos. Los primeros se plantean un conjunto de dos redes independientes; donde la primera red recoge exclusivamente aguas negras domésticas, entre otras; y la segunda red para recoger aguas de escorrentía pluvial.

Las redes de alcantarillado combinado recogen simultáneamente aguas residuales producidas por el área aportante y las aguas de escorrentía pluvial. El sistema mixto son una combinación de las dos clases anteriores dentro de una misma área de aporte, tiene alcantarillado separado y el combinado.

4.1 PARÁMETROS TÉCNICOS PARA LA EVALUACIÓN

4.1.1 VELOCIDADES MÍNIMAS Y MÁXIMAS EN ALCANTARILLADO COMBINADO

Se diseñarán como canales o conductos sin presión y se calcularán tramo por tramo. Para lo cual se tiene los siguientes valores:

- Velocidad mínima ($V_{\text{mín}}$) a tubo lleno es de 0,60 m/s, considerando el tirante de agua de la tubería parcialmente llena sea un valor mínimo de 5 cm a 7,5 cm en casos de pendientes fuertes y pendientes normales respectivamente.

- Velocidad máxima ($V_{\text{máx}}$), se lo define de acuerdo al material (fabricante). Se muestra a continuación, en el cuadro 4.1.

CUADRO 4. 1 VELOCIDADES MÁXIMAS PERMISIBLES DE ACUERDO AL MATERIAL

MATERIAL DE LA TUBERÍA	VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)
Tubería de Hormigón simple hasta 60 cm de diámetro	4,5
Tubería de Hormigón armado de 60 cm de diámetro o mayores	6,0
Hormigón armado en obra para grandes conducciones 210/240 kg/cm ²	6,0 - 6,5
Hormigón armado en obra de 280/350 kg/cm ² Grandes conducciones	7,0 - 7,5
PEAD, PVC, PRFV	7,5
Acero	9,0 ó mayor
Hierro dúctil o fundido	9,0 ó mayor

Fuente: (EMAAP-Q, 2009)
Elaborado por: Santiago Checa R.

4.1.2 PORCENTAJE DE LLENADO

El calado máximo de la superficie de agua en colectores tiene que ser menor o igual del 70 al 85 % de la altura o diámetro real, para permitir una adecuada aireación de las aguas residuales (EMAAP-Q, 2009).

4.1.3 DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD “n”

La determinación del coeficiente de rugosidad se basa en la apreciación y la experiencia ingenieril de estimar el escurrimiento en una sección dada (Chow V., 1982). Por ello se debe tener en cuenta los siguientes factores que afectan al coeficiente de rugosidad de maning:

- Rugosidad de la superficie
- Vegetación
- Irregularidad del canal
- Alineamiento del canal
- Depósitos y socavaciones

- Obstrucciones
- Tamaño y forma del canal
- Nivel y caudal

Reconociendo estos factores Cowan desarrolló un procedimiento para estimar el valor de “n”.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m_5 \quad (4.1)$$

n_0 : Coeficiente base para cauces rectos y uniformes (ver cuadro 4.2)

Los valores para la corrección del “n” se muestran en el cuadro 4.3, en donde:

n_1 : valor adicional por grado de irregularidad

n_2 : valor adicional por variaciones en el cauce

n_3 : valor adicional por obstrucciones

n_4 : valor adicional por vegetación

m_5 : factor multiplicador por sinuosidad

CUADRO 4. 2 COEFICIENTES DE RUGOSIDAD POR EL TIPO DE SUPERFICIE

TIPO DE SUPERFICIE	n
Mampostería de piedra pegada	0,020
Mampostería de piedras rectangulares	0,017
Mampostería de ladrillos sin revestimiento	0,015
Mampostería de ladrillo revestida	0,012
Canales de concreto, terminación ordinaria	0,014
Canales de concreto con revestimiento liso	0,012
Canales con revestimiento muy liso	0,010
Canales de tierra en buenas condiciones	0,025
Canales de tierra, con plantas acuáticas	0,035

Fuente: AZEVEDO, considerando un cauce recto, uniforme y suave.

Elaborado por: Santiago Checa R.

Cuadro 4.2 CONTINUACIÓN

TIPO DE SUPERFICIE	n
Canales irregulares y mal conservados	0,040
Conductos de madera cepillada	0,011
Barro (vitrificado)	0,013
Tubos de acero soldado	0,011
Tubos de concreto	0,013
Tubos de hierro fundido	0,012
Tubos de asbesto cemento	0,011
Tubos de plástico	0,011
Tubos de PVC	0,009

Fuente: AZEVEDO, considerando un cauce recto, uniforme y suave

Elaborado por: Santiago Checa R.

CUADRO 4. 3 CORRECCIÓN EN LA DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE “n” DE MANNING

EFEECTO	FACTOR	CONDICIÓN	VALOR	COMENTARIO
Irregularidad en la sección recta	n1	Suave	0,000	Canal muy liso
		Pequeña	0,001 - 0,005	Bancas algo erodadas
		Moderada	0,006 - 0,010	Lecho y bandas rugosas
		Fuerte	0,011 - 0,020	Bancas muy irregular
Variaciones en el cauce	n2	Gradual	0,000	Cambios graduales
		Alternado Ocasionalmente	0,001 - 0,005	Cambios ocasionales de sección pequeñas o grandes
		Alternado Frecuentemente	0,010 - 0,015	Cambios frecuentes en la forma de la sección recta
Obstrucciones	n3	Despreciables	0,000 - 0,004	Obstrucción menor que el 5% de la sección recta
		Pocas	0,005 - 0,015	Obstrucciones del 5% y el 15% de la sección recta
		Algunas	0,020 - 0,030	Obstrucciones del 15% y el 50% de la sección
		Muchas	0,040 - 0,060	Obstrucciones mayor del 50% de la sección

Fuente: RICHARDSON, E.V., SIMONS D.B. Y JULIEN P.Y, 1990

Elaborado por: Santiago Checa R.

Cuadro 4.3. CONTINUACIÓN

EFEECTO	FACTOR	CONDICIÓN	VALOR	COMENTARIO
Vegetación	n4	Pocas	0,002 - 0,010	Profundidad del flujo mayor a 2 veces la altura de vegetación
		Muchas	0,010 - 0,025	Profundidad del flujo mayor que la altura de vegetación
		Bastante	0,025 - 0,050	Profundidad del flujo menor que la altura de vegetación
		Excesiva	0,050 - 0,100	Profundidad del flujo menor que el 0,5 la altura de vegetación
Sinuosidad	m5	Pequeña	1,00	Sinuosidad <1,2
		Media	1,15	1,2 < sinuosidad < 1,5
		Fuerte	1,30	Sinuosidad >1,5

Fuente: RICHARDSON, E.V., SIMONS D.B. Y JULIEN P.Y, 1990

Elaborado por: Santiago Checa R.

Los valores obtenidos para las estructuras existentes dentro del presente estudio se los muestra en el cuadro 4.4.

CUADRO 4. 4 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD PARA LOS COLECTORES

VALOR DE COEFICIENTE DE RUGOSIDAD "n"		
ESTRUCTURA	MATERIAL	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD "n"
Colector pluvial	Novalock	0,010
Colector combinado	Hormigón	0,016
Colector aportante	Hormigón	0,013
Cauce natural	Tierra sin mantenimiento, con rastrojos en lados, matorrales.	0,060

Elaborado por: Santiago Checa R.

4.2 TIPOS DE FLUJO

A continuación se presenta en el cuadro 4.5 la clasificación de los tipos de flujos a gravedad:

CUADRO 4. 5 TIPOS DE FLUJO EN CONDUCTOS A GRAVEDAD

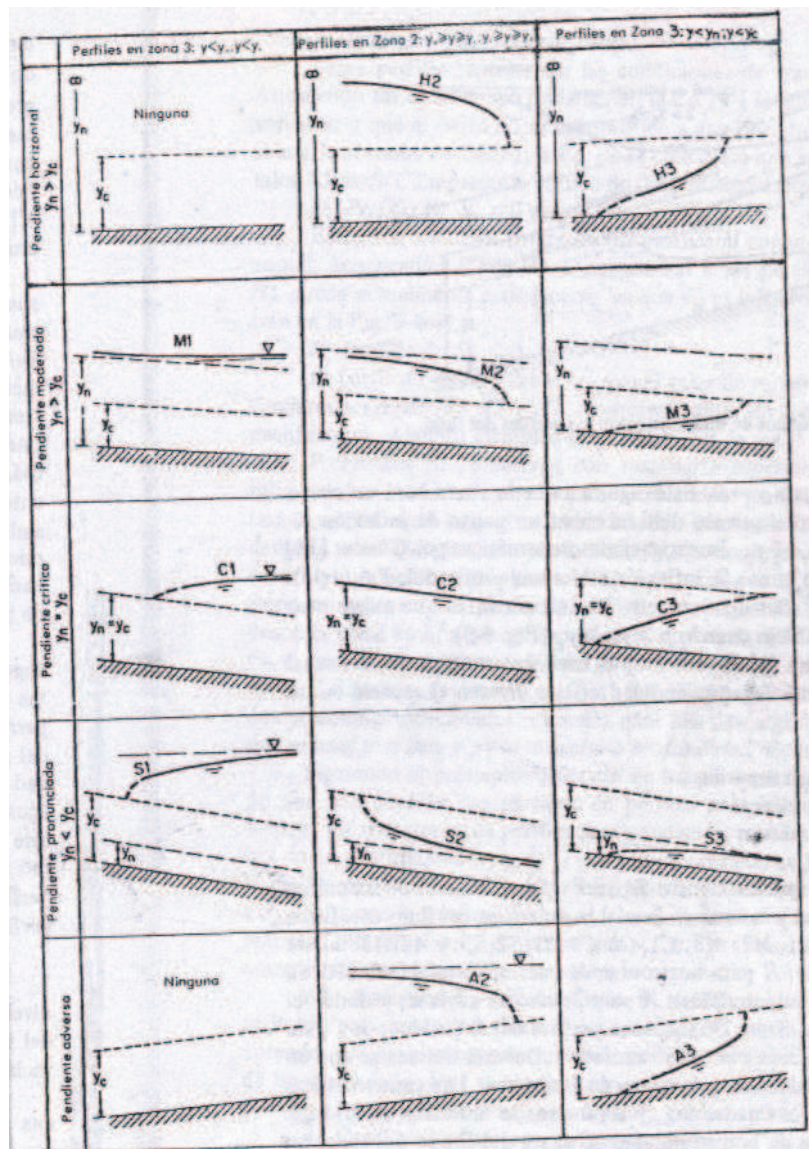
CON RESPECTO AL	TIPO DE FLUJO	DEFINICIÓN
Tiempo	Permanente	La profundidad del flujo no cambia ó es constante en el tiempo.
	No Permanente	La profundidad del flujo cambia en el tiempo.
Espacio	Uniforme	La profundidad del flujo es la misma en cada sección del canal.
	Variado	La profundidad del flujo cambia a lo largo del canal y puede ser gradualmente o rápidamente variado.
Efecto de la viscosidad (definido por el número de Reynolds "Re")	Laminar	$Re < 200$, las partículas siguen líneas de corriente definidas.
	Transición	$220 < Re < 10^5$ las partículas pasan de flujo laminar a turbulento y viceversa.
	Turbulento	$Re > 10^5$, efecto débil de la viscosidad, trayectorias irregulares de las partículas.
Efecto de la gravedad (número de froude "FR")	Subcrítico	Si la relación de las fuerzas de inercia (Vel. media del flujo en m/s) y las fuerzas de gravedad (Vel. Crítica en m/s) es $FR < 1$.
	Crítico	Si la relación de las fuerzas de inercia (Vel. media del flujo en m/s) y las fuerzas de gravedad (Vel. Crítica en m/s) es $FR = 1$.
	Supercrítico	Si la relación de las fuerzas de inercia (Vel. media del flujo en m/s) y las fuerzas de gravedad (Vel. Crítica en m/s) es $FR > 1$.

Elaborado por: Santiago Checa R.

4.2.1 DESCRIPCIÓN DE LOS TIPOS DE PERFILES DE FLUJO GRADUALMENTE VARIADO

El flujo gradualmente variado tiene distintos tipos de perfiles de flujo (Ver figura 4.1), acorde a la pendiente que presenta el canal:

FIGURA 4. 1 PERFILES DE FLUJO GRADUALMENTE VARIADO



Fuente: (Chow V. , 1982)

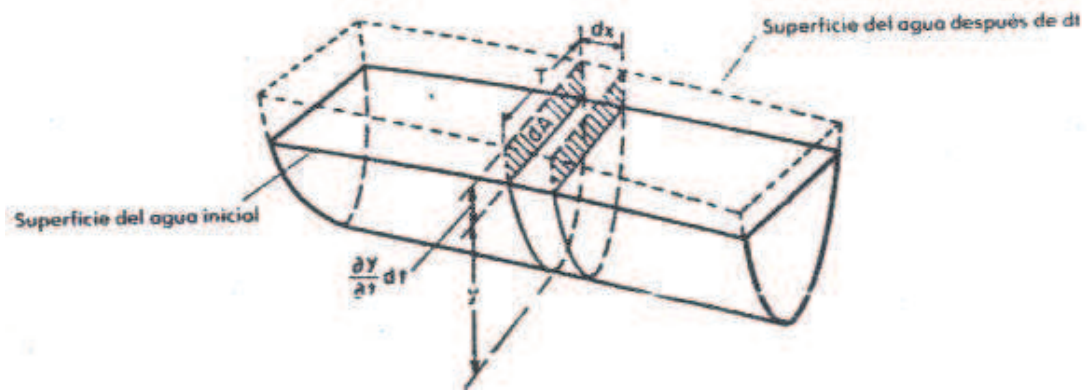
Los perfiles de flujo, se definen tramo por tramo y representan el perfil de la superficie libre del agua.

4.2.2 PRINCIPIOS BÁSICOS DE LA HIDRÁULICA DEL FLUJO NO PERMANENTE A GRAVEDAD

El flujo no permanente, es el tipo de flujo que más se asemeja a las condiciones reales que se presentan en la naturaleza. El análisis del flujo no permanente, se

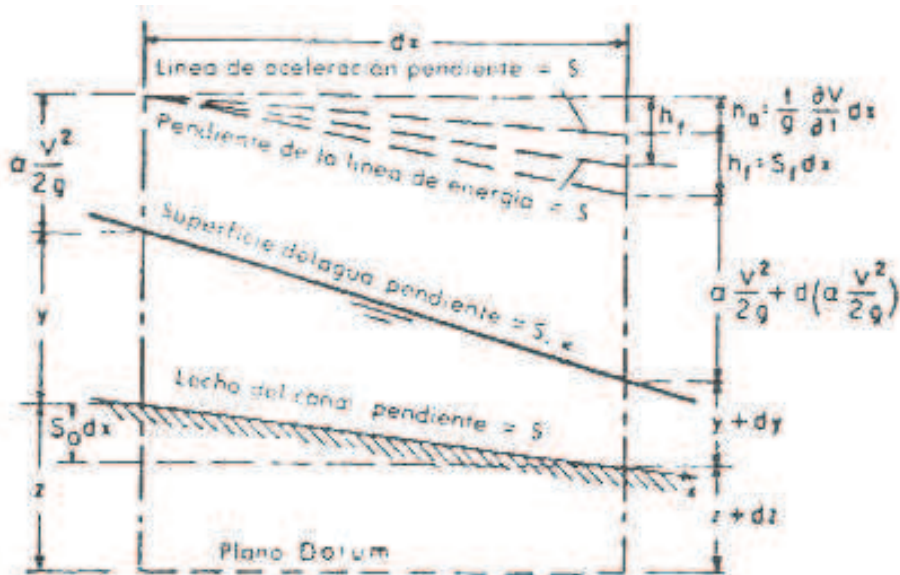
caracteriza por tener variación en todos los parámetros hidráulicos: caudal, calado y velocidad a lo largo del tiempo; pues, a diferencia del flujo permanente aparece la variable tiempo que se suma al estudio (Ver figuras 4.2 y 4.3).

FIGURA 4. 2 CONTINUIDAD DE FLUJO NO PERMANENTE



Fuente: (Dalgo, 2007)

FIGURA 4. 3 REPRESENTACIÓN SIMPLIFICADA DE LA ENERGÍA EN FLUJO NO PERMANENTE



Fuente: (Chow V. , 1982)

Al poseer este flujo ecuaciones más complejas para realizar el análisis hidráulico que las del flujo permanente, ha llevado a realizar distintas suposiciones y

simplificaciones para encontrar sistemas de cálculo más rápidos y regulables, en los parámetros de diseño normados en distintas localidades.

En los sistemas de alcantarillado, si se supone que existe un flujo permanente particular para el caudal máximo de paso, se tiene:

a) Movimiento permanente uniforme

- Donde existe una relación única de calado/caudal
- Se utiliza las ecuaciones de flujo uniforme para el dimensionamiento (Manning, Chezy).
- No considera las influencias del resto de la red
- No considera la longitud del colector
- Es un tipo de flujo poco frecuente

b) Movimiento Permanente Gradualmente Variado

- Curva de remanso para el caudal máximo de circulación
- Considera la influencia de otros colectores a través de la condición de contorno del cálculo.

c) Movimiento No Permanente:

Existen algunas consideraciones adicionales que solamente se presentan en este tipo de flujo.

- Laminación de caudales
- No unicidad entre el calado y el caudal
- Permite el empleo del volumen del hidrograma, en lugar de caudales pico.

El flujo no permanente en canales abiertos, se caracteriza por la presencia de ondas traslacionales u oscilantes, que originan desplazamientos de las partículas de agua. El flujo uniforme no permanente, requiere que la superficie del agua cambie de un tiempo a otro, pero permaneciendo paralela al fondo del canal;

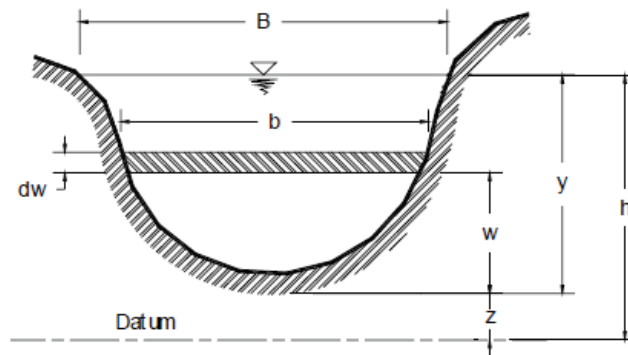
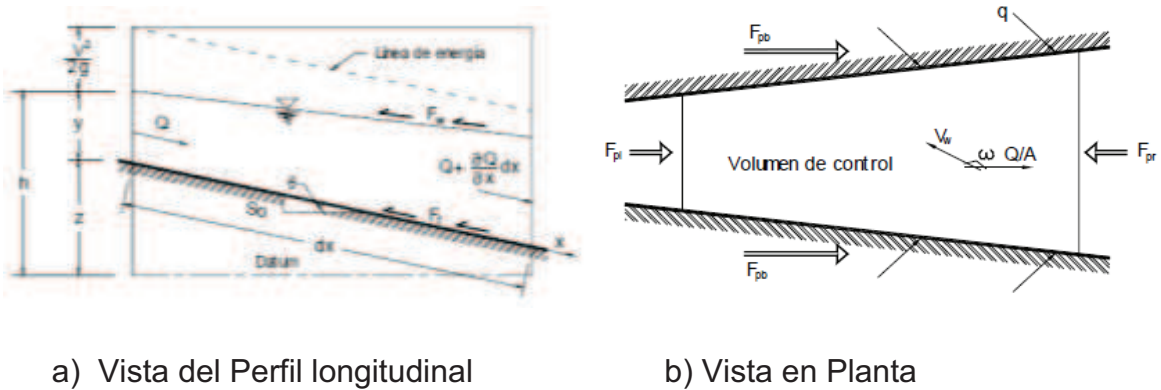
condición prácticamente imposible, por lo que el flujo no permanente sólo puede darse en condiciones de flujo variado.

4.2.2.1 Ecuaciones fundamentales para el análisis unidireccional del flujo plano no permanente

Las ecuaciones que rigen el flujo unidimensional no permanente en un canal abierto son las de Saint Venant, que para su deducción son necesarias las siguientes suposiciones:

- El flujo es unidimensional; la profundidad y la velocidad varían solamente en una dirección longitud del canal. Esto implica que la velocidad del agua es constante y que la superficie del agua es horizontal en cualquier sección transversal perpendicular al eje longitudinal del canal.
- El flujo varía gradualmente a lo largo del canal, de tal manera que la presión hidrostática prevalece y las aceleraciones verticales pueden despreciarse.
- El eje longitudinal del canal es aproximadamente una línea recta
- La pendiente del fondo del canal es pequeña y el lecho es fijo; es decir, los efectos de socavación y deposición son despreciables.
- Los coeficientes de resistencia para flujo uniforme permanente turbulento son aplicables de tal forma que las relaciones tales como la ecuación de Manning pueden utilizarse para describir los efectos de resistencia.
- Distribución uniforme de velocidades en cada sección, despreciando las variaciones transversales de velocidad dentro de la misma.
- El fluido es incompresible y de densidad constante a lo largo del flujo

FIGURA 4. 4 TRAMO ELEMENTAL DE UN CANAL PARA LA DEDUCCIÓN DE LAS ECUACIONES DE SAINT VENANT



Fuente: (Chow V. , 1982)

A partir de estas hipótesis principales, se aplican los principios de la conservación de la masa (ecuación de continuidad), y la ecuación de equilibrio de fuerzas (momentum) en el volumen de control (Ver figura 4.4); encontrándose para el caso del movimiento no permanente en lámina libre con sección constante.

Ecuación de Continuidad (Conservación de la masa)

$$\frac{\partial y}{\partial t} + v \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{A}{B} \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad (4.2)$$

Ecuación de Momentum (Equilibrio de fuerzas)

$$\frac{\partial y}{\partial t} + v \frac{\partial y}{\partial x} + g \frac{\partial v}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0 \quad (4.3)$$

Donde:

- t: Tiempo
- v: velocidad media del agua en la dirección longitudinal
- y: nivel del agua (calado) en dicha sección
- x: abscisa a lo largo del conducto
- A: área del flujo
- B: ancho superficial del agua
- S_0 : pendiente del fondo del canal en la dirección longitudinal
- S_f : pendiente de la línea de energía (fricción)
- g: aceleración de la gravedad

La ecuación de Momentum, representa todas las fuerzas que actúan sobre el agua.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\partial v}{\partial t} \\ + v \frac{\partial v}{\partial x} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Fuerzas de inercia} \\ \text{sobre el agua en movimiento} \end{array}$$

Aceleración local Aceleración convectiva

- $\frac{\partial v}{\partial t}$ Aceleración local: describe el cambio en el momentum debido al cambio de la velocidad con el tiempo.
- $v \frac{\partial v}{\partial x}$ Aceleración convectiva: describe el cambio en el momentum debido al cambio de la velocidad a lo largo del canal.
- $g \frac{\partial y}{\partial x}$ Fuerza de presión: fuerza debidas a los diferentes niveles de agua entre los puntos del colector.
- S_0 Fuerza gravitacional: pendiente del lecho S_0
- S_f Fuerza de fricción: pendiente motriz, S_f , pérdida de energía por unidad de peso y por unidad de longitud, expresión de las fuerzas de disipación de energía por fricción.

4.2.2.2 Modelos computacionales existentes para la solución del flujo no permanente

La forma más económica, eficiente y rápida de abordar la solución de flujo no permanente, es con la ayuda de modelos numéricos de simulación de régimen no permanente.

A continuación, se mencionan algunos de los software comerciales utilizados: HEC RAS, PCSWMM – SWMM, MOUSE, CANOE, SewerGEMS, entre otros; algunos de ellos tienen interfaces con otros programas como son Autocad, Arc Gis, etc., los cuales proporcionan análisis y soluciones más completos y rápidos.

Para escoger el mejor modelo para la solución es necesario considerar:

- Inclusión de todo tipo de condiciones de contorno habituales, externas (entrada de caudal, salida a través de pozos) o internas (nudos de unión de colectores, cambio de régimen, etc.)
- Admisión de todo tipo de flujos: rápidos y lentos
- Cálculo de redes arborescentes y malladas
- Representar la entrada en carga de la red (diagnóstico de redes existentes). Admisión de todo tipo de geometrías de sección transversal
- Existencia de módulos gráficos de análisis de resultados

Ventajas del uso de régimen no permanente

- Mejor aproximación de la realidad
- Diseños más ajustados y económicos
- Datos de entrada: hidrograma $Q(t)$ y datos físico geométricos de la red
- Nivel de calidad en los datos de entrada para obtener buenos resultados

CAPÍTULO 5

MODELACIÓN HIDRÁULICA

5.1 MODELACIÓN HIDRÁULICA DEL COLECTOR AJAVÍ BAJO RÉGIMEN DE FLUJO UNIFORME

5.1.1 DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL FLOW MASTER

El Flow Master es una herramienta fácil de utilizar, ayuda a los Ingenieros civiles con el diseño y el análisis hidráulico de tuberías, acequias, canales abiertos, entradas paralelas, y más.

Para ello, calcula los flujos y las presiones sobre la base de las fórmulas de Darcy Weisbach, Hazen Williams, de Kutter y de Maning.

La ventaja del programa es permitir al usuario elegir una variable desconocida, e inmediatamente calcular la solución después de haber introducido los parámetros conocidos. Logrando así, optimizar el tiempo del operador y eliminar los nomogramas, hojas de cálculo y programas básicos. También calcula tablas de especificaciones, diagramas, curvas y secciones transversales. Las salidas de pantalla se pueden enviarlas al portapapeles, guardarlo en un archivo o imprimirla según la necesidad.

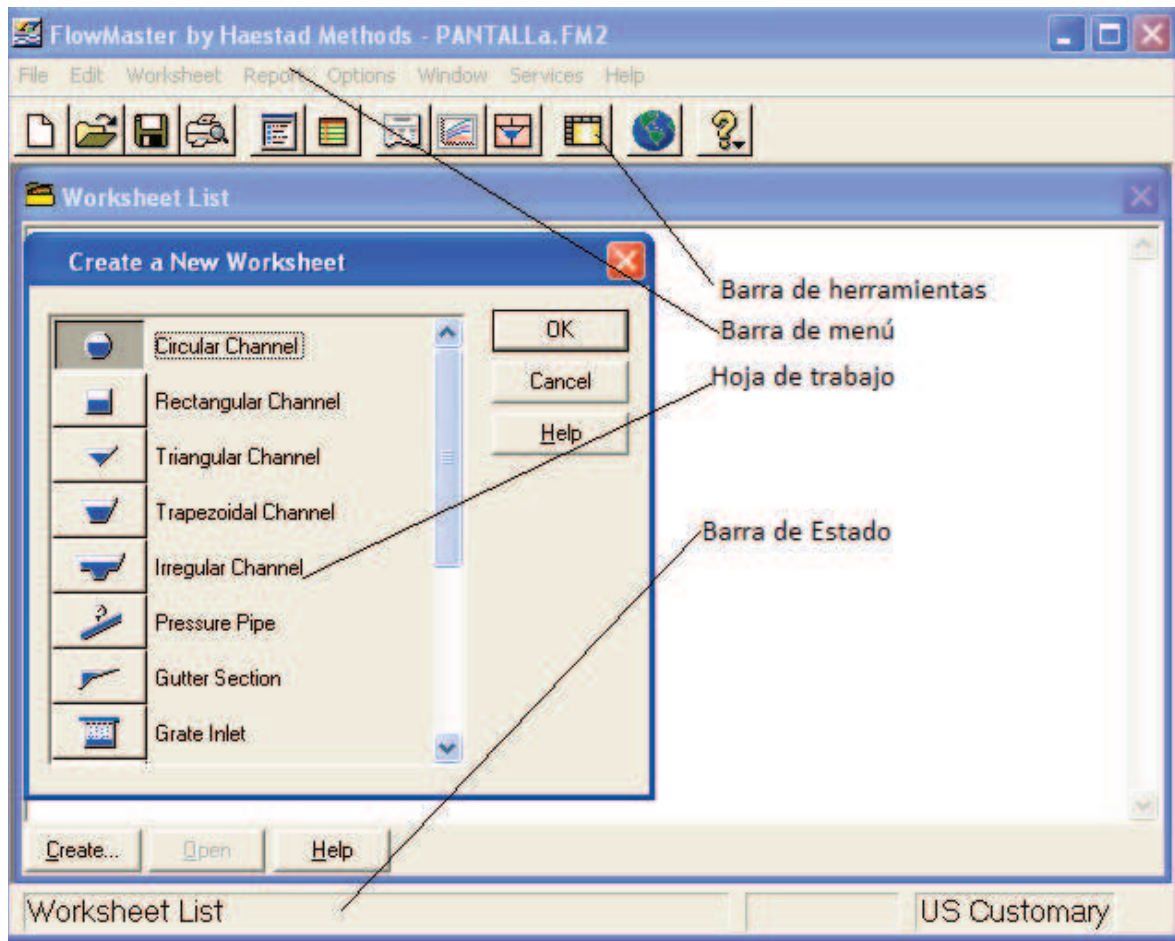
Usos del Flow Master

- Analizar varios diseños hidráulicos
- Evaluar los diferentes tipos de elementos de flujo
- Generar informes de aspecto profesional para los clientes

El Ambiente del Flow Master

En esta pantalla (Ver figura 5.1) se puede observar algunas partes importantes que las componen:

FIGURA 5. 1 PANTALLA INICIAL DEL SOFTWARE FLOW MASTER



Elaborado por: Santiago Checa R.

En las barras menús y de herramientas encontraremos todas las opciones que nos da un programa de Windows como son: file, edit, worksheet, report, help, option, etc. y sus opciones new, open, save, copy, units entre otras.

Cabe mencionar que un archivo o carpeta puede tener muchas hojas de trabajo (worksheet) y por ende cada worksheet puede tener varios archivos de simulaciones, si es necesario una para cada sección seleccionada y tramo de análisis o variante solicitada.

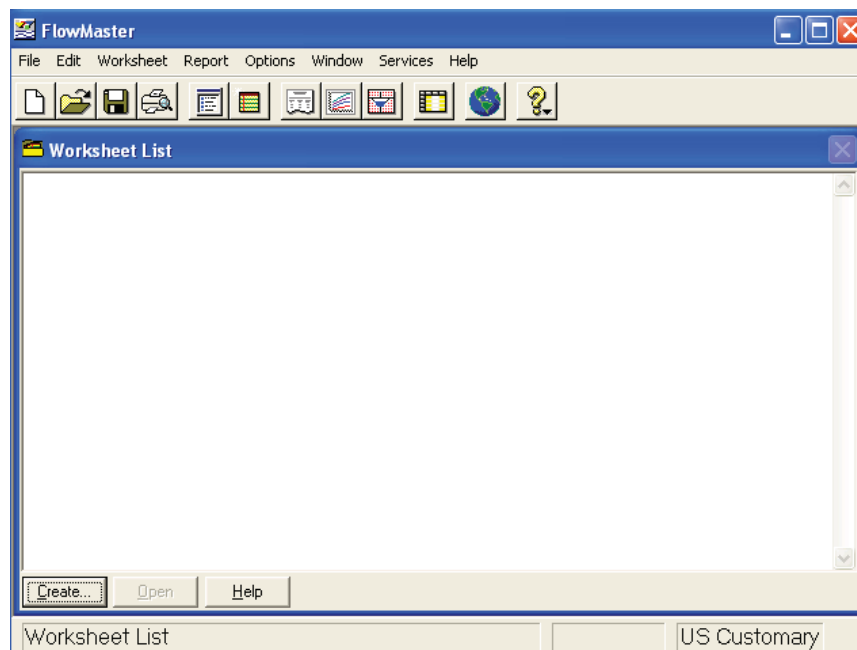
Entre las secciones default que brinda el flow master están rectangulares, trapezoidales, circulares, irregulares, vertederos, o sección canal, entre otras. Para los que se puede escoger dentro de la librería del programa el coeficiente de rugosidad necesario para la modelación.

Desarrollo de un Modelo Hidráulico

Para ello deben completarse los siguientes pasos:

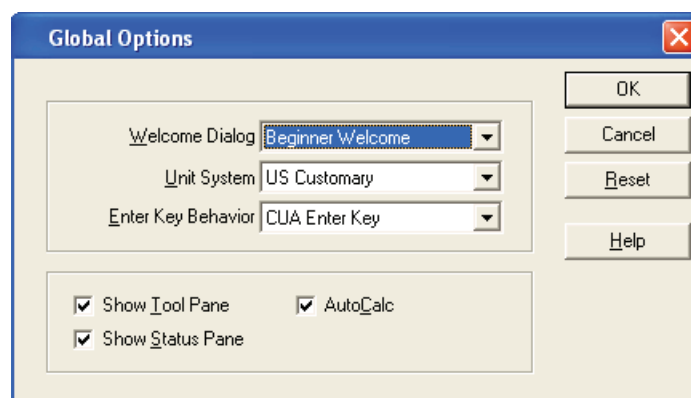
1. Crear un proyecto nuevo y verificación de las unidades a utilizar (Ver figura 5.2 y 5.3).

FIGURA 5. 2 HOJA DE TRABAJO (WORKSHEET) DEL FLOW MASTER



Elaborado por: Santiago Checa R.

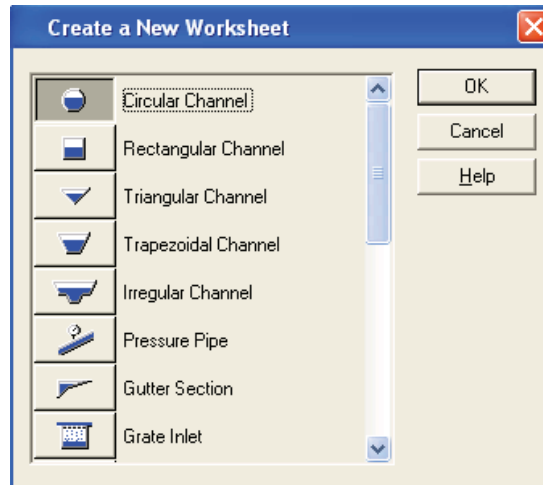
FIGURA 5. 3 PANTALLA DE OPCIONES GENERALES



Elaborado por: Santiago Checa R.

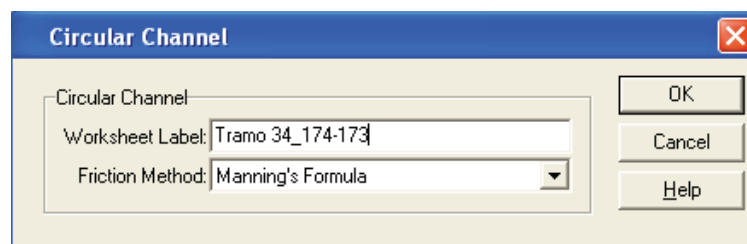
2. Introducir los datos geométricos e hidráulicos, de la sección escogida y seleccionar el método de cálculo (Ver figura 5.4, 5.5 y 5.6).

FIGURA 5. 4 PANTALLA DE SELECCIÓN DE SECCIONES



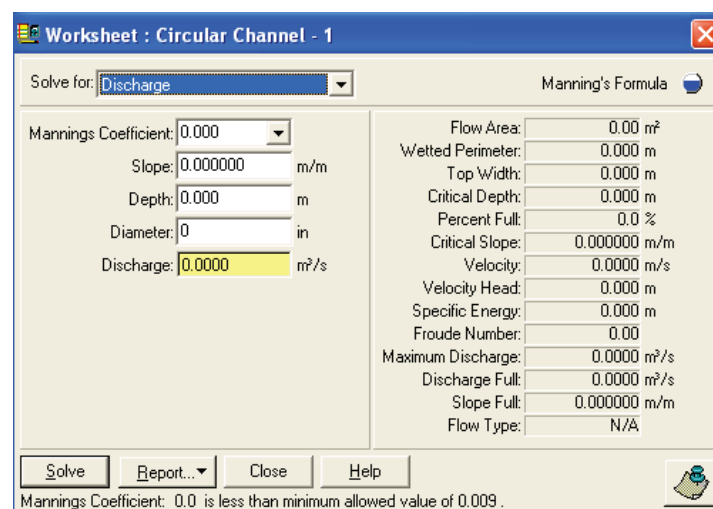
Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 5 SECCIÓN ELEGIDA “CIRCULAR” Y EL MÉTODO DE FRICCIÓN



Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 6 PANTALLA DE INCÓGNITAS Y DATOS



Elaborado por: Santiago Checa R.

3. Ver los resultados de la modelación en pantalla y reporte (Ver figura 5.7)

FIGURA 5. 7 PANTALLA DE INCÓGNITAS, DATOS Y RESULTADOS

Parameter	Value	Unit
Mannings Coefficient	0.010	
Slope	0.002840	m/m
Depth	0.690	m
Diameter	1,100.0	mm
Discharge	1.5400	m ³ /s
Flow Area	0.63	m ²
Wetted Perimeter	2.012	m
Top Width	1.064	m
Critical Depth	0.697	m
Percent Full	62.8	%
Critical Slope	0.002759	m/m
Velocity	2.4522	m/s
Velocity Head	0.307	m
Specific Energy	0.997	m
Froude Number	1.02	
Maximum Discharge	2.3038	m ³ /s
Discharge Full	2.1417	m ³ /s
Slope Full	0.001468	m/m
Flow Type	Supercritical	

Elaborado por: Santiago Checa R.

Nota: Después de cada selección realizada se debe pulsar OK ó su contrario Cancelar como también deshacer Ctrl + Z.

Limitaciones y Ventajas:

- Versátil en dar soluciones inmediatas para las variables consideradas en un diseño o análisis hidráulico.
- Permite el uso de diferentes tipos de secciones, y la opción de crearla con su respectivo valor de rugosidad.
- Útil para la modelación del flujo permanente de tipo uniforme donde las suposiciones que el caudal en la sección 1 y 2 o tramo 1-2 son iguales, así como también, los calados y las velocidades.
- El programa flow master no muestra de manera gráfica esquemática o a escala el perfil del flujo dentro del colector o la sección.
- Permite llevar resultados tabulares a Excel o imprimirlos directamente desde la pantalla del programa.
- Limita su análisis en una sección que representa el tramo en cuestión con sus características respectivas.

5.1.2 RESULTADOS OBTENIDOS DE LA MODELACIÓN BAJO RÉGIMEN DE FLUJO UNIFORME

La modelación, se realizó asumiendo los siguientes aspectos:

- El caudal del aporte sanitario obtenido, se realizó con valores de población actuales al año 2012.
- Para el caudal de infiltración, los coeficientes de infiltración utilizados fueron los elaborados por el estudio **INGECONSULT CÍA LTDA, 2012 “DIAGNÓSTICO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y DISEÑO DEFINITIVO DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA CIUDAD DE IBARRA”. EMAPA-I.**
- Para el caudal pluvial, el período de retorno escogido como se mencionó anteriormente es de 10 años para los dos colectores, y las ecuaciones utilizadas para el cálculo de las intensidades de lluvia fueron las descritas por el Estudio (INAMHI, 1999).
- La simulación de los modelos creados se analizarán por tramos para ambos colectores siendo en el primer caso su aporte es combinado (sanitario más pluvial) y para el segundo caso su aporte es exclusivamente pluvial.

Los caudales obtenidos para cada tramo del colector, se describe en el Anexo No. 11 Características Físicas y Cálculo de Caudales de Diseño para los Colectores Ajaví bajo Régimen de Flujo Uniforme.

Tomando en cuenta estos aspectos, a continuación se muestran los resultados de la modelación en el Flow Master de manera tabular de los tramos analizados tanto para el Colector embaulado de hormigón armado (Ver cuadro 5.1) como también para el colector de sección circular (Ver cuadro 5.2).

**CUADRO 5. 1 RESULTADOS DE MODELACIÓN DEL COLECTOR
COMBINADO AJAVÍ PARA TR = 10 AÑOS**

Tramo	Sección	Sección tipo	B xH	Q (m³/s)	d (m)	S (m/m)	"n"	V (m/s)	Tipo de Flujo	Fr	d/H	Sit. Colector
37-36,6	37	Irregular		5,26		0,015	0,06	1,37	Sub Crit	0,47		
36,6-36,4	36,6	Irregular		5,26		0,015	0,06	1,17	Sub Crit	0,45		
36,4-36	36,4	Irregular		5,26		0,015	0,06	1,16	Sub Crit	0,44		
36-35,69	36	Irregular		5,26		0,015	0,06	1,50	Sub Crit	0,36		
35,69-35,51	35,69	Irregular		5,26		0,014	0,06	1,46	Sub Crit	0,34		
35,51-35	35,51	Irregular		5,26		0,014	0,06	1,46	Sub Crit	0,34		
35-34	35	Irregular		5,26		0,014	0,06	1,46	Sub Crit	0,34		
34-33	34	Irregular		5,26		0,014	0,06	1,46	Sub Crit	0,34		
33-32	33	Irregular		5,26		0,014	0,06	1,42	Sub Crit	0,39		
32-ING	32	Irregular		5,26		0,014	0,06	1,42	Sub Crit	0,39		
INGR-AI	31,7	Rectangular	1,8 x 1,8	7,16	1,89	0,002	0,02	2,11	Sub Crit	0,49	1,05	F.Cap H
AI-C	31	Rectangular	1,8 x 1,8	7,16	1,89	0,002	0,02	2,11	Sub Crit	0,49	1,05	F.Cap H
C-E	30	Rectangular	1,8 x 1,8	7,16	1,91	0,002	0,02	2,08	Sub Crit	0,48	1,06	F.Cap H
E-E'	29	Rectangular	1,8 x 1,8	7,16	1,93	0,002	0,02	2,06	Sub Crit	0,47	1,07	F.Cap H
E'-F	28	Rectangular	1,8 x 1,8	7,16	0,81	0,019	0,02	4,88	Sup Crit	1,73	0,45	-
F-F'	27	Rectangular	1,8 x 1,8	7,16	1,09	0,009	0,02	3,67	Sup Crit	1,12	0,60	-
F'-G	26	Rectangular	1,8 x 1,8	7,16	1,46	0,004	0,02	2,73	Sub Crit	0,72	0,81	-
G-G'	25	Rectangular	1,8 x 1,8	7,16	1,76	0,003	0,02	2,26	Sub Crit	0,55	0,98	F.Cap H
G'-G"	24	Rectangular	1,8 x 1,8	7,16	1,65	0,003	0,02	2,41	Sub Crit	0,60	0,92	F.Cap H
G"-H	23	Rectangular	1,8 x 1,8	7,16	1,76	0,003	0,02	2,26	Sub Crit	0,54	0,98	F.Cap H
H-H'	22	Rectangular	1,8 x 1,8	7,16	0,69	0,030	0,02	5,75	Sup Crit	2,21	0,38	-
H'-J	21	Rectangular	1,8 x 1,8	7,16	1,49	0,004	0,02	2,67	Sub Crit	0,70	0,83	-
J-K	20	Rectangular	1,8 x 1,8	7,16	0,85	0,017	0,02	4,70	Sup Crit	1,63	0,47	-
K-K'	19	Rectangular	1,8 x 1,8	7,16	0,88	0,015	0,02	4,52	Sup Crit	1,54	0,49	-
K'-A7	18	Rectangular	1,8 x 1,8	7,16	0,89	0,015	0,02	4,46	Sup Crit	1,51	0,50	-
A7-220	17	Rectangular	1,8 x 1,8	9,66	0,91	0,026	0,02	5,91	Sup Crit	1,98	0,50	-
220-A5	16	Rectangular	2,6 x 2,5	9,66	1,07	0,006	0,02	3,48	Sup Crit	1,07	0,43	-
A5-O	15	Rectangular	2,6 x 2,5	9,66	1,09	0,006	0,02	3,42	Sup Crit	1,05	0,43	-
O-P'	14	Rectangular	2,6 x 2,5	9,66	1,28	0,004	0,02	2,90	Sub Crit	0,82	0,51	-
P'-Q'	13	Rectangular	2,6 x 2,5	9,66	0,95	0,009	0,02	3,90	Sup Crit	1,28	0,38	-
Q'-R'	12	Rectangular	2,6 x 2,5	9,66	1,71	0,002	0,02	2,17	Sub Crit	0,53	0,68	-
R'-R"	11	Rectangular	2,6 x 2,5	9,66	0,73	0,018	0,02	5,10	Sup Crit	1,91	0,29	-
R"-S'	10	Rectangular	2,6 x 2,5	9,66	1,26	0,004	0,02	2,94	Sub Crit	0,83	0,51	-
S'-T	9	Rectangular	2,6 x 2,5	9,66	1,22	0,004	0,02	3,05	Sub Crit	0,88	0,49	-
T-U	8	Rectangular	2,6 x 2,5	9,66	0,98	0,008	0,02	3,78	Sup Crit	1,22	0,39	-
U-V	7	Rectangular	2,6 x 2,5	9,66	1,58	0,002	0,02	2,36	Sub Crit	0,60	0,63	-
V-W	6	Rectangular	2,6 x 2,5	9,66	1,06	0,006	0,02	3,50	Sup Crit	1,08	0,42	-
W-X	5	Rectangular	2,6 x 2,5	9,66	0,71	0,020	0,02	5,27	Sup Crit	2,00	0,28	-
X-Y	4	Rectangular	2,6 x 2,5	9,66	0,71	0,020	0,02	5,25	Sup Crit	1,99	0,28	-
Y-A1	3	Rectangular	2,6 x 2,5	9,66	0,63	0,029	0,02	5,95	Sup Crit	2,40	0,25	-
A1-F1	2	Rectangular	2,6 x 2,5	12,46	1,75	0,003	0,02	2,74	Sub Crit	0,66	0,70	-

Elaborado por: Santiago Checa R.

**CUADRO 5. 2 RESULTADOS DE MODELACIÓN DEL COLECTOR PLUVIAL
AJAVÍ PARA TR = 10 AÑOS**

Tramo	Sección Tipo	Φ (m)	Q (m ³ /s)	d (m)	S (m/m)	" n "	V (m/s)	Tipo de Flujo	Fr	d/H (m/m)	Sit Colector
TRAMO 1_1174-1173	Circular	1,10	1,54	0,69	0,003	0,01	2,45	Supercrítico	1,02	0,63	-
TRAMO 2_1173-1172	Circular	1,10	1,54	0,53	0,007	0,01	3,38	Supercrítico	1,67	0,48	-
TRAMO 3_1172-1171	Circular	1,10	1,54	0,65	0,003	0,01	2,65	Supercrítico	1,15	0,59	-
TRAMO 4_1171-1170	Circular	1,10	1,54	0,68	0,003	0,01	2,51	Supercrítico	1,06	0,62	-
TRAMO 5_1170-1169	Circular	1,10	1,54	0,56	0,006	0,01	3,16	Supercrítico	1,52	0,51	-
TRAMO 6_1169-1186	Circular	1,10	1,54	0,56	0,006	0,01	3,16	Supercrítico	1,52	0,51	-
TRAMO 7_1186-1187	Circular	1,10	1,54	0,46	0,011	0,01	4,11	Supercrítico	2,23	0,42	-
TRAMO 8_1187-1188	Circular	1,10	1,54	0,68	0,003	0,01	2,51	Supercrítico	1,06	0,62	-
TRAMO 9_1188-1189	Circular	1,10	1,54	0,63	0,004	0,01	2,74	Supercrítico	1,22	0,57	-
TRAMO 10_1189-1190	Circular	1,10	1,54	0,77	0,002	0,01	2,17	Subcrítico	0,83	0,70	-
TRAMO 11_1190-1266	Circular	1,10	1,54	0,80	0,002	0,01	2,08	Subcrítico	0,76	0,73	-
TRAMO 12_1266-1267	Circular	1,10	1,54	0,64	0,004	0,01	2,71	Supercrítico	1,20	0,58	-
TRAMO 13_1267-1268	Circular	1,10	1,54	0,61	0,004	0,01	2,83	Supercrítico	1,28	0,56	-
TRAMO 14_1268-1269	Circular	1,10	1,54	0,70	0,003	0,01	2,43	Supercrítico	1,00	0,63	-
TRAMO 15_1269-1270	Circular	1,10	1,54	0,61	0,004	0,01	2,87	Supercrítico	1,31	0,55	-
TRAMO 16_1270-1271	Circular	1,10	1,54	0,63	0,004	0,01	2,72	Supercrítico	1,20	0,58	-
TRAMO 17_1271-1272	Circular	1,10	1,54	0,73	0,002	0,01	2,29	Subcrítico	0,91	0,67	-
TRAMO 18_1272-1273	Circular	1,10	1,54	0,71	0,003	0,01	2,38	Subcrítico	0,97	0,64	-
TRAMO 19_1273-1274	Circular	1,10	1,54	0,50	0,008	0,01	3,67	Supercrítico	1,90	0,45	-
TRAMO 20_1274-1275	Circular	1,10	1,54	0,73	0,002	0,01	2,31	Subcrítico	0,92	0,66	-
TRAMO 21_1275-1276	Circular	1,10	1,54	0,77	0,002	0,01	2,17	Subcrítico	0,83	0,70	-
TRAMO 22_1276-1277	Circular	1,10	1,54	0,64	0,004	0,01	2,70	Supercrítico	1,19	0,58	-
TRAMO 23_1277-1278	Circular	1,10	1,54	0,60	0,004	0,01	2,89	Supercrítico	1,32	0,55	-
TRAMO 24_1278-1279	Circular	1,10	1,54	0,47	0,010	0,01	3,95	Supercrítico	2,10	0,43	-
TRAMO 25_1279-1280	Circular	1,10	1,54	0,44	0,013	0,01	4,36	Supercrítico	2,43	0,40	-
TRAMO 26_1280-1281	Circular	1,10	1,54	0,63	0,004	0,01	2,74	Supercrítico	1,21	0,57	-
TRAMO 27_1281-1282	Circular	1,10	1,54	0,50	0,008	0,01	3,63	Supercrítico	1,87	0,46	-
TRAMO 28_1282-1283	Circular	1,10	1,54	0,55	0,006	0,01	3,26	Supercrítico	1,59	0,50	-
TRAMO 29_1283-1284	Circular	1,10	1,54	0,66	0,003	0,01	2,60	Supercrítico	1,12	0,60	-
TRAMO 30_1284-1285	Circular	1,10	1,54	0,73	0,002	0,01	2,32	Subcrítico	0,93	0,66	-
TRAMO 31_1285-1286	Circular	1,10	1,54	0,41	0,017	0,01	4,74	Supercrítico	2,74	0,37	-
TRAMO 32_1286-1287	Circular	1,10	1,54	0,36	0,028	0,01	5,72	Supercrítico	3,57	0,33	-
TRAMO 33_1287-1288	Circular	1,10	1,54	0,39	0,019	0,01	5,04	Supercrítico	2,99	0,36	-
TRAMO 34_1288-F1	Circular	1,10	1,54	0,32	0,055	0,01	6,84	Supercrítico	4,59	0,29	-

Elaborado por: Santiago Checa R.

5.1.3 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Se evidencia que para el colector combinado la superficie de agua supera la capacidad máxima dada por la norma (EMAAP-Q, 2009) en siete (7) tramos con falta de capacidad hidráulica (F. Cap. H) es decir, excede el 85 % (1,53 m.) en una distancia de 0,13 m hasta 0,40 m, de la altura real (1,80 m) para un caudal de período de retorno de 10 años.
- Los valores de los caudales obtenidos de $T_r = 10$ años sobre el área de estudio fueron calculados sin factor de reducción areal, y se observó que la estructura no está trabajando a flujo libre.
- Las velocidades que se presentan en la modelación varían entre 1,16 m/s y 5,95 m/s, consideradas por la norma (EMAAP-Q, 2009) como moderadas, es decir no supera el 6,50 m/s que soporta el material hormigón armado.
- El colector pluvial, del cual se obtuvo resultados satisfactorios como calado máximo tenemos 650 mm, es decir la relación de calado o profundidad de agua con el diámetro es máximo 73 % en el tramo más deficitario, con velocidades entre 2,08 y 6,84 m/s menor a la máxima de 9 m/s recomendada por el fabricante, por lo que no existe sedimentación y habrá arrastre total de sólidos.
- El tipo de flujo en cada uno de los colectores es variante de flujo subcrítico a supercrítico o viceversa para ambos colectores.

5.1.4 EJEMPLO DE CÁLCULO DE UN TRAMO DEL COLECTOR EMBAULADO

A continuación, se describe como se procedió para la modelación de un tramo 5_F - F' del Colector Combinado Ajaví.

1. Con las características físicas del tramo del Colector, áreas de aportación de cabecera y tramo, dimensiones de la sección, coeficiente de rugosidad, longitud, pendientes, cota tapa, cota tubo, cota fondo, etc., se procede a calcular los caudales sanitario y pluvial aplicando el procedimiento

detallado en Capítulo III, Determinación de caudales para la Evaluación, utilización de las fórmulas de las Normas (EMAAP-Q, 2009), (IEOS, 1993) y las ecuaciones del Estudio (INAMHI, 1999).

Adicionalmente las características y caudal de diseño los podemos encontrar en el Anexo 11. Características Físicas y Caudales de diseño para el tramo 5_F - F'.

$$Q_{AS} = Q_{\max} + Q_{\inf} + Q_{ilic} = 70,2 + 6,1 + 18,8 = 95,1 l / s \quad (5.1)$$

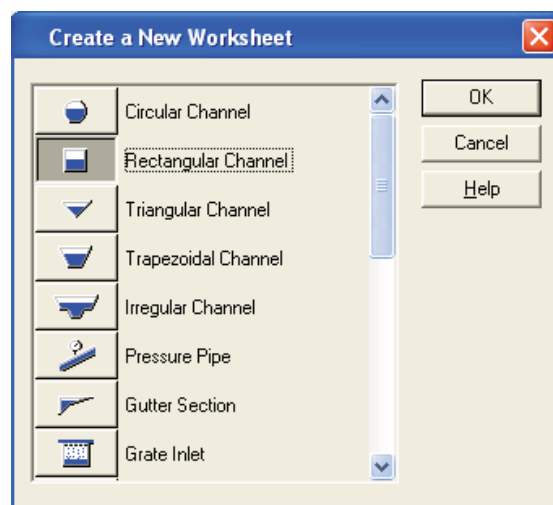
$$Q_{PLUVIAL} = 7,1 m^3 / s \quad (5.2)$$

$$Q_{Diseño} = Q_{AS} + Q_{PLUVIAL} = 0,095 + 7,1 = 7,16 m^3 / s \quad (5.3)$$

2. Con los datos mencionados en el numeral anterior, se los lleva al programa Flow Master. Por lo que para su modelación es necesario seguir el procedimiento descrito en el numeral 5.1 de este mismo capítulo (Desarrollo de un modelo hidráulico).

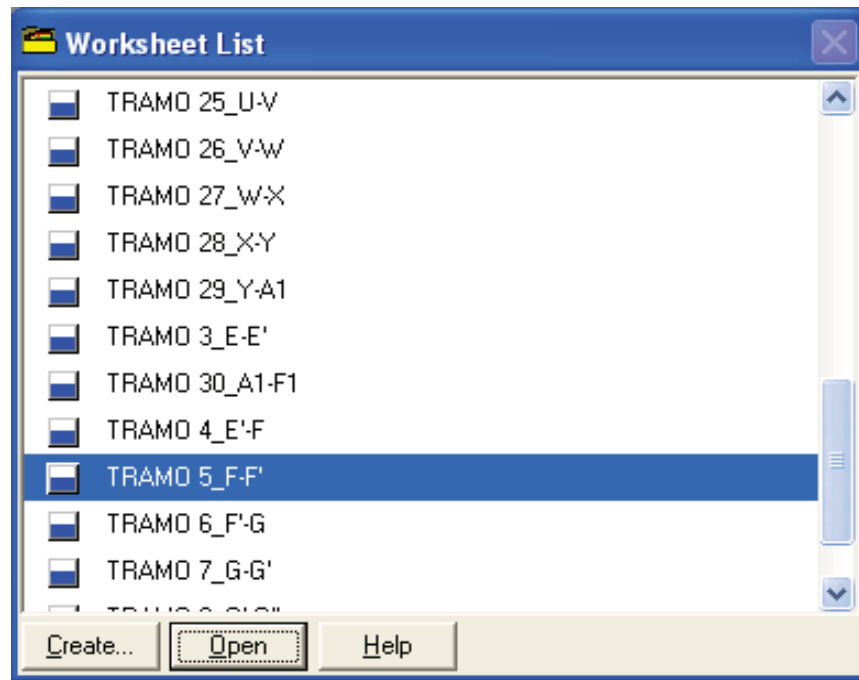
Para el tramo del ejemplo: se selecciona el tipo de sección (Ver figura 5.8), se escoge la incógnita (calado) y se completa los datos faltantes en la pantalla para realizar la corrida del modelo. (Ver figura 5.10 Ingreso de datos y Resultados del tramo 5_F – F').

FIGURA 5. 8 SECCIÓN A UTILIZAR EN EL TRAMO 5_F-F'



Elaborador por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 9 HOJA DE TRABAJO DEL TRAMO 5_F - F'



Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 10 INGRESO DE DATOS Y RESULTADOS DEL TRAMO 5_F – F'

Input	Value	Unit
Mannings Coefficient	0.016	
Slope	0.008860	m/m
Depth	1.085	m
Bottom Width	1.800	m
Discharge	7.1600	m ³ /s

Output	Value	Unit
Flow Area	1.95	m ²
Wetted Perimeter	3.970	m
Top Width	1.800	m
Critical Depth	1.173	m
Critical Slope	0.007241	m/m
Velocity	3.6661	m/s
Velocity Head	0.685	m
Specific Energy	1.770	m
Froude Number	1.12	
Flow Type	Supercritical	

Elaborado por: Santiago Checa R.

- Los resultados obtenidos de forma tabular, se muestran a continuación en la figura 5.11.

FIGURA 5. 11 REPORTE OBTENIDO DEL TRAMO 5_F – F'

	Label	Worksheet Type	Discharge (m ³ /s)	Depth (m)	Slope (m/m)	Mannings Coefficient	Velocity (m/s)	Flow Type	Froude Number	Di
1	TRAMO 1_AI-C	Rectangular	7.1600	1.888	0.002200	0.016	2.1072	Subcritical	0.49	
2	TRAMO 2_C-E	Rectangular	7.1600	1.909	0.002140	0.016	2.0834	Subcritical	0.48	
3	TRAMO 3_E-E'	Rectangular	7.1600	1.928	0.002090	0.016	2.0632	Subcritical	0.47	
4	TRAMO 4_E'-F	Rectangular	7.1600	0.814	0.018960	0.016	4.8841	Supercritical	1.73	
5	TRAMO 5_F-F'	Rectangular	7.1600	1.085	0.008860	0.016	3.6661	Supercritical	1.12	
6	TRAMO 6_F'-G	Rectangular	7.1600	1.458	0.004160	0.016	2.7275	Subcritical	0.72	
7	TRAMO 7_G-G'	Rectangular	7.1600	1.757	0.002620	0.016	2.2636	Subcritical	0.55	
8	TRAMO 8_G'-G''	Rectangular	7.1600	1.650	0.003060	0.016	2.4110	Subcritical	0.60	
9	TRAMO 9_G''-H	Rectangular	7.1600	1.760	0.002610	0.016	2.2601	Subcritical	0.54	
10	TRAMO 10_H-H'	Rectangular	7.1600	0.692	0.029600	0.016	5.7508	Supercritical	2.21	
11	TRAMO 11_H'-J	Rectangular	7.1600	1.489	0.003950	0.016	2.6717	Subcritical	0.70	
12	TRAMO 12_J-K	Rectangular	7.1600	0.847	0.017050	0.016	4.6953	Supercritical	1.63	
13	TRAMO 13_K-K'	Rectangular	7.1600	0.881	0.015360	0.016	4.5160	Supercritical	1.54	
14	TRAMO 14_K'-A7	Rectangular	7.1600	0.892	0.014870	0.016	4.4615	Supercritical	1.51	

Print the table. Synchronized Units

Elaborado por: Santiago Checa R.

Nota: El Flow Master tiene la opción de imprimir y copiar directamente desde la pantalla y llevar el reporte a Excel.

Para la modelación del colector de sección circular, se procedió como la descrita anteriormente.

5.2 MODELACIÓN HIDRÁULICA DEL COLECTOR AJAVÍ BAJO RÉGIMEN DE FLUJO GRADUALMENTE VARIADO

5.2.1 DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL HEC RAS

Su nombre proviene de RAS (River Analysis System) y HEC (Hydrologic Engineering Center). Es un programa útil para realizar cálculos hidráulicos

unidimensionales para redes hídricas, ya sea natural o construida. También, su gran flexibilidad a la modelación a través de distintos planes bajo la aplicación de regímenes como permanente, no permanente y transporte de sedimentos. El reporte lo realiza mediante gráficas y tablas.

Se basa en los siguientes módulos:

- **Datos Geométricos:** en este se describe la morfología de la red, conectividad entre cauces, definición de puntos de intersección y nomenclatura (cauces, tramos e intersecciones). Sus secciones transversales como topografía del cauce, distancia entre secciones, singularidades, rugosidades y coeficientes de pérdida de energía.
- **Datos de Flujo Permanente:** es información necesaria para calcular el perfil de la superficie del agua para un período de retorno determinado. Entre ellas son: régimen de flujo, condiciones de borde y caudales del sistema.

Régimen de Flujo:

- ✓ **Subcrítico** el modelo restringe como resultados correctos valores mayores a la altura crítica
- ✓ **Supercrítico** el modelo restringe como resultados correctos valores menores a la altura crítica
- ✓ En casos donde el régimen de flujo cambia de subcrítico a supercrítico, o viceversa, el usuario debe ejecutar el programa en modo de régimen mixto

Condiciones de Borde: según el régimen en que se encuentre el flujo, su comportamiento estará condicionado desde aguas arriba (torrente) o aguas abajo (río).

- ✓ Para régimen subcrítico (río) se requieren condiciones de borde en la última sección de aguas abajo
- ✓ Para régimen supercrítico (torrente) se requiere condiciones de borde en la primera sección de aguas arriba

- ✓ Para régimen mixto, HEC RAS necesita ambas condiciones de borde

Ecuación de Energía

Entre una sección y otra, se resuelve la ecuación de energía (Bernoulli) para obtener las alturas de escurrimiento.

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (5.4)$$

Pérdidas

La pérdida de carga (h_e) es considerada como la suma de la pérdida friccional entre dos secciones y la diferencia entre cargas de velocidad entre secciones ponderadas por un coeficiente de pérdida por contracción y expansión.

$$h_e = LS_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (5.5)$$

Conducción o Transporte

Se define como la capacidad de conducción de una sub-sección como el caudal dividido por la raíz de la pérdida de carga, esto se introduce en la ecuación de Manning.

$$K = \frac{1}{n} AR^{2/3} (m^3 / s) \quad (5.6)$$

Y la suma de todas las subsecciones, será igual a la conducción total de sección

Cálculos

Por defecto HEC RAS realiza 20 iteraciones en caso de no encontrar una solución compara la altura crítica con el resultado de menor error de las iteraciones, y si concuerda con el régimen del problema y su error es menor a 10 cm el programa entrega ese valor, en caso de que no cumpla, HEC RAS arrojará altura crítica en esa sección.

Por ello, siempre se debe revisar las advertencias que el software arroja y aplicar su criterio para cerciorarse que las soluciones son adecuadas.

Altura Crítica

La altura crítica de una sección se define como el punto en que la energía (H) es mínima. HEC RAS utiliza dos métodos iterativos para obtener dicha altura, el método parabólico (por defecto) y el de secante.

$$H = Z + Y + \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (5.7)$$

Ecuación de Momentum

Cuando el flujo deja de ser gradualmente variado, la ecuación de energía ya no es válida. Las transiciones entre distintos regímenes (al pasar por crisis) no cumplen esta condición. El cambio de régimen puede ocurrir por diversos motivos (cambios bruscos de pendiente, sección, obstáculos, estructuras como puentes, entre la aplicación de ecuaciones empíricas para estructuras especiales con un balance de fuerzas o ecuación de Momentum.

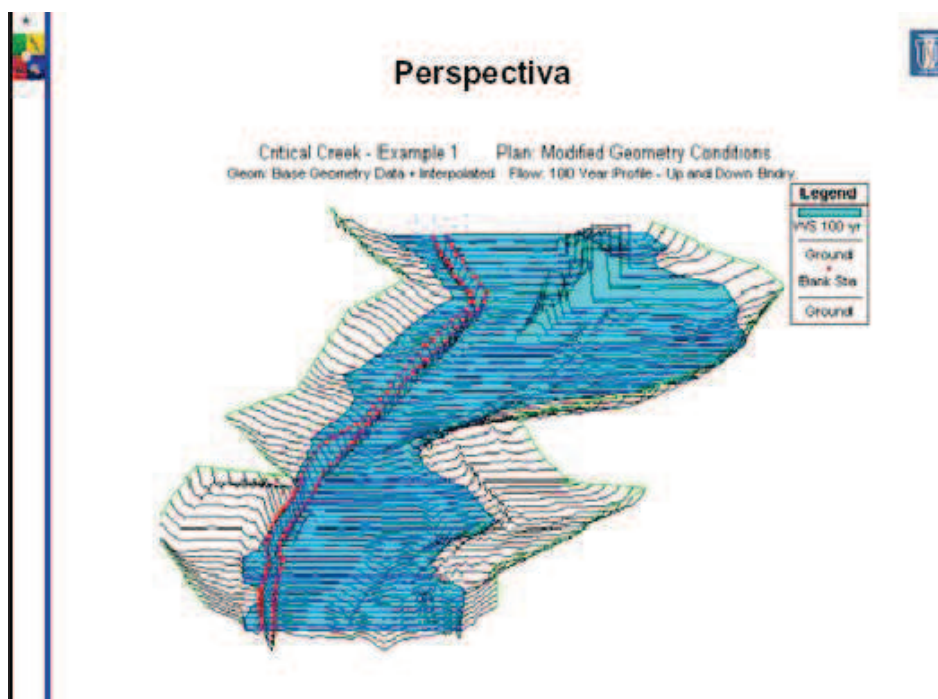
$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q \rho \Delta V \quad (5.8)$$

Limitaciones:

- Flujo gradualmente variado
 - ✓ Debe cumplirse la ley hidrostática de presiones
 - ✓ En pequeños tramos que es rápidamente variado utiliza la ecuación de momentum
- Flujo Unidimensional
 - ✓ Secciones siempre perpendiculares al flujo
- Pendientes menores a 10 %
 - ✓ Altura de presión es considerada igual a la cota de agua
- Hec-Ras usa un modelo numérico unidimensional (que resuelve la ecuación de la energía).

- Hec-Ras no es un modelo turbulento. La ecuación de la energía supone siempre distribuciones hidrostáticas de presiones y la ecuación de fricción permanente de Manning.
- Hec-Ras no es un modelo 3D (x,y,z) ni 2D (x,y) , sino que es un modelo 1D (x), de modo que la solución siempre es una aproximación o promedio de la real.
- Sólo se pueden modelar ríos y barrancos con pendientes menores de 10° ($\alpha < 10^\circ$, $S_o < 0,18$), ya que no se tiene en cuenta la componente vertical del peso de la columna de agua ($\cos \alpha$) en las ecuaciones.
- Ni saltos ni los obstáculos son reproducidos correctamente (Hec-Ras no realiza balance de fuerzas).
- El resultado viene altamente condicionado por las consideraciones geométricas adoptadas (trazado de secciones, áreas inefectivas, Leeves, Pérdidas de estrechamiento y expansión, etc...). Por tanto, el resultado sigue siendo bastante “manual” (bajo criterio del calculista).

FIGURA 5. 12 PERSPECTIVA 3D EN PANTALLA HEC RAS



Elaborado por: Santiago Checa R.

5.2.2 RESULTADOS OBTENIDOS DE LA SIMULACIÓN BAJO RÉGIMEN DE FLUJO GRADUALMENTE VARIADO

Para llevar a cabo la simulación del modelo colector Ajaví, se describen los siguientes procedimientos y condiciones iniciales:

- Ingreso de datos geométricos de las secciones naturales de los cauces asumidas sobre las que se implantan las estructuras.
- Ingreso de datos geométricos de las estructuras en el cauce (alcantarillas).
- Ingreso de caudales máximos con T_r de 10 años obtenidos en la modelación hidrológica para los puntos de interés para flujo estacionario (flujo gradualmente variado) por cada estructura (Ver cuadro 5.3).

CUADRO 5. 3 CAUDALES MÁXIMO OBTENIDOS EN LA MODELACIÓN HIDROLÓGICA PARA CADA PUNTO DE INTERÉS CON $T_r = 10$ AÑOS

Ubicación	Sección	Colector Combinado $Q_{\text{máx}} \text{ (m}^3/\text{s)}$	Colector Pluvial $Q_{\text{máx}} \text{ (m}^3/\text{s)}$
Punto B	37	5,3	1,5
Punto C	31,7	7,2	-
Punto D	17	9,7	-
Punto E	2	12,5	-

Elaborado por: Santiago Checa R.

Los mismos que son resultado del análisis hidrológico en el software HEC HMS y muestran resultados en tablas como en gráficos en el Anexo 13. Hidrogramas de Crecida para $T_r = 10$ Años para el Colector Ajaví. El caudal pico que transitará en el colector pluvial es constante ($1,54 \text{ m}^3/\text{s}$) ya que no posee aportes de importancia en su trazado.

La modelación se realizó bajo flujo mixto, y las condiciones de borde elegidas fueron calado normal aguas arriba y aguas abajo, siendo la pendiente del fondo del cauce una buena aproximación para la pendiente de fricción (Ver cuadro 5.4).

Las secciones de los cauces y de las estructuras a modelar se las nombra con números iniciando con la sección 1 (aguas abajo – cerca a la descarga) y terminando en la 37 (aguas arriba – punto B).

CUADRO 5. 4 VALORES DE PENDIENTES DE FRICCIÓN ADOPTADAS

TRAMO	SECCIÓN AGUAS		COTA AGUAS		LONGITUD (m)	PENDIENTE (m/m)
	ARRIBA	ABAJO	ARRIBA (msnm)	ABAJO (msnm)		
Colector Comb. Ajaví	37	36	2 202,6	2 201,6	148,2	0,0064
Colector Comb. Ajaví	A1 (2)	F1 (1)	2 184,3	2 183,6	232,1	0,0028
Colector Pluvial	35	34	2 202,6	2 201,5	148,2	0,0073
Colector Pluvial	I288 (2)	F1 (1)	2 185,4	2 183,6	31,3	0,0552

Elaborado por: Santiago Checa R.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos en la simulación del colector combinado Ajaví (Ver cuadro 5.5).

CUADRO 5. 5 RESULTADOS DE MODELACIÓN DEL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ PARA TR = 10 AÑOS

Ajaví	Estac.	Sección	Q	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Slope	V	Fr	Tipo Flujo	d (m)	d/H	Sit. Colector
			(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)					
COMB	37	Natural	5,26	2202,58	2203,92	2203,43	0,012	1,49	0,46	Sub.Crit	1,34		-
COMB	36,6	Natural	5,26	2202,24	2203,37		0,004	0,93	0,31	Sub.Crit	1,13		-
COMB	36,4	Natural	5,26	2202,00	2203,30		0,003	0,83	0,26	Sub.Crit	1,30		-
COMB	36	Natural	5,26	2201,63	2203,22		0,002	0,70	0,21	Sub.Crit	1,59		-
COMB	35,69	Natural	5,26	2201,14	2203,10		0,001	0,51	0,13	Sub.Crit	1,96		-
COMB	35,51	Natural	5,26	2201,23	2203,08		0,001	0,58	0,16	Sub.Crit	1,85		-
COMB	35	Natural	5,26	2201,30	2203,01		0,001	0,63	0,18	Sub.Crit	1,71		-
COMB	34	Natural	5,26	2200,75	2202,93		0,001	0,45	0,11	Sub.Crit	2,18		-
COMB	33	Natural	5,26	2200,76	2202,91		0,000	0,38	0,09	Sub.Crit	2,15		-
COMB	32	Natural	5,26	2200,73	2202,91		0,000	0,37	0,08	Sub.Crit	2,18		-
COMB	31,7	1,8x1,8	7,16	2200,23	2202,77	2201,40	0,001	1,57	0,31	Sub.Crit	2,54	1,41	F.Cap.H.
COMB	31,5		Culvert										
COMB	31	1,8x1,8	7,16	2199,80	2202,34	2200,97	0,000	1,00	0,20	Sub.Crit	2,54	1,41	F.Cap.H.
COMB	30,5		Culvert										
COMB	30	1,8x1,8	7,16	2199,69	2202,22	2200,86	0,001	1,57	0,32	Sub.Crit	2,53	1,41	F.Cap.H.
COMB	29,5		Culvert										
COMB	29	1,8x1,8	7,16	2199,53	2201,82	2200,70	0,001	1,65	0,35	Sub.Crit	2,29	1,27	F.Cap.H.
COMB	28,5		Culvert										
COMB	28	1,8x1,8	7,16	2199,30	2201,55	2200,47	0,001	1,38	0,29	Sub.Crit	2,25	1,25	F.Cap.H.

Elaborado por: Santiago Checa R.

CUADRO 5.5 CONTINUACIÓN

Ajaví	Estac.	Sección	Q	Min Ch EI	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Slope	V	Fr	Tipo Flujo	d (m)	d/H	Sit. Colector
			(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)					
COMB	27,5		Culvert										
COMB	27	1,8x1,8	7,16	2198,15	2201,45	2199,32	0,001	1,13	0,20	Sub.Crit	3,30	1,83	F.Cap.H.
COMB	26,5		Culvert										
COMB	26	1,8x1,8	7,16	2197,83	2201,20	2199,00	0,001	1,18	0,21	Sub.Crit	3,37	1,87	F.Cap.H.
COMB	25,5		Culvert										
COMB	25	1,8x1,8	7,16	2197,66	2200,80	2198,83	0,001	1,27	0,23	Sub.Crit	3,14	1,74	F.Cap.H.
COMB	24,5		Culvert										
COMB	24	1,8x1,8	7,16	2197,36	2200,10	2198,53	0,001	1,45	0,28	Sub.Crit	2,74	1,52	F.Cap.H.
COMB	23,5		Culvert										
COMB	23	1,8x1,8	7,16	2197,22	2199,67	2198,39	0,001	1,62	0,33	Sub.Crit	2,45	1,36	F.Cap.H.
COMB	22,5		Culvert										
COMB	22	1,8x1,8	7,16	2197,02	2199,15	2198,19	0,002	1,87	0,41	Sub.Crit	2,13	1,18	F.Cap.H.
COMB	21,5		Culvert										
COMB	21	1,8x1,8	7,16	2196,95	2198,89	2198,12	0,002	2,05	0,47	Sub.Crit	1,94	1,08	F.Cap.H.
COMB	20,5		Culvert										
COMB	20	1,8x1,8	7,16	2196,20	2198,06	2197,37	0,002	2,14	0,50	Sub.Crit	1,86	1,03	F.Cap.H.
COMB	19,5		Culvert										
COMB	19	1,8x1,8	7,16	2194,75	2196,61	2195,92	0,002	2,14	0,50	Sub.Crit	1,86	1,03	F.Cap.H.
COMB	18,5		Culvert										
COMB	18	1,8x1,8	7,16	2193,46	2195,32	2194,63	0,002	2,14	0,50	Sub.Crit	1,86	1,03	F.Cap.H.
COMB	17,5		Culvert										
COMB	17	1,8x1,8	9,66	2192,79	2194,59	2193,72	0,002	1,91	0,50	Sub.Crit	1,80	1,00	F.Cap.H.
COMB	16,5		Culvert										
COMB	16	2,6x2,5	9,66	2191,90	2193,70	2193,03	0,002	2,11	0,50	Sub.Crit	1,80	0,72	-
COMB	15,5		Culvert										
COMB	15	2,6x2,5	9,66	2191,20	2193,10	2192,33	0,001	2,00	0,46	Sub.Crit	1,90	0,76	-
COMB	14,5		Culvert										
COMB	14	2,6x2,5	9,66	2191,14	2192,94	2192,27	0,002	2,11	0,50	Sub.Crit	1,80	0,72	-
COMB	13,5		Culvert										
COMB	13	2,6x2,5	9,66	2190,73	2192,54	2191,86	0,002	2,09	0,50	Sub.Crit	1,81	0,72	-
COMB	12,5		Culvert										
COMB	12	2,6x2,5	9,66	2190,43	2192,37	2191,56	0,001	1,96	0,45	Sub.Crit	1,94	0,78	-
COMB	11,5		Culvert										
COMB	11	2,6x2,5	9,66	2190,32	2192,12	2191,45	0,002	2,11	0,50	Sub.Crit	1,80	0,72	-
COMB	10,5		Culvert										
COMB	10	2,6x2,5	9,66	2189,58	2191,60	2190,71	0,001	1,88	0,42	Sub.Crit	2,02	0,81	-

Elaborado por: Santiago Checa R.

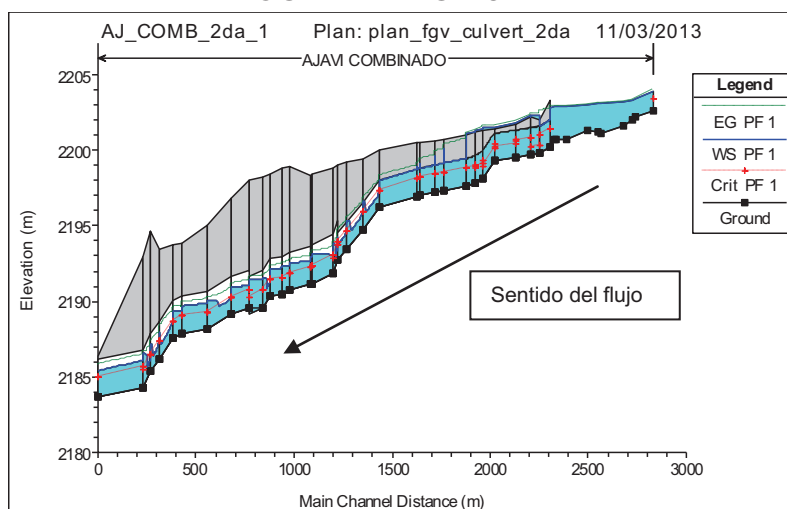
CUADRO 5.5 CONTINUACIÓN

Ajaví	Estac	Sección	Q	Min Ch EI	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Slope	V	Fr	Tipo Flujo	d (m)	d/H	Sit. Colector
			(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)					
COMB	9,5		Culvert										
COMB	9	2,6x2,5	9,66	2189,58	2191,38	2190,71	0,002	2,11	0,50	Sub.Crit	1,80	0,72	-
COMB	8,5		Culvert										
COMB	8	2,6x2,5	9,66	2189,16	2190,96	2190,29	0,002	2,11	0,50	Sub.Crit	1,80	0,72	-
COMB	7,5		Culvert										
COMB	7	2,6x2,5	9,66	2188,17	2190,05	2189,30	0,001	2,01	0,47	Sub.Crit	1,88	0,75	-
COMB	6,5		Culvert										
COMB	6	2,6x2,5	9,66	2187,89	2189,69	2189,02	0,002	2,11	0,50	Sub.Crit	1,80	0,72	-
COMB	5,5		Culvert										
COMB	5	2,6x2,5	9,66	2187,57	2189,37	2188,70	0,002	2,11	0,50	Sub.Crit	1,80	0,72	-
COMB	4,5		Culvert										
COMB	4	2,6x2,5	9,66	2186,20	2188,00	2187,33	0,002	2,11	0,50	Sub.Crit	1,80	0,72	-
COMB	3,5		Culvert										
COMB	3	2,6x2,5	9,66	2185,36	2187,16	2186,49	0,002	2,11	0,50	Sub.Crit	1,80	0,72	-
COMB	2,5		Culvert										
COMB	2	2,6x2,5	12,46	2184,30	2186,43	2185,64	0,002	2,30	0,50	Sub.Crit	2,13	0,85	F.Cap.H.
COMB	1,5		Culvert										
COMB	1	2,6x2,5	12,46	2183,64	2185,43	2184,98	0,003	2,73	0,65	Sub.Crit	1,79	0,72	-

Elaborado por: Santiago Checa R.

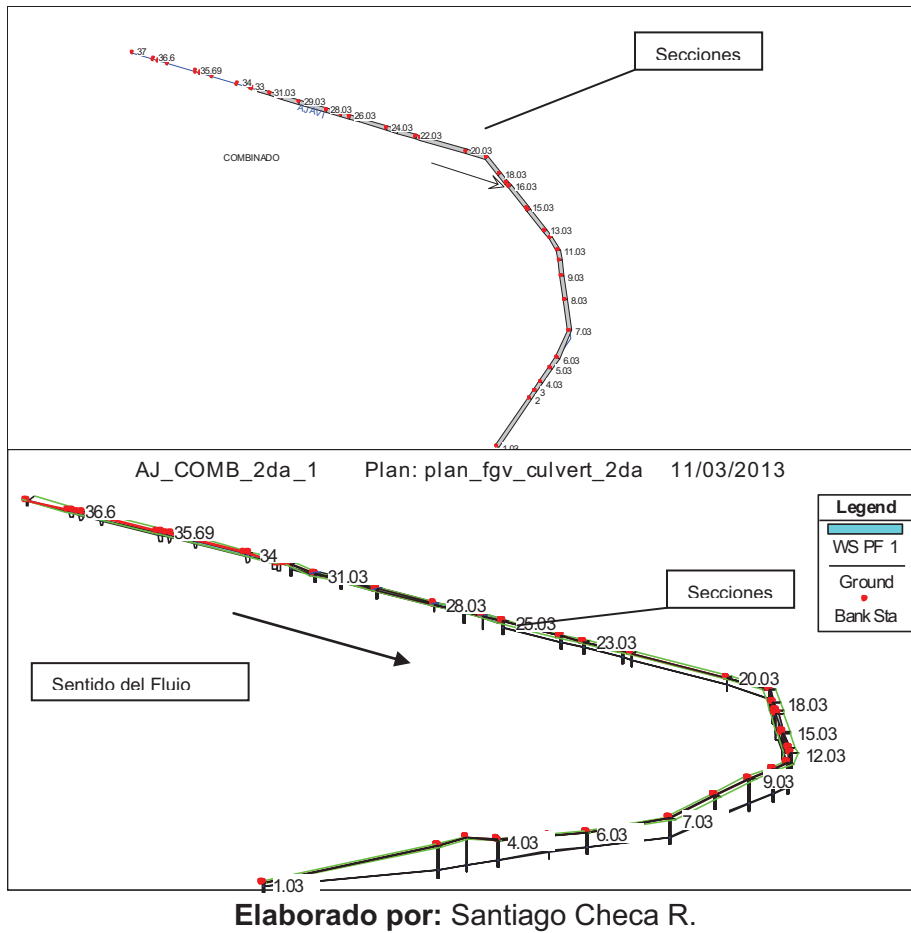
En las figuras 5.13, 5.14 se muestra el perfil de la superficie de agua, vista en planta y perspectiva del colector combinado Ajaví respectivamente.

FIGURA 5. 13 PERFIL DE LA SUPERFICIE DE AGUA EN EL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ



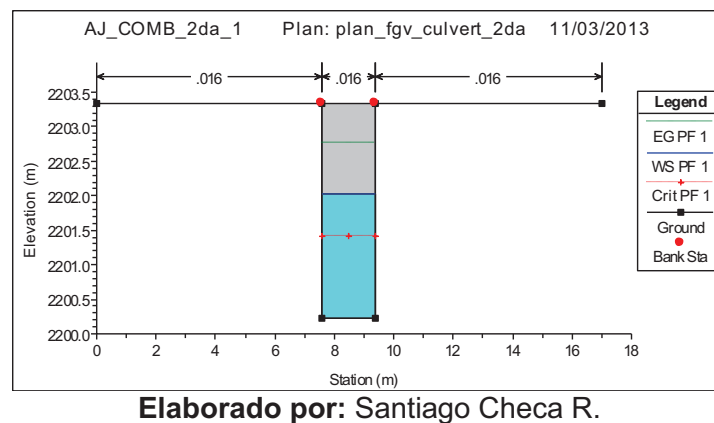
Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 14 PLANTA Y PERSPECTIVA DEL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ



En la Figura 5.15, se muestra la superficie de agua en una sección del tramo 31,7 al 31 en el colector combinado Ajaví.

FIGURA 5. 15 SECCIÓN Y SUPERFICIE DE AGUA EN EL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ.



A continuación en el cuadro 5.6, se muestran los resultados obtenidos en la modelación del colector pluvial.

**CUADRO 5. 6 RESULTADOS DE MODELACIÓN DEL COLECTOR PLUVIAL
AJAVÍ PARA TR = 10 AÑOS**

Ajaví	Sec	Φ	Q	Min Ch EI	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	V	Fr	Tipo Flujo	d	d/H	Sit. Colector
		m	m ³ /s	M	M	m	m	m/m	m/s			m		
Pluvial	35	1,1	1,54	2202,59	2203,50	2203,21	2203,64	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	34,5		Culvert											
Pluvial	34	1,1	1,54	2201,50	2202,41	2202,12	2202,56	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	33,5		Culvert											
Pluvial	33	1,1	1,54	2201,16	2202,07	2201,78	2202,22	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	32,5		Culvert											
Pluvial	32	1,1	1,54	2200,38	2201,29	2201,00	2201,43	0,0013	1,70	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	31,5		Culvert											
Pluvial	31	1,1	1,54	2200,19	2201,12	2200,81	2201,26	0,0012	1,67	0,55	Sub.Crit	0,93	0,85	-
Pluvial	30,5		Culvert											
Pluvial	30	1,1	1,54	2200,12	2201,03	2200,74	2201,18	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	29,5		Culvert											
Pluvial	29	1,1	1,54	2199,96	2200,87	2200,58	2201,02	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	28,5		Culvert											
Pluvial	28	1,1	1,54	2199,40	2200,48	2200,02	2200,58	0,0009	1,43	0,44	Sub.Crit	1,08	0,98	F.Cap.H
Pluvial	27,5		Culvert											
Pluvial	27	1,1	1,54	2199,40	2200,31	2200,02	2200,46	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	26,5		Culvert											
Pluvial	26	1,1	1,54	2199,12	2200,12	2199,74	2200,24	0,0010	1,54	0,49	Sub.Crit	1,00	0,91	F.Cap.H
Pluvial	25,5		Culvert											
Pluvial	25	1,1	1,54	2199,10	2200,03	2199,72	2200,17	0,0012	1,66	0,55	Sub.Crit	0,93	0,85	-
Pluvial	24,5		Culvert											
Pluvial	24	1,1	1,54	2198,97	2199,88	2199,59	2200,03	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	23,5		Culvert											
Pluvial	23	1,1	1,54	2198,79	2199,70	2199,41	2199,85	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	22,5		Culvert											
Pluvial	22	1,1	1,54	2198,60	2199,51	2199,22	2199,66	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	21,5		Culvert											
Pluvial	21	1,1	1,54	2198,31	2199,22	2198,93	2199,37	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	20,5		Culvert											
Pluvial	20	1,1	1,54	2197,84	2198,75	2198,46	2198,90	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-

Elaborado por: Santiago Checa R.

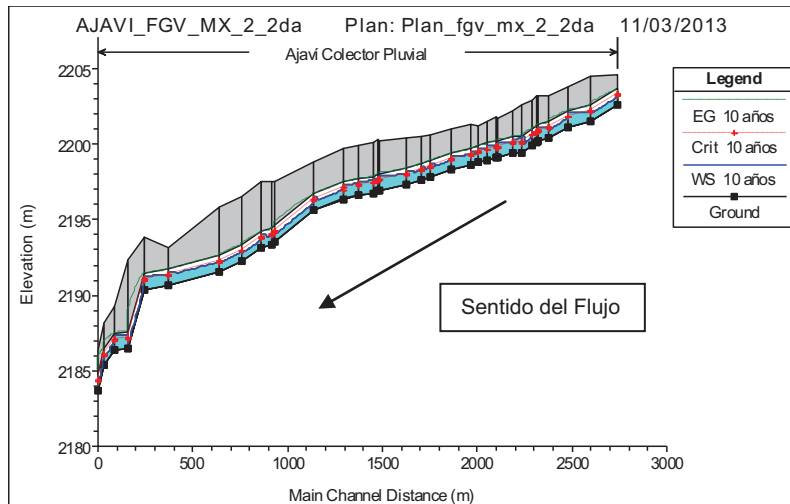
CUADRO 5.6 CONTINUACIÓN

Ajaví	Sec	Φ	Q	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	V	Fr	Tipo Flujo	d	d/H	Sit. Colector
		m	m ³ /s	M	m	m	m	m/m	m/s			m		
Pluvial	19,5		Culvert											
Pluvial	19	1,1	1,54	2197,62	2198,53	2198,24	2198,68	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	18,5		Culvert											
Pluvial	18	1,1	1,54	2197,34	2198,25	2197,96	2198,40	0,0013	1,70	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	17,5		Culvert											
Pluvial	17	1,1	1,54	2196,97	2197,90	2197,59	2198,04	0,0012	1,65	0,55	Sub.Crit	0,93	0,85	-
Pluvial	16,5		Culvert											
Pluvial	16	1,1	1,54	2196,91	2197,82	2197,53	2197,96	0,0013	1,70	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	15,5		Culvert											
Pluvial	15	1,1	1,54	2196,76	2197,71	2197,38	2197,85	0,0012	1,62	0,53	Sub.Crit	0,95	0,86	F.Cap.H
Pluvial	14,5		Culvert											
Pluvial	14	1,1	1,54	2196,59	2197,52	2197,21	2197,66	0,0012	1,65	0,55	Sub.Crit	0,93	0,85	-
Pluvial	13,5		Culvert											
Pluvial	13	1,1	1,54	2196,29	2197,34	2196,91	2197,45	0,0009	1,47	0,46	Sub.Crit	1,05	0,95	F.Cap.H
Pluvial	12,5		Culvert											
Pluvial	12	1,1	1,54	2195,63	2196,54	2196,25	2196,69	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	11,5		Culvert											
Pluvial	11	1,1	1,54	2193,57	2194,48	2194,19	2194,63	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	10,5		Culvert											
Pluvial	10	1,1	1,54	2193,33	2194,24	2193,95	2194,39	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	9,5		Culvert											
Pluvial	9	1,1	1,54	2193,10	2194,01	2193,72	2194,16	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	8,5		Culvert											
Pluvial	8	1,1	1,54	2192,28	2193,19	2192,90	2193,34	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	7,5		Culvert											
Pluvial	7	1,1	1,54	2191,57	2192,48	2192,19	2192,63	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	6,5		Culvert											
Pluvial	6	1,1	1,54	2190,65	2191,56	2191,27	2191,70	0,0013	1,70	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	5,5		Culvert											
Pluvial	5	1,1	1,54	2190,35	2191,26	2190,97	2191,41	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	4,5		Culvert											
Pluvial	4	1,1	1,54	2186,47	2186,80	2187,09	2187,90	0,0186	4,65	2,58	Sup.Crit	0,33	0,30	-
Pluvial	3,5		Culvert											
Pluvial	3	1,1	1,54	2186,40	2187,31	2187,02	2187,46	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	2,5		Culvert											
Pluvial	2	1,1	1,54	2185,37	2186,28	2185,99	2186,43	0,0013	1,69	0,57	Sub.Crit	0,91	0,83	-
Pluvial	1,5		Culvert											
Pluvial	1	1,1	1,54	2183,64	2183,99	2184,26	2184,97	0,0157	4,37	2,35	Sup.Crit	0,35	0,32	-

Elaborado por: Santiago Checa R.

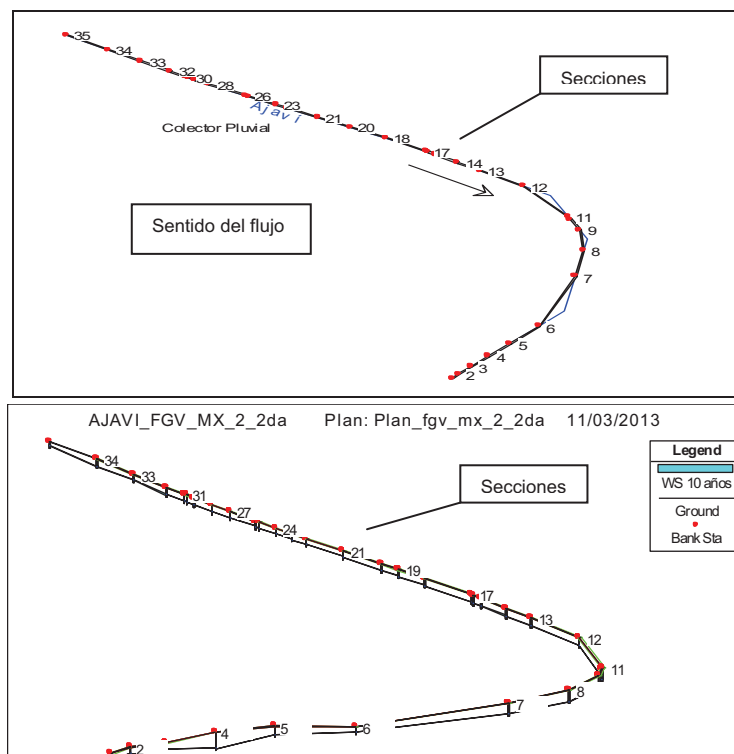
En las figura 5.16 y 5.17, se muestra el perfil del flujo, vista en planta y perspectiva del colector de sección circular

FIGURA 5. 16 PERFIL DE LA SUPERFICIE DE AGUA EN EL COLECTOR PLUVIAL AJAVÍ



Elaborado por: Santiago Checa R.

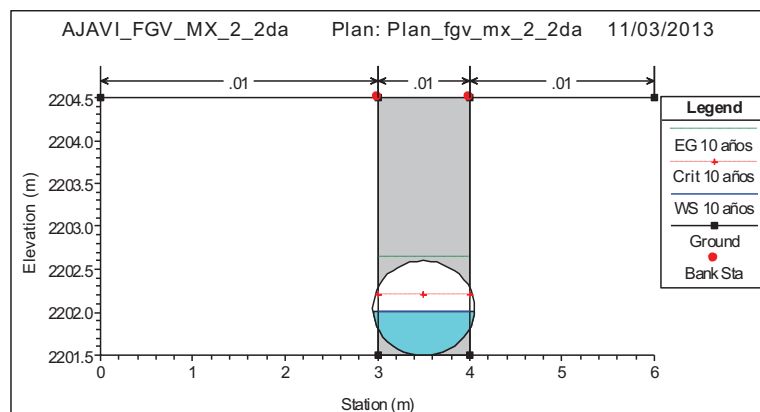
FIGURA 5. 17 PLANTA Y EN PERSPECTIVA DEL COLECTOR PLUVIAL



Elaborado por: Santiago Checa R.

En la figura 5.18, se muestra la superficie de agua dentro del colector pluvial en una sección del tramo 35 al 34.

FIGURA 5. 18 PERFIL DE LA SUPERFICIE DE AGUA EN EL COLECTOR PLUVIAL AJAVÍ



Elaborado por: Santiago Checa R.

5.2.3 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Realizada la simulación de los Colectores bajo flujo estacionario y régimen mixto, se puede concluir que:

El Colector combinado Ajaví

- El perfil de flujo resultante en el tramo de sección natural para el caudal de $5,26 \text{ m}^3/\text{s}$ (sección 37 a la 31,7), nos muestra que la capacidad hidráulica es menor a 1,96 m. lo que nos muestra que la altura de la sección considerada es suficiente en este tramo.
- Todas secciones aguas abajo de la sección 31,7 (ingreso al colector) pueden transportar ese caudal requerido hasta llegar a la descarga. Nos muestra que existen 15 tramos de altura de 1,80 m. con capacidad hidráulica utilizada, superior al 85 % recomendada por la norma (EMAAP-Q, 2009), sus valores llegan hasta el 187 %.

- Para los tramos de las secciones 35,5 al 35,69 y del 36,4 al 36,6 donde actualmente existen pasos vehiculares para el caudal requerido para $T_r = 10$ años se evidencia que existe una altura libre que varía entre de 0,24 m a 0,70 m entre la superficie de agua y el nivel inferior de la losa de la alcantarilla de altura 2,20 m. respectivamente.
- El régimen observado como dominante en el colector es el subcrítico, pues el número de Froude es menor a uno (1) sea en canal natural como para el colector rectangular.
- Las velocidades resultantes de la simulación varían entre 0,37 m/s y 1,49 m/s para las secciones en cauce abierto y desde 1,00 hasta llegar a 2,73 m/s consideradas moderadas para las secciones rectangulares del colector combinado.

El Colector Pluvial Ajaví

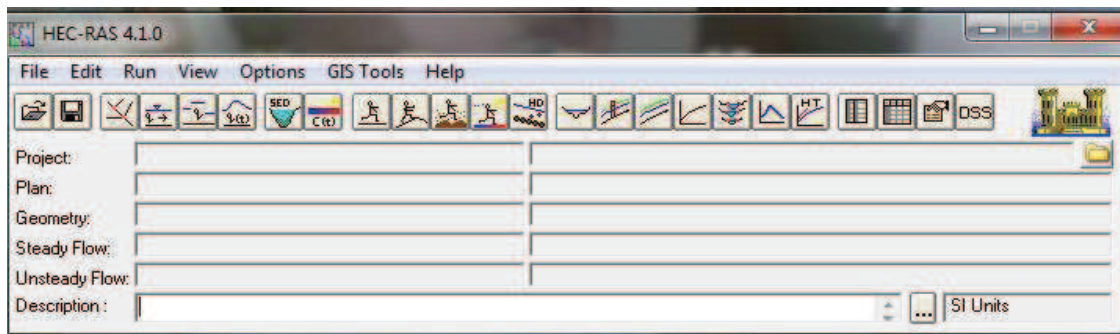
- El tipo de flujo dominante en el comportamiento hidráulico del colector Pluvial es subcrítico
- El calado de agua en el conducto de 1,10 m de altura alcanza valores mínimos de 0,35 m y máximos de 1,08 m. y su relación d/H ó d/D es 32 % y 98 % respectivamente.
- Las velocidades mínimas y máximas alcanzadas en la modelación fueron 1,43 m/s y 4,65 m/s consideradas por la norma como moderadas.
- Los caudales pico de tiempo de retorno de 10 años ocurren a las 2 horas después de empezada la lluvia o curva de ascenso del hidrograma del punto de interés ó aporte.

5.2.4 EJEMPLO DE CÁLCULO DE UN TRAMO DEL COLECTOR EMBAULADO

Para el cálculo de un tramo del colector embaulado, se debe proceder de la siguiente manera:

- Instalar y configurar el ordenador como indica el manual. (cambiar la coma por el punto como separador de decimales).
- Abrir el programa HEC RAS (Ver figura 5.19)

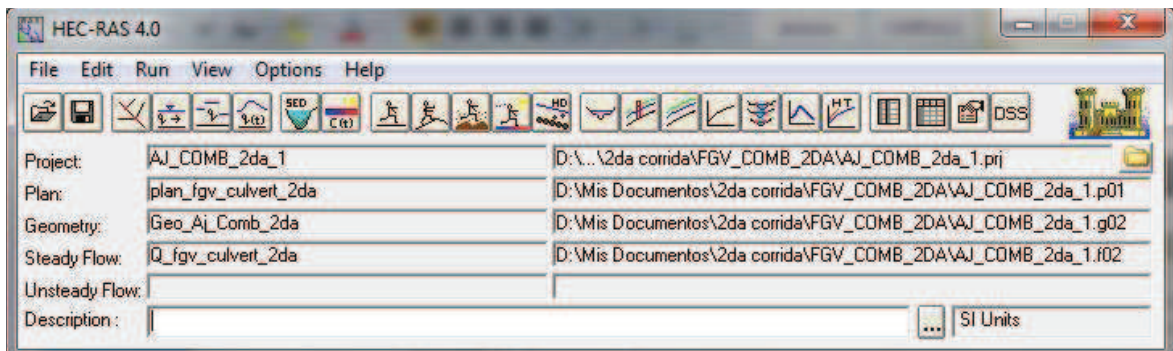
FIGURA 5. 19 PANTALLA DE INGRESO AL HEC RAS



Elaborado por: Santiago Checa R.

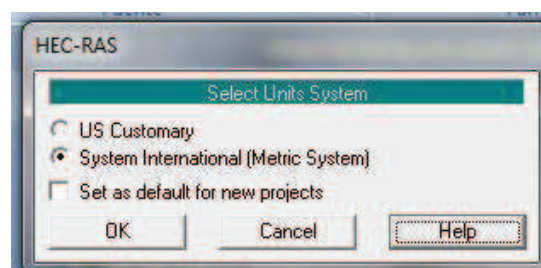
- Crear un proyecto nuevo o abrir un existente y configurar sus unidades (Ver figuras 5.20 y 5.21)

FIGURA 5. 20 ARCHIVOS Y RUTAS DEL MODELO CREADO EN HEC RAS



Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 21 CONFIGURACIÓN DE UNIDADES



Elaborado por: Santiago Checa R.

GEOMETRÍA




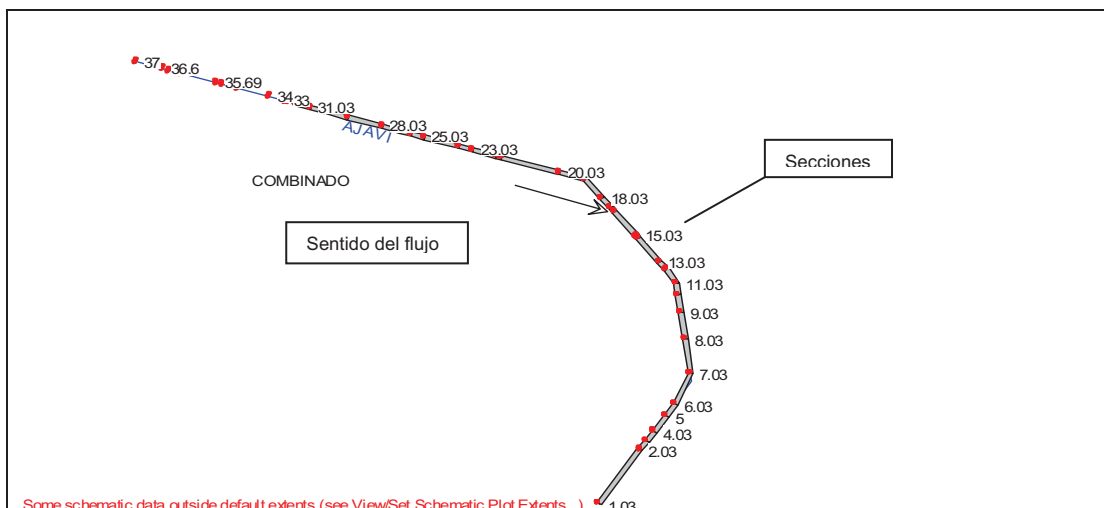
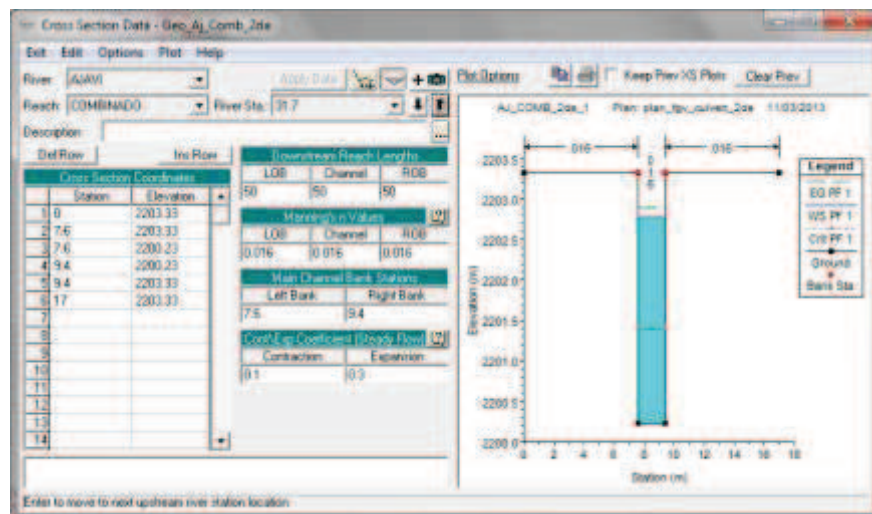
- Crear el archivo de geometría del cauce.  Primero trazar el río con la opción reach , en sentido aguas arriba hacia aguas abajo, darle un nombre. Luego crear las secciones  de aguas abajo hacia aguas arriba. También se puede interpolar secciones entre tramos o a lo largo del cauce (Ver figura 5.22 y 5.23).

FIGURA 5. 22 GEOMETRÍA DEL SISTEMA A MODELAR



Elaborado por: Santiago Checa R.

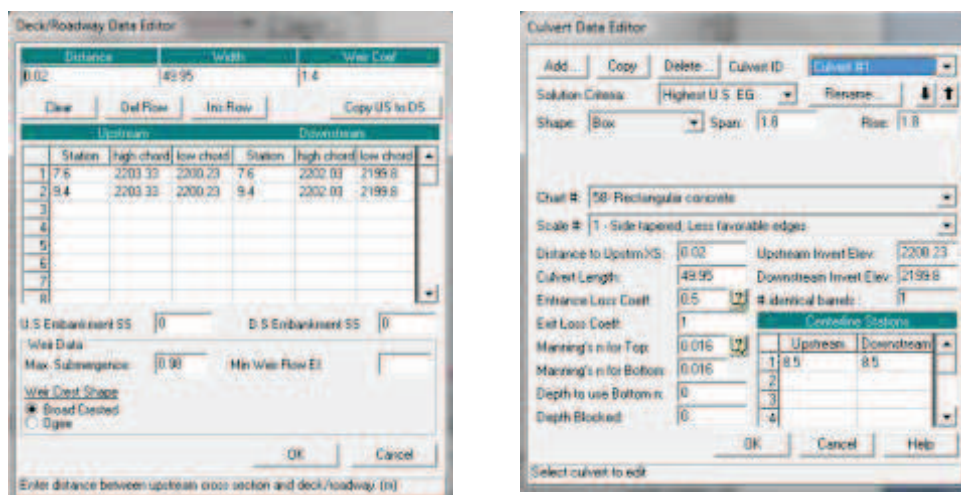
FIGURA 5. 23 EDICIÓN DE UNA SECCIÓN DEL COLECTOR AJAVÍ



Elaborado por: Santiago Checa R.

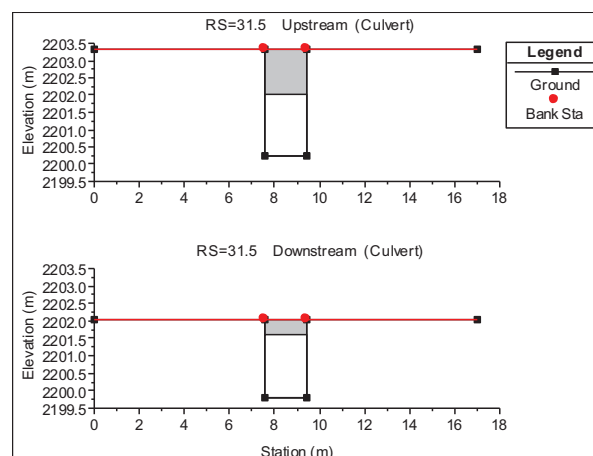
- Adicionar a las secciones del conducto a analizar (Ver figura 5.24 y 5.25). Para ello, se debe ubicar la estructura entre el tramo o las secciones que se desee con un nombre o número intermedio entre las dos. Ejemplo: se requiere colocar una alcantarilla entre el tramo 31,7 – 31 entonces se dirige a opciones y en adicionar una nueva alcantarilla ponemos el número intermedio del tramo como es 31,5 y se tiene lo siguiente:

FIGURA 5. 24 EDICIÓN DEL DECK Y CULVERT EN UN TRAMO DEL COLECTOR AJAVÍ



Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 25 IMPLANTACIÓN DE LA ALCANTARILLA EN EL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ



Elaborado por: Santiago Checa R.

DATOS DE FLUJO Y CONDICIONES DE BORDE


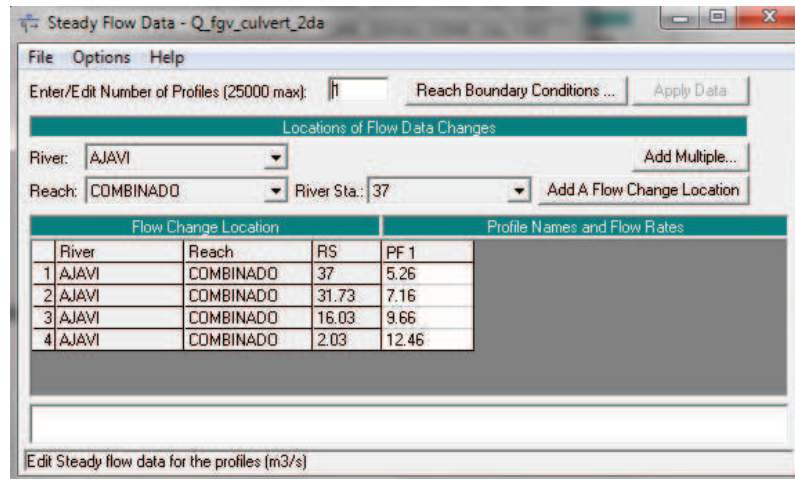
- El ingreso de caudales (Ver figura 5.26) para el régimen permanente  datos distintos períodos de retorno (perfiles) y en que sección (estación)

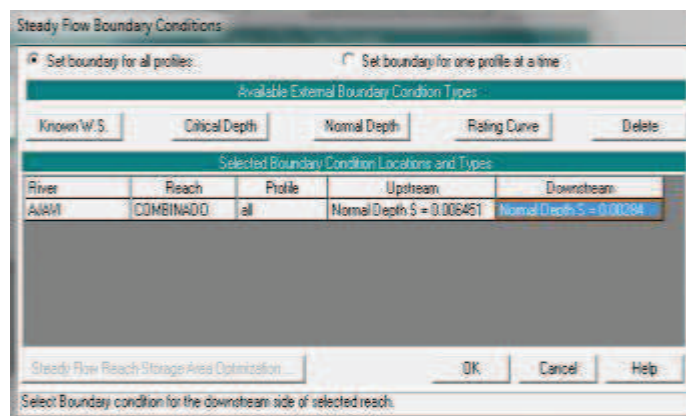
FIGURA 5. 26 EDICIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS PARA LA MODELACIÓN



Elaborado por: Santiago Checa R.

- Condiciones de borde para simular bajo régimen de flujo supercrítico, subcrítico ó mixto. Se determinan las condiciones aguas arriba como aguas abajo para realizar la simulación en flujo mixto (Ver figura 5.27).

FIGURA 5. 27 EDICIÓN DE CONDICIONES DE BORDE PARA LOS COLECTORES AJAVÍ



Elaborado por: Santiago Checa R.

SIMULACIÓN


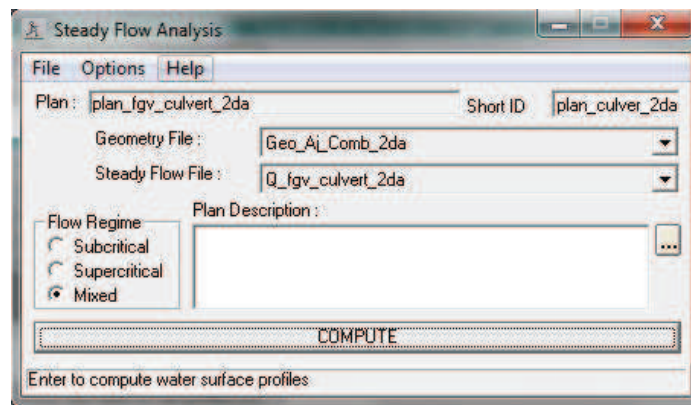
- Corrida bajo régimen permanente  se debe escoger la condición de acuerdo a las condiciones seleccionadas en el paso anterior. En nuestro caso fue flujo mixto (Ver figura 5.28).

FIGURA 5. 28 PLAN DE SIMULACIÓN PARA FLUJO PERMANENTE Y SELECCIÓN DEL TIPO DE FLUJO

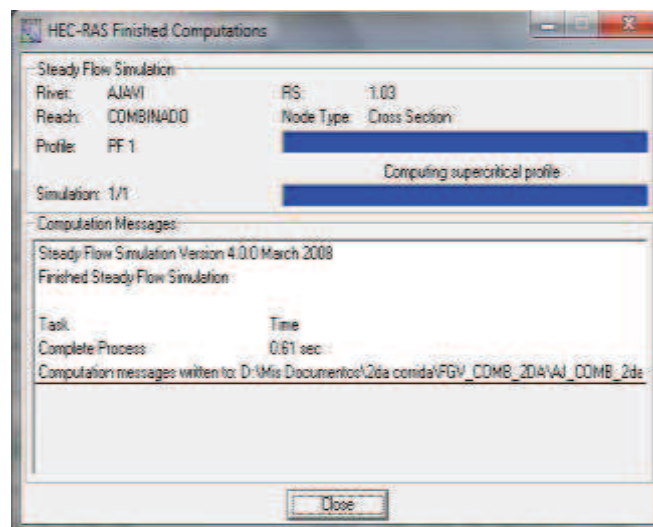


Elaborado por: Santiago Checa R.

REPORTES:

- Reporte de haber cumplido con éxito la corrida (Ver figura 5.29).

FIGURA 5. 29 REPORTE DE EJECUCIÓN DE LA SIMULACIÓN A FLUJO PERMANENTE



Elaborado por: Santiago Checa R.


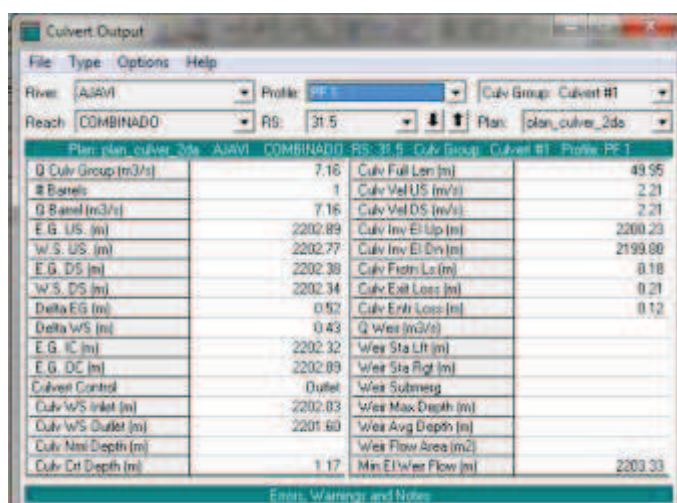
- Verificar el reporte de errores y recomendaciones que nos da el programa por secciones o en general todo el río analizado.  En este punto impera la experiencia del usuario para descartar errores del resultado de la simulación o asumir otras condiciones para tener resultados más aproximados a la realidad del comportamiento hidráulico del sistema o cauce (Ver figura 5.30).

FIGURA 5. 30 DATOS HIDRÁULICOS DE ENTRADA Y SALIDA DE UNA SECCIÓN DADA DEL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ

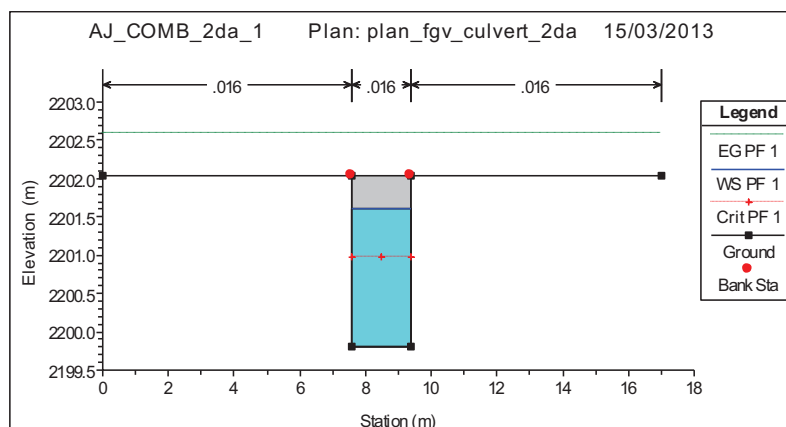


Plan: plan_culver_2da - AJAVI - COMBINADO - RS: 31.5 - Culv Group: Culvert #1 - Profile: PF 1			
Q Culv Group (m ³ /s)	7.16	Culv Fall Len (m)	49.95
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	2.21
Q Barrel (m ³ /s)	7.16	Culv Vel DS (m/s)	2.21
E.G. US (m)	2202.89	Culv Inv El Top (m)	2200.23
W.S. US (m)	2202.77	Culv Inv El Bot (m)	2199.80
E.G. DS (m)	2202.38	Culv Frict Ls (m)	0.18
W.S. DS (m)	2202.34	Culv Exit Loss (m)	0.21
Delta EG (m)	0.52	Culv Ent Loss (m)	0.12
Delta WS (m)	0.43	Q Weir (m ³ /s)	
E.G. IC (m)	2202.32	Weir Sta Lft (m)	
E.G. DC (m)	2202.09	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Duress	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	2202.83	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	2201.60	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m ²)	
Culv Crd Depth (m)	1.17	Min El Weir Flow (m)	2203.33

Elaborado por: Santiago Checa R.

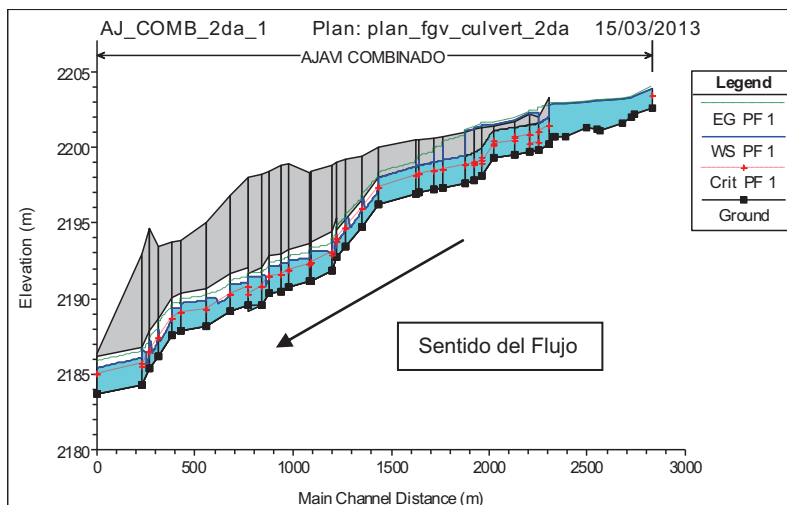
- Reporte gráfico del perfil longitudinal del calado del agua en la sección como a lo largo del perfil del terreno (Ver figuras 5.31 y 5.32).

FIGURA 5. 31 COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DEL CAUDAL EN UNA SECCIÓN DADA DEL COLECTOR AJAVÍ



Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 32 PERFIL DEL FLUJO EN EL COLECTOR AJAVÍ



Elaborado por: Santiago Checa R.

- Reporte general en tabla o gráfico de caudales, velocidades, cotas de calados normales y críticos, pendientes, cotas de la línea de energía, No. de Froude, caudales en los márgenes, carga de velocidad, etc. (Ver figuras 5.33, 5.34, 5.35, 5.36 y 5.37)

FIGURA 5. 33 REPORTE GENERAL DE LAS SECCIONES DEL COLECTOR AJAVÍ

Profile Output Table - Standard Table 1												
HEC-RAS Plan: plan_culvert_2da River: AJAVI Reach: COMBINADO Profile: PF 1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
COMBINADO	37	PF 1	5.26	2202.58	2203.92	2203.43	2204.03	0.012256	1.49	3.56	4.32	0.46
COMBINADO	36.6	PF 1	5.26	2202.24	2203.37		2203.41	0.004290	0.93	5.63	6.22	0.31
COMBINADO	36.4	PF 1	5.26	2202.00	2203.30		2203.34	0.002993	0.83	6.35	6.25	0.26
COMBINADO	36	PF 1	5.26	2201.63	2203.22		2203.24	0.001857	0.70	7.47	6.28	0.21
COMBINADO	35.69	PF 1	5.26	2201.14	2203.10		2203.11	0.000731	0.51	10.41	6.77	0.13
COMBINADO	35.51	PF 1	5.26	2201.23	2203.08		2203.09	0.001055	0.58	9.14	6.63	0.16
COMBINADO	35	PF 1	5.26	2201.30	2203.01		2203.03	0.001353	0.63	8.38	6.52	0.18
COMBINADO	34	PF 1	5.26	2200.75	2202.93		2202.95	0.000537	0.45	11.70	7.26	0.11
COMBINADO	33	PF 1	5.26	2200.76	2202.91		2202.92	0.000337	0.38	14.70	11.08	0.09
COMBINADO	32	PF 1	5.26	2200.73	2202.91		2202.92	0.000321	0.37	15.01	11.29	0.08
COMBINADO	31.73	PF 1	7.16	2200.23	2202.77		2202.89	0.001085	1.57	4.57	1.80	0.31
COMBINADO	31.7	PF 1	7.16	2200.23	2202.77	2201.40	2202.89	0.001085	1.57	4.57	1.80	0.31
COMBINADO	31.5	Culvert										
COMBINADO	31.03	PF 1	7.16	2199.80	2202.34		2202.38	0.000392	1.00	9.26	17.00	0.20
COMBINADO	31	PF 1	7.16	2199.80	2202.34	2200.97	2202.38	0.000392	1.00	9.26	17.00	0.20
COMBINADO	30.5	Culvert										
COMBINADO	30.03	PF 1	7.16	2199.69	2202.22		2202.35	0.001090	1.57	4.56	1.80	0.32
COMBINADO	30	PF 1	7.16	2199.69	2202.22	2200.86	2202.35	0.001090	1.57	4.56	1.80	0.32
COMBINADO	29.5	Culvert										
COMBINADO	29.03	PF 1	7.16	2199.53	2201.82		2201.95	0.001210	1.65	5.15	17.00	0.35
COMBINADO	29	PF 1	7.16	2199.53	2201.82	2200.70	2201.95	0.001210	1.65	5.15	17.00	0.35
COMBINADO	28.5	Culvert										
COMBINADO	28.03	PF 1	7.16	2199.30	2201.55		2201.63	0.000806	1.38	6.85	17.00	0.29
COMBINADO	28	PF 1	7.16	2199.30	2201.55	2200.47	2201.63	0.000806	1.38	6.85	17.00	0.29
COMBINADO	27.5	Culvert										

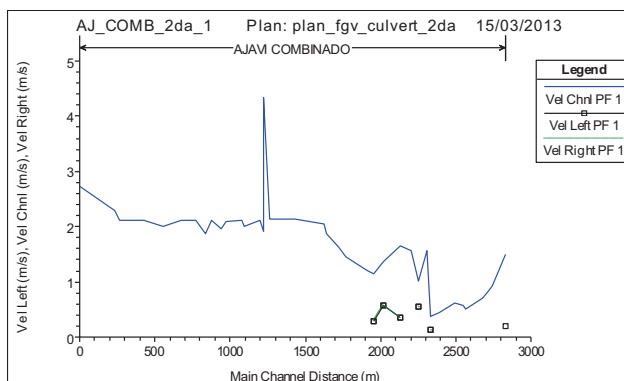
Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 34 REPORTE GENERAL DE LAS SECCIONES DEL COLECTOR AJAVÍ

Reach	River Sta	Profile	E.G. Elev (m)	W.S. Elev (m)	Vel Head (m)	Frict Loss (m)	C & E Loss (m)	Q Left (m ³ /s)	Q Channel (m ³ /s)	Q Right (m ³ /s)	Top Width (m)
COMBINADO	37	FF 1	2204.03	2203.92	0.11	0.60	0.02	0.01	5.25	0.00	4.32
COMBINADO	36.6	FF 1	2203.41	2203.37	0.04	0.07	0.00		5.26		6.22
COMBINADO	36.4	FF 1	2203.34	2203.30	0.03	0.09	0.00		5.26		6.28
COMBINADO	36	FF 1	2203.24	2203.22	0.03	0.13	0.00		5.26		6.28
COMBINADO	35.69	FF 1	2203.11	2203.10	0.01	0.02	0.00		5.26		6.77
COMBINADO	35.51	FF 1	2203.09	2203.08	0.02	0.06	0.00		5.26		6.63
COMBINADO	35	FF 1	2203.03	2203.01	0.02	0.08	0.00		5.26		6.57
COMBINADO	34	FF 1	2202.95	2202.93	0.01	0.02	0.00		5.26		7.26
COMBINADO	33	FF 1	2202.92	2202.91	0.01	0.00	0.00	0.20	5.06		11.08
COMBINADO	32	FF 1	2202.92	2202.91	0.01	0.01	0.01	0.22	5.04		11.29
COMBINADO	31.73	FF 1	2202.89	2202.77	0.13	0.00	0.00		7.16		1.80
COMBINADO	31.7	FF 1	2202.89	2202.77	0.13				7.16		1.80
COMBINADO	31.5	Culvert									
COMBINADO	31.00	FF 1	2202.38	2202.34	0.04	0.00	0.00	1.29	4.58	1.29	17.00
COMBINADO	31	FF 1	2202.38	2202.34	0.04			1.29	4.58	1.29	17.00
COMBINADO	30.5	Culvert									
COMBINADO	30.00	FF 1	2202.35	2202.22	0.13	0.00	0.00		7.16		1.80
COMBINADO	30	FF 1	2202.35	2202.22	0.13				7.16		1.80
COMBINADO	29.5	Culvert									
COMBINADO	29.00	FF 1	2201.95	2201.82	0.13	0.00	0.00	0.19	6.79	0.19	17.00
COMBINADO	29	FF 1	2201.95	2201.82	0.13			0.19	6.79	0.19	17.00
COMBINADO	28.5	Culvert									
COMBINADO	28.00	FF 1	2201.63	2201.55	0.08	0.00	0.00	0.79	5.59	0.79	17.00
COMBINADO	28	FF 1	2201.63	2201.55	0.08			0.79	5.59	0.79	17.00
COMBINADO	27.5	Culvert									

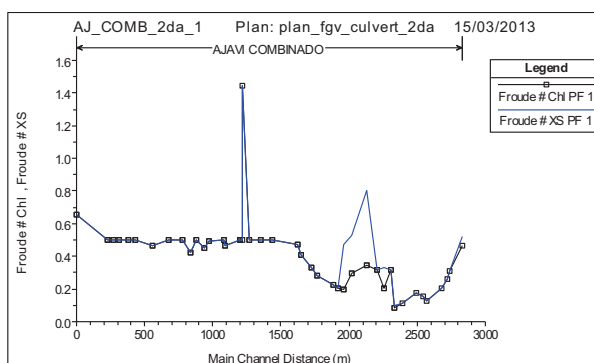
Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 35 VELOCIDADES DENTRO DEL COLECTOR AJAVÍ

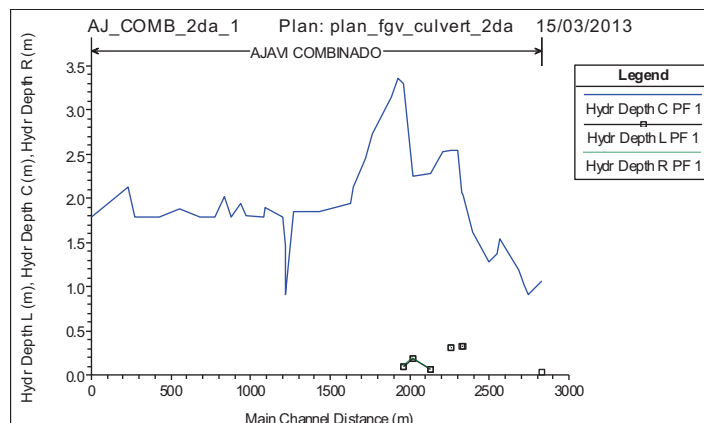


Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 36 NÚMERO DE FROUDE EN EL COLECTOR AJAVÍ



Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 37 ALTURA DE LA SUPERFICIE DE AGUA

Elaborado por: Santiago Checa R.

- Los reportes como figuras, se las puede copiar directamente hacia otro programa sea Word o Excel o también imprimirlos directamente.

NOTA: El programa para el caso de flujo permanente o estacionario, reconoce cualquier cambio de caudal en una sección aguas abajo y continúa su cálculo con este nuevo valor; la pendiente de fricción se la puede poner como una buena aproximación la pendiente del terreno. Mediante estos reportes se llega a conclusiones muy acertadas de acuerdo al criterio del usuario.

5.3 MODELACIÓN HIDRÁULICA DEL COLECTOR AJAVÍ BAJO RÉGIMEN DE FLUJO NO PERMANENTE

5.3.1 RESULTADOS OBTENIDOS DE LA SIMULACIÓN BAJO RÉGIMEN NO PERMANENTE

La simulación se realizó bajo régimen de flujo no permanente considerando los siguientes aspectos:

- El régimen de flujo utilizado para las simulaciones fue el mixto para ambos colectores
- Se utilizan los hidrogramas de crecida para período de retorno de 10 años obtenidos resultado de la modelación hidrológica para cada punto de interés. (Ver Anexo 13 Hidrogramas de crecida por punto de interés para la cuenca de río Ajaví)

- Las condiciones adoptadas para la simulación (Ver cuadro 5.7)

CUADRO 5. 7 CONDICIONES ADOPTADAS PARA LA SIMULACIÓN EN FLUJO NO PERMANENTE

Sección	Estructura	"n" Maning	Condición de borde
37 = 37,05	Canal Natural	0,060	Hidrog. Canal Pto B
31,7 = 31,75	Colector 1,80 m x 1,80 m	0,016	Hidrograma Pto C
16 = 16,05	Colector 2,60 m x 2,50 m	0,016	Hidrograma Pto D
2 = 2,05	Colector 2,60 m x 2,50 m	0,016	Hidrograma Pto E
1	Colector 2,60 m x 2,50 m	0,016	Pendiente S=0,0028
35	Colector Pluvial D=1100 mm	0,010	Hidrog. Tubería Pto B
1	Colector Pluvial D=1100 mm	0,010	Pendiente S=0,0552

Elaborado por: Santiago Checa R.

Para llevar a cabo el diagnóstico del colector se procederá a detallar los resultados por tramos en base a la altura máxima de agua en el conducto, y luego se procederá a emitir las conclusiones y recomendaciones respectivas para cada colector.

5.3.1.1 Resultados Obtenidos en la modelación del colector combinado Ajaví

Los resultados se muestran en el cuadro 5.8 y figuras 5.38 a la 5.41.

CUADRO 5. 8 RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DEL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ

Ajaví	Sec	Perfil	B x H	Q	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Slope	V	Fr	Tipo Flujo	d (m)	d/H	Sit. Colector
				(m ³ /s)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)					
COMB	37	Max WS	Natural	5,26	2202,58	2203,95	0,0108	1,43	0,44	Sub.Crit	1,37		
COMB	36,6	Max WS	Natural	5,20	2202,24	2203,25	0,0062	1,06	0,37	Sub.Crit	1,01		
COMB	36,4	Max WS	Natural	5,19	2202,00	2203,16	0,0045	0,95	0,32	Sub.Crit	1,16		
COMB	36	Max WS	Natural	5,15	2201,63	2203,02	0,0030	0,83	0,26	Sub.Crit	1,39		
COMB	35,69	Max WS	Natural	5,04	2201,14	2202,79	0,0012	0,60	0,17	Sub.Crit	1,65		
COMB	35,51	Max WS	Natural	5,02	2201,23	2202,75	0,0020	0,71	0,21	Sub.Crit	1,52		
COMB	35	Max WS	Natural	4,77	2201,30	2202,61	0,0030	0,81	0,26	Sub.Crit	1,31		
COMB	34	Max WS	Natural	4,75	2200,75	2202,40	0,0012	0,59	0,17	Sub.Crit	1,65		
COMB	33	Max WS	Natural	4,72	2200,76	2202,35	0,0008	0,49	0,13	Sub.Crit	1,59		
COMB	32	Max WS	Natural	4,72	2200,73	2202,35	0,0007	0,48	0,12	Sub.Crit	1,62		
COMB	31,7	Max WS	1,8x1,8	6,28	2200,23	2202,11	0,0017	1,85	0,43	Sub.Crit	1,88	1,04	F.Cap.H

Elaborado por: Santiago Checa R.

CUADRO 5.8. CONTINUACIÓN

Ajaví	Sec	Perfil	B x H	Q	Min Ch EI	W.S. Elev	E.G. Slope	V	Fr	Tipo Flujo	d (m)	d/H	Sit. Colector
				(m ³ /s)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)					
COMB	31,5			Culvert									
COMB	31	Max WS	1,8x1,8	6,66	2199,80	2202,74	0,0001	0,46	0,09	Sub.Crit	2,94	1,63	F.Cap.H
COMB	30,5			Culvert									
COMB	30	Max WS	1,8x1,8	6,66	2199,69	2202,12	0,0010	1,52	0,31	Sub.Crit	2,43	1,35	F.Cap.H
COMB	29,5			Culvert									
COMB	29	Max WS	1,8x1,8	6,66	2199,53	2201,59	0,0015	1,80	0,40	Sub.Crit	2,06	1,14	F.Cap.H
COMB	28,5			Culvert									
COMB	28	Max WS	1,8x1,8	6,66	2199,30	2201,07	0,0022	2,09	0,50	Sub.Crit	1,77	0,98	F.Cap.H
COMB	27,5			Culvert									
COMB	27	Max WS	1,8x1,8	6,66	2198,15	2203,48	0,0000	0,13	0,02	Sub.Crit	5,33	2,96	F.Cap.H
COMB	26,5			Culvert									
COMB	26	Max WS	1,8x1,8	6,66	2197,83	2202,09	0,0000	0,34	0,05	Sub.Crit	4,26	2,37	F.Cap.H
COMB	25,5			Culvert									
COMB	25	Max WS	1,8x1,8	6,66	2197,66	2201,09	0,0005	1,07	0,18	Sub.Crit	3,43	1,91	F.Cap.H
COMB	24,5			Culvert									
COMB	24	Max WS	1,8x1,8	6,66	2197,36	2200,12	0,0008	1,34	0,26	Sub.Crit	2,76	1,53	F.Cap.H
COMB	23,5			Culvert									
COMB	23	Max WS	1,8x1,8	6,66	2197,22	2199,56	0,0011	1,58	0,33	Sub.Crit	2,34	1,30	F.Cap.H
COMB	22,5			Culvert									
COMB	22	Max WS	1,8x1,8	6,66	2197,02	2199,01	0,0017	1,86	0,42	Sub.Crit	1,99	1,11	F.Cap.H
COMB	21,5			Culvert									
COMB	21	Max WS	1,8x1,8	6,66	2196,95	2198,72	0,0022	2,09	0,50	Sub.Crit	1,77	0,98	F.Cap.H
COMB	20,5			Culvert									
COMB	20	Max WS	1,8x1,8	6,66	2196,20	2197,97	0,0022	2,09	0,50	Sub.Crit	1,77	0,98	F.Cap.H
COMB	19,5			Culvert									
COMB	19	Max WS	1,8x1,8	6,66	2194,75	2196,52	0,0022	2,09	0,50	Sub.Crit	1,77	0,98	F.Cap.H
COMB	18,5			Culvert									
COMB	18	Max WS	1,8x1,8	6,66	2193,46	2195,23	0,0022	2,09	0,50	Sub.Crit	1,77	0,98	F.Cap.H
COMB	17,5			Culvert									
COMB	17	Max WS	1,8x1,8	9,16	2192,79	2194,52	0,0017	2,08	0,50	Sub.Crit	1,73	0,96	F.Cap.H
COMB	16,5			Culvert									
COMB	16	Max WS	2,6x2,5	9,16	2191,90	2193,63	0,0017	2,07	0,50	Sub.Crit	1,73	0,69	-
COMB	15,5			Culvert									
COMB	15	Max WS	2,6x2,5	9,16	2191,20	2193,09	0,0013	1,90	0,44	Sub.Crit	1,89	0,76	-
COMB	14,5			Culvert									
COMB	14	Max WS	2,6x2,5	9,16	2191,14	2192,87	0,0017	2,07	0,50	Sub.Crit	1,73	0,69	-

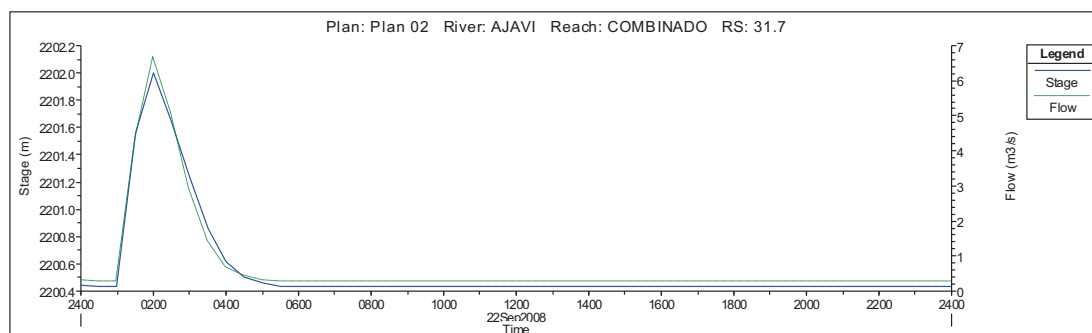
Elaborado por: Santiago Checa R.

CUADRO 5.8. CONTINUACIÓN

Ajaví	Sec	Perfil	B x H	Q	Min Ch EI	W.S. Elev	E.G. Slope	V	Fr	Tipo Flujo	d (m)	d/H	Sit. Colector
				(m ³ /s)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)					
COMB	13,5			Culvert									
COMB	13	Max WS	2,6x2,5	9,16	2190,73	2192,55	0,0015	1,97	0,47	Sub.Crit	1,82	0,73	-
COMB	12,5			Culvert									
COMB	12	Max WS	2,6x2,5	9,16	2190,43	2192,37	0,0012	1,85	0,43	Sub.Crit	1,94	0,78	-
COMB	11,5			Culvert									
COMB	11	Max WS	2,6x2,5	9,16	2190,32	2192,05	0,0017	2,07	0,50	Sub.Crit	1,73	0,69	-
COMB	10,5			Culvert									
COMB	10	Max WS	2,6x2,5	9,16	2189,58	2191,62	0,0011	1,76	0,39	Sub.Crit	2,04	0,82	-
COMB	9,5			Culvert									
COMB	9	Max WS	2,6x2,5	9,16	2189,58	2191,31	0,0017	2,07	0,50	Sub.Crit	1,73	0,69	-
COMB	8,5			Culvert									
COMB	8	Max WS	2,6x2,5	9,16	2189,16	2190,89	0,0017	2,07	0,50	Sub.Crit	1,73	0,69	-
COMB	7,5			Culvert									
COMB	7	Max WS	2,6x2,5	9,16	2188,17	2190,05	0,0014	1,91	0,45	Sub.Crit	1,88	0,75	-
COMB	6,5			Culvert									
COMB	6	Max WS	2,6x2,5	9,16	2187,89	2189,62	0,0017	2,07	0,50	Sub.Crit	1,73	0,69	-
COMB	5,5			Culvert									
COMB	5	Max WS	2,6x2,5	9,16	2187,57	2189,30	0,0017	2,07	0,50	Sub.Crit	1,73	0,69	-
COMB	4,5			Culvert									
COMB	4	Max WS	2,6x2,5	9,16	2186,20	2187,93	0,0017	2,07	0,50	Sub.Crit	1,73	0,69	-
COMB	3,5			Culvert									
COMB	3	Max WS	2,6x2,5	9,16	2185,36	2187,09	0,0017	2,07	0,50	Sub.Crit	1,73	0,69	-
COMB	2,5			Culvert									
COMB	2	Max WS	2,6x2,5	11,96	2184,30	2186,37	0,0018	2,27	0,50	Sub.Crit	2,07	0,83	-
COMB	1,5			Culvert									
COMB	1	Max WS	2,6x2,5	11,96	2183,64	2185,37	0,0028	2,71	0,66	Sub.Crit	1,73	0,69	-

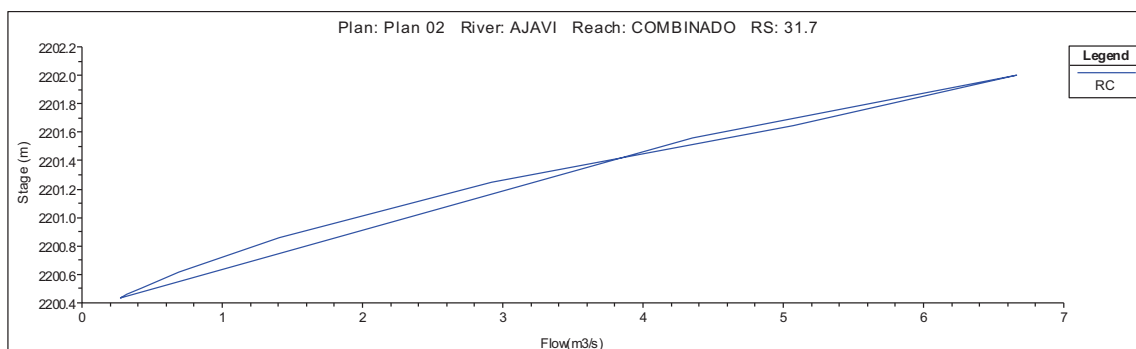
Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 38 HIDROGRAMAS RESULTANTE EN LA SECCIÓN 31,7 DEL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ



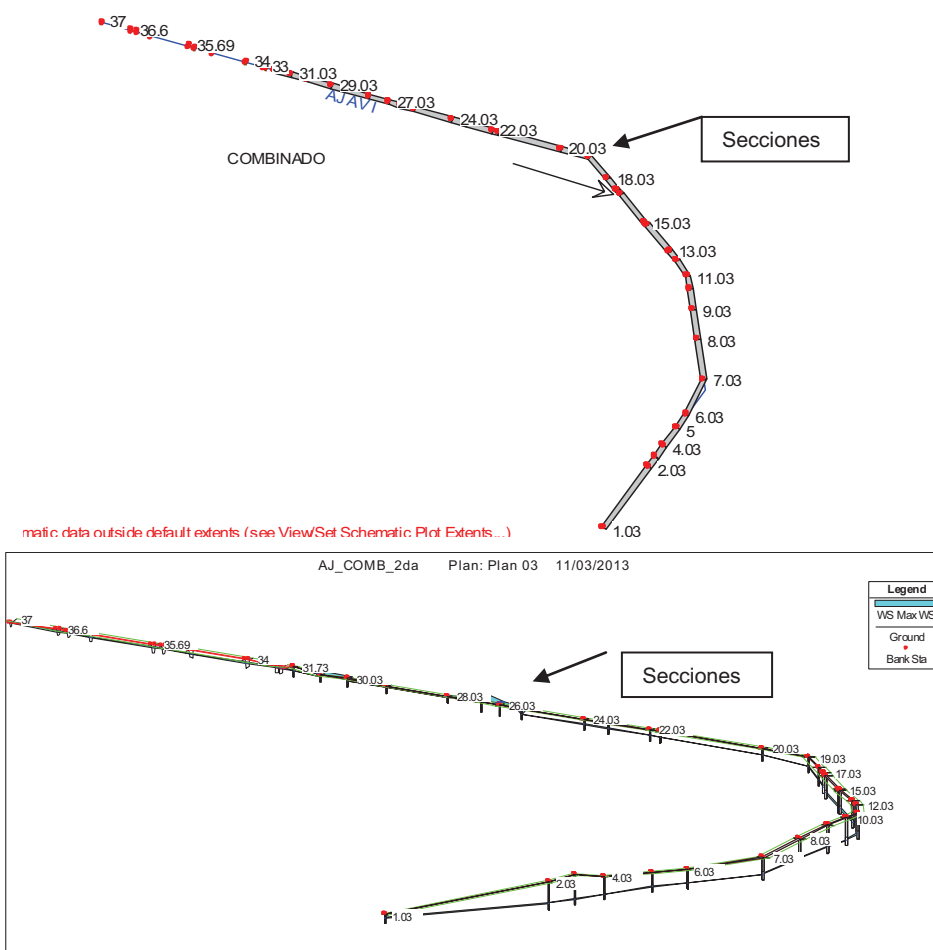
Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 39 CURVA DE DESCARGA DE LA SECCIÓN 31,7 DEL COLECTOR COMBINADO

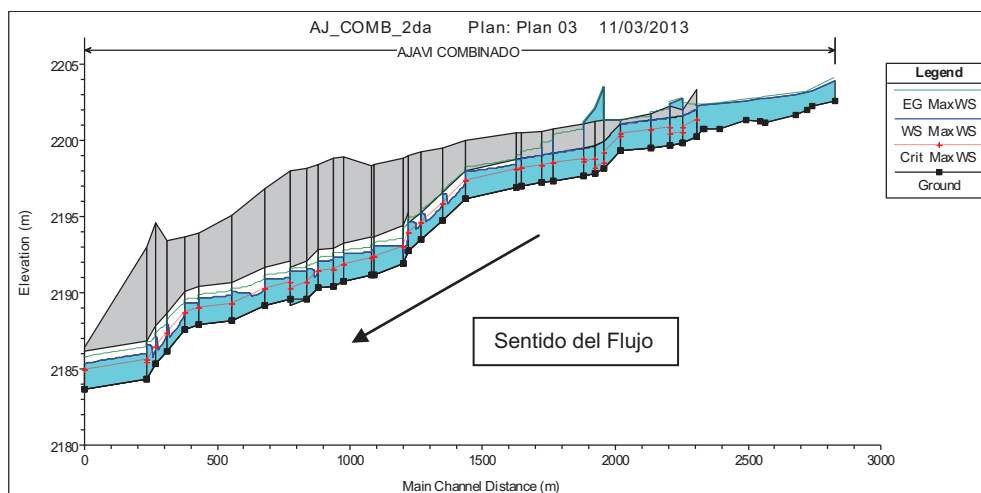


Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 40 PLANTA Y PERSPECTIVA DEL COLECTOR COMBINADO



Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 41 PERFIL DEL FLUJO EN EL COLECTOR COMBINADO

Elaborado por: Santiago Checa R.

5.3.1.2 Resultados Obtenidos de la modelación del colector Pluvial

Los resultados se muestran en el cuadro 5.9 y figuras 5.42 y 5.43

**CUADRO 5. 9 RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DEL COLECTOR PLUVIAL
AJAVÍ**

Ajaví	Sec	Perfil	Φ	Q Total	Min Ch EI	W.S. Elev	E.G. Slope	V	Fr	Tipo Flujo	d	d/D	Sit Colector
			(m)	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)			(m)		
PLUVIAL	35	Max WS	1,1	1,54	2202,59	2203,5	0,0012	1,68	0,56	Sub Crit	0,91	0,83	-
PLUVIAL	34,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	34	Max WS	1,1	1,54	2201,5	2202,42	0,0012	1,68	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	33,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	33	Max WS	1,1	1,54	2201,16	2202,07	0,0012	1,69	0,56	Sub Crit	0,91	0,83	-
PLUVIAL	32,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	32	Max WS	1,1	1,54	2200,38	2201,3	0,0012	1,68	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	31,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	31	Max WS	1,1	1,54	2200,19	2201,33	0,0007	1,36	0,41	Sub Crit	1,14	1,04	F.Cap.H
PLUVIAL	30,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	30	Max WS	1,1	1,54	2200,12	2201,04	0,00129	1,67	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	29,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	29	Max WS	1,1	1,54	2199,96	2200,88	0,0012	1,68	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	28,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	28	Max WS	1,1	1,54	2199,4	2200,63	0,0006	1,25	0,36	Sub Crit	1,23	1,12	F.Cap.H
PLUVIAL	27,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	27	Max WS	1,1	1,54	2199,4	2200,32	0,0012	1,68	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-

Elaborado por: Santiago Checa R.

CUADRO 5.9 CONTINUACIÓN

Ajaví	Sec	Perfil	Φ	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Slope	V	Fr	Tipo Flujo	d	d/D	Sit Colector
			(m)	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)			(m)		
PLUVIAL	26,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	26	Max WS	1,1	1,54	2199,12	2200,17	0,0009	1,46	0,46	Sub Crit	1,05	0,95	F.Cap.H
PLUVIAL	25,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	25	Max WS	1,1	1,54	2199,1	2200,02	0,0012	1,68	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	24,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	24	Max WS	1,1	1,54	2198,97	2199,89	0,0012	1,67	0,55	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	23,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	23	Max WS	1,1	1,54	2198,79	2199,71	0,0012	1,68	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	22,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	22	Max WS	1,1	1,54	2198,6	2199,52	0,0012	1,68	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	21,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	21	Max WS	1,1	1,54	2198,31	2199,22	0,0012	1,69	0,56	Sub Crit	0,91	0,83	-
PLUVIAL	20,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	20	Max WS	1,1	1,54	2197,84	2198,76	0,0012	1,68	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	19,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	19	Max WS	1,1	1,54	2197,62	2198,54	0,0012	1,67	0,55	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	18,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	18	Max WS	1,1	1,54	2197,34	2198,26	0,0012	1,68	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	17,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	17	Max WS	1,1	1,54	2196,97	2197,92	0,0011	1,63	0,53	Sub Crit	0,95	0,86	F.Cap.H
PLUVIAL	16,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	16	Max WS	1,1	1,54	2196,91	2197,83	0,0012	1,67	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	15,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	15	Max WS	1,1	1,54	2196,76	2197,67	0,0013	1,7	0,57	Sub Crit	0,91	0,83	-
PLUVIAL	14,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	14	Max WS	1,1	1,54	2196,59	2197,51	0,0012	1,68	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	13,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	13	Max WS	1,1	1,54	2196,29	2197,34	0,0009	1,46	0,45	Sub Crit	1,05	0,95	F.Cap.H
PLUVIAL	12,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	12	Max WS	1,1	1,54	2195,63	2196,55	0,0012	1,67	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	11,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	11	Max WS	1,1	1,54	2193,57	2194,49	0,0012	1,67	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	10,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	10	Max WS	1,1	1,54	2193,33	2194,25	0,0012	1,68	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	9,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	9	Max WS	1,1	1,54	2193,1	2194,02	0,0012	1,68	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	8,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	8	Max WS	1,1	1,54	2192,28	2193,2	0,0012	1,68	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-

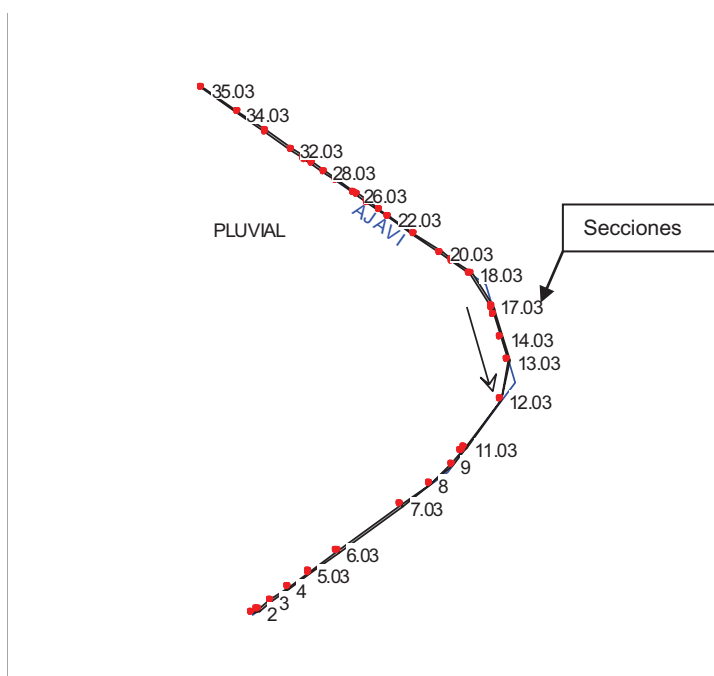
Elaborado por: Santiago Checa R.

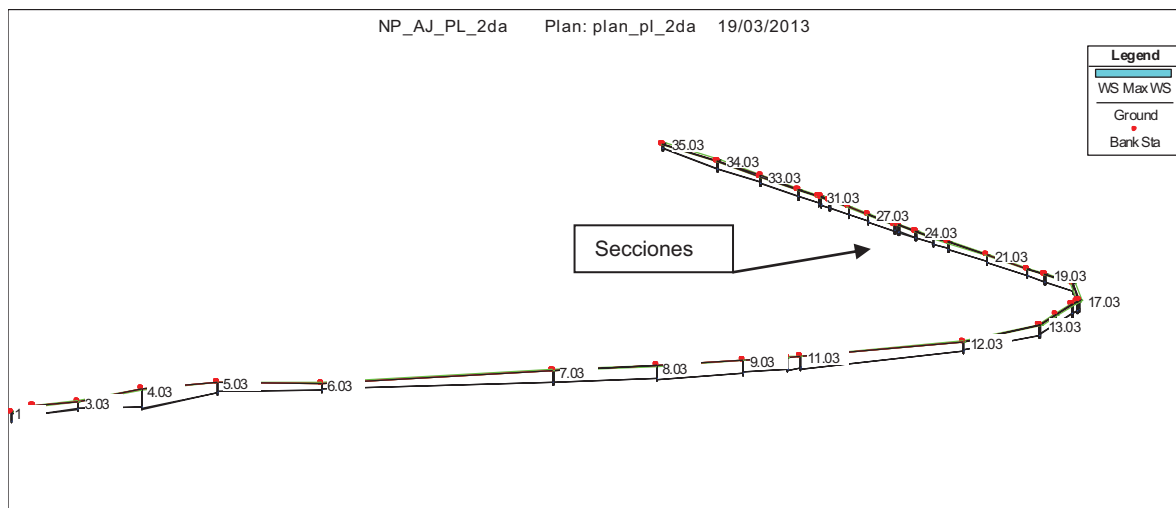
CUADRO 5.9 CONTINUACIÓN

Ajaví	Sec	Perfil	Φ	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Slope	V	Fr	Tipo Flujo	d	d/D	Sit Colector
			(m)	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)			(m)		
PLUVIAL	7,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	7	Max WS	1,1	1,54	2191,57	2192,49	0,0012	1,68	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	6,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	6	Max WS	1,1	1,54	2190,65	2191,57	0,0012	1,68	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	5,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	5	Max WS	1,1	1,54	2190,35	2191,27	0,0012	1,68	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	4,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	4	Max WS	1,1	1,54	2186,47	2187,65	0,0006	1,31	0,39	Sub Crit	1,18	1,07	F.Cap.H
PLUVIAL	3,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	3	Max WS	1,1	1,54	2186,4	2187,32	0,0012	1,68	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	2,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	2	Max WS	1,1	1,54	2185,37	2186,29	0,0012	1,68	0,56	Sub Crit	0,92	0,84	-
PLUVIAL	1,5		1,1	Culvert									
PLUVIAL	1	Max WS	1,1	1,54	2183,64	2183,86	0,0580	6,92	4,68	Sup Crit	0,22	0,20	-

Elaborado por: Santiago Checa R.

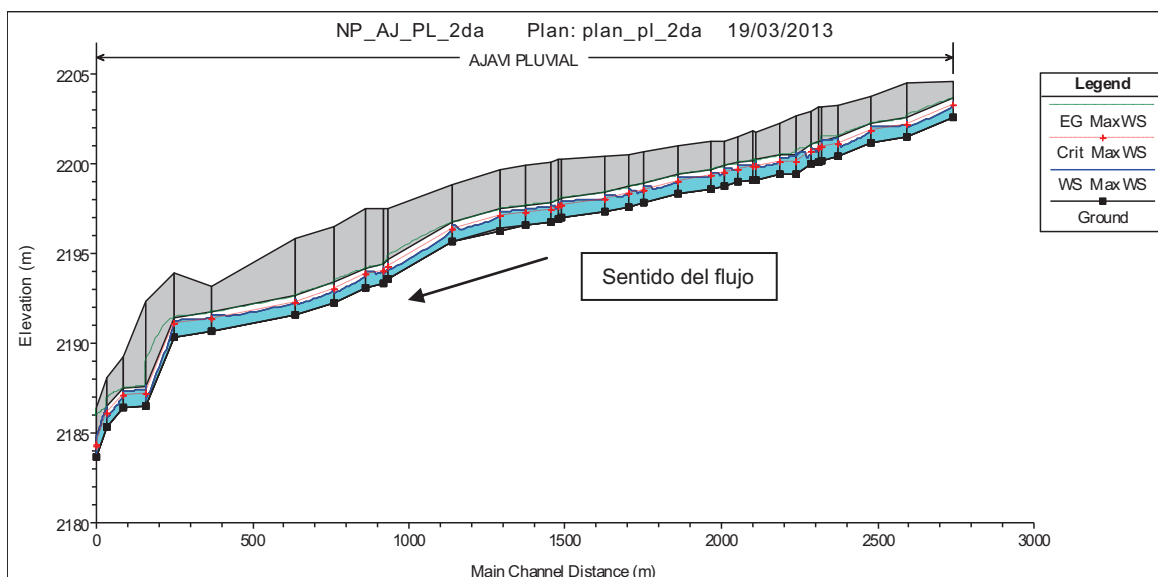
FIGURA 5. 42 PLANTA Y PERSPECTIVA DEL COLECTOR PLUVIAL





Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 43 PERFIL DEL FLUJO EN EL COLECTOR PLUVIAL



Elaborado por: Santiago Checa R.

5.3.2 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

Para el colector combinado Ajaví

- El perfil de flujo resultante en el tramo de sección natural para el caudal de $5,26 \text{ m}^3/\text{s}$ (sección 37 a la 31,7), se observa que la altura del agua es menor a 1,65 m. lo que demuestra que secciones consideradas en este tramo son suficientes.

- Para los tramos de las secciones 35,5 al 35,69 y del 36,4 al 36,6 donde actualmente existen pasos vehiculares para el caudal requerido para $T_r = 10$ años, se evidencia que existe una altura libre de 0,55 a 1,04 m considerando que la altura entre la superficie de agua y el nivel inferior de la losa de la alcantarilla es de 2,20 m.
- Todas secciones aguas abajo de la sección 31,7 (ingreso al colector) pueden transportar ese caudal requerido hasta llegar a la descarga. Nos muestra que existen 15 tramos con falta de capacidad hidráulica respecto al 85 % de la altura original de 1,80 m. recomendada por la norma, pues varían de 98 al 296 %.
- El régimen observado como dominante en el colector es el subcrítico, pues el número de Froude es menor a uno (1), sea en canal natural como para el colector rectangular.
- Las velocidades resultantes de la simulación varían entre 0,49 m/s y 1,43 m/s para las secciones en cauce abierto y desde 0,46 hasta llegar a 2,71 m/s consideradas moderadas para las secciones rectangulares del colector combinado.

Para el colector Pluvial

- La capacidad hidráulica utilizada por el caudal transitado varía de acuerdo al tramo y su pendiente de fondo, la mayoría de los valores oscilan de un mínimo de 20 % y 85%, y también tiene falta de capacidad hidráulica en siete tramos con pendientes menores a 1,1‰, pues sobrepasan la norma (EMAAP-Q, 2009).
- Las velocidades observadas varían de un mínimo de 1,25 m/s a un máximo 6,92 m/s, lo cual nos indica que no exceden la recomendación dada por el fabricante o por la norma EPMAAP-Q, las cuales se consideran como moderadas.
- El tipo de flujo predominante en el colector es subcrítico.

5.3.3 EJEMPLO DE CÁLCULO DE UN TRAMO DEL COLECTOR EMBAULADO

Se realizará siguiendo la metodología descrita a continuación:


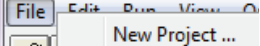
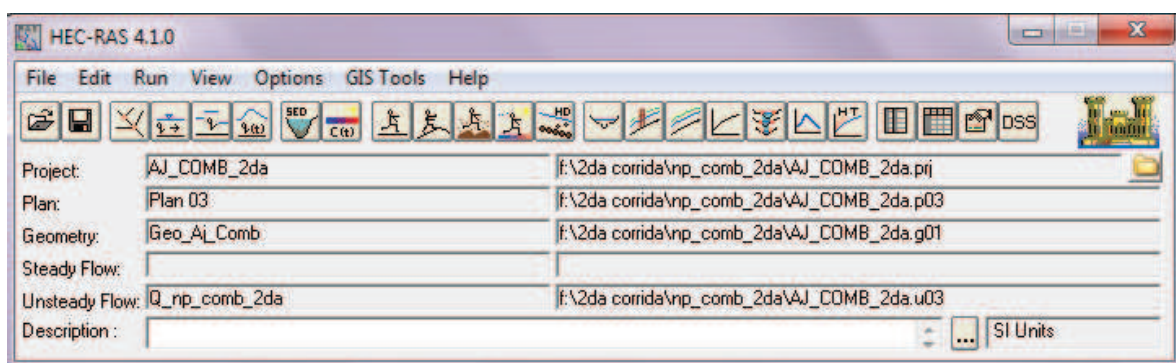
- 1 Abrir el software HEC RAS y configurar las unidades con las que vamos a trabajar.
- 2 Abrir  o crear  New Project ... un archivo para el proyecto, geometría (Ver figura 5.44).

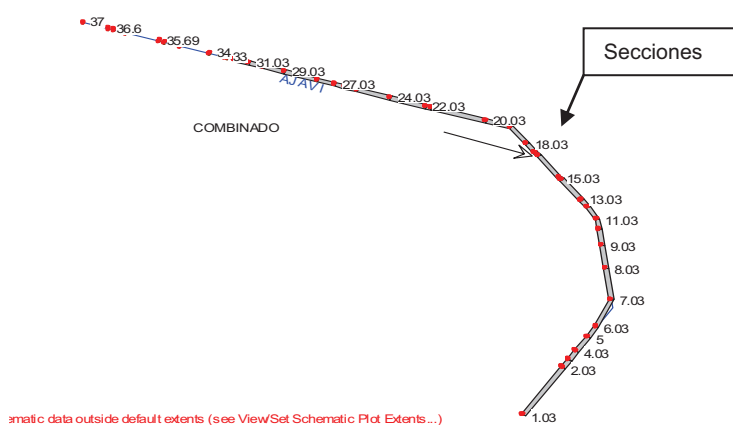
FIGURA 5. 44 PANTALLA HEC RAS



Elaborado por: Santiago Checa R.

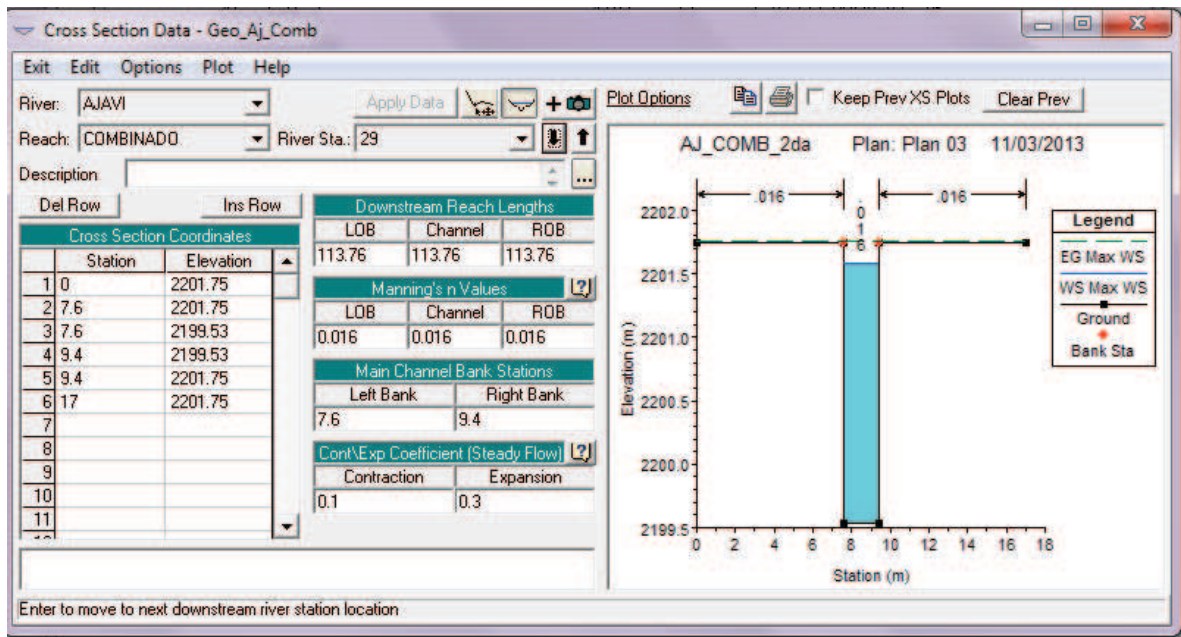
- 3 Crear la geometría para lo cual, primero se crea el río con sus respectivos nombres, y adicionarle secciones (Ver figura 5.45 a la 5.48).

FIGURA 5. 45 GEOMETRIA EN PLANTA Y SU ESQUEMA DEL TRAMO



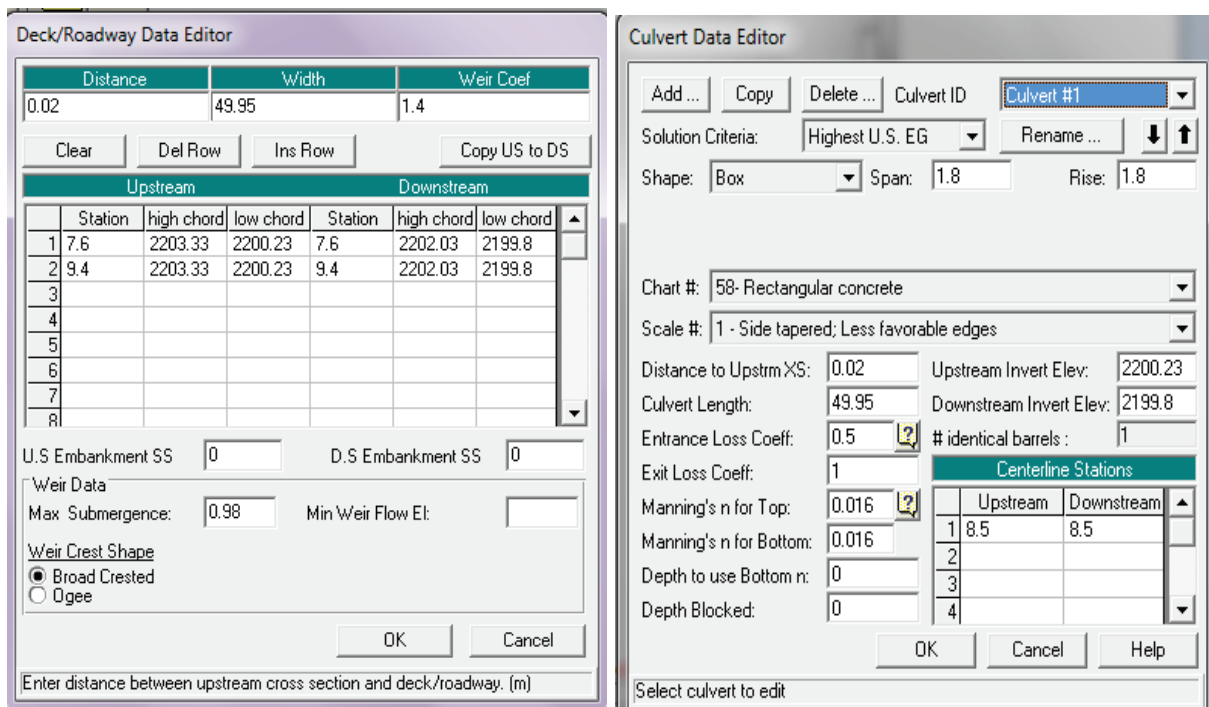
Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 46 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA SECCIÓN AGUAS ARRIBA



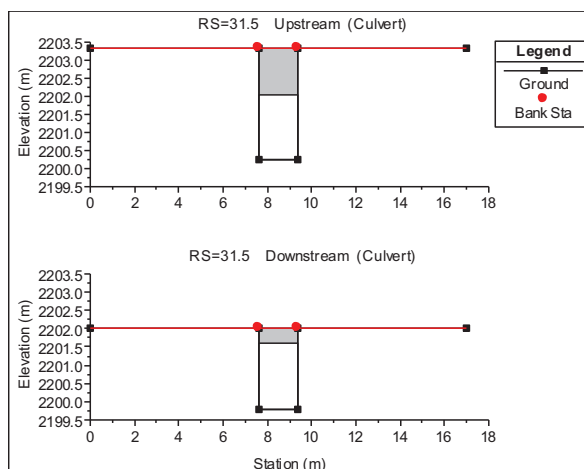
Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 47 CARACTERÍSTICAS DEL CULVERT EN LA SECCIÓN AGUAS ARRIBA



Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 48 IMPLANTACIÓN DE LA ALCANTARILLA EN EL TRAMO



Elaborado por: Santiago Checa R.


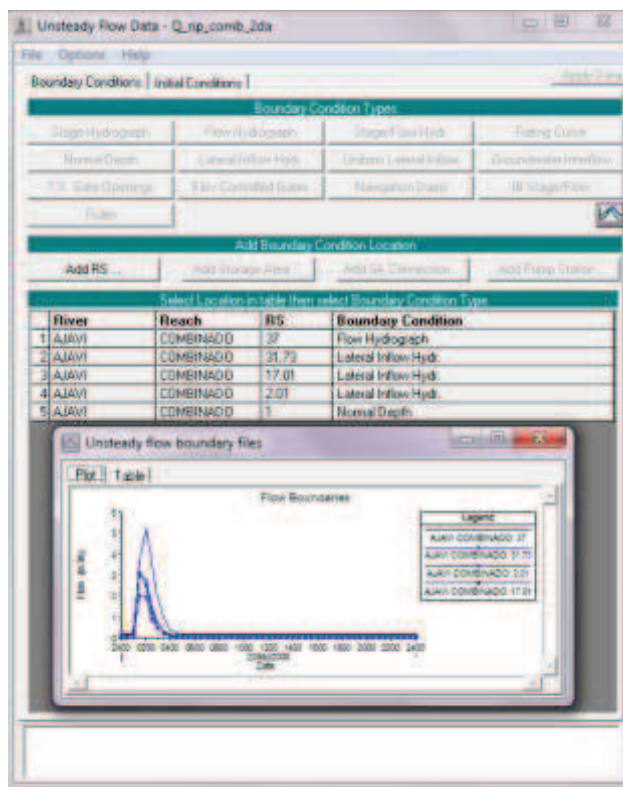
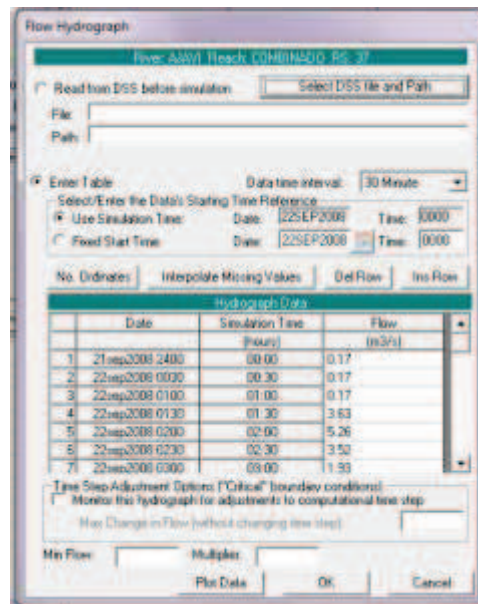
- 4 Ingreso de los hidrogramas para régimen no permanente.  y condición de borde aguas arriba es un hidrograma en la sección 2,05 (Ver figura 5.49 y 5.50)

FIGURA 5. 49 HIDROGRAMAS DE INGRESO EN LAS SECCIONES DE CONTROL



Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 50 DATOS DEL HIDROGRAMA DE INGRESO EN LA SECCIÓN 31



Elaborado por: Santiago Checa R.

Condición de borde aguas abajo en la sección 1. Calado Normal con pendiente de 0,0028


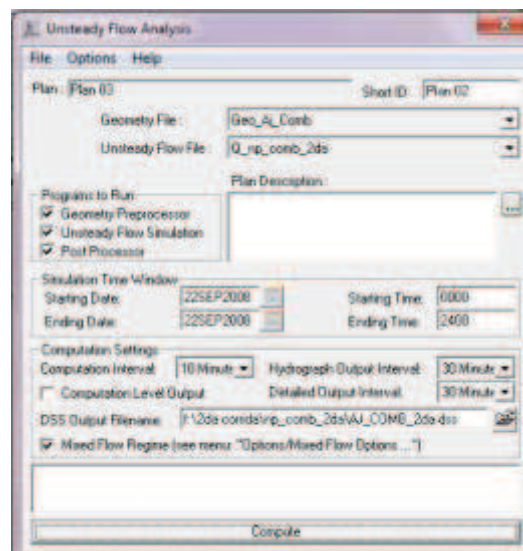
- 5 Simulación: para ello se debe crear un archivo  no estacionario y llenarlo las fechas, los tiempos, intervalos con los que vayamos a ejecutar el modelo (Ver figura 5.51).

FIGURA 5. 51 PANTALLA SIMULACIÓN DEL TRAMO

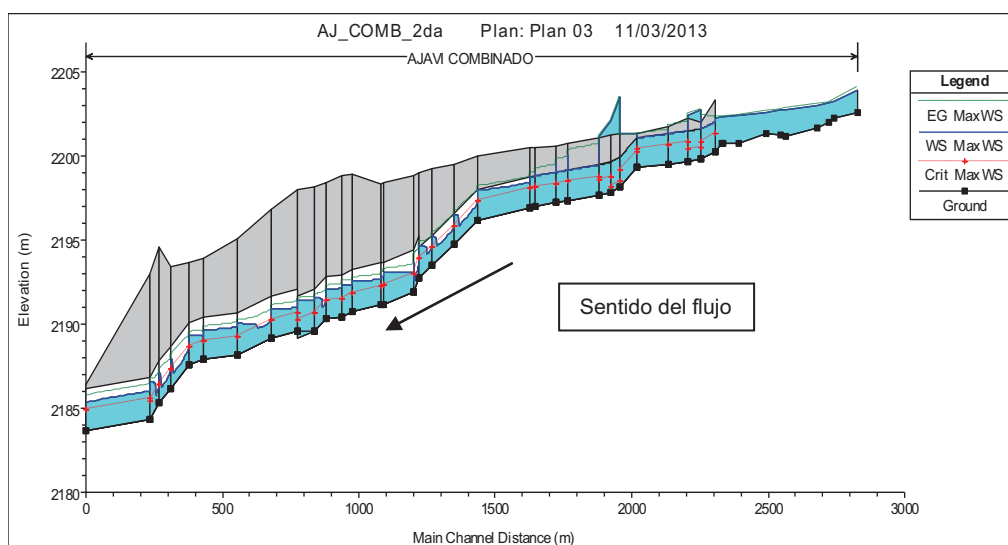


Elaborado por: Santiago Checa R.

Nota: Las fechas y los tiempos de inicio y fin de la simulación deben coincidir con los del hidrograma de entrada. El programa nos da la facilidad de ejecutar la corrida parcialmente o de manera completa, en este caso se ha escogido todas las opciones.

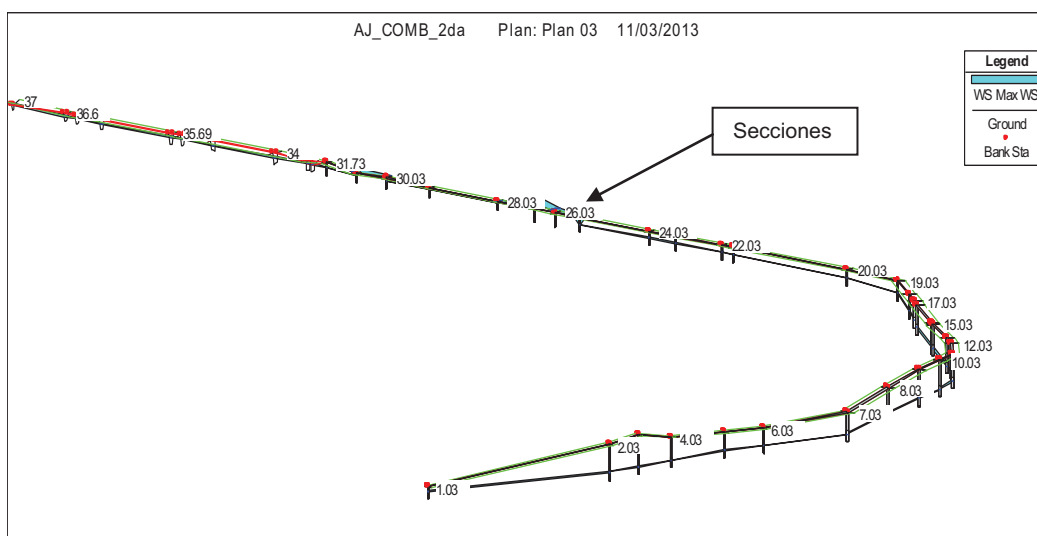
6 Reportes de la simulación (Ver figura 5.52 a la 59)

FIGURA 5. 52 PERFIL DE AGUA DEL TRAMO



Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 53 PERSPECTIVA DEL TRAMO



Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 54 RESULTADOS DEL COLECTOR AJAVÍ

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)
COMBINADO	31.03	Max WS	4.15	2199.80	2201.91		2201.97	0.000568	1.10	3.79	1.80
COMBINADO	31	Max WS	4.15	2199.80	2201.91		2201.97	0.000568	1.10	3.79	1.80
COMBINADO	30.5	Culvert									
COMBINADO	30.03	Max WS	4.15	2199.69	2201.48		2201.57	0.000839	1.29	3.23	1.80
COMBINADO	30	Max WS	4.15	2199.69	2201.48		2201.57	0.000839	1.29	3.23	1.80
COMBINADO	29.5	Culvert									
COMBINADO	29.03	Max WS	5.22	2199.53	2201.19		2201.35	0.001597	1.74	2.99	1.80
COMBINADO	29	Max WS	5.22	2199.53	2201.19		2201.35	0.001590	1.75	2.99	1.80
COMBINADO	28.5	Culvert									
COMBINADO	28.03	Max WS	5.22	2199.30	2200.80		2200.99	0.002051	1.93	2.71	1.80
COMBINADO	28	Max WS	5.22	2199.30	2200.80		2200.99	0.002052	1.93	2.70	1.80
COMBINADO	27.5	Culvert									
COMBINADO	27.03	Max WS	5.10	2198.15	2199.61		2199.81	0.002104	1.90	2.62	1.80
COMBINADO	27	Max WS	5.18	2198.15	2199.61		2199.81	0.002185	1.98	2.62	1.80
COMBINADO	26.5	Culvert									
COMBINADO	26.03	Max WS	4.15	2197.83	2200.50		2200.54	0.000323	0.86	4.81	1.80
COMBINADO	26	Max WS	4.15	2197.83	2200.50		2200.54	0.000323	0.86	4.81	1.80
COMBINADO	25.5	Culvert									
COMBINADO	25.03	Max WS	4.15	2197.66	2199.90		2199.96	0.000488	1.03	4.04	1.80
COMBINADO	25	Max WS	4.15	2197.66	2199.90		2199.96	0.000488	1.03	4.04	1.80
COMBINADO	24.5	Culvert									
COMBINADO	24.03	Max WS	4.15	2197.36	2199.32		2199.39	0.000673	1.17	3.53	1.80
COMBINADO	24	Max WS	4.15	2197.36	2199.32		2199.39	0.000672	1.17	3.53	1.80
COMBINADO	23.5	Culvert									

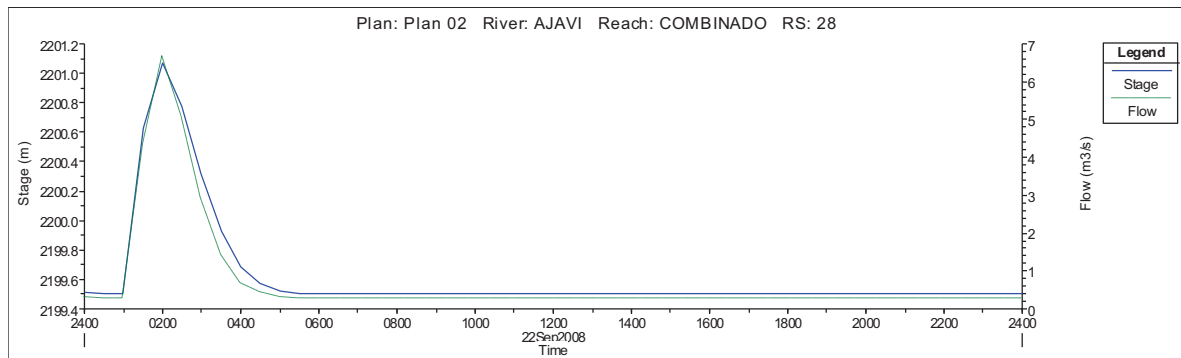
Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 55 RESULTADO DE LA MODELACIÓN PARA LA SECCIÓN 31

Plan: Plan 02		AJAVI	COMBINADO	RS: 31	Profile: Max WS	
E.G. Elev (m)	2201.97	Element		Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.06	Wt. n-Val.			0.016	
W.S. Elev (m)	2201.91	Reach Len. (m)	50.03	50.03	50.03	
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)			3.79	
E.G. Slope (m/m)	0.000568	Area (m2)			3.79	
Q Total (m3/s)	4.15	Flow (m3/s)			4.15	
Top Width (m)	1.80	Top Width (m)			1.80	
Vel Total (m/s)	1.10	Avg. Vel. (m/s)			1.10	
Max Chl Dpth (m)	2.11	Hydr. Depth (m)			2.11	
Conv. Total (m3/s)	174.2	Conv. (m3/s)			174.2	
Length Wtd. (m)	50.03	Wetted Per. (m)			6.01	
Min Ch El (m)	2199.80	Shear (N/m2)			3.51	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		813.92	0.00	0.00
Frctn Loss (m)		Cum Volume (1000 m3)			6.43	
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m2)			4.98	

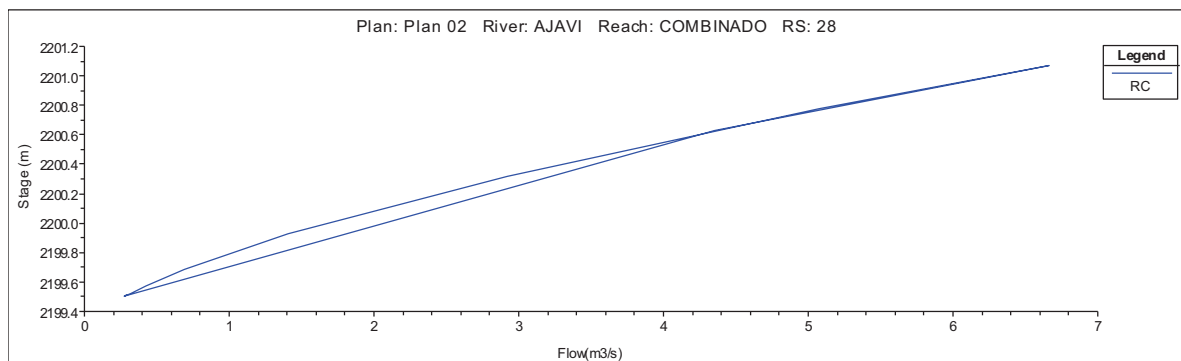
Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 56 HIDROGRAMA DE INGRESO Y SALIDA DE LA SECCIÓN 28



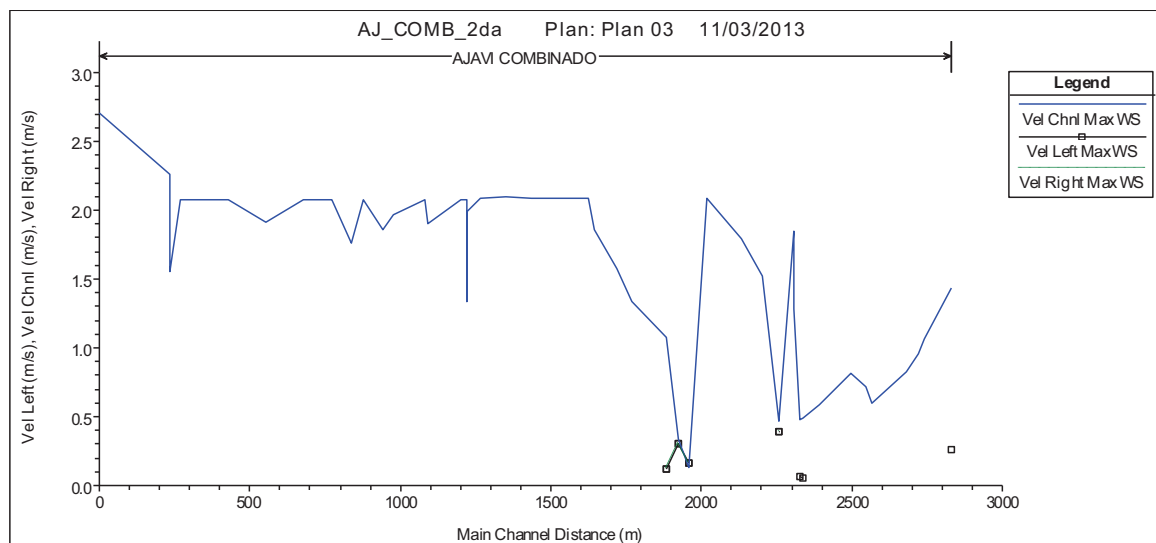
Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 57 CURVA DE DESCARGA PARA LA SECCIÓN 28

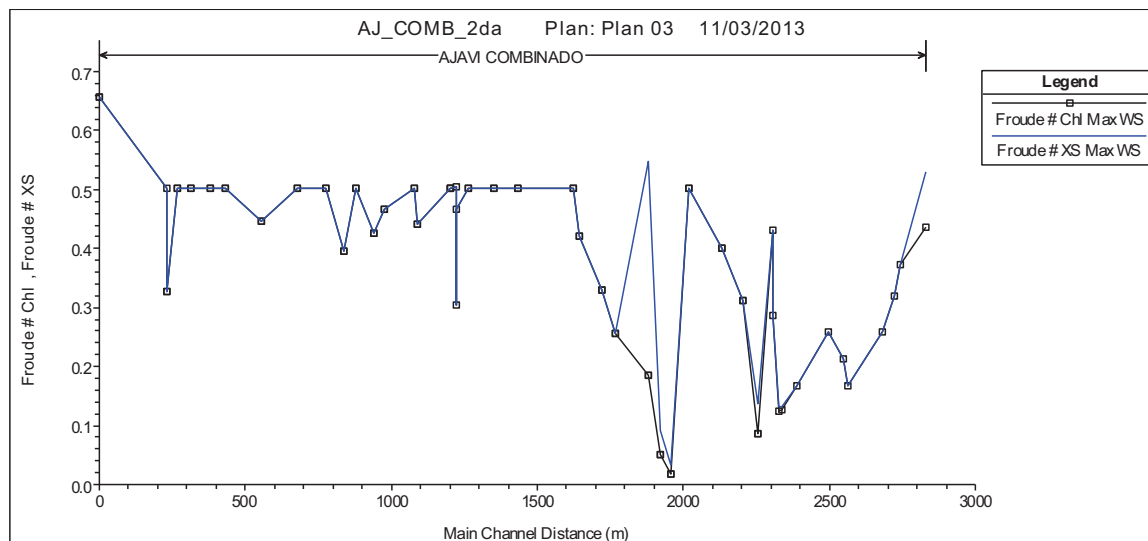


Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 58 VELOCIDADES EN EL COLECTOR COMBINADO



Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 5. 59 NÚMERO DE FROUDE EN EL COLECTOR COMBINADO

Elaborado por: Santiago Checa R.

5.4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES DEL DIAGNÓSTICO

5.4.1 CONCLUSIONES DEL DIAGNÓSTICO:

- Los caudales de diseño de Tr de 10 años generado por el modelo hidrológico aplicado en la cuenca del río Ajaví, para los regímenes de flujo uniforme y gradualmente variado, es comparable entre el Q max (valor pico) y el valor de caudal que produzca la máxima profundidad de agua en el régimen no permanente (paso del caudal pico).
- Las velocidades que muestran en cada modelo bajo su respectivo régimen son consideradas moderadas de acuerdo al material considerado.
- Comparando los tramos del colector Ajaví que exceden la capacidad hidráulica máxima ($d/H=0,85$) que da la norma (EMAAP-Q, 2009), mayoritariamente se presenta en el modelo bajo régimen de flujo gradualmente variado como no permanente con catorce (14) tramos y en el modelo de flujo uniforme con siete (7) tramos.

- El modelo simula al verdadero fenómeno físico del comportamiento hidráulicos del caudal dentro de la estructura es el flujo NO PERMANENTE.
- La aplicación de una tormenta de período de retorno de 10 años (recurrente), bajo las condiciones de solución propuestas (trasvases en la Qda. Seca hacia Qda. San Clemente y en la Qda. De las Flores hacia la Qda. Laurel) por el Estudio INGECONSULT CÍA. LTDA., 2012 “Control de Inundaciones de la ciudad de Ibarra”. Municipio de Ibarra, el colector combinado y pluvial necesitan un correctivo estructural, es decir, una opción sería un aumento de sección ó en su defecto incrementar una celda o colector paralelo.
- El paso del caudal pico del hidrograma de crecida con $Tr = 10$ años se presenta a las 2 horas de una simulación temporal de 24 horas.
- Implantar una solución no estructural (Ejemplo: mejoramiento de la rugosidad) al comportamiento más crítico podría ser adecuado para mejorar la capacidad hidráulica de los colectores, ya que es de fácil y rápida ejecución. Pero en nuestro caso esta solución no ayuda a la problemática existente de las estructuras analizadas.
- Un tramo puede ser deficitario no solo cuando supera la capacidad hidráulica máxima de la norma ($d/H=0,85$), sino también cuando en sus características físicas se observa un deterioro en sus diferentes estructuras o también no cumplen con las normas de diseño y construcción.
- Al aplicar una solución estructural, se debe garantizar que el flujo en conductos no debe exceder la profundidad máxima hidráulica dada por la norma (EMAAP-Q, 2009), para que el conducto trabaje a flujo libre.

5.4.2 RECOMENDACIONES DEL DIAGNÓSTICO:

- Se recomienda dar un mantenimiento preventivo al colector combinado, previo a realizar siempre una inspección visual del tramo por medio de personal humano o con la utilización de herramientas tecnológicas.

- La solución que se emplee para los tramos con problemas, debe ser de ejecución rápida tramo a tramo, además de realizar un análisis costo beneficio de la inversión, tiempo de recuperación de la inversión y capacidad de pago de los beneficiarios.
- Los problemas de déficit en el colector combinado Ajaví, se relacionan con la falta de capacidad de evacuar los caudales generados por la cuenca y su deficiente retención o capacidad de infiltración y por el valor de la velocidad que se produce en el tramo por efecto de la pendiente.
- Los hidrogramas de ingreso y salida de las secciones en los tramos de los colectores sea combinado y pluvial son de forma y distribución similar con ello se convierten en hidrogramas transitados ya que no tiene aportes intermedios exceptuando en los puntos de interés, todo esto en el modelo de régimen no permanente.

CAPITULO 6

SOLUCIÓN PROPUESTA PARA EL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ

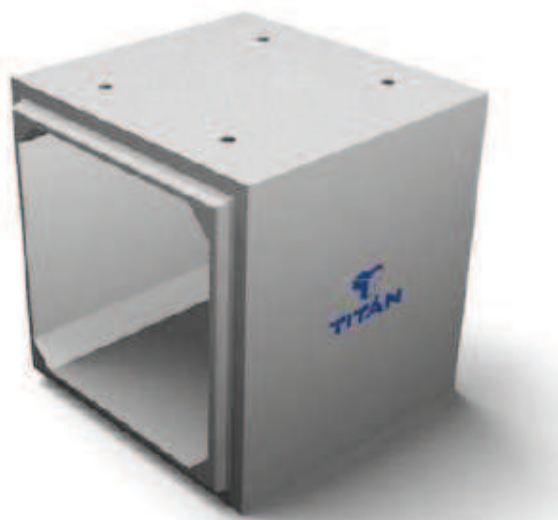
6.1 MODELACION HIDRÁULICA DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

En el presente proyecto de titulación, se plantea dar solución al colector combinado de acuerdo al comportamiento hidráulico real del conducto, es decir, bajo régimen de flujo no permanente, y para ello es necesario mencionar varios aspectos:

1. Realizar la modelación de la solución tomando en cuenta la misma condición del diagnóstico, es decir, tomar como construidos los trasvases de los caudales de la Qda. Seca hacia la Qda San Clemente y de la Qda de las Flores hacia la Qda Laurel, y el canal de sección compuesta antes del ingreso al colector, propuesto por INGECONSULT CÍA. LTDA., 2012. “Estudio Control de Inundaciones de la Ciudad de Ibarra”. Municipio de Ibarra.
2. El análisis hidrológico realizado para $T_r = 10$ años se tiene que los caudales máximos a trasvasar en la Qda Seca es de $1,20 \text{ m}^3/\text{s}$ y en la Qda de las Flores es de $2,00 \text{ m}^3/\text{s}$ en los puntos de cierre ubicados y propuestos en el proyecto INGECONSULT CÍA. LTDA., 2012. “Estudio Control de Inundaciones de la Ciudad de Ibarra”. Municipio de Ibarra., mencionados en el capítulo II, numeral 2.9 Obras Hidráulicas propuestas en el ingreso al Colector Ajaví.
3. Se tomó en cuenta la derivación de caudal al colector de sección circular $D=1 \text{ 100mm}$ como se explicó en el capítulo 2 numeral 2.9.4.
4. Adicionalmente las soluciones adoptadas para los diferentes tramos del colector combinado Ajaví con período de retorno de 10 años son:

- Ampliar la sección en los 16 tramos iniciales (desde las secciones 16 hasta la 31,7) con una longitud de 1 103 m. en los que incluyen los quince (15) que tienen problemas de falta de capacidad hidráulica, para lograr así un comportamiento de flujo libre, es decir que cumpla lo que indica la norma (EMAAP-Q, 2009).
- La propuesta de solución es implantar una sección 1,80 x 1,80 m al lado occidental paralelo a la sección de 1,80 x 1,80 m, manteniendo la altura original (1,80 m) y las pendientes originales de los tramos hasta llegar a su descarga ubicada en el cambio de sección del colector rectangular existente de 2,60 x 2,50 m. (Ver Anexo No 15. Implantación obras de encauzamiento Portal de Ingreso, secciones y conexión en el sitio de descarga).
- Uso de box culvert prefabricados con espiga (Ver figura 6.1) sería una opción aplicable a la problemática, la sección adoptada es 1,80 x 1,80 m con espesor de paredes 0,20 m y lo producen en longitudes de 1,00 m, 1,25 m y 2,50 m de fácil y rápida ejecución sin cortes del servicio de alcantarillado existente. (Ver Anexo No. 16 Catálogo Box Culvert prefabricados).

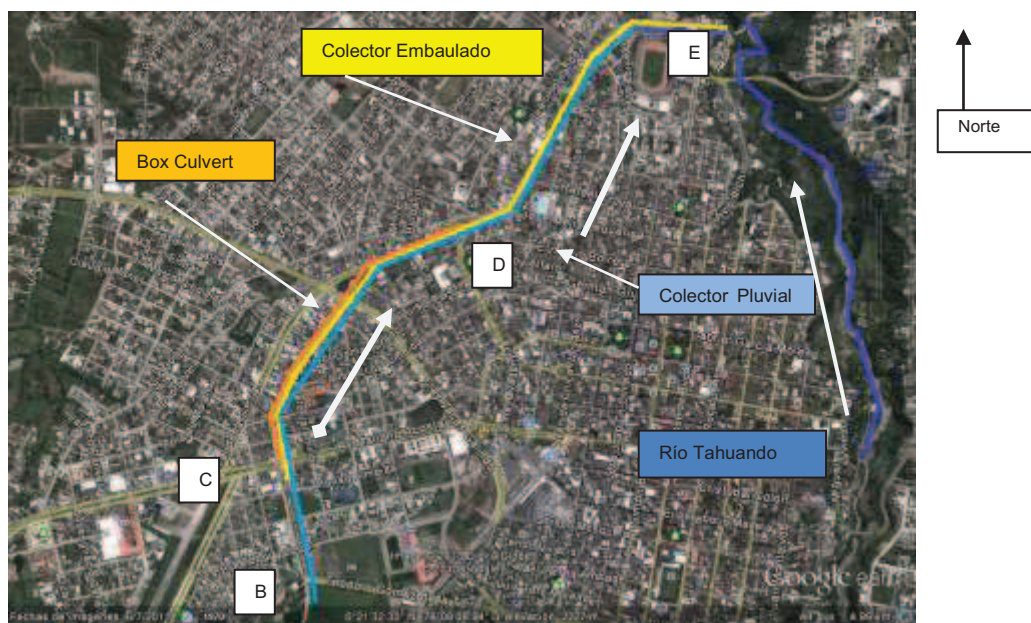
FIGURA 6. 1 BOX CULVERT PREFABRICADOS



Elaborado por: Santiago Checa R.

- Mejorar la rugosidad de todos los tramos existentes de $n= 0,016$ a $n= 0,015$ con procedimientos manuales o mecánicos con el objetivo de aumentar la capacidad hidráulica del conducto (Ver Anexo No. 17 Procedimientos de Ejecución Morteros de Reparación del Hormigón).
- Si bien el beneficio sería mucho más representativo que los efectos negativos que se produzcan con la implantación del box culvert. Es necesario realizar un análisis de las afectaciones al medio ambiente por el proceso de construcción, para ello debemos tomar en cuenta todos los detalles para minimizar daños de las redes de servicios básicos imprescindibles, excesiva emisión de smog, ruido, excavación, relleno y desalojo de escombros y generación de lodos, limpieza, rutas alternas para desviar el tráfico. Poner en práctica normas de seguridad industrial para cualquier tipo de trabajo es útil para llevar a cabo procedimientos de construcción limpios.
- La ubicación del colector prefabricado a lado occidental (Ver figura 6.2) desde el portal de ingreso (Av. Mariano Acosta) hasta su descarga en el Redondel Ajaví), se adopta bajo los siguientes aspectos: no existe interferencia con la conexión al punto de descarga, la construcción se la realizará en un solo carril de la vía pública, área verde (parque, veredas y parterre), se tendrá afectación de predios privados correspondiente a frentistas de dos manzanas a indemnizar o expropiar (Ver figura 6.3), por el contrario, el otro lado (el oriental) se tiene la red de agua potable que al no estar los colectores existentes tan profundos no se cumpliría los retiros debidos que exige la normativa, a esto se suma que al estar ubicado el colector circular en la mitad y con pendientes similares la conexión de la sección de ampliación se haría más difícil de llegar al punto de descarga deseado.

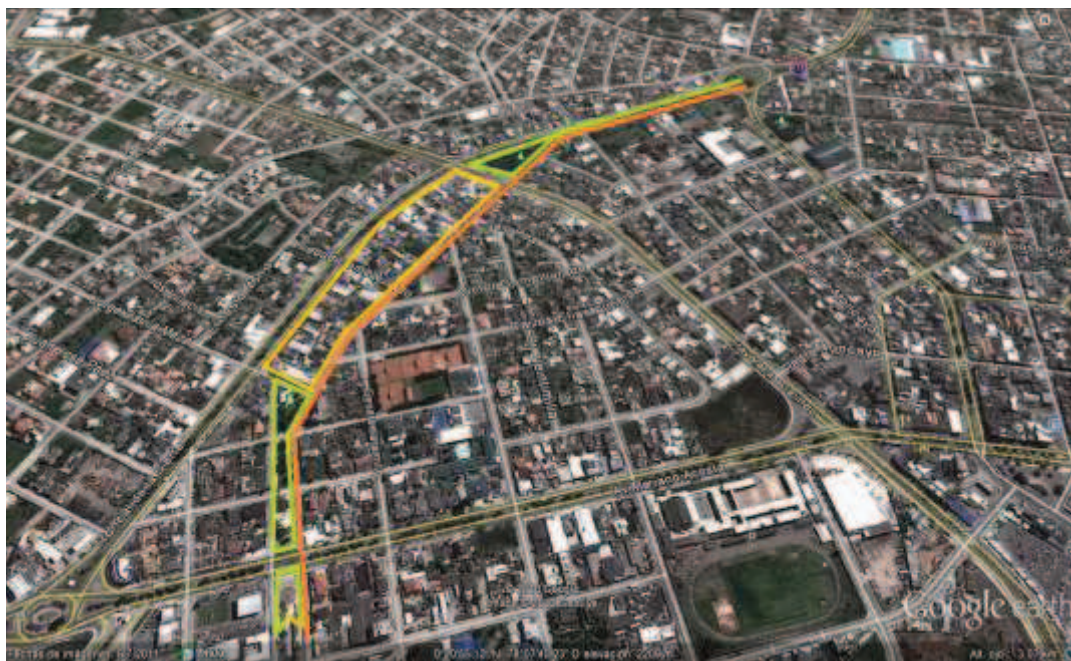
FIGURA 6. 2 UBICACIÓN COLECTORES AJAVÍ EN LA CIUDAD IBARRA



Fuente: (Google earth, 2013)

Elaborado por: Santiago Checa R.



FIGURA 6. 3 SECTORES AFECTADOS POR IMPLANTACIÓN DEL BOX CULVERT



Fuente: (Google earth, 2013)

Elaborado por: Santiago Checa R., 2012

Simbología:

Colector Combinado Ajaví		Área de Afectación	
Colector Pluvial Ajaví		Área Verde (parque, vía, parterre)	
Box Culvert		Río Tahuando	

Elaborado por: Santiago Checa R.

5. Las condiciones borde de aguas arriba como aguas abajo son las mismas utilizadas en la modelación del diagnóstico (Ver cuadro 6.1).

CUADRO 6. 1 CONDICIONES ADOPTADAS PARA LA SIMULACIÓN DE LA SOLUCIÓN EN EL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ.

Sección	Estructura	"n" Maning	Condición de borde
37 = 37,05	Canal Sección Trapezoidal compuesta	0,020	Hidrog. Canal Pto B
31,7 = 31,75	Colector 1,80m x 1,80m y 1,80 x 1,80m	0,015	Hidrograma Pto C
16 = 16,05	Colector 2,55m x 2,50m	0,015	Hidrograma Pto D
2 = 2,05	Colector 2,55m x 2,50m	0,015	Hidrograma Pto E
1	Colector 2,55m x 2,50m	0,015	Pendiente S=0,0028

Elaborado por: Santiago Checa R.

6. Los hidrogramas de crecida con período de retorno de 10 años para cada tramo son los mismos utilizados en el diagnóstico y determinados en la modelación hidrológica para cada punto de interés.
7. El tiempo de cómputo es de 24 horas, con un intervalo de cálculo de 5 min y el reporte de resultados con un intervalo de 30 minutos.
8. Los reportes de resultados mostrados a continuación en el cuadro 6.2 serán bajo la condición del paso del caudal pico que genera la altura máxima de agua dentro de la sección.

6.1.1 RESULTADOS OBTENIDOS DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA

A continuación los resultados obtenidos, se muestran en el cuadro 6.2.

**CUADRO 6. 2 RESULTADOS DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA PARA
COLECTOR COMBINADO AJAVÍ**

Ajaví	Sec	Perfil	Q	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Slope	V	Fr	Tipo de Flujo	d	d/H	Sit Colector
			(m ³ /s)	(m)	(m)	(m/m)	m/s			(m)		
COMB	37	Max WS	5.26	2204.16	2204.75	0.0076	2.58	1.12	Sup. Crit	0.59		
COMB	36.6	Max WS	5.24	2203.50	2204.08	0.0078	2.59	1.13	Sup. Crit	0.58		
COMB	36.4	Max WS	5.23	2203.35	2203.94	0.0076	2.57	1.11	Sup. Crit	0.59		
COMB	36	Max WS	5.22	2203.05	2203.63	0.0079	2.60	1.13	Sup. Crit	0.58		
COMB	35.6 9	Max WS	5.20	2202.17	2202.76	0.0074	2.55	1.10	Sup. Crit	0.59		
COMB	35.5 1	Max WS	5.19	2202.04	2202.62	0.0077	2.58	1.12	Sup. Crit	0.58		
COMB	35	Max WS	5.18	2201.65	2202.21	0.0084	2.65	1.17	Sup. Crit	0.56		
COMB	34	Max WS	5.15	2200.87	2201.56	0.0044	2.13	0.86	Sub Crit	0.69		
COMB	33	Max WS	5.13	2200.46	2201.51	0.0011	1.32	0.44	Sub Crit	1.05		
COMB	32	Max WS	5.13	2200.40	2201.51	0.0009	1.23	0.40	Sub Crit	1.11		
COMB	31.7	Max WS	7.02	2200.23	2201.42	0.0007	1.48	0.43	Sub Crit	1.19	0.66	-
COMB	31.5		Culvert									
COMB	31	Max WS	7.02	2199.80	2201.16	0.0005	1.29	0.35	Sub Crit	1.36	0.76	-
COMB	30.5		Culvert									
COMB	30	Max WS	7.02	2199.69	2201.00	0.0006	1.34	0.37	Sub Crit	1.31	0.73	-
COMB	29.5		Culvert									
COMB	29	Max WS	7.02	2199.53	2200.80	0.0006	1.38	0.39	Sub Crit	1.27	0.71	-
COMB	28.5		Culvert									
COMB	28	Max WS	7.02	2199.30	2200.49	0.0007	1.48	0.43	Sub Crit	1.19	0.66	-
COMB	27.5		Culvert									
COMB	27	Max WS	7.02	2198.15	2199.34	0.0007	1.48	0.43	Sub Crit	1.19	0.66	-
COMB	26.5		Culvert									
COMB	26	Max WS	7.02	2197.83	2199.07	0.0006	1.41	0.40	Sub Crit	1.24	0.69	-
COMB	25.5		Culvert									
COMB	25	Max WS	7.02	2197.66	2198.91	0.0006	1.41	0.40	Sub Crit	1.25	0.69	-
COMB	24.5		Culvert									
COMB	24	Max WS	7.02	2197.36	2198.66	0.0006	1.35	0.38	Sub Crit	1.30	0.72	-
COMB	23.5		Culvert									
COMB	23	Max WS	7.02	2197.22	2198.50	0.0006	1.37	0.39	Sub Crit	1.28	0.71	-
COMB	22.5		Culvert									
COMB	22	Max WS	7.02	2197.02	2198.30	0.0006	1.37	0.39	Sub Crit	1.28	0.71	-
COMB	21.5		Culvert									
COMB	21	Max WS	7.02	2196.95	2198.14	0.0007	1.48	0.43	Sub Crit	1.19	0.66	-

Elaborado por: Santiago Checa R.

CUADRO 6.2 CONTINUACIÓN

Ajaví	Sec	Perfil	Q	Min Ch EI	W.S. Elev	E.G. Slope	V	Fr	Tipo de Flujo	d	d/H	Sit Colector
			(m ³ /s)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)			(m)		
COMB	20.5		Culvert									
COMB	20	Max WS	7.02	2196.20	2197.39	0.0007	1.48	0.43	Sub Crit	1.19	0.66	-
COMB	19.5		Culvert									
COMB	19	Max WS	7.02	2194.75	2195.94	0.0007	1.48	0.43	Sub Crit	1.19	0.66	-
COMB	18.5		Culvert									
COMB	18	Max WS	7.02	2193.46	2194.82	0.0005	1.30	0.36	Sub Crit	1.36	0.76	-
COMB	17.5		Culvert									
COMB	17	Max WS	9.52	2192.79	2194.57	0.0015	2.10	0.50	Sub Crit	1.78	0.71	-
COMB	16.5		Culvert									
COMB	16	Max WS	9.52	2191.90	2193.68	0.0015	2.10	0.50	Sub Crit	1.78	0.71	-
COMB	15.5		Culvert									
COMB	15	Max WS	9.52	2191.20	2193.11	0.0012	1.96	0.45	Sub Crit	1.91	0.76	-
COMB	14.5		Culvert									
COMB	14	Max WS	9.52	2191.14	2192.92	0.0015	2.10	0.50	Sub Crit	1.78	0.71	-
COMB	13.5		Culvert									
COMB	13	Max WS	9.52	2190.73	2192.51	0.0015	2.10	0.50	Sub Crit	1.78	0.71	-
COMB	12.5		Culvert									
COMB	12	Max WS	9.52	2190.43	2192.37	0.0012	1.92	0.44	Sub Crit	1.94	0.78	-
COMB	11.5		Culvert									
COMB	11	Max WS	9.52	2190.32	2192.10	0.0015	2.10	0.50	Sub Crit	1.78	0.71	-
COMB	10.5		Culvert									
COMB	10	Max WS	9.52	2189.58	2191.66	0.0010	1.80	0.40	Sub Crit	2.08	0.83	-
COMB	9.5		Culvert									
COMB	9	Max WS	9.52	2189.58	2191.36	0.0015	2.10	0.50	Sub Crit	1.78	0.71	-
COMB	8.5		Culvert									
COMB	8	Max WS	9.52	2189.16	2190.94	0.0015	2.10	0.50	Sub Crit	1.78	0.71	-
COMB	7.5		Culvert									
COMB	7	Max WS	9.52	2188.17	2190.03	0.0013	2.00	0.47	Sub Crit	1.86	0.74	-
COMB	6.5		Culvert									
COMB	6	Max WS	9.52	2187.89	2189.67	0.0015	2.10	0.50	Sub Crit	1.78	0.71	-
COMB	5.5		Culvert									
COMB	5	Max WS	9.52	2187.57	2189.35	0.0015	2.10	0.50	Sub Crit	1.78	0.71	-
COMB	4.5		Culvert									
COMB	4	Max WS	9.52	2186.20	2187.98	0.0015	2.10	0.50	Sub Crit	1.78	0.71	-
COMB	3.5		Culvert									
COMB	3	Max WS	9.52	2185.36	2187.14	0.0015	2.10	0.50	Sub Crit	1.78	0.71	-
COMB	2.5		Culvert									
COMB	2	Max WS	12.32	2184.30	2186.40	0.0016	2.30	0.51	Sub Crit	2.10	0.84	-
COMB	1.5		Culvert									
COMB	1	Max WS	12.32	2183.64	2185.32	0.0028	2.87	0.71	Sub Crit	1.68	0.67	-

Elaborado por: Santiago Checa R.

Cabe mencionar que desde la sección 1 aguas abajo hasta la sección 16 la sección del colector es de 2,60 x 2,50 m, desde la sección 16 hasta la 31,7 la estructura está conformada por dos (2) secciones una de 1,80 x 1,80 m y el box culvert de 1,80 x 1,80 m separadas 0,40 m. con sus respectivas alturas se obtuvo el valor de d/H ó d/D y se lo verificó con la norma (EMAAP-Q, 2009).

A continuación, se exponen algunas figuras 6.4 a la 6.11 que se obtuvieron de la modelación de la solución propuesta, entre ellas están vistas en planta, perfil del flujo en el colector Ajaví, vista en corte de la sección compuesta antes del ingreso al colector, vista en corte de la nueva sección de la alcantarilla, hidrogramas de entrada y salida, curva de descarga de las secciones antes mencionadas.

FIGURA 6. 4 PLANTA Y PERSPECTIVA DEL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ

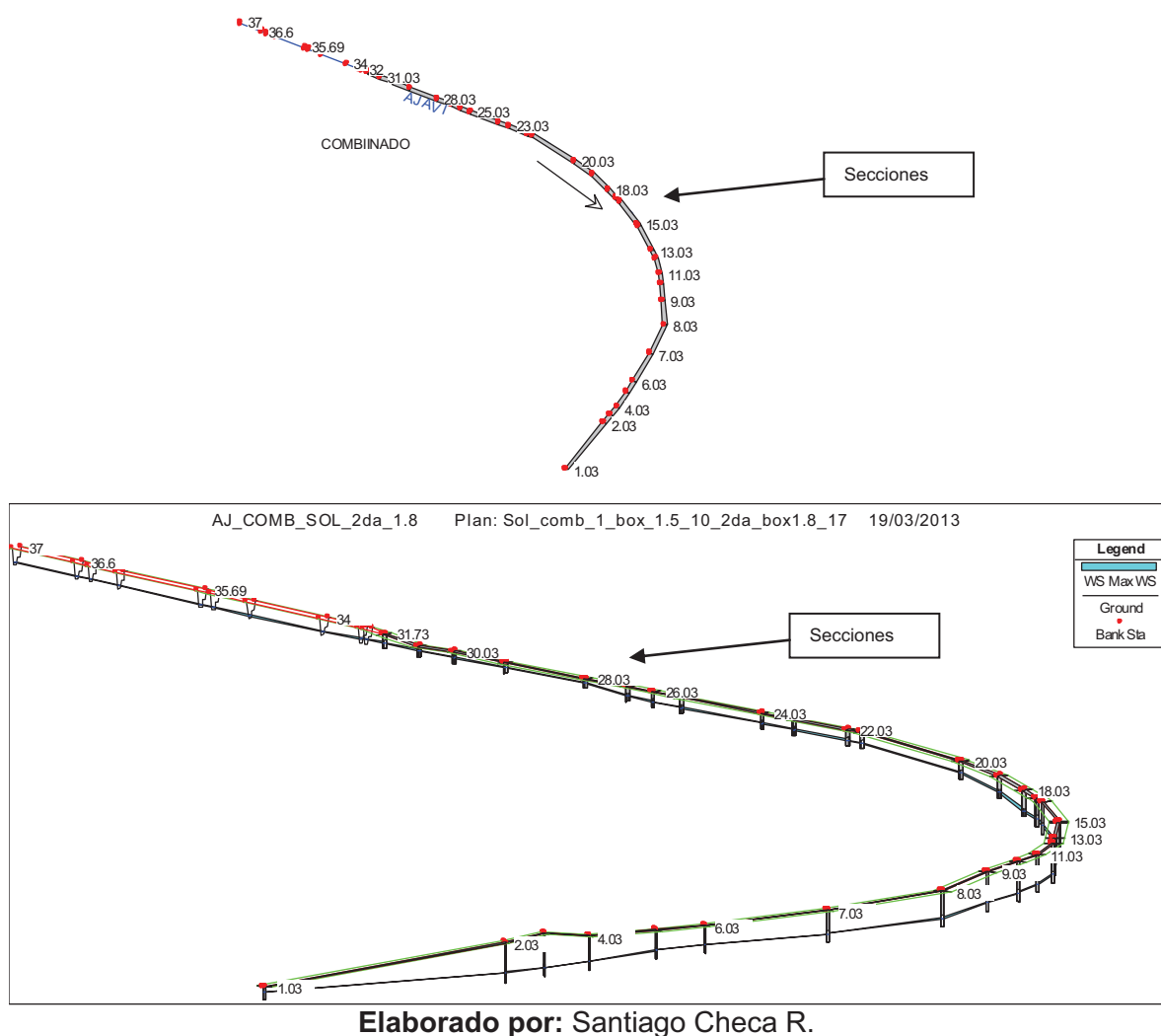
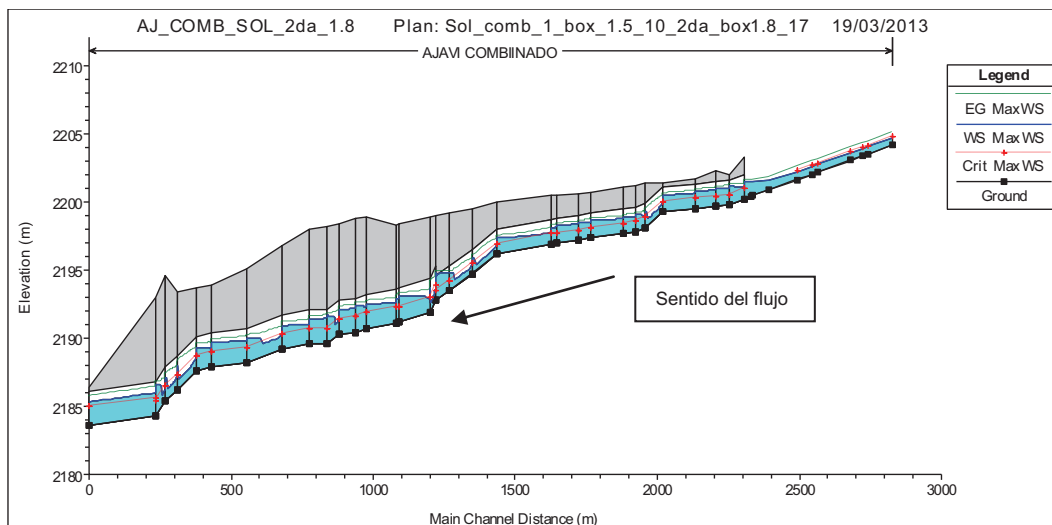
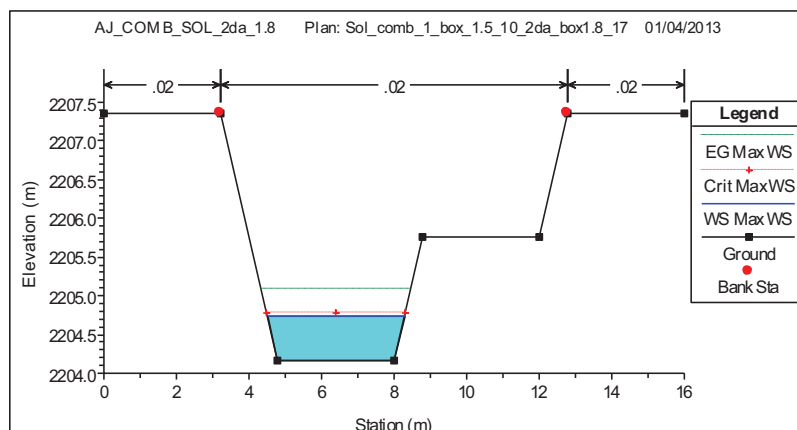


FIGURA 6. 5 PERFIL DEL FLUJO EN EL COLECTOR COMBINADO AJAVÍ



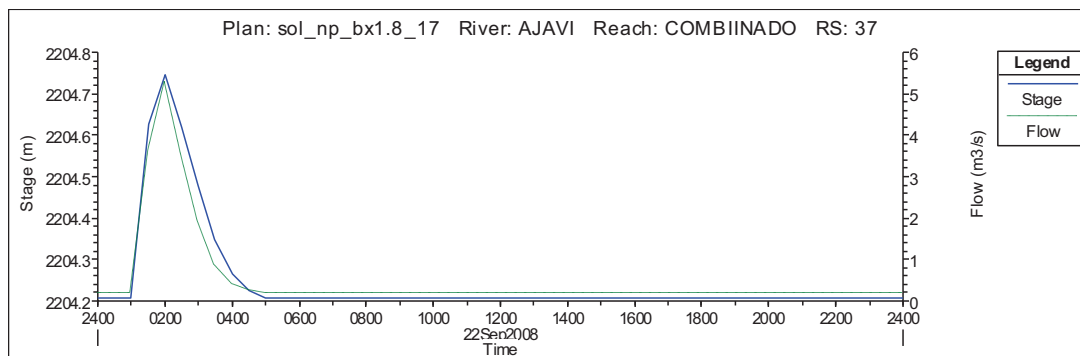
Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 6. 6 SECCIÓN (37) DEL CANAL ANTES DEL INGRESO AL COLECTOR COMBINADO



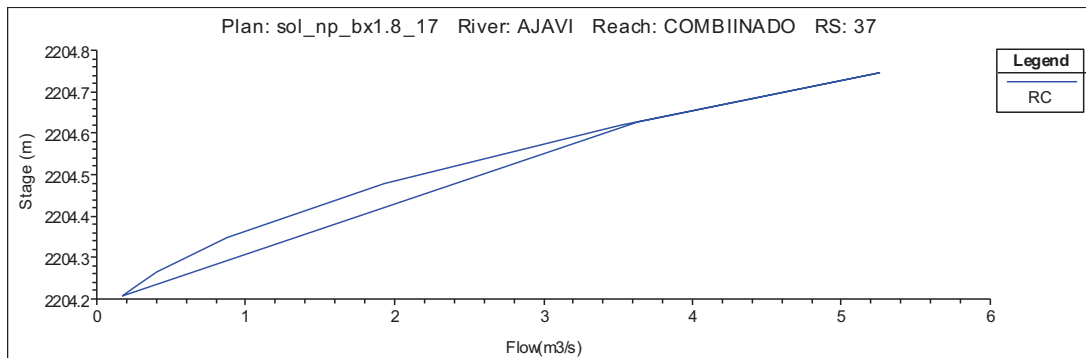
Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 6. 7 HIDROGRAMAS DE ENTRADA Y SALIDA DE LA SECCIÓN 37



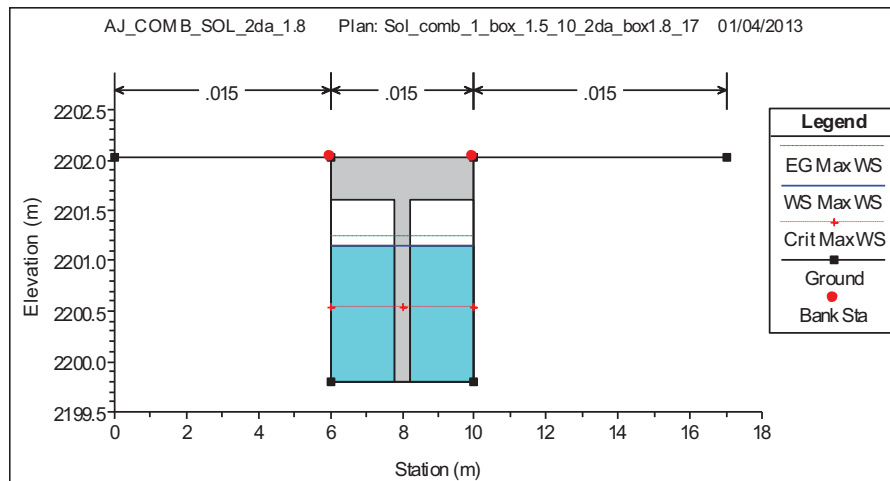
Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 6. 8 CURVA DE DESCARGA DE LA SECCIÓN 37



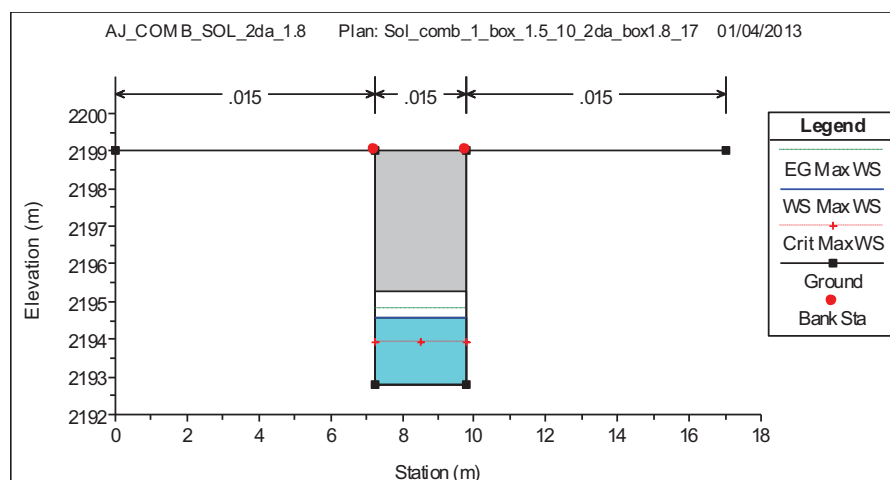
Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 6. 9 SECCIÓN 31,5 COLECTOR EXISTENTE Y BOX CULVERT

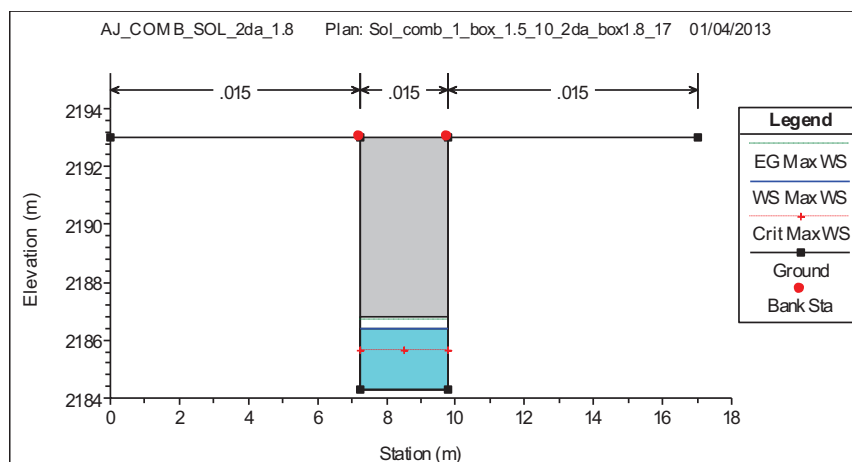


Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 6. 10 VISTA EN CORTE DE LA SECCIÓN CULVERT 16,5



Elaborado por: Santiago Checa R.

FIGURA 6. 11 VISTA EN CORTE DE LA SECCIÓN CULVERT 1,5

Elaborado por: Santiago Checa R.

En el Anexo No. 18, se puede observar algunas tablas de resultados como por ejemplo: si existe caudal en los márgenes derecho o izquierdo de la sección considerada, también nos permite conocer que caudal es conducido por la sección 1,80 x 1,80 m y por el box culvert (1,8 x 1,8 m) para cada tramo del colector.

6.1.2 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES:

De la modelación realizada con la solución propuesta al colector combinado Ajaví, en la cual no incluye evaluación económica podemos concluir lo siguiente:

- Los caudales de diseño utilizados para la evaluación del colector Ajaví son resultado de la simulación hidrológica en el programa HEC HMS mediante la aplicación del modelo precipitación escurrimiento que considera varios aspectos entre ellos: las características físico geomorfológicas y condiciones de drenaje de las subcuencas aportantes, tipo y uso actual de suelo, y un período recurrencia de lluvias de 10 años.
- El período de retorno de 10 años seleccionado para este estudio permite detectar y solucionar la problemática actual del sistema de drenaje Ajaví,

con la implantación de soluciones u obras de menor tamaño, menor costo y rápida ejecución, minimizando el impacto constructivo y ambiental en zonas densamente consolidadas como es el centro de la urbe.

- El uso de programas computacionales como el HEC HMS, FLOW MASTER, HEC RAS en el trabajo ingenieril, ayudan a simular la realidad de los fenómenos hidráulicos en los conductos en base a parámetros, características físicas y geomorfológicas de las cuencas, de los cauces y/o estructuras.

Del Diagnóstico:

- El diagnóstico incluye las obras existentes y de desvío de los caudales provenientes de la cuenca alta planteadas en el estudio Ingeconsult Cía. Ltda, 2012 “Control de Inundaciones para la ciudad de Ibarra”, Municipio de Ibarra, en consecuencia el caudal a trasvasar de la Qda Seca hacia la Qda San Clemente es de $1,20 \text{ m}^3/\text{s}$ y el caudal a trasvasar de la Qda de las Flores hacia la Qda el Laurel es de $2,00 \text{ m}^3/\text{s}$. El caudal restante es el considerado para la simulación hidráulica de las estructuras aguas abajo.
- La simulación hidráulica se realizó bajo distintos tipos de flujo, así:
 - El flujo uniforme: el colector combinado Ajaví es deficiente en su capacidad hidráulica en seis (6) tramos iniciales, es decir supera la profundidad máxima permitida de $0,85 \cdot H$ dada por la norma (EMAAP-Q, 2009), con una variación de 0,85 a 1,07. En el colector paralelo pluvial no existe falta de capacidad hidráulica en ningún tramo del trazado. Las velocidades consideradas son moderadas para ambas estructuras. Este tipo de flujo representa una estimación simple del verdadero fenómeno físico, pues no considera la influencia de las otras redes o cauces aportantes, su análisis es tramo a tramo, lo que induce a tener secciones sobredimensionadas o subdimensionadas (Ver Anexo No. 14. Tramos con falta de capacidad hidráulica).

- Flujo gradualmente variado: el colector combinado Ajaví tiene déficit de capacidad hidráulica en quince (15) tramos iniciales (31,7 a la 17) es decir en los tramos de sección 1,80 x 1,80 m, superando la profundidad máxima dictada por la norma vigente (EMAAP-Q, 2009). Las velocidades son moderadas. El colector pluvial tiene falta de capacidad en los tramos con pendientes menores al 1,3‰. Con este tipo de flujo la sección estaría con un margen de seguridad de hasta el 10% (Ver Anexo No 14. Tramos con falta de capacidad hidráulica).
- Finalmente la simulación de los colectores combinado y pluvial Ajaví se realizó bajo flujo no permanente considerandose el más aproximado al comportamiento hidráulico del verdadero fenómeno físico dentro de las estructuras lo que ayuda a optimizar las secciones a diseñar. El colector combinado tiene falta de capacidad en los quince 15 tramos iniciales (31,7 a la 17) de sección 1,80 x 1,80m la profundidad maxima varía de 0,85 al 2,96 de la altura original. En el colector pluvial llega a trabajar a presión en algunos tramos en los cuales las pendientes son menores al 1,3‰. Sus velocidades son consideradas moderadas respecto a las admisibles dadas por la norma EMAAP-Q, 2009 (Ver Anexo No 14. Tramos con falta de capacidad hidráulica).
- A partir de los resultados obtenidos en la evaluación hidráulica para las condiciones actuales y demás aspectos nombrados en este estudio, el colector Ajaví no tiene capacidad para conducir los caudales de diseño producidos por la cuenca del río Ajaví con período de retorno de 10 años, pese a incluir las obras de derivación de caudales en la cuenca alta.

De la Solución adoptada:

- Se propone bajo los siguientes criterios técnicos:
 - No concentrar el drenaje de las cuencas en un solo punto,

- Técnica, económica y constructivamente viable,
 - Rapidez y facilidad constructiva,
 - Minimizar los impactos constructivos, ambientales, sociales, legales (expropiaciones, daños a la propiedad privada) y de movilidad, entre otras.
- Una ampliación de la sección del colector Ajaví con un box culvert 1,80 x 1,80 m prefabricado implantado en el lado occidental de la estructura existente en una longitud de 1 103 m garantizará el tránsito de caudales de hasta 25 años de período de retorno llevando al conjunto de estructuras a tener una capacidad hidráulica máxima utilizada de $0,92 \cdot H$ en el tramo más desfavorable a la descarga y mínima de $0,69 \cdot H$ (Ver Anexo 19 Perfil del flujo para caudales de período de retorno de 5, 10 y 25 años). Esta solución propuesta busca ser técnica, económica y constructivamente viable minimizando la afectación a la zona urbana consolidada pues es una de tantas que se podría nombrar para el mejor funcionamiento del colector Ajaví.
 - El box culvert con espiga de 1,80 x 1,80 m conserva las pendientes, altura y longitudes de la estructura existente desde el portal de ingreso (Av. Heleodoro Ayala y Av Mariano Acosta abscisa 0+454) hasta su descarga en la sección de 2,60 x 2,50 m en el Redondel Ajaví (abscisa 1+556).
 - Las velocidades mínimas obtenidas para períodos de retorno de 5, 10 y 25 años simulados con flujo no permanente son 1,18 m/s, 1,23 m/s y 1,26 m/s respectivamente. Ello evidencia que habrá arrastre total de retenidos en la estructura.
 - Las velocidades máximas obtenidas para los caudales con períodos de retorno de 5, 10 y 25 años simulados en flujo no permanente son 2,75 m/s, 2,65 m/s y 2,91 m/s respectivamente lo que nos muestra que no exceden las máximas recomendadas por la norma EMAAP-Q. 2009 Normas de Diseño de Alcantarillado para la EMAAP-Q. EMAAP-Q. Quito

- El mejor acabado a la superficie del conducto favorece el adecuado aprovechamiento de la capacidad hidráulica de la estructura.
- El gran aporte de este estudio es el uso de programas computacionales en hidrología e hidráulica lo cual permite obtener resultados de manera ágil, pero sin menospreciar el criterio del técnico que debe prevalecer en todo momento.
- En el presente estudio se consideran todas las obras propuestas y existentes dentro de la cuenca del río Ajaví, pero no por ello se debe dar solución a todas ellas, pues en esta investigación sólo se trata de diagnosticar y optimizar el funcionamiento hidráulico del colector Ajaví por la variación de los hidrogramas de crecida ocasionados por el cambio de las características del uso de suelo y recurrencia de lluvias.
- Es conveniente que las obras de control de caudales se construyan aguas arriba del colector Ajaví, por estar ubicadas en zonas menos consolidadas, las cuales provocarían menos impacto constructivo y ambiental.
- La implantación del dique de tipo peine, las obras de encauzamiento, y el box culvert en el colector Ajaví, se lo realizará en zonas consolidadas pues la ventaja es que al ubicarle al lado occidental del colector existente los lugares a intervenir son el cauce natural, parques, vías y aceras, parterre y redondel lo que minimizaría su impacto.
- El costo de la obra es también un factor importante en el planteamiento de alternativas de solución, pues constituye un limitante que se lo debe tener muy en cuenta.
- La solución adoptada procura prevenir y mitigar el daño causado por las inundaciones en el centro urbano de la ciudad de Ibarra mediante la combinación de medidas estructurales y no estructurales. Su enfoque integral tiene como objetivos por un lado, mejorar las condiciones del drenaje y/o de protección y por otro, desalentar la ocupación indiscriminada de áreas que son drenajes naturales del agua lluvia.

- La aplicación correcta de la norma EMAAP-Q, 2009 “Normas de Diseño Sistemas de Alcantarillado para la EMAAP-Q, EMAAP-Q. Quito, con respecto a la determinación de caudales, velocidades máximas o mínimas y profundidades hidráulicas máximas, evitará que las estructuras existentes o diseñadas trabajen a presión y se debiliten prematuramente (sin cumplir con su vida útil).

RECOMENDACIONES:

- Las obras de derivación propuestas en el estudio (INGECONSULT CÍA. LTDA., 2012) en la cuenca alta deben considerarse como un aspecto muy importante para el control de crecientes a corto plazo en la cuenca baja, por ello se solicita revisar el diseño hidráulico de dichas obras con el fin de optimizarlas y si es del caso ampliarlas para captar caudales mayores a los utilizados en los diseños actuales.
- Se recomienda el diagnóstico hidráulico de la estructura de descarga existente del colector Ajaví al río Tahuando para los caudales con período de retorno de 10 años. Pues de principio esta obra soportaría el tránsito de un caudal máximo de hasta 26 m³/s, como se manifiesta en el proyecto de titulación de Menéndez, C. 1978 “Estudio en modelo hidráulico de las obras de descarga del alcantarillado de la ciudad de Ibarra y del río Ajaví”. E.P.N.
- Actualizar el catastro del año 1995 existente en el estudio (INAM - HIDROSERVICE, 1995) y la georeferenciación del colector Ajaví pues ayudaría a ubicar con precisión los pozos de la red colectora.
- La instalación de una sección de aforos para garantizar la información de caudales, la misma que ayudaría a la formulación de nuevos proyectos como también para dar solución inmediata a los cambios provocados por eventos extraordinarios y de gran magnitud.
- Es útil para cualquier solución adoptada la aplicación de un plan de manejo preventivo y correctivo de las estructuras existentes mediante el uso de la tecnología y la robótica.

- Para laminar los caudales de escorrentía, evitar el incremento de la superficie impermeable se recomienda el uso de reservorios temporales en domicilios y el uso de materiales permeables en la construcción de pavimentos de vías, patios, aceras, entre otras. (MIVU, 2005)
- Se debe adoptar acciones urgentes para limitar el crecimiento de la urbe, para así evitar el incremento de los caudales de crecida hacia el colector Ajavi. Con la formulación y aplicación de ordenanzas o reglamentos para destinar mayores áreas que sirvan como zonas de infiltración dentro del casco urbano o zonas de alto crecimiento poblacional.
- Es imperiosa la coordinación de las entidades o instituciones encargadas del manejo y prevención de riesgos asociados a las inundaciones, como la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos, la Dirección Regional del Ministerio de Ambiente y Comités de Operaciones de Emergencias cantonal y provincial para la toma de decisiones que aseguren reducir la vulnerabilidad de la infraestructura urbana, bienes inmuebles y del patrimonio natural.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUILAR, A. (2010). Modelación hidrológica de crecidas en la cuenca del río Machángara en la ciudad de Quito. Quito: Escuela Politécnica Nacional.

Almeida, M. (2010). Instructivos de procesamiento de información hidrometeorológica. Quito : Escuela Politécnica Nacional.

Aparicio, F. (1989). Fundamentos de Hidrología de Superficie. México: Limusa.

Beltrán, F. (1995). Investigación de Hietogramas críticos y evaluación del efecto de simultaneidad de tormenta en Quito. Quito: Escuela Politécnica Nacional.

Chow, V. (1982). Hidráulica de los Canales Abiertos. MEXICO: DIANA .

Chow, V. (1994). Hidrología Aplicada. New York: Mc Graw Hill.

Código Ecuatoriano para el diseño de la construcción de obras sanitarias. Quito: IEOS - MIDUVI.

Dalgo, G. (2007). Simulación numérica de los fenómenos asociados al tránsito de hidrogramas en sistemas de alcantarillado pluvial. Quito: Escuela Politécnica Nacional.

EMAAP-Q. (2009). Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado para la EMAAP-Q. Quito: Empresa Pública Metropolitana de Alcantarillado y Agua Potable.

IEOS. (1993). Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes. Quito: Munisterio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

INAM - HIDROSERVICE. (1995). Estudio de Factibilidad y Diseños Definitivos del Sistema de Alcantarillado Mixto para la Ciudad de Ibarra. Ibarra: Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Ibarra.

INAMHI. (1999). Estudio de Lluvias Intensas. Quito: Instituto de Meteorología e Hidrología.

INGECONSULT CÍA LTDA. (2012). Diagnóstico y Diseño Definitivo del Sistema de Alcantarillado y Tratamiento de las aguas servidas para la ciudad de Ibarra. Ibarra: Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Ibarra.

INGECONSULT CÍA. LTDA. (2012). Estudio Control de Inundaciones de la Ciudad de Ibarra. Ibarra: I. Municipio de Ibarra.

Menéndez, C. (1978). Estudio en modelo hidráulico de las obras de descarga del alcantarillado de la ciudad de Ibarra y del río Ajaví. Quito: Escuela Politécnica Nacional.

MIVU. (2005). Guía de diseño y especificaciones de elementos urbanos de infraestructura de aguas lluvias. Chile: Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile.

Monsalve, G. (1990). Hidrología en la Ingeniería.

REFERENCIAS WEB

U.S. Army Corps of Engineers. (2009). Software HEC RAS 4.1. Hydrologic Engineering Center.
<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>

U.S. Army Corps of Engineers. (2009). User's Manual HEC RAS 4.1. Hydrologic Engineering Center.
<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/downloads.aspx>

U.S. Army Corps of Engineers. (2009). Software HEC HMS 3.4. Hydrologic Engineering Center.
<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/>

U.S. Army Corps of Engineers. (2009). User's Manual HEC HMS 3.4. Hydrologic Engineering Center.
<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/documentation.aspx>

Universidad de Salamanca. (2012). Hidrología Superficial III Relación Precipitación – Escorrentía. Departamento de Geología.

http://hidrologia.usal.es/temas/Hid_sup_3.pdf

http://hidrologia.usal.es/practicas_sup.htm

Sika España. (2009). Procedimiento de Ejecución Morteros de Reparación del Hormigón. Sika group.

<http://esp.sika.com/>

Titan. (2012). Prefabricados de Hormigón para Alcantarillado. Titan

<http://www.titancemento.com/espanol/>

ANEXOS

**ANEXO No. 1: MAPA UBICACIÓN DE LA CUENCA DEL
RÍO AJAVÍ**

**ANEXO No. 2: MAPA SUBCUENCAS APORTE SANITARIO
HACIA EL COLECTOR AJAVÍ**

**ANEXO No. 3: MAPA SUBCUENCAS APORTE PLUVIAL
HACIA EL COLECTOR AJAVÍ**

**ANEXO No. 4: MAPA TIPO DE SUELO CUENCA DEL
COLECTOR AJAVÍ**

**ANEXO No. 5: MAPA USO DEL SUELO CUENCA DEL
COLECTOR AJAVÍ**

ANEXO No. 6: PERFIL DEL COLECTOR AJAVÍ

**ANEXO No. 7: CURVA DE DESCARGA E HIDROGRAMAS
DE ENTRADA Y SALIDA DE LA DERIVACIÓN DE
CAUDALES (PUNTO B)**

**ANEXO No. 8: CUADRO DE DENSIDAD POBLACIONAL
POR SECTORES CENSALES DE LA CIUDAD DE IBARRA**

**ANEXO No. 9: MAPA PROYECCION POBLACIONAL AÑO
2012**

ANEXO No. 10: MAPA DE TASA DE INFILTRACIÓN

**ANEXO No. 11: CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y CÁLCULO
DE CAUDALES DE DISEÑO PARA LOS COLECTORES
COMBINADO Y PLUVIAL AJAVI**

**ANEXO No. 12: CURVAS DE SENSIBILIDAD POR CADA
PUNTO DE INTERÉS DEL COLECTOR AJAVÍ**

**ANEXO No. 13: HIDROGRAMAS DE CRECIDA POR
PUNTO DE INTERÉS DEL COLECTOR AJAVÍ**

**ANEXO No. 14: TRAMOS CON FALTA DE CAPACIDAD
HIDRÁULICA POR RÉGIMEN FLUJO UNIFORME, FLUJO
GRADUALMENTE VARIADO y NO PERMANENTE**

**ANEXO No. 15: ESQUEMA PORTAL DE INGRESO,
IMPLANTACIÓN Y CONEXIÓN BOX CULVERT**

ANEXO No. 16: CATÁLOGO BOX CULVERTA (TITAN)

**ANEXO No. 17: PROCEDIMIENTO DE EJECUCIÓN
MORTEROS DE REPARACIÓN DEL HORMIGÓN**

**ANEXO No. 18: TABLAS DE CAUDALES EN MÁRGENES Y
CAUDALES DE TRÁNSITO POR SECCIÓN**

**ANEXO No. 19: PERFIL DE LA SUPERFICIE DE AGUA PARA
PERÍODO DE RETORNO DE 5, 10 y 25 AÑOS**

ANEXO No. 20: FOTOS