

**IMPLEMENTACION DE UN MODELO DE DRENAJE URBANO QUE CONSIDERE EL TRANSITO
EN VERTIENTES Y EN LAS ESTRUCTURAS DE DRENAJE COMUNMENTE USADAS EN EL
PAIS.**

**Por
Oscar Mendoza**

Tesis para Optar al Grado de Magister Scientiae en Recursos Hidráulicos
www.bdigital.ula.ve

CENTRO INTERAMERICANO DE DESARROLLO
E INVESTIGACION AMBIENTAL Y TERRITORIAL
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
Mérida, Venezuela
2005

Gracias a Dios por colocarme las pruebas pero también enviarme los medios y personas que me ayudan a superarlas.

Gracias a mi esposa por su apoyo incondicional.

Gracias a mi asesor, profesor y entrañable amigo, Ing. Luis Mora, por su apoyo material, académico, y fraternal.

Gracias al Ing. Roberto Duque por su oportuna dirección para la ejecución de este trabajo.

Gracias al cuerpo de profesores del CIDIAT por su accesibilidad ante cualquier solicitud.

Gracias a mis amigas: Esneira Quiñónez, Silvia Pavón y Zulay Méndez por su apoyo y alegría.

Gracias al personal del CIDIAT por su animada colaboración.

Gracias a la Empresa Yanes y Asociados por facilitar la impresión y reproducción de este trabajo.

www.bdigital.ula.ve

INDICE

AGRADECIMIENTO.....	v
INDICE.....	vii
LISTA DE TABLAS.....	xiii
LISTA DE FIGURAS.....	xv
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xix
RESUMEN.....	xxi
Capítulo	
1. INTRODUCCION.....	1
1.1. Objetivos.....	1
1.1.1. Objetivo General	1
1.1.2. Objetivos Específicos	2
2. REVISIÓN BIBLIOGRAFICA	3
2.1. Método de la Onda Cinemática	3
2.2. Método Racional	4
2.3. Modelo de Simulación de Escorrentía	5
2.3.1. Modelo de Shaake.....	5
2.3.2. Modelo Popoyua	6
2.3.3. Modelo de Drenaje Urbano Modificado.....	6
2.3.4. Modelo PRMS.....	8
2.3.5. Modelo HEC.....	8
2.3.6. Modelo PSF.....	8
2.3.7. Modelo SHE.....	9
3. ASPECTOS CONCEPTUALES Y TÉCNICOS DEL DRENAJE URBANO.....	11
3.1. Conceptos Básicos del Drenaje Urbano.....	11
3.1.1. Sistema de Drenaje Urbano.....	11
3.1.2. Objetivos Básicos y Complementarios de un Sistema de Drenaje Urbano.....	11
3.1.3. Función Básica y Complementaria de un Sistema de Drenaje Urbano.....	12
3.1.4. Plan Rector Básico de Drenaje Urbano.....	12
3.1.5. Planes Complementarios de Drenaje Urbano.....	12
3.2. Grado de Protección.....	13
3.2.1. Definición de Grado de Protección.....	13
3.2.2. El Diseño Hidrológico.....	13
3.2.3. Escala de Diseño Hidrológico.....	14
3.2.4. Nivel de Diseño Hidrológico.....	15
• Aproximación Empírica.....	15
• Análisis de Riesgo.....	15
• Análisis Hidroecológico.....	15
3.2.5. Factores que influyen en el Nivel de Diseño.....	18
• Función.....	19
• Uso de la Tierra.....	19
• Tipo de Vía Terrestre.....	19
• Instalaciones Estratégicas.....	20
3.2.6. Límites de Inundación.....	20
4. ESTUDIO DEL MODELO DE DRENAJE URBANO MODIFICADO.....	23
4.1. Componentes del Sistema Real.....	23

4.1.1.	Precipitación.....	24
4.1.2.	Intercepción.....	24
4.1.3.	Infiltración.....	24
4.1.4.	Almacenamiento en depresiones del Suelo.....	24
4.1.5.	Escurrimiento.....	24
4.1.6.	Interflujo.....	27
4.1.7.	Agua Subterránea.....	27
4.1.8.	Escorrentia.....	27
4.2.	Conceptualización del Sistema Real.....	27
4.2.1.	Procesos de Almacenamiento.....	27
4.2.2.	Procesos de Transferencia.....	28
4.3.	Selección de una Escala de Tiempo.....	28
4.4.	Selección del Número de Dimensiones Espaciales y su Subdivisión.....	28
4.5.	Identificación de los Procesos Relevantes.....	30
4.6.	Formulación Matemática de los Procesos.....	30
4.6.1.	Precipitación Total.....	30
4.6.2.	Precipitación Efectiva.....	31
4.6.3.	Escurrimiento.....	32
4.6.4.	Escorrentía.....	32
4.7.	Planteamiento de una Estructura del Modelo.....	33
4.8.	Solución del Modelo.....	34
4.8.1.	Precipitación.....	34
4.8.2.	Precipitación Efectiva.....	36
4.8.3.	Escurrimiento y Escorrentía.....	37
4.8.4.	Cálculo de Δx y Δt	41
5.	ESTRUCURAS DE CONDUCCIÓN, RECOLECCION, DRENAJE TRANVERSAL Y DE RETENCIÓN UTILIZADAS EN DRENAJE URBANO.....	43
5.1.	Drenaje Longitudinal en calles y avenidas.....	43
5.1.1.	Brocales Cunetas.....	44
5.1.2.	Cunetas.....	44
5.1.3.	Punto de Coronación.....	44
5.1.4.	Pendiente Transversal.....	44
5.1.5.	Pendiente Longitudinal.....	44
5.1.6.	Flujo Longitudinal.....	44
5.1.7.	Flujo Transversal.....	45
5.2.	Estructura de Recolección.....	47
5.2.1.	Sumideros de Ventana.....	49
	• Metodología de Cálculo.....	49
	• Recomendaciones de Ubicación y Colocación.....	49
5.2.2.	Sumidero de Rejas.....	49
	• Metodología de Cálculo.....	51
	• Recomendaciones Ubicación y Colocación.....	53
5.2.3.	Sumidero Mixto.....	56
5.2.4.	Sumideros Especiales.....	57
5.3.	Estructuras de Drenaje Transversal.....	57
5.3.1.	Tipos y Formas de Alcantarillas.....	58
5.3.2.	Estudios Necesarios para el Proyecto Hidráulico de Alcantarillas.....	58
5.3.3.	Metodología de Cálculo.....	59
5.4.	Estructuras de Detención.....	62

5.4.1.	Detención en el Drenaje Superficial.....	65
5.4.2.	Detención del Drenaje Primario y Secundario.....	65
	• Estaque o Pozo de Detención.....	65
	• Estructura de Cierre.....	66
	• Obras de Descarga.....	66
	• Obras de Alivio.....	66
5.4.3.	Bombeo.....	66
6.	SIMULACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS UTILIZADAS EN EL DESARROLLO DEL MODELO DE DRENAJE URBANO.....	67
6.1.	Simulación del Flujo en Calles y Avenidas.....	67
6.2.	Sumideros de Ventana.....	67
6.2.1.	Sumideros de Ventana en Pendiente.....	67
6.2.2.	Sumideros de Ventana sin Depresión.....	69
6.2.3.	Sumideros de Ventana con Depresión.....	70
6.2.4.	Sumideros de Ventana en Puntos Bajos.....	72
6.3.	Sumideros de Reja.....	74
6.3.1.	Sumidero de Reja en Pendiente.....	74
6.3.2.	Sumidero de Reja en Puntos Bajos.....	75
6.4.	Almacenamiento en Calles.....	76
6.5.	Pozos de Detención.....	80
6.6.	Alcantarillas.....	81
7.	FUNCIONAMIENTO DEL PROGRAMA DE DRENAJE URBANO.....	83
7.1.	Generalidades del Programa.....	83
7.2.	Bloques de Código y Subprogramas para el Procesamiento de Información General.....	83
7.3.	Bloques de Código y Subprogramas para la Lectura y Procesamiento de la Información Hidráulica y Lógica de cada Segmento.....	83
7.4.	Bloques de Código y Subprogramas para Generar y Procesar los Aportes de Entrada al Segmento.....	84
7.5.	Bloques de Código que Realiza el Tránsito del Pulso de Volumen a través del Segmento.....	84
7.6.	Descripción de los Subprogramas más Importantes	84
7.6.1.	Subrutina PRECI.....	84
7.6.2.	Subrutina LEPCALLE.....	84
7.6.3.	Subrutina GASTOVEN.....	85
7.6.4.	Subrutina TRAZADOR.....	85
7.6.5.	Subrutina GASTORE.....	85
7.6.6.	Subrutina LEVASE.....	85
7.6.7.	Subrutina TESCO.....	86
7.6.8.	Subrutina TESCO.....	86
7.6.9.	Subrutina CAUDAL.....	86
7.6.10.	Subrutina CTRENSAL.....	86
7.6.11.	Subrutina APLENA.....	86
7.6.12.	Subrutina YN.....	86
7.6.13.	Subrutina ESCOR.....	86
7.6.14.	Subrutina EFECT.....	87
7.6.15.	Subrutina PREACUM.....	87
7.6.16.	Subrutina INTER.....	87
7.6.17.	Subrutina TRANSI.....	87
7.6.18.	Subrutina SUMIO.....	87

7.6.19.	Subrutina SUMI1.....	87
7.6.20.	Subrutina YC.....	88
7.6.21.	Subrutina YE.....	88
7.6.22.	Subrutina SUMRE1.....	88
7.6.23.	Subrutina POZO.....	89
7.6.24.	Subrutina TRANFHID.....	89
7.6.25.	Subrutina IMPRE.....	89
7.6.26.	Subrutina PLOTEO.....	89
7.7.	Descripción de la Introducción de Datos al Programa.....	89
8.	EJEMPLOS DE APLICACIÓN DEL MODELO DE DRENAJE URBANO.....	91
8.1.	Ejemplos de Drenaje en Cuencas Rurales.....	91
8.1.1.	Cuencas del Río Limón.....	91
8.1.2.	Cuenca del Río Albarregas.....	93
8.2.	Ejemplos de Drenaje en Cuencas Urbanas.....	96
8.2.1.	Sumidero de Ventana sin Depresión Funcionando en Pendiente.....	98
8.2.2.	Sumidero de Ventana con Depresión Funcionando en Pendiente.....	101
8.2.3.	Sumidero de Reja Funcionando en Pendiente.....	103
8.2.4.	Sumidero de Ventana Funcionando en Puntos Bajos.....	104
8.2.5.	Sumidero de Reja Funcionando en Puntos Bajos.....	108
8.2.6.	Pozo de Detención con Salida Por Alcantarilla.....	110
9.	PRUEBA DE SENSIBILIDAD DE PARAMETROS DEL MODELO DE DRENAJE URBANO....	115
9.1.	Segmento de Esguerramiento.....	115
9.1.1.	Variación en la longitud del segmento.....	115
9.1.2.	Variación en la rugosidad del segmento.....	116
9.1.3.	Variación en la hipótesis de cálculo del segmento.....	116
9.2.	Segmento de Escurrentía.....	118
9.2.1.	Variación en la Longitud del Segmento.....	119
9.2.2.	Variación en la Rugosidad del Segmento.....	119
9.2.3.	Variación en la Pendiente Longitudinal del Segmento.....	120
9.2.4.	Variación en la Pendiente Transversal del Segmento Calle.....	121
9.3.	Sumidero de Ventana en Pendiente.....	123
9.3.1.	Variación de la Longitud de Sumideros de Ventana sin Depresión.....	124
9.3.2.	Variación de la Longitud de Sumideros de Ventana con Depresión.....	125
9.3.3.	Variación de la Pendiente Longitudinal de la Calle Donde está Ubicado el Sumidero de Ventana sin Depresión.....	126
9.3.4.	Variación de la Pendiente Longitudinal de la Calle donde está Ubicado el Sumidero de Ventana con Depresión.....	126
9.3.5.	Variación del Caudal de Aproximación a los Sumideros de Ventana sin Depresión Colocados en Calles con Pendiente.....	127
9.3.6.	Variación del Caudal de Aproximación a los Sumideros de Ventana con Depresión colocados en Calles con Pendiente.....	128
9.4.	Sumidero de Reja en Pendiente.....	129
9.4.1.	Variación del Tipo del Sumidero de Reja.....	130
9.4.2.	Sumidero de Reja Colocado en Calles con Diferentes Pendientes Longitudinales.....	130
9.5.	Sumidero de Ventana en Puntos Bajos.....	131
9.6.	Sumidero de Reja en Puntos Bajos.....	132
9.7.	Pozos de Detención.....	134
9.7.1.	Variación del Diámetro de la Alcantarilla.....	134

9.7.2.	Variación en las Dimensiones del Pozo.	135
10.	ANÁLISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS DEL MODELO DE DRENAJE URBANO DESARROLLADO.	137
10.1.	Análisis de Resultados en Cuencas Rurales y Semi-urbanas.	137
10.2.	Análisis de Resultados Obtenidos con la Simulación de Cada Uno de los Componentes del Sistema.....	137
10.2.1.	Simulación de Segmentos de Escurrimiento.	137
10.2.2.	Simulación de Segmentos de Escorrentía.	140
10.2.3.	Sumideros de Ventana sin Depresión que Funcionan en Calles con Pendiente.	141
10.2.4.	Sumideros de Ventana con depresión que Funcionan en calles con pendiente.	142
10.2.5.	Sumidero de Rejas que Funcionan en Calles con Pendiente.	142
10.2.6.	Sumidero de Ventana en Puntos Bajos.....	143
10.2.7.	Sumidero de Rejas en Puntos Bajos.	144
10.2.8.	Pozos de Detención con Salidas por Alcantarilla.	144
10.3.	Análisis Global de Bondades y Limitaciones del Modelo de Drenaje Urbano Desarrollado.	146
11.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	147
11.1.	Conclusiones.....	147
11.2.	Recomendaciones.....	148
	BIBLIOGRAFÍA.....	149
	APÉNDICE A. Cálculo de Δt y Δx	151
	APÉNDICE B. Graficos para el Cálculo de Sumideros de Ventana Tipo Inos.....	155
	APÉNDICE C. Tipo de Estructuras de Drenaje Transversal a Utilizar de acuerdo a la Magnitud del Caudal a Transitar.....	159
	APÉNDICE D. Gráficos para el Cálculo de Alcantarillas con Control en la Entrada.....	161
	APÉNDICE E. Código Fuente del Programa de Computación.....	173
	APÉNDICE F. Arbol de Precedencia de Rutinas en el Programa del Modelo de Drenaje Urbano.....	261
	APÉNDICE G. Manual de Datos de Entrada.....	267
	APÉNDICE H. Información Básica para el Ejemplo del Evento de fecha 06/09/89 en la Cuenca del Río Limón.....	281
	ANEXO I. Archivo Ejecutable, Información de Entrada/Salida e Información Relacionada con los Ejemplos de Aplicación y Prueba de Sensibilidad del Modelo de Drenaje Urbano.....	CD

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1	Criterios de diseño Generalizados para estructuras de Control de Agua.....	19
Tabla 3.2	Usos de la Tierra y Períodos de Retorno.....	21
Tabla 3.3	Tipo de Vía y Período de Retorno.....	22
Tabla 5.1	Porcentaje de Disminución de Poluentes Luego de la Detención.....	65
Tabla 8.1	Cuadro Comparativo de las Salidas de los Modelos de Drenaje Urbano para la Cuenca del Río Limón.....	93
Tabla 8.2	Cuadro Comparativo de las Salidas de los Modelos de Drenaje Urbano para la Cuenca del Río Albarregas.....	95

www.bdigital.ula.ve

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1	Sistema de Drenaje Urbano.....	12
Figura 3.2	Escala de Diseño Hidrológico.....	14
Figura 3.3	Riesgo de por lo menos una Excedencia del Evento de Diseño en la Vida Util.....	16
Figura 3.4	Período de Retorno Optimo Mediante Análisis Hidroeconómico.....	17
Figura 4.1	Sistema Hidrológico General.....	25
Figura 4.2	Conceptualización del Sistema Hidrológico General.....	26
Figura 4.3	Conceptualización del Modelo de Drenaje Urbano.....	29
Figura 4.4	Estructura del Modelo de Drenaje Urbano.....	35
Figura 4.5	Histograma de Precipitación Típico.....	36
Figura 4.6	Curva de Masa para la Precipitación.....	36
Figura 4.7	Esquematación del Proceso de Tránsito Discretizado.....	40
Figura 4.8	Representación Gráfica de la Resolución de las Ecuaciones de Tránsito.....	41
Figura 5.1	Ejemplos de Secciones Tipo Calle.....	43
Figura 5.2	Tipos de Brocales Usualmente Usados en el País.....	45
Figura 5.3	Tipos de Cunetas Usualmente Usadas en el País.....	46
Figura 5.4	Flujo Transversal y Formas de Disminuirlo.....	47
Figura 5.5	Ubicación Definitiva e Sumideros.....	48
Figura 5.6	Sumidero de Ventana Tipo INOS.....	50
Figura 5.7	Sumidero de Rejas Tipo INOS.....	51
Figura 5.8	Rejas Ensayadas en la Universidad John Hopkins.....	52
Figura 5.9	Clasificación de Sumideros Utilizados en la Investigación del High Way Research Board.....	53
Figura 5.10	Curvas de Diseño Correspondientes a los Sumideros A y B de la Investigación del High Way Research Board.....	54
Figura 5.11	Clasificación de Sumideros de Rejas tipo INOS.....	54
Figura 5.12	Curvas de Diseño INOS para el Cálculo de Sumidero de Reja.....	55
Figura 5.13	Disposición usual de Grupos de Sumideros.....	56
Figura 5.14	Disposición de Sumideros Mixtos.....	57
Figura 5.15	Funcionamiento Hidráulico de las Alcantarillas.....	60
Figura 5.16	Curva Adimensional para el Cálculo de Alcantarillas Tipo Cajón.....	61
Figura 5.17	Entradas Mejoradas para Alcantarillas.....	62
Figura 5.18	Coefficientes de Pérdida Localizadas para Diversos Tipos de Entradas.....	63
Figura 5.19	Efecto de un Pozo de Detención en la Atenuación del Hidrograma.....	64
Figura 6.1	Parámetros de la Sección de Flujo tipo Calle.....	68
Figura 6.2	Sumidero de Ventana sin Depresión.....	70
Figura 6.3	Sumidero de Ventana con Depresión.....	71
Figura 6.4	Esquema Tridimensional del Plano de Pavimento.....	78
Figura 6.5	Medidas de Inundación en el Pavimento.....	79
Figura 6.6	Parámetros para el Cálculo de las Areas de Inundación.....	79
Figura 8.1	Conceptualización De La Cuenca Del Río Limón.....	92
Figura 8.2	Hidrogramas a la Salida del Segmento 90 de la Cuenca del río Limón para cada uno de los Modelos de Drenaje.....	94
Figura 8.3	Hidrogramas a la Salida del Segmento 90 de la Cuenca del río Albarregas para cada uno de los Modelos de Drenaje.....	95
Figura 8.4	Plano de la Sección Norte de la Urbanización Chama – Mérida.....	97
Figura 8.5	Plano de la Sección Sur de la Urbanización Chama - Mérida.....	97

Figura 8.6.	Curva Intensidad Duración Frecuencia.	98
Figura 8.7.	Sistema con Sumidero en Calle con Pendiente.....	99
Figura 8.8.	Conceptualización del Sistema que Contiene Sumidero de Ventana sin Depresión Funcionando en Calles con Pendiente.	100
Figura 8.9.	Hidrograma del Caudal Captado y no Captado por el Sumidero de Ventana sin Depresión Funcionando en Calle con Pendiente.....	101
Figura 8.10.	Conceptualización del Sistema que Contiene Sumideros de Ventana con Depresión Funcionando en Calles con Pendiente.	102
Figura 8.11.	Hidrogramas del Caudal Captado y no Captado por el Sumidero de Ventana con Depresión Funcionando en Calles con Pendiente.	103
Figura 8.12.	Conceptualización del Sistema con Sumidero de Reja Colocado en Calles con Pendiente.....	103
Figura 8.13.	Hidrogramas de Caudal Captado y no Captado por el Sumidero de Reja Funcionando en Calles con Pendiente para Gastos Altos.	105
Figura 8.14.	Conceptualización del Sistema con Sumidero de Ventana Colocado en Puntos Bajos...	106
Figura 8.15.	Hidrogramas del Caudal Afluyente Captado por Ventana Colocada en Punto Bajo y Funcionando para Gastos Bajos.	107
Figura 8.16.	Hidrogramas de Caudales Afluyente y Captado por Ventana Colocada en Punto Bajo y Funcionando para Gastos Altos.	107
Figura 8.17.	Conceptualización de Sistema con Sumidero de Reja Colocado en Punto Bajo.	108
Figura 8.18.	Hidrogramas de Caudal de Entrada y de Salida de un Sumidero de Reja Colocado en Puntos Bajos, Caudales Bajos.	109
Figura 8.19.	Hidrogramas de Caudal de Entrada y de Salida de un Sumidero de Reja Colocado en Punto Bajo para Caudales Altos.....	110
Figura 8.20.	Sistema con Pozo de Detención con Salida por Alcantarilla.....	111
Figura 8.21.	Conceptualización del Sistema con Pozo de Detención que Tiene Salida por Alcantarilla.....	112
Figura 8.22.	Hidrograma a la salida de la alcantarilla. Caso con caudal de entrada bajo y altura inicial cero.	113
Figura 8.23.	Hidrograma a la Salida de la Alcantarilla. Caso con Caudal de Entrada Bajo y Altura Inicial un Metro.	113
Figura 8.24.	Hidrograma a la Salida de la Alcantarilla. Caso con Caudal de Entrada Alto y Altura Inicial Cero.	114
Figura 9.1.	Hidrogramas Producidos por Segmentos de Esguerrimiento con Diferente Longitud.....	115
Figura 9.2.	Hidrogramas Producidos por Segmentos de Esguerrimiento con Distintos Valores de Rugosidad.	116
Figura 9.3.	Hidrogramas Producidos por Segmentos de Esguerrimiento Utilizando Flujo Laminar y Turbulento y solo Flujo Turbulento.....	117
Figura 9.4.	Curva de Gastos para Segmentos de Esguerrimiento Funcionando Bajo Flujo Laminar y Turbulento.....	118
Figura 9.5.	Hidrogramas Producidos por Segmentos de Esguerrimiento con Diferentes Longitudes....	119
Figura 9.6.	Hidrogramas Producidos por Segmentos de Esguerrimiento(sección Calle) con Diferentes Rugosidades.....	120
Figura 9.7.	Hidrogramas Producidos por Segmentos de Esguerrimiento(Sección Calle) con Diferentes Pendientes Longitudinales	121
Figura 9.8.	Hidrogramas Producidos por Segmentos de Esguerrimiento(Sección Calle) con Diferentes Pendientes Transversales	122
Figura 9.9.	Anchos de Inundación Producidos por Segmentos de Esguerrimiento con Diferentes Pendientes Transversales.....	123
Figura 9.10.	Hidrogramas de Gasto Afluyente y Captado por Sumideros de Ventana sin Depresión,	124

	Variando sus Longitudes.....	
Figura 9.11.	Hidrogramas Producidos por un Sumidero de Ventana con Depresión de Diferentes Longitudes Colocados en Calles con Pendiente.....	125
Figura 9.12.	Hidrogramas de Caudal Afluyente y Captado por Sumideros de Ventana Colocados en Calles con Diversas Pendientes Longitudinales.....	126
Figura 9.13.	Hidrogramas Producidos por Sumideros de Ventana con Depresión Colocados en Calles con Diferentes Pendientes Longitudinales.....	127
Figura 9.14.	Valores Porcentuales del Caudal Pico Afluyente para Sumideros de Ventana sin Depresión Colocados en Calles con Pendiente.....	128
Figura 9.15.	Valores Porcentuales del Caudal Pico Afluyente para Sumideros de Ventana con Depresión Colocados en Calles con Pendiente.....	129
Figura 9.16.	Hidrogramas Producidos por Sumideros de Reja de Distintas Longitudes Colocados en Calles con Pendiente.....	130
Figura 9.17.	Hidrogramas de Entrada y de Salida Producidos por un Sumidero de Reja Colocado en Calles con Diferentes Pendientes Longitudinales.....	131
Figura 9.18.	Hidrogramas de Entrada y de Salida Producidos por un Sumidero de Ventana Colocado en Puntos Bajos con Diferentes Longitudes.....	132
Figura 9.19.	Hidrogramas de Entrada y Salida para Sumideros de Reja en Puntos Bajos Clasificación INOS, Tipo 1, 2 y 3.....	133
Figura 9.20.	Hidrogramas de Entrada y de Salida a Pozos de Detención con Descarga por Medio de Alcantarillas de Diferentes Diámetros.....	134
Figura 9.21.	Hidrogramas de Entrada y de Salida a Pozos de Detención de Diferente Longitud con Descarga por Medio de Alcantarilla	135
Figura 10.1.	Variación en el Punto de Solución del Flujo para Condiciones Cambiantes del Cauce.	139
Figura 10.2.	Hidrogramas Producidos por Segmentos de Escorrentía de gran Longitud (L=5000m) con Diferentes Rugosidades.....	140
Figura 10.3.	Eficiencia de Captación de Sumideros de Ventana Colocados en una Calle con Pendiente Longitudinal $S=1\%$. $Q_{pico}=161$ L/s.....	141
Figura 10.4.	Sumidero de Reja; Valores de Tirante de Aproximación (y), Tirante Medio (y_p), Caudal Captado (Q_i), 50% de Tirante Límite (50% y Límite) vs. Pendiente Longitudinal S_o , para un Caudal de 0.100 m ³ /s.....	143
Figura 10.5.	Análisis del Retraso al Inicio de la Salida en la Simulación de Pozos de Detención con Salida por Alcantarilla.....	145
Figura 10.6.	Análisis del Retraso al Inicio de la Salida en la Simulación de Pozos de Detención con Salida por Alcantarilla. Detalle.....	145

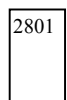
LISTA DE SIMBOLOS

A	área de la sección de flujo
Q	caudal que pasa por la sección de flujo
t	tiempo
x	coordenada de longitud a lo largo del cauce
q	caudal unitario que ingresa lateralmente al cauce
g	aceleración de la gravedad.
ΔV	variación del volumen de agua en el tramo de longitud Δx en el intervalo Δt .
ΔQ	variación en el caudal de agua para el intervalo Δt .
$V_{i,j}$	volumen en el tramo i en el tiempo j
$V_{i,j-1}$	volumen en el tramo i, en el tiempo anterior j - 1
$Q_{i-1,j}$	caudal que sale del tramo superior (i - 1) en el tiempo j.
$Q_{i,j-1}$	caudal que sale del tramo i en el tiempo anterior j-1
$Q_{i,j}$	caudal que sale del tramo i en el tiempo actual j.
$\bar{Q}_{i,j}$	caudal ponderado
S_{ox}	pendiente del fondo del canal en la dirección x.
S_{oy}	pendiente del fondo del canal en la dirección y.
S_{fx}	pendiente de la superficie del agua en la dirección x.
S_{fy}	pendiente de la superficie del agua en la dirección y.
h	tirante del flujo.
q_L	caudal lateral
P	probabilidad del evento más extremo
x	nivel de diseño
D(x)	daño absoluto para el nivel de diseño x
Y(x)	daño esperado para el nivel de diseño x
$D_T(x)$	daño esperado total para el nivel de diseño x
$C_T(x)$	costo de diseño total para el nivel x
p_i	probabilidad de ocurrencia de un evento mayor que el de diseño en el año i
$Q_A(t)$	hidrograma de entrada el caudal para el tiempo
y_A	tirante normal del flujo de aproximación y_A
Q_l	caudal captado
Q_s	caudal no captado
y_{N1}	tirante normal en la sección de aproximación
y_C	tirante crítico
E_2, E_1	energía total en la sección 1, 2
y_{21}, y_{22}	tirantes secuentes subcríticos y supercríticos de la sección 2
Δz	altura del escalón o caída
y_2	altura de cálculo en la sección 2
Q_V	caudal sobre el vertedero
C_{gV}	coeficiente de descarga
Q_O	caudal a través del orificio
C_{gO}	coeficiente de descarga del orificio
h	altura de la ventana
H_E	altura de agua a la entrada
D	diámetro del conducto

Q_I	caudal captado
n	constante de Manning
S_0	pendiente longitudinal de la vía
y_P	tirante en el punto medio de la reja
S_x	pendiente transversal de la vía
α_x	ángulo de la línea de pendiente transversal con el plano horizontal
α_o	ángulo de la línea de pendiente longitudinal con el plano horizontal
α	ángulo que forma la curva de nivel con el eje longitudinal de la vía
θ	ángulo que forma la curva de nivel con el eje transversal de la vía
h_0	altura máxima que puede tener un triángulo formado por la mancha de agua.
A_T	área de un triángulo cualquiera menor al triángulo máximo.
A_{TMAX}	área del triángulo máximo.
A_{PAR}	rea del paralelogramo que forma la mancha de agua luego que $h > h_0$.
H	altura de la superficie del agua
$I(t)$	hidrograma de entrada
$Q(H)$	curva de descarga del sistema
$A(H)$	curva área vs altura
H_f	pérdidas por fricción
H_L	pérdidas en la entrada
f	factor de fricción de Darcy
L	longitud del conducto
D	diámetro del conducto
V	velocidad del flujo
k_e	factor de pérdidas en la entrada
Δz	desnivel entre el fondo de la alcantarilla y el fondo del canal en la salida
h_s	nivel del agua a la salida de la alcantarilla

segmento de escurrimiento

www.bdigital.ula.ve



sumidero de ventana funcionando en calles con pendiente



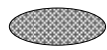
sumidero de reja funcionando en calles con pendiente



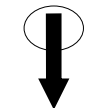
sumidero de ventana funcionando en puntos bajos



sumidero de reja funcionando en puntos bajos



pozo de detención con salida por alcantarilla



RESUMEN.

La simulación hidrológica es comúnmente usada para describir cuencas rurales y sistemas de drenaje los cuales están formados sólo por vertientes y cauces. Con la finalidad de poder simular cuencas urbanas que poseen dispositivos de captación y detención se desarrolló un modelo digital. Este modelo realiza un tránsito cinemático simplificado tanto para las vertientes como en los cauces o colectores. También realiza el tránsito a través de pozos de detención y simula el funcionamiento de diversos sumideros

Para su validación se comparó la salida de la simulación de dos cuencas rurales: la cuenca del río Limón en el estado Aragua y la cuenca del río Albarregas en el estado Mérida ambos en Venezuela. Se utilizó el presente modelo y el modelo de drenaje de Duque et al. (1983) comparando los resultados. Para verificar el funcionamiento del modelo en sistemas de drenaje urbano, compuesto por dispositivos de captación y retención, se simuló por partes, el sistema de drenaje urbano, compuesto por dispositivos de captación y retención del sistema de drenaje del complejo habitacional Chama Mérida ubicado en las cercanías de la ciudad de Mérida, Venezuela. Se chequearon los valores de los caudales máximos de los hidrogramas contra el cálculo manual realizado de la forma tradicional. Finalmente se hicieron pruebas de sensibilidad de los diversos parámetros que intervienen en la simulaciones que realiza el modelo.

www.bdigital.ula.ve

Palabras Claves: simulación hidrológica, drenaje urbano, tránsito cinemático simplificado, estructuras de drenaje urbano.

CAPITULO 1

INTRODUCCION

La planificación de recursos hidráulicos es una disciplina que permite evaluar, diagnosticar y planificar el manejo del recurso agua en un contexto físico espacial determinado. Es así como esta disciplina permite determinar las potencialidades y restricciones de un área desde el punto de vista de su competencia.

Una de las especialidades de la planificación de los recursos hidráulicos es la de drenaje urbano, la cual cumple con su doble función de resguardar bienes y vidas humanas así como el evitar que el escurrimiento incomode el tránsito al momento de ocurrir la lluvia.

La dinámica del crecimiento urbano es vertiginosa, desbordando la mayoría de las veces la capacidad de los sistemas de drenaje existentes y en otros casos copando zonas con restricciones primarias y secundarias en cuanto a drenaje. Todo lo que conlleva a una disminución de la calidad de vida de los habitantes involucrados en la problemática.

Las pérdidas causadas por el incremento de la escorrentía debido al urbanismo van desde inconvenientes temporales tales como retardos en el tránsito, inundaciones menores, hasta daños extensivos a propiedades y estructuras de servicios públicos.

Con fines de planificación, es necesario conocer anticipadamente la respuesta de los sistemas de drenaje debido a los cambios introducidos por el hombre. Para conocer esta respuesta se deben poseer herramientas que permitan evaluar la realidad actual y el impacto que acciones futuras del urbanismo producirán en sistemas de alcantarillado. Todo esto con la finalidad de ejecutar medidas estructurales y no estructurales que logren minimizar los daños. La simulación mediante modelos digitales es lo que permite obtener la respuesta anterior.

Actualmente existe una gama de modelos que van desde los distribuidos o hidráulicos puros, hasta los agregados más simples. Ejemplo de estos últimos es el Método Racional.

Es práctica común usar los modelos hidráulicos para la simulación del flujo en los cauces principales. Para el diseño de sumideros, colectores y alcantarillas, se utilizan modelos que se basan en el método racional, con todas las limitaciones que éste plantea. Surge entonces como una necesidad el diseñar un modelo distribuido que transite el flujo por las vertientes, por los cauces y por las estructuras utilizadas en drenaje urbano.

Este modelo permitiría verificar el funcionamiento del sistema para gran variedad de tormentas, así como predecir la respuesta si se cambiarán algunos componentes de la red, esto último imposible de realizar utilizando métodos agregados, como el método racional.

OBJETIVOS

Objetivo General

Desarrollar un modelo distribuido de drenaje urbano donde se pueda considerar el tránsito en vertientes, cauces, y en las estructuras de drenaje comúnmente utilizadas en nuestro país.

Objetivos Específicos

- Estudiar el modelo de drenaje urbano modificado desarrollado por Duque et al (1983), con la finalidad de estructurarlo y así facilitar la incorporación de nuevas rutinas.
- Estudiar las estructuras de drenaje urbano más utilizadas en el país, con la finalidad de conocer su funcionamiento.
- Desarrollar algoritmos que permitan simular las estructuras de drenaje urbano.
- Crear las bases y estructuras de datos necesarias para hacer interactuar el modelo de drenaje urbano con las estructuras de drenaje comúnmente usadas en Venezuela.
- Desarrollar un programa de computación que ejecute la simulación de los sistemas de drenaje

www.bdigital.ula.ve

CAPITULO 2

REVISION BIBLIOGRAFICA

En este capítulo se hace una revisión de algunas metodologías que se han utilizado para resolver el problema del drenaje de aguas de lluvia.

2.1. MÉTODO DE LA ONDA CINEMÁTICA

Henderson (1966), citado por Chow Maidment y Mays (1987), señala que es posible plantear un esquema de resolución lineal explícito a partir de las ecuaciones de onda cinemática :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2.1)$$

$$g \cdot (S_0 - S_f) = 0 \quad (2.2)$$

La ecuación (2.2) puede escribirse como :

$$S_0 = S_f \quad (2.3)$$

Donde :

A es el área de la sección de flujo,

Q es el caudal que pasa por la sección de flujo,

t es el tiempo

x es la coordenada de longitud a lo largo del cauce

q es el caudal unitario que ingresa lateralmente al cauce

g es la aceleración de la gravedad.

La expresión 2.3 representa la ecuación de flujo uniforme, para la cual se puede aplicar cualquier fórmula que explique tal tipo de flujo como por ejemplo Manning :

$$Q = \frac{S_0^{1/2}}{n \cdot P^{2/3}} \cdot A^{3/5} \quad (2.4)$$

o

$$A = \left(\frac{n \cdot P^{2/3}}{S_0^{1/2}} \right)^{3/5} \cdot Q^{5/3} \quad (2.5)$$

$$A = \alpha \cdot Q^{\beta} \quad (2.6)$$

Sustituyendo resulta la ecuación de una sola variable en Q :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \alpha \beta \cdot Q^{\beta-1} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} = q_L \quad (2.7)$$

Al expresar esta ecuación en forma de diferencias finitas, el autor logró resolverla de forma explícita para la variable Q en el tiempo actual. Logró demostrar además que se comete menos error relativo utilizando el caudal como solución en lugar del área.

Li en 1975 desarrolló un esquema de resolución no lineal para la ecuación de onda cinemática (Chow et al., 1987). Para ello expresó la ecuación de continuidad en forma de diferencias finitas :

$$\frac{Q_{j+1}^{i+1} - Q_j^{i+1}}{\Delta x} + \frac{A_{j+1}^{i+1} - A_{j+1}^i}{\Delta t} = \frac{q_{L1} + q_{L2}}{2} \quad (2.8)$$

Sustituyendo A en función de Q en la ecuación 2.6, resulta :

$$\frac{Q_{j+1}^{i+1} - Q_j^{i+1}}{\Delta x} + \alpha \cdot \left[\frac{(Q_{j+1}^{i+1})^\beta - (Q_{j+1}^i)^\beta}{\Delta t} \right] = \frac{q_{L1} + q_{L2}}{2} \quad (2.9)$$

Lo que, para la incógnita Q_{j+1}^{i+1} , representa una ecuación no lineal, la cual hay que resolver por métodos iterativos.

2.2. MÉTODO RACIONAL

El método racional es el más usado para el predimensionado de sistemas de drenaje debido a su simplicidad. El método es propuesto por la American Society of Civil Engineers en 1960 (Chow et al., 1987) como adecuado para seleccionar el diámetro de tuberías de colectores.

La fórmula del método racional es :

$$Q = C \cdot i \cdot A \quad (2.10)$$

Las hipótesis en que se basa el método racional son (Chow et al., 1987) :

1. La tasa de escorrentía pico calculada en el punto de salida de la cuenca es una función de la tasa de lluvia promedio durante el tiempo de concentración. No incluye aquellas tormentas más intensas pero de menor duración.
2. El tiempo de concentración es el tiempo para que se establezca flujo entre la parte más remota de la cuenca y el punto de salida.
3. La intensidad de la lluvia es constante durante toda la tormenta.

Entre las ventajas que tiene el método están el que permite un cálculo secuencial hacia aguas abajo de la red, es muy fácil de implementar, y como no considera retardo por tránsito o almacenamiento de detención,

normalmente genera caudales mayores que otros modelos de simulación, lo que lo hace ideal para el prediseño de una red de drenaje.

Entre las desventajas que tiene el método está la incertidumbre al calcular el factor C, el cual incluye efectos de cobertura, tipo de suelo y pendiente simultáneamente.

Otra desventaja es que el método refleja igual respuesta para hoyas similares con cambios en la topología o en la geometría de la red de drenaje.

2.3. MODELOS DE SIMULACIÓN DE ESCORRENTÍA

A continuación se describen una serie de modelos que se utilizan para simular escorrentía. Estos modelos han utilizado métodos de solución adecuados a los problemas particulares a resolver.

2.3.1. Modelo de Schaake

Schaake (1971) desarrolló un modelo determinístico basado en la teoría de la onda cinemática, como una simplificación de las ecuaciones de Saint Venant.

El modelo considera dos tipos de segmentos: segmentos de escurrimiento representado por laderas o vertientes y segmentos de escorrentía representados por canales o cauces.

Las ecuaciones a resolver para cada segmento son:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2.11)$$

y

$$Q = \alpha \cdot A^m \quad (2.12)$$

Donde:

Q es la descarga,

A es el área transversal

q es el flujo lateral

t es el tiempo

x es la coordenada de longitud a lo largo del cauce

q es el caudal unitario que ingresa lateralmente al cauce

g es la aceleración de la gravedad.

α y m son constantes de cálculo.

Las Ecuaciones (2.11) y (2.12) se resuelven por el método de las diferencias finitas bajo el esquema implícito de los cuatro puntos.

La intensidad de lluvia I caída en un segmento de escurrimiento de área dada se calcula en base a la intensidad registrada en la estación de precipitación con influencia en el segmento.

El exceso de lluvia se calcula utilizando el método de Horton o el método del Servicio de Conservación de Suelos de Los Estados Unidos.

Para los segmentos de conducción o de escorrentía se consideran diversos tipos de secciones: rectangulares, circulares, trapezoidales, y triangulares. Los valores α y m de la ecuación (2.12) deben ser introducidos y dependen del tipo de expresión utilizada para calcular Q , pudiendo ser las ecuaciones de Manning, Chezy, Kutter o Darcy.

No se consideran dispositivos recolectores de exceso de escorrentía, de almacenamientos, de estructuras de paso, ni considera desborde en la conducción. Solo se considera almacenamiento en el caso de que el flujo sobrepase la capacidad de conductos cerrados; se considera que el flujo que no puede transitarse en forma despresurizada, se almacena en la entrada del conducto y se transita posteriormente.

2.3.2. Modelo Popoyua

Bonilla (1978) y Mogollón (1979) desarrollaron modelos de tránsito hidráulico en cauces, utilizando para ello los métodos dinámico y cinemático respectivamente y resolviendo las ecuaciones de flujo por el método de las diferencias finitas bajo el esquema del método implícito de los cuatro puntos.

2.3.3. Modelo de Drenaje Urbano Modificado

Duque et al. (1983) desarrolla un modelo de drenaje urbano basado en los conceptos de Schaake pero modificando algunos aspectos. Este modelo utiliza una especie de esquema explícito no lineal, el cual es resuelto utilizando métodos geométricos. El modelo es una combinación de tránsito hidráulico e hidrológico debido a que a pesar de que realiza tránsito cinemático dentro del tramo, transmite sólo información volumétrica a los tramos aguas abajo.

En esencia el modelo resuelve las ecuaciones:

$$Q = \alpha A^m \quad (2.13)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2.14)$$

Expresando (2.12) en diferencias finitas:

$$\frac{\Delta A}{\Delta t} + \frac{\Delta Q}{\Delta x} = 0 \quad (2.15)$$

$$\frac{\Delta A \Delta x}{\Delta t} + \Delta Q = 0 \quad (2.16)$$

$$\frac{\Delta V}{\Delta t} + \Delta Q = 0 \quad (2.17)$$

donde:

Q: es la descarga,

q: es el flujo lateral

A: es el área de la sección de flujo,

Q: es el caudal que pasa por la sección de flujo,

t : es el tiempo

x : es la coordenada de longitud a lo largo del cauce

q : es el caudal unitario que ingresa lateralmente al cauce

g : es la aceleración de la gravedad.

α y m : son constantes de cálculo.

ΔV : es la variación del volumen de agua en el tramo de longitud Δx en el intervalo Δt .

ΔQ : es la variación en el caudal de agua para el intervalo Δt .

Las diferencias pueden expresarse como:

$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = \frac{V_{i,j} - V_{i,j-1}}{\Delta t} \quad (2.18)$$

$$\Delta Q = \bar{Q}_{i,j} - Q_{i-1,j} \quad (2.19)$$

$$\bar{Q}_{i,j} = \theta \cdot Q_{i,j-1} + (1 - \theta) \cdot Q_{i,j} \quad (2.20)$$

Resultando:

$$V_{i,j} = V_{i,j-1} + Q_{i-1,j} \cdot \Delta t - \Delta t \cdot (\theta \cdot Q_{i,j-1} + (1 - \theta) \cdot Q_{i,j}) \quad (2.21)$$

donde:

$V_{i,j}$ = volumen en el tramo i en el tiempo j

$V_{i,j-1}$ = volumen en el tramo i, en el tiempo anterior j - 1

$Q_{i-1,j}$ = caudal que sale del tramo superior (i - 1) en el tiempo j.

$Q_{i,j-1}$ = caudal que sale del tramo i en el tiempo anterior j-1

$Q_{i,j}$ = caudal que sale del tramo i en el tiempo actual j.

$\bar{Q}_{i,j}$ = caudal ponderado

La ecuación (2.21) se resuelve simultáneamente con la ecuación (2.13) escrita de la siguiente forma:

$$Q = f(V) \quad (2.22)$$

El método permite calcular el caudal para cada intervalo de tiempo.

Para el cálculo de la precipitación efectiva se utiliza el método del número de curva del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos de América (Chow et al., 1987)

El modelo considera igualmente secciones de flujo de forma circular, triangular, rectangular y trapezoidal. No considera almacenamiento, estructuras de recolección ni estructuras de paso.

2.3.4. Modelo PRMS

El PRMS, Precipitation - Runoff Modeling System , (Leavestey et al., 1983) es un modelo de diseño modular, de parámetros distribuidos y procesos físicos, que evalúa los efectos de una combinación de parámetros de clima, uso de la tierra y precipitación.

El PRMS tiene dos niveles de modelación: el modo diario y el modo tormenta.

El modo tormenta utiliza un intervalo mínimo de un minuto; transita caudales y simula transporte de sedimentos.

Los componentes del modo tormenta son:

Módulo de infiltración: calcula la infiltración utilizando el método de Green y Ampt.

Módulo Overland: transita el exceso de precipitación usando el método de la onda cinemática.

Módulo de Canal: utiliza la aproximación de la onda cinemática para transitar el caudal.

2.3.5. Modelo HEC

El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos elaboró el modelo HEC (1994) con el propósito de analizar crecidas.

Las cuencas a modelar deben ser del tipo dendrítico convergente, debido a que el HEC no permite la simulación de red de canales.

El modelo calcula las pérdidas por infiltración utilizando las siguientes metodologías: método del volumen inicial y luego tasa constante de infiltración, HEC exponencial, método del Servicio de Conservación de Suelos, el método de Horton, el método de Green y Ampt.

El modelo utiliza diversos métodos de tránsito: average Lag, Muskingun, Muskingun Cunge, Puls modificado y onda cinemática.

El modelo puede tratar otras consideraciones como lo son el tránsito en reservorios, derivaciones y bombeo.

2.3.6. Modelo HSPF

El Modelo HSPF, Hydrological Simulation Program in Fortran, (A.S. Dunigian Jr., B. R. Bicknerl, J. C. Imhoff, 1995) es un modelo matemático desarrollado bajo el patrocinio de la Agencia para la Protección Ambiental, EPA en sus siglas en inglés. Simula procesos hidrológicos y de calidad de agua en cuencas naturales o intervenidas.

El modelo se divide en los siguientes módulos:

Módulo PERLND: simula los procesos de calidad y cantidad de agua que ocurren en áreas permeables. PERLND modela el movimiento del agua a través de 3 vías: flujo superficial, interflujo y flujo subterráneo. El balance hídrico del PERLND está basado en el conocido modelo Stanford.

Módulo IMPLND: Es similar al PERLND solo que no considera infiltración. Se usa para superficies impermeables.

Módulo RCHRES: es usado para transitar escorrentía y simular calidad del flujo proveniente de la simulación efectuada por los módulos anteriores.

El comportamiento hidráulico es modelado usando la hipótesis de la onda cinemática. Toda entrada a un *reach*, sección de conducción, se asume que entra en un punto aguas arriba. La salida puede ser distribuida a través de varias vías que podrían representar salida normal o salida como función del volumen, diversión, múltiples compuertas de embalses y salida como función del tiempo.

Para simular la salida como función del volumen el HSPF no hace premisas respecto a la forma del *reach*. Solo considera lo siguiente:

- 1) Hay una relación fija definida por el usuario entre profundidad del agua, superficie, área, volumen y descarga. Esto está especificado en una *Function Table*, o *Ftable* definida para cada *reach* por el usuario.
- 2) Para cualquier demanda con un componente dependiente del volumen la relación entre las variables citadas arriba es constante en el tiempo.

En conclusión, el modelo HSPF es un programa poderoso pero no es integrado. El usuario debe calcular o leer de gráficos las tablas *Ftable* o tablas altura volumen, para cada conducción o estructura a simular. Esto hace pesado cualquier cambio o introducción de un nuevo dispositivo al sistema.

2.3.7. Modelo SHE

El modelo del Sistema Hidrológico Europeo, SHE/SHESED (Bathurst et al., 1995), es un modelo espacialmente distribuido y físicamente fundamentado, que simula flujo y transporte de sedimentos.

En contraste con los modelos paramétricos tradicionales basados en la concepción de caja negra, los sistemas distribuidos físicamente fundamentados necesitan mucha información, muchos parámetros, mucho tiempo de computación y son de difícil manejo.

La ventaja de tales sistemas es que su calibración se efectúa a partir de los procesos físicos reales; al modificar el entorno, estos podrán reproducir lo que ocurrirá.

El modelo simula el flujo superficial en ladera por medio de las ecuaciones de onda dinámica planteándolas en dos dimensiones:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(uh)}{\partial x} + \frac{\partial(vh)}{\partial y} = q \quad (2.23)$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} = S_{ox} - S_{fx} \quad : \text{ en la dirección x} \quad (2.24)$$

$$\frac{\partial h}{\partial y} = S_{oy} - S_{fy} \quad : \text{ en la dirección y} \quad (2.25)$$

El flujo en canales es simulado unidimensionalmente como:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial(Au)}{\partial x} = q_L \quad (2.26)$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} = S_{ox} - S_{fx} \quad (2.27)$$

donde:

A : es igual al área transversal de flujo

S_{ox} : es la pendiente del fondo del canal en la dirección x.

S_{oy} : es la pendiente del fondo del canal en la dirección y.

S_{fx} : es la pendiente de la superficie del agua en la dirección x.

S_{fy} : es la pendiente de la superficie del agua en la dirección y.

h: es el tirante del flujo.

q_L : es el caudal lateral

Las fórmulas de Manning/Strickler se usan para determinar la resistencia del flujo. Las ecuaciones son resueltas usando un esquema explícito de diferencias finitas.

CAPITULO 3

ASPECTOS CONCEPTUALES Y TECNICOS DEL DRENAJE URBANO

El drenaje urbano está enmarcado dentro de la planificación de los recursos hidráulicos. A su vez, es parte del sistema urbano integral y por lo tanto debe coordinarse con la planificación urbana. Finalmente el drenaje urbano es un servicio público y en consecuencia debe ser planificado y manejado en beneficio de la comunidad.

Para lograr que un sistema de drenaje urbano sea satisfactorio, deben seguirse ciertas estrategias para lograrlo. Estas estrategias son: elaboración de planes rectores básicos y complementarios, educación e información de la población, mejoramiento y ampliación de la información básica y desarrollo de técnicas de predicción y modelaje. Con excepción de la educación e información de la población todas las estrategias son responsabilidad directa del planificador hidráulico.

Para comprender la primera estrategia nombrada es necesario desarrollar algunos conceptos básicos como lo son: los conceptos de sistema de drenaje, objetivos básico y complementario, función básica y complementaria y finalmente plan rector básico y complementario.

Para comprender las estrategias de mejorar la cantidad y calidad de la información básica y desarrollar técnicas de predicción y modelación es necesario desarrollar una serie de aspectos técnicos relacionados con la probabilidad y el nivel de diseño, todo esto para conocer el grado de protección que determinado sistema pueda ofrecer.

3.1. CONCEPTOS BÁSICOS DE DRENAJE URBANO

Sin estar en contradicción con la planificación urbana y la de recursos hidráulicos en general, la planificación de sistemas de drenaje urbano posee unos objetivos propios como lo son el básico y el complementario. A estos objetivos se pliegan los planes y las acciones a ejecutar. A continuación se definen conceptos de uso cotidiano en la planificación de drenaje.

3.1.1. Sistema de drenaje urbano

Según Bolinaga (1979), se entenderá por sistema de drenaje urbano, un conjunto de acciones, materiales o no destinadas a evitar, en la medida de lo posible, que las aguas pluviales causen daños a las personas o a las propiedades en las ciudades u obstaculicen el normal desenvolvimiento de la vida urbana. En la Figura 3.1 se representa un sistema de drenaje urbano.

3.1.2. Objetivos básico y complementario de un sistema de drenaje urbano

Los objetivos son los fines que se persiguen al ejecutar las acciones del plan. El objetivo básico es evitar los daños que las aguas de lluvia puedan ocasionar a las personas y a las propiedades. El objetivo complementario es garantizar el normal desenvolvimiento de la vida diaria, permitiendo un apropiado tráfico de personas y vehículos durante la ocurrencia de precipitaciones.

3.1.3. Función básica y complementaria de un sistema de drenaje urbano

La función básica se define como el conjunto de acciones asociadas al logro del objetivo básico. Igualmente la función complementaria es el conjunto de acciones asociadas al logro del objetivo complementario.

3.1.4. Plan Rector Básico en drenaje urbano

Es un documento que incluye a nivel general las acciones preventivas y correctivas que son necesarias para que el sistema de drenaje cumpla su función básica. Las acciones preventivas son medidas no estructurales que principalmente garantizan la no exposición de bienes y vidas a riesgos de inundaciones. Las acciones correctivas son medidas estructurales que limitan directamente la acción de avenidas extremas sobre un área urbana.

3.1.5. Planes Complementarios en drenaje urbano

Consisten en documentos que incluyen a nivel general las acciones preventivas y correctivas que son necesarias para que el sistema de drenaje cumpla con la función complementaria. Entre las acciones preventivas están las de retardo de evacuación del drenaje de aguas pluviales desde las viviendas. Entre las acciones correctivas está el mejoramiento de secciones o modificaciones de trazado de la vialidad.

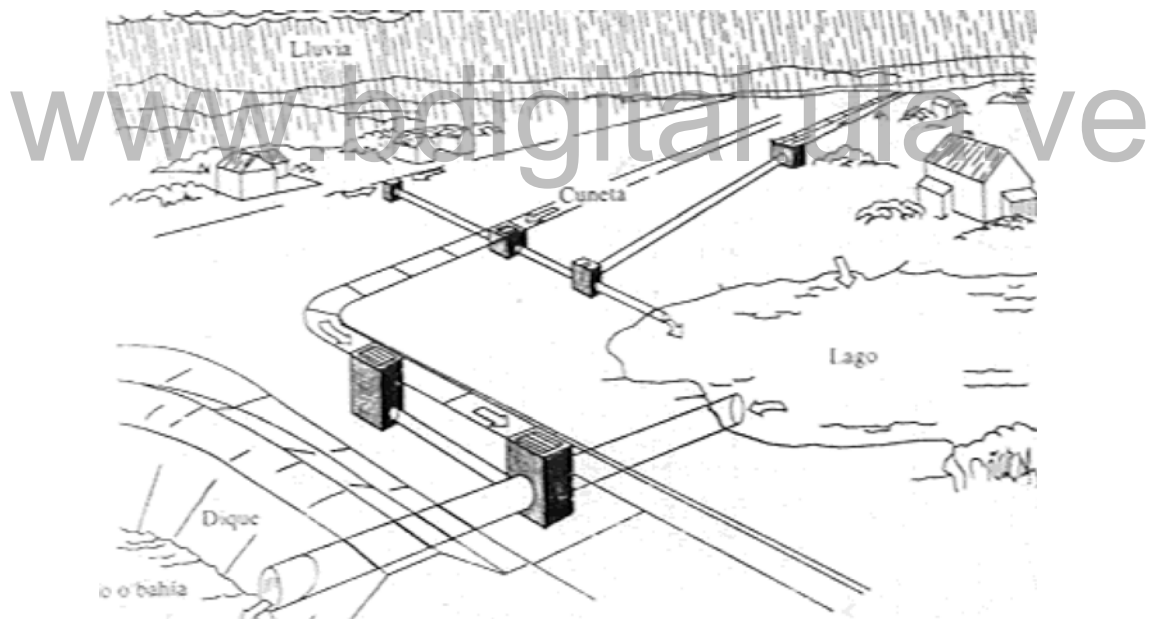


Figura 3.1. Sistema de drenaje urbano.

Fuente : Chow et al. (1987) p 507.

3.2. GRADO DE PROTECCIÓN

El acto de planificar es tomar el mejor conjunto de decisiones que el conocimiento de la realidad permita. Cuando esta realidad es desconocida se deben buscar técnicas para valorarla y darle peso dentro del modelo de decisión asumido. En el caso del drenaje el conocimiento mayor de la realidad futura es nulo. Sólo se puede inferir probabilísticamente por lo sucedido en el pasado. Se han desarrollado técnicas que permiten racionalizar la toma de decisiones ajustándola a la valoración probabilística del futuro. La toma de decisión es lo que se conoce como nivel de diseño. La experiencia dicta que el nivel de diseño para tipos de estructuras similares está acotado dentro de ciertos límites. Una vez obtenido el nivel de diseño se procede a realizar el diseño como tal. Finalmente la estructura terminada brindará un grado de protección adecuado al objetivo para la que fue diseñada. Para comprender mejor estos conceptos a continuación se explican con mayor detalle.

3.2.1. Definición de grado de protección

Se define el grado de protección como el nivel aceptable para el riesgo de ocurrencia de daños o molestias. A mayor grado de protección, menor nivel de riesgo. Existen dos grados de protección: uno correspondiente a la función básica y otro a la complementaria. El riesgo en la primera es menor, debido a que la protección de personas y propiedades debe ser mayor que la garantía del tráfico de personas y vehículos.

El proyectista de un sistema de drenaje urbano debe definir, al comienzo de su trabajo, cuál será el grado de protección o seguridad que adoptará, pues de este dependen las dimensiones de las obras e instalaciones a ejecutar y por lo tanto el costo de las mismas.

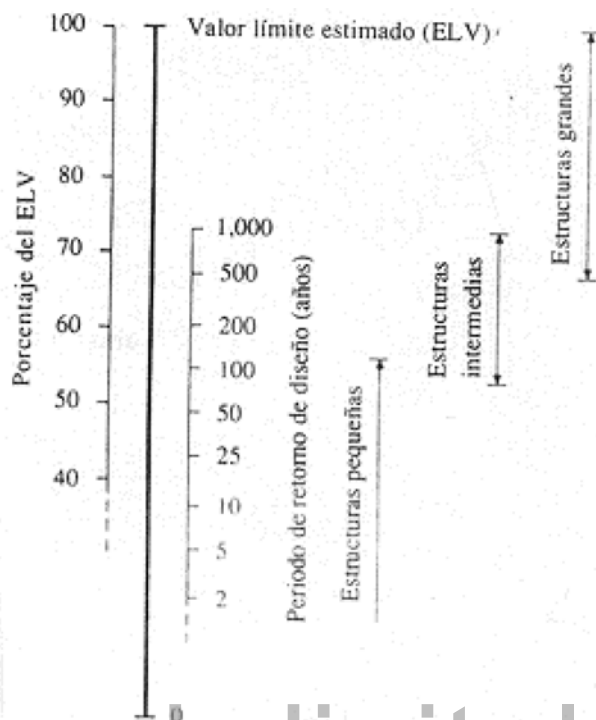
3.2.2. El diseño hidrológico

Según Chow et al. (1987), el diseño hidrológico es el proceso de evaluación del impacto de los eventos hidrológicos en un sistema de recursos hidráulicos y de selección de valores de las variables del sistema para que este se comporte adecuadamente. Aparte de la hidrología, existen otros factores que están involucrados en el diseño de un sistema de drenaje urbano: seguridad, salud pública, economía, aspectos legales, factores ingenieriles, tales como diseños geotécnicos y estructurales.

A pesar de que la principal preocupación del hidrólogo es el flujo de agua en el sistema, siempre debe tener en cuenta dichos factores y la forma en que pueden afectar el funcionamiento hidrológico del mismo. El diseño hidrológico se realiza aplicando cualquier clase de modelo, numérico o físico. La complejidad del modelo va en función de la cantidad de información que este pueda manejar y de la exactitud de la respuesta que pueda dar.

3.2.3. Escala de diseño hidrológico

Es el rango de variación del parámetro de diseño, tal como el caudal de diseño, dentro del cual se debe seleccionar un valor para determinar el flujo de entrada al sistema. Los factores más importantes en la selección del valor de diseño son el técnico-económico y la seguridad. Es muy costoso diseñar para eventos muy grandes; sin embargo si estructuras importantes son diseñadas para eventos pequeños, el resultado puede ser una catástrofe ante un evento mayor. La Figura 3.2 muestra un ejemplo de escala de diseño hidrológico donde se dibujan los rangos de diseño para cada tipo de estructuras. Además se muestra a modo ilustrativo la escala que contiene el período de retorno y el porcentaje del valor límite estimado, ELV en sus iniciales en inglés, el cual se define como la máxima magnitud posible de un evento hidrológico en un lugar dado utilizando la mejor información hidrológica disponible.



www.bdigital.ula.ve

Figura 3.2. Escala de diseño hidrológico
Fuente: Chow et al. (1987) p 428.

3.2.4. Nivel de diseño hidrológico

La escala de diseño es la magnitud del evento hidrológico que debe considerarse para el diseño de una estructura o proyecto. No siempre resulta económico diseñar para el valor límite estimado del evento, el cual se modifica frecuentemente para algunos propósitos específicos de diseño.

Para calcular el valor de diseño hidrológico se puede utilizar una aproximación empírica, análisis de riesgo o análisis hidroeconómico.

- *Aproximación empírica*

La aproximación empírica consiste en tomar el evento más extremo del pasado como valor de diseño afectándolo por un factor de seguridad arbitrario.

La probabilidad de que el evento más extremo de los pasados N años sea igualado o excedido una vez durante los próximos n años puede estimarse como:

$$P = \frac{n}{N + n} \quad (3.1)$$

- **Análisis de riesgo**

El análisis de riesgo consiste en calcular el riesgo o la probabilidad de que el valor de diseño asumido sea sobrepasado durante la vida útil de la obra.

El riesgo puede calcularse por medio de la ecuación:

$$R = 1 - [1 - P(X \geq x_T)]^n \quad (3.2)$$

La Figura 3.3 se muestra como una herramienta para conseguir el riesgo de diseño si se conocen la vida útil de la estructura y el período de retorno seleccionado.

- **Análisis hidroeconómico**

Consiste en la determinación del período de retorno óptimo a partir del conocimiento de la naturaleza probabilística del evento, así como el daño que ocurriría si éste sucede para una serie de eventos posibles. A medida que el período de retorno de diseño aumenta, los costos de capital de la estructura se incrementan, pero los daños esperados disminuyen dado que se brinda una mayor protección.

El período de retorno óptimo puede determinarse de varias formas: por costo mínimo, por valor actualizado neto, por tasa interna de retorno y por optimización.

La base de todos los procedimientos es la misma: considerar la naturaleza aleatoria de la variable de diseño, traduciendo esta característica a valor económico financiero .

Si se considera el caudal como una variable de diseño, se observa que para cada valor de éste se asocia un valor de probabilidad de excedencia. Adicionalmente cada valor de caudal tiene asociado un costo de diseño y un costo por daños ocurridos si no se hace dicho diseño. En la Figura 3.4.a se presentan esta función de costo a manera de ilustración.

A partir de la función de costos de daños se obtiene otro gráfico como lo es el daño esperado para cada caudal y probabilidad a partir de la siguiente ecuación:

$$Y(x) = D(x) \cdot f(x). \quad (3.3)$$

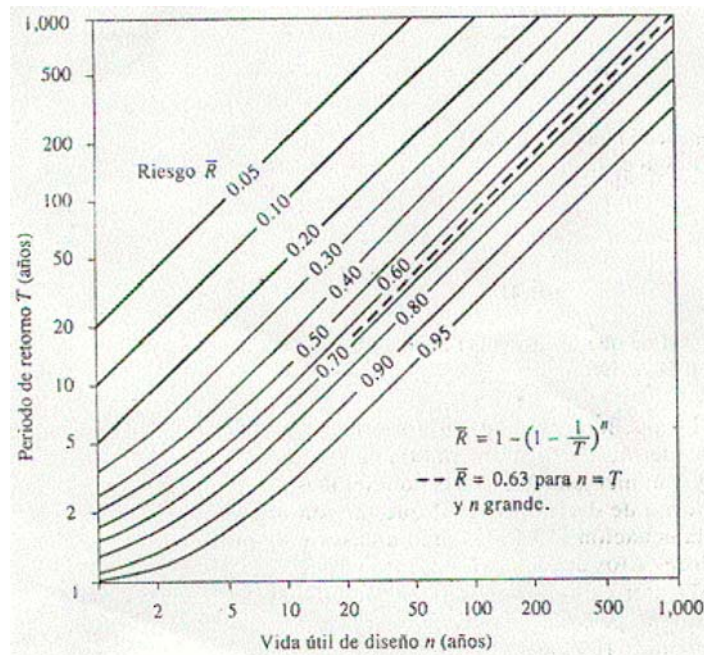


Figura 3.3. Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño en la vida útil.
Fuente: Chow et al. (1987) p 433.

Donde $Y(x)$ es el daño esperado para un caudal x asociado a un período de retorno, $D(x)$ es el daño absoluto para el caudal x y $f(x)$ es la probabilidad asociada al caudal x .

Puede notarse, en la Figura 3.4.b, que a medida que el caudal o el período de retorno de diseño aumenta, la curva se aproxima al eje horizontal. En la práctica se fija un punto de intersección con el eje horizontal para así facilitar los cálculos.

Se puede calcular el valor esperado de daño para un nivel de diseño determinado mediante la ecuación.

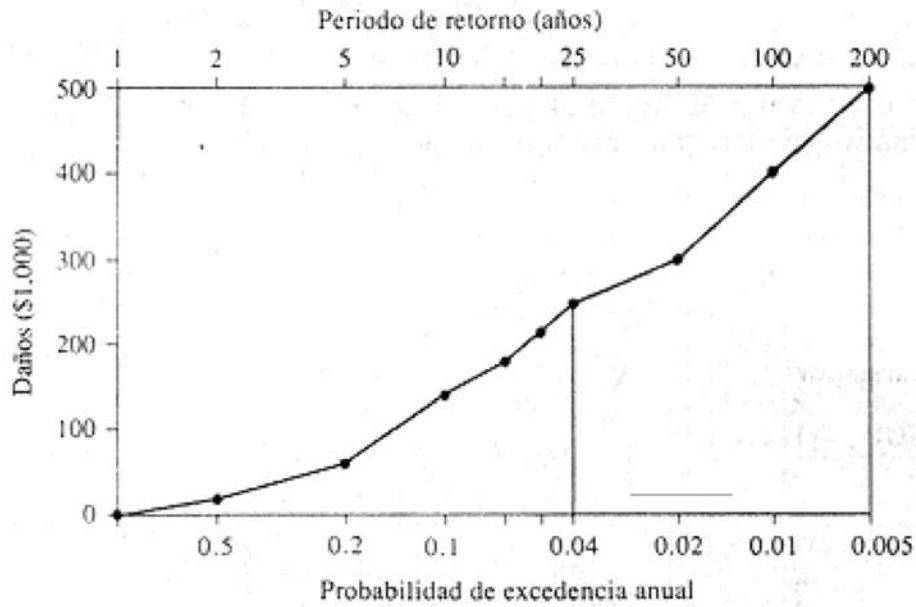
$$D_T(X_T) = \int_{X_T}^{\infty} Y(x) \cdot dx \tag{3.4}$$

donde X_T es el nivel de diseño seleccionado.

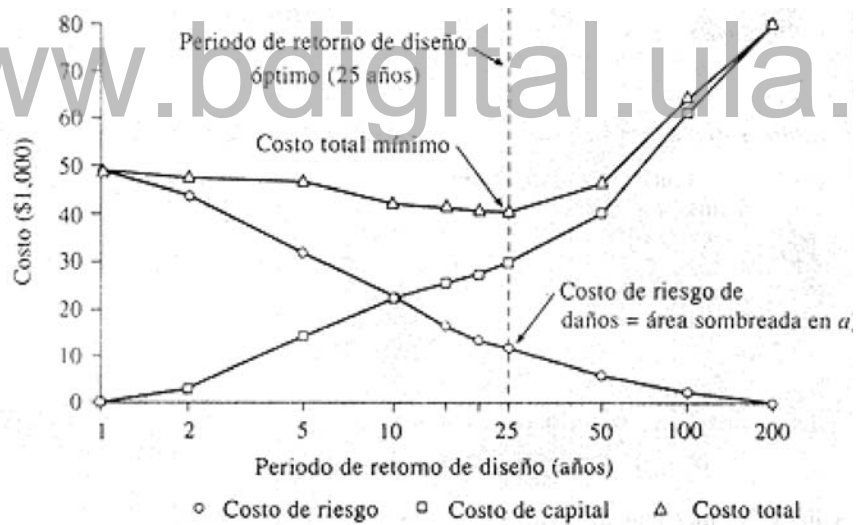
Con la curva de costos asociada a cada nivel de diseño $C(X_T)$ se puede encontrar el punto de costo mínimo mediante la función de costo total

$$Z = C(X_T) + D_T(X_T). \tag{3.5}$$

Nuevamente en la Figura 3.4b se muestra la curva de daños y la función de costo mínimo.



a) Daños para eventos con diferentes periodos de retorno.



b) Análisis hidroeconómico.

Figura 3.4. Período de retorno óptimo mediante análisis hidroeconómico
Fuente: Chow et al. (1987) p 435.

Esta solución además se puede sujetar mediante restricciones de diverso tipo como las financieras, legales, técnicas, ambientales, siempre y cuando se puedan expresar como funciones explícitas de la variable de decisión X_T . Esto es:

Minimizar

$$Z = C(X_T) + D_T(X_T).$$

Sujeto a :

$$\left(\sum_{j=i}^n g_{ij}(x_j) = b_i \right)_{i=1}^m \quad (3.6)$$

$$x_j = \varphi_j(x_T) \quad (3.7)$$

Se puede hacer un análisis más completo si se agrega el costo del dinero en el tiempo.

Para esto basta conocer la vida útil de la obra y la probabilidad de ocurrencia de un evento mayor que el de diseño en cada uno de los subperíodos en que se divide el período de análisis, resultando así el daño actualizado. Esto es

$$D_A(x_T) = \sum_{i=1}^n D_T(x_T) \cdot f a_i \cdot p_i \quad (3.8)$$

Donde n es el total de subperíodos en que se subdivide la vida útil de la obra, $f a_i$ es el factor de actualización del capital para el período i y p_i es la probabilidad de ocurrencia de un evento mayor que el de diseño para el año i , el cual viene expresado como :

$$p_i = (1 - f(x_T))^{i-1} \cdot f(x_T) \quad (3.9)$$

lo cual corresponde a la fórmula de la distribución geométrica de probabilidad.

3.2.5. Factores que influyen en el nivel de diseño

Si bien el Análisis Hidroeconómico es la mejor forma teórica de fijar el período de retorno, en la práctica se encuentra con el problema que para determinar las curvas de costos de capital y daños esperados, así como las funciones de restricción, se necesita la cuantificación de parámetros de muy difícil estimación. Esta afirmación se hace patente cuando se desea calcular el diseño óptimo para cumplir con el objetivo complementario, en el que los daños producidos se limitan a la incomodidad para el tránsito, los cuales son difíciles de ponderar.

De acuerdo a lo anterior se han realizado investigaciones y publicado reportes (ASCE, 1970 citados por Bolinaga), (URBAND LAND INSTITUTE, 1975, citado por Bolinaga), que orientan la selección práctica del nivel de diseño o período de retorno. En ellas se dice que para la selección de un nivel de diseño intervienen varios factores como son : la función, el uso de la tierra, el tipo de vía terrestre y las existencias de instalaciones estratégicas. A continuación se explica la influencia de cada uno de estos factores.

- **Función**

Si la función del sistema es básica, el nivel de diseño es mayor que si fuese complementaria. Los valores para función básica se muestran en la Tabla 3.1, y para la función complementaria se muestran en la Tabla 3.3. Es de uso generalizado en drenaje urbano usar un período de retorno de 100 años. (Bolinaga,1979) recomendándose el uso de acciones correctivas de bajo costo sobre acciones correctivas costosas.

Se recomienda, para la función básica, usar el análisis hidroeconómico cuando se prevean daños cuantiosos y las medidas preventivas o correctivas sean costosas. Para la función complementaria no existe un valor único de diseño, estando éste influenciado por factores que se detallarán más adelante.

Tabla 3.1. Criterios de diseño generalizados para estructuras de control de agua

Fuente : Chow et al. (1987) p 430.

Tipo de Estructura	Período de retorno (años)
Alcantarilla de Carreteras	
Volúmenes de tráfico bajos	5-10
Volúmenes de tráfico intermedios	10-25
Volúmenes de tráfico altos	50-100
Puentes de Carreteras	
Sistema secundario	10-50
Sistema primario	50-100

- **Uso de la tierra**

Según las fuentes citadas, se recomienda fijar períodos de retorno en función del uso de la tierra, procedimiento válido sólo para la función complementaria. En la Tabla 3.2 se muestran períodos de retorno para diversos usos de la tierra.

- **Tipo de vía terrestre**

El período de retorno para el drenaje superficial, función complementaria, de las vías terrestres depende del nivel de uso de las mismas y viene expresado en la Tabla 3.3

- **Instalaciones estratégicas**

Las instalaciones de seguridad nacional, las de prestación de servicios básicos, estaciones de bomberos, hospitales y cualquier otra instalación de importancia vital para una ciudad, deben protegerse para un evento de período de retorno no menos de 500 años, aunque esto no implique necesariamente el uso de medidas correctivas para alcanzar tal protección.

3.2.6. Límites de inundación

Una vez seleccionado el nivel de diseño, se procederá a delinear el sistema de drenaje para que cumpla con ciertos criterios de aceptación conocidos como límites de inundación.

Los límites de inundación que se señalan en este apartado se refieren a los niveles máximos aceptables en áreas inundables del drenaje superficial de las calles y estacionamientos. Para planicies inundables estas alturas están determinadas por la hidráulica del cauce y de la planicie (Bolinaga, 1979).

Los límites de inundación en drenaje urbano dependen de la forma en que se calculan, bien sea tomando en cuenta la función básica o la complementaria.

Para la función básica, no debe permitirse que las aguas pasen sobre las aceras, lo cual limitaría la altura máxima en las calles y avenidas a 15 o 20 cm, según sea el tipo de brocal. Sin embargo existe una diferencia de cota entre las entradas a edificaciones y la acera, lo cual debe tomarse en cuenta para cada caso en particular. En las áreas verdes, pueden admitirse alturas mayores de 15 o 20 cm.

Se debe tener en cuenta que la altura máxima nunca debe ser mayor que la necesaria para que un vehículo de emergencia pueda transitar.

Cuando existan estructuras como puentes, pontones o alcantarillas sobre cauces naturales o artificiales del drenaje primario, debe tenerse en cuenta el efecto producido por el remanso a causa de éstas, evitando que se produzca extensión de las planicies inundables fuera de los límites aceptables. También debe tenerse en cuenta que si por alguna razón el nivel de aguas supera la rasante de la vía que cruza sobre la estructura, las alturas máximas admisibles deben ajustarse a lo dicho en los párrafos anteriores sobre este particular. Finalmente se debe garantizar la estabilidad estructural de la vía que protegen no sólo para el evento de diseño, sino que deben chequearse los efectos del flujo para caudales menores.

Para la función complementaria, los criterios basados en referencias de países templados resultan demasiado estrictos para el país, debido a la mayor intensidad y menor duración de la precipitación en los trópicos incluso para frecuencias tan bajas como de 2 años.

Tabla 3.2. Usos de la tierra y períodos de retorno
Fuente : Bolinaga (1979) p 10.

Tipo de uso	Período de retorno (años)*
Zonas de actividad comercial	10
Zonas de actividad industrial	10
Zonas de edificios públicos	10
Zonas residenciales multifamiliares de alta densidad	3
Zonas residenciales multifamiliares de baja densidad	2
Zonas recreativas de alto valor e intenso uso por el público	2
Otras áreas recreativas	1

* Valores Mínimos Referenciales.

El análisis anterior refleja que sería antieconómico seguir estas reglas. Según Bolinaga (1979) se pueden aceptar reglas menos conservadoras como el fijar el ancho de inundación máximo a 3 metros, que corresponde al ancho de un canal de circulación, lo que puede traducirse en una profundidad de 6 cm. Con respecto al flujo transversal, éste no debe permitirse en vialidad arterial ni en la distribuidora. En vialidad local la altura del drenaje transversal nunca debe sobrepasar los 5 cm.

Con respecto a las aguas en depresiones, se admiten alturas máximas de 15, 10 y 5 cm para vialidad local, distribuidora y arterial respectivamente, pero nunca mayor que la altura del brocal. Para estacionamientos y jardines de edificaciones y viviendas se admiten alturas hasta de 10 cm cuando existen caminos elevados para caminar y 5 cm cuando no existan.

Tabla 3.3. Tipo de vía y períodos de retorno. Función complementaria
Fuente : Bolinaga (1979) p 11.

TIPO DE VÍA	PERÍODO DE RETORNO (AÑOS)
VIALIDAD ARTERIAL Autopistas urbanas y avenidas que garantizan la comunicación básica de la ciudad.	10
VIALIDAD DISTRIBUIDORA Vias que distribuyen el tráfico proveniente de la vialidad arterial o que la alimentan	5
VIALIDAD LOCAL Avenidas y calles cuya importancia no traspasa a la zona servida	2
VIALIDAD ESPECIAL Acceso a instalaciones de seguridad nacional y servicios públicos vitales	10

CAPITULO 4

ESTUDIO DEL MODELO DE DRENAJE URBANO MODIFICADO

Amisial y Barrios (1986) exponen una metodología para la creación de un modelo de simulación. Para ello deben cumplirse ciertas etapas en orden sucesivo, cada una de las cuales dará los insumos necesarios para que las etapas posteriores se ejecuten con propiedad. Las etapas señaladas en dicha metodología son las siguientes :

- Descripción del sistema real
- Conceptualización del sistema real
- Selección de la escala en tiempo
- Selección de la escala espacial
- Identificación de los procesos relevantes
- Formulación matemática de los procesos
- Planteamiento de la estructura del modelo
- Solución del modelo

En este capítulo se analizará el modelo de Drenaje Urbano Modificado elaborado por Duque et al. (1983) usando la metodología arriba señalada. El objetivo de este análisis es el comprender el funcionamiento del modelo para posteriormente adicionarle la capacidad de simulación de estructuras utilizadas en drenaje urbano.

4.1. COMPONENTES DEL SISTEMA REAL

Esta es la primera etapa para la creación de un modelo de simulación, y en esta etapa se debe describir el sistema real a simular de la manera más detallada posible desde el punto de vista del objetivo de la simulación.

El sistema real que se simulará en este trabajo está enmarcado dentro del ciclo hidrológico general, el cual es un proceso continuo en el que el agua es transferida desde y hacia diversos cuerpos que la almacenan. En la Figura 4.1 se ilustra el ciclo hidrológico general.

Los principales procesos que componen el ciclo hidrológico son : precipitación, interceptión, infiltración, almacenamiento en depresiones, escurrimiento, almacenamiento de humedad del suelo, flujo subsuperficial, interflujo, agua subterránea, evapotranspiración y escorrentía.

El agua que se evapora de los océanos u otros reservorios es transportada por el viento, se condensa y precipita sobre la superficie terrestre o los océanos. El agua precipitada puede ser interceptada por la vegetación o edificaciones, ser almacenada en pequeñas depresiones del suelo, convertirse en flujo superficial, infiltrarse, correr a través del suelo como flujo subsuperficial y descargar en las redes de flujo concentrado para formar la escorrentía superficial.

El agua infiltrada puede percolar profundamente para recargar el agua subterránea de donde puede emerger para formar parte de la escorrentía superficial de los cauces. En la Figura 4.2 se conceptualiza el ciclo hidrológico general.

A continuación se da una breve descripción de los procesos involucrados.

4.1.1. Precipitación

Es un término que incluye la precipitación u otro proceso mediante el cual el agua pasa de la atmósfera a la tierra.

4.1.2. Intercepción

Es el proceso de captación del agua por la vegetación y/o por construcciones. El agua interceptada permanece allí hasta que se evapora.

4.1.3. Infiltración

Es el proceso mediante el cual el agua penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo. Muchos factores influyen en la tasa de infiltración, entre ellos las propiedades del suelo tales como la porosidad y la conductividad hidráulica, el contenido de humedad del suelo, la condición de la superficie del suelo, su cubierta vegetal y la pendiente del terreno. Estas propiedades presentan una gran variabilidad en el espacio.

Cuando el agua se infiltra en el suelo aumenta el almacenamiento de humedad en el mismo. Existen dos tipos de almacenamiento : de detención y de retención. El almacenamiento de retención es aquel que se sostiene por un largo período y después se agota por la evaporación. La detención es un almacenamiento de corto plazo que se agota por el flujo hacia afuera del lugar de almacenamiento.

A medida que los almacenamientos de detención se empiezan a llenar, se presenta flujo hacia afuera de ellos : el flujo no saturado a través del suelo no saturado cerca de la superficie terrestre, el flujo de aguas subterráneas a través de los acuíferos saturados más profundos y la escorrentía superficial a través de la superficie terrestre.

4.1.4. Almacenamiento en depresiones del suelo

Según Duque (1977) a medida que la intensidad de la precipitación que llega a la superficie del suelo se hace mayor que la velocidad de infiltración, comienza a acumularse agua en la superficie. Inicialmente ésta va a llenar las depresiones del suelo y más tarde, al estar completamente lleno este almacenamiento, se transforma en escurrimiento. El agua que se almacena en las depresiones del suelo puede ser removida de éstas por infiltración, o por evaporación.

4.1.5. Escurrimiento

Según Horton (1933) citado por Chow et al. (1987), el escurrimiento o flujo superficial es aquella parte de la lluvia que no puede ser absorbida por el suelo mediante infiltración. Horton considera que el flujo superficial toma la forma de un flujo en láminas cuya profundidad puede medirse. El flujo superficial hortoniano es aplicable a superficies impermeables en áreas urbanas y a superficies naturales con capas delgadas de suelo y con baja capacidad de infiltración como ocurre en tierras semiáridas y áridas.

En zonas donde la capacidad de infiltración es alta y con capas de suelo de gran espesor con gran cantidad de materia orgánica, se produce mayormente flujo subsuperficial el cual se explicará más adelante.

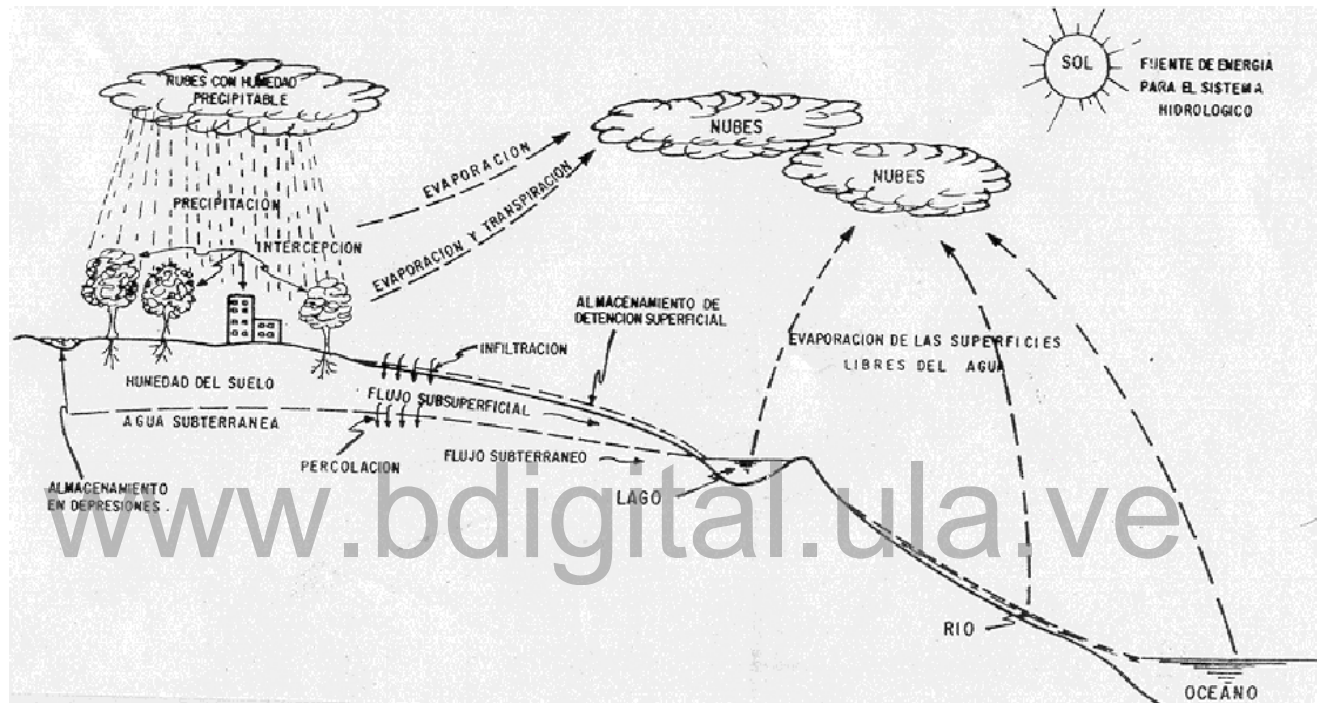


Figura 4.1. Sistema hidrológico general
Fuente : Duque et al. (1983)

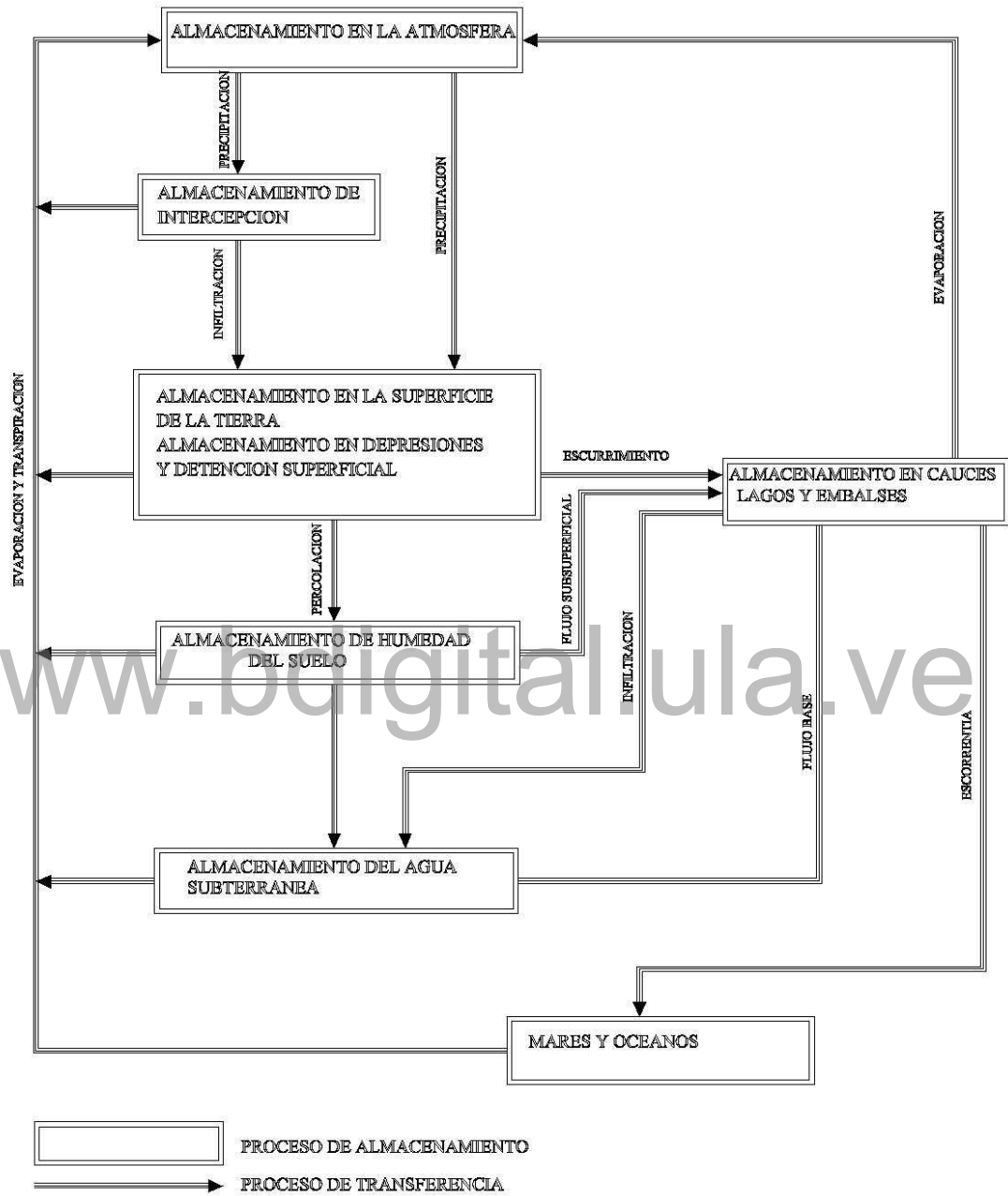


Figura 4.2 Conceptualización del sistema hidrológico general
Fuente : Duque et al. (1983)

4.1.6. Interflujo o Flujo Subsuperficial

Llamado también flujo subsuperficial, está constituido por el agua que se infiltra pero que se mueve lateralmente a través de la zona superior del suelo con dirección a los cauces. Aunque el interflujo no contribuye directamente a la escorrentía directa ocurren excepciones cuando la conductividad del suelo es alta.

A excepción del flujo no saturado a través de oquedades producto de raíces, solo el flujo saturado puede volver a la superficie y convertirse en escurrimiento. Esto depende de la geometría del medio y la magnitud del flujo.

4.1.7. Agua Subterránea

El flujo que entra al almacenamiento del agua subterránea proviene de la infiltración y de la percolación del almacenamiento de las zonas superior e inferior. Una parte del agua subterránea sale al cauce como flujo base, otra puede pasar por percolación al almacenamiento del agua subterránea profunda, es decir, al almacenamiento inactivo y el resto permanece en el almacenamiento activo del agua subterránea (Duque, 1977).

4.1.8. Escorrentía

Según Duque (1977), se considera como escorrentía el agua que corre en los cauces, la cual se define también como caudal. La secuencia de los fenómenos hidrológicos es tal que la escorrentía se ve retardada en relación con la precipitación que la produce, dependiendo dicho retardo de las características de la cuenca.

4.2. CONCEPTUALIZACIÓN DEL SISTEMA REAL

Según Amisial y Barrios (1986) es a partir de la descripción general del sistema real y de la caracterización de cada componente que puede intentarse una conceptualización del mismo, identificándose procesos de interés en cada componente o cada fenómeno constituyente y asociándole a cada uno de ellos un concepto que lo represente. Es así como en todo sistema se presentan dos procesos fundamentales: procesos de almacenamiento y procesos de transferencia. Los procesos de almacenamiento describen fenómenos donde el agua es almacenada o retenida por un lapso de tiempo determinado. Los procesos de transferencia describen fenómenos donde el agua es movilizada entre los almacenamientos o entre los almacenamientos y el límite del sistema. A continuación se detallan cada uno de estos procesos.

4.2.1. Procesos de Almacenamiento

En el modelo se presentan dos procesos de almacenamiento diferentes. Pero debido a la doble naturaleza hidrológica e hidráulica del modelo se conceptualizan de forma muy distinta. El primero de ellos es el almacenamiento en vertiente antes de que ocurra la escorrentía, el cual se conceptualiza como un proceso agregado. En este proceso de almacenamiento la precipitación cae en el intervalo de tiempo seleccionado, y es objeto de dos procesos sucesivos: la infiltración y el escurrimiento, lo que deja el balance del almacenamiento al final del período en cero. El otro proceso es el almacenamiento en vertientes y en cauces en el momento del flujo: este proceso es de naturaleza distribuida y su conceptualización está unida a la misma del flujo.

4.2.1. Procesos de Transferencia

Los procesos de transferencia presentes en el modelo son: la precipitación, la infiltración, el escurrimiento y la escorrentía. La precipitación representa la transferencia entre el almacenamiento atmosférico y el almacenamiento agregado en vertiente. La infiltración es el proceso mediante el cual el agua almacenada en la vertiente pasa al subsuelo. Aunque el interés del modelo no se centre en la infiltración, su importancia radica en que sirve para calcular la precipitación efectiva que será el volumen disponible para escurrir. El escurrimiento es el flujo superficial en vertientes, aunque este flujo es de naturaleza bidimensional, donde intervienen numerosos factores que tienen variabilidad espacial; en el presente modelo se simplifican estos procesos a tal grado que se conceptualiza la vertiente como un plano de ancho y longitud uniforme con una pendiente uniforme perpendicular al ancho. La rugosidad también se considera uniforme en toda la superficie. Todas las consideraciones anteriores convierten al flujo superficial en vertientes en un flujo similar a un canal de gran anchura, el cual tendrá poca profundidad.

La escorrentía es el flujo en cauces; es un flujo de mayor profundidad y de geometría definida. Tanto el escurrimiento como la escorrentía son procesos de naturaleza distribuida.

Es importante señalar que en el modelo se conceptualiza una red de flujo no permanente como una colección de tramos que no guardan continuidad física entre sí a excepción de la información volumétrica que el tramo aguas arriba le suministra al de aguas abajo. Lo anterior permite simular sistemas complejos con mucha sencillez, sin preocuparse por las condiciones de borde de las confluencias. A su vez, esta forma de conceptualización trae el inconveniente de que no se puede simular los efectos de remansos sobre los tramos anteriores donde estos ocurren.

En la Figura 4.3 se presenta la conceptualización del sistema. Los procesos de flujo y almacenamiento en cauces y vertientes se presenta separados aunque en realidad ocurren simultáneamente.

4.3. SELECCIÓN DE UNA ESCALA DE TIEMPO

Aunque en teoría se pueden resolver las ecuaciones que involucran los procesos de infiltración y flujo en un sistema de drenaje de forma continua, en la práctica esto resulta imposible o muy complicado hasta para los problemas más elementales. Entonces, se opta por resolver el problema en forma discreta para pequeños intervalos de tiempo. La selección del intervalo de tiempo en la mayoría de los esquemas numéricos está sujeto a consideraciones como la estabilidad y la precisión.

4.4. SELECCIÓN DEL NÚMERO DE DIMENSIONES ESPACIALES Y SU SUBDIVISIÓN

El análisis de cualquier proceso de flujo desde el punto de vista tridimensional es muy complicado, costoso computacionalmente y costoso por la cantidad de datos que requiere, hecho que lo hace inviable hasta para el más elemental fenómeno. Es por esto que una opción para el análisis es eliminar una a dos dimensiones y agregar sus efectos a la otra dimensión. Si se elimina la dimensión vertical se tiene un modelo distribuido bidimensionalmente. Si además se elimina una dimensión en el plano horizontal se consigue un modelo unidimensionalmente distribuido. Si se eliminan las tres dimensiones se consigue lo que se conoce como modelo agregado, donde no hay una distribución de sus características a lo largo del espacio sino que todas estas características se engloban en parámetros globales que tratan de reproducir lo más fielmente el sistema real. La agregación se hace buscando parámetros que logren representatividad, esto se logra por medio de distribuciones estadísticas de alguna característica espacial o por calibración.

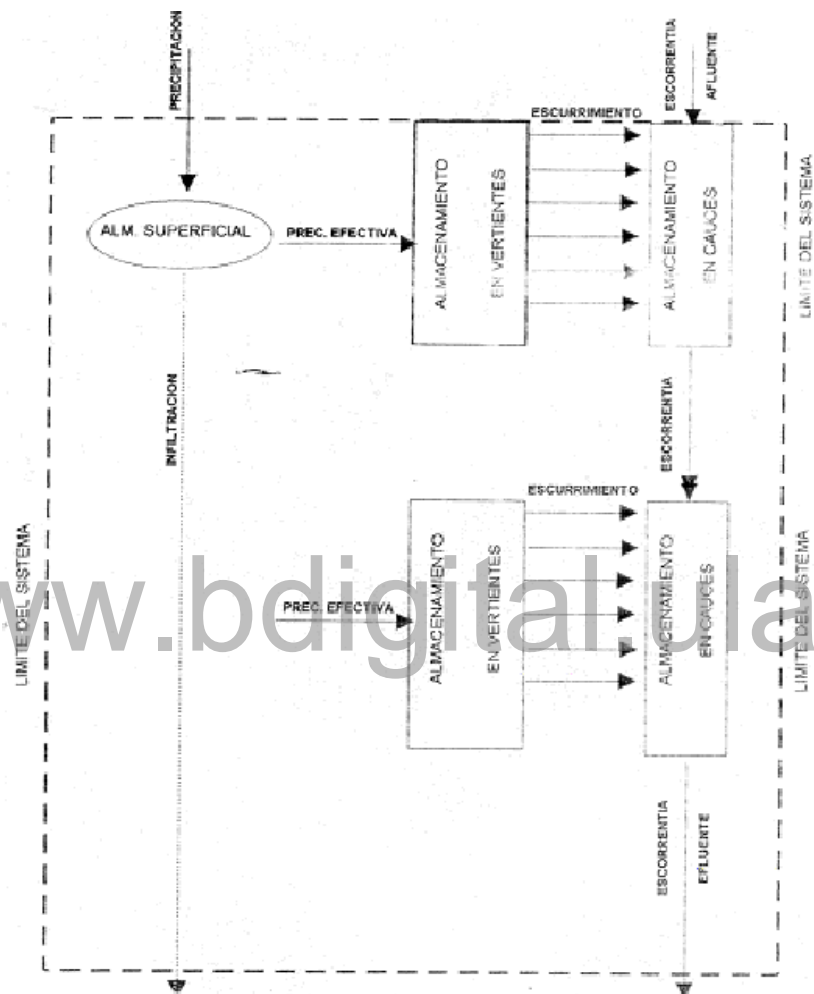


Figura 4.3. Conceptualización del modelo de drenaje urbano

La selección de uno u otro modelo depende del grado de precisión que se desee obtener, del nivel de información que se posea y del tiempo que se disponga para el análisis.

Una vez seleccionado el número de dimensiones a usar es necesario hacer la discretización espacial, cuya forma y tamaño dependen tanto de la información disponible como de condiciones impuestas por el proceso de resolución numérica y de la precisión deseada.

Los procesos involucrados en un sistema de drenaje urbano son de naturaleza tridimensional. Su análisis de esta forma no es técnicamente viable. Se opta por agregar dimensiones y producir modelos agregados o distribuidos en una o dos dimensiones.

El modelo en estudio es una combinación de agregado y distribuido. Los procesos de precipitación e infiltración se tratan como agregados, mientras que los procesos de flujo en vertientes y en cauces se tratan como procesos distribuidos unidimensionalmente.

4.5. IDENTIFICACIÓN DE LOS PROCESOS RELEVANTES

Debido a que la finalidad del modelo es la simulación de eventos extremos de escorrentía y que el intervalo de tiempo de trabajo es pequeño, se consideran ciertos procesos y se desechan otros. Entre los procesos más relevantes están la precipitación, la infiltración, el escurrimiento y la escorrentía, que son los procesos que tienen efecto sobre el hidrograma resultante. Entre los procesos no relevantes están la evaporación, el flujo subsuperficial, la percolación, el flujo de agua subterránea, que por ocurrir más lentamente no tienen influencia en el hidrograma resultante. También es importante señalar que el mecanismo de infiltración seleccionado es el hortoniano, esto debido a que se espera, para eventos extremos de precipitación, que la capacidad de infiltración del suelo sea superada ampliamente, produciéndose mayormente flujo superficial en detrimento de los otros mecanismos de flujo subsuperficial y flujo superficial de saturación.

4.6. FORMULACIÓN MATEMÁTICA DE LOS PROCESOS

Una vez identificados los procesos relevantes y seleccionadas las escalas en tiempo y espacio, se procede a la formulación matemática de los procesos. Aquí se formulan las ecuaciones que explican los procesos. A continuación se detalla este procedimiento.

4.6.1. Precipitación total

La precipitación es un proceso continuo que es registrado en las estaciones pluviográficas en formas de curvas de profundidad acumulada vs tiempo. Esta curva luego es derivada y se presenta entonces como un gráfico de intensidad. Esta es la forma más generalizada de presentar la información pluviográfica que acepta el modelo.

Una vez dentro del modelo, la curva de intensidad es integrada para convertirla en curva de masa, como sigue :

$$SP(t) = \int_0^t I(t).dt \quad (4.1)$$

donde:

SP(t): precipitación acumulada en función del tiempo.

I(t): intensidad de precipitación en función del tiempo

4.6.2. Precipitación Efectiva

Para el cálculo de la precipitación efectiva se usa el método del número de curva del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos de Norteamérica de 1972 (Chow et al., 1987). El método se basa en la hipótesis de que la razón entre la infiltración real (F_a) y la infiltración potencial (S) y la razón entre la escorrentía real (P_e) y la escorrentía potencial ($P - I_a$) son iguales. Esto es :

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (4.2)$$

$$P = P_e + I_a + F_a \quad (4.3)$$

resolviendo para P_e

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a + S)} \quad (4.4)$$

De observaciones en cuencas experimentales se ha desarrollado la siguiente relación :

$$I_a = 0,2 \cdot S \quad (4.5)$$

Resultando :

$$P_e = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{(P + 0,8 \cdot S)} \quad (4.6)$$

Esta fórmula se estandarizó para cuencas con diferentes coberturas al introducir un número adicional llamado el "número de curva" en la siguiente expresión :

$$S = \frac{2540}{CN} - 25,4 \quad (4.7)$$

Este número está acotado superiormente por el valor de 100 para cuencas impermeables.

Para conocer la distribución temporal de las abstracciones, F_a , es necesario expresar F_a como función explícita. A partir de las ecuaciones (4.2) y (4.3) resulta :

$$F_a = \frac{S(P - I_a)}{P - I_a + S} ; \text{ para } P \geq I_a \quad (4.8)$$

Al diferenciar con respecto al tiempo sabiendo que I_a y S son constantes se tiene :

$$\frac{dF_a}{dt} = \frac{S \cdot dP/dt}{(P - I_a + S)^2} ; \text{ para } P \geq I_a \quad (4.9)$$

Donde la tasa de abstracción es directamente proporcional a la intensidad e inversamente proporcional al cuadrado de la profundidad total de la precipitación.

4.6.3. Escurrimiento

Para la simulación del escurrimiento se supone que las vertientes tienen una pendiente y un ancho constante. El cálculo se hace para un caudal por unidad de ancho utilizando un esquema cinemático simplificado, que se explicará más adelante. El hidrograma de entrada lo forma el conjunto de pulsos de precipitación efectiva para cada Δt a lo largo de todo el tiempo de simulación.

4.6.4. Escorrentía

Para la simulación de la escorrentía, al igual que para el escurrimiento, se utiliza un tránsito cinemático simplificado; esta simulación tiene ciertas características que difieren del tránsito en vertientes: se utilizan secciones de flujo con geometría definida, el hidrograma de entrada es igual a la suma de los hidrogramas pertenecientes a secciones de escorrentía que llegan aguas arriba, más las vertientes que descargan en los cauces en forma de flujo variable distribuido a lo largo del cauce.

El modelo usa un método de tránsito que se basa en las mismas ecuaciones del método cinemático tradicional, denominado método cinemático simplificado, el cual tiene la misma base conceptual pero difiere en el método de solución.

En el tránsito cinemático se resuelven simultáneamente dos grupos de ecuaciones para cada intervalo.

Ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_L \quad (4.10)$$

Ecuación de cantidad de movimiento:

$$-g.(S_0 - S_f) = 0 \quad (4.11)$$

La ecuación de cantidad de movimiento indica que la línea de energía coincide con la línea de fondo del canal. Por lo tanto se puede aplicar cualquier ecuación de flujo uniforme que relacione caudal con tirante o caudal con área.

$$Q = h(y) \quad (4.12)$$

o

$$Q = g(A) \quad (4.13)$$

Además :

$$V(y) = A(y) \cdot \Delta x \quad (4.14)$$

Relacionando las ecuaciones (4.14) con (4.12) o (4.13) por medio de una función analítica o tabular resulta :

$$Q = f(V) \quad (4.15)$$

Donde

Q: caudal que atravieza la sección transversal en estudio.

A: área de la sección transversal.

q_L : caudal unitario lateral al canal.

t: tiempo

x: longitud

S_0 : pendiente longitudinal del canal

S_f : pendiente de la línea de energía

V: volumen de un tramo de canal

g: aceleración de la gravedad

La ecuación (4.15) se convierte en una forma útil de expresar la ecuación (4.12) de cantidad de movimiento.

Esta ecuación (4.15) se escribe de dos formas distintas dependiendo del tipo de flujo presente. Para cauces y para vertientes con flujo turbulento se aplica la ecuación de Manning como se conoce tradicionalmente. Si el flujo en vertiente es laminar se aplica la ecuación para flujo laminar.

4.7. PLANTEAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA DEL MODELO

La estructura del modelo le confiere a éste una secuencia lógica que habrá de seguir para efectuar sus cálculos. A diferencia de los esquemas de cálculo implícitos, en el presente modelo se transita el hidrograma para cada segmento de forma secuencial. El número de subdivisiones en que se hacen los cálculos depende de los intervalos de tiempo y de longitud. Estos a su vez son función de la velocidad máxima esperada y de la longitud del segmento. En la Figura 4.4 se muestra la estructura del modelo.

4.8. SOLUCIÓN DEL MODELO

La solución del modelo resume la manera de resolver las formulaciones matemáticas siguiendo la estructura planteada. La estrategia principal para la solución del modelo es resolver los procesos por medio de cálculos geométricos en vez de cálculos iterativos, lo cual simplifica los algoritmos haciéndolos muy generales para todos los procesos y produciendo esquemas muy estables. Los inconvenientes que traen consigo estos

esquemas es que debido a la simplificación que se hace a los procesos para ser resueltos, la solución en algunos casos puede alejarse de la realidad, siendo necesario la interpretación de los resultados obtenidos de acuerdo al contexto físico en particular. Otro inconveniente que trae el método es que sacrifica velocidad y espacio en memoria. Todo lo anterior se hace para lograr la estabilidad numérica, inconveniente implícito en cualquier modelo de tránsito.

Los cálculos geométricos utilizados en la solución del modelo son: cálculos de área, interpolaciones e intersecciones. El área se calcula utilizando el método de los rectángulos. Para la interpolación e intersección de curvas se utiliza búsqueda binaria, interpoladores cúbicos y lineales. A continuación se presenta la forma como se les da solución a los procesos simulados.

4.8.1. Precipitación

El modelo puede recibir datos de intensidades de precipitación en intervalos de tiempo arbitrarios, Figura 4.5.

Estos datos son convertidos en la curva de masa de precipitación de la siguiente forma :

$$Sp(k) = \sum_{i=1}^k I_i \cdot \Delta t_i \quad (4.16)$$

donde :

$$\Delta t_i = t_i - t_{i-1} \quad (4.17)$$

$Sp(k)$ = precipitación acumulada.

En la Figura 4.6 se muestra la curva de masa resultante

Si se desea conocer la profundidad de precipitación para un intervalo j de tiempo con una subdivisión distinta a la utilizada para la obtención de la curva de masa se procede como sigue :

$$t_j = j \cdot \Delta t \quad (4.18)$$

$$t_{j-1} = (j - 1) \cdot \Delta t \quad (4.19)$$

$$P_j = Pr \text{ acum}(t_j) - Pr \text{ acum}(t_{j-1}) \quad (4.20)$$

donde :

t_j : es el tiempo al final del intervalo j

t_{j-1} : es el tiempo al inicio del intervalo j

P_j = es la precipitación en el intervalo j

La profundidad de la precipitación caída en el intervalo j comprendido entre el tiempo t_{j-1} y t_j es P_j . $Pracum(t)$ se obtiene por interpolación lineal de la curva de masa de precipitación.

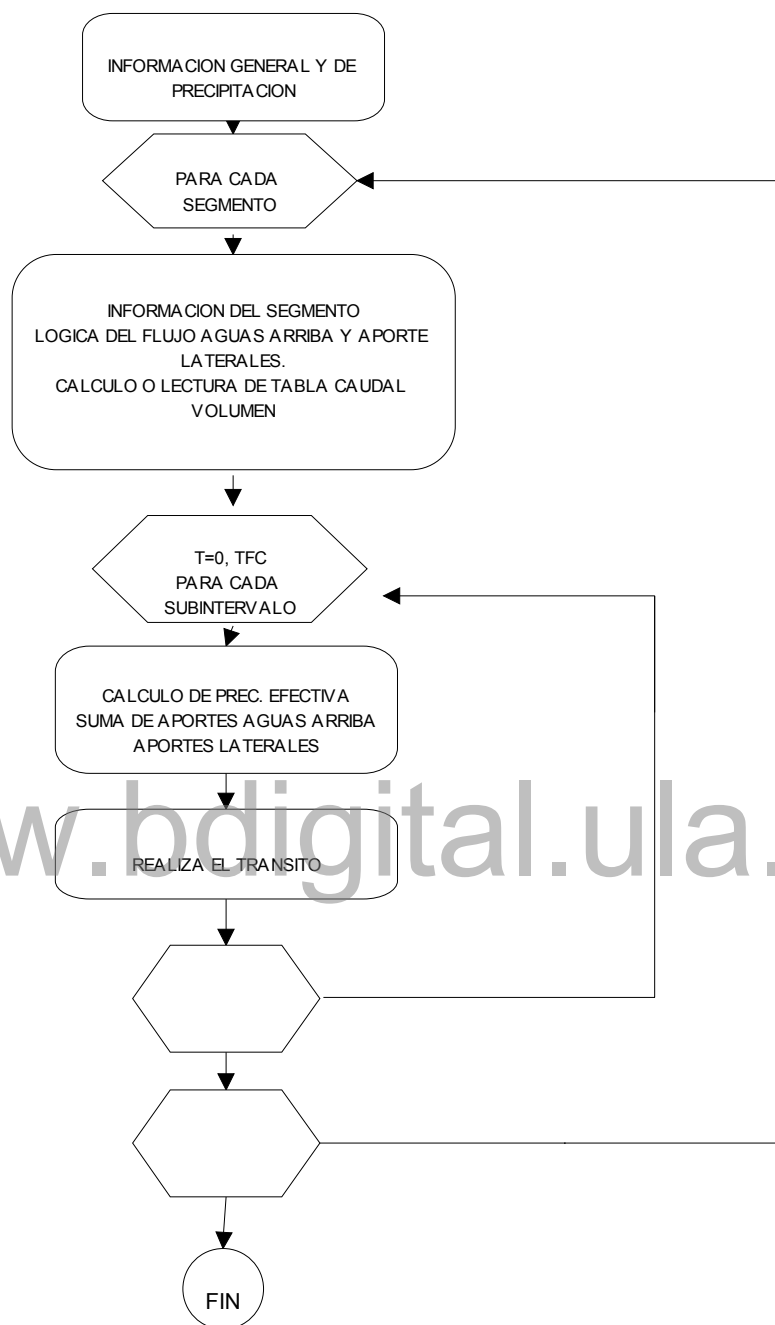


Figura 4.4. Estructura del modelo de drenaje urbano.

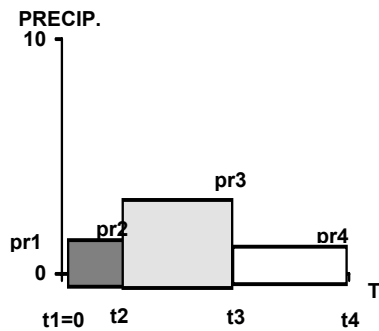


Figura 4.5. Hietograma de precipitación típico.

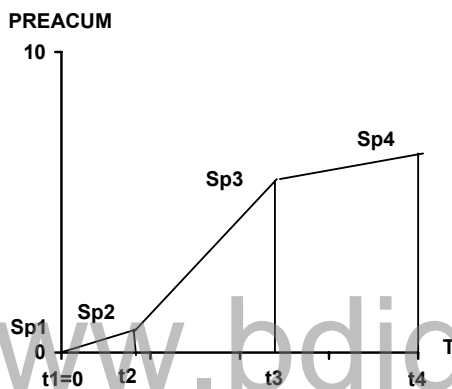


Figura 4.6. Curva de masa para la precipitación .

4.8.2. Precipitación efectiva

Para resolver la ecuación de la precipitación efectiva se procede a calcular la precipitación efectiva acumulada para el tiempo t_{j-1} , PET_{j-1} , y para el tiempo t_j , PET_j , y luego por diferencia calcular la precipitación efectiva en el intervalo j , PE_j , como sigue :

$$PET_j = \frac{(P_j - 0,2.S)^2}{(P_j + 0,8.S)} \quad \text{si } P \geq 0.2S \quad (4.21)$$

$$PET_{j-1} = \frac{(P_{j-1} - 0,2.S)^2}{(P_{j-1} + 0,8.S)} \quad \text{si } P \geq 0.2S \quad (4.22)$$

$$PE_j = PET_j - PET_{j-1} \quad (4.23)$$

4.8.3. Esgurrimiento y Esgorrentía

Debido a que la conceptualización de los procesos de esgurrimiento y de esgorrentía los hace similares, su formulación matemática es similar y por lo tanto también su solución.

En este modelo se utiliza una metodología de solución similar a la utilizada en el modelo HSPF (Johanson et al, 1980, citado por Chow et al., 1987), en el cual se resuelve el sistema de ecuaciones en forma explícita utilizando para ello un método gráfico.

Este esquema en esencia es análogo al esquema planteado por Li y Simons (1975), citado por Chow et al. (1987) pero difiere en que en vez de utilizar métodos iterativos para resolver las ecuaciones no lineales, utiliza un método gráfico.

Escribiendo la ecuación diferencial de continuidad de forma finita resulta.

$$\frac{\Delta A}{\Delta t} + \frac{\Delta Q}{\Delta x} = q_L \quad (4.24)$$

multiplicando ambos miembros por $\Delta x \cdot \Delta t$ se obtiene :

$$\Delta A \cdot \Delta x + \Delta Q \cdot \Delta t = q_L \cdot \Delta x \cdot \Delta t \quad (4.25)$$

Resultando una ecuación de balance volumétrico para el intervalo Δt .

$$\Delta V + \Delta Q \cdot \Delta t = \Delta V_L \quad (4.26)$$

donde: ΔV_L es el diferencial de volumen lateral de entrada

Asimilando ΔV_L a ΔV puede escribirse la ecuación como :

$$\Delta V + \Delta Q \cdot \Delta t = 0 \quad (4.27)$$

Si se hace una malla en x y t (subíndices i y j respectivamente) se pueden utilizar diferencias de primer orden hacia atrás como sigue :

$$\Delta V = V_{i,j} - V_{i,j-1} \quad (4.28)$$

$$\Delta Q = \bar{Q}_{i,j} - Q_{i-1,j} \quad (4.29)$$

$$\bar{Q}_{i,j} = \theta \cdot Q_{i,j} + (1 - \theta) \cdot Q_{i,j-1} \quad (4.30)$$

sustituyendo esta última expresión en la anterior, resulta :

$$\Delta Q = \theta \cdot Q_{i,j} + (1 - \theta) \cdot Q_{i,j-1} - Q_{i-1,j} \quad (4.31)$$

Sustituyendo todo en la ecuación de diferencias original :

$$V_{i,j} - V_{i,j-1} + \theta \cdot Q_{i,j} \cdot \Delta t + (1 - \theta) \cdot Q_{i,j-1} \cdot \Delta t - Q_{i-1,j} \cdot \Delta t = 0 \quad (4.32)$$

donde :

$V_{i,j}$: volumen en el segmento , al final del intervalo .

$V_{i,j-1}$: volumen en el segmento, al inicio del intervalo .

$Q_{i,j-1}$: caudal que sale al comienzo del intervalo de tiempo.

$Q_{i,j}$: caudal que sale al final del intervalo de tiempo.

$Q_{i-1,j}$: caudal que entra al final del intervalo actual.

\overline{Q}_{ij} : caudal ponderado del segmento al final del intervalo de tiempo

θ = factor de ponderación

En la Figura 4.7 se puede observar como aparecen esquematizadas las variables arriba descritas.

Las variables conocidas se agrupan en otra que se denominará VOLINT

$$VOLINT = V_{i,j-1} - (1 - \theta) \cdot Q_{i,j-1} \cdot \Delta t + Q_{i-1,j} \cdot \Delta t \quad (4.33)$$

donde :

$V_{i,j-1}$: volumen en el tramo actual, al final del intervalo anterior o inicio del actual.

$Q_{i,j-1} \cdot \Delta t$: volumen que salió en el período anterior.

$Q_{i-1,j} \cdot \Delta t$: volumen que entra en el período actual.

VOLINT es el volumen máximo de agua que se almacena en el tramo y que potencialmente puede salir como volumen o caudal efluente. Siempre es mayor a cero.

Al sustituir VOLINT en la ecuación 4.32, operando algebraicamente, da como resultado:

$$V_{i,j} = VOLINT - \theta \cdot \Delta t \cdot Q_{i,j} \quad (4.34)$$

Como el valor $\theta \cdot \Delta t$ es una constante, la expresión anterior representa la ecuación de una recta V vs Q, volumen al final del período vs caudal efluente .

La ecuación de cantidad de movimiento plantea que la pendiente de la línea de energía en el tramo coincide con la pendiente de fondo, es decir que en el tramo se presenta flujo uniforme. Esto puede representarse por medio de cualquier ecuación de flujo uniforme para superficie libre. Utilizando Manning, resulta

$$Q = \frac{S_0^{1/2}}{n \cdot P^{2/3}} \cdot A^{5/3} \quad (4.35)$$

La cual se puede escribir de la forma :

$$Q = \theta \cdot A^\gamma \quad (4.36)$$

$$\text{donde } \theta = \frac{S_0^{1/2}}{n \cdot P^{2/3}} \quad (4.37)$$

$$\text{y } \gamma = 5/3 \quad (4.38)$$

Además :

$$V = A \cdot \Delta x \quad (4.39)$$

resultando :

$$Q = (\theta / \Delta x^\gamma) \cdot V^\gamma \quad (4.40)$$

$$Q = \phi \cdot V^\gamma \quad (4.41)$$

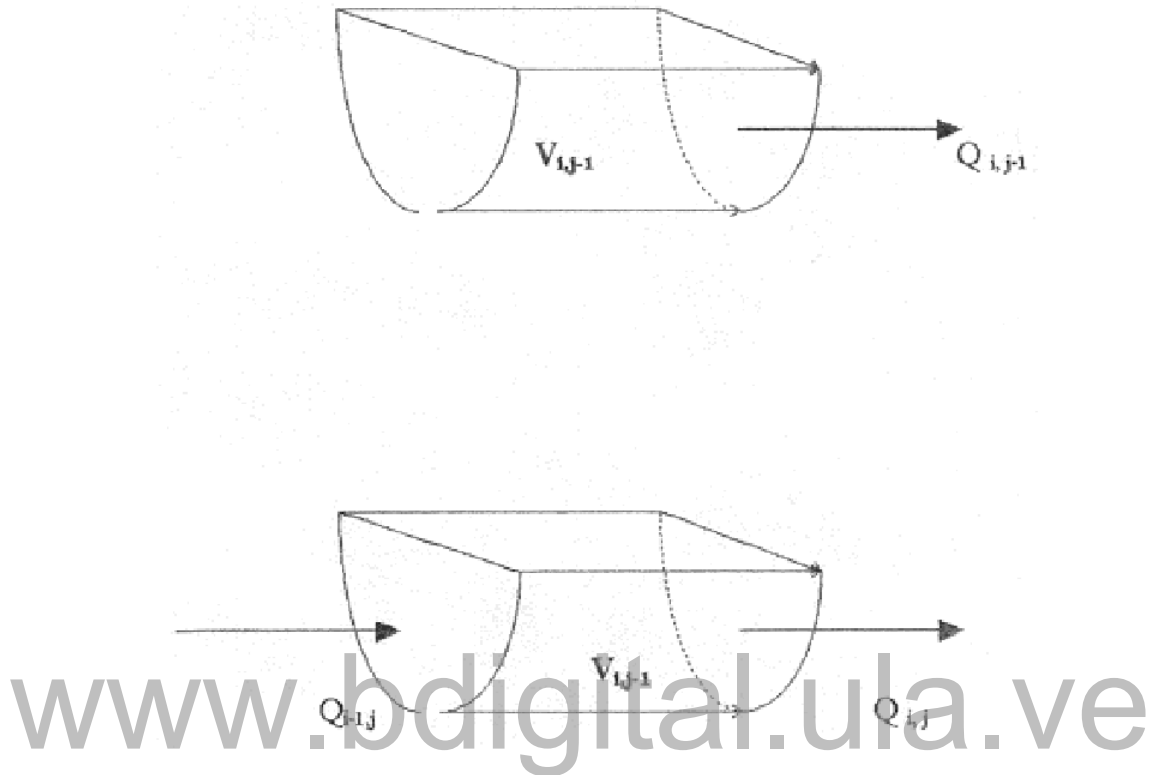


Figura 4.7. Esquematación del proceso de tránsito discretizado.

Esta última expresión es una relación que puede expresarse de forma tabular y a la vez puede graficarse junto con la ecuación 4.34. El método de solución consiste en encontrar la intersección de ambas gráficas, lo cual se muestra en la Figura 4.8. El algoritmo para encontrar la intersección de ambas gráficas es el de búsqueda binaria.

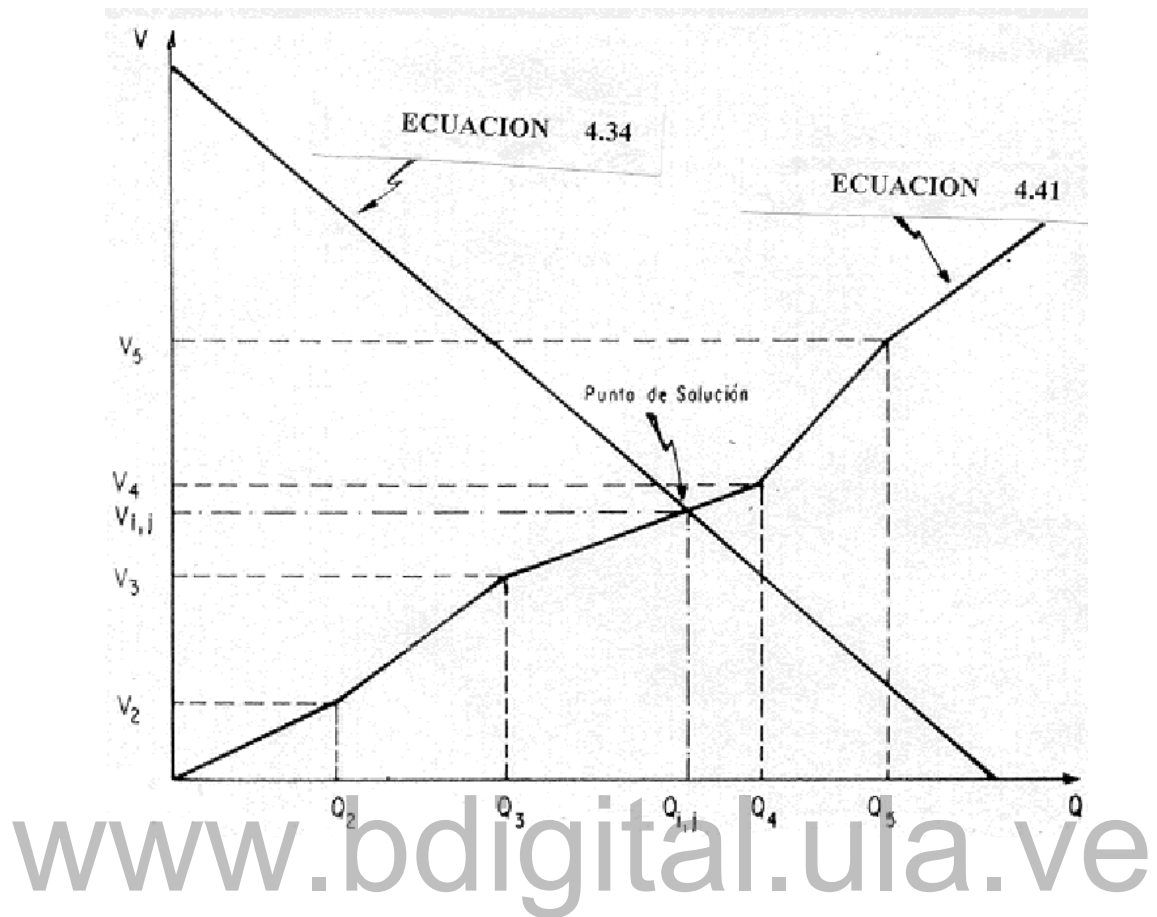


Figura 4.8. Representación gráfica de la resolución de las ecuaciones de tránsito

Fuente : Duque et al. (1983)

4.8.4. Cálculo de Δt y Δx

Para esquemas explícitos, la adecuada escogencia de valores de Δt y Δx garantiza estabilidad, consistencia y convergencia.

La estabilidad es la habilidad del esquema numérico para inhibir el crecimiento de errores. Un esquema inestable es aquel donde un cierto tipo de error, como el de truncamiento, es permitido que crezca sin límites.

En el presente modelo se escogió un Δt mínimo, calculado como el tiempo de viaje del flujo máximo a través de la distancia Δx . Este Δt , garantiza estabilidad, pudiendo sacrificar convergencia si el esquema no fuese consistente.

También , para los casos donde la velocidad del flujo es muy pequeña, o Δx es muy grande, se fijó un Δt máximo como $TFC/30$, donde TFC es el tiempo total del hidrograma.

La discusión teórica sobre la escogencia de los valores de Δx y Δt escapan del alcance de este trabajo. No obstante el tema se trata en el Apéndice A con la finalidad de tomarlo en cuenta para futuras mejoras del presente modelo.

www.bdigital.ula.ve

CAPITULO 5

ESTRUCTURAS DE CONDUCCION, RECOLECCION, DRENAJE TRANSVERSAL Y DE RETENCION UTILIZADAS EN DRENAJE URBANO

Este capítulo tiene como finalidad el hacer un recorrido por algunos de los dispositivos hidráulicos usados en drenaje urbano, para así describirlos físicamente con la intención de asimilar estas características para tratar luego de modelarlas.

5.1. DRENAJE LONGITUDINAL EN CALLES Y AVENIDAS

En drenaje urbano se utilizan canales con diversos tipos de secciones de conducción. Entre estas secciones están las rectangulares, las triangulares, las trapezoidales, y las circulares. Todas las anteriores están incluidas en el modelo de drenaje urbano modificado.

Existe un tipo de sección que no está incluida en el modelo antes mencionado. Esta es la sección cuneta - calle.

La sección cuneta calle está formada por un canal compuesto. Esto es un canal que tiene dos o más secciones diferentes con distintas rugosidades. En la Figura 5.1 pueden verse ejemplos de este tipo de sección, señalando además anchos máximos de sección para distintos juegos de pendientes transversales..

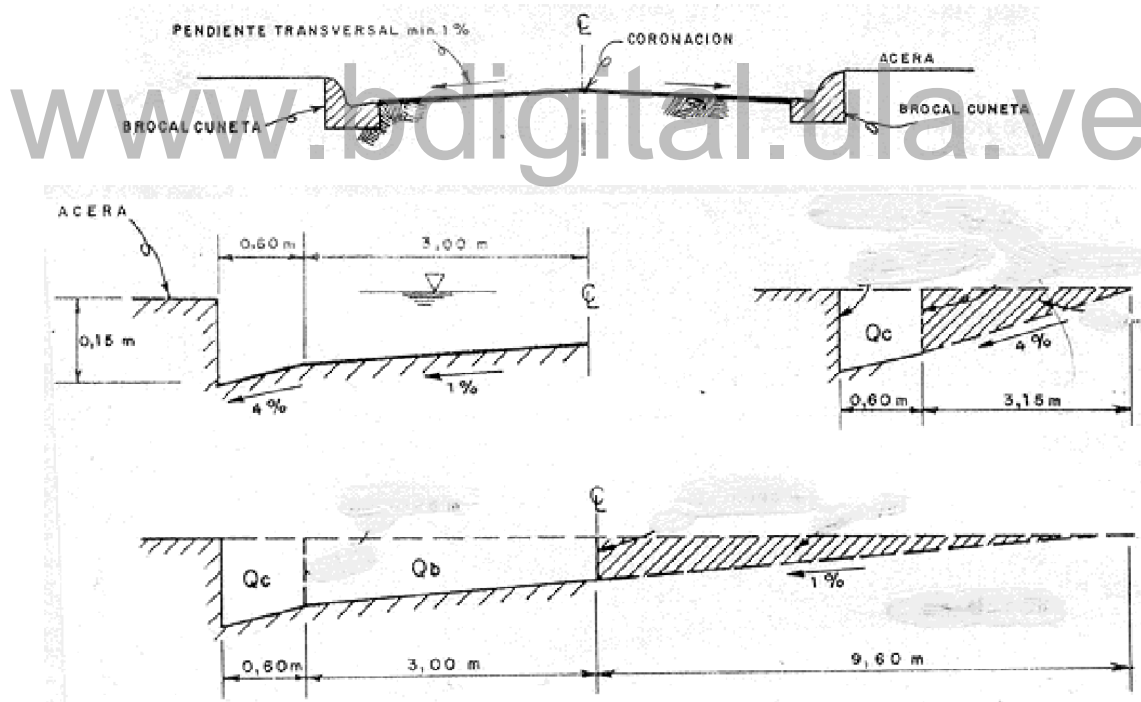


Figura 5.1. Ejemplos de secciones tipo calle
Fuente : Bolinaga (1979) p 77 y 244.

Entre los elementos que forman a la sección calle se pueden señalar los siguientes :

5.1.1. Brocales cunetas

Son pequeños canales triangulares de concreto, en el que uno de sus lados es casi vertical y el otro tiene una pendiente ligeramente mayor a la pendiente transversal de la vialidad. Se colocan en los extremos de la vía y contribuyen a aumentar la capacidad de la misma. El uso principal de estos dispositivos es el servir de barrera física entre el pavimento y otras estructuras como aceras terraplenes, islas, otras vías, barreras de seguridad , entre otros. Su función secundaria es aumentar la capacidad del drenaje longitudinal de la vía. En la Figura 5.2 se muestran algunos brocales usados en el país.

5.1.2. Cunetas

Al igual que los brocales cuneta, las cunetas son pequeños canales triangulares, pero con la diferencia de que su función principal es el drenaje longitudinal, para lo cual han aumentado su capacidad, teniendo ambos extremos pendientes distintas a la vertical y muy superiores a la de la sección transversal donde están colocados. En la Figura 5.3 se muestran algunas secciones de cuneta típicas.

5.1.3. Punto de coronación

Es el punto del pavimento que posee la máxima cota relativa para una sección determinada. En alineamientos rectos el punto de coronación está generalmente en el centro. Excepción de esta regla se observa en las transiciones previas a curvas y a intersecciones, donde el punto de coronación se traslada hacia un extremo de la vía y al final deja de existir.

5.1.4. Pendiente transversal

Es la pendiente entre el punto de coronación y el extremo de la sección. La pendiente mínima recomendada es 1%. La máxima depende de la geometría de proyecto.

5.1.5. Pendiente longitudinal

La pendiente longitudinal es la que favorece el flujo a lo largo de la vía. Se recomienda una pendiente mínima de 0,2 %.

5.1.6. Flujo longitudinal

Es el flujo que se presenta a lo largo del eje longitudinal de la vía. La vía, al intersectar las líneas de escurrimiento de las vertientes, produce concentración de flujo. Este flujo por su magnitud es potencialmente dañino para la estructura de la vía y para los usuarios, por lo tanto sus efectos deben ser minimizados, ya sea promoviendo un aumento de la capacidad de la sección o derivando este flujo a otro sitio donde no cause daños.

5.1.7. Flujo transversal

Es de menor magnitud que el horizontal y su efecto sólo es apreciable en vías sin punto de coronamiento debido al peraltado, donde uno de los brocales o cunetas está rebosado y vierte el exceso hacia el otro brocal a través de la vía. Este tipo de flujo debe ser evitado. Sólo podría permitirse en vías locales.

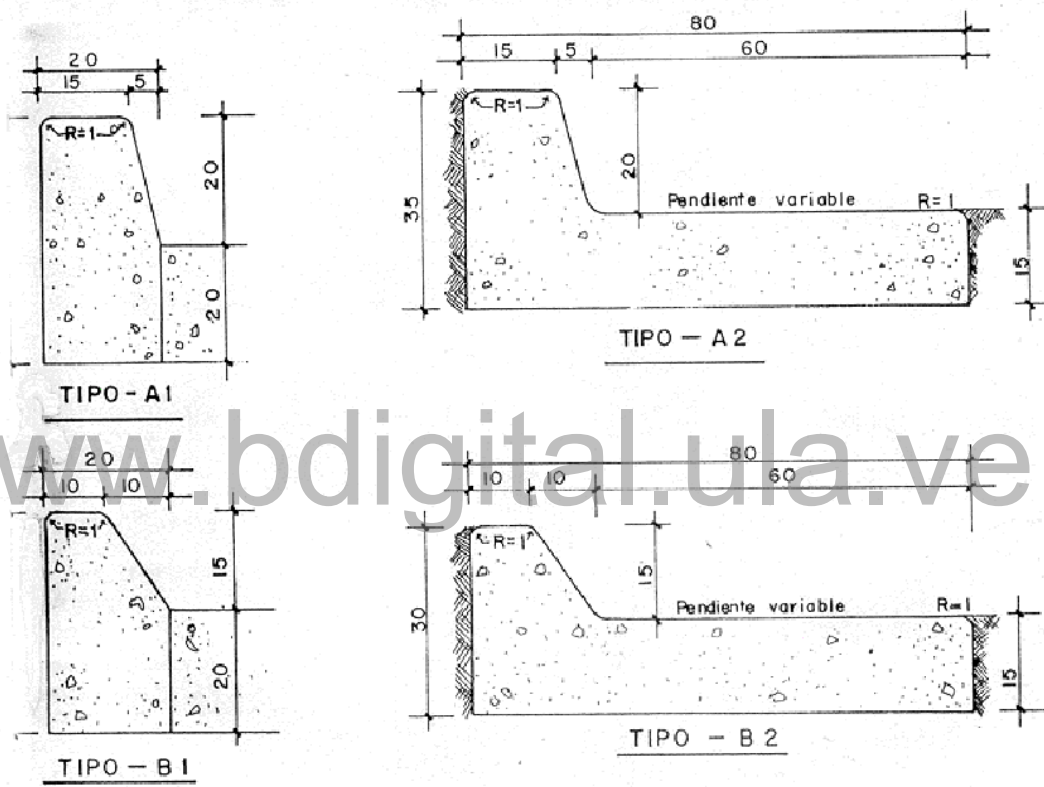


Figura 5.2. Tipos de brocales usualmente usados en el país
Fuente : Carciente (1977) p. 11.

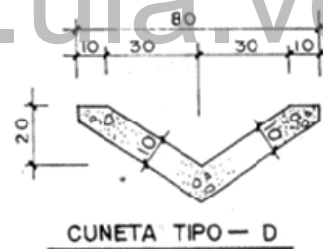
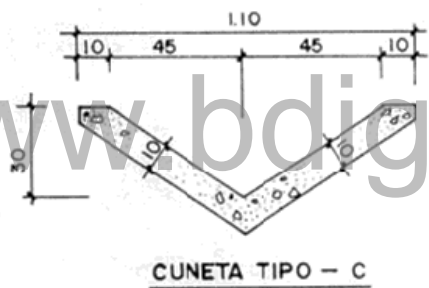
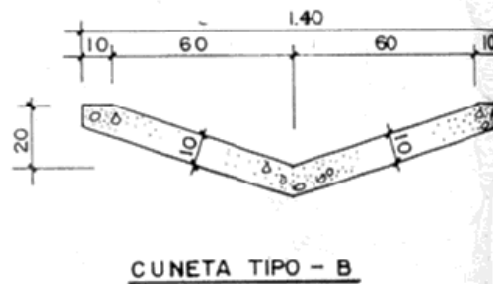
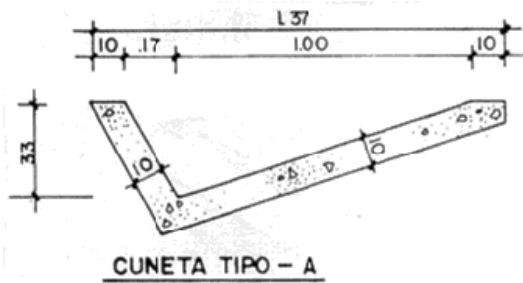


Figura 5.3. Tipos de cunetas usualmente usadas en el país
Fuente : Carciente (1977) p. 12.

La Figura 5.4 se muestra el flujo transversal y la forma de disminuirlo.

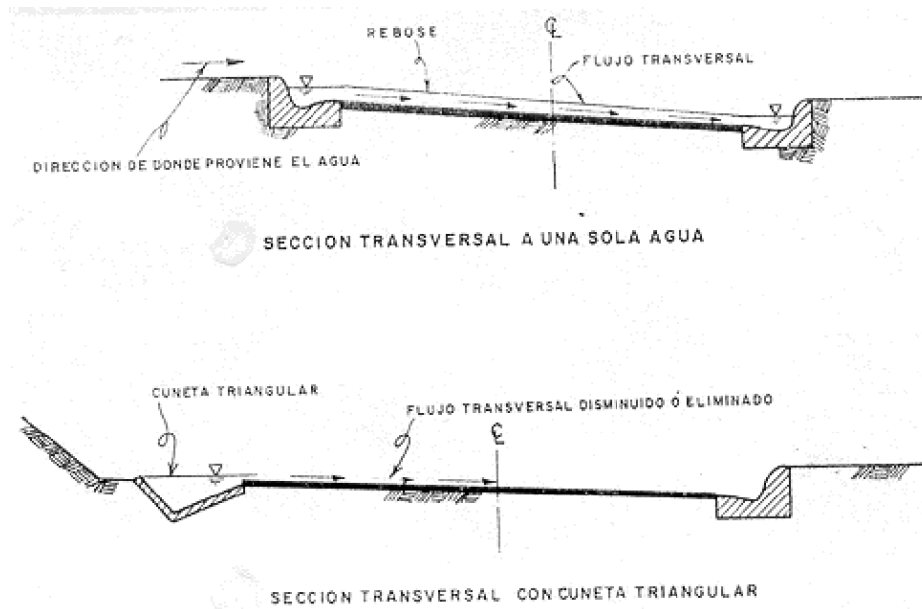


Figura 5.4 Flujo transversal y formas de disminuirlo

Fuente : Bolinaga (1979) p 78

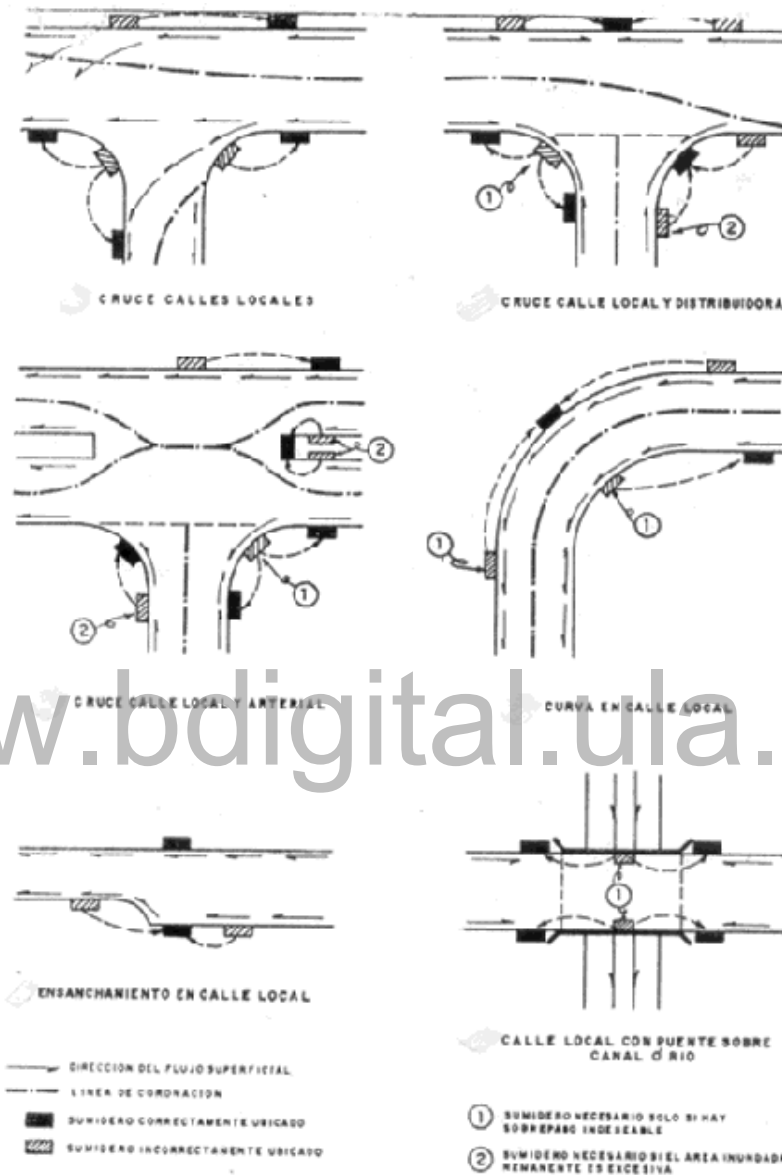
5.2. ESTRUCTURAS DE RECOLECCIÓN

Cuando el flujo longitudinal es de tal magnitud que puede afectar las estructuras de la vía o a los usuarios, se disponen estructuras que derivan este flujo superficial hacia otras obras de conducción longitudinal. Estas estructuras de derivación son llamadas sumideros. Existen cuatro tipos de sumideros : sumideros de ventana, sumideros de reja, sumideros mixtos y sumideros especiales.

El criterio para la ubicación preliminar de sumideros es la comparación del flujo longitudinal y la capacidad de conducción de la vía, cuando esta capacidad es sobrepasada se recomienda colocar sumideros para captar el exceso.

Según Bolinaga (1979), existen una serie de reglas adicionales para la localización definitiva de sumideros, entre las cuales están : colocar sumideros en puntos bajos y depresiones, en lugares donde se reduzca la pendiente longitudinal, antes de puentes, en intersecciones y paso de peatones.

En la Figura 5.5 se muestran algunos ejemplos de ubicación definitiva de sumideros



www.bdigital.ula.ve

Figura 5.5 Ubicación definitiva de sumideros
 Fuente : Bolinaga (1979) p 85

5.2.1. Sumideros de Ventana

Consiste en una abertura a manera de ventana practicada en el brocal o cara vertical de la acera. El área cercana a la ventana generalmente está deprimida con respecto al brocal cuneta o a la calzada. El sumidero posee, además de la ventana un canal lateral de desagüe, una tanquilla de recolección y una tubería de conexión con el colector respectivo.

En el país se utiliza este tipo de sumideros en tres diferentes juegos de longitudes de ventana, ancho y profundidad de la depresión. Estas dimensiones provienen de la normativa del desaparecido Instituto Nacional de Obras Sanitarias (INOS). La longitud de la ventana varía entre 1,50, 3,0 y 4,50 metros. El ancho de la depresión varía de 0,30, 0,60, y 0,90 metros. La profundidad de la depresión es un doceavo del ancho de la misma.

En la Figura 5.6 se muestra el sumidero de ventana tipo INOS.

Metodología de cálculo

El cálculo de sumideros de ventanas consiste en calcular su capacidad, para lo cual se utilizan diversas metodologías entre las que se puede señalar la de la universidad Jonhs Hopkins. En ésta última se utilizan ecuaciones explícitas para su solución. Dicha metodología incluye el cálculo para sumideros con depresión o sin ella.

Otra metodología utilizada en el país es la del INOS, la cual consiste en la utilización de unos gráficos basados en experiencias sobre modelos realizadas en Estados Unidos. En el Apéndice B se muestran los gráficos utilizados para el cálculo.

Recomendaciones de ubicación y colocación

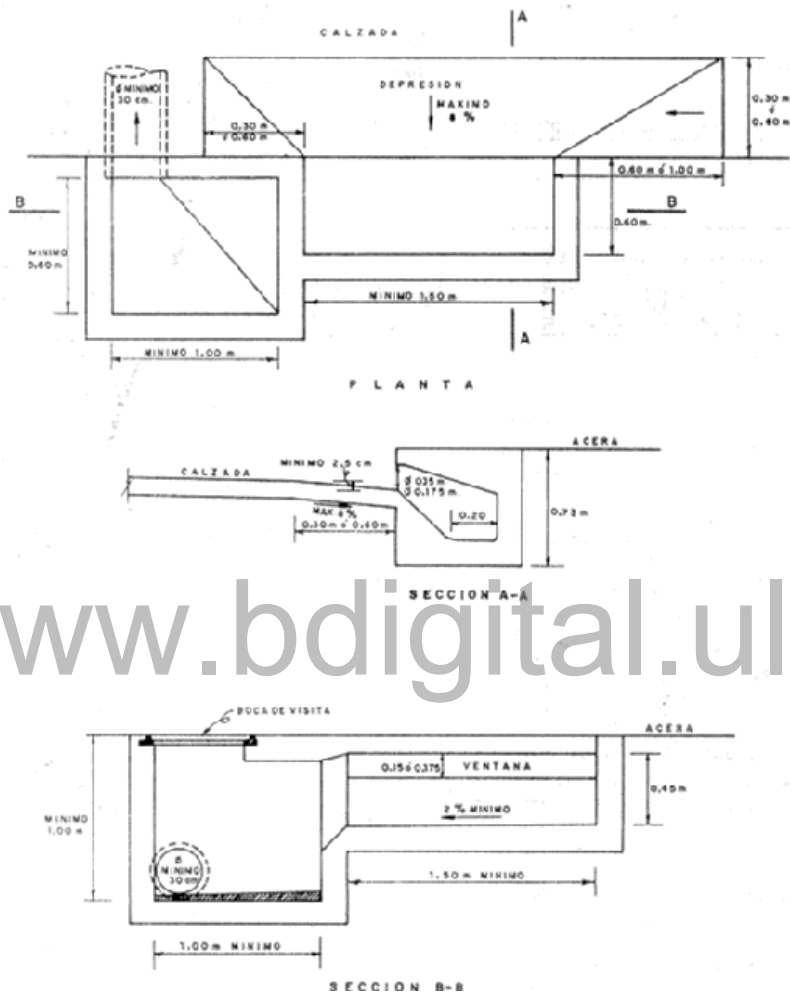
Al igual que los vertederos transversales, el funcionamiento hidráulico de los sumideros de ventana es ineficiente. No se recomienda colocarlos cuando su eficiencia es menor al 75% lo cual podría ocurrir cuando las pendientes longitudinales son mayores de 3% o los anchos de inundación son mayores a 3 metros. Además estos sumideros son costosos y tienen facilidad de captación de sedimentos, por lo que se recomienda no colocarlos en áreas productoras de ellos.

Su principal ventaja es la poca interferencia con el tránsito automotor por lo que su uso es prioritario en vías arteriales y distribuidoras.

5.2.2. Sumidero de rejas

Los sumideros de reja son una abertura en el pavimento que intercepta el flujo de agua. Para evitar que vehículos y personas caigan en él, el sumidero tiene, como su nombre lo indica, una reja formada por pletinas metálicas con una separación adecuada para que cumpla ambas funciones. Además el sumidero consta de un canal de desagüe y una tubería de conexión a su colector más cercano.

Existen numerosos tipos de rejas : las de barras paralelas a la dirección del flujo en la calzada, en el brocal cuneta o en la cuneta lateral ; también existen sumideros de barras normales a dicha dirección, de barras inclinadas, entre otros. Asimismo existen diferentes formas de barras.



www.bdigital.ula.ve

Figura 5.6 Sumidero de ventana tipo INOS
 Fuente : Bolinaga (1979) p 87

En el país, el de sumidero de rejas más utilizado es el tipo INOS, que básicamente se subdivide en dos tipos, los cuales se muestran en la Figura 5.8

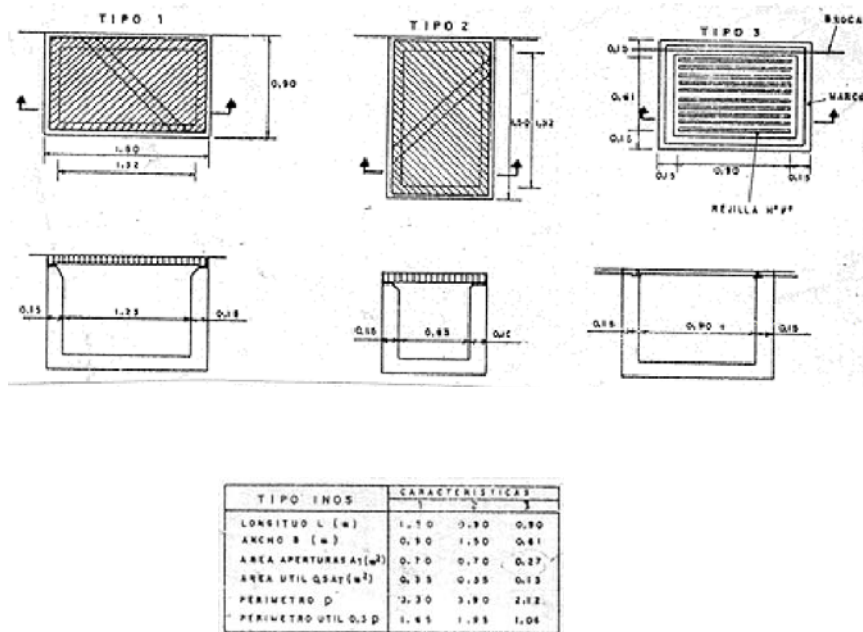


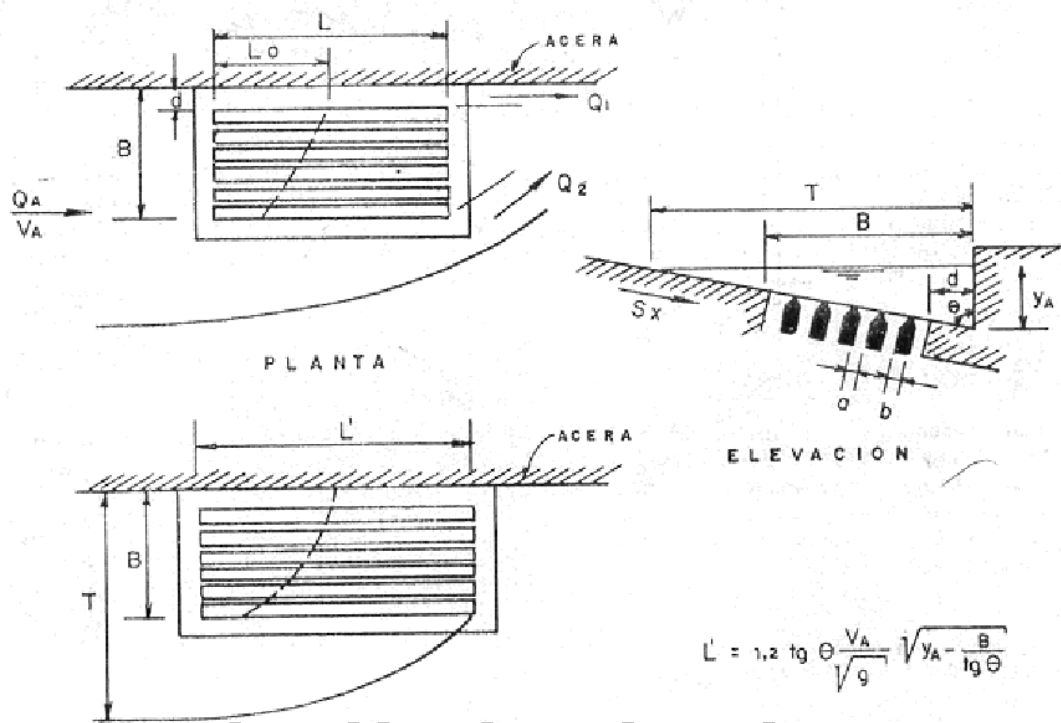
Figura 5.7 Sumideros de rejas tipo INOS
Fuente : Bolinaga (1979) p 276, 277, 278

Metodología de cálculo

Desde el punto de vista hidráulico, el flujo a través de un sumidero de reja puede asimilarse a un flujo espacialmente variado con descarga de fondo. Sin Embargo, la dificultad para lograr una cuantificación precisa del coeficiente de descarga de fondo, y la gran variedad de dimensiones y formas de las pletinas que se utilizan, desalienta cualquier intento de desarrollar un procedimiento general que explique el funcionamiento hidráulico de este dispositivo.

El cálculo hidráulico de este sumidero se limita en la actualidad a calcular su capacidad máxima. Estos cálculos se basan en investigaciones de la universidad Johns Hopkins, la Highway Research Board y en gráficos elaborados por el INOS basados en experiencias de agencias estadounidenses.

El trabajo de la universidad Johns Hopkins arrojó un grupo de fórmulas útiles para el cálculo de sumideros de reja en cuneta. La limitación que impone la investigación es que se limita a rejas de barras paralelas al flujo. En la Figura 5.8 se muestra el tipo de rejas modelado.



$$L' = 1,2 \operatorname{tg} \Theta \frac{V_A}{\sqrt{g}} \sqrt{y_A - \frac{B}{\operatorname{tg} \Theta}}$$

www.bdigital.ula.ve

Figura 5.8 Rejas ensayadas en el trabajo de la Universidad Johns Hopkins
Fuente : Bolinaga (1979) p 279

Las metodología basada en las investigaciones de la Highway Research Board utiliza tres grupos de gráficas, cada una con dos curvas, perteneciente a los seis tipos de rejas modelados, cuatro de las cuales se muestran en la Figura 5.9. Las curvas vienen para dos pendientes transversales: 2 % y 5 %. Para calcular el gasto interceptado a partir de dichas curvas se necesitan los siguientes parámetros de entrada: pendiente transversal, número de Froude del flujo de aproximación y la relación entre el tirante de aproximación y el ancho de la reja. De la gráfica se obtiene la relación entre el gasto interceptado y el de aproximación.

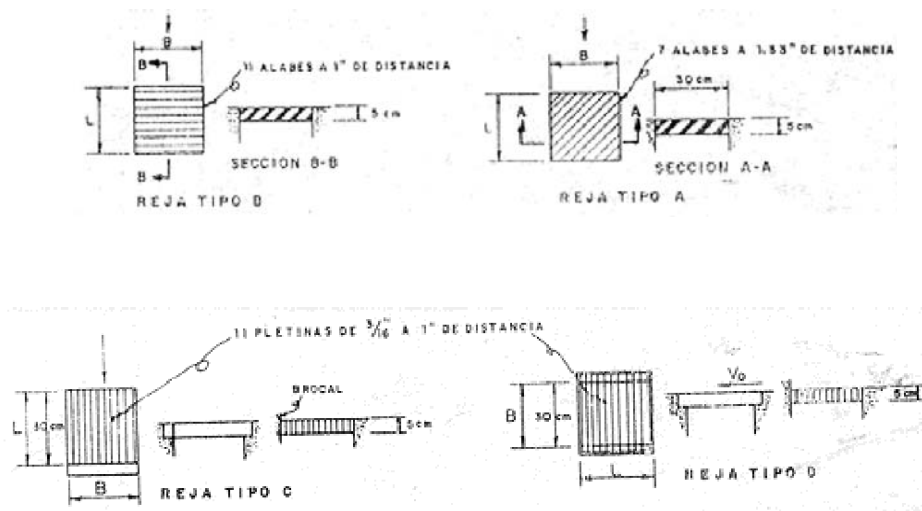


Figura 5.9 Clasificación de sumideros utilizados en la investigación del Highway Research Board
 Fuente : Bolinaga (1979) p 272 -274

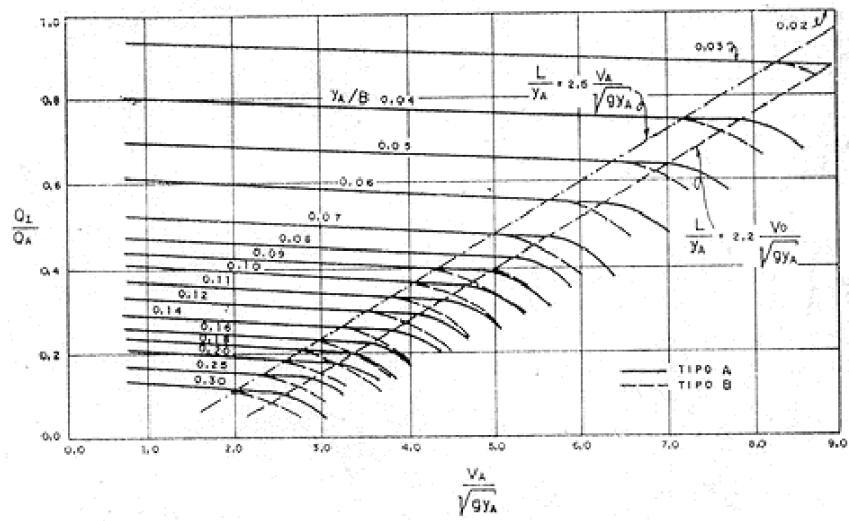
En la Figura 5.10 se muestran las curvas correspondientes a las rejas tipo A y B.

El cálculo basado en la metodología del INOS se basa en la utilización de tres fórmulas explícitas las cuales también están disponibles en su versión de gráficas.

De acuerdo con esta metodología se subdividen los sumideros de rejas en tres subconjuntos: sumideros en calzada tipo 1, sumidero de rejas tipo 2 y sumideros de rejas tipo 3. Estas configuraciones se muestran en la Figura 5.11. También se muestra, en la Figura 5.12, las gráficas correspondientes al sumidero tipo 1.

Recomendaciones de ubicación y colocación

El sumidero de reja tiene mayor capacidad hidráulica que el sumidero de ventana, especialmente en pendientes pronunciadas. Las mayores desventajas son los inconvenientes que causa al tránsito y la capacidad de captación de desperdicios que obstruyen la reja. Las recomendaciones siguientes son condensadas del texto de drenaje urbano de Bolinaga. Entre las recomendaciones de ubicación y colocación están las siguientes:



o) REJAS EN VIAS CON PENDIENTE TRANSVERSAL $S_x = 2\%$

Figura 5.10 Curvas de diseño correspondientes a los sumideros A y B de la investigación del Highway Research Board
Fuente : Bolinaga (1979) p 272

www.bdigital.ula.ve

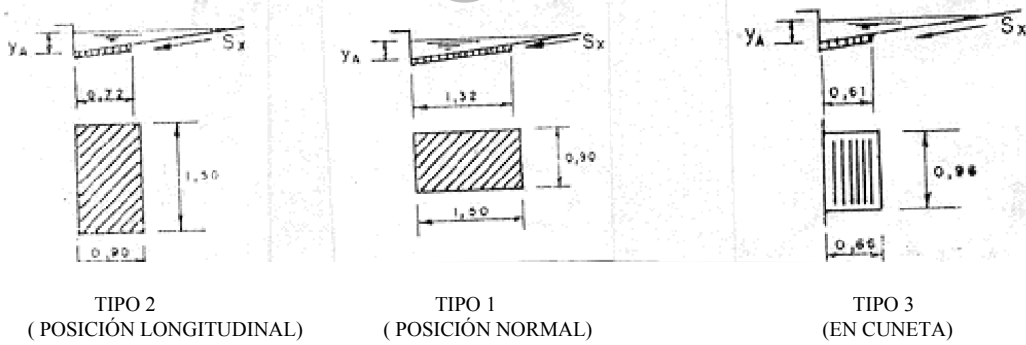


Figura 5.11 Clasificación de sumideros de rejillas tipo INOS
Fuente : Bolinaga (1979) p 276 - 278

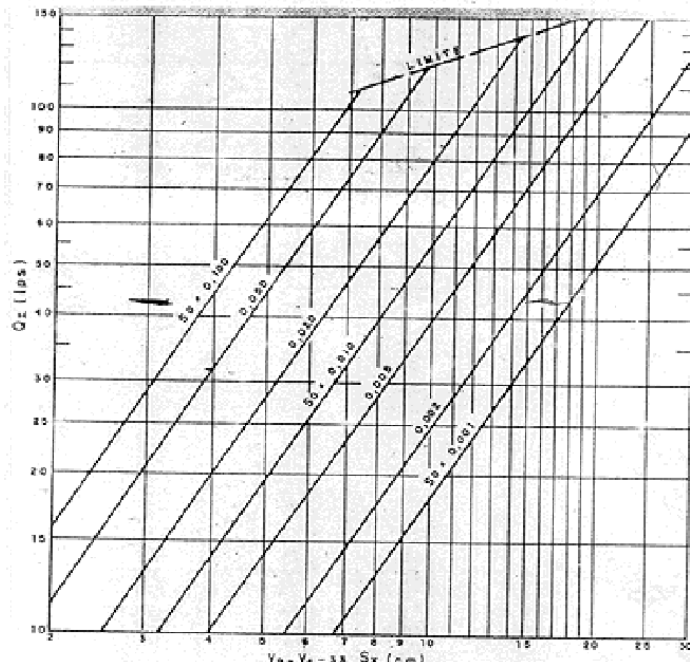


Figura 5.12 Curvas de diseño INOS para el cálculo de sumideros de rejillas

Fuente : Bolinaga (1979) p 272

Se recomienda su uso en vías no arteriales ni distribuidoras con pendientes de más de 3% , preferiblemente ubicados en los brocales cuneta y pequeños canales laterales.

La barra inclinada, a pesar de sufrir mayor taponamiento por basura, se recomienda sobre la reja de barras paralelas, debido a que causa menos inconveniente al tránsito de bicicletas. En tal caso se recomienda diseñar la reja con un área bruta con el doble del área hidráulicamente necesaria.

No se deben colocar sumideros de rejillas en puntos bajos. Sólo en aquellos lugares donde no se pueda colocar sumideros de ventanas, se pueden colocar siempre y cuando se siga la misma recomendación para la colocación de rejillas de barras inclinadas en el párrafo anterior.

No utilizar sumideros deprimidos cuando estos ocupen parte o la totalidad de la vía de circulación.

En casos donde se haga necesario colocar más de un sumidero, se recomienda seguir las indicaciones de la Figura 5.13.

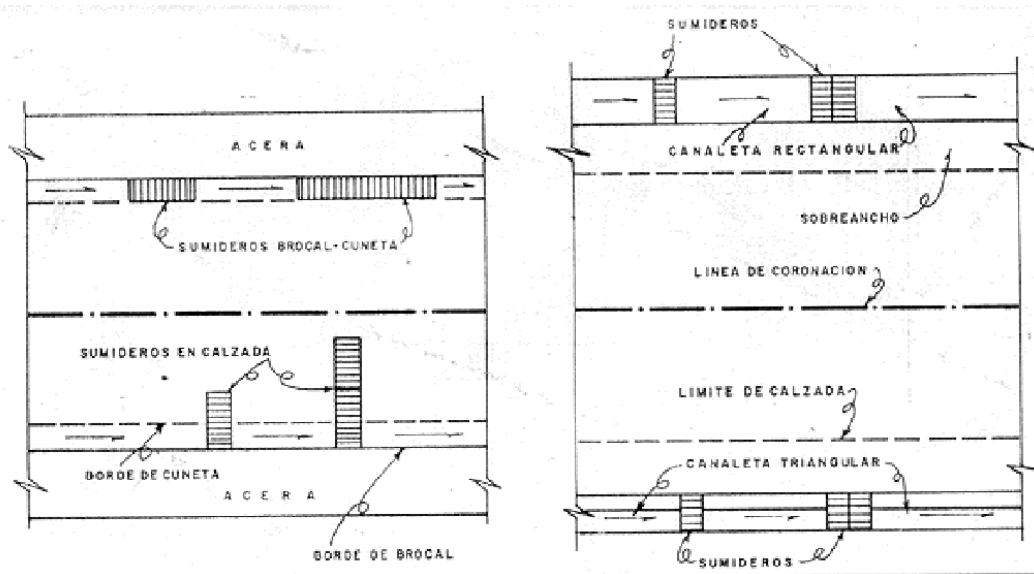


Figura 5.13 Disposición usual de grupos de sumideros
Fuente : Bolinaga (1979) p 68

5.2.3. Sumidero Mixto

Este sumidero es la combinación de un sumidero de ventana más un sumidero de reja. La utilización de este tipo de sumidero proviene del poco costo adicional que incurriría su construcción sobre un sumidero de ventana sencillo, además de la mejora en la eficiencia de cada uno de los sumideros anteriores funcionando en solitario.

Hidráulicamente no existe una metodología expedita de cálculo. Por lo tanto se recomienda utilizar un método empírico que consiste en calcularlos por separado afectando las áreas de captación de cada uno por un factor del 67 %.

Se recomienda la utilización de sumideros mixtos en aquellas vías donde la eficiencia de un sumidero de ventana sea menos de un 75%.

En la Figura 5.14 se muestran diversas configuraciones de sumideros mixtos indicando cual de ellas es la mejor.

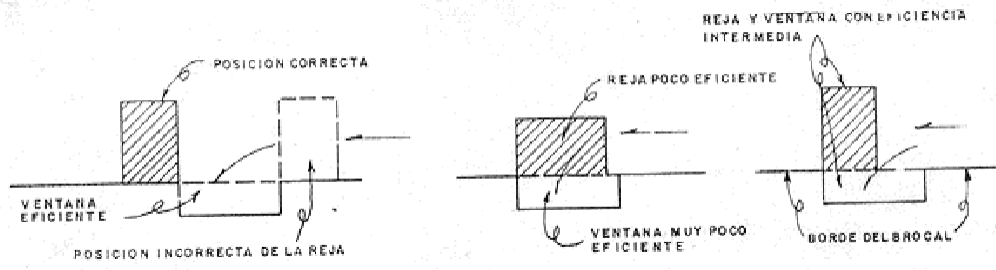


Figura 5.14 Disposición de sumideros mixtos
Fuente : Bolinaga (1979) p 91

5.2.4. Sumideros Especiales

Son sumideros que no caen dentro de las categorías anteriores . Entre este tipo de sumideros están : conexión de calles con canales abiertos o cauces naturales, recolección de aguas superficiales provenientes de áreas extensas, conexiones entre pequeños cauces naturales con colectores abiertos y finalmente conexiones entre pequeños cauces o canales abiertos con colectores de tuberías.

En la conexión entre calles y cauces generalmente existe una diferencia de cota tal que rompe la continuidad de los perfiles hidráulicos. En tal caso la conexión es solo volumétrica. En el aspecto constructivo se recomienda la debida protección tanto hidráulica para evitar socavación, como la de personas y vehículos con la colocación de barreras.

La recolección de aguas provenientes de áreas extensas se puede asimilar a un caso de sumidero de reja en puntos bajos.

Hidráulicamente, la conexión entre un cauce natural y uno artificial es una transición. Se debe prestar la mayor atención a los efectos de socavación.

Finalmente la conexión entre un canal abierto y una tubería es análoga al funcionamiento de una alcantarilla larga. El inconveniente de cálculo se presenta por el desconocimiento de la sección de control y su respectivo nivel de energía.

5.3. ESTRUCTURAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

En los alineamientos de la red de drenaje urbano puede darse la coincidencia de la intersección de un drenaje por una vialidad. Esta intersección se resuelve con un elemento que se denomina estructura de drenaje transversal y está representada por puentes, pontones y alcantarillas. En drenaje urbano, por la magnitud del flujo a interceptar basta con la utilización de alcantarillas. Una alcantarilla presenta las siguientes ventajas sobre los puentes y pontones: requiere cimientos simples, fácil instalación con menos impedimentos al tránsito, reducido gasto de mantenimiento, provee suficiente ancho a la carretera, facilidad de adecuarlas para una ampliación de la vía entre otros.

Jáuregui (2004) clasifica las estructuras de drenaje transversal según el flujo que transiten en: bateas, alcantarillas, cajones, bóvedas tri-articuladas y puentes. En el Apéndice C se ubica una tabla que muestra dicha clasificación indicando recomendaciones adicionales de acuerdo a la magnitud y tipo de sedimentos presentes en el flujo.

5.3.1. Tipo y formas de alcantarillas

Existen alcantarillas de diversas formas : circular, rectangular o cajón, abovedadas o en herradura. La forma más utilizada es la forma circular, esto es debido a que posee la sección hidráulicamente óptima, estructuralmente se comporta bien, es de relativo bajo costo y es fácil de construir. Las alcantarillas abovedadas se utilizan cuando se necesita un comportamiento estructural máximo. Las alcantarillas rectangulares se utilizan cuando se requiere optimizar la distancia vertical disponible.

Entre los materiales utilizados para las alcantarillas están el concreto simple, el concreto armado, metal corrugado, PVC, fibra de vidrio y asbesto cemento.

5.3.2. Estudios necesarios para el proyecto hidráulico de alcantarillas

Una alcantarilla es una obra de importancia media, cuya función es proteger la rasante de una vía de los efectos del flujo transversal.

Para el proyecto de alcantarillas se necesita conocer previamente algunas características hidráulicas e hidrológicas del sitio donde se va emplazar la misma. Esta información aunque deseable, a veces no es factible recolectarla, tanto por razones económicas como por el tiempo necesario para realizar los estudios mínimos. Debido a lo anterior se recomienda asimilar la incertidumbre en la información con los debidos factores de seguridad, lo cual incrementa los costos de la obra.

Entre la información necesaria para el proyecto de alcantarillas está :

- Información sobre las características de la cuenca drenante : área, pendiente y longitud de las vertientes, pendiente y longitud de los cauces, tiempo de concentración de la cuenca, usos de la tierra, entre otros.
- Estudio probabilístico de la intensidad de la precipitación .
- Estudio hidráulico del canal aguas arriba y aguas abajo de la alcantarilla, para ello es necesario información topográfica de las secciones de flujo y estimación de factores de rugosidad. Este estudio hidráulico debe incluir la determinación de perfiles de remanso aguas arriba de la alcantarilla y el efecto que produciría sobre áreas potencialmente inundables. Igualmente se debe tener la curva de gastos del canal aguas abajo de la alcantarilla.
- Estudio de la producción de sedimentos de la cuenca, resistencia del material del cauce inmediatamente aguas arriba y aguas abajo de la alcantarilla..
- Cotas máximas que puede alcanzar el remanso aguas arriba de la alcantarilla.

5.3.3. Metodología de cálculo

Para calcular hidráulicamente una alcantarilla, se necesita conocer de antemano el tipo de funcionamiento hidráulico que la gobierna, control a la entrada o a la salida, lo cual se esquematiza en la Figura 5.15.

Lo anterior es una tarea difícil debido a la gran cantidad de factores que intervienen, la mayoría determinables sólo de forma experimental. Además, en las zonas de funcionamiento intermedio, se presentan fenómenos de flujo pulsante, con la presencia de aire y turbulencias, lo que dificulta aún más el cálculo.

El procedimiento normalmente seguido para el cálculo de estas estructuras es hacer un doble cálculo de la altura de agua en la entrada necesaria para transitar un caudal dado, uno suponiendo que la alcantarilla trabaja con control a la entrada y otro suponiendo control a la salida. Se toma la altura que resulte mayor por ser la más desfavorable.

Para calcular el flujo con control en la entrada, se supone que la capacidad de la alcantarilla está regulada por la geometría y la altura en la entrada, resultando una función de descarga que relaciona ambos parámetros de forma única como se muestra en la Figura 5.16 correspondiente a una alcantarilla tipo cajón.

Debido a que la capacidad de estas alcantarillas depende de manera exclusiva de las pérdidas en la entrada, se han diseñado cambios en la forma de las entradas que produzcan mejoras en el funcionamiento hidráulico de las mismas. Estas mejoras son: entradas biseladas, paredes convergentes, transiciones graduales de sección, transiciones de pendiente entre otras, las cuales han sido ensayadas en modelos físicos. Se han observado en algunos casos mejoras en la eficiencia de hasta un 100%.

En la Figura 5.17 se muestran algunos tipos de mejoras en las entradas.

Para calcular el flujo con control en la salida, se utiliza simplemente la ecuación de la energía. Para ello es necesario información como nivel de agua a la entrada, nivel a la salida, velocidad a la salida, pérdidas longitudinales, pérdidas en la entrada y pérdidas en la salida.

Se tiene que ser muy cuidadoso con el cálculo de las pérdidas en la entrada y en la salida, debido a que estas pérdidas representan un porcentaje alto de las pérdidas totales, siendo el sistema muy sensible a ellas debido a la poca energía disponible para el tránsito.

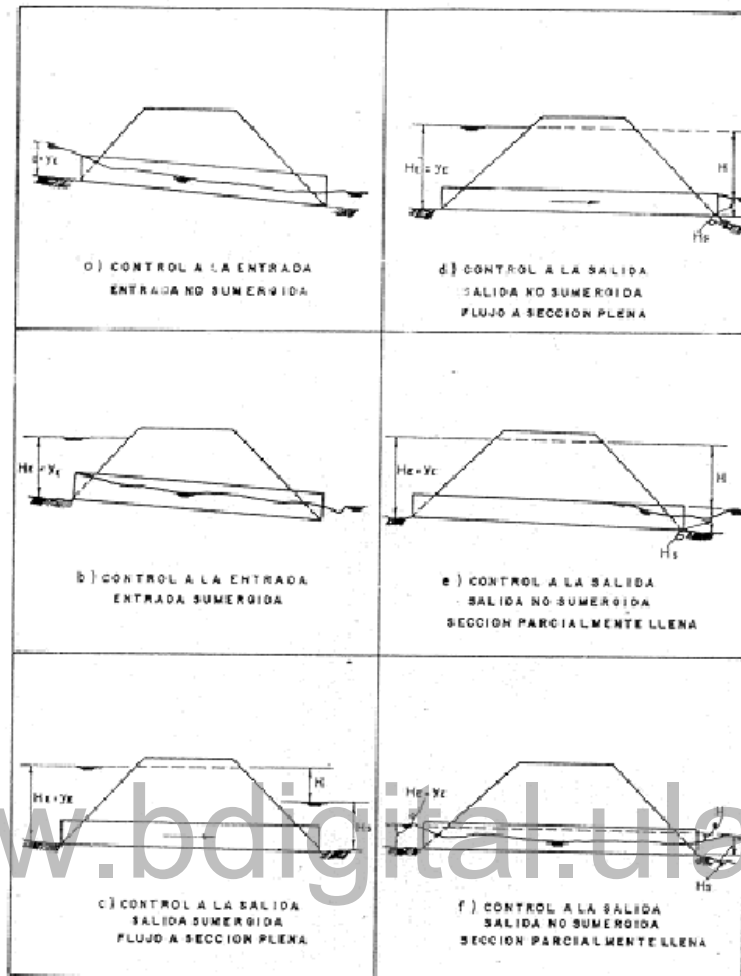


Figura 5.15. Funcionamiento hidráulico de las alcantarillas
Fuente : Bolinaga (1979). p. 330.

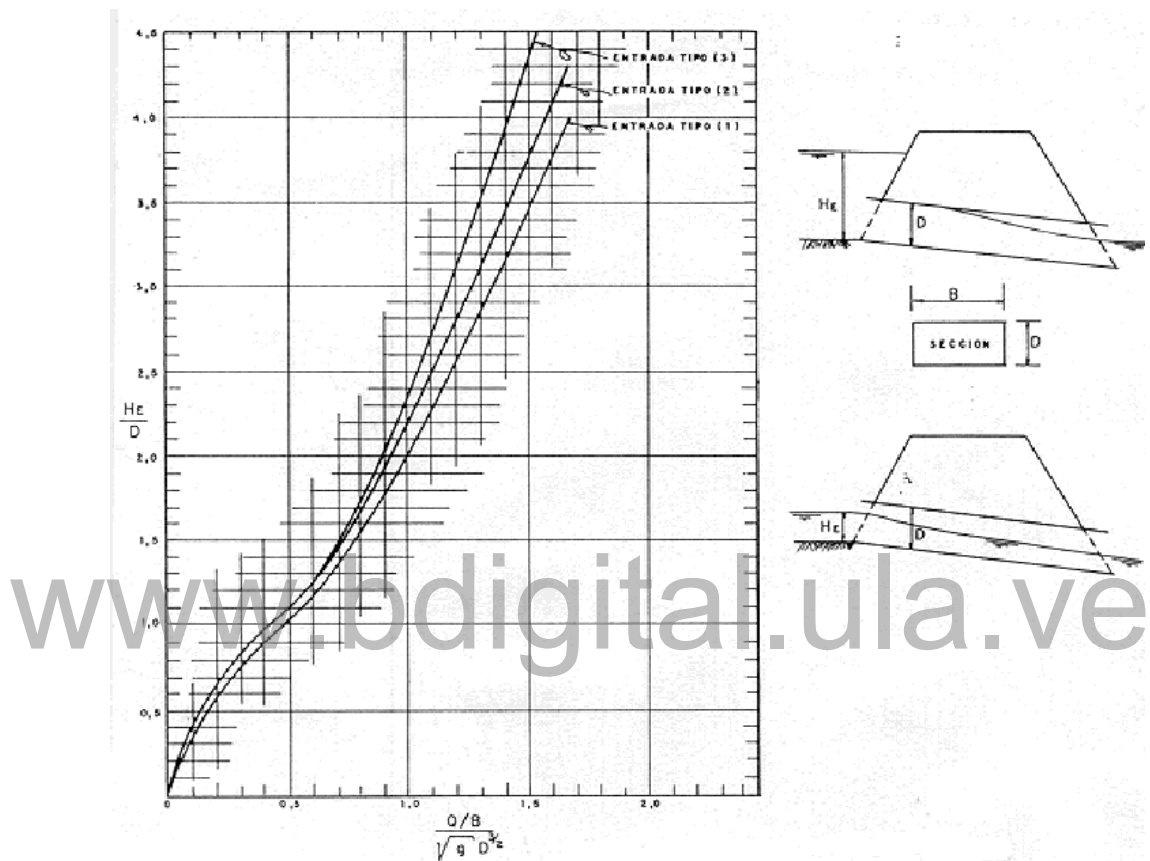


Figura 5.16. Curva adimensional para el cálculo de alcantarillas tipo cajón
Fuente : Bolinaga (1979). p. 455.

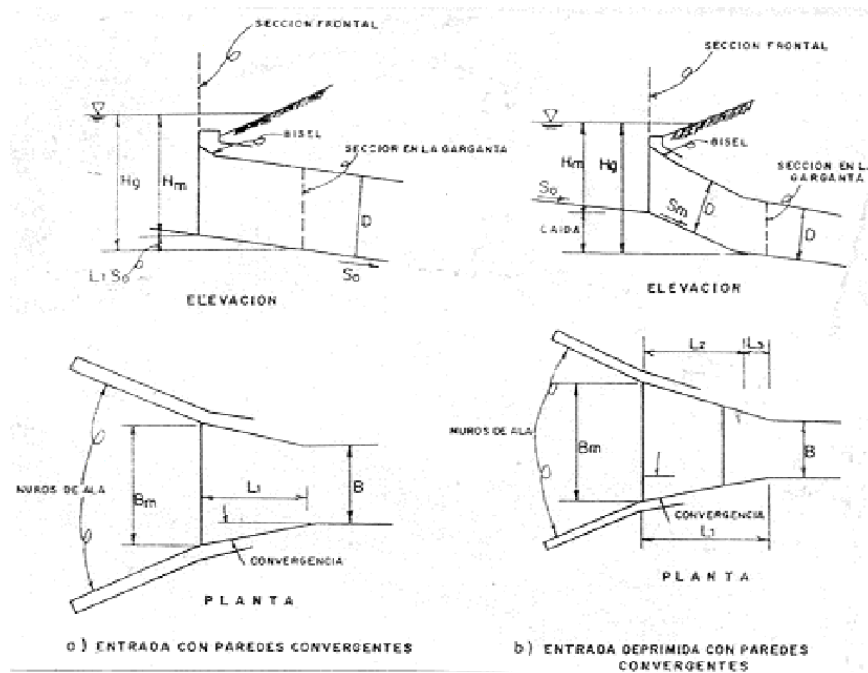


Figura 5.17. Entradas mejoradas para alcantarillas

Fuente : Bolinaga (1979). p. 332.

En la Figura 5.18 se presentan los coeficientes de “pérdidas localizadas” para diversas configuraciones en la entrada de las alcantarillas.

5.4. ESTRUCTURAS DE DETENCIÓN

Dentro de las acciones de diseño previo o de rehabilitación de un sistema, existen ciertos tipos de estructuras dirigidas a aminorar o eliminar los efectos de la aguas pluviales, tanto en la función básica como en la complementaria. Entre estas estructuras están los diques marginales y las estructuras de derivación y las de detención.

Los diques marginales se utilizan exclusivamente para proveer protección en la función básica.

Las estructuras de derivación se justifican en sistemas unitarios de recolección de cloacas y drenaje, especialmente a la entrada de plantas de tratamiento.

Las estructuras de detención sí tienen un amplio uso tanto en la función básica como en la complementaria. De acuerdo a lo anterior se tienen las detenciones de drenaje superficial y las detenciones de drenaje primario y secundario. Una estructura de detención es aquella cuya función es retener un volumen de agua proveniente de la escorrentía por un período corto antes de devolverla a su curso de agua natural.

Las estructuras de detención generalmente no reducen en forma significativa el volumen total de la escorrentía superficial, sino que simplemente reducen el caudal pico redistribuyendo el hidrograma.







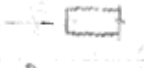



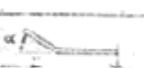





	DESCRIPCION		K _e
TUBOS DE CONCRETO		CAMPANA SALIENTE	0,2
		ESPIGA SALIENTE (No se recomienda su uso)	0,5
		CON ALETAS (α 0° a 90°) CAMPANA EN EL EXTREMO	0,2
		CON ALETAS (α 0° a 90°) ESPIGA EN EL EXTREMO (No se recomienda su uso)	0,5
		CON ALETAS (α 0° a 90°) REDONDEADA (Radio = $\frac{r}{12}$)	0,2
		SECCION TERMINAL PREFABRICADA DE ACUERDO CON TALUD	0,5
CAJONES DE CONCRETO ARMADO TUBOS LINEA METAL CORRUGADO		EXTREMO SALIENTE	0,2
		CON ALETAS (α 0° a 90°)	0,5
		CHUFUNADO DE ACUERDO CON TALUD	0,7
		SECCION TERMINAL PREFABRICADA DE ACUERDO CON TALUD	0,5
		ALETAS O MUROS DE CABECERA	$\alpha = 0^\circ$ 0,7 $10^\circ < \alpha < 25^\circ$ 0,5 $30^\circ < \alpha < 75^\circ$ 0,4 $\alpha = 90^\circ$ 0,5
		ARISTAS SIN REDONDEAR	
		MURO DE CABECERA	
		TRES ARISTAS REDONDEADAS (Radio = $\frac{1}{12}$ dimensión sección)	0,2
		ALETA α ENTRE 30° y 75°	
		ARISTA SUPERIOR REDONDEADA (Radio = $\frac{1}{12}$ dimensión cajón)	0,2

Figura 5.18. Coeficientes de pérdidas localizadas para diversos tipos de entrada.
Fuente : Bolinaga (1979). p. 330.

Trabajos realizados por Craig (1978) citado por Chow et al. (1987), señalan el efecto que tiene el volumen de escorrentía total, sobre la atenuación del pico del hidrograma que puede lograr el pozo de detención. Lo anterior es ilustrado en la Figura 5.19, donde puede verse que para hidrogramas muy esbeltos, es decir con caudales picos muy elevados y el resto del hidrograma deprimido como es de esperarse en cuencas montañosas de forma regular (cuenca dendrítica ni alargada ni achatada), se produce mayor atenuación del caudal pico. De ahí se deduce que el mayor potencial de estos pozos de detención está en las cuencas de montaña de forma regular, que de hecho son las que tienen unos hidrogramas más violentos y dañinos. En estas áreas, el almacenamiento por detención atenúa el pico de los caudales y la alta energía cinética de la escorrentía superficial.

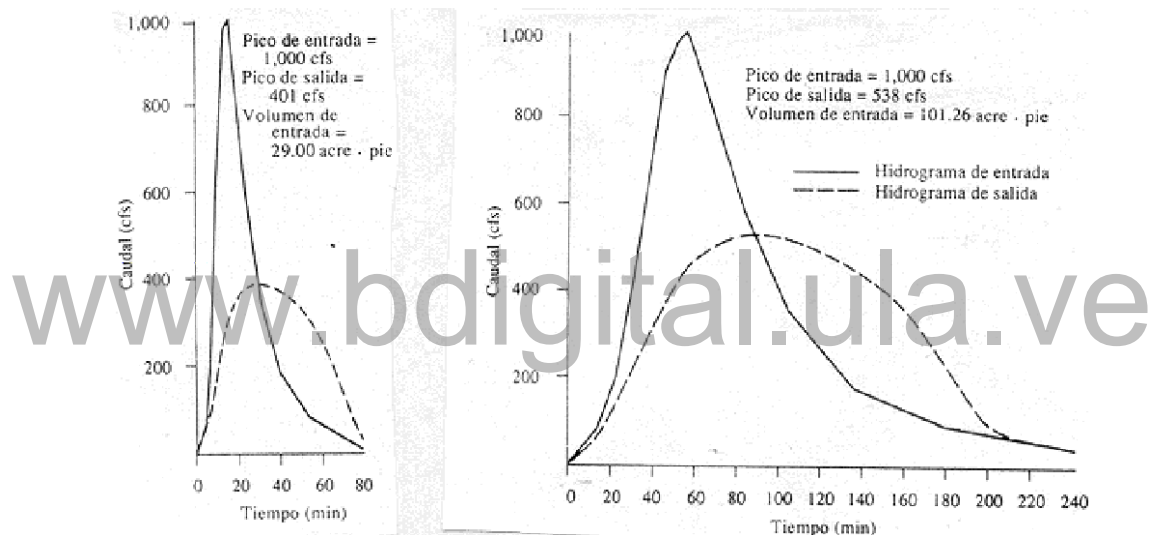


Figura 5.19. Efecto de un pozo de detención en la atenuación del hidrograma.
Fuente : Chow et al. (1987) p. 330.

Un efecto colateral de la detención, además de la atenuación del flujo, es que puede reducir la erosión del suelo. También puede reducir los contaminantes que han sido transportados por las aguas debido al lavado de las calles, en su mayoría metales pesados, los cuales decantan en el pozo de detención, siendo luego retirados con los sedimentos acumulados.

5.4.1. Detención en el drenaje superficial

La detención en el drenaje superficial es conocida también como detención in situ, pues ocurre a poca distancia de la recolección de la lluvia. Su diseño es a nivel del plan complementario. Su función es la de retardar el escurrimiento superficial.

Como se había mencionado previamente, actualmente se le ha conseguido otra función como lo es la de disminuir la carga poluente de las aguas de drenaje causada por el lavado de contaminantes tales como plomo y compuestos hidrocarburos. Esto se consigue colocándole a los estanques de detención elementos cerámicos porosos que tienen la propiedad de filtrar el agua y retener contaminantes.

Según experiencias europeas, se ha conseguido reducir la contaminación de las aguas pluviales en los porcentajes mostrados en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1. Porcentaje de disminución de poluentes luego de la retención

	Detención simple	Detención con estructuras porosas
DQO	40	89
DBO ₅	65	-
Pb	-	93

Fuente : Agence de l'Eau Rhonè-Méditerranée-Corse (1994)

Problemas asociados a estas soluciones tales como topografía, dificultades constructivas, inexistencia de normativas que limiten la escorrentía superficial, inexistencia de investigación en este campo y poca cultura de mantenimiento hacen que no se auspicie esta solución en nuestro país.

5.4.2. Detenciones en el drenaje primario y secundario

Según Bolinaga (1979), existen dos tipos de detenciones para el drenaje primario y secundario : las de detención total, que almacenan la totalidad del volumen afluente el cual es liberado cuando ha cesado el caudal aportante, y las de detención parcial, que almacena solo parte del volumen afluente liberando un caudal menor en forma controlada.

Según el mismo autor las obras de detención están formadas por :

Estanque o pozo de detención

Puede ser natural, artificial o una combinación de ambos. En cuanto a los materiales puede ser construido de tierra o de concreto. En zonas donde el espacio es muy valioso, a los pozos de detención se les da un uso alternativo como lo es el de áreas para la práctica deportiva. En cuanto a las dimensiones, se debe tener en cuenta que en líneas generales entre más aplanado sea el hidrograma, se necesitará más volumen de amortiguación, sin contar con el amortiguamiento adicional producto de la laminación del volumen de entrada en el área del pozo, una vez que la estructura esté aliviando.

Estructura de cierre

Es la que permite la creación del pozo. Generalmente está constituida por muros o tapones de tierra o concreto e inclusive por terraplenes de carreteras y ferrocarriles previo diseño para esta finalidad.

Obras de descarga

Son las que controlan la liberación de las aguas almacenadas. Generalmente son compuertas o alcantarillas. Puede asimismo utilizarse como descarga la infiltración de las aguas, siempre que las condiciones geológicas del suelo lo permitan.

Obras de alivio

Son las encargadas de descargar el exceso al gasto del proyecto. En zonas con problemas debido a crecidas urbanas muy violentas, se han implementado estructuras de detención con aliviaderos o descargas controladas. Estas últimas son operadas electromecánicamente desde un control central, que gestiona la red de drenaje como un sistema en tiempo real.

5.4.3. Bombeo

Existen casos donde por razones topográficas se hace necesario la evacuación de las aguas mediante bombeo. Un sistema de descarga por bombeo además de las bombas consiste en un estanque de almacenamiento que se utiliza con la finalidad de disminuir el tamaño de las bombas.

El sistema bomba-estanque puede diseñarse para la función básica o para la función complementaria. Si se diseña para esta última se debe proceder a delimitar la mancha de inundación para la función básica, procediendo a corregir manchas de inundación inadmisibles ya sea por la colocación de diques, elevación de cotas o aumento de la capacidad del bombeo - almacenamiento .

CAPITULO 6

SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS UTILIZADAS EN EL DESARROLLO DEL MODELO DE DRENAJE URBANO

Teniendo un modelo que simula un sistema de lluvia escorrentía por vertientes y por cauces, se hace necesario su ampliación para incluirle las estructuras que se utilizan en drenaje urbano. Este capítulo muestra la solución planteada para el modelaje de cada estructura en particular.

6.1. SIMULACIÓN DE FLUJO EN CALLES Y AVENIDAS

El pavimento de una calle normal debe poseer una pendiente transversal que aleja el agua hacia ambos extremos de la misma. Esta pendiente se conoce como bombeo. El parte aguas de esta sección se conoce como punto de coronación. En los extremos de su sección transversal puede poseer brocal sencillo, brocal cuneta o cuneta triangular. Por lo antes expuesto se idealiza una calle normal como se muestra en la Figura 6.1 donde se define la sección calle con ocho parámetros a saber : pendiente y rugosidad del talud izquierdo ; pendiente, rugosidad y ancho del talud derecho; pendiente, rugosidad y el ancho del pavimento.

Si el talud izquierdo es vertical se indicaría con un valor de cero en su pendiente. Si no existe cuneta, el ancho del talud derecho es cero o alternativamente se supondría la rugosidad y la pendiente iguales que las del pavimento.

Cuando el nivel de agua (NA2) alcanza una altura mayor que el punto de coronamiento (NA1), se supone que la sección posee en este punto un borde vertical a partir de allí, el cual no genera perímetro de roce. Esto se hace bajo la premisa de que el flujo en la calle es simétrico a ambos lados del punto de coronación. Para simular el flujo en la sección calle se utiliza la ecuación de Manning, ya que el flujo se supone totalmente turbulento. La simulación es simplemente la generación de una tabla caudal-volumen la cual es guardada en un arreglo para luego ser utilizada en el tránsito y en los cálculos numéricos que sean necesarios.

Para obtener los valores de ancho de inundación, tirante crítico y alturas secuentes se utiliza el algoritmo de Newton Raphsom.

6.2. SUMIDEROS DE VENTANA

De las estructuras de recolección, la más utilizada es el sumidero de ventana. Un sumidero de ventana tiene dos formas de funcionamiento dependiendo de si está colocado en una vía en pendiente o en una vía sin pendiente.

6.2.1. Sumideros de ventana en pendiente

Un sumidero colocado en una calle con pendiente se concibe como una estructura de derivación en la cual parte del flujo es captado y derivado hacia un colector y otra parte continúa por la calle, aguas abajo de la estructura.

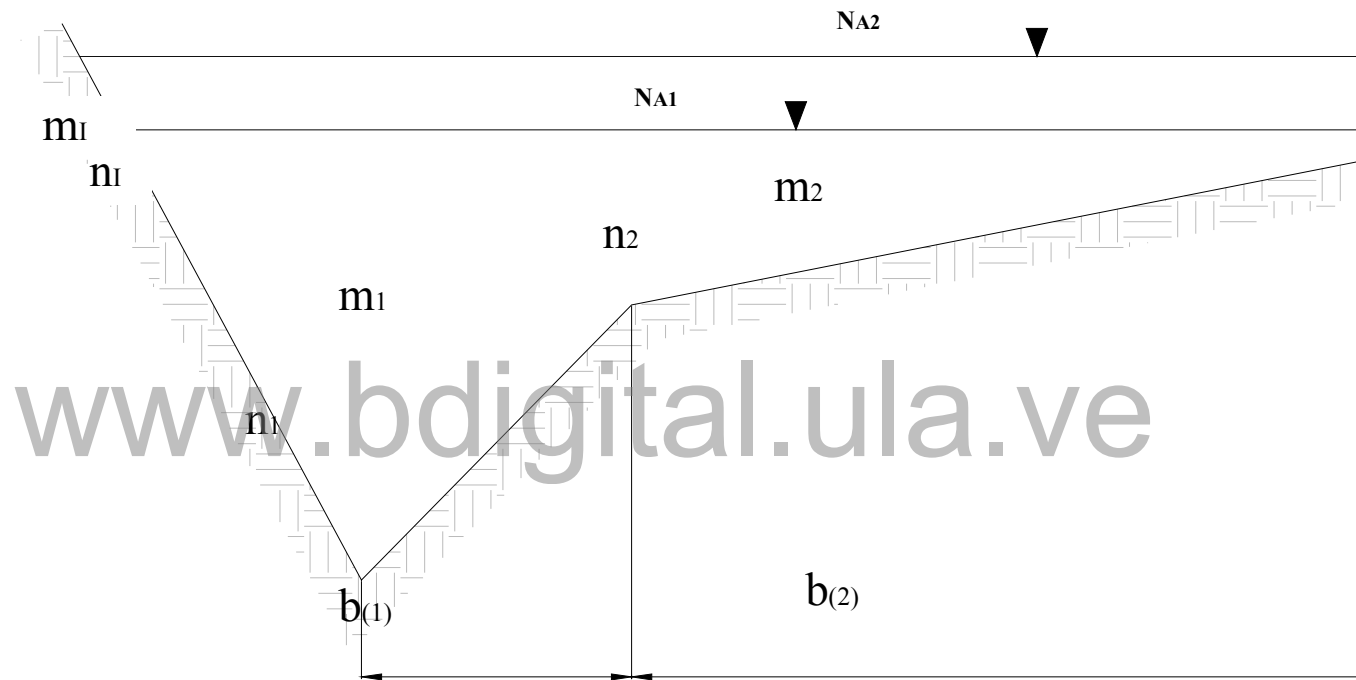


Figura 6.1. Parámetros de la sección de flujo tipo Calle.

En el modelo se simulan los sumideros sin depresión , sumideros tipo INOS y sumideros con medidas particulares.

Existen diversas metodologías para el cálculo de sumideros de ventana. Las más usadas en el país son el método gráfico para ventanas tipo INOS, y el método analítico. El método analítico basado en los trabajos de la Universidad John Hopkins (1956) citados por Bolinaga (1979) es el que se usa en este modelo. El método gráfico solo se señala como referencia. En el Apéndice B aparecen las curvas que se utilizan para dicho cálculo gráfico.

El método analítico establece una metodología que permite cierto grado de generalización. Aunque es recomendable que se utilice la metodología del INOS para el cálculo de sumideros que entren en esta clasificación, debido a la amplitud de los resultados experimentales, puede aplicarse con éxito a una amplia gama de situaciones.

Según esta investigación el cálculo del caudal captado, Q_I , varía si el sumidero es sin depresión o con depresión.

6.2.2. Sumideros de ventana sin depresión

El gasto interceptado Q_I puede expresarse como :

$$K = \frac{Q_I}{L \cdot y_A \sqrt{g \cdot y_A}} \quad (6.1)$$

donde :

- K es una constante
- Q_I es el caudal captado
- L es la longitud de la ventana
- y_A es el tirante de aproximación
- g es la aceleración de la gravedad

K depende sólo de la pendiente transversal de la calzada S_x . Para valores de S_x de 8%, 4% y 2% le corresponden valores de k 0.23, 0.20 y 0.20, respectivamente. La ecuación 6.1 puede aplicarse con seguridad hasta un valor de Froude de 3, que corresponde al límite superior ensayado.

Los detalles del sumidero de ventana sin depresión se muestran en Figura 6.2

El procedimiento utilizado para el cálculo hidráulico de este dispositivo es el siguiente :

- 1) Obtener del hidrograma de entrada el caudal para el tiempo $Q_A(t)$.
- 2) con Q_A obtener por aproximaciones sucesivas el tirante normal del flujo de aproximación (y_A)
- 3) con y_A y K calcular Q_I a partir de la ecuación 6.1
- 4) Calcular los caudales derivados y el que continúa aguas abajo de la siguiente manera :
 - Si $Q_I < Q_A$ entonces $Q_s = Q_A - Q_I$ (6.2)
 - Si $Q_I > Q_A$ entonces $Q_s = 0$ (6.3)

donde Q_s es el caudal no interceptado y Q_A es el caudal de aproximación

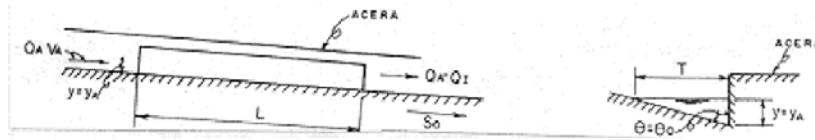


Figura 6.2. Sumidero de ventana sin depresión.
Fuente : Bolinaga (1979) p 259.

6.2.3. Sumideros de ventana con depresión

Los sumideros de ventana mejoran su eficiencia si en su entrada se coloca una depresión con respecto al pavimento.

El cálculo hidráulico de estos sumideros se basó también en los trabajos de la universidad Jonh Hopkins. Esta vez la capacidad del sumidero viene aumentada arítmicamente por medio del factor C como se muestra en la siguiente ecuación :

$$K + C = \frac{Q_I}{L \cdot y_A \sqrt{g \cdot y_A}} \quad (6.4)$$

donde :

- K y C son constantes
- Q_I es el caudal captado
- L es la longitud de la ventana
- y_A es el tirante de aproximación
- g es la aceleración de la gravedad

El valor de C viene determinado por la expresión siguiente :

$$C = \frac{0.45}{1.12^M} \quad (6.5)$$

el valor de M se determina como :

$$M = \frac{L \cdot F^2}{a \cdot \text{tg } \theta} \quad (6.6)$$

$$F^2 = \frac{V_A^2}{g \cdot y_A^2} \quad (6.7)$$

donde :

M es una constante
L es la longitud de la ventana
 y_A es el tirante de aproximación
g es la aceleración de la gravedad
a y θ son parámetros geométricos

En la Figura 6.3 se muestran los detalles de este sumidero. Aquí pueden detallarse el significado de los parámetros a y θ .

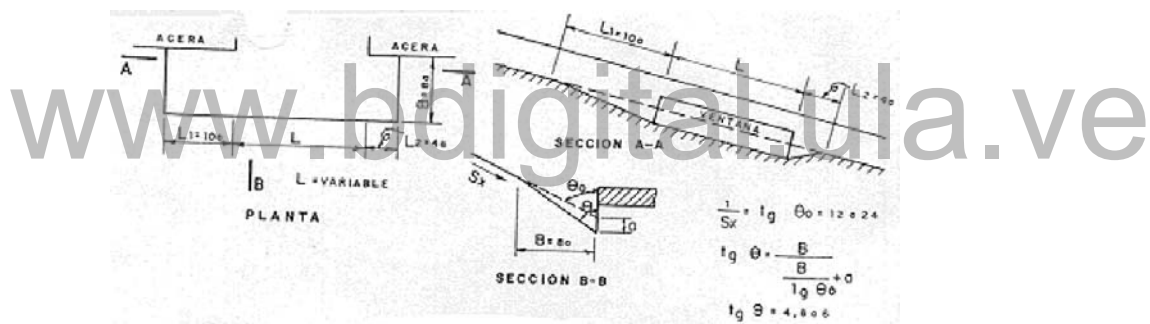


Figura 6.3. Sumidero de ventana con depresión.
Fuente : Bolinaga (1979) p 259.

Con las ecuaciones anteriores y una vez seleccionadas las características del sumidero a colocar es posible calcular el gasto interceptado para cada intervalo de tiempo según el siguiente procedimiento :

- 1) Obtener del hidrograma de entrada el caudal para el tiempo t, $Q_A(t)$.
- 2) Con Q_A y las características de la sección calle obtener y_{N1} y y_C .
- 3) Si $y_{N1} > y_C$ el flujo es subcrítico. Proceder a calcular :

$$E_2 = E_1 + \Delta z \quad (6.8)$$

con E_2 calcular dos alturas secuentes y_{21} (subcrítica) e y_{22} (supercrítica)

$$\text{si } y_{21} - \Delta z > y_C + \Delta z \text{ entonces } y_2 = y_{21}. \quad (6.9)$$

$$\text{si } y_{21} - \Delta z < y_C + \Delta z \text{ entonces } y_2 = y_{22}. \quad (6.10)$$

4) Si $y_{N1} < y_C$ el flujo es supercrítico y $y_2 = y_{22}$ (6.11)

5) Hacer $y_A = y_2$ y proceder a calcular el sumidero según las fórmulas indicadas.

Donde :

$Q_A, Q_A(t)$: caudal de aproximación en general y el mismo en función del tiempo
y_{N1}	: tirante normal en la sección de aproximación
y_C	: tirante crítico
E_2 y E_1	: energía total en la sección 1 y 2
y_{21} e y_{22}	: tirantes secuentes subcríticos y supercríticos de la sección 2
Δz	: altura del escalón o caída
y_2	: altura de cálculo en la sección 2

6.2.4. Sumideros de ventana en puntos bajos

Un sumidero de ventana en puntos bajos se comporta hidráulicamente de forma diferente a los ubicados en pendiente.

Si para el caudal que entra y las dimensiones de la estructura prevalece un flujo con superficie libre, el sumidero se comporta como un vertedero de cresta ancha. Caso contrario, si prevalecen condiciones de flujo a presión, funcionamiento ahogado, el sumidero se comportará como orificio.

La ecuación para un vertedero de cresta ancha es :

$$Q_V = \frac{2}{3} \cdot C_{gV} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot L \cdot y^{3/2} \quad (6.12)$$

donde :

Q_V	: caudal sobre el vertedero
C_{gV}	: coeficiente de descarga
L	: longitud del vertedero
y	: tirante
g	: aceleración de la gravedad

Según Bolinaga (1979), la ecuación del sumidero de ventana funcionando como vertedero es :

$$Q_V = 1,72 \cdot L \cdot y^{3/2} \quad (6.13)$$

Lo que supone un C_{g0} de 0,582 siempre que y sea menor que h , si se compara con la expresión 6.12.

Por otro lado la ecuación de una ventana funcionando como orificio es según Franchesqui :

$$Q_0 = C_{g0} \sqrt{2 \cdot g} \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{y - \frac{h}{2}} \quad (6.14)$$

Q_0 : caudal sobre el vertedero
 C_{g0} : coeficiente de descarga
 L : longitud del vertedero
 y : tirante
 g : aceleración de la gravedad
 h : altura de la ventana

el valor de $C_{g0} = 2/3$ siempre que $y > 1,5 h$.

Para el flujo de transición, el que ocurre entre $y = h$ e $y = 1,5h$, no existe una ecuación preestablecida que describa el mismo, debido a que este flujo es de naturaleza pulsante e inestable.

Además, las investigaciones existentes en el área del flujo de transición no están dirigidas a áreas tan particulares como el flujo en sumideros de ventana.

Por lo tanto se adoptó una solución empírica, la cual consiste en suponer que el flujo en la zona de transición responde a la ecuación de la recta que pasa por los límites del funcionamiento de los flujos libre y a presión.

www.bdigital.ula.ve

Las ecuaciones de cálculo resultantes son:

si $y < h$,

$$Q = \frac{2}{3} \cdot L \cdot C_{gV} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot y^{3/2} \quad (6.15)$$

si $h \leq y \leq 1,5 h$,

$$Q = \frac{2}{3} \cdot L \cdot C_{gV} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{3/2} + 2 \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot L \cdot h^{1/2} \left(C_{g0} - \frac{2}{3} \cdot C_{gV} \right) \cdot (y - h) \quad (6.16)$$

si $y > 1,5 h$.

$$Q = L \cdot C_{g0} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot (y - h / 2)^{1/2} \quad (6.17)$$

$$C_{gV} = 0,582 \quad (6.18)$$

$$C_{g0} = 2/3. \quad (6.19)$$

Para tener una idea del error que se comete al adoptar esta solución se comparó el caudal obtenido en una alcantarilla con control en la entrada contra el caudal obtenido suponiendo un tramo recto entre los puntos correspondientes a una altura $H_E/D = 1$ y $H_E/D = 1.5$. Se hizo la comparación en todas las curvas obteniendo la máxima diferencia en la curva perteneciente a una alcantarilla de sección rectangular con aletas a cero grados. El caudal obtenido siguiendo la línea recta subestima el caudal real en un 7,5 %

6.3. SUMIDEROS DE REJA

Al igual que los sumideros de ventana la eficiencia de los sumideros de reja disminuye a medida que aumenta la pendiente donde se coloca. La metodología de cálculo también varía de acuerdo a si se ubica el sumidero en pendiente o en puntos bajos.

6.3.1. Sumidero de reja en pendiente

Para el cálculo hidráulico de los sumideros de reja se utilizaron las fórmulas que suministró el Instituto de Obras Sanitarias (INOS). El INOS utilizaba tres tipos de sumideros: el sumidero en posición longitudinal (tipo 2), el sumidero en posición normal (tipo 1) y el sumidero en calzada (tipo 3).

El cálculo del gasto interceptado puede expresarse como :

$$Q_1 = k \cdot \frac{S_0^{1/2}}{n} \cdot y_p^{3/2} \quad (6.20)$$

donde :

- Q_1 : caudal captado
- n : constante de Manning
- S_0 : pendiente longitudinal de la vía
- y_p : tirante en el punto medio de la reja
- k : constante de cálculo

k depende del tipo posición y combinación de la reja a colocar.

Se debe verificar además que y_A , en este caso la altura en el extremo más bajo, debe cumplir la siguiente expresión :

$$\frac{S_0^{1/2}}{n} \leq \frac{C}{y_A^{7/6}} \quad (6.21)$$

donde :

- C : constante de cálculo
- n : constante de Manning
- S_0 : pendiente longitudinal de la vía
- y_A : tirante en el punto más bajo de la reja

C tiene los siguiente valores :

$C = L / 0.8$ para grupo unido de sumideros en posición normal (tipo1)

$C = 1.0$ para sumidero individual en posición normal (tipo1)

$C = 1.83$ para sumideros en posición longitudinal (tipo2)

$C = 1.05$ para sumideros en cuneta (tipo3)

Si y_A real supera al valor calculado con la expresión anterior, el cálculo de Q_I se hace suponiendo que y_A real es igual al y calculado.

Una vez calculado Q_I se compara con Q_A concluyendo lo siguiente :

Si $Q_I > Q_A$ entonces : $Q_I = Q_A$ y $Q_s = 0$ (6.22)

Si $Q_I < Q_A$ entonces : $Q_s = Q_A - Q_I$ (6.23)

6.3.2. Sumideros de reja en puntos bajos

Según Franchesqui (1984), si el flujo que llega a un sumidero de rejillas colocado en algún punto bajo tiene un tirante inferior a 0,15 metros, esto hace que dicho sumidero trabaje como un vertedero. Lo anterior puede expresarse como :

$$Q = 1,66.P.y^{3/2} \quad (6.24)$$

donde.

Q es el caudal captado

P es el perímetro útil del sumidero

y es el tirante de aproximación

Si la altura del flujo es mayor a 0,45 metros, el sumidero funciona como un orificio, cumpliendo la siguiente ecuación :

$$Q = 300. A . y^{1/2} \quad (6.25)$$

donde :

A es el área útil de la reja

A semejanza del sumidero de ventana en puntos bajos, no existe información referente al comportamiento del flujo de transición.

Procediendo de forma análoga a la anterior se adoptó un tramo recto que uniera los extremos de las dos ecuaciones anteriores resultando :

$$Q = 1,66 P.y^{3/2} \quad \text{si } y < 0,15 \text{ m} \quad (6.26)$$

$$Q = M. (y - y_1) + q_1 \quad \text{si } 0,15 \leq y \leq 0,45 \text{ m.} \quad (6.27)$$

$$Q = 300.A.y^{3/2} \quad \text{si } y > 0.45 \text{ m} \quad (6.28)$$

$$y_1 = 0,15 \quad (6.29)$$

$$y_2 = 0,45 \quad (6.30)$$

$$q_1 = 1,66 P \cdot y_1^{3/2} \quad (6.31)$$

$$q_2 = 300 \cdot A \cdot y_2^{3/2} \quad (6.32)$$

$$M = (q_2 - q_1) / (y_2 - y_1) \quad (6.33)$$

donde :

q_1 , q_2 y m son parámetros de cálculo

No existen curvas de dispositivos similares con los que obtener el orden de magnitud del error incurrido al adoptar la hipótesis de cálculo anterior.

6.4. ALMACENAMIENTO EN CALLES

Cuando existe un punto bajo en una vía se produce un estanque que está definido por la topografía del pavimento, es decir, por las curvas de nivel del mismo. En general, el pavimento posee dos pendientes : una transversal y una longitudinal, ambas de pequeña magnitud relativa. Por otro lado, aunque la suma de giros o rotaciones no se ajusta a un álgebra vectorial, se cometería poco error si se asumiera esta álgebra al operar con giros de pequeña magnitud.

Si se supone una vía con una pendiente transversal S_x (dirigida hacia el eje x) y una pendiente longitudinal S_o (dirigida hacia el eje y), como puede verse en la Figura 6.4, el cálculo real del vector normal del plano de pavimento tendría las siguiente componentes : ($\text{sen } \alpha_x$, $\text{sen } \alpha_o$, $\text{cos } \alpha_x \cdot \text{cos } \alpha_o$); donde el tercer componente se aproxima a 1 para valores pequeños de α_x y α_o .

En el cálculo simplificado se asume de antemano que el tercer componente es 1, reduciendo el proceso a sólo dos dimensiones (Figura 6.5). Aplicando la regla de la mano derecha para los giros, resulta un vector S con la misma dirección horizontal que las curvas de nivel del pavimento .

Para el cálculo del volumen del agua para cada profundidad se utilizan los parámetros mostrados en la Figura 6.6 procediendo de la siguiente forma :

$$\text{tg } \alpha = \sqrt{S_x^2 + S_o^2} \quad (6.34)$$

(6.34) es el ángulo de la curva de nivel con respecto a la línea paralela al eje longitudinal de la vía

$$\text{tg } \theta = \frac{S_x}{S_o} \quad (6.35)$$

En la ecuación 6.35 se calcula el ángulo de la curva de nivel con respecto a la línea paralela al eje transversal de la vía.

$$K_\alpha = \frac{1}{\text{tg } \alpha} \quad (6.36)$$

$$K_\theta = \frac{1}{\text{sen } \alpha} + \text{tg } \theta \quad (6.37)$$

K_α y K_θ son constantes de cálculo.

$$h_0 = \frac{\text{sen } \theta}{K_\alpha} \cdot B \quad (6.38)$$

h_0 es la altura máxima que puede tener un triángulo formado por la mancha de agua.

$$A_T = \frac{K_\theta \cdot K_\alpha^2}{2} \cdot h^2 \quad (6.39)$$

A_T es el área de un triángulo cualquiera menor al triángulo máximo.

$$A_{TMAX} = \frac{K_\theta \cdot K_\alpha^2}{2} \cdot h_0^2 \quad (6.40)$$

A_{TMAX} es el área del triángulo máximo.

$$A_{PAR} = K_\alpha^2 \cdot K_\theta \cdot h_0 \cdot (h - h_0) \quad (6.41)$$

A_{PAR} es el área del paralelogramo que forma la mancha de agua luego que $h > h_0$.

Con las fórmulas indicadas anteriormente se calcula la curva área - capacidad del estanque producido por el pavimento. El modelo supone que en el punto de coronamiento existe una barrera vertical imaginaria, para asimilar la idea de simetría de una vía.

Además de la configuración del pavimento y brocales estudiada anteriormente, existen otras combinaciones que pueden llegar hasta pavimentos con dos pendientes transversales y dos pendientes longitudinales convergiendo hacia un punto central bajo :

Si no existe límite para el crecimiento transversal de la mancha de inundación, debe suponerse el punto de coronamiento situado en el infinito o a una distancia enorme. Si algunas de las pendientes o distancias no existen, deben suponerse cero.

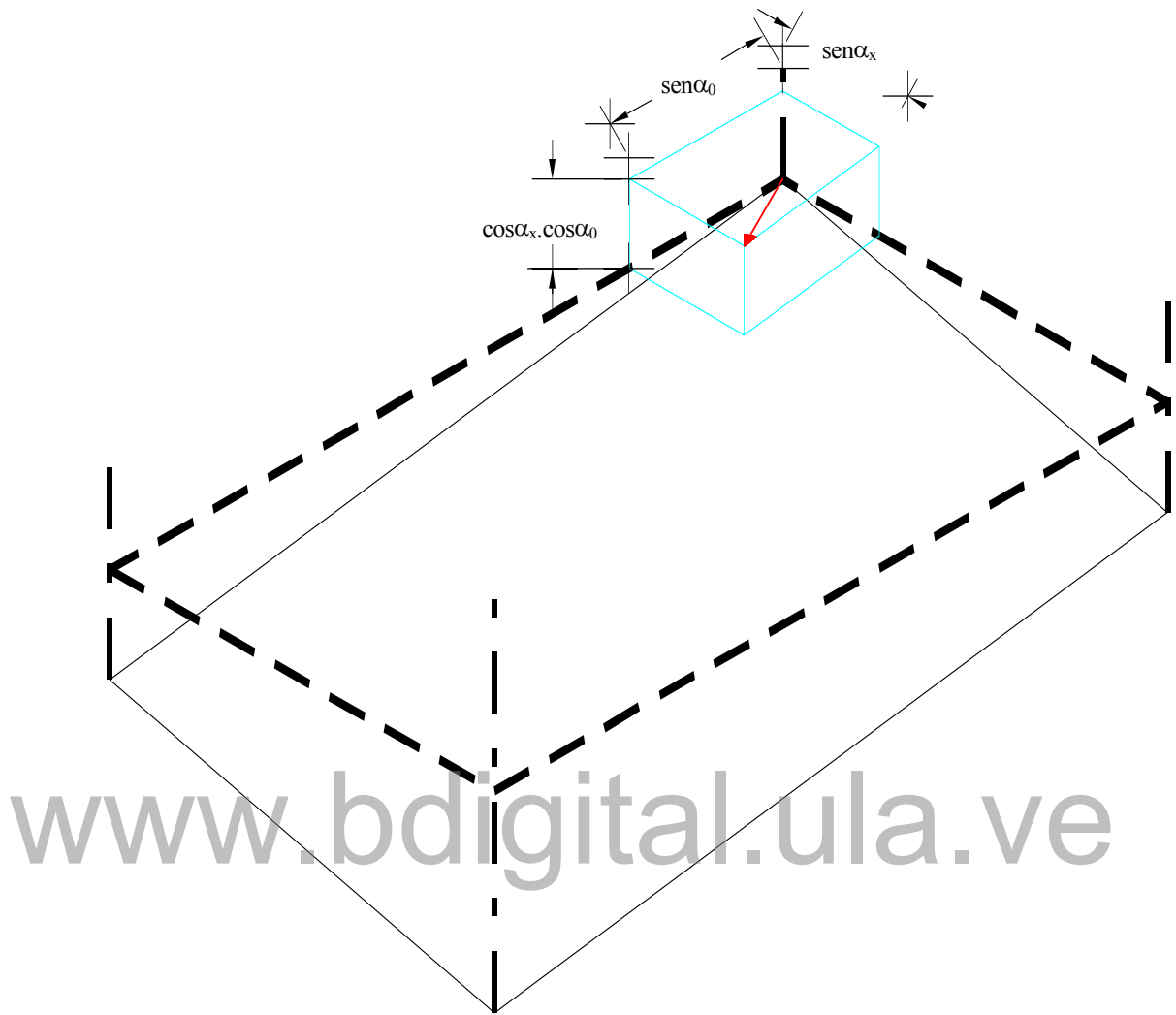


Figura 6.4. Esquema tridimensional del plano de pavimento.

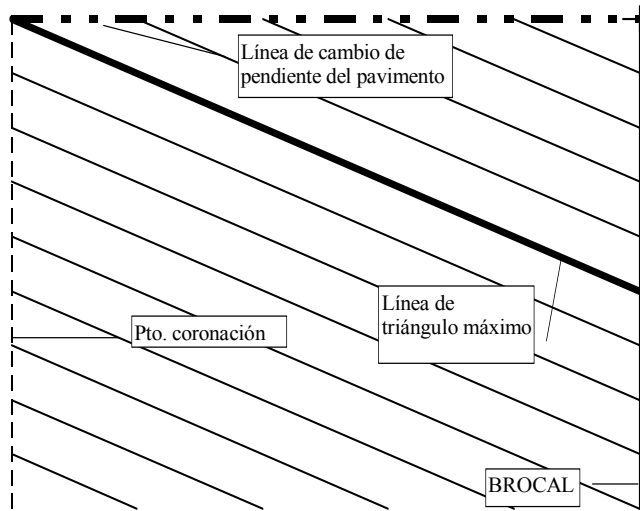


Figura 6.5. Manchas de inundación en el pavimento.

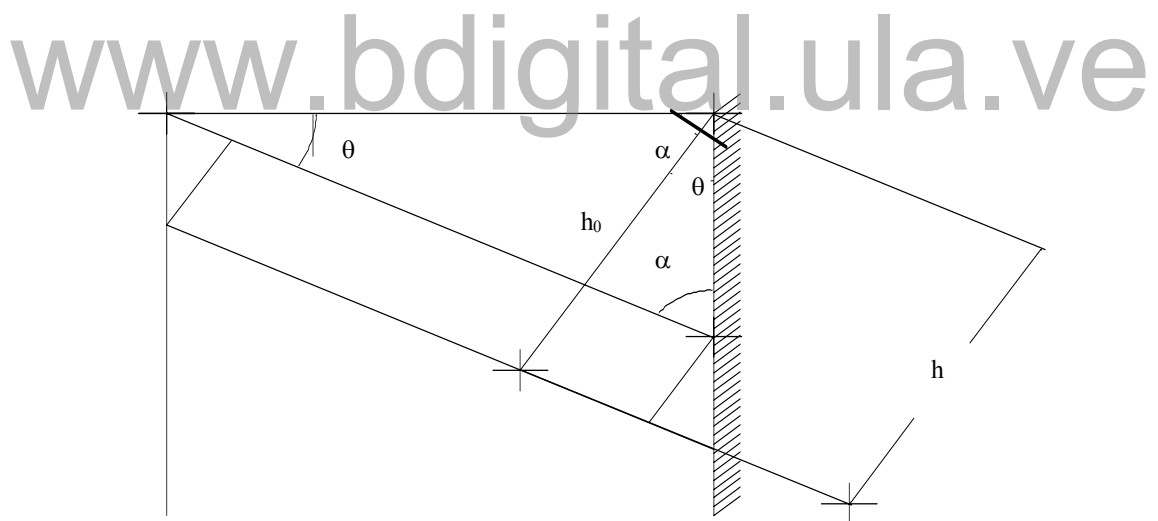


Figura 6.6. Parámetros para el cálculo de las áreas de inundación.

Una vez definido el almacenamiento, se procede a transitar el caudal afluente por medio del método de laminación, resolviendo la ecuación diferencial resultante por el método de Euler modificado, lo que se explicará más adelante.

6.5. POZOS DE DETENCIÓN

En el modelo se simulan pozos de detención con una finalidad triple :

La primera es utilizarlos para simular los remansos que se forman a la entrada de las alcantarillas. La segunda es utilizarlos como estructuras de detención como tal, con salida por alcantarilla o por una curva predefinida. La tercera es utilizarlos como almacenamientos para estructuras de bombeo. La cuarta es utilizarlos como estructuras de derivación de demasías o vertedero transversal.

Para el tránsito a través de las estructuras de detención se utiliza el método de laminación, el cual es resuelto utilizando el algoritmo para ecuaciones diferenciales conocido como Euler modificado, de la siguiente forma :

$$\frac{dH}{dt} = \frac{I(t) - Q(H)}{A(H)} \quad (6.42)$$

para $t = t_0$, $H = H_0$

$$d1 = \frac{I(t) - Q(H)}{A(H)} \quad (6.43)$$

$$d2 = \frac{I(t + \Delta t) - Q(H + \Delta t \cdot d1)}{A(H + \Delta t \cdot d1)} \quad (6.44)$$

$$t = t + \Delta t \quad (6.45)$$

$$H = H + \Delta t \cdot (d1 + d2) / 2 \quad (6.46)$$

$$Qs = Q(H) \quad (6.47)$$

donde :

- I(t) es el hidrograma de entrada
- Q(H) es la curva de descarga del sistema
- A(H) es la curva área vs altura
- t es el tiempo de cálculo
- Δt es un incremento diferencial del tiempo
- d1 y d2 son variables utilizadas en algoritmo numérico.

6.6. ALCANTARILLAS

El cálculo hidráulico de alcantarillas es complicado. En la literatura se presenta el cálculo para condiciones de caudal puntual. Estos caudales de cálculo por lo general son altos.

En el presente modelo se utiliza el mismo procedimiento adaptándolo a las condiciones variadas de flujo.

Para simular el flujo de alcantarillas se construye la curva Caudal vs altura en la entrada, procediendo de la siguiente manera :

Suponer un caudal de entrada q .

Con q calcular altura en la entrada, H_{E1} , suponiendo control en la entrada. Para ello deben usarse los gráficos No 1 al 9 del Apéndice D, los cuales fueron digitalizados y luego rectificadas con un trazador cúbico no sujeto (Burden y Faires, 1985).

Con q calcular altura en la entrada suponiendo control en la salida, procediendo de la siguiente forma :

1) Calcular H_f y H_L para sección plena como :

$$H_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (6.48)$$

$$H_L = k_e \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (6.49)$$

donde :

- H_f : pérdidas por fricción
- H_L : pérdidas en la entrada
- f : factor de fricción de Darcy
- L : longitud del conducto
- D : diámetro del conducto
- V : velocidad del flujo
- k_e : factor de pérdidas en la entrada
- g : aceleración de la gravedad

El error cometido al calcular H_f a sección plena es pequeño ya que L es pequeño al compararlo, por ejemplo, con la longitud de una línea de aducción de agua potable, donde la pérdida por fricción es el componente más importante. H_L de la alcantarilla calculado a sección plena resulta mayor que el real. Suponerlo así va del lado de la seguridad, simplificando el cálculo.

2) Calcular el tirante en el canal de salida h_c

$$\text{si } h_c - \Delta z < D/2 \text{ entonces } h_s = D/2 \quad (6.50)$$

donde :

- Δz : desnivel entre el fondo de la alcantarilla y el fondo del canal en la salida
- h_s : nivel del agua a la salida de la alcantarilla

3) Calcular $\frac{V_s^2}{2.g}$ como $\frac{V_1^2}{2.g}$ si $h_s < D/2$
o como $\frac{V_1^2}{2.g} - \frac{V_2^2}{2.g}$ si $h_s > d/2$

donde :

$\frac{V_s^2}{2.g}$: altura de velocidad en la salida asumida para el cálculo

$\frac{V_1^2}{2.g}$: altura de velocidad a la salida de la alcantarilla

$\frac{V_2^2}{2.g}$: altura de velocidad en el canal de salida

4) Calcular H_{E2} como :

$$H_{E2} = H + h_s - L.S_o + H_L + \frac{V_s^2}{2.g} \quad (6.51)$$

Si $H_{E2} > H_{E1}$ entonces : $H_E = H_{E2}$

Si $H_{E2} < H_{E1}$ entonces : $H_E = H_{E1}$

5) Guardar el arreglo H_E vs q

www.bdigital.ula.ve

Una vez construida la curva de descarga se utiliza en la ecuación diferencial como la curva $Q(H)$.

CAPITULO 7

FUNCIONAMIENTO DEL PROGRAMA DE DRENAJE URBANO

En este capítulo se documentará el programa de drenaje urbano. Esto permitirá conocer el funcionamiento del mismo, sus bondades y limitaciones así como la manera de introducir la información necesaria para su funcionamiento.

7.1. GENERALIDADES DEL PROGRAMA

El código del modelo de drenaje urbano está escrito en lenguaje Fortran. El estilo de programación adoptado facilita el mantenimiento de cualquier parte del programa sin afectar en grado mayor al resto. Este estilo consiste en bloques de código estructurado y en rutinas con interfaces de comunicación explícitas. Con esto se persigue tener un flujo de control fácil de seguir y bloques de programas independientes en los cuales se puede cambiar el código siempre y cuando se respete la interfaz, o estructura de datos de las variables que entran y salen al subprograma.

En la Figura 4.4 se muestra un diagrama de bloque del programa. En este diagrama se agrupan bloques de rutinas que realizan operaciones análogas. Estas se clasifican en: rutinas para lectura y procesamiento, rutinas de información general, rutinas para lectura y procesamiento de información física y lógica del segmento, rutinas para el cálculo de precipitación efectiva e hidrogramas de entrada, rutinas para el tránsito del hidrograma por el segmento y finalmente las rutinas de impresión. En el Apéndice E se muestra el código de la rutina principal y los subprogramas que en conjunto totalizan 5000 líneas de código. También se muestran, a manera de guía, algunos archivos de cabecera. En el Anexo I se ubica el ejecutable del programa.

7.2. BLOQUES DE CÓDIGO Y SUBPROGRAMAS PARA EL PROCESAMIENTO DE INFORMACIÓN GENERAL

Este bloque de código se encarga de recolectar la información general del proyecto como: título del proyecto, archivo de entrada y salida, número de segmentos, tiempo de cálculo, caudal mínimo y el yetograma horario. El código perteneciente a esta categoría está indicado en la rutina principal como bloque1 y bloque2. El subprograma ubicado en este bloque es PRECI y se encarga de procesar el yetograma, tal como fue explicado en el capítulo III. El bloque 2 se encarga de la manipulación interna de estructuras de datos para uso posterior.

7.3. BLOQUES DE CÓDIGO Y SUBPROGRAMAS PARA LA LECTURA Y PROCESAMIENTO DE LAS INFORMACIÓN HIDRÁULICA Y LÓGICA DE CADA SEGMENTO.

Existen cuatro conjuntos de código y de subprogramas según la función que cumplan. En el primer conjunto se agrupa el código perteneciente a la rutina principal y los subprogramas que leen información básica para cada segmento y realicen algún procesamiento de la misma. Estos subprogramas son: LEESUM, LEESUMRE, LESUVBAJ y LEEBASE. En el segundo conjunto se ubica un grupo de subprogramas que leen y procesan la información lógica del segmento. Estos son: ASIGNAINDICE, LAT, UP Y DTMINTS3. En el tercer y último conjunto existe otro grupo de funciones que genera información básica para el cálculo hidráulico como son: tablas caudal volumen, curvas de gasto, curvas área capacidad de estanques. Estas subrutinas son: TESCU, TESCO; CTRENSAL. Finalmente, en el cuarto y último conjunto se ubica el código y las

subprogramas que manejan estructuras de datos hidráulicos. Entre los bloques de código se puede mencionar las secciones que crean y destruyen el arreglo dinámico para almacenar un hidrograma enorme. Las rutinas que manejan estructuras de datos son: TRAZADOR, la cual genera la estructura de un trazador cúbico para rectificar una curva dada como una tabla de puntos, y la rutina TRASHID, la cual transforma el hidrograma con gran cantidad de puntos en un hidrograma de 2000 puntos.

7.4. BLOQUE DE CÓDIGO Y SUBPROGRAMAS PARA GENERAR Y PROCESAR LOS APORTES DE ENTRADA AL SEGMENTO

Estos bloques de código y subprogramas se encargan de calcular, para cada intervalo de tiempo, el pulso de volumen a la entrada de cada segmento. Este pulso se puede calcular a partir de la precipitación, de hidrogramas leídos de archivo, de hidrogramas de segmentos afluentes provenientes de cálculos previos del programa. El subprograma que hace este cálculo es la rutina ESCOR.

7.5. BLOQUE Y CÓDIGO QUE REALIZA EL TRÁNSITO DEL PULSO DE VOLUMEN A TRAVÉS DEL SEGMENTO

Los bloques de código y los subprogramas de este grupo son el corazón del programa. Los subprogramas que ejecutan este proceso son: TRANS1, SUMI0, SUMI1, SUMRE y POZO. Estos realizan el tránsito para segmentos de escorrentía, sumideros de escurrimiento, sumidero de ventanas sin depresión, sumidero de ventanas con depresión, sumidero de rejillas y dispositivos que generan alguna especie de pozo de detención, como los sumideros de ventana y de reja en puntos bajos y los pozos de detención con salida por alcantarilla o bombeo.

7.6. DESCRIPCIÓN DE LOS SUBPROGRAMAS MÁS IMPORTANTES

A continuación se hace una descripción de cada uno de los subprogramas más importantes que forman el código. En el Apéndice F se muestra un diagrama de árbol donde aparecen todas las subrutinas y su ubicación jerárquica dentro del programa.

7.6.1. Subrutina PRECI

Esta subrutina genera una curva de precipitación acumulada versus el tiempo a partir del hidrograma horario, tal como se explica en el Capítulo 3.

7.6.2. Subrutina LEPCALLE

Esta rutina es llamada por LESUVBAJ y se encarga de leer las características del sumidero de ventana en puntos bajos. Esta subrutina LEPCALLE genera la curva altura-área del pozo que se forma en la calle a partir de tres opciones de entrada:

- datos de ancho y de pendientes longitudinales y transversales de la vía hasta en cuatro direcciones
- parámetros de una función cúbica que rectifique la curva área-capacidad
- curva altura-capacidad introducida como tabla.

La subrutina LEPCALLE llama a la rutina APYP la cual genera la curva altura-área a partir de los datos del pavimento.

7.6.3. Subrutina GASTOVEN

Esta rutina es llamada por LESUVBAJ. Se encarga de generar la curva de gastos de un sumidero de ventana colocado en puntos bajos. Para ello se suponen tres condiciones de funcionamiento como vertedero, como orificio y como transición entre vertedero y orificio.

7.6.4. Subrutina TRAZADOR

Es llamada por la subrutina principal. Contiene el algoritmo que genera los vectores necesarios para convertir una serie de puntos en tramos de ecuaciones cúbicas. El algoritmo que se utiliza es el de trazador cúbico sujeto. Esta rutina se utiliza para todos los pozos que pueda utilizar el modelo, así como las nuevas curvas de gastos.

7.6.5. Subrutina GASTORE

Similar a GASTOVEN pero para sumideros de reja en puntos bajos.

7.6.6. Subrutina LEEBASE

Es llamada por la rutina principal. Cumple cuatro funciones. La primera es generar la curva altura área de los pozos de detención a partir de tres opciones como son :

- dimensiones de un prisma trapezoidal
- coeficientes de una función cúbica
- tabla de altura área leída desde archivo de entrada.

La segunda función es leer las características hidráulicas de las alcantarillas con la finalidad de calcular posteriormente el gasto con control en la salida .

La tercera función es leer a partir de tres pequeñas bases de datos, los conjuntos de puntos correspondientes a las curvas que describen el flujo a través de alcantarillas cuando hay control en la entrada. Para escoger la curva a leer se debe introducir un nombre que corresponda con la nomenclatura asignada en el Apéndice D para un conjunto de curvas. Estas curvas corresponden a alcantarillas con diferentes secciones y con diversas formas en la entrada. Las bases de datos están almacenadas en archivos secuenciales . Estos archivos tienen extensión .TBF y no deben ser modificados .

La cuarta función de este subprograma es leer la curva de gastos de archivo, pudiendo ser esta continua o formada por tramos rectos. Esta última opción le permite al modelo tener el potencial de simular un pozo con salida por bombeo, vertedero u otro dispositivo cuya curva se pueda generar fuera de esta aplicación.

7.6.7. Subrutina TESCU

Es llamada por la rutina principal. Esta rutina genera la tabla caudal volumen para segmentos de escorrentía. A excepción de la manera en que el modelo calcula el intervalo de tiempo a utilizar en el tránsito posterior, la rutina es similar a la del modelo de drenaje urbano original (Duque et al., 1983).

7.6.8. Subrutina TESCO

Es llamada por la rutina principal. Genera la tabla caudal volumen para segmentos de escurrimiento. Para ello llama a la función caudal. Con respecto al intervalo de tiempo cabe la misma observación que para la rutina TESCU.

7.6.9. Función CAUDAL

Llamada por TESCO, YN, FJQ. Calcula el caudal y el área para los cinco tipos de secciones que maneja modelo como segmentos de escorrentía.

7.6.10. Subrutina CTRENSAL

Es llamada por la rutina principal y a su vez llama a las rutinas APLENA y YN. Genera la curva definitiva de caudal para una alcantarilla con diversas condiciones de entrada y salida. Para ello calcula cada tirante de flujo con la condición del control en la entrada y en la salida tomando como resultado el de menor valor. Como hipótesis fundamental, se supone que la altura en la salida es función solamente del caudal que sale del conducto, lo que posibilita la construcción de una curva de gastos única.

7.6.11. Subrutina APLENA

Es llamada por CTRENSAL. Calcula el área y el radio hidráulico de la sección de la alcantarilla.

7.6.12. Subrutina YN

Es llamada por CTRENSAL para calcular el YN en el canal aguas abajo. Calcula el YN utilizando el algoritmo de Newton Raphson. Para hacerlo utiliza la función caudal ya estudiada y la función FLQ, la cual calcula la derivada de forma numérica de la función caudal.

7.6.13. Subrutina ESCOR

Esta subrutina es llamada por la rutina principal. A su vez esta subrutina llama a las subrutinas EFECT, INTER Y CSEC. En este subprograma se llevan a cabo tres procesos:

- Se calcula el caudal afluente a la entrada de un segmento de escorrentía el cual proviene de otros segmentos similares
- Se calcula el caudal unitario de aporte lateral en aquellos segmentos de escorrentía que tengan vertientes afluentes
- Se calcula el pulso volumétrico de entrada para los segmentos de escurrimiento. Para ello utiliza la subrutina EFECT. La entrada de este proceso es la precipitación efectiva.

7.6.14. Subrutina EFECT

Es llamada por ESCOR . A su vez esta subrutina llama a la función PREACUM . El objetivo de la subrutina ESCOR es calcular la precipitación efectiva a partir de la curva de masa de precipitación total y los datos de infiltración del segmento de escurrimiento.

7.6.15. Subrutina PREACUM

Esta función es llamada por ESCOR y a su vez llama a su similar DBIN. PREACUM obtiene la precipitación acumulada para un tiempo dado a partir de la tabla de precipitación acumulada. La obtención de la precipitación acumulada se hace por medio de interpolación lineal. Para aumentar la eficiencia del proceso se utiliza una búsqueda binaria con la finalidad de ubicar el par de puntos más próximos.

7.6.16. Subrutina INTER

Es llamada por la rutina principal. Su función es interpolar el valor del caudal desde un hidrograma almacenado como una tabla de pares de puntos igualmente espaciados. En este procedimiento se utiliza interpolación lineal.

7.6.17. Subrutina TRANSI

Es llamada por la rutina principal. Es junto con la rutina ESCOR, el corazón del modelo. La idea original de esta subrutina respecto a versiones anteriores del programa no ha cambiado, solo se han hecho pequeñas modificaciones que tienen que ver con los cambios de alguna estructura de datos y refinamiento de los algoritmos de búsqueda.

7.6.18. Subrutina SUMI0

Es llamada por la rutina principal. Calcula el caudal que capta y el caudal que no capta una ventana sin depresión. Para hacer este cálculo se utiliza la metodología descrita en el capítulo VI. Esta rutina llama a la función YN para estimar el tirante en la sección de flujo de la vía.

7.6.19. Subrutina SUMI1

Es llamada por la rutina principal y a su vez llama a las funciones YN, YC, YE y AREA. Esta subrutina calcula el caudal captado por una ventana con depresión utilizando la metodología explicada en el capítulo VI.

7.6.20. Función YC

El llamada por SUMI1 y a su vez llama a la función QTGA3 y F1QTGA3. Esta función calcula el tirante crítico de la sección calle a partir de la ecuación :

$$QTgA^3 = 1 \quad (7.1)$$

Para ello utiliza Newton Raphson. La función QTGA3 calcula el valor numérico del miembro izquierdo de la ecuación (7.1).

La función F1QTGA3 calcula la derivada numérica de la función anterior utilizando dos funciones adicionales : TTY2 y AREA, que establecen el ancho superior de la sección y el área de flujo respectivamente.

7.6.21. Función YE

Es llamada por SUMI1. La función YE calcula el tirante correspondiente a una Energía E dada a partir de la Ecuación :

$$y + \frac{(Q/A)^2}{2g} = E \quad (7.2)$$

o

$$y + \frac{(Q/A)^2}{2g} - E = 0 \quad (7.3)$$

Para ello utiliza el algoritmo de Newton Raphson. La función YE llama a las siguientes funciones : YQAE que calcula el valor numérico de la ecuación (7.3) para cualquier caudal "Q", la función FIYQAE que calcula la derivada numérica de la función YQAE y finalmente la función AREA que calcula el área de la sección de flujo.

7.6.22. Subrutina SUMRE1

La subrutina SUMRE1 calcula el caudal captado por un sumidero de reja colocado en una calle con pendiente longitudinal mayor de cero . Esta subrutina es llamada por la rutina principal y a su vez llama a las funciones YN y YPROM. La función YPROM calcula el tirante medio sobre la reja.

Para el cálculo se utiliza la metodología reseñada en el capítulo VI para este tipo de dispositivos.

7.6.23. Subrutina POZO

Esta subrutina es llamada a nivel de rutina principal. Se utiliza para transitar una onda de caudal por cualquier elemento que contenga un almacenamiento previo, tal como alcantarillas, sumideros de reja y ventana en puntos bajos, pozos de bombeo entradas canal tubería con almacenamiento. El método de tránsito y de resolución numérica se explicó en el capítulo VI. Tanto la curva de gastos de salida como la curva profundidad área son generadas en rutinas previas como lo son CTRENSAL para el caudal y LEPCALLE y LEEBASE para el almacenamiento.

El tránsito se realiza un paso a la vez. Esta rutina llama a las funciones S=NY. Estas rutinas realizan la búsqueda y recuperación de valores de las curvas de gastos y de profundidad área las cuales están almacenadas como un trazador cúbico no sujeto.

7.6.24. Subrutina TRASFHID

La subrutina TRASFHID es llamada por la rutina principal. Es utilizada en casos donde existe la necesidad de usar arreglos enormes para almacenar temporalmente el hidrograma que se está transitando. Este hidrograma enorme se transforma en un hidrograma de 2002 ordenadas por medio de interpolación lineal en la subrutina INTERDOS. No se utilizan algoritmos de búsqueda ya que al ser arreglos igualmente espaciados se puede ubicar fácilmente cualquier elemento.

7.6.25. Subrutina IMPRE

La subrutina IMPRE es llamada por la rutina principal. Es la encargada de imprimir los resultados del segmento a un archivo de texto. Esta rutina y la proxima utilizan variables globales.

7.6.26. Subrutina PLOTEO

Esta subrutina llamada por la rutina principal es la encargada de plotear el hidrograma de salida de cada segmento en el que se haya especificado opción de plotear.

7.7. DESCRIPCIÓN DE LA INTRODUCCIÓN DE DATOS AL PROGRAMA

La introducción de datos al programa se hace mediante un archivo que contendrá todos los datos de entrada. Dicho archivo será en formato ASCII, el estándar para representar información alfanumérica. Esto quiere decir que para generar el archivo de datos se puede utilizar cualquier editor ASCII o de texto sin formato.

En el Apéndice G se presenta una tabla que describe los datos de entrada del programa. En dicha tabla se señala el nombre de la variable a introducir, su ubicación relativa en el archivo y el tipo o formato del dato a entrar. La tabla se organiza de tal forma que el orden de presentación de las variables es guiado por la clase a la que pertenece dicha variable, y por la lógica de las opciones de cálculo escogidas.

CAPITULO 8

EJEMPLOS DE APLICACIÓN DEL MODELO DE DRENAJE URBANO

En este capítulo se desarrollarán ejemplos que permitirán observar la versatilidad del modelo desarrollado. Los ejemplos se clasificarán en dos grupos: el primero de estos grupos serán los ejemplos de drenaje en cuencas rurales. Estos ejemplos tienen como finalidad el comparar el funcionamiento y los resultados obtenidos con este modelo y el modelo de Duque citado en capítulos anteriores. El siguiente grupo de ejemplos es el que tiene que ver con drenaje urbano propiamente dicho. El objetivo de estos ejemplos es el de comparar el funcionamiento hidráulico del modelo con respecto al cálculo manual que se hace tradicionalmente. Por lo tanto, el aspecto hidrológico sólo se utilizó para que reprodujera condiciones similares a las que se estaban usando en los cálculos manuales.

8.1. EJEMPLOS DE DRENAJE EN CUENCAS RURALES

El objetivo de este grupo de ejemplos es el mostrar la versatilidad del modelo y su exactitud al compararlo con el modelo de drenaje de Duque et al. (1983), el cual ha sido utilizado en diversos estudios de drenaje realizados en el país. Aunque en los aspectos hidrológicos e hidráulicos estos modelos son iguales, en la implementación difieren ligeramente, ya sea por utilizar técnicas numéricas diferentes o una estructuración del código distinta. Por lo tanto es importante verificar que en su ejecución estos modelos arrojen resultados similares.

8.1.1. Cuenca del Río Limón

Duque (sin fecha) realizó un estudio hidrológico del evento extraordinario de escorrentía del 6 de septiembre de 1989, ocurrido en la cuenca del Río Limón, ubicada en el estado Aragua. Esta cuenca tiene alrededor de 6000 ha. de área, un cauce principal de 9,94 kilómetros, el cual remonta un desnivel de 1145 metros. Las pendientes en las laderas van desde 63 % hasta 26 %. Las pendientes en los cauces varían desde un 46 % en las cabeceras hasta un 2,5 % en las cercanías de Maracay. La zona es en extremo boscosa por lo que se espera un alto coeficiente de rugosidad en las vertientes. El evento de precipitación registrado para la estación Rancho Grande fue de 183 mm. y el mismo evento para la cuenca promedio fue de 171,8 mm. Este evento tendría un período de retorno esperado de más de 400 años tomando como base la serie de registros ocurridos antes del mismo. Al incluir este registro, el período de retorno se reduce a 150 años. La simulación siguiente muestra el caudal líquido esperado sin contar con la cantidad de sólidos que aumentan el tirante y el efecto dañino de la corriente, así como tampoco el efecto producido por el represamiento y la posterior liberación de masas de agua, como se especula ocurrió en la referida fecha. En el Apéndice H se incluye la información básica para este caso. En la Figura 8.1. se muestra la conceptualización de la cuenca .

El resultado de la simulación de todos los segmentos de escorrentía se muestra resumido en la Tabla 8.1. En esta tabla también se muestra la diferencia porcentuales y absolutas entre las salidas de los dos modelos.

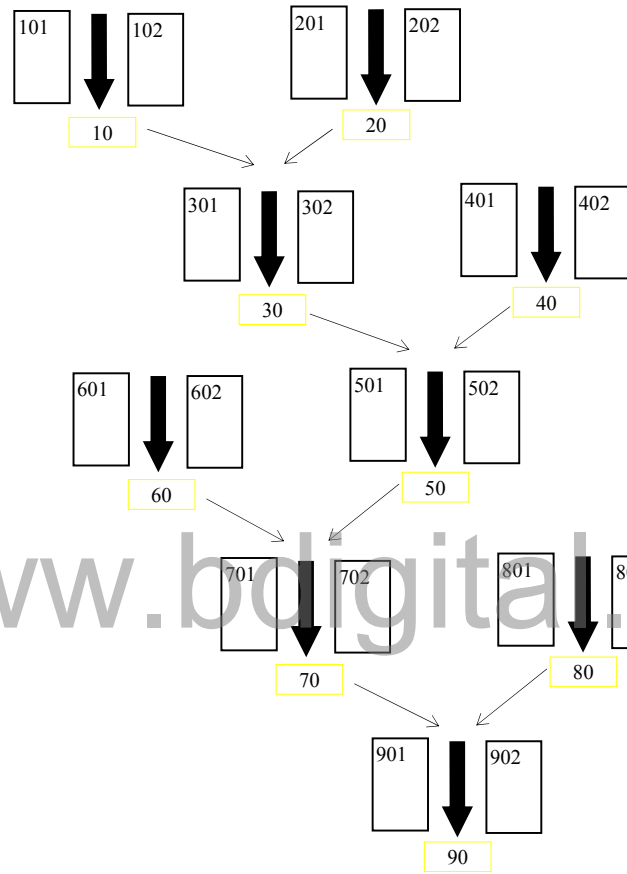


Figura 8.1. Conceptualización de La cuenca del río Limón

Tabla 8.1. Cuadro comparativo de las salidas de los modelos de drenaje urbano para la cuenca del río Limón (a. Modelo Duque et al., 1983; b. Modelo Desarrollado, 2004)

ISEG	TPICO (min)	DIFER	QPICO (m ³ /s)	DIFER	ESCOR (10 ⁶ m ³)	DIFER
10a	307.55	0.021%	46.01	0.090%	0.43	0.080%
10b	307.49		45.97		0.43	
20a	302.31	0.043%	31.48	0.546%	0.27	0.391%
20b	302.44		31.31		0.26	
30a	306.98	0.088%	94.35	0.310%	0.88	0.242%
30b	307.25		94.06		0.87	
40a	301.27	0.047%	11.82	0.189%	0.10	0.221%
40b	301.41		11.80		0.10	
50a	307.14	0.035%	106.20	0.307%	0.98	0.219%
50b	307.25		105.88		0.97	
60a	307.55	0.304%	37.89	0.470%	0.32	0.281%
60b	308.49		37.72		0.32	
70a	307.50	0.081%	146.21	0.354%	131.82	0.235%
70b	307.75		145.69		131.51	
80a	304.12	0.145%	48.46	0.542%	0.41	0.286%
80b	304.56		48.20		0.41	
90a	320.27	0.036%	232.08	1.005%	2.19	0.935%
90b	320.39		229.74		2.17	

En la Figura 8.2 se muestran los hidrogramas a la salida del segmento 90 para cada una de las salidas de los modelos. Se denota toda salida del modelo de drenaje de Duque con la letra A y toda salida del modelo de drenaje urbano desarrollado en este trabajo con la letra B. Los valores representados en las tablas y los gráficos están en las unidades fundamentales del sistema métrico decimal a excepción del tiempo al pico y la escorrentía que se representan en minutos y en millones de metros cúbicos. En el Anexo I se muestran los archivos de entrada y de salida de este ejemplo.

8.1.2. Cuenca del río Albarregas

El río Albarregas, por ser un drenaje natural de la meseta de Mérida y atravesar longitudinalmente el área metropolitana de la ciudad, ha sido estudiado hidrológica e hidráulicamente para determinar su posible mancha de inundación con los fines de ubicar un colector marginal y un sistema de transporte masivo.

En el año 1973 el ministerio de obras públicas elabora un estudio hidrológico del río Albarregas con el fin de diseñar el puente de acceso a la Urbanización "Los Curos", para ello se utilizó el modelo HSP de la compañía Hidrocomp precursor del modelo HSPF de la EPA.

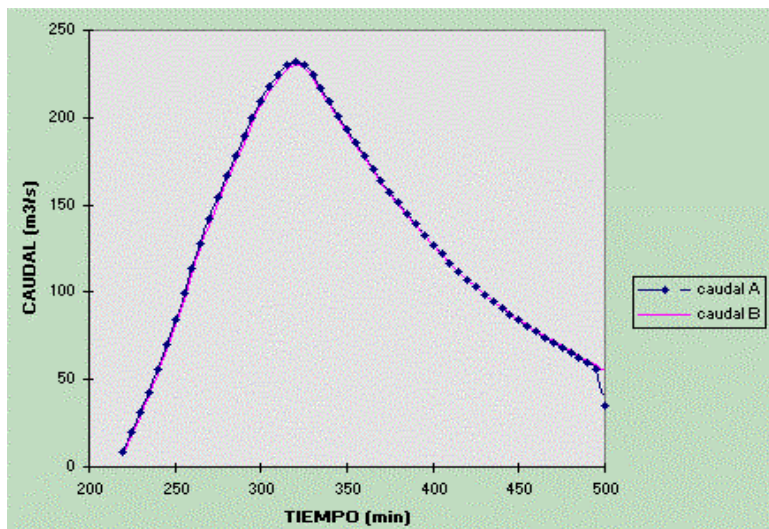


Figura 8.2 Hidrogramas a la salida del segmento 90 de la cuenca del río Limón para cada uno de los modelos de drenaje.

En 1978, el Instituto Nacional de Obras Sanitarias por intermedio de la empresa MILPA, C.A. realiza un estudio sobre el saneamiento del río Albarregas con la finalidad de construir un colector marginal que recolectase las descargas de aguas servidas que actualmente se descargan en dicho río. Este estudio tiene un componente hidrológico-hidráulico que consiste en el estudio de la mancha de inundación para diferentes períodos de retorno.

En 1982 INPARQUES realizó un estudio hidrológico del río Albarregas utilizando un modelo lluvia escurrentía especialmente desarrollado para este caso. La zona de estudio fue la franja que posiblemente ocupará el sistema de transporte masivo a lo largo del río Albarregas.

En el año 1996 la Oficina Metropolitana de Transporte, OFIMETRO, realiza un estudio para determinar la magnitud de los daños que causaría los caudales extremos en las instalaciones del futuro sistema de transporte masivo de la ciudad de Mérida.

En 1998 la empresa Hidroandes C. A. por intermedio de TAHAL, realiza un estudio hidrológico e hidráulico del río Albarregas con la finalidad de estimar la mancha de inundación, a nivel de prefactibilidad, para el río Albarregas que pudiera ser causada por crecidas de 10, 20, 25, 50 y años de período de retorno en el tramo situado entre el Puente cercano a la Estación de Bomberos de Mérida y el puente de la Avenida Andrés Bello.

De este último estudio se tomó la información para este estudio de caso. La cuenca del río Albarregas hasta el sitio de interés es de 117 Km². La longitud del cauce es de 19,8 Km

En la Figura 8.3 se muestran los hidrogramas de salida del segmento 250 para cada uno de los modelos. El resultado de la simulación de los últimos segmentos de escurrentía y unión se muestra resumido en la Tabla 8.2. En esta tabla también se muestra la diferencia porcentuales y absolutas entre las salidas de los dos modelos. Igual que el estudio de caso del río Limón se denotó toda salida del modelo de drenaje de Duque con la letra A y toda salida del modelo de drenaje urbano desarrollado en este trabajo con la letra B. Se utilizó el mismo sistema de unidades. En el Anexo I se muestran los archivos de entrada y de salida de este ejemplo.

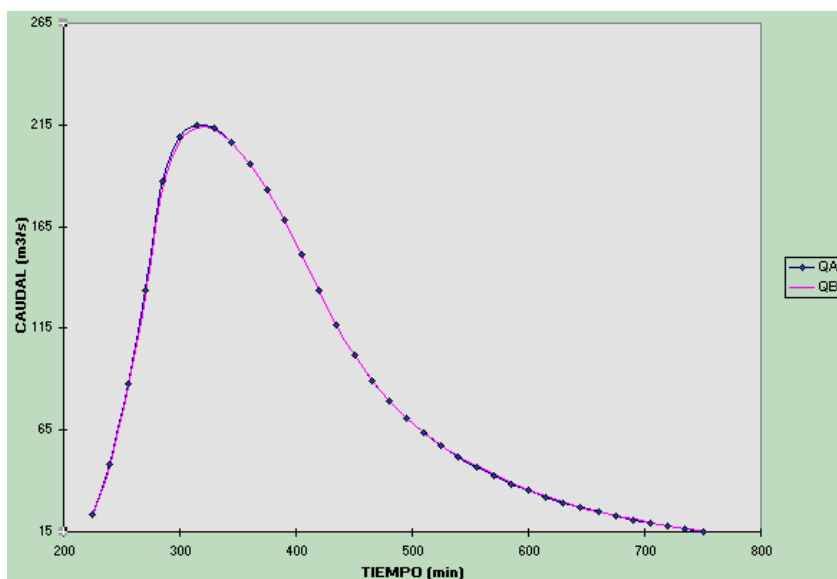


Figura 8.3 Hidrogramas a la salida del segmento 90 de la cuenca del río Albarregas para cada uno de los modelos de drenaje.

Tabla 8.2. Cuadro comparativo de las salidas de los modelos de drenaje urbano para la cuenca del río Albarregas (a. Modelo Duque et al., 1983; b. Modelo Desarrollado, 2004)

ISEG	TPICO (min)	DIFER	QPICO (m ³ /s)	DIFER	ESCOR (10 ⁶ m ³ /s)	DIFER
190a	362.95	0.07%	3.679	3.11%	0.060	0.99%
190b	363.20		3.565		0.059	
200a	259.66	0.44%	20.252	1.55%	0.240	0.31%
200b	260.80		19.938		0.239	
205a	313.83	0.31%	193.223	0.50%	2.655	0.22%
205b	314.80		192.262		2.649	
210a	318.17	0.32%	198.685	0.51%	2.724	0.21%
210b	319.20		197.675		2.718	
220a	243.52	0.03%	5.144	0.03%	0.041	0.00%
220b	243.60		5.146		0.041	
225a	316.92	0.47%	201.710	0.52%	2.765	0.22%
225b	318.40		200.667		2.759	
230a	320.08	0.47%	204.888	0.52%	2.794	0.18%
230b	321.60		203.814		2.789	
240a	300.90	0.03%	10.490	0.00%	0.109	0.01%
240b	300.80		10.490		0.109	
245a	317.28	0.48%	214.492	0.55%	2.903	0.18%
245b	318.80		213.321		2.897	
250a	319.28	0.60%	215.114	0.55%	2.903	0.18%
250b	321.20		213.936		2.898	

En el Anexo I se muestran los archivos de entrada y de salida para este ejemplo. También aparecen en dicho Anexo el resto de Tabla 8.2, el histograma de precipitación y la conceptualización de la cuenca

8.2. EJEMPLOS DE DRENAJE EN CUENCAS URBANAS

El objetivo de este grupo de ejemplos es el mostrar la eficacia del modelo para simular el drenaje de una cuenca urbana, la cual adicionalmente a las características de una cuenca rural tiene ciertos elementos particulares como lo son : flujo en calles, sumideros de ventana en pendiente, sumidero de reja en pendiente, sumidero de reja y ventana en puntos bajos, alcantarillas y pozos de detención.

Los ejemplos presentados son parte del sistema de drenaje urbano de sector norte del conjunto residencial Chama-Mérida. A estos ejemplos se le hicieron modificaciones como la variación en la disposición de dispositivos de recolección, cambios en la geometría transversal del pavimento y cambios en la magnitud de las áreas de las hoyas. Todo esto para lograr condiciones análogas a las situaciones típicas en las que se usa el cálculo manual. Esto permite validar el modelo frente al cálculo tradicional.

El conjunto residencial Chama-Mérida es un complejo habitacional en construcción, adyacente la población de Las González. La carretera Mérida - El Vigía divide al conjunto en dos sectores a saber : el sector norte de 33,98 hectáreas y el sector sur con 15,43 hectáreas. En las Figuras 8.4 y 8.5 se muestran los planos de conjunto de la urbanización.

Según los criterios de diseño presentados en las memorias descriptivas del proyecto de urbanismo (B-14 Consultores, 1998), el área donde se ubicará la urbanización se caracteriza por un clima árido seco. Las pendientes varían desde un 4 % en el sector sur hasta un 30 % en el sector norte. El tiempo de concentración estimado utilizando la fórmula de Kirpich fue de 12 minutos, pero al ser este tiempo inferior al mínimo de 15 minutos que considera la norma según Gaceta Oficial No. 4.103, se estableció este tiempo en el valor tope normativo. La precipitación de diseño se calculó tomando como base la estación San Juan de Lagunillas (3170). El período de retorno utilizado para el cálculo de la precipitación fue de 20 años, resultando seleccionada una precipitación de 70 mm/hr. En la Figura 8.6 se muestra la curva intensidad-duración-frecuencia para el tiempo de concentración seleccionado.

Para el cálculo de la escorrentía utilizando métodos tradicionales se utilizará la fórmula racional, con un coeficiente de escorrentía ponderado de 0,70 para superficie con cobertura mixta y un coeficiente de 0,95 para superficies pavimentadas. Al sustituir los parámetros de la fórmula racional por sus valores conocidos resulta :

$$Q = 0,013622 \times A \text{ para superficie mixta}$$

$$Q = 0,018487 \times A \text{ para superficie pavimentada}$$

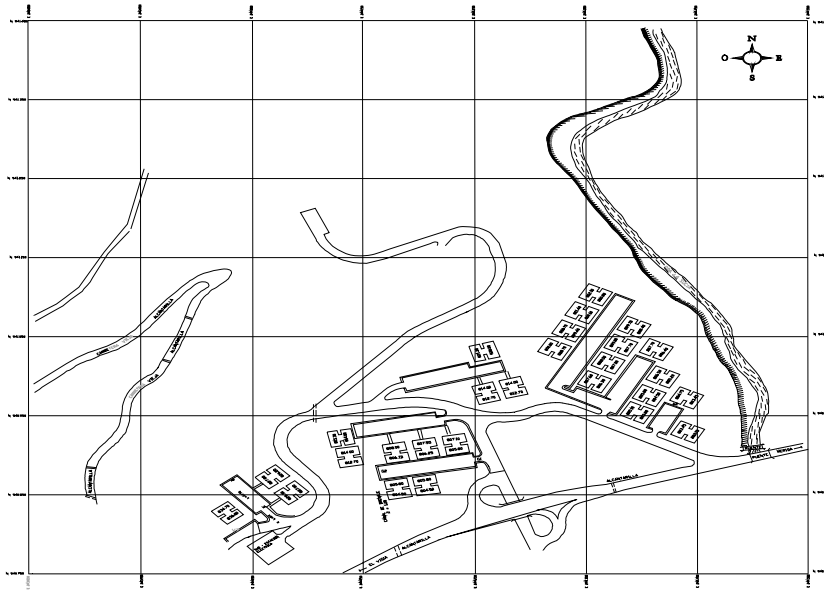


Figura 8.4 Plano de la sección norte de la urbanización Chama - Mérida
Fuente : B-14 Consultores

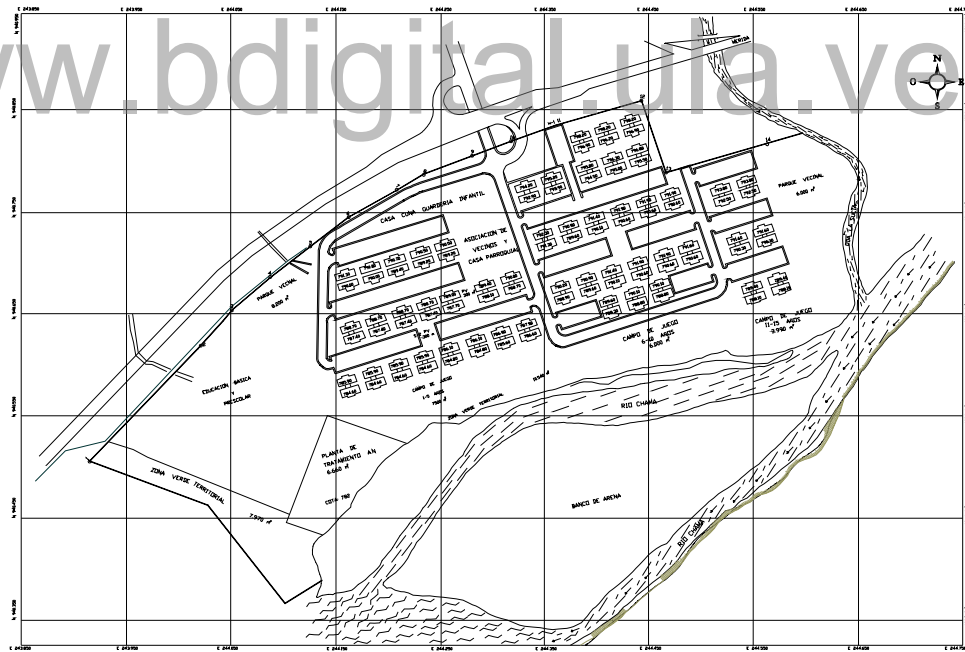


Figura 8.5 Plano de la sección sur de la urbanización Chama - Mérida
Fuente : B-14 Consultores

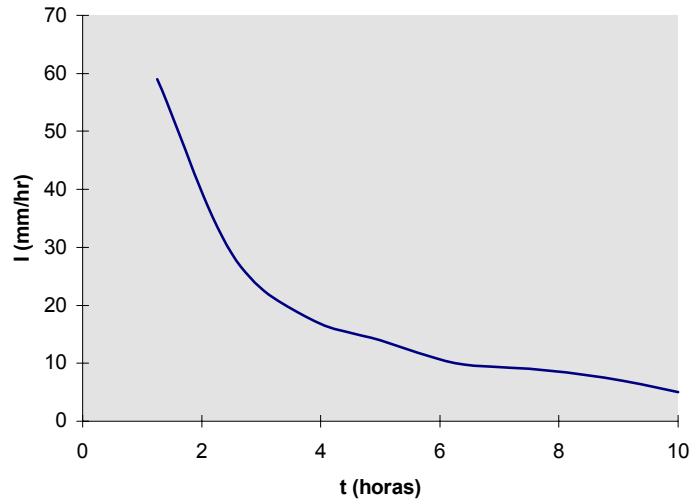


Figura 8.6. Curva intensidad duración frecuencia.

Fuente : B-14 Consultores

donde :

A es el área en m^2
Q es el caudal en lps

www.bdigital.ula.ve

Para el cálculo hidráulico del flujo en calles, se asumió flujo uniforme. La sección típica de la calle con sus coordenadas relativas se muestra en el Anexo I. También en dicho Anexo está ubicado un cálculo típico. Para el cálculo de las estructuras especiales se utilizaron las ecuaciones y las gráficas que aparecen en la literatura.

A continuación se muestran los ejemplos de aplicación parcial del modelo, en las partes del sistema descrito anteriormente.

8.2.1. Sumidero de ventana sin depresión funcionando en calles con pendiente

En este ejemplo se calculará un sumidero de ventana sin depresión funcionando en calles con pendiente. El sistema que contiene dicho dispositivo es mostrado en la Figura 8.7.

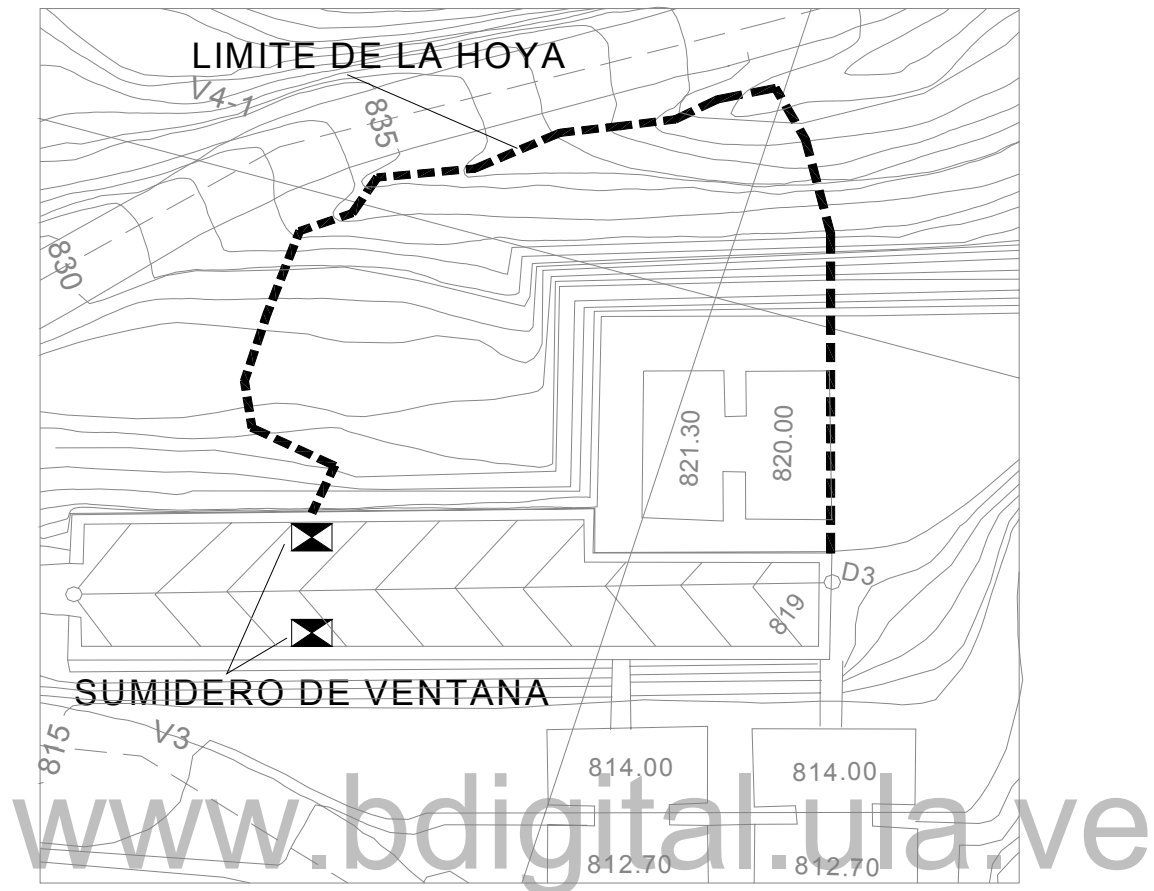


Figura 8.7. Sistema con sumidero en calle con pendiente
Fuente : B-14 Consultores

Los datos de este ejemplo son :

Coeficiente C :	0,95
Pendiente de las vertientes :	0,75 m/m
Pendiente longitudinal de las calles :	0,01 m/m
Longitud de las vertientes :	25 m
Longitud de las calles :	475 m
Area de cada vertiente :	11875 m ²
Curva número :	94,30
Longitud de la ventana :	3,00 m
Apertura de la ventana :	0,15 m

Según los datos anteriores, el caudal es de 0,162 m³/s. Sustituyendo este valor en la hoja de cálculo, resulta un tirante de aproximación $y_A = 0,1013$ m, y un ancho de inundación $T = 4,465$ m.

Utilizando un factor $k = 0,23$ y sustituyendo todos los valores en la ecuación para calcular al caudal interceptado por la ventana, resulta :

$$Q_I = k \cdot L \cdot y_A \cdot \sqrt{g \cdot y_A}$$

$$Q_I = 0,070 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_S = 0,092 \text{ m}^3/\text{s}$$

donde :

Q_I es el caudal interceptado por la ventana

Q_S es el caudal no interceptado por la ventana

A continuación se utiliza el modelo para simular el sistema de drenaje presentado en el ejemplo anterior. Dicho sistema es conceptualizado según se muestra en la Figura 8.8. El resultado de la simulación es el siguiente :

$$Q_{\text{PICO}} = 0,1606 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$y_{\text{MAX}} = 0,098 \text{ m}$$

$$T_{\text{MAX}} = 4,308 \text{ m}$$

$$Q_{\text{IPICO}} = 0,0578 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{SPICO}} = 0,1028 \text{ m}^3/\text{s}$$

En el Anexo I se muestran los archivos de entrada y de salida para esta simulación.

En la Figura 8.9 se muestra el hidrograma del caudal captado y el no captado por el sumidero de ventana

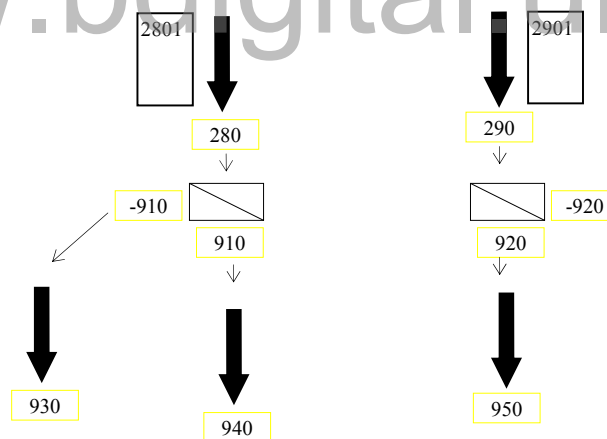
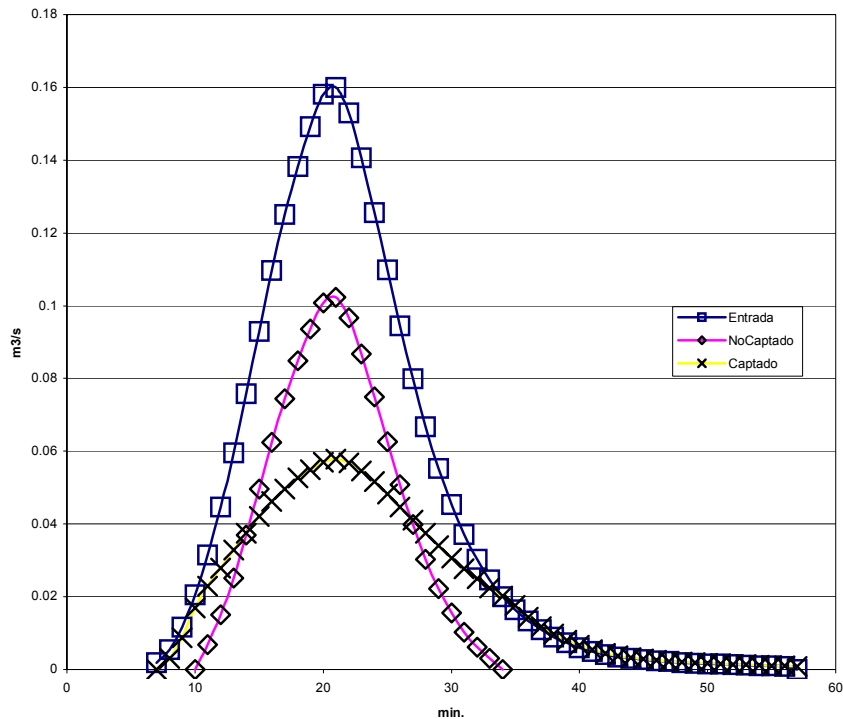


Figura 8.8. Conceptualización del sistema que contiene sumidero de ventana sin depresión funcionando en calles con pendiente.



www.bdigital.ula.ve

Figura 8.9. Hidrograma del caudal captado y no captado por el sumidero de ventana sin depresión funcionando en calle con pendiente

8.2.2. Sumidero de ventana con depresión funcionando en pendiente

En este ejemplo se calculará un sumidero de ventana en pendiente. Los datos de este ejemplo son :

Coefficiente C :	0,95
Pendiente de las vertientes :	0,60 m/m
Pendiente longitudinal de las calles :	0,034 m/m
Longitud de las vertientes :	35 m
Longitud de las calles :	85 m
Area de cada vertiente :	2975 m ²
Curva número :	94,30
Longitud de la ventana :	3,00 m
Apertura de la ventana :	0,15 m
Ancho de la depresión :	0,30 m
profundidad de la depresión :	0,025 m

El caudal pico utilizando la fórmula racional es $0,055 \text{ m}^3/\text{s}$. Sustituyendo este valor en la hoja de cálculo, resulta un tirante de aproximación $y_A = 0,057 \text{ m}$, y un ancho de inundación $T = 2,30 \text{ m}$.

Calculando el caudal interceptado por medio de la metodología de la universidad Jonhs Hopkins, la cual es reseñada en el Capítulo 6, resultan los siguientes valores :

$$Q_I = 0,037 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_S = 0,018 \text{ m}^3/\text{s}$$

Utilizando el modelo con el ejemplo anterior, el cual es conceptualizado según la Figura 8.10, resulta:

$$Q_{\text{pico}} = 0,0523 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$y_{\text{MAX}} = 0,057 \text{ m}$$

$$T_{\text{MAX}} = 2,076 \text{ m}$$

$$Q_I = 0,0334 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_S = 0,0189 \text{ m}^3/\text{s}$$

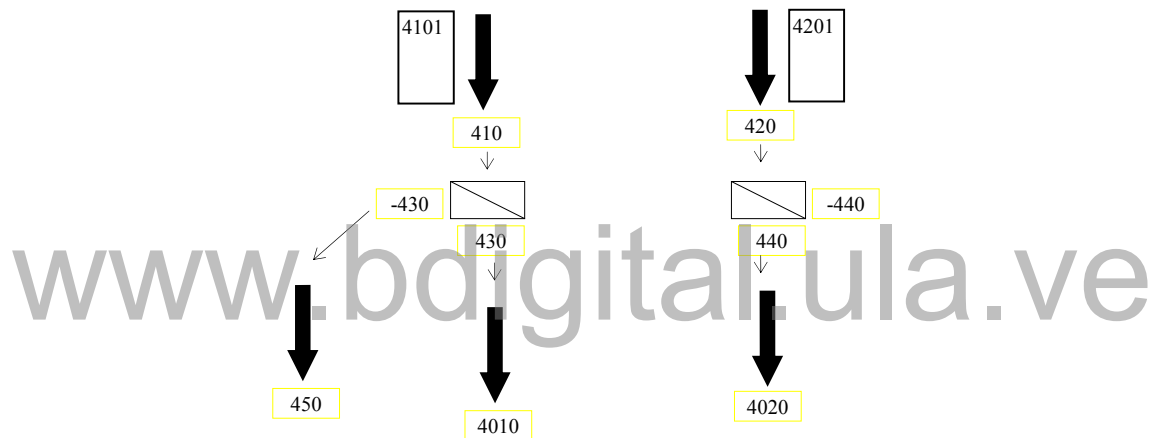


Figura 8.10. Conceptualización del sistema que contiene sumideros de ventana con depresión funcionando en calles con pendiente.

En el Anexo I se muestra el archivo de entrada y de salida de esta simulación. En Figura 8.11 se muestra el hidrograma del caudal captado y el no captado por la ventana.

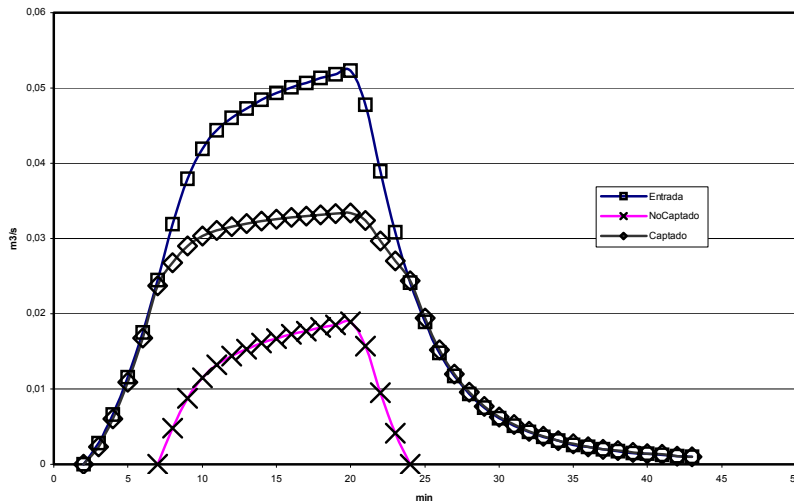


Figura 8.11. Hidrogramas del caudal captado y no captado por el sumidero de ventana con depresión funcionando en calles con pendiente.

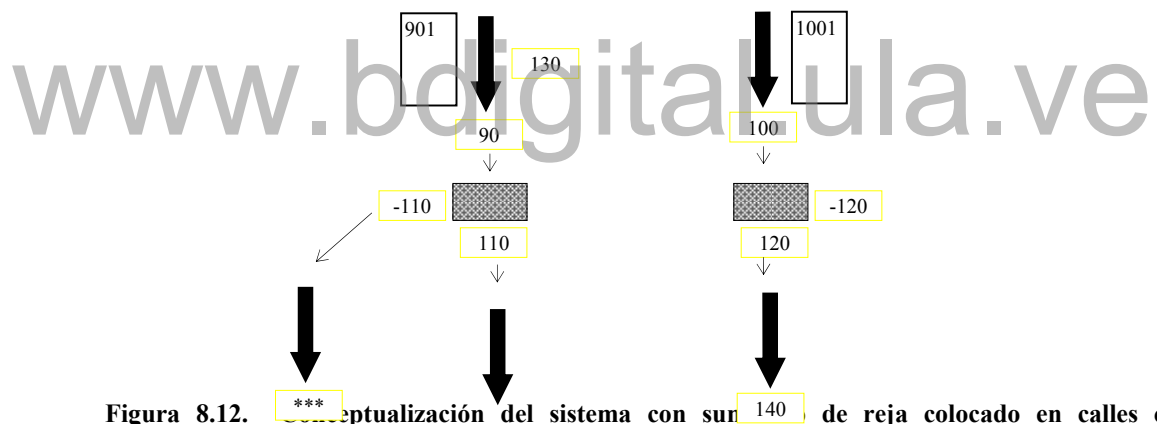


Figura 8.12. Actualización del sistema con surtidor de rejilla colocado en calles con pendiente.

8.2.3. Sumidero reja funcionando en pendiente

En este ejemplo se calculará un subsistema con un sumidero de reja en pendiente el cual es conceptualizado en la Figura 8.12.

Los datos de este ejemplo son:

- Coefficiente C: 0,95
- Pendiente de las vertientes: 0,02 m/m
- Pendiente longitudinal de las calles: 0,12 m/m

Longitud de las vertientes:	5,0 m
Longitud de las calles:	70 m
Area de cada vertiente:	350 m ²
Curva número:	94,30
Número de sumideros:	1
Longitud del sumidero:	1,50 m

El caudal pico utilizando la fórmula racional es 0,0065 m³/s. Sustituyendo este valor en la hoja de cálculo, resulta un tirante de aproximación $y_A = 0,0212$ m, y un ancho de inundación $T = 0,529$ m.

Como el ancho es menor que el ancho de la reja, se asume que el caudal captado es el 100 % del caudal afluente el cual es 0,0065 m³/s.

Utilizando el modelo para el caso anterior resulta un caudal pico de 0,0064 m³/s, un ancho de inundación de 0,528 m, un tirante de aproximación de 0,021 m, un caudal captado de 0,0064 m³/s y un caudal no interceptado de 0,00 m³/s.

Si para el mismo caso anterior se modifica los datos con la idea de aumentar el caudal se tiene:

Coefficiente C:	0,70
Pendiente de las vertientes:	0,02 m/m
Pendiente longitudinal de las calles:	0,12 m/m
Longitud de las vertientes:	124,0 m
Longitud de las calles:	100 m
Area de cada vertiente:	12.400 m ²
Curva número:	94,30
Número de sumideros:	1
Longitud del sumidero:	1,50 m

El caudal pico calculado utilizando la fórmula racional es 0,1689 m³/s. Sustituyendo este valor en la hoja de cálculo, resulta un tirante de aproximación $y_A = 0,0579$ m, y un ancho de inundación $T = 2,6541$ m. En este caso el ancho resulta mayor que el ancho de la reja. El caudal captado es 0,118 m³/s y el caudal no captado es 0,05091 m³/s.

Utilizando el modelo para el caso anterior resulta un caudal pico de 0,1688 m³/s, un ancho de inundación de 2,631 m, un tirante de aproximación de 0,065 m, un caudal captado de 0,1179 m³/s y un caudal no interceptado de 0,0509 m³/s. En la Figura 8.13 se muestra los hidrogramas del gasto captado y no captado correspondientes a estos datos.

8.2.4. Sumidero de ventana funcionando en puntos bajos

En este ejemplo se simulará el sistema cuya conceptualización se muestra en la Figura 8.14. Los datos de la hoyo y del sumidero de ventana son:

Pendiente de las vertientes:	0,02 m/m
Longitud de las calles:	125 m
Pendiente longitudinal de las calles:	0,034 m/m
Ancho de la calle:	10 m
Pendiente transversal de la calle:	0,02 m/m
Longitud de las vertientes:	30 m
Area de cada vertiente:	3750 m ²

Curva número:	70
Longitud de la ventana:	1,50 m
Apertura de la ventana:	0,10 m
Ancho de la depresión:	0,30 m
Profundidad de la depresión:	0,025

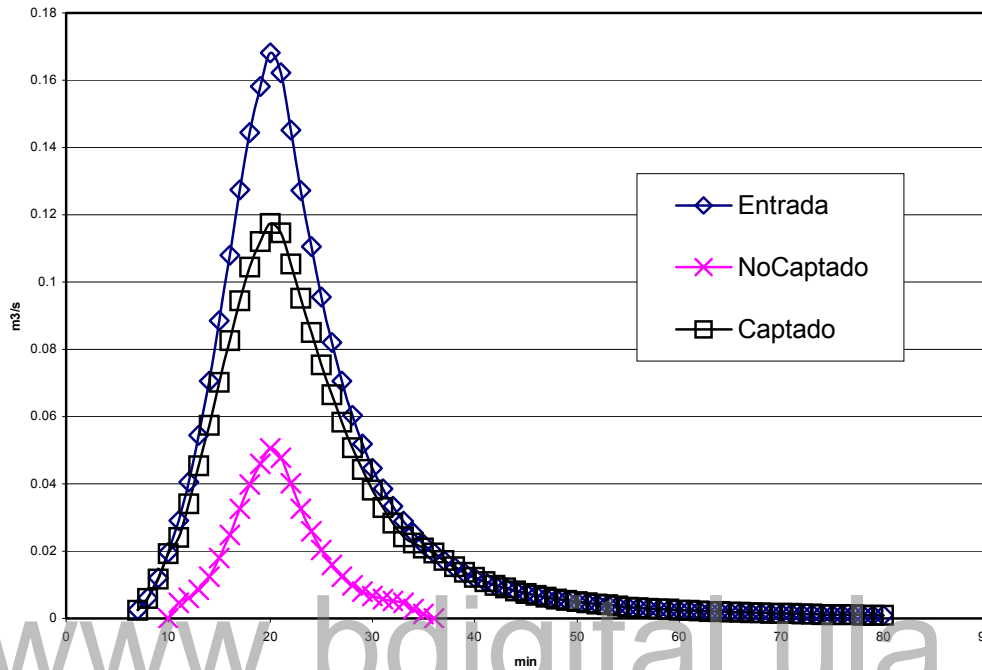


Figura 8.13. Hidrogramas de caudal captado y no captado por el sumidero de reja que funciona en calles con pendiente para gastos altos.

En los ejemplos de sumideros en puntos bajos, así como pozos de disipación, no se utilizará la fórmula racional, ya que interesa no sólo el caudal pico, sino también la altura de agua que se alcanza en los reservorios aguas arriba de los dispositivos. El valor del caudal pico, así como la altura del reservorio se tomará directamente del modelo.

El caudal pico y la altura máxima del pozo en la calle, calculados por el modelo, fueron: $0,051 \text{ m}^3/\text{s}$ y $0,0732\text{m}$ respectivamente. Apoyándose en este último valor, se calculó de forma manual el caudal captado resultando un valor de $0,051 \text{ m}^3/\text{s}$. El modelo arrojó un valor similar a este. El caudal no captado fue nulo. El hidrograma para este caso se muestra en la Figura 8.15.

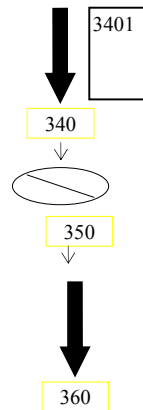


Figura 8.14. Conceptualización del sistema con sumidero de ventana colocado en puntos bajos

Si se aumenta el área de la vertiente de tal forma que aumente el caudal drenado hacia el pozo de la calle se tiene que para los siguientes datos

Pendiente de las vertientes:	0,02 m/m
Longitud de las calles:	500 m
Pendiente longitudinal de las calles:	0,034 m/m
Ancho de la calle:	10 m
Pendiente transversal de la calle:	0,02 m/m
Longitud de las vertientes:	100 m
Área de cada vertiente:	50000 m ²
Curva número:	70,0
Longitud de la ventana:	1,50 m
Apertura de la ventana:	0,10 m
Ancho de la depresión:	0,30 m
Profundidad de la depresión:	0,025 m

El cálculo manual del máximo caudal interceptado por la ventana resulta:

$$Q_1 = 0,353 \text{ m}^3/\text{s}$$

El valor arrojado por el modelo es de 0,3506 m³/s.

El hidrograma de entrada y de salida a este dispositivo se muestra en la Figura 8.16

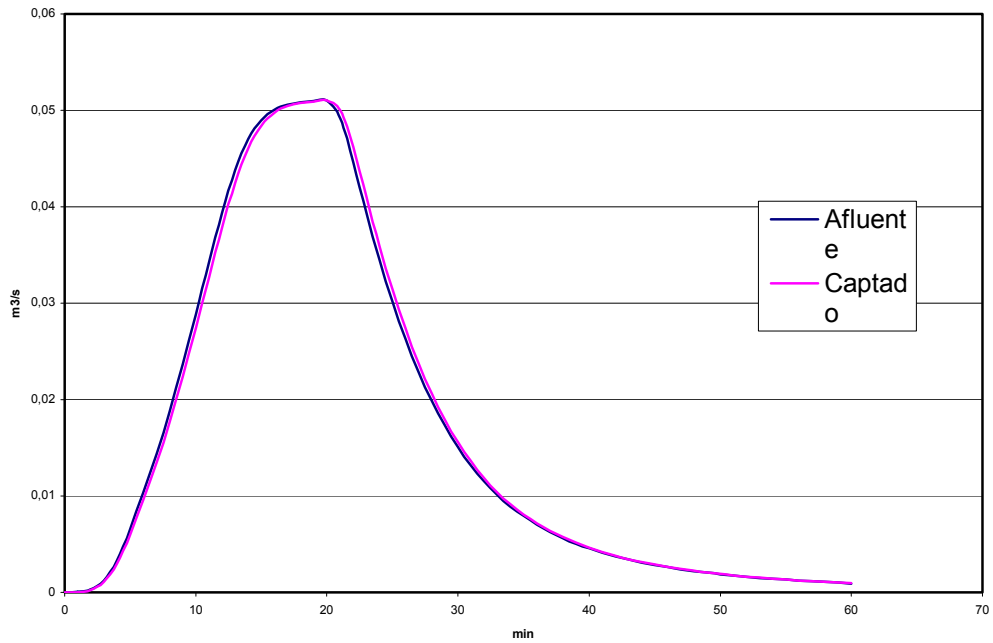


Figura 8.15. Hidrogramas del caudal afluente y captado por ventana colocada en punto bajo y funcionando para gastos bajos.

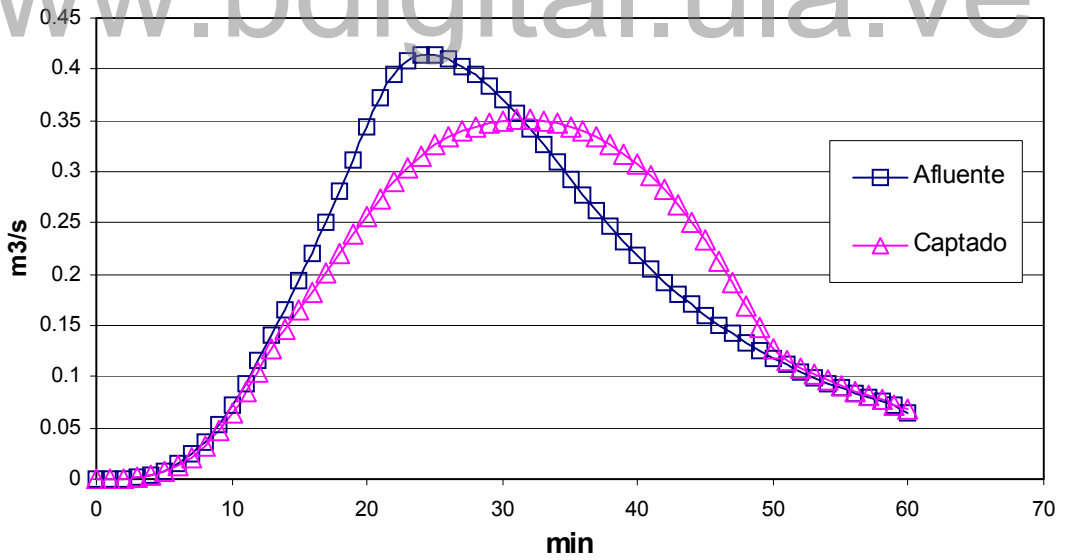


Figura 8.16. Hidrogramas de caudales afluente y captado por ventana colocada en punto bajo y funcionando para gastos altos.

8.2.5. Sumidero de reja funcionando en puntos bajos

En este ejemplo se simulará el sistema de sumidero de reja en punto bajo cuya conceptualización se muestra en la Figura 8.17.

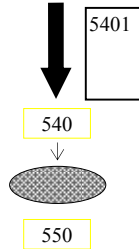


Figura 8.17. Conceptualización de sistema con sumidero de reja colocado en punto bajo.

Los datos de la hoya y del sumidero de reja son:

Pendiente de las vertientes:	0,02 m/m
Longitud de las calles:	120 m
Pendiente longitudinal de las calles:	0,02 m/m
Ancho de la calle:	10 m
Pendiente transversal de la calle:	0,02 m/m
Longitud de las vertientes:	25 m
Area de cada vertiente:	3000 m ²
Curva número:	70
Longitud de la reja:	1,50 m
Ancho de la reja:	0,90 m

Igual que en los casos anteriores, el caudal de aproximación y la profundidad máxima del pozo en la calle deben extraerse del modelo. Los valores son: 0,04833 m³/s y 0,0472 m respectivamente. Con este último valor se confirma el funcionamiento de la reja como vertedero.

El caudal captado, calculado de forma manual, resultó: $Q = 0.0409 \text{ m}^3/\text{s}$. El caudal captado, extraído del modelo, resultó: $Q = 0,04833 \text{ m}^3/\text{s}$. Nuevamente el hidrograma de entrada se transita idéntica e instantáneamente hacia la salida. Los hidrogramas de entrada y de salida para este dispositivo son mostrados en la Figura 8.18.

En el Anexo I se muestran los archivos de entrada y de salida para este ejemplo.

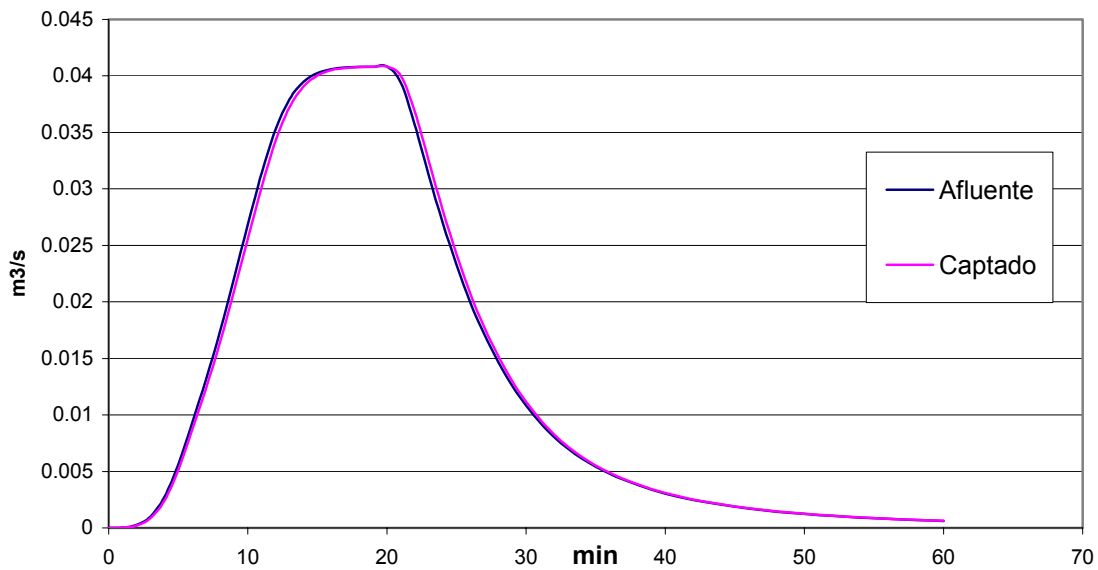


Figura 8.18. Hidrogramas de caudal afluente y captado por un sumidero de reja colocado en puntos bajos, caudales bajos.

A continuación se aumenta el área de la vertiente de tal forma que aumente el caudal drenado hacia el pozo de la calle.

Pendiente de las vertientes:	0,02 m/m
Longitud de las calles:	500 m
Pendiente longitudinal de las calles:	0,02 m/m
Ancho de la calle:	10 m
Pendiente transversal de la calle:	0,02 m/m
Longitud de las vertientes:	100 m
Area de cada vertiente:	50000 m ²
Curva número:	70
Longitud de la reja:	1,50 m
Ancho de la reja:	0,90 m

Igual que en el caso anterior, la profundidad máxima del pozo en la calle se debe extraer del modelo. Esta profundidad es de 0,2051 m, verificando para ésta un funcionamiento de la reja entre vertedero y orificio.

El caudal máximo de aproximación fue: $Q = 0,4126 \text{ m}^3/\text{s}$. El caudal captado calculado manualmente resultado: $Q_I = 0,394 \text{ m}^3/\text{s}$. El correspondiente valor proveniente del modelo fue: $Q = 0,4119 \text{ m}^3/\text{s}$. Los hidrogramas de entrada y de salida a este dispositivo se muestran en la Figura 8.19.

En el Anexo I se muestran los archivos de entrada y de salida para este ejemplo.

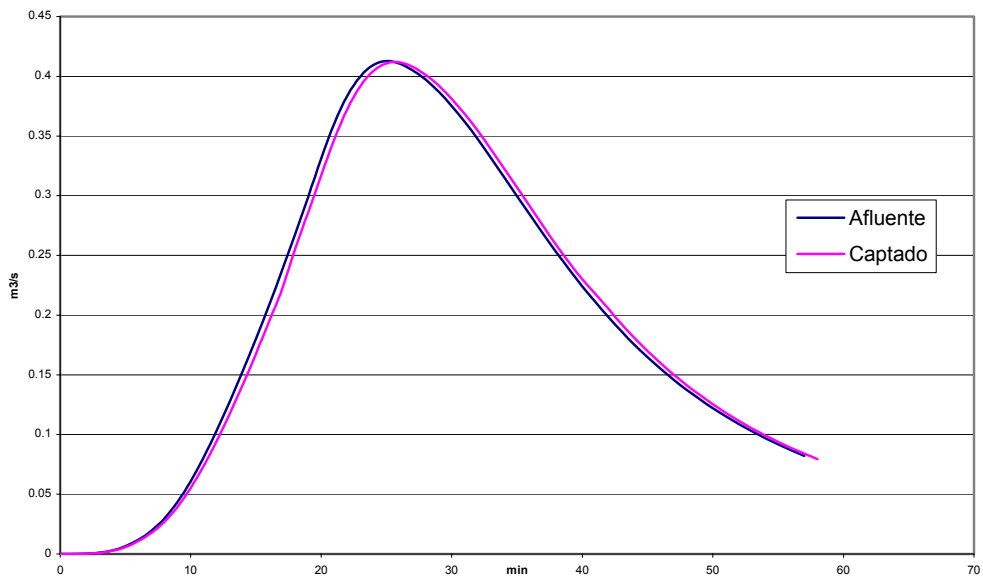


Figura 8.19. Hidrogramas de caudal afluente y captado para un sumidero de reja colocado en punto bajo para caudales altos

8.2.6. Pozo de detención con salida por alcantarilla

En este ejemplo se calculará el flujo a través de una alcantarilla con un remanso aguas arriba el cual se simula como un estanque con una salida, la cual es función de la altura del pozo. El plano del sistema se muestra en la Figura 8.20 y la conceptualización del mismo aparece en la Figura 8.21

Los datos de la hoya y de la alcantarilla son:

Pendiente de las vertientes:	0,089 m/m
Longitud del cauce:	140 m
Pendiente longitudinal del cauce:	0,03 m/m
Longitud de las vertientes:	85 m
Area de la vertiente:	11900 m ²
Curva número:	70
Tipo de sección del cauce:	rectangular
Plantilla :	2,0 m
Altura :	3,0 m
Longitud de la alcantarilla:	10,0 m
Diámetro de la alcantarilla:	0,46 m
Coficiente n de la alcantarilla:	0,014
Coficiente de perdida en la entrada:	0,7
Altura del pozo:	3,0 m
Ancho del pozo:	2,0 m
Longitud del pozo:	8,0 m

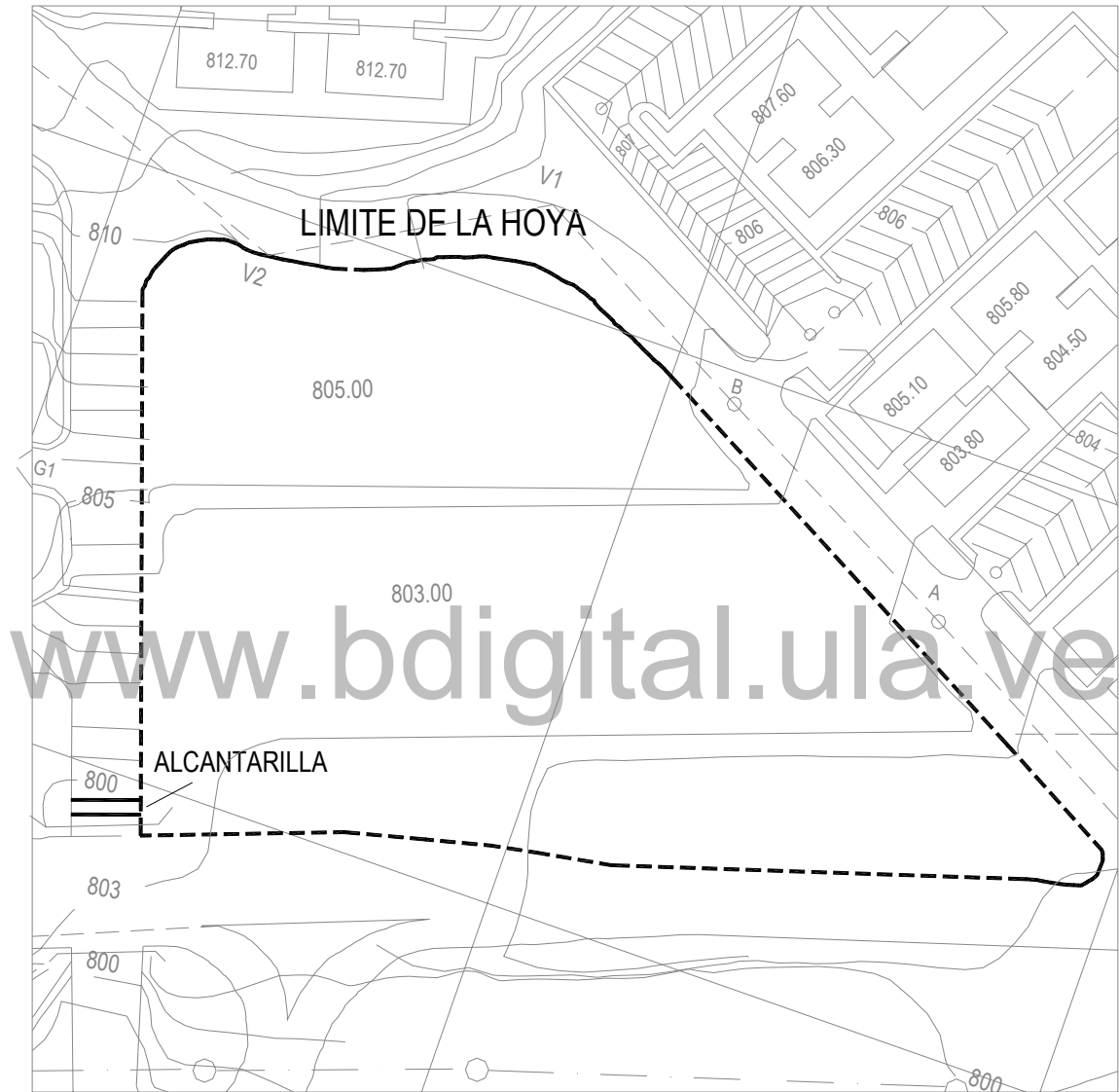


Figura 8.20 Sistema con pozo de detención con salida por alcantarilla

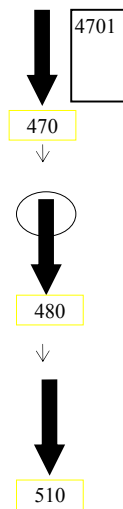


Figura 8.21. Conceptualización del sistema con pozo de detención que tiene salida por alcantarilla

El tipo de alcantarilla a usar es un conducto circular de concreto con una entrada tipo I como la mostrada en la Figura 2 del Anexo I.

Como puede observarse en la Figura 8.22 todo el caudal que entra sale. También se observa un pequeño retardo en los hidrogramas de entrada y de salida. Esto se debe a que el pozo de disipación debe llenarse hasta alcanzar un tirante que produzca una salida significativa.

Cuando se transita el hidrograma de caudal bajo por el pozo de disipación se produce, además del citado retardo, una pequeña inestabilidad apenas perceptible al inicio y en la parte final del hidrograma de salida. Dicha inestabilidad se controló por sí sola sin ninguna consecuencia. Dicha situación tiene más valor académico que práctico.

Sólo para comprobar la exactitud del modelo contra el cálculo manual, se supone una altura inicial del espejo de agua igual a 1,0 m. Para estas condiciones el modelo arroja un caudal pico a través de la alcantarilla de $0,1935 \text{ m}^3/\text{s}$. Utilizando esta información para calcular la altura en la entrada, resulta que las alturas calculadas manualmente con control en la entrada y en la salida son 0,997 m y 0,880 m respectivamente, resultando el control en la entrada el caso más desfavorable.

El hidrograma de entrada y de salida para el caso anterior se muestra en la Figura 8.22

Si se aumenta la longitud de la vertiente a 185 m y la longitud del cauce a 2400 de tal forma que aumente la escorrentía, la inestabilidad en la salida no se presenta. La salida de este ejemplo puede observarse en la Figura 8.23. La ampliación de los primeros minutos del hidrograma, donde se puede detallar el retardo y cualquier inestabilidad, se muestran en el Anexo I.

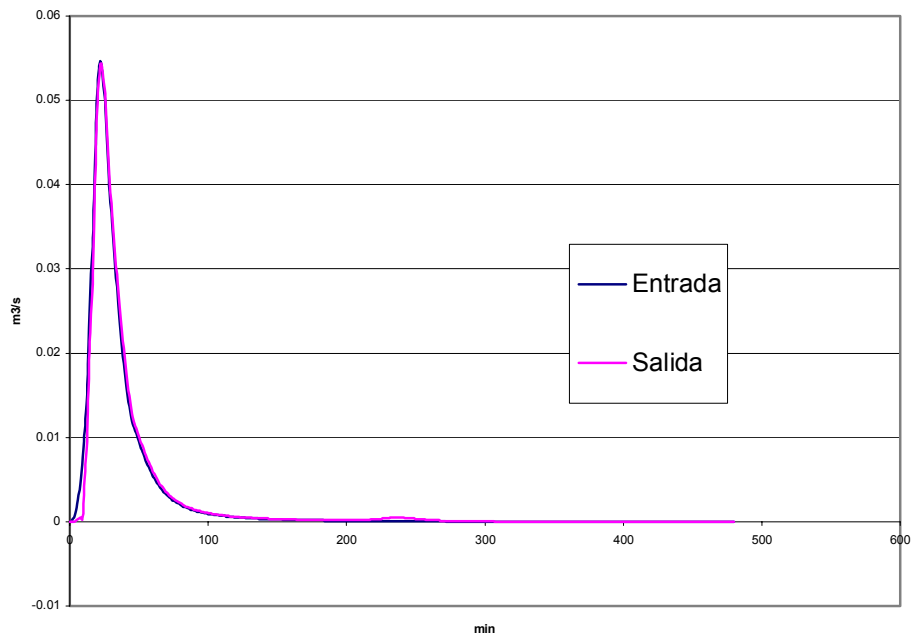


Figura 8.22. Hidrogramas a la entrada y a la salida de la alcantarilla. Caso con caudal de entrada bajo y altura inicial cero.

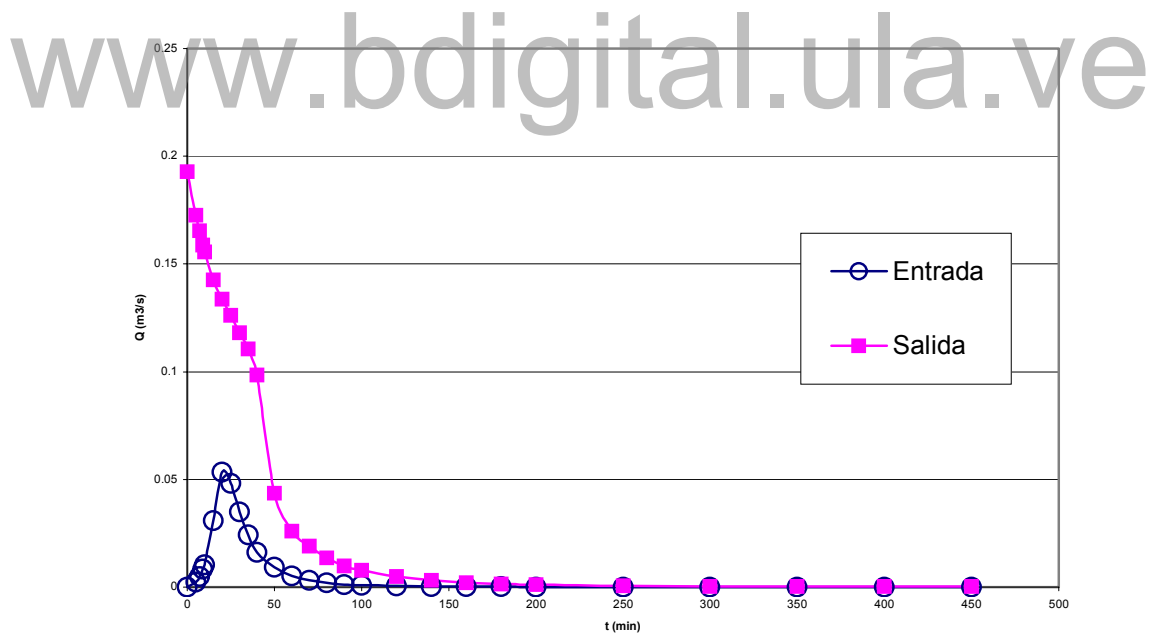


Figura 8.23. Hidrogramas a la entrada y a la salida de la alcantarilla. Caso con caudal de entrada bajo y altura inicial un metro.

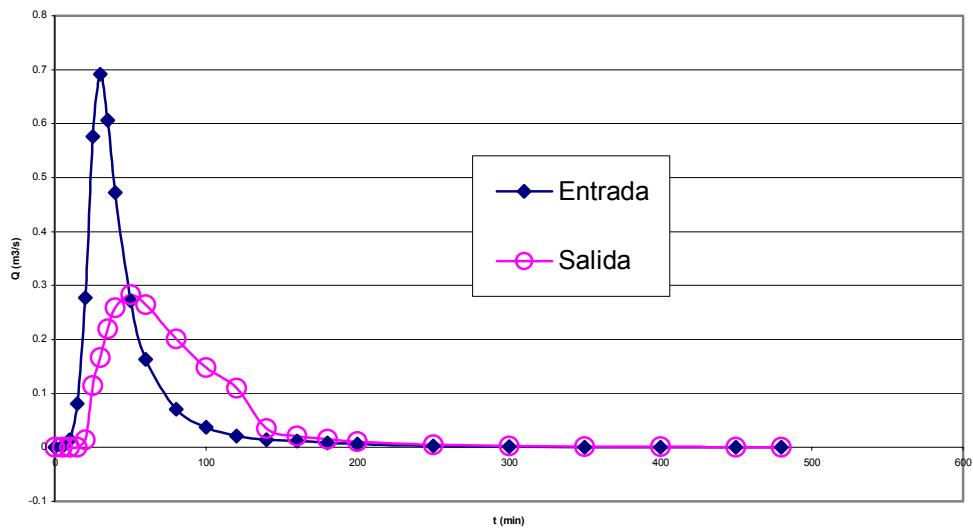


Figura 8.24. Hidrogramas a la entrada y a la salida de la alcantarilla. Caso con caudal de entrada alto y altura inicial cero.

www.bdigital.ula.ve

CAPITULO 9

PRUEBA DE SENSIBILIDAD DE PARAMETROS DEL MODELO DE DRENAJE URBANO

En este capítulo se hace una prueba de sensibilidad de los parámetros más importantes que intervienen en cada proceso del modelo de drenaje urbano. Dado el número de parámetros que intervienen en cada simulación, se mantuvo un valor fijo para todos los demás y se varió el parámetro al cual se le quería estudiar el efecto de su variación. El objetivo de este estudio es identificar los efectos que se producen en los resultados del proceso cuando se varían los parámetros que lo regulan.

9.1. SEGMENTO DE ESCURRIMIENTO

9.1.1. Variación en la longitud del segmento

La finalidad de variar la longitud del segmento es forzar a que se realicen cálculos variando el número en que se subdividen los segmentos. Como dicha variación en la longitud trae consigo una variación en el escurrimiento, ésta se dividió entre la longitud para así hacer comparaciones a partir de un escurrimiento unitario. En la Figura 9.1 pueden verse los resultados donde se percibe que no existe variación alguna. En el Anexo I están los archivos de entrada para este y los demás casos de estudio denotados de acuerdo a la figura que se genera.

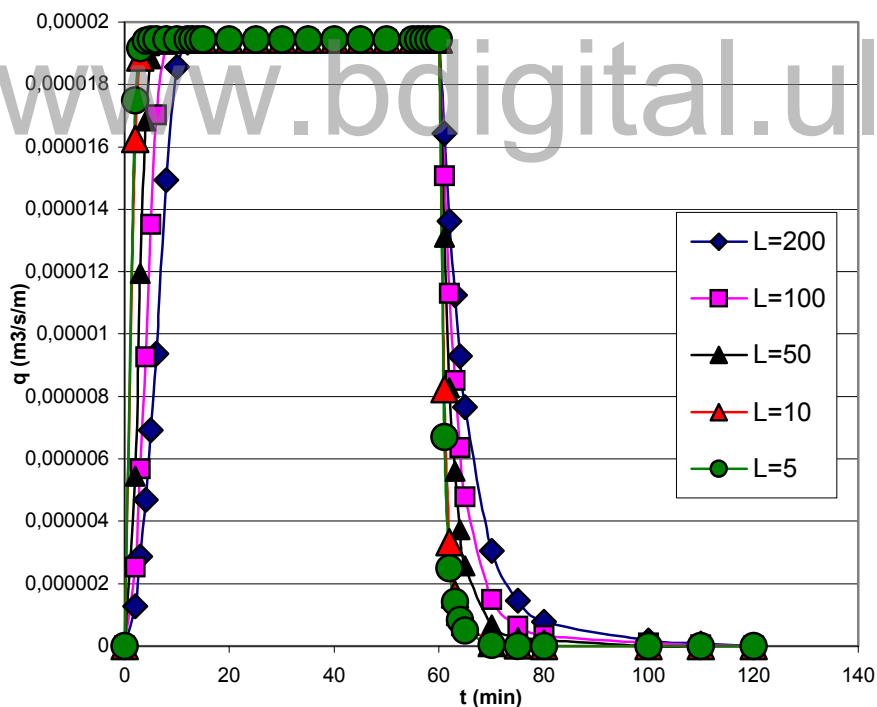


Figura 9.1. Hidrogramas producidos por segmentos de escurrimiento con diferente longitud

9.1.2. Variación en la rugosidad del segmento

La rugosidad de un segmento tiene el efecto de retardar la escorrentía. En el presente caso se seleccionó una fuerte vertiente de montaña con una longitud de doscientos metros y una pendiente de 0,75 m/m. La rugosidad de Manning (n) se varió desde $n = 0.015$ hasta $n = 0.080$. En la Figura 9.2 pueden verse los resultados de la simulación, los cuales están dentro de lo esperado para esta situación.

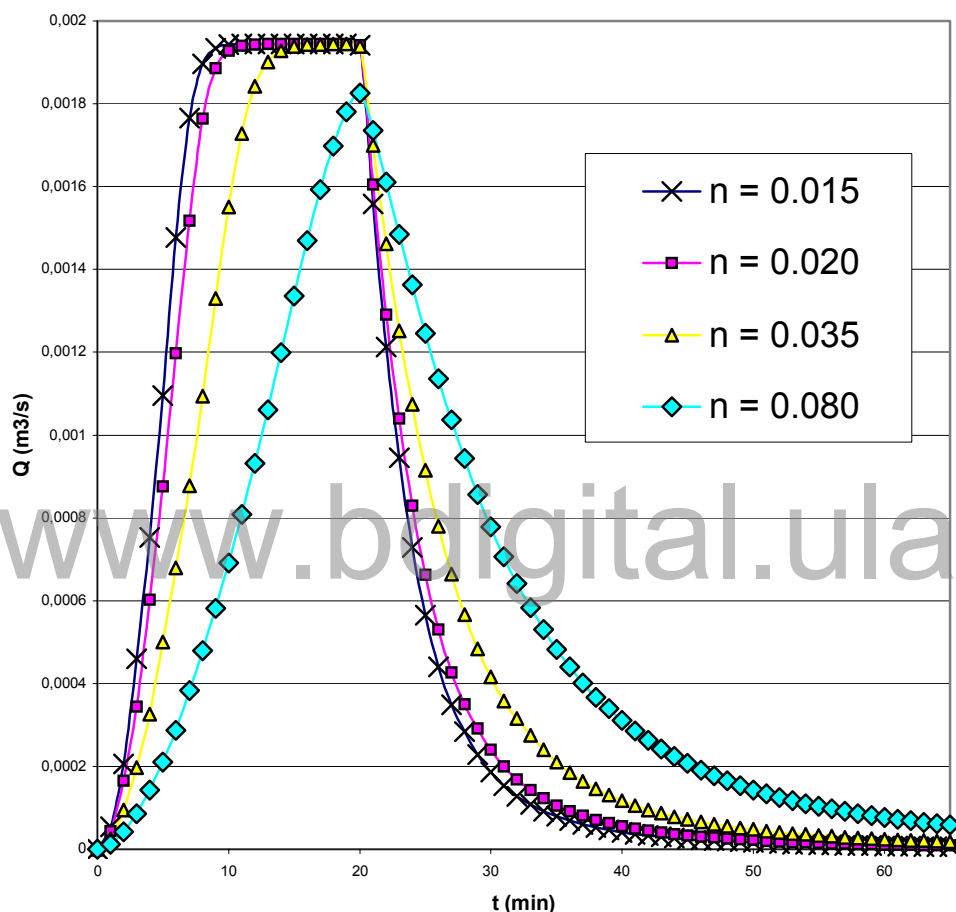


Figura 9.2. Hidrogramas producidos por segmentos de escurrimiento con distintos valores de rugosidad.

9.1.3. Variación en la hipótesis de cálculo del segmento

La finalidad de este apartado es determinar cómo se comporta un segmento de escurrimiento si se calcula utilizando flujo laminar o flujo turbulento como hipótesis de cálculo. Como el flujo laminar se presenta para tirantes muy pequeños, los ejemplos se focalizaron a estudiar los efectos de las hipótesis de cálculo en estos

casos frontera. En la Figura 9.3 se presenta dicho caso y la Figura 9.4 presenta la curva de gastos para el segmento de escurrimiento, cuya simulación se muestra en la gráfica anterior.

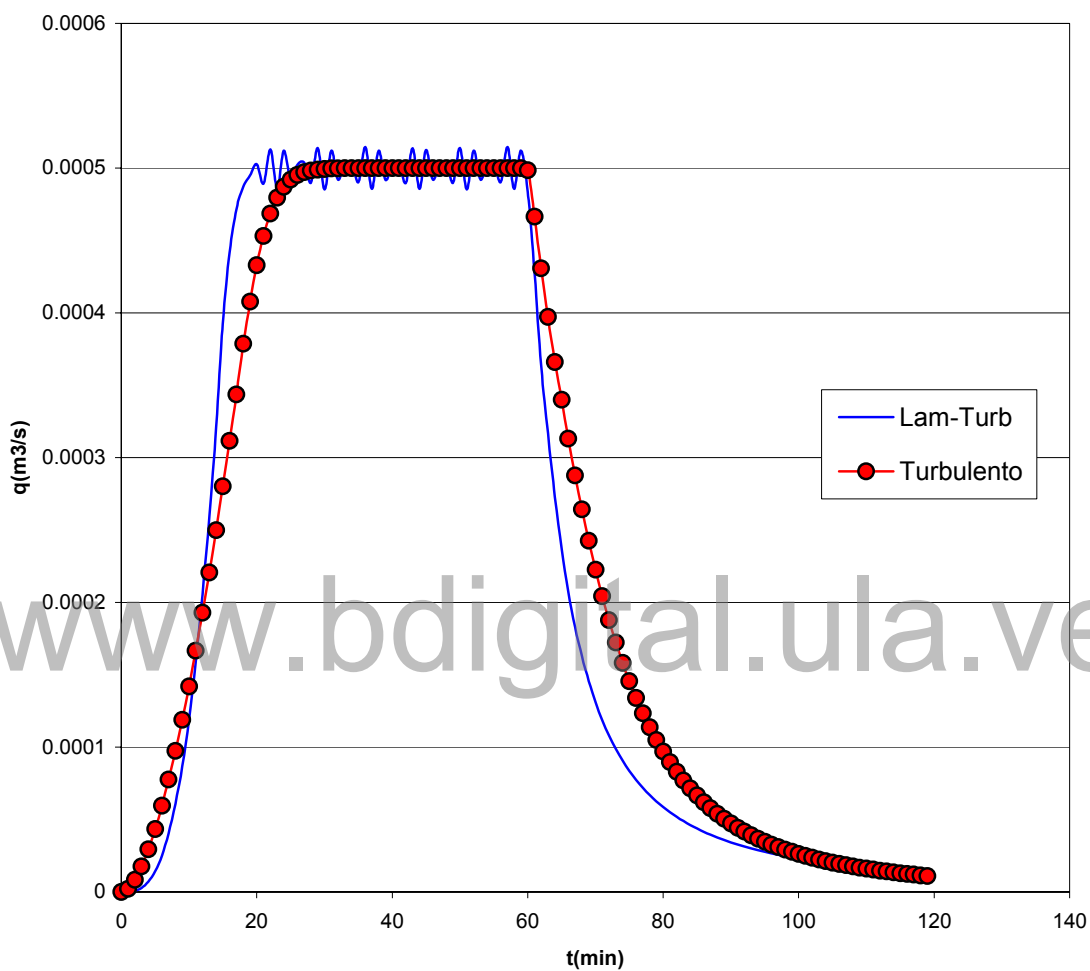


Figura 9.3. Hidrogramas producidos por segmentos de escurrimiento utilizando flujo laminar-turbulento y sólo flujo turbulento.

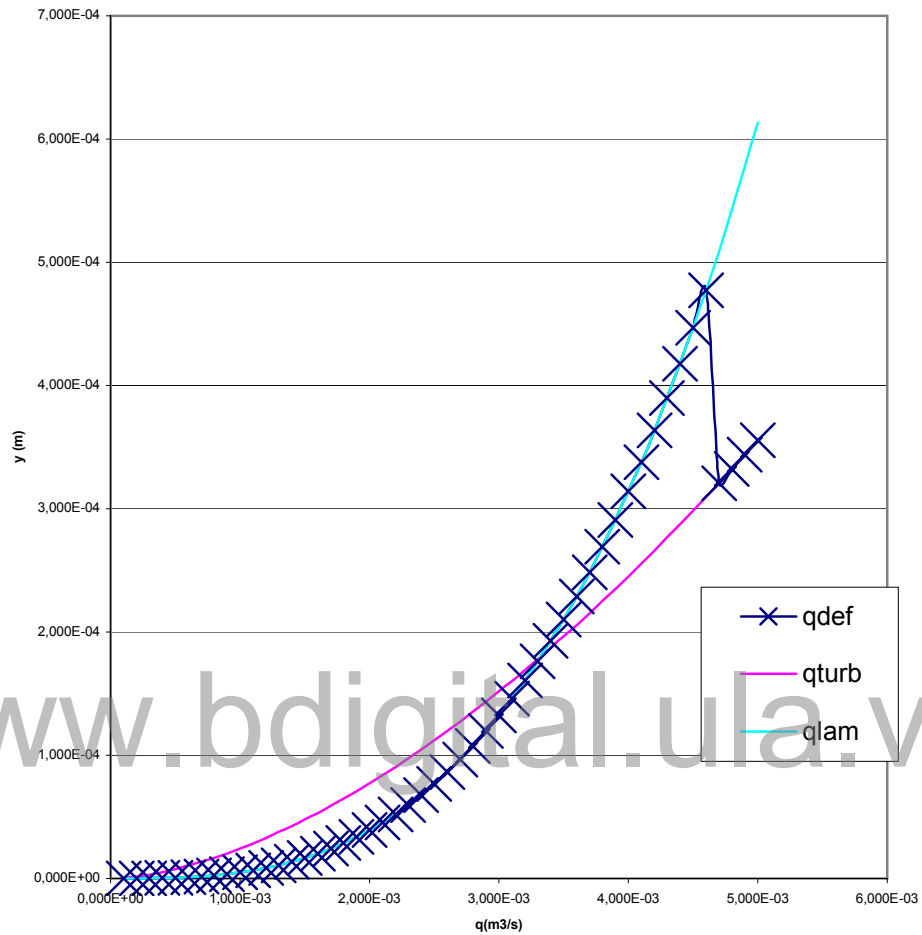


Figura 9.4. Curva de gastos para segmentos de escurrimiento funcionando bajo flujo laminar y turbulento.

9.2. SEGMENTO DE ESCORRENTÍA

Debido a que existen diversos tipos de segmentos de escorrentía considerados por el modelo, se escogió hacer el análisis de sensibilidad de parámetros sobre la sección tipo calle, la cual es el nuevo tipo de sección que se incluye.

9.2.1. Variación en la longitud del segmento

Igual que en el caso de los segmentos de escurrimiento, la finalidad de variar la longitud del segmento es forzar a que se realicen cálculos variando el número en que se subdividen los segmentos. En este caso no fue necesario escalar los hidrogramas debido a que el hidrograma de entrada es el mismo para todos los casos.

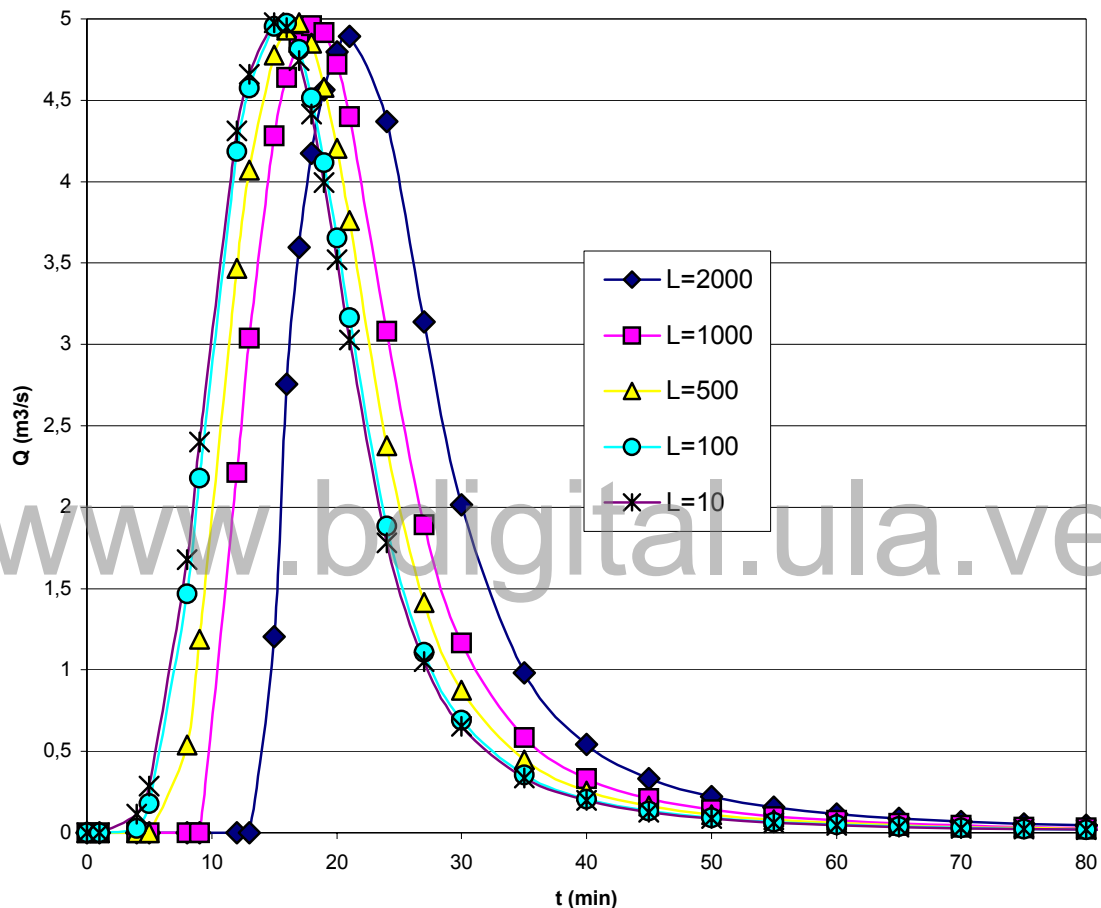


Figura 9.5. Hidrogramas producidos por segmentos de escurrimiento con diferentes longitudes.

9.2.2. Variación en la rugosidad del segmento

La variación en la rugosidad tiene el efecto de hacer variar el pico de escurrimiento, tanto en magnitud como en tiempo. En el presente caso se seleccionó una sección calle con un brocal cuneta donde en los primeros cuatro casos se le hizo variar la rugosidad de la cuneta y de la calzada de forma simultánea. En el último caso la

rugosidad de la cuneta fue distinta del de la calzada. La rugosidad de Manning (n) se varió desde $n = 0,013$ hasta $n = 0,040$, para estos primeros cuatro casos; para el último caso se fijó una rugosidad de cuneta $n_1=0,014$ y una rugosidad de calzada $n_2=0,016$. En la Figura 9.4 pueden verse los resultados de la simulación, los cuales están dentro de lo esperado para esta situación.

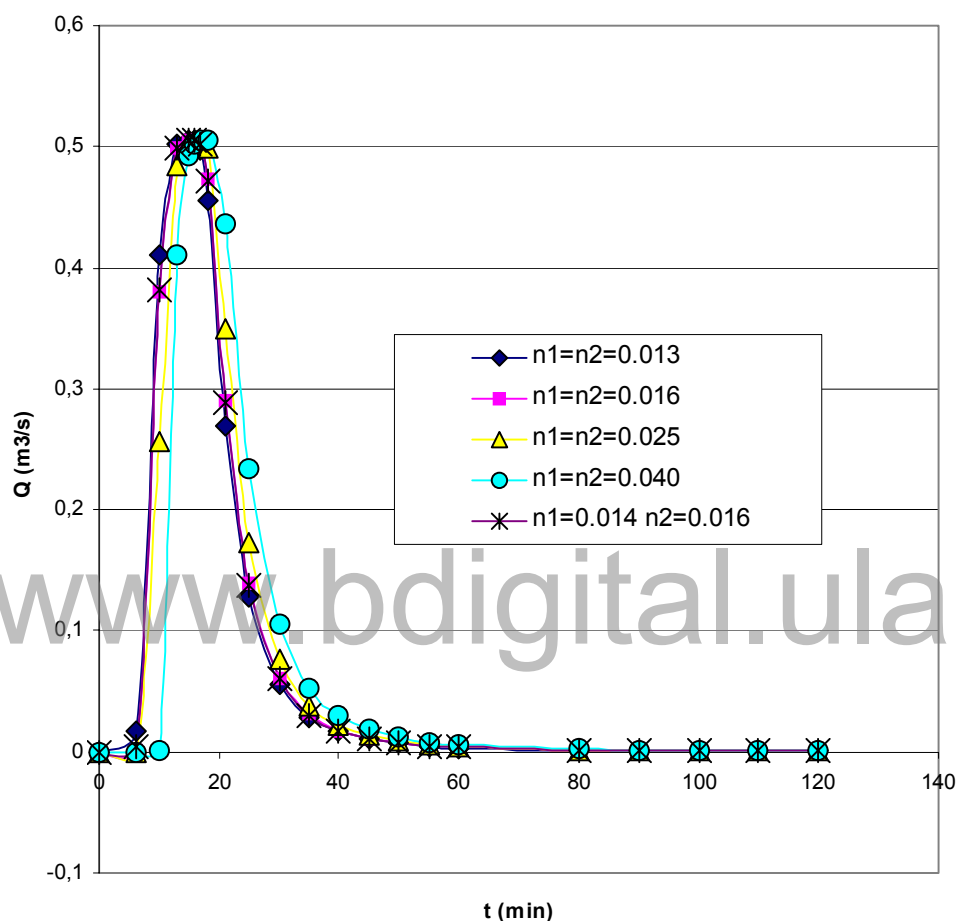


Figura 9.6. Hidrogramas producidos por segmentos de escorrentía(sección Calle) con diferentes rugosidades

9.2.3. Variación en la pendiente longitudinal del segmento

La variación de la pendiente longitudinal tiene un efecto parecido al de la rugosidad pero en sentido inverso. A mayor pendiente mayor caudal pico y menor tiempo al pico. En el presente caso se seleccionó una sección calle de 200 metros de longitud con una calzada al 2% de pendiente transversal y un brocal cuneta al 4%.

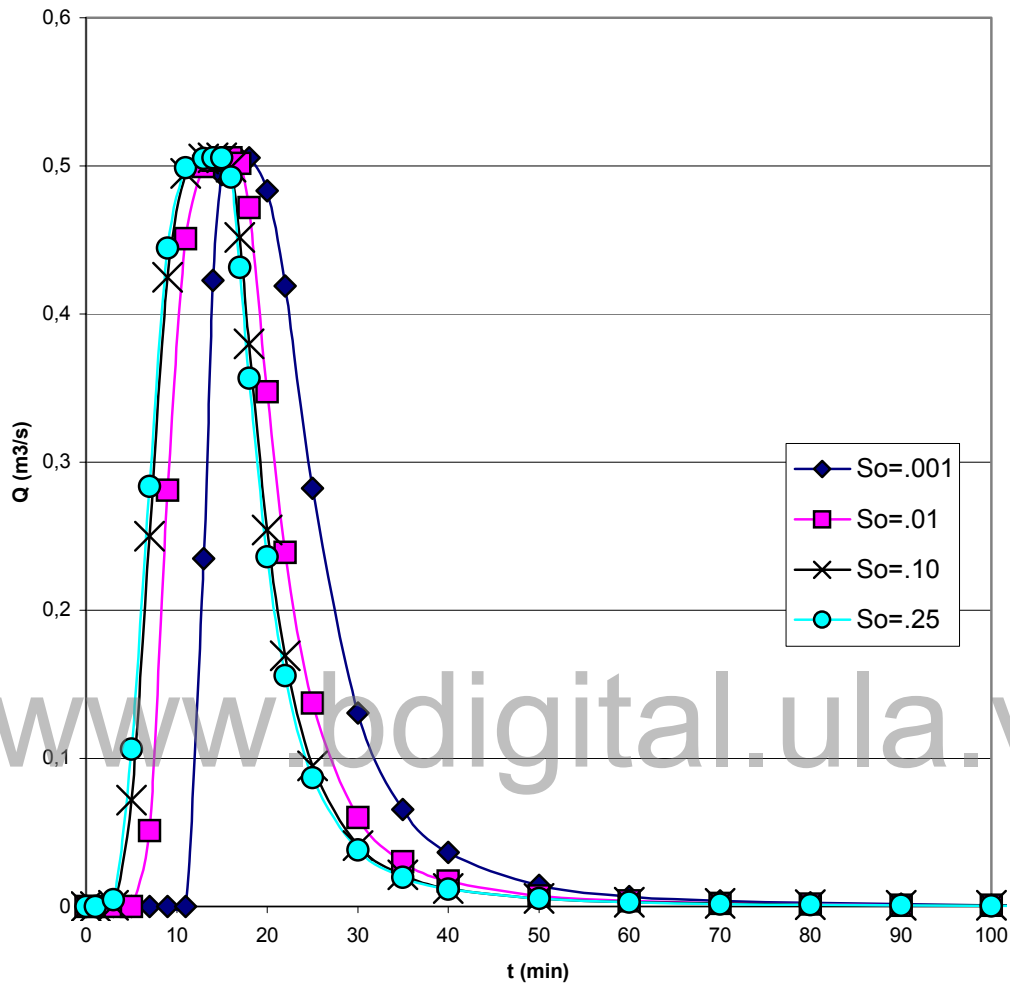


Figura 9.7. Hidrogramas producidos por segmentos de escorrentía(sección Calle) con diferentes pendientes longitudinales .

9.2.4. Variación en la pendiente transversal del segmento calle

La variación de la pendiente transversal tiene poco efecto en el hidrograma de escorrentía. El efecto mayor de dicha variable se observa en el ancho de inundación del flujo que corre por la calle. Para efectos de diseño se busca una sección tal que sea lo más eficiente posible desde el punto de vista hidráulico y que no encarezca su construcción o comprometa su factibilidad desde el punto de vista de la vialidad. Para este estudio

se seleccionó una sección calle con una calzada de 2% de pendiente transversal a la que se le varió la pendiente de la cuneta. El efecto de dicha variación en el hidrograma puede observarse en la Figura 9.8. El efecto de la pendiente transversal sobre el ancho de inundación puede observarse en la Figura 9.9.

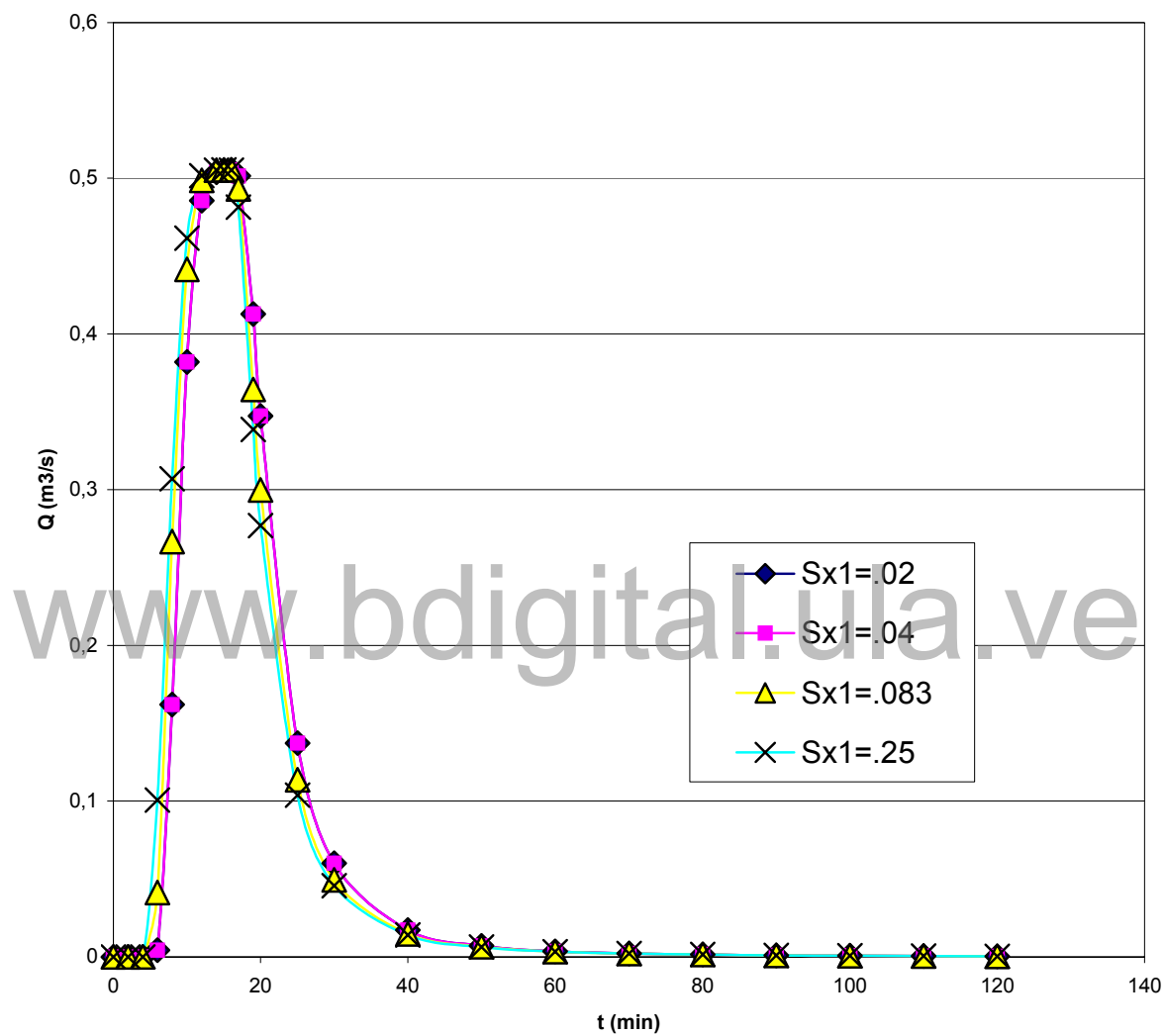


Figura 9.8. Hidrogramas producidos por segmentos de escorrentía(sección Calle) con diferentes pendientes transversales .

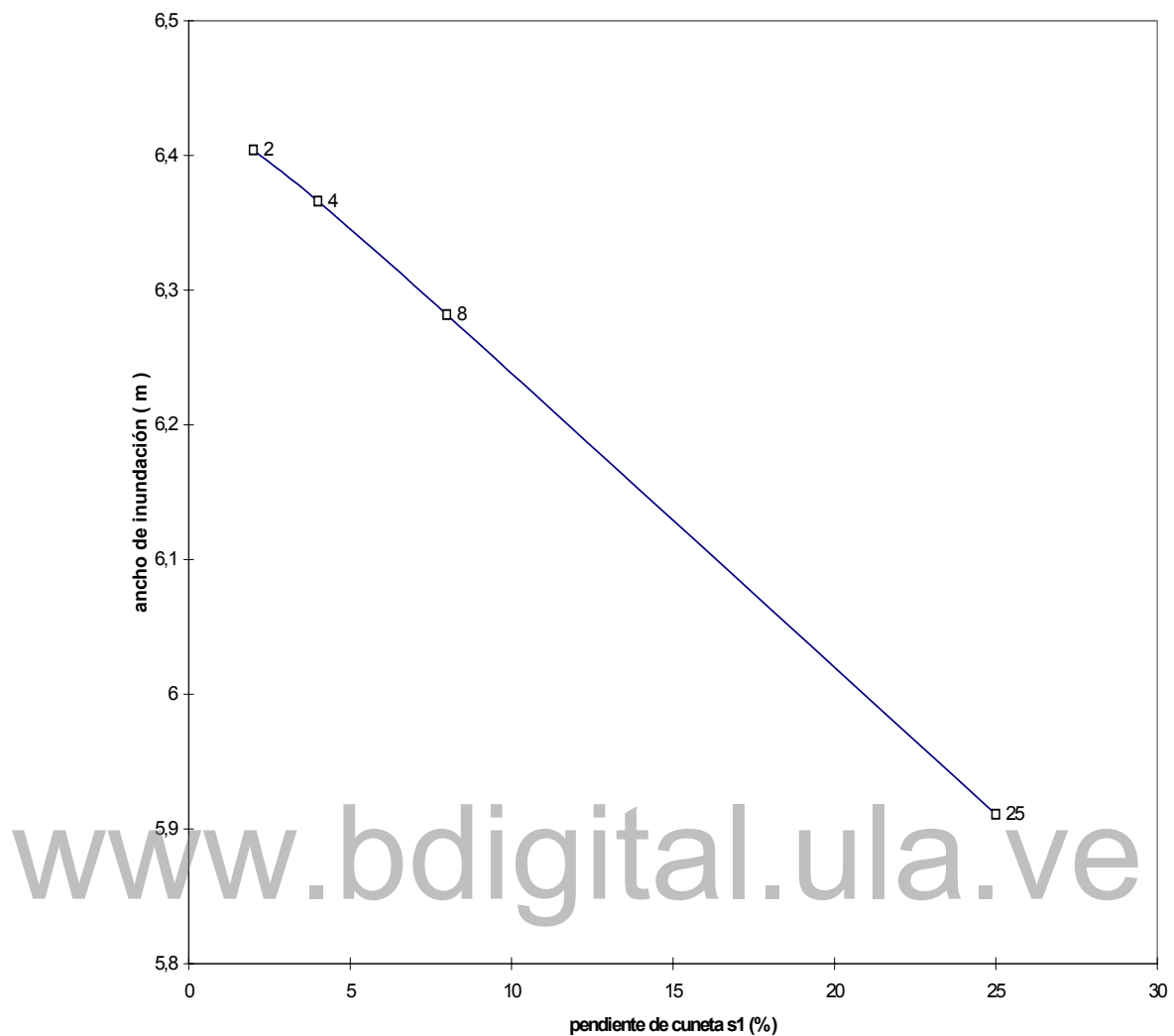


Figura 9.9. Anchos de inundación producidos por segmentos de escorrentía con diferentes pendientes transversales.

9.3. SUMIDERO DE VENTANA EN PENDIENTE

Al igual que los segmentos de escorrentía, hacer un estudio de todas las combinaciones de variables posibles que se podrían presentar al simular un sumidero de ventana colocado en calles con pendiente, es excesivamente minucioso sin contar que muchas de esas variables no producen un efecto significativo en el hidrograma de salida del dispositivo. Debido a esto se concentró la atención en sólo pocas variables de todas las posibles; ellas son: la longitud de los sumideros, la pendiente de la calle donde estarán colocados y el caudal de aproximación. Se estudiaron por separado el sumidero de ventana sin depresión, y con depresión.

9.3.1. Variación de la longitud de sumideros de ventana sin depresión

Para todos los sumideros simulados se supone una calle con una pendiente longitudinal de 1.0 % y una pendiente transversal de 2 %.. Debido a que tenía que generarse alta escorrentía para poder ver los efectos del cambio de longitud aguas arriba, la calle anterior a este tuvo que tener 475 m. Puede observarse en la Figura 9.10 cómo a medida que aumenta la longitud de los sumideros de ventana sin depresión su eficiencia también aumenta.

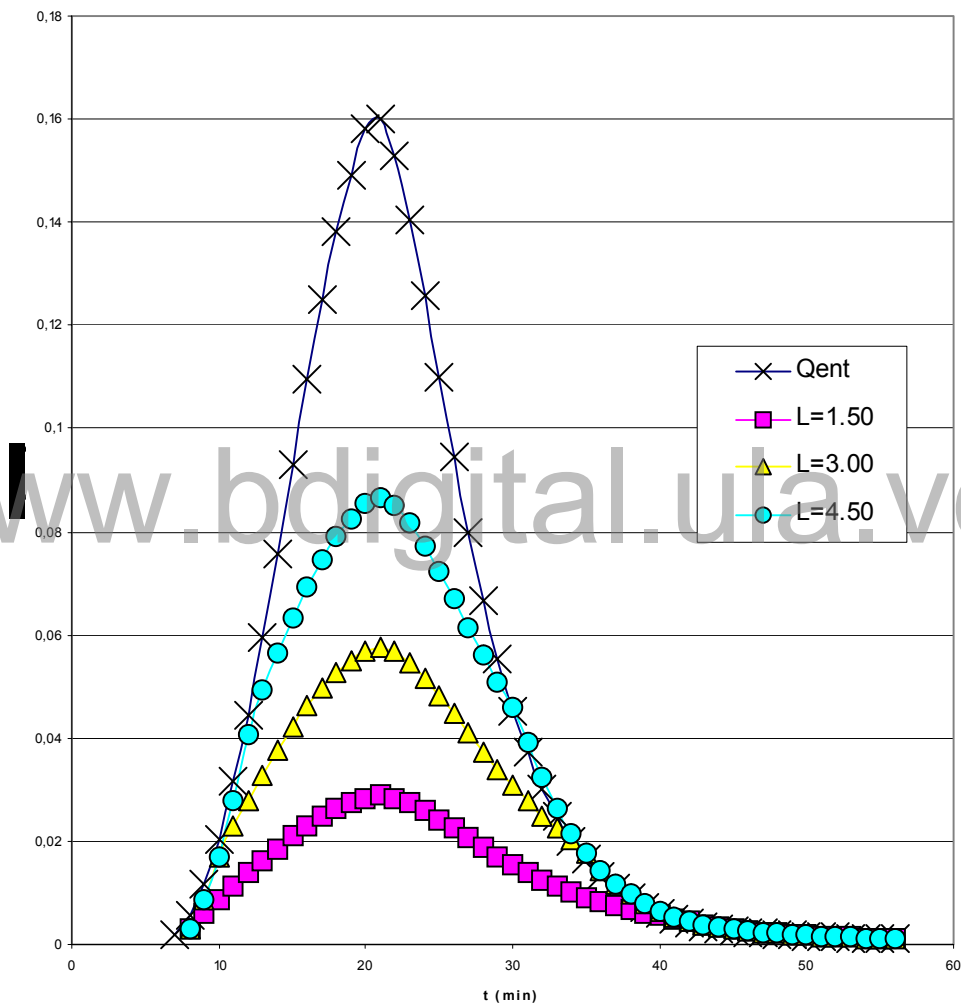


Figura 9.10. Hidrogramas de gasto afluente y captado por sumideros de ventana sin depresión, variando sus longitudes.

9.3.2. Variación de la longitud de sumideros de ventana con depresión

Para todos los sumideros simulados se supone una calle con una pendiente longitudinal de 2.0 % y una pendiente transversal de 2 %. El hidrograma de entrada se introdujo por archivo. Puede observarse en la Figura 9.11 cómo a medida que se aumenta la longitud de los sumideros con depresión su eficiencia también aumenta (los sumideros con longitudes de 3 y 4.50 m captan todo el caudal afluente)

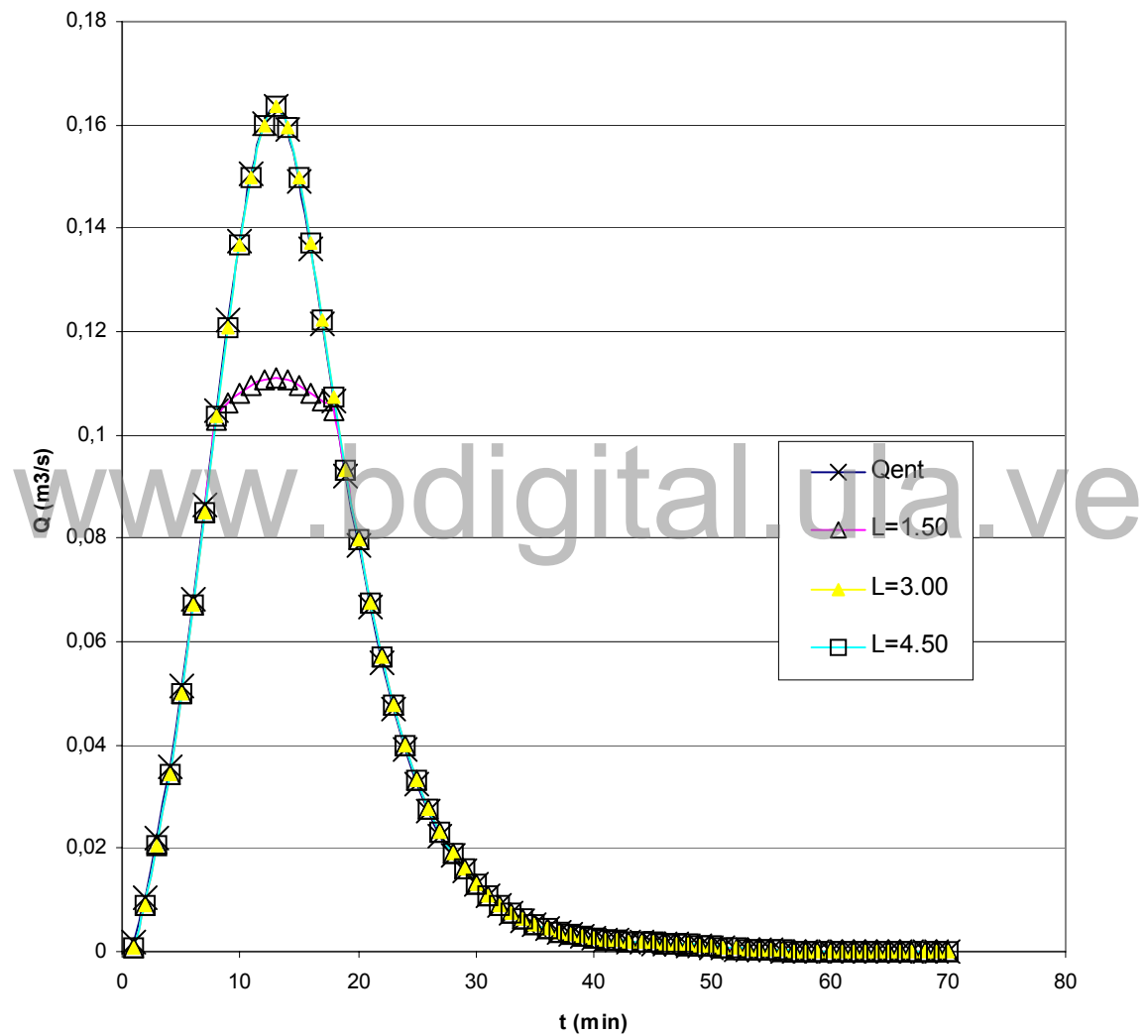


Figura 9.11. Hidrogramas producidos por un sumidero de ventana con depresión de diferentes longitudes colocados en calles con pendiente.

9.3.3. Variación de la pendiente longitudinal de la calle donde está ubicado el sumidero de ventana sin depresión

Para todos los sumideros simulados se supone una calle con una pendiente transversal de 2 % y una pendiente longitudinal que varía desde 0.5 % hasta 5 %. El sumidero, en todos los casos, tiene una longitud de 1.50 metros y una abertura de ventana $h=0.15$ m. Puede observarse en la Figura 9.12 cómo a medida que se aumenta la pendiente de la calle la eficiencia del sumidero disminuye.

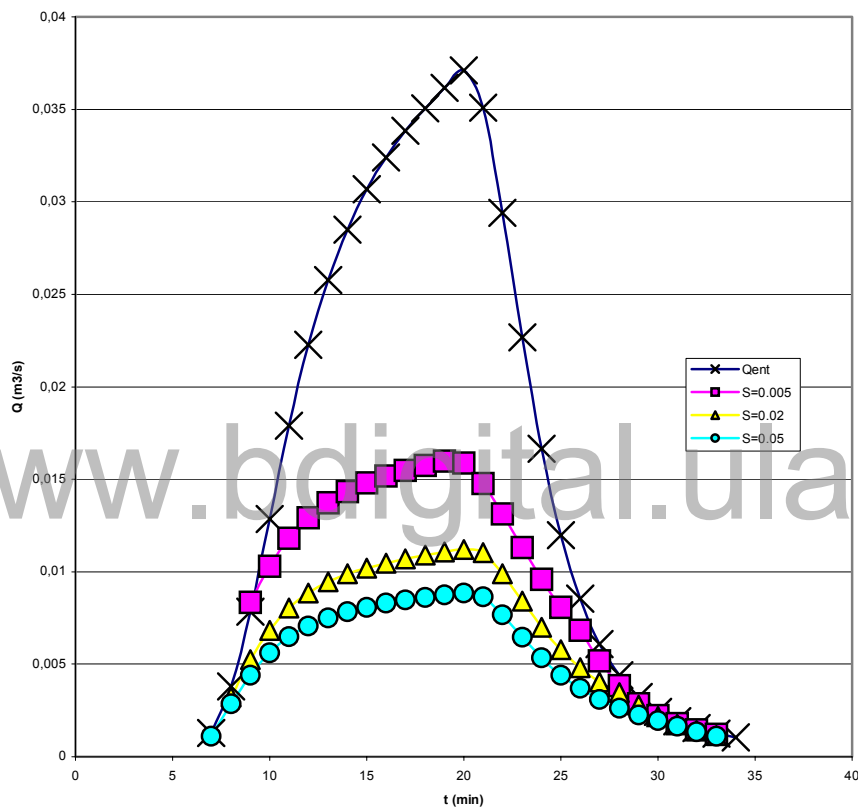
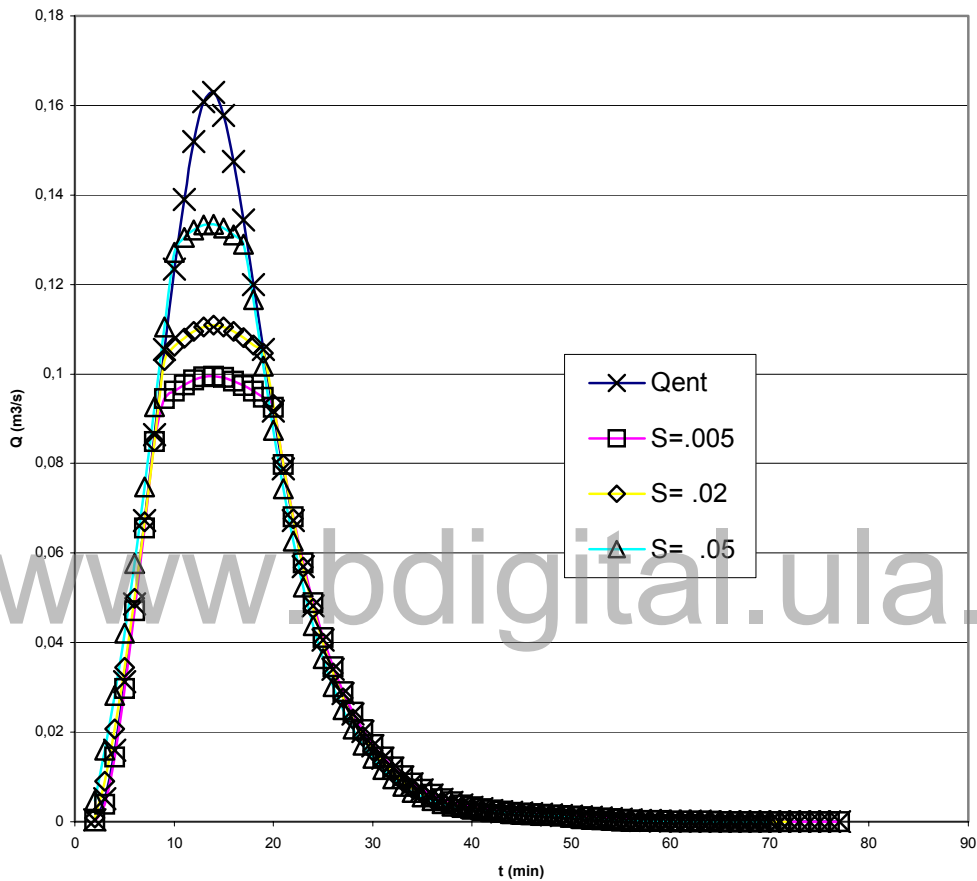


Figura 9.12. Hidrogramas de caudal afluente y captado por sumideros de ventana sin depresión colocados en calles con diversas pendientes longitudinales

9.3.4. Variación de la pendiente longitudinal de la calle donde está ubicado el sumidero de ventana con depresión

Para todos los sumideros simulados se supone una calle con una pendiente transversal de 2 % y una pendiente longitudinal que varía desde 0.5 % hasta 5 %. El sumidero, en todos los casos, tiene una longitud de

1.50 metros ($TL = 1$) un ancho de depresión $B=0.30$ y un alto de depresión $a=0.025$ (tipo $TaB=1$). Finalmente todos los sumideros tendrán una abertura de ventana $h=0.10$ m. Puede observarse en la Figura 9.13 cómo a medida que se aumenta la pendiente la eficiencia del sumidero aumenta, resultado en contra de la realidad. En el Capítulo 10 se hace el análisis del resultado obtenido.



Figur

a 9.13. Hidrogramas producidos por sumideros de ventana con depresión colocados en calles con diferentes pendientes longitudinales.

9.3.5. Variación del caudal de aproximación a los sumideros de ventana sin depresión colocados en calles con pendiente

En todos los casos simulados en este apartando se supone una calle con una pendiente transversal de 2 % y una pendiente longitudinal de 1 % . Los sumideros tienen una longitud de 1.50 metros y una abertura de ventana $h=0.15$ m. Los hidrogramas de entrada no se generaron por vertientes si no que se introdujeron directamente. Los valores picos de los tres casos fueron $0.0076 \text{ m}^3/\text{s}$ $0.0374 \text{ m}^3/\text{s}$ $0.1674 \text{ m}^3/\text{s}$

respectivamente. Para poder graficar todos los casos en una grafica, los valores de caudales se parametrizaron en función del gasto afluente pico. En la Figura 9.14. se observa el resultado de la simulación.

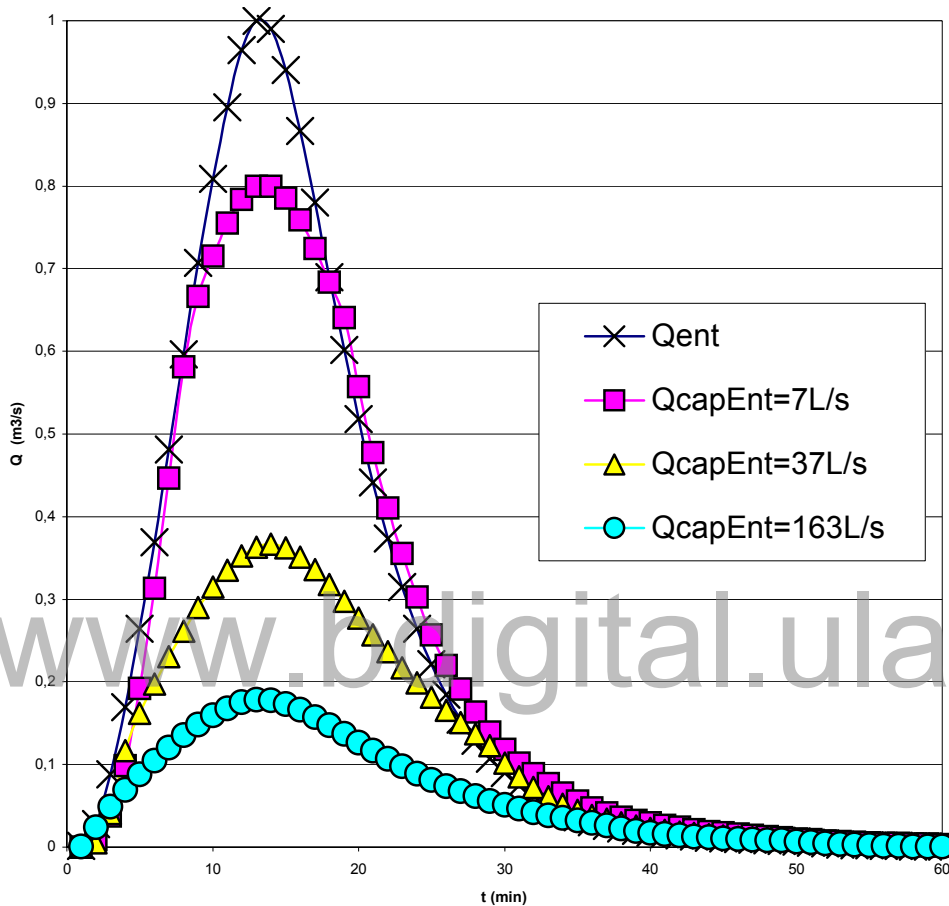


Figura 9.14. Valores porcentuales del caudal pico afluente para sumideros de ventana sin depresión colocados en calles con pendiente.

9.3.6. Variación del caudal de aproximación a los sumideros de ventana con depresión colocados en calles con pendiente

En todos los casos simulados en este apartado se supone una calle con una pendiente transversal de 2 % y una pendiente longitudinal de 1 % . Los sumideros tienen una longitud de 1.50 metros y una abertura de ventana $h=0.15$ m. Todo lo referente a los hidrogramas de entrada: forma de generación, caudales pico, entre otros, es idéntico al apartado anterior. Para poder graficar todos los casos en una grafica los valores de caudales se parametrizaron en función del gasto afluente pico, como se hizo en el apartado anterior. En la Figura 9.15. se observa el resultado de la simulación. Puede observarse en los hidrogramas un salto errático en el tiempo al pico.

Esto es debido al efecto del brocal cuneta liso. Esto también ocurre en el apartado anterior aunque gráficamente no se hace muy patente.

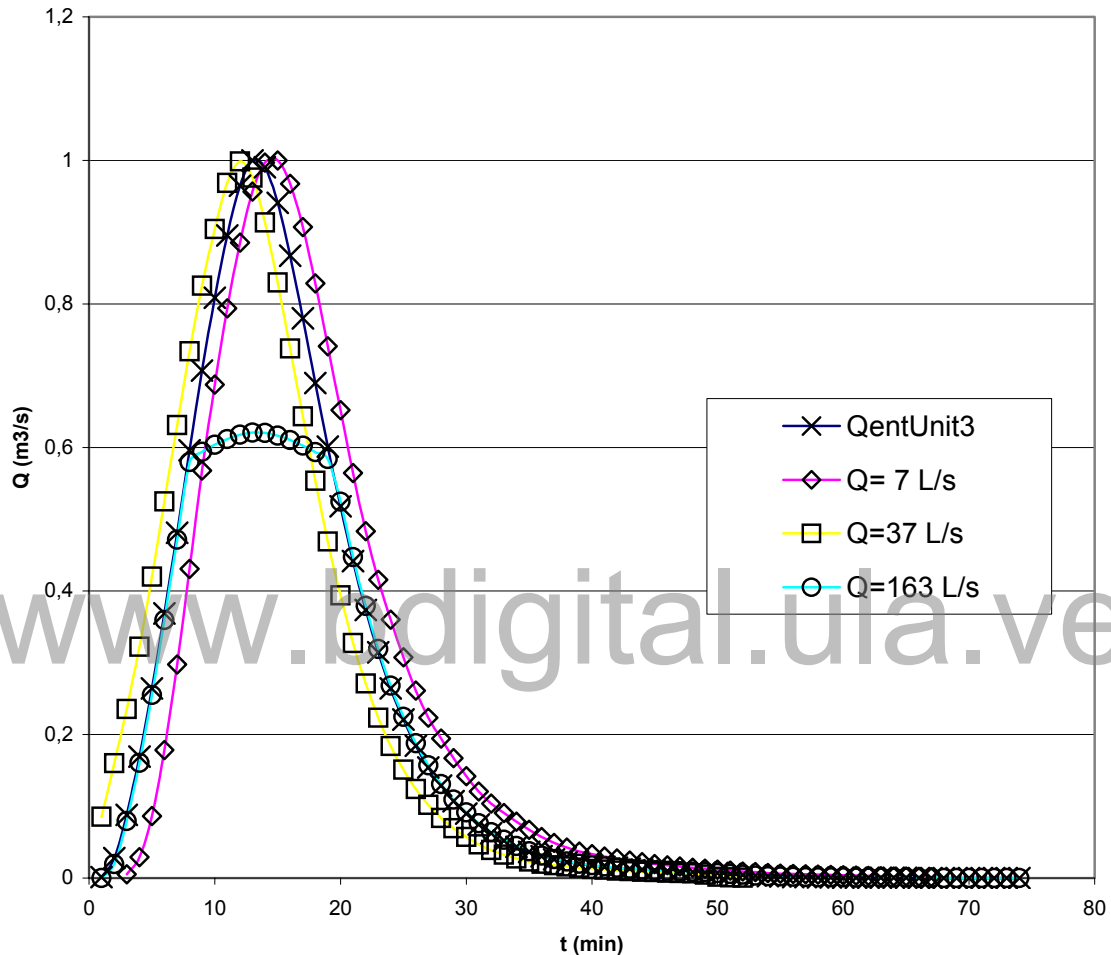


Figura 9.15. Valores porcentuales del caudal pico afluente para sumideros de ventana con depresión colocados en calles con pendiente.

9.4. SUMIDERO DE REJA EN PENDIENTE

Al igual que los sumideros de ventana las combinaciones de variables posibles se limitaron al mínimo, en este caso se estudiaron la variación en los hidrogramas debido al tipo de sumidero de rejilla y al efecto de la pendiente donde están colocados.

9.4.1. Variación del tipo del sumidero de reja

Para todos los sumideros simulados se supone una calle con una pendiente longitudinal de 5.0 % y una pendiente transversal de 2%. Se suponen sumideros tipo INOS con la nomenclatura seguida en el capítulo V (tipo 1, 2 y 3). Se puede observar en la Figura 9.16 que el sumidero más eficiente es el tipo 1.

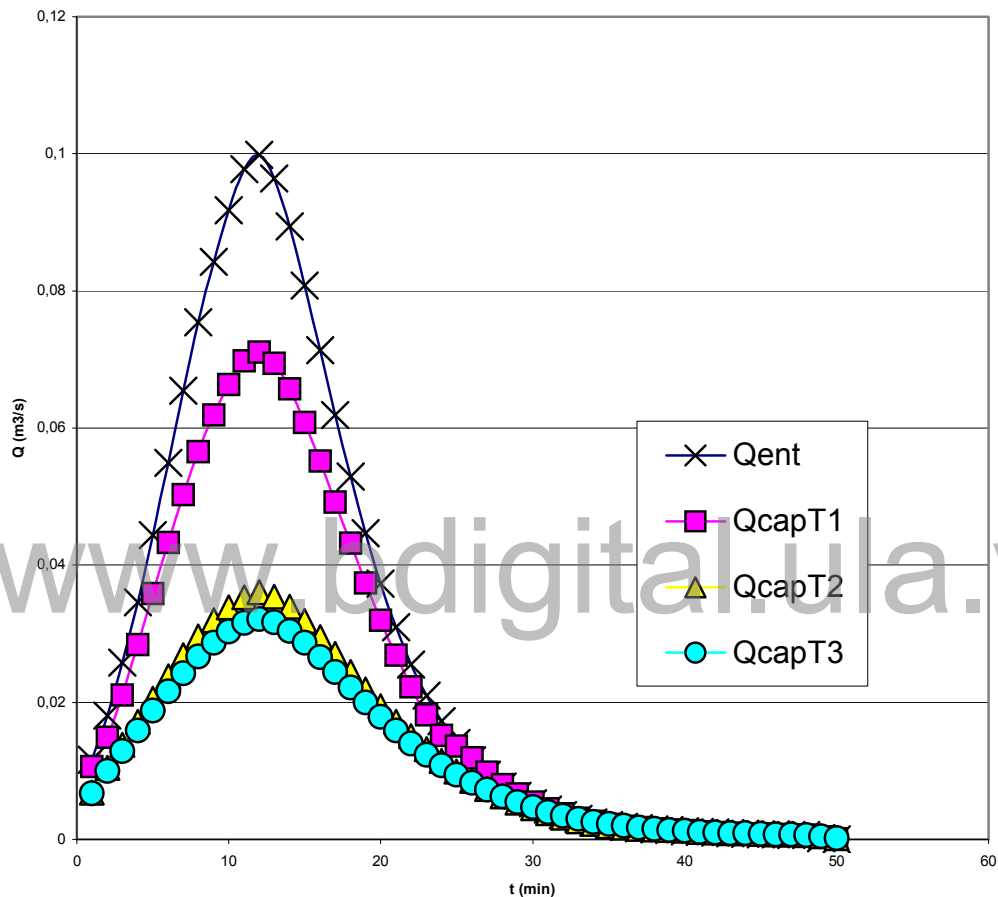


Figura 9.16. Hidrogramas producidos por sumideros de reja de distintas longitudes colocados en calles con pendiente.

9.4.2. Sumidero de reja colocado en calles con diferentes pendientes longitudinales

Para todos los casos simulados se supone un sumidero tipo 1 y una pendiente transversal de 2%. El caudal de entrada es de $0.100 \text{ m}^3/\text{s}$. El tirante de aproximación es de 0.0937, 0.0627 y 0.0556 para las pendientes longitudinales de 0.005, 0.05 y 0.10 respectivamente. El resultado de la simulación se muestra en la Figura 9.17. Se observa incongruencia con el gráfico y los resultados esperados.

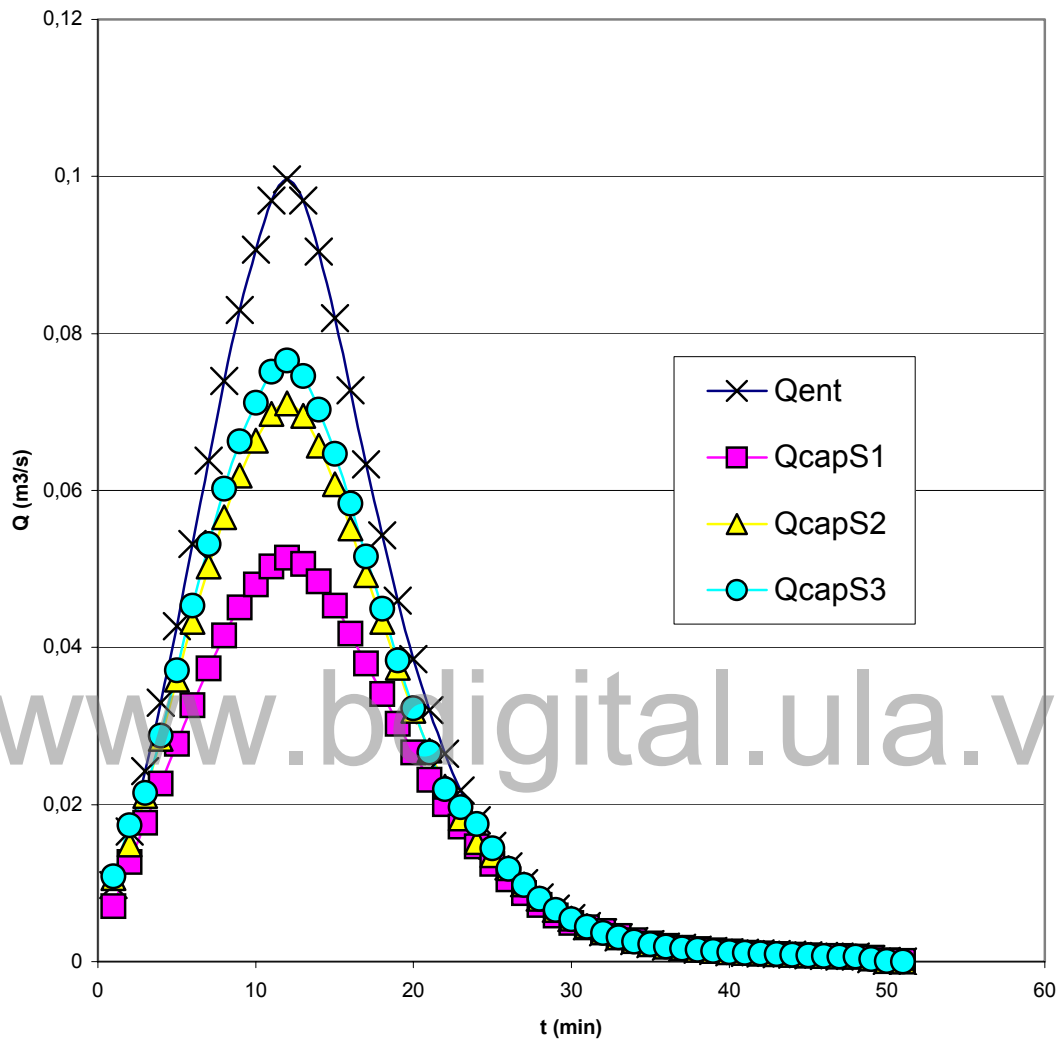


Figura 9.17. Hidrogramas de entrada y de salida producidos por un sumidero de reja colocado en calles con diferentes pendientes longitudinales.

9.5. SUMIDERO DE VENTANA EN PUNTOS BAJOS

Para simular los sumideros de ventana en puntos bajos se supuso que dicha ventana estaba ubicada al final de una calle ciega la cual terminaba en un brocal transversal, manteniendo su pendiente longitudinal y transversal.

Para todos los casos simulados se supone un sumidero de ventana sin depresión con longitudes de 1.50, 3,00 y 4,50 m; y una apertura de ventana de 0.10 m. Puede observarse en la Figura 9.19 cómo a medida que aumenta la longitud del sumidero, aumenta su capacidad de captación.

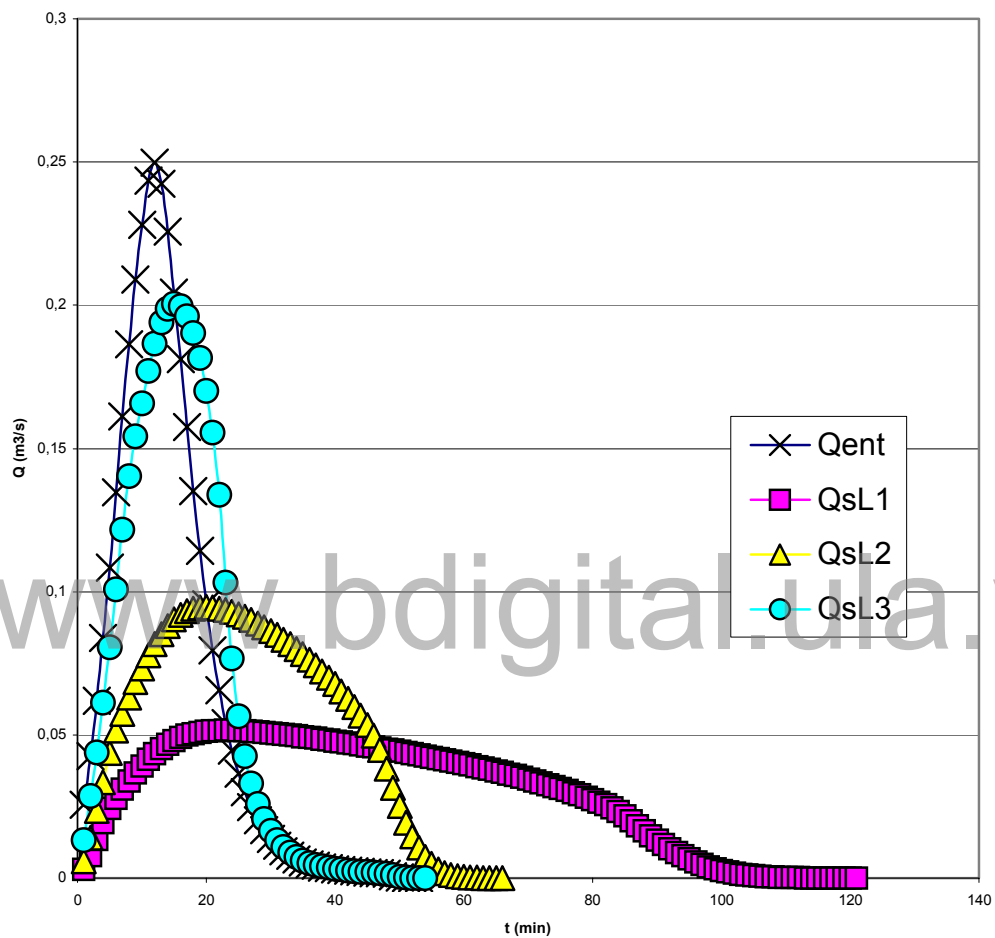


Figura 9.18. Hidrogramas de entrada y de salida producidos por un sumidero de ventana colocado en puntos bajos con diferentes longitudes.

9.6. SUMIDERO DE REJA EN PUNTOS BAJOS

Para simular los sumideros de rejilla en puntos bajos se supuso que dicha rejilla estaba ubicada en un punto bajo de una calle donde llegaban simétricamente tramos de calle de igual pendiente transversal y longitudinal. El sumidero de rejilla está ubicado en el quiebre justo al lado del brocal de la calle.

Para todos los sumideros simulados se supone una calle con una pendiente transversal de 2 % y dos pendientes longitudinales simétricas también de 2.0 %. Puede observarse en la Figura 9.20 cómo el sumidero tipo 1 tiene una ligera mayor capacidad que el sumidero tipo 3. Esto no es muy evidente en este ejemplo debido a que todos los sumideros de reja tienen una capacidad de captación enorme, limitándolos sólo los dispositivos aguas abajo del mismo.

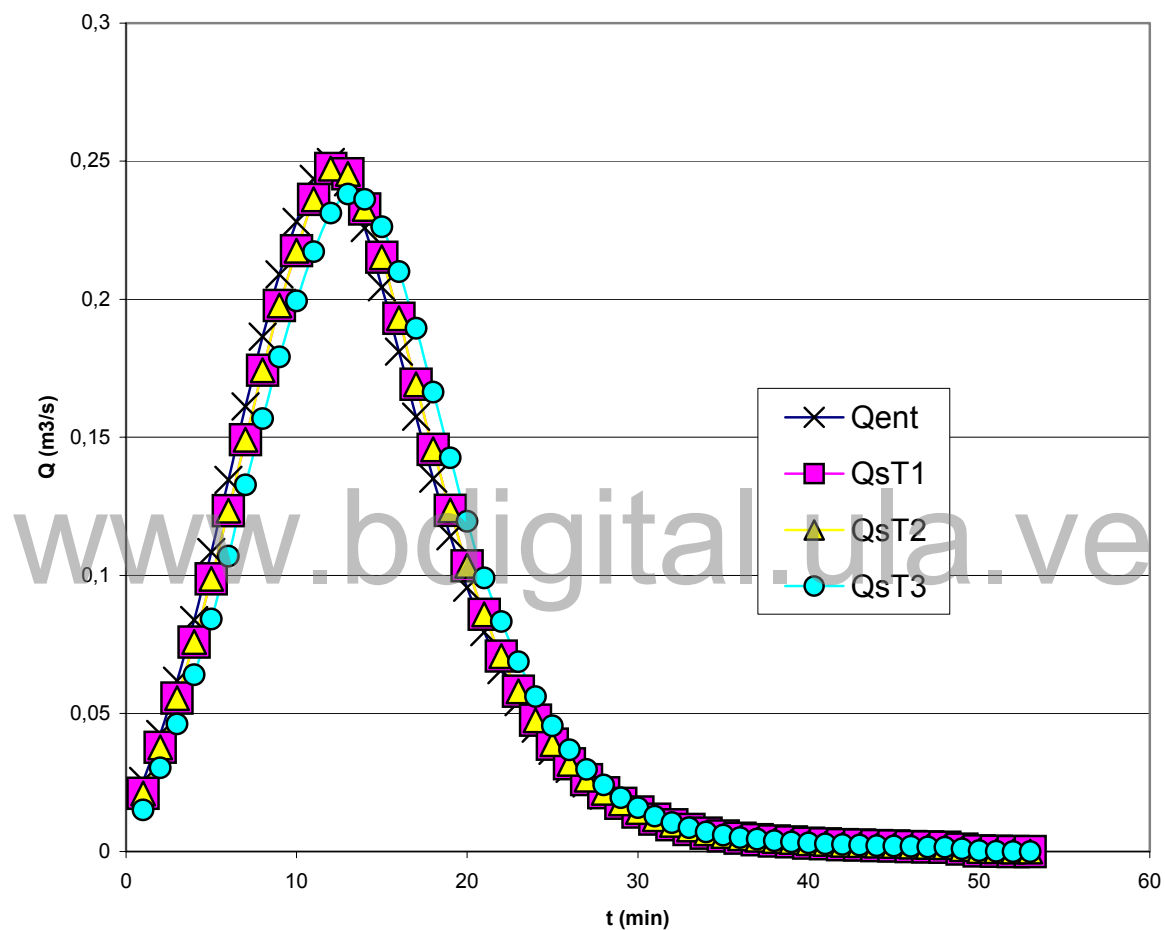


Figura 9.19. Hidrogramas de entrada y salida para sumideros de reja en puntos bajos clasificación INOS, tipo 1, 2 y 3.

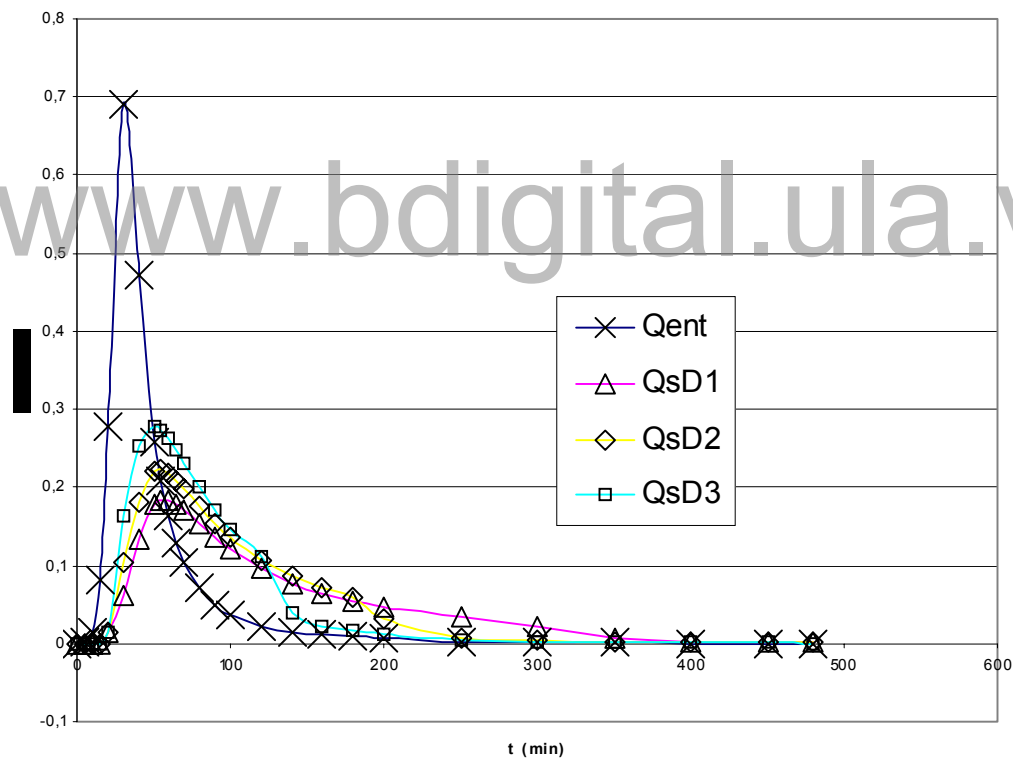
9.7. POZOS DE DETENCIÓN

Existen muchas combinaciones posibles para simular en los pozos de detención. Se concentró la simulación en pozos de detención con salida por alcantarilla, el cual es el único proceso físico al cual el modelo le calcula la curva de descarga.

9.7.1. Variación del diámetro de la alcantarilla

Para este caso se supuso una fosa prismática recta con base cuadrada de 20 metros de longitud, 20 metros de ancho y 1 metro de profundidad. La razón de estas dimensiones tan grandes está en la necesidad de reflejar una amortiguación apreciable en los gráficos de los ejemplos estudiados. En este y los demás ejemplos se utilizó la alcantarilla circular de concreto con tipo de entrada 1, cuyo gráfico se muestra en el Apéndice D. En el modelo este tipo de alcantarilla es la f21 según el manual del programa. Los diámetros utilizados fueron $D1= .20$ m, $D2= .30$ m y $D3= .45$ m. La longitud de todas las alcantarillas fue de 10 m.

En la Figura 9.21 puede verse el resultado de la simulación, el cual se compagina con la realidad. Nótese como en algún punto en los hidrogramas de salida se nota una inflexión brusca en la forma del hidrograma. En estos puntos cambia el régimen de flujo.



Fig

Figura 9.20. Hidrogramas de entrada y de salida a pozos de detención con descarga por medio de alcantarillas de diferentes diámetros.

9.7.2. Variación en las dimensiones del pozo

Esta simulación se hizo con la finalidad de observar como se comporta el modelo cuando el pozo cambia sus dimensiones. El pozo de detención, al igual que en los casos anteriores, fue un prisma rectangular recto. En este apartado se le varió el largo a la base. En el caso 1, la longitud fue de 5 m, el ancho de 20 m y el alto de 1 m. En los casos 2 y 3 las longitudes fueron 10 y 20 m respectivamente. En la Figura 9.22 pueden observarse los resultados de la simulación para los casos planteados en este apartado.

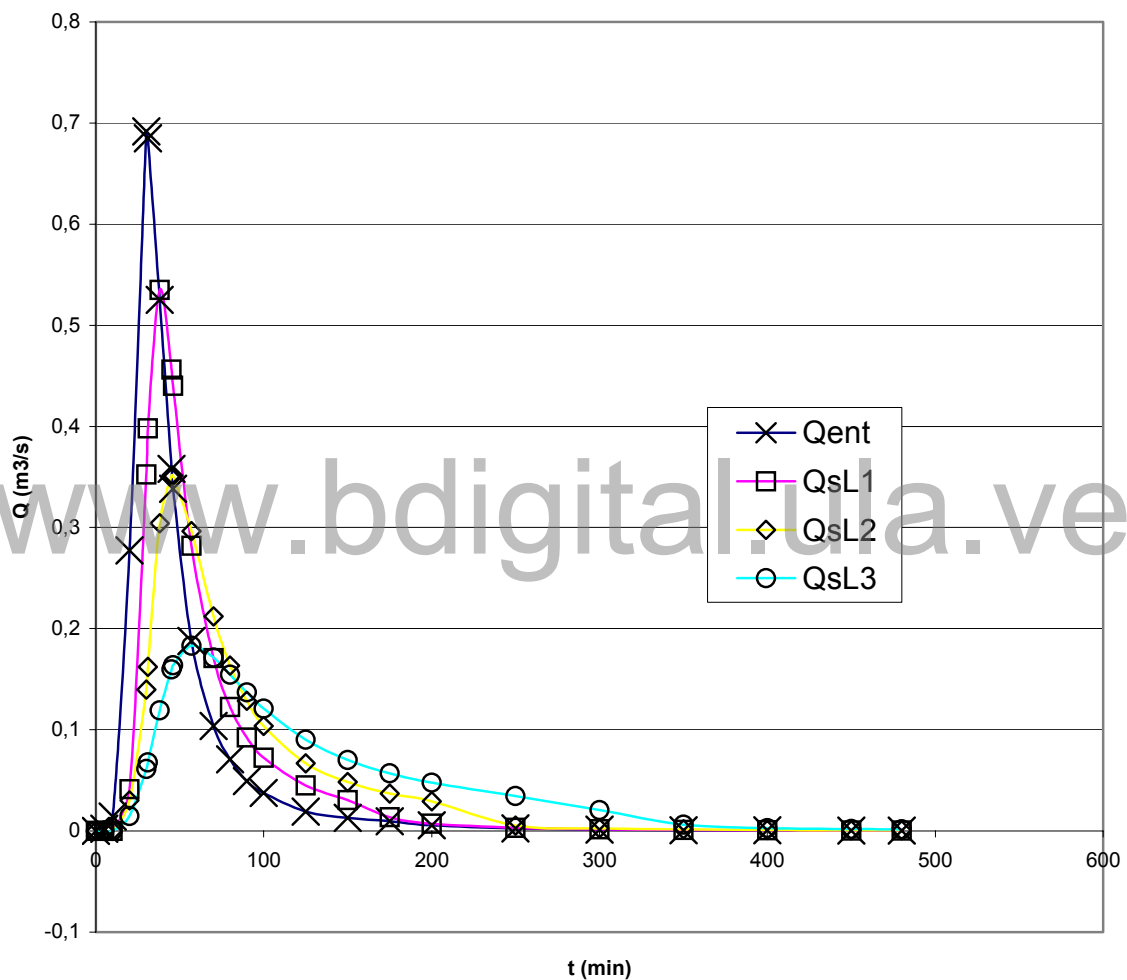


Figura 9.21. Hidrogramas de entrada y de salida a pozos de detención de diferente longitud con descarga por medio de alcantarilla .

CAPITULO 10

ANÁLISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS DEL MODELO DE DRENAJE URBANO DESARROLLADO

10.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS EN CUENCAS RURALES Y SEMI-URBANAS

La finalidad de esta simulación es comparar el modelo de drenaje urbano desarrollado con el modelo de Duque de donde este proviene. Es importante esta comparación porque aunque el basamento matemático es el mismo, la filosofía de cálculo, de resolución numérica, manejo de datos y programación no lo es. Estas diferencias se justifican debido a que la mayor capacidad de las actuales computadoras posibilita escribir un código más claro y más eficiente, aunque más lento y exigente con los recursos de memoria.

De acuerdo a las simulaciones de las cuencas del río Limón y del Río Albarregas, mostradas en el capítulo VIII, los resultados son satisfactorios.

Puede decirse que para simular cuencas sin estructuras de drenaje urbano, el modelo desarrollado presenta las mismas características que el modelo de Duque: necesidad de poca información de entrada, sencillez en la formulación, estabilidad incondicional, buen basamento físico.

10.2. ANÁLISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS CON LA SIMULACIÓN DE CADA UNO DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA

10.2.1. Simulación de segmentos de escurrimiento

Igual a lo que se explicó en el apartado anterior, el flujo sobre vertientes tiene el mismo basamento teórico matemático que el del modelo de Duque. Pero como hay pequeñas diferencias en los métodos numéricos de solución, se procedió a hacer análisis de sensibilidad de los parámetros que pueden modificar el flujo para ver si el comportamiento de dicho elemento era el esperado.

El primer análisis de sensibilidad fue el de estudiar la variabilidad que presentaría el caudal unitario longitudinal y la forma del hidrograma, si se aumenta la longitud del segmento. El caudal se escaló, dividiéndolo por la longitud, para poder comparar los resultados. El resultado fue consistente con la realidad, siendo los hidrogramas prácticamente idénticos. Con relación al análisis de sensibilidad de los segmentos de escurrimiento respecto a la rugosidad, se tiene que a mayor rugosidad, menor caudal pico. Esto es consistente con la realidad.

Para demostrar lo anterior se utilizará, pero de forma más sucinta, el análisis del Capítulo 4 sobre el tránsito en vertientes y cauces.

Rescribiendo la ecuación 4.24:

$$\frac{\Delta A}{\Delta t} + \frac{\Delta Q}{\Delta x} = q_L \quad (4.24)$$

Donde:

Δt , Δx : son intervalos de tiempo y distancia.

q_L : caudal lateral que entra al segmento por unidad de longitud.

ΔQ : es la diferencia entre el caudal que sale del intervalo actual menos el caudal que sale del intervalo anterior, en el segmento en estudio.

ΔA : es la diferencia entre el área del segmento en estudio al final del periodo actual y el área del mismo al final del periodo anterior.

Multiplicando por $\Delta t \Delta x$ y desarrollando la ecuación de diferencias en forma simplificada:

$$(A_j - A_{j-1}) \Delta x + (Q_i - Q_{i-1}) \Delta t = q_L \Delta x \Delta t \quad (10.1)$$

Desarrollando la ecuación anterior y haciendo:

$A \Delta x = V$ resulta:

$$V_j - V_{j-1} + Q_i \Delta t - Q_{i-1} \Delta t = q_L \Delta x \Delta t. \quad (10.2)$$

Si ahora se introduce la expresión $V_{OLINT} = V_{j-1} + Q_{i-1} \Delta t + q_L \Delta x \Delta t$

La cual indica que el volumen almacenado en el período actual es debido al volumen remanente almacenado en el período anterior, al volumen que entra proveniente del segmento anterior y al volumen que entra proveniente del flujo lateral, resultando la ecuación:

$$V_j = V_{OLINT} - \Delta t Q_i \quad (10.3)$$

Esta es una ecuación de una recta de pendiente negativa, donde V varía desde V_{OLINT} hasta cero, y Q varía desde cero hasta $V_{OLINT}/\Delta t$.

Suponiendo, sin perder generalidad, y sólo para comprender la tendencia del comportamiento, que se trabaja con un segmento de gran anchura, dividiendo la ecuación anterior entre $b \Delta x$, resulta:

$$y_j = y_{INT} - (\Delta t / \Delta x) q_i \quad (10.4)$$

o :

$$y_j = y_{INT} - m q_i \quad (10.4)$$

Para encontrar el punto de solución del flujo para dos segmentos de escorrentía con características similares pero con distinta rugosidad se graficó simultáneamente la recta anterior y las dos curvas de gastos, que para los efectos se puede suponer que es la ecuación de manning para canales de gran anchura (Figura 10.1)

$$q = (S^{1/2} / n_1) y^{5/3} \quad (10.5)$$

$$q = (S^{1/2} / n_2) y^{5/3} \quad (10.6)$$

siendo $n_2 > n_1$

Como puede notarse en la gráfica:

$$q_2 < q_1$$

$$y_2 > y_1$$

Así se visualiza el efecto de la rugosidad en segmentos de escurrimiento: si se aumenta la rugosidad, baja el caudal y aumenta el tirante.

Igual razonamiento puede aplicarse para el análisis de sensibilidad de la simulación de segmentos de escurrimiento con respecto a la pendiente longitudinal de los mismos: a menor pendiente S , menor caudal pico y mayor tirante. (ver ecuaciones 10.5, 10.6 y Figura 10.1)

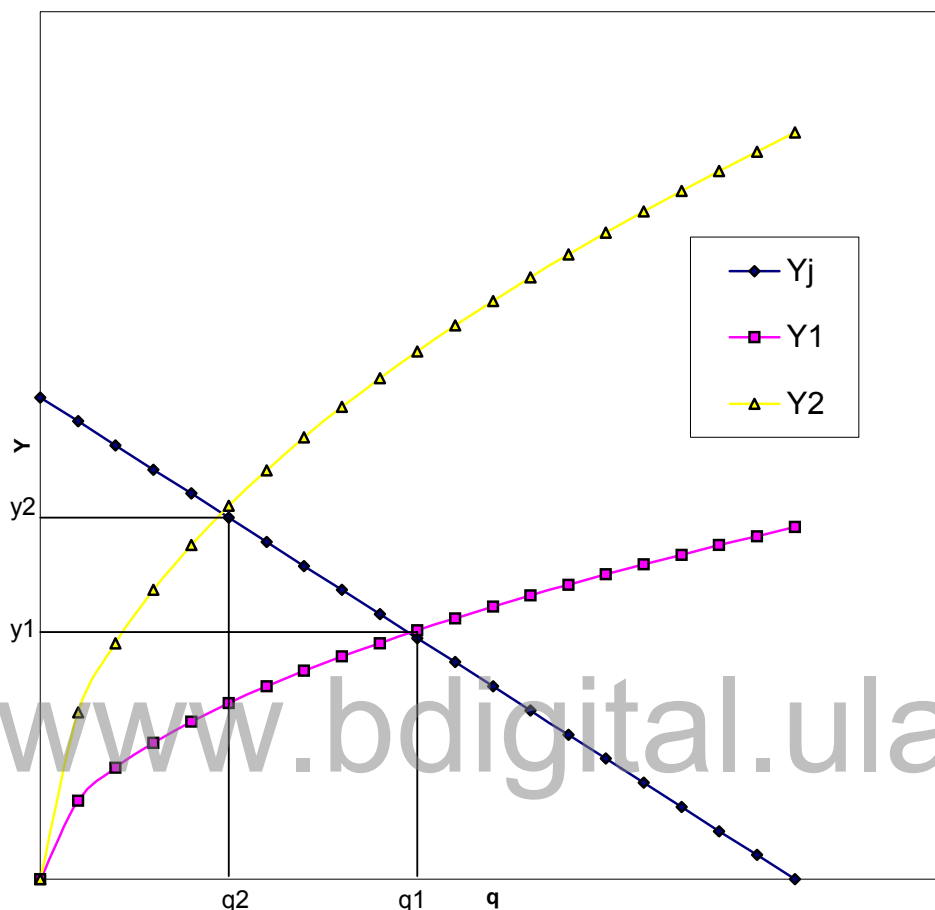


Figura 10.1. Variación en el punto de solución del flujo para condiciones cambiantes del cauce.

Otro elemento que considera el modelo desarrollado es la posibilidad de incorporar “régimen de flujo laminar” en el tránsito de vertientes o segmentos de escurrimiento

Aunque este elemento es importante desde el punto de vista teórico, puede deducirse, basándose en las ecuaciones de flujo conocidas, que su efecto práctico sobre el escurrimiento es mínimo; mucho menor a lo esperado como puede inferirse de las Figuras 9.3 y 9.4.

Para ampliar este tema se podría incorporar información citada por Chow et al. (1987) donde se indica que la resistencia al flujo laminar sobre vertientes con mucha boscosidad es 10 veces mayor que lo que indica el flujo laminar. Sería importante llegar a la información de primera mano de estas investigaciones para poder tomar una decisión al respecto.

Resumiendo, se puede decir que los segmentos de escurrimiento tienen las mismas bondades que sus contrapartes del modelo anterior (Duque et al., 1983) con la posibilidad adicional de utilizar flujo laminar cuando aplique.

Entre las limitaciones que tiene se puede nombrar la imposibilidad de simular los efectos de un flujo en vertientes muy boscosas y radiculadas.

10.2.2. Simulación de segmentos de escorrentía

En el presente modelo se desarrolló un nuevo segmento de escorrentía: el segmento calle. Su importancia relativa dentro del modelo es alta, porque de él toman, los otros dispositivos, información hidráulica y geométrica para su posterior funcionamiento.

Los análisis de sensibilidad de los parámetros de rugosidad y pendiente longitudinal son fácilmente explicables con lo dicho para los segmentos de escurrimiento, aunque en apariencia los efectos de la variación de tales parámetros no se evidencian en las Figuras 9.6 y 9.7, esto es debido a que se tomó la longitud típica de una calle (100 m) para hacer el estudio. Para longitudes mayores, se evidencia con mayor claridad el efecto de dichos parámetros. En la Figura 10.2 se muestra el análisis de sensibilidad del parámetro rugosidad para un segmento de escorrentía de longitud de 5.000 m.

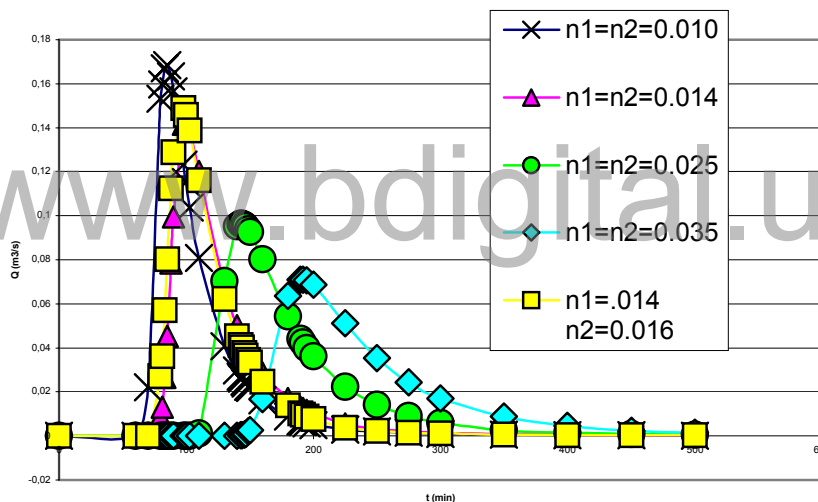


Figura 10.2. Hidrogramas producidos por segmentos de escorrentía de gran longitud (L=5000 m) con diferentes rugosidades.

Con respecto a la sensibilidad de la simulación respecto a la variación de la pendiente transversal, esta variación resultó imperceptible, y así es consistente con la realidad.

En el análisis de sensibilidad del parámetro longitud ocurre algo muy particular que no tiene que ver con el proceso físico que ocurre. Si se hace el tránsito cinemático de un hidrograma de entrada por el método de las características, el mismo no es afectado por la longitud. Su gráfico sólo muestra un retardo producto del tiempo de viaje. Si se hace el tránsito cinemático usando cualquier esquema numérico, se observa una ligera atenuación del pico. El presente modelo no escapa a esa característica y se tiene que tener en cuenta para cuando

se tengan que estudiar casos reales, especialmente de gran longitud. El análisis exhaustivo de esta situación escapa al alcance del presente trabajo.

10.2.3. Sumideros de ventana sin depresión que funcionan en calles con pendiente

La simulación del estudio de caso correspondiente al sumidero de ventana sin depresión se llevó a cabo de manera satisfactoria, obteniéndose resultados cercanos a los obtenidos utilizando los métodos tradicionales (Figura 8.9).

En el análisis de sensibilidad de los parámetros de funcionamiento del dispositivo, se observaron resultados cónsonos con la realidad. (Figuras 9.10, 9.12, 9.14).

Con respecto a las bondades del modelo al simular este tipo de sumideros está el que se puede indagar el funcionamiento con muchas combinaciones de caudal pendiente y longitud de dispositivo de una forma sencilla. Por ejemplo: con el modelo y como producto indirecto se puede construir un gráfico de eficiencia para distintas longitudes (Figura 10.3). Aunque este tipo de información se puede conseguir de forma más flexible construyendo un pequeño programa especializado.

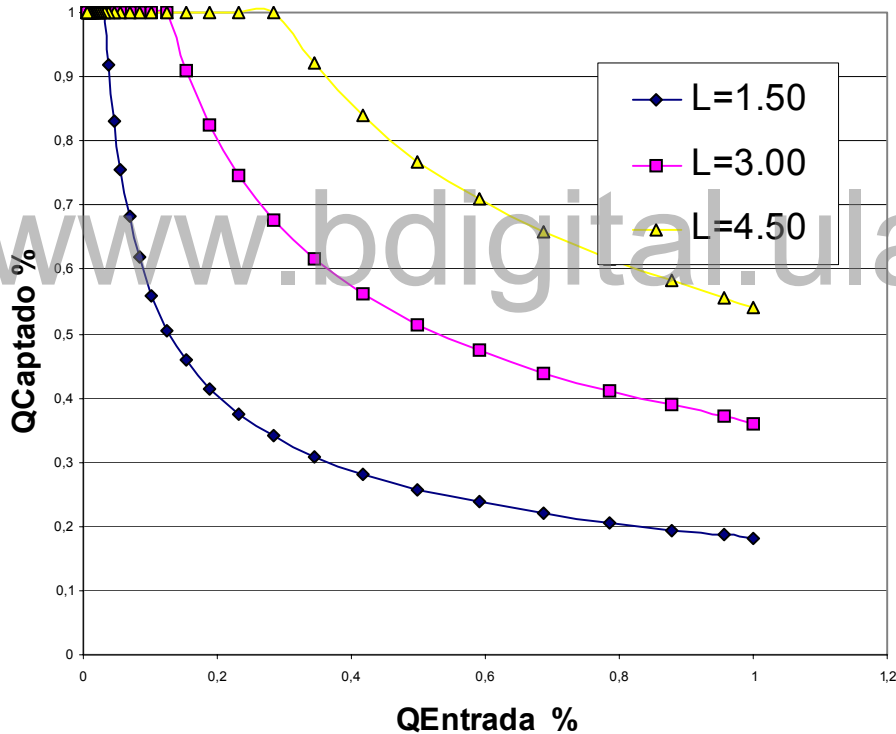


Figura 10.3. Eficiencia de captación de sumideros de ventana colocados en una calle con pendiente longitudinal $S=1\%$. $Q_{pico}=161$ L/s.

La limitación principal del modelo, en la simulación de sumideros de ventana sin depresión, está en la imposibilidad de considerar el efecto de remanso que ocurre aguas abajo del mismo.

10.2.4. Sumideros de ventana con depresión que funcionan en calles con pendiente

La simulación correspondiente al estudio de caso para este sumidero, se llevó a cabo satisfactoriamente (Figura 8.11).

En el análisis de sensibilidad de parámetros, los resultados fueron discretos. El análisis de sensibilidad del funcionamiento del sumidero respecto a la longitud (Figura 9.11) y a la magnitud del caudal de entrada (Figura 9.15) fue consistente con lo esperado. Donde ocurrió una fuerte incongruencia fue el análisis de sensibilidad del parámetro: pendiente longitudinal de la calle donde está ubicado el sumidero. Allí los resultados fueron contrarios a lo que se esperaba (Figura 9.13). La causa de este problema está en el método de numérico de solución frente a la forma de la función que se va a resolver. Para uniformizar, se utilizó el método de Newton Raphsom para resolver todas las ecuaciones desde donde se necesitara sacar un valor puntual para ese punto de funcionamiento a saber: tirante normal, tirante crítico, tirantes secuentes. En estos últimos, y para flujos muy energéticos, el modelo diverge al encontrar la altura secuente mayor y no la otra.

Las bondades de la simulación de sumideros de ventana con depresión son las mismas que para la simulación de los sumideros sin depresión, magnificada por la minuciosidad que implica el cálculo manual para este caso.

Las limitaciones son: la imposibilidad de considerar los remansos aguas abajo del dispositivo y la inconsistencia numérica de la solución.

10.2.5. Sumidero de rejas que funcionan en calles con pendiente

De la simulación del estudio de caso para este sumidero resultaron valores acordes con lo esperado, cercanos a los calculados de forma manual (Figuras 8.13 y 8.14).

Del análisis de sensibilidad del programa a la variación del tipo de sumidero se puede observar que el modelo se comportó consistentemente con lo esperado, mostrándose mayor caudal captado para el sumidero tipo 1, siguiéndolo en orden de magnitud los sumideros tipo 2 y tipo 3, (Figura 9.16)

En el análisis de sensibilidad a la variación de la pendiente longitudinal mostró que el modelo no fue congruente con lo esperado (Figura 9.17). En este gráfico se observa como a medida que aumenta la pendiente longitudinal de la calle, la eficiencia del sumidero se incrementa, lo cual es falso. La causa de este problema está en las bases mismas del cálculo y no en la metodología de solución, como ocurrió en el caso del sumidero de ventana con depresión. Si se grafican en un mismo gráfico (Figura 10.4): y (tirante de aproximación), y_p (tirante medio sobre la reja), Q_i (caudal captado), todo vs la pendiente longitudinal, puede verse que todos los valores, a excepción del caudal, son consistentes; lo que demuestra que la fórmula empleada tiene sus limitaciones para este tipo de cálculo continuo.

La bondad de la simulación de sumideros de reja en pendiente es que permite integrar, en una sola herramienta, todos los elementos necesarios para calcular, a través del tiempo, el caudal que es interceptado y el que continúa por la calle para este tipo de sumidero con sólo seleccionarlo de un catálogo normalizado (INOS) y adicionarle además parámetros geométricos que se toman de la topografía.

Las limitaciones de dicha simulación son: formulación matemática inadecuada para el cálculo continuo e imposibilidad de incluir el efecto de los controles aguas abajo del dispositivo en la red de drenaje.

10.2.6. Sumidero de ventana en puntos bajos

La simulación del estudio de caso resultó ser similar a lo esperado utilizando cálculo manual, tanto para gastos bajos, donde el tránsito por el pozo de detención puede causar inestabilidad, como para gastos altos. (Figuras 8.16 y 8.17).

En el análisis de sensibilidad del modelo a la variación de la longitud (Figura 9.18) los resultados fueron consistentes con la realidad.

Las bondades de aplicación del modelo para la simulación de sumideros de ventana en puntos bajos son: integrar, en un solo procedimiento, la generación de la curva de almacenamiento de la calle a partir de rápida información; tránsito del hidrograma a través del sistema formado por el pozo de almacenamiento y el sumidero de ventana.

Entre las desventajas del modelo al simular este tipo de sumideros está la imposibilidad de tomar en cuenta el efecto de remansos que se produzcan aguas abajo del dispositivo, incluso dentro de la tanquilla de captación. Otra desventaja es la de no generar un limnigrama para conocer hasta donde llega la altura del agua y poder tomar medidas de corrección.

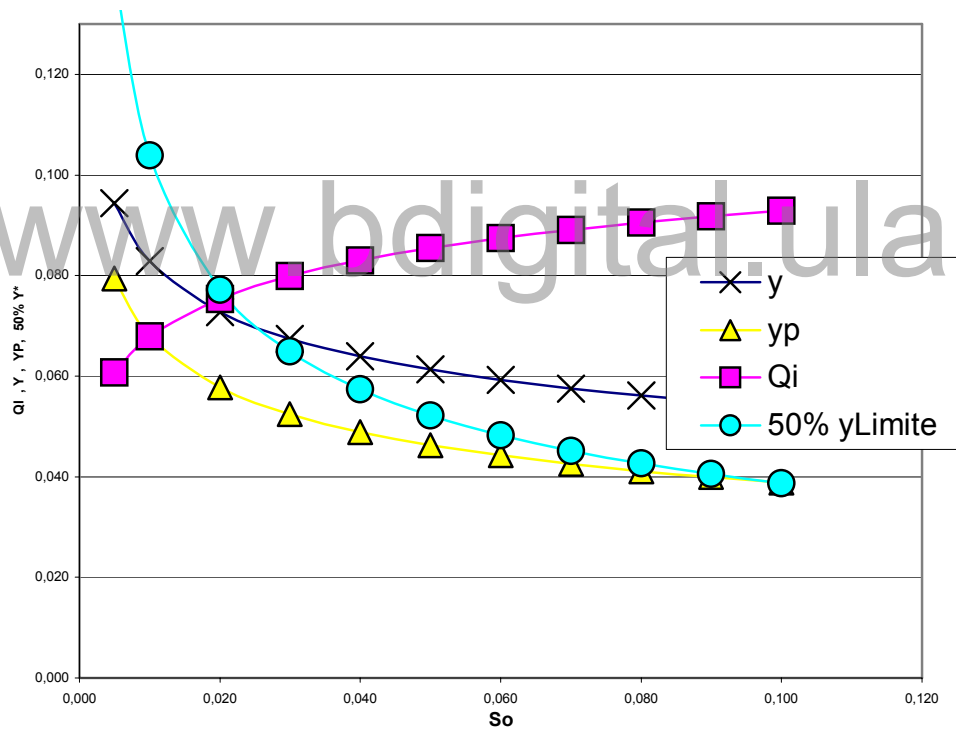


Figura 10.4. Sumidero de reja; valores de tirante de aproximación (y), tirante medio (y_p), caudal captado (Q_i), 50% de tirante límite ($50\% y_{límite}$) vs. pendiente longitudinal S_o , para un caudal de $0.100 \text{ m}^3/\text{s}$.

10.2.7. Sumidero de rejillas en puntos bajos

La simulación del estudio de caso resultó ser consistente con el cálculo manual tanto para gastos bajos como para gastos altos. (Figuras 8.19 y 8.20).

Para el análisis de sensibilidad del modelo a la variación del tamaño y colocación de la reja (Figura 9.18) los resultados están dentro de lo esperado.

Las ventajas y desventajas de aplicación del modelo para la simulación de sumideros de reja en puntos bajos son idénticas a las señaladas para el sumidero de reja en puntos bajos, magnificadas estas últimas por la gran capacidad del sumidero para captar gasto, lo cual no lo hace limitante para el cálculo del drenaje de una zona baja donde se le ubique.

10.2.8. Pozos de detención con salidas por alcantarilla

En las todas las simulaciones se observó un retraso no explicable al inicio de las salidas. Para determinar las causas del retraso, se hizo una nueva simulación utilizando diferentes diámetros de alcantarilla y agregando adicionalmente un orificio cuya curva de descarga se cálculo aparte introduciéndose por archivo. El hidrograma de entrada se aumentó en magnitud y se introdujo por archivo. Las Figuras 10.5 y 10.6 muestran como el retraso persiste para las salidas de las alcantarillas y no se presenta para las salidas por orificio, pudiéndose deducir que el retraso es debido a la curva de descarga con control en la entrada de las alcantarillas.

Aparte de lo anterior, las simulaciones que se hicieron en el estudio de caso resultaron dentro de lo esperado (Figuras 8.23, 8.24 y 8.25), especialmente la Figura 8.24 donde se le colocó al pozo una altura inicial de un metro obteniéndose la salida esperada para esta altura.

El análisis de sensibilidad del modelo respecto a parámetros tales como diámetro de la alcantarilla y dimensiones del pozo resultó acorde con la realidad (Figuras 9.20 y 9.21).

La ventaja del modelo al simular este tipo de dispositivo es que permite hacer el tránsito y realizar el cálculo hidráulico del sistema pozo alcantarilla para un hidrograma cualquiera a partir de información geométrica e información de un catálogo que viene en los manuales de drenaje, el cual se anexa a este trabajo en el Apéndice D.

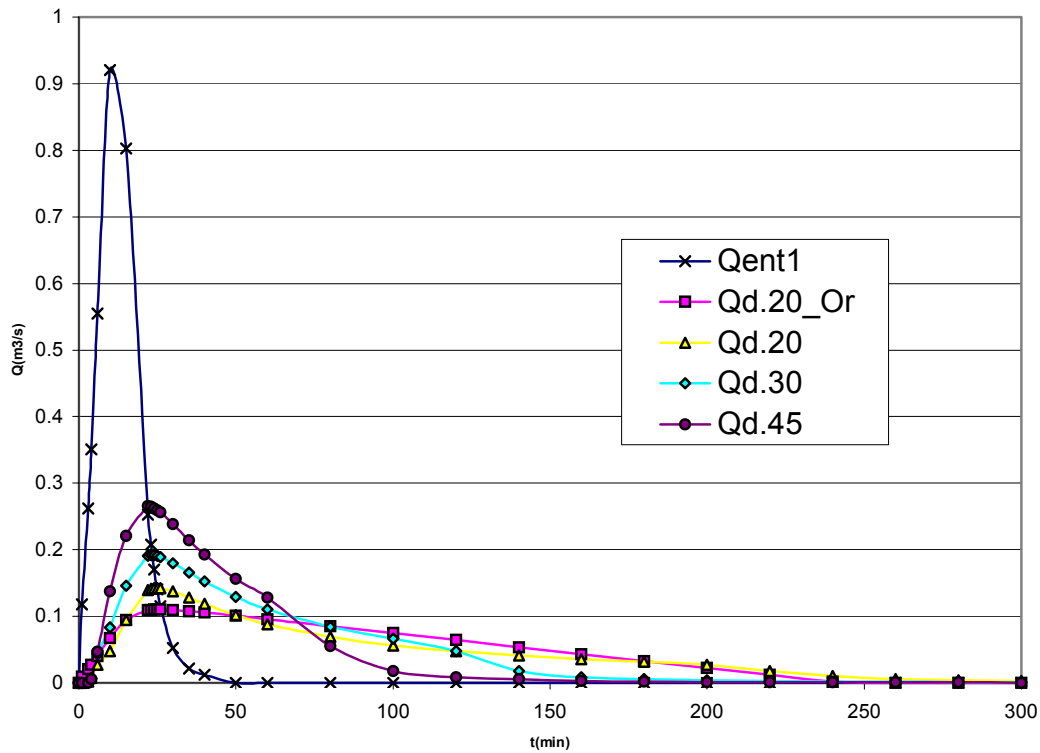


Figura 10.5. Análisis del retraso al inicio de la salida en la simulación de pozos de detención con salida por alcantarilla.

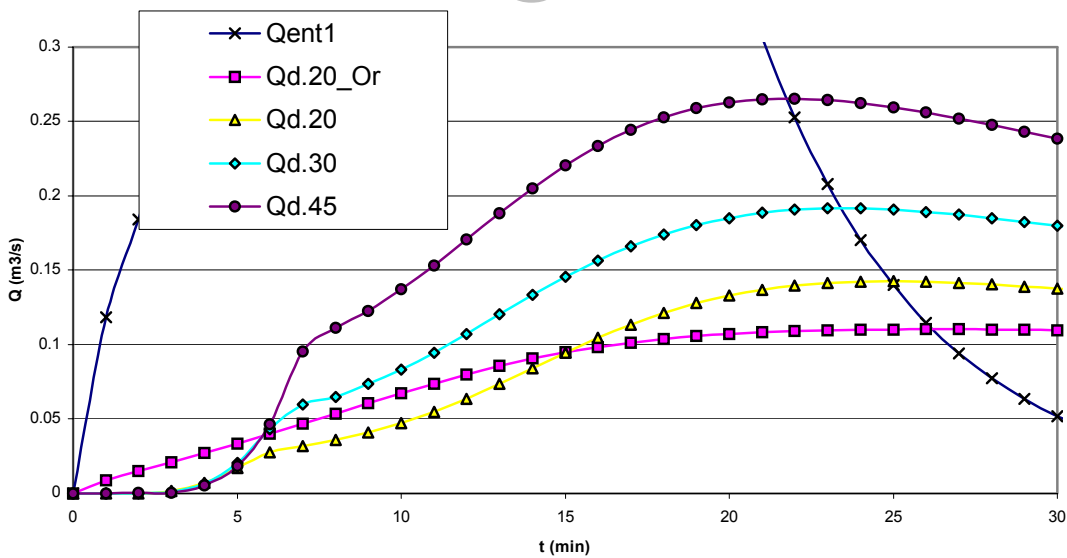


Figura 10.6. Análisis del retraso al inicio de la salida en la simulación de pozos de detención con salida por alcantarilla. Detalle

10.3. ANÁLISIS GLOBAL DE BONDADES Y LIMITACIONES DEL MODELO DE DRENAJE URBANO DESARROLLADO

De las simulaciones para cada dispositivo de drenaje se pudo inferir ciertas bondades y limitaciones que son comunes o se repiten con frecuencia en casi todos los dispositivos:

Entre las bondades del modelo desarrollado se puede decir que la principal es la integración en un solo sistema de tres elementos:

Un modelo lluvia-escorrentía sencillo y bien basado físicamente.

Una serie de dispositivos de drenaje los cuales se pueden elegir desde una base de datos con todas las características geométricas e hidráulicas necesarias.

Procedimientos y algoritmos que permiten integrar en uno sólo los dos elementos anteriores.

Entre las limitaciones más importantes están:

Por ser un modelo cinemático, el modelo se ve imposibilitado de simular variaciones espaciales del flujo.

Imposibilidad de manejar efectos que el remanso de conductos o dispositivos produce aguas arriba de la red.

Inconveniencia en la utilización de base matemática para el cálculo de algunos dispositivos, precisamente los sumideros de rejillas en pendiente.

Algoritmos numéricos inestables, específicamente en la resolución de las ecuaciones de las alturas secuentes y la altura crítica.

Escasez de información de salida en la simulación de algunos dispositivos, especialmente altura de pozos de disipación y anchura de mancha de inundación en calles.

Inexistencia de un preprocesador y un post-procesador que facilite la entrada y salida de información.

Inexistencia de procedimientos que manejen flujos de desborde en el caso que la capacidad de los conductos o los dispositivos sea superada y el desborde deba fluir hacia otra parte del sistema o salga de él.

CAPITULO 11

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

11.1. CONCLUSIONES

El estudio de las estructuras de drenaje urbano más utilizadas en el país permitió conocer la teoría que describe su funcionamiento, la información de entrada necesaria para describirlas, así como las limitaciones que plantea la misma teoría sobre esta descripción.

Se verificó la factibilidad de desarrollar algoritmos que se adaptaran a la estructura de un modelo de simulación como el de Duque con las modificaciones previamente hechas. La creación de los algoritmos cumple, en la mayoría de los casos, con tres fases: desarrollo del algoritmo hidráulico propiamente dicho, selección de un algoritmo numérico que resolviera las ecuaciones planteadas en el algoritmo hidráulico y finalmente el desarrollo y manejo de las estructuras de datos que se utilizan en el proceso.

El modelo tiene capacidad de simular dispositivos con diversas configuraciones geométricas internas y externas. Estas configuraciones son conjuntos de parámetros geométricos relevantes para el funcionamiento hidráulico de la estructura. Esto se hace por medio de dos formas: utilizando algoritmos generales con un amplio rango de funcionamiento, o utilizando bases de datos en los que se almacenaron los valores de las curvas adimensionales que fueron productos de investigaciones cuya frecuencia se cita.

El modelo en todos sus componentes realiza una simulación unidimensional físicamente fundamentada. Esto le permite, para valores de entrada dados, evaluar el funcionamiento de sistemas al cambiar cualquier disposición topológica o geométrica del mismo.

Entre las limitaciones fundamentales del modelo está la imposibilidad de simular el efecto que producen fenómenos de remanso y desbordamiento de capacidad de tuberías que ocurren en un punto determinado y afectan la red aguas arriba del mismo.

Se presentaron problemas de convergencia al resolver las ecuaciones de energía en canales utilizando el método de Newton. Este inconveniente trajo como consecuencia que la simulación del flujo a través de ventanas con depresión, que funcionan en puntos bajos, presentara inconvenientes para su realización.

La simulación del tránsito del hidrograma a través de una estructura de detención presenta inestabilidad para caudales bajos. Esta casi imperceptible inestabilidad es típica del algoritmo numérico utilizado para resolver las ecuaciones que describen el fenómeno.

Las ecuaciones que describen el flujo en sumideros de rejillas se basan en experiencias desarrolladas para caudales altos, con miras al cálculo de capacidades de captación. La utilización de dichas ecuaciones para describir el funcionamiento de estas estructuras, cuando los caudales son bajos, da como resultado que la salida se aleje de la realidad.

Las estructuras de detención superficial tales como charcos en el pavimento o pozos de detención, producen un amortiguamiento del hidrograma.

El desarrollo de un modelo distribuido de drenaje urbano donde se pueda considerar el tránsito en vertientes, cauces y en estructuras de drenaje comúnmente utilizadas en nuestro país, es factible.

11.2. RECOMENDACIONES

Estudiar más a fondo los algoritmos numéricos y no numéricos que permitan resolver las ecuaciones de la energía en canales.

Analizar la factibilidad de agregar algoritmos no numéricos para simular los efectos de fenómenos tales como el remanso y el desbordamiento de la capacidad de tuberías sobre la parte aguas arriba del mismo.

En sumidero de rejas se recomienda analizar cuidadosamente los resultados.

Desarrollar una interface gráfica que facilite la entrada y salida de información.

www.bdigital.ula.ve

BIBLIOGRAFIA

- Agence de l'Eau Rhonè-Mediterranee-Corse. 1994. Técnicas Alternativas en Drenaje Pluvial. Francia.
- Amisial R. y A Barrios. 1986. Modelos de simulación de la operación de un embalse de usos múltiples. CIDIAT-OEA. Mérida. Venezuela.
- B-14 Consultores. 1998. Conjunto residencial Chama Mérida, memorias descriptivas del urbanismo. Mérida. Venezuela.
- Barreto , L. 1982. Estudio hidrológico del Río Albarregas. Tomos I ,II y III. IMPARQUES. Mérida. Venezuela.
- Bathurst J. C., J. M. Wicks end P.E. O' Connell. 1995. The SHE/SHESED model. Edited by Vija J. And P. Singh. Water Resources Publications. Colorado USA. Cap. 16.
- Bolinaga, J.J. 1979. Drenaje urbano. Instituto nacional de obras sanitarias. Caracas. Venezuela.
- Bonilla J.J. 1978. Simulación del tránsito de escorrentía por métodos dinámicos y su aplicación en modelos hidrológicos. Tesis M. Sc. CIDIAT. Mérida. Venezuela.
- Burden, R. y J. Faires. 1985. Análisis numérico. Grupo editorial iberoamericana. México.
- Calver, A and W.L Wood. 1995. The institute of hidrology distribuited model Edited by Vija J. And P. Singh. Water Resources Publications. Colorado USA. Cap. 17.
- Carciente, J. 1977. Drenaje de Carreteras. Ediciones Vega. Caracas. Venezuela
- Carnahan, B. , H. Luther y J. Wilkes. 1969. Aplied numerical methods. Wiley. New York. USA.
- Chow, V. T., 1959. Open channel hydraulics. Mc Graw Hill Book Company. Tokyo.
- Chow, V. T., D. Maidment y L. Mays. 1987. Hidrología aplicada. Mc Graw Hill interamericana. Santa Fe de Bogotá. Colombia.
- Dunigian A.S. B. R. bicknell and J. C. Innhoff. 1995. Hydrological simulation program fortran. Edited by Vija J. And P. Singh. Water Resources Publications. Colorado USA. Cap. 12.
- Duque, R. 1977. Análisis de un modelo hidrológico para la simulación de escorrentía. Tesis M. Sc. CIDIAT. Mérida. Venezuela.
- Duque , R. , T. Bandes, A. Barrios. 1983. Modelo de drenaje urbano modificado. Descripción del modelo e instructivo de uso. CIDIAT . Mérida. Venezuela.
- Duque , R. 1981. Modelo de drenaje urbano y su aplicación. CIDIAT . Mérida. Venezuela.
- Duque , R. y A. Barrios. 1988. Modelo de simulación hidrológica a escala mensual. CIDIAT . Mérida. Venezuela.

- Feldman A. D. 1995. HEC-1 Model. Edited by Vija J. And P. Singh. Water Resources Publications. Colorado USA. Cap. 4.
- Franceschi, L. 1984. Drenaje vial. Fondo editorial del colegio de ingenieros de Venezuela. Caracas.
- Jaúregui, E. 1996. Estudio hidrológico e hidráulico del río Albarregas. Oficina Metropolitana de Transporte, OFIMETRO. Mérida.
- Jaúregui, E. 2004. Apuntes de Drenaje Vial. Facultad de Ingeniería. ULA. Mérida. Venezuela.
- Jegat, H. J. 1982. Análisis comparativo de los métodos de resolución de las ecuaciones de flujo no permanente. Trabajo de Ascenso. CIDIAT. Mérida. Venezuela
- Leavesley L. G. 1995. P.R.M.S Model. Edited by Vija J. And P. Singh. Water Resources Publications. Colorado USA. Cap. 9.
- Milpa. C.A. 1977. Saneamiento Integral del río Albarregas. Instituto Nacional de Obras Sanitarias. Dirección general de proyectos. Caracas - Venezuela.
- Ministerio de Obras Públicas. 1973. Estudio hidrológico del Río Albarregas en Los Curos. División de hidrología. Caracas - Venezuela.
- Mogollón, J. 1979. Simulación hidrológica para el estudio de planicies inundables. Tesis M. Sc. CIDIAT. Mérida. Venezuela.
- Ponce, V. M. 1989. Engineering hydrology, principles and practices. Prentice Hall. Englenwood Cliffs. New Jersey. USA.
- Ponce, V. M. 1980. Properties of numerical solutions. Unsteady flow in open channels. Colorado State University. Chap. 9
- Ponce, V. M. 1980. Stream channel routing. Unsteady flow in open channels. Colorado State University. Chap. 5
- Schaake, J. 1971. Deterministic urban runoff model. De by M. L. Albertson et al. Colorado State university. Chapter VIC.
- Tahal. 1998. Estudio Hidrológico e Hidráulico del río Albarregas a nivel de Prefactibilidad. Hidroandes, CA. Mérida. Venezuela.
- Woolhiser, D. 1980. Kinematic wave modeling techniques. Unsteady flow in open channels. Colorado State University. Chap. 7

APENDICE A

CALCULO DE Δf Y Δx

www.bdigital.ula.ve

Para esquemas explícitos la adecuada escogencia de valores de Δt y Δx , intervalo de tiempo y de distancia respectivamente, garantiza estabilidad, consistencia y convergencia.

La estabilidad, es la habilidad del esquema numérico para inhibir el crecimiento de errores. Un esquema inestable es aquel donde un cierto tipo de error, como el de truncamiento, es permitido que crezca sin límites.

Esquemas explícitos de sistemas hiperbólicos, están sujetos al criterio de estabilidad de Courant - Friedrichs - Lewy, el cual para la onda cinemática expresa :

$$\frac{\Delta x}{\Delta t} \geq c_k \quad (\text{A.1})$$

lo que implica :

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{c_k} \quad (\text{A.2})$$

donde:

$$c_k = \frac{dQ}{dA} : \text{celeridad de la onda cinemática.}$$

En esquemas implícitos no existe este límite para Δt . Sin embargo este no puede ser elegido arbitrariamente largo. Experiencia dicta tomar $TFC / \Delta t > 15$ (Ponce, 1980).

En contraparte a lo anterior están los efectos de la escogencia de Δt en la consistencia y la convergencia.

Consistencia es la habilidad que tiene el esquema numérico para reproducir la solución analítica a medida que la discretización se hace más intensa. Convergencia es la medida del error producto de una discretización cualquiera.

Los conceptos anteriores se explican en la Figura A.1, donde además se utiliza una nueva variable, razón de convergencia (R), la cual es la razón entre la solución numérica y la solución analítica. Según esta variable el error es menor cuando R se aproxima a 1.

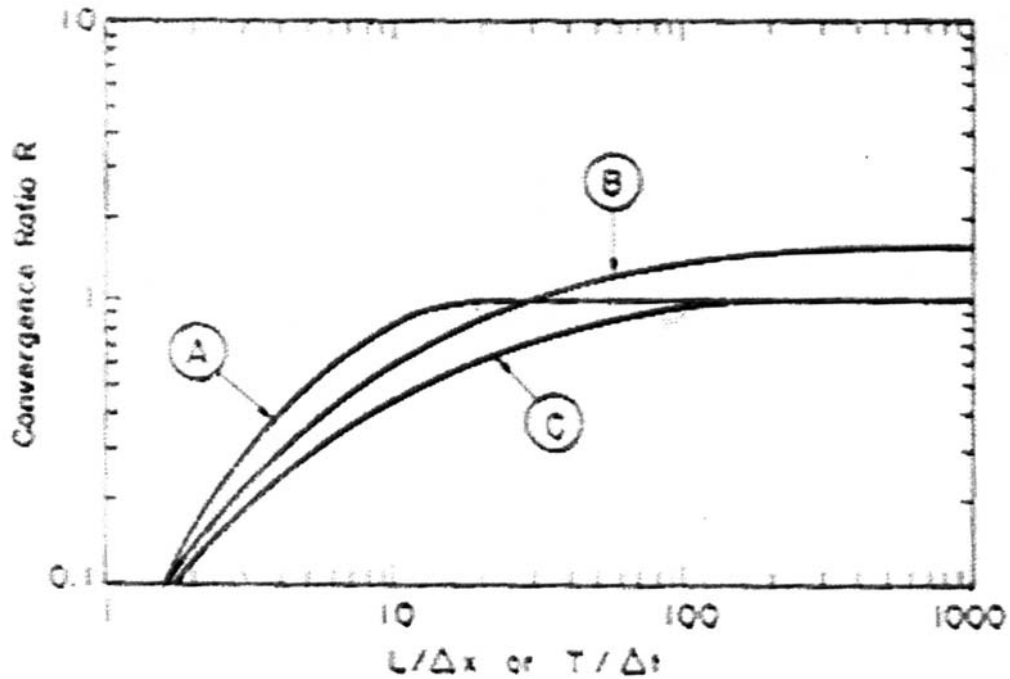


Figura A.1 Curvas de Razón de convergencia vs densidad de la grid
Fuente : Ponce (1980) p. 9 - 11.

De la gráfica puede observarse que el esquema A es consistente, mientras B no lo es. También puede notarse que A converge más rápido que C.

En los esquemas explícitos la máxima convergencia se obtiene para $\Delta t_c = \Delta x / c_k$

Para asegurar estabilidad y convergencia se acostumbra en la práctica tomar valores de Δt ligeramente menores a Δt_c .

$$\Delta t = 0.9 \cdot \Delta t_c \quad (A.3)$$

Para esquemas implícitos la convergencia se garantiza para valores de θ cercanos a 0.5. En la figura A.2 puede observarse como se obtiene un esquema de mayor convergencia a medida que θ se acerca a 0.5.

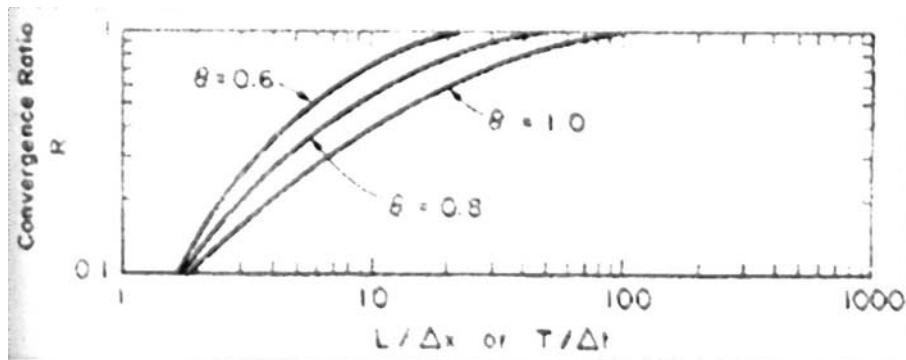


Figura A.2 Curvas de Razón de convergencia vs densidad de la grid para varios valores de θ .
Fuente : Ponce (1980) p. 9 - 12.

Cunge (Ponce 1980), plantea para su método simplificado que se debe calcular un Δt para cada paso de cálculo de tal forma de adaptarse a las condiciones cambiantes de la velocidad de la onda.

En el presente modelo se escogió un Δt mínimo, calculado como el tiempo de viaje del flujo máximo a través de la distancia Δx . Este Δt , garantiza estabilidad, pudiendo sacrificar convergencia si el esquema no fuese consistente.

También, para los casos donde la velocidad del flujo es muy pequeña, o Δx es muy grande, se fijó un Δt máximo como $TFC/30$, donde TFC es el tiempo total del hidrograma.

www.bdigital.ula.ve

APENDICE B

**GRAFICOS PARA EL CALCULO DE SUMIDEROS DE VENTANA TIPO
INOS**

www.bdigital.ula.ve

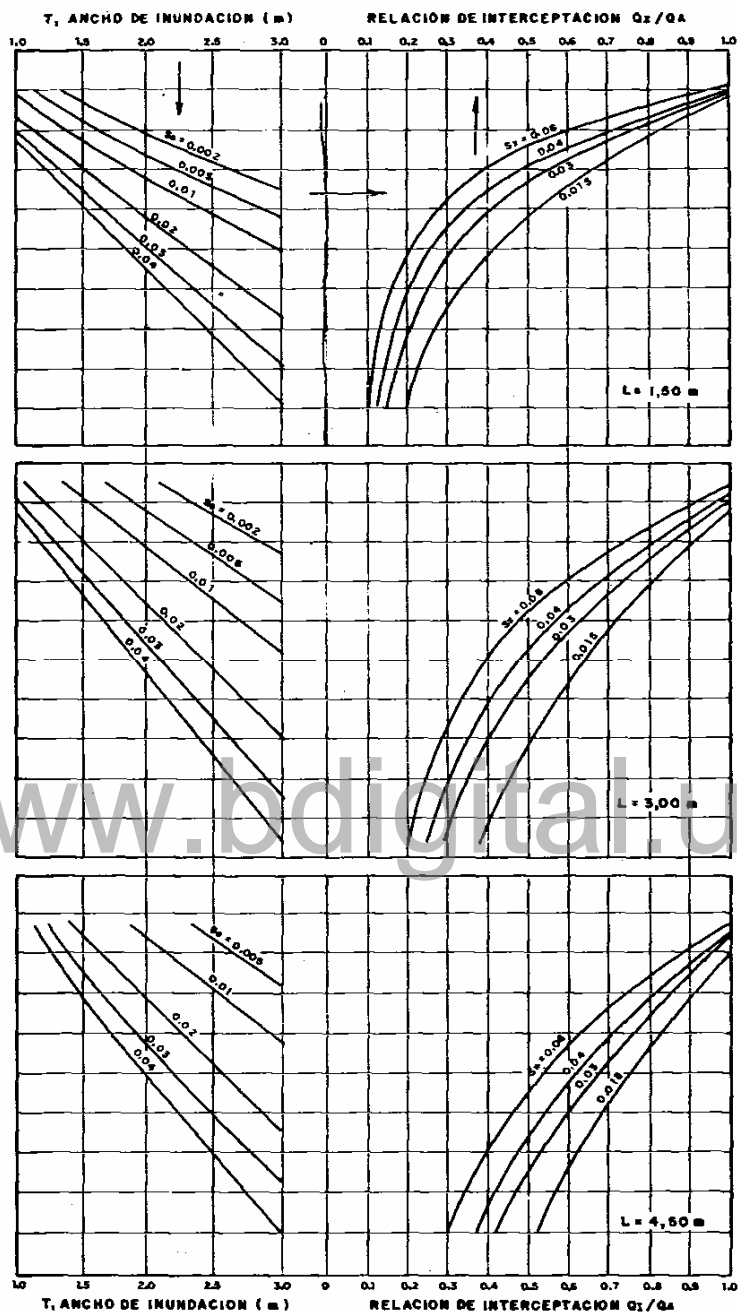


Figura B.1. Sumidero de ventana. Relación de interceptación ($B=0.30\text{ m}$, $a=0.025\text{ m}$)

Fuente: Bolinaga (1979)

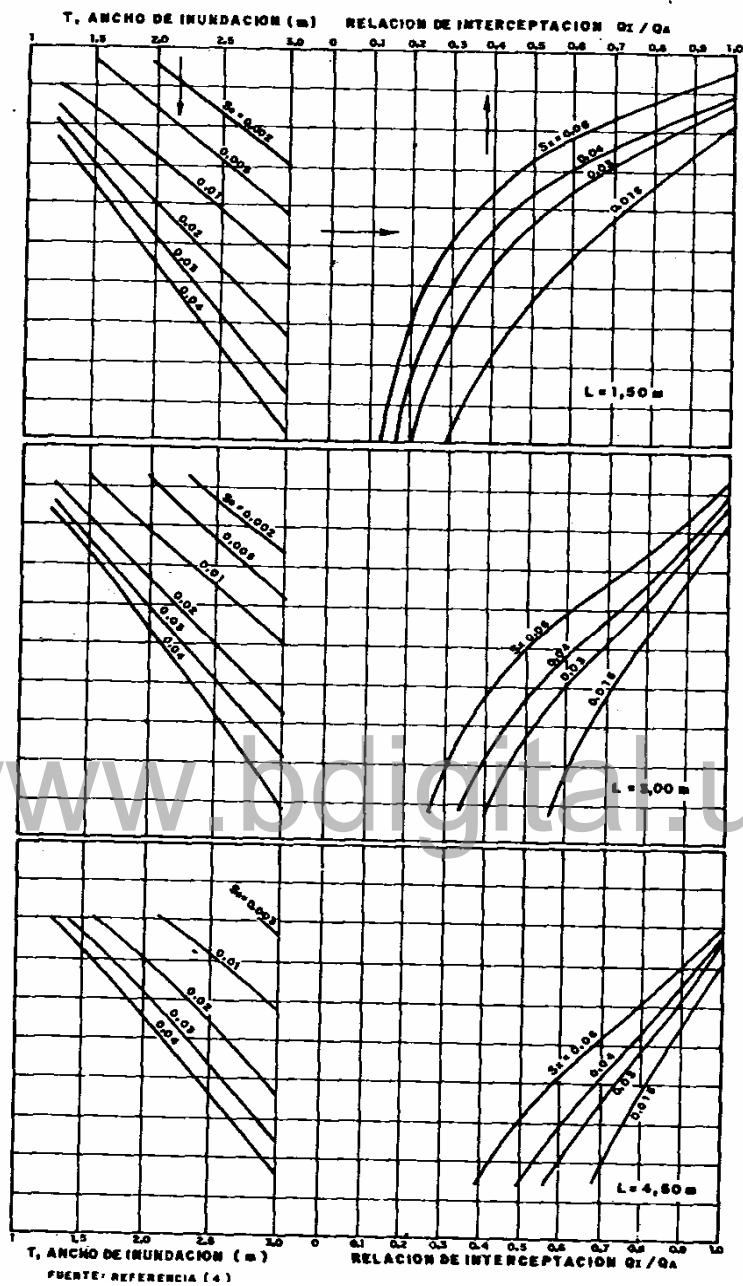


Figura B.2. Sumidero de ventana. Relación de interceptación ($B=0.60$ m, $a=0.05$ m)

Fuente: Bolinaga (1979)

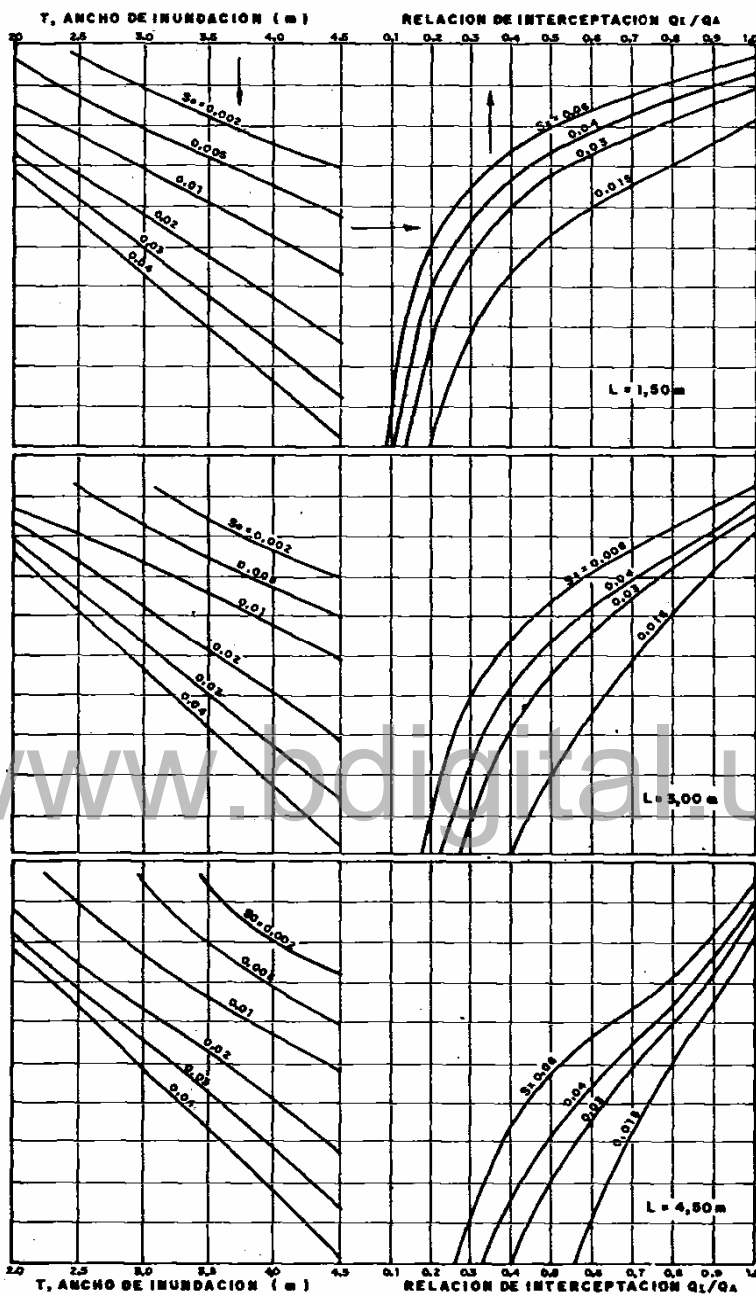


Figura B.3. Sumidero de ventana. Relación de intercepción ($B=0.90$ m, $a=0.08$ m)

Fuente: Bolinaga (1979)

APENDICE C

**TIPO DE ESTRUCTURAS DE DRENAJE TRANSVERSAL A UTILIZAR DE
ACUERDO A LA MAGNITUD DEL CAUDAL A TRANSITAR**

www.bdigital.ula.ve

TIPO DE ESTRUCTURAS DE DRENAJE TRANSVERSAL A UTILIZAR DE ACUERDO A LA MAGNITUD DEL CAUDAL A TRANSITAR

ESTRUCTURA	TIPO DE VIA	CAUDAL MAXIMO	ARRASTRE DE SEDIMENTOS
<i>BATEA</i>	SECUNDARIA	3 m ³ /s	SEDIMENTOS FINOS Y DE FACIL REMOCION
<i>ALCANTARILLA</i>	TODO TIPO	10 m ³ /s	FINOS
<i>CAJON DE PASO</i>	TODO TIPO	HASTA 20 m ³ /s	SEDIMENTO GRUESO DE MÁS DE 30 cm DE DIAMETRO
<i>BOVEDA TRIARTICULADA PRE-FABRICADA</i>	TODO TIPO	SIN LIMITE, PERO LA VELOCIDAD DEL AGUA MENOR A 2 m/S	SIN ARRASTRE DE SEDIMENTOS
<i>PUENTES</i>	TODO TIPO	SIN LIMITE	SIN RESTRICION

Fuente : Jáuregui (2004)

APENDICE D
GRAFICOS PARA EL CALCULO DE ALCANTARILLAS CON CONTROL
EN LA ENTRADA

www.bdigital.ula.ve

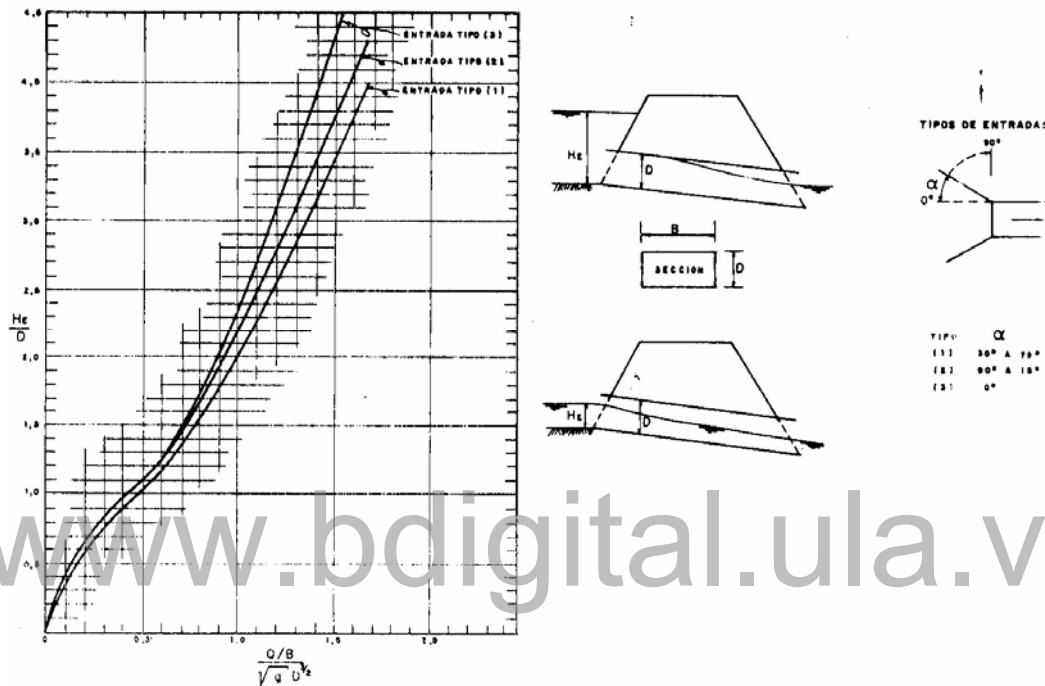
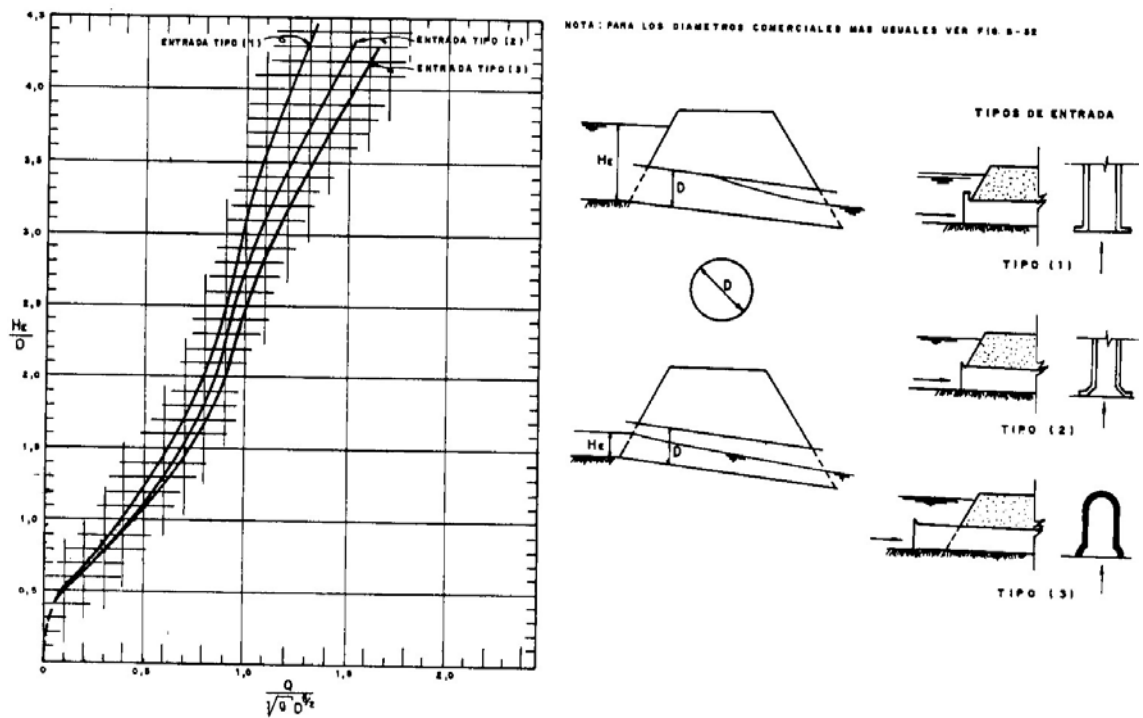


Figura C.1. Cajones. Entradas tipo 1,2 o 3. Base de datos f11, f12, f13

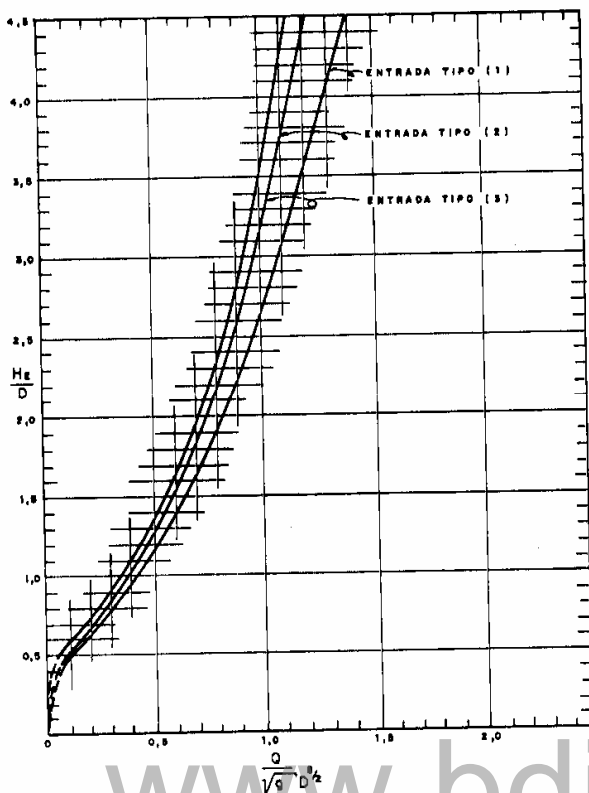
Fuente: Bolinaga (1979) p 455-464



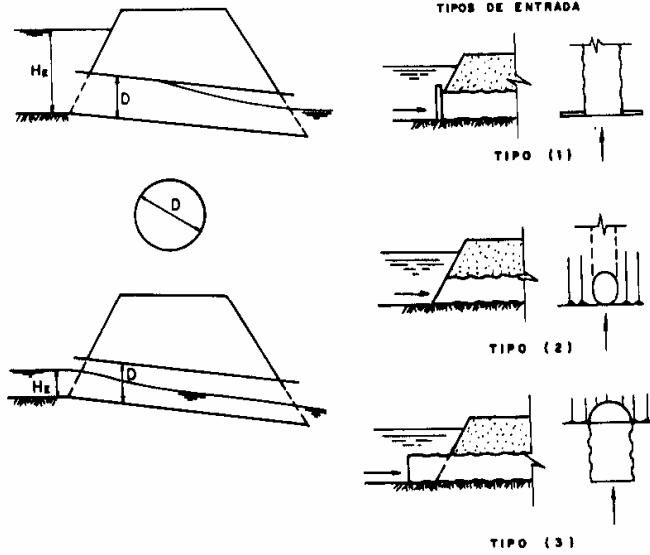
www.bdigital.ula.ve

Figura C.2. Conductos circulares de concreto. Entradas tipo 1,2 o 3. Base de datos f21, f22, f23

Fuente: Bolinaga (1979) p 455-464



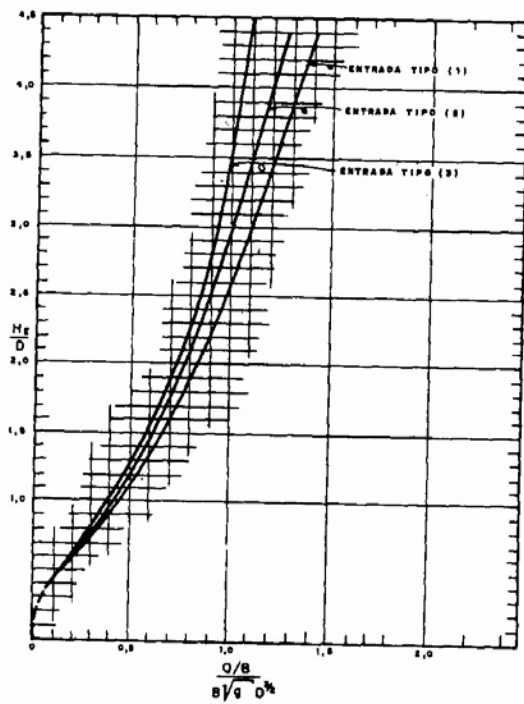
NOTA: PARA LOS DIAMETROS COMERCIALES MAS USUALES VER FIGURAS B-22 Y B-23



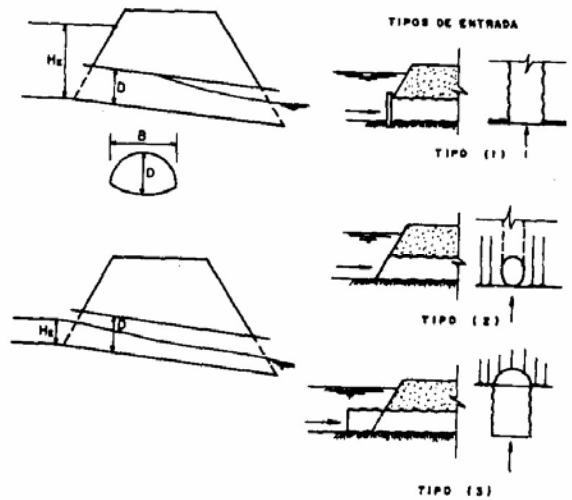
www.bdigital.ula.ve

Figura C.3. Conductos circulares corrugados. Entradas tipo 1,2 o 3. Base de datos f31, f32, f33

Fuente: Bolinaga (1979) p 455-464



NOTA: PARA TAMAÑOS COMERCIALES MAS USUALES VER FIGURAS 4-55 Y 6-55



www.bdigital.ula.ve

Figura C.4. Conjuntos abovedados de metal corrugado. Entradas tipo 1,2 o 3. Base de datos f41, f42, f43

Fuente: Bolinaga (1979) p 455-464

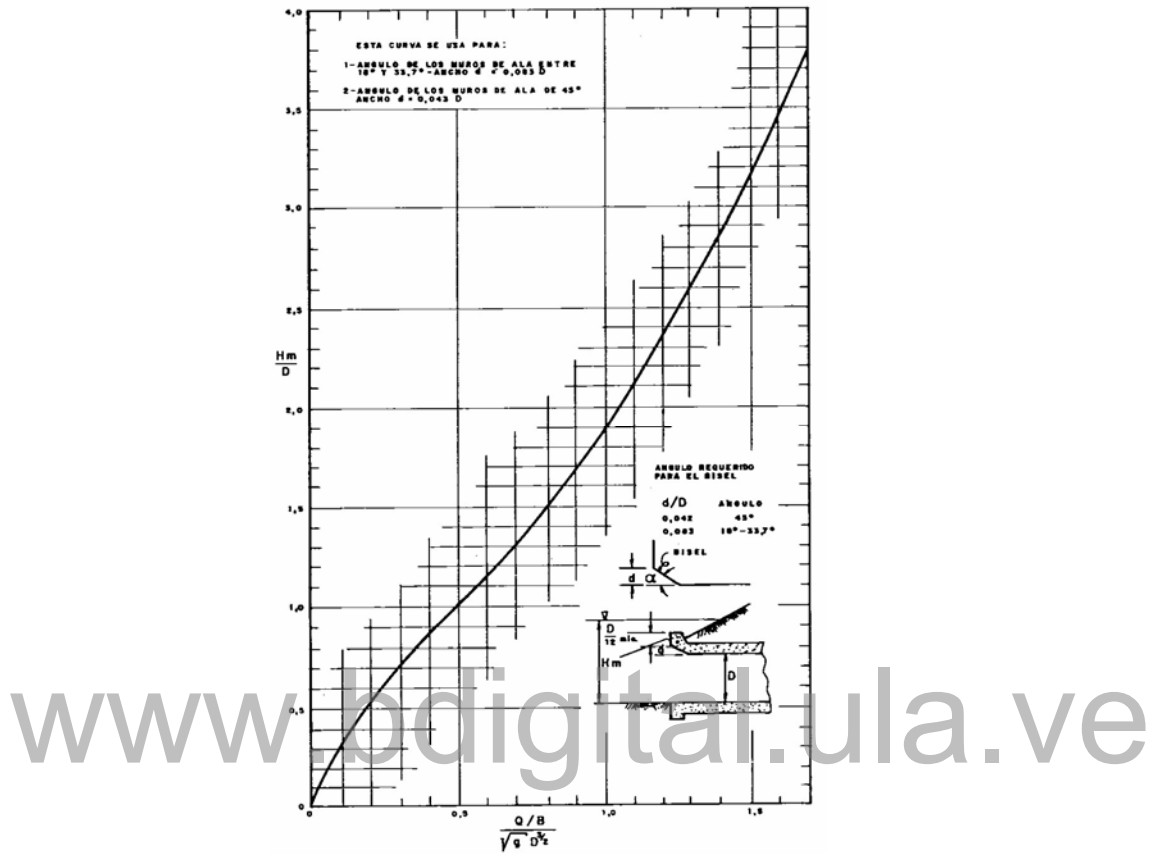
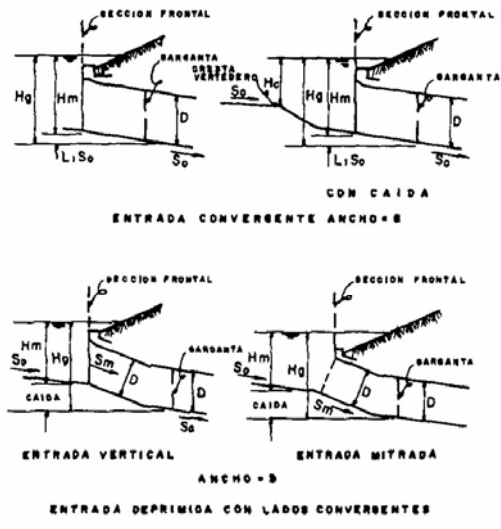
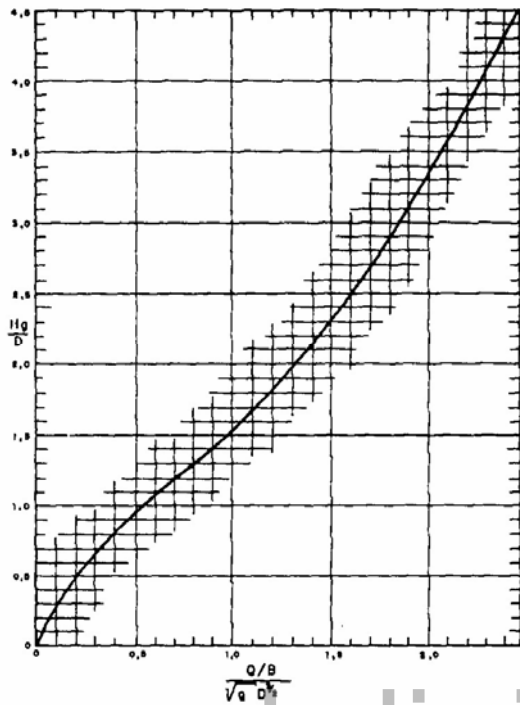


Figura C.5. Profundidad a la entrada para cajones rectangulares con entrada biselada en la parte superior. Base de datos f5

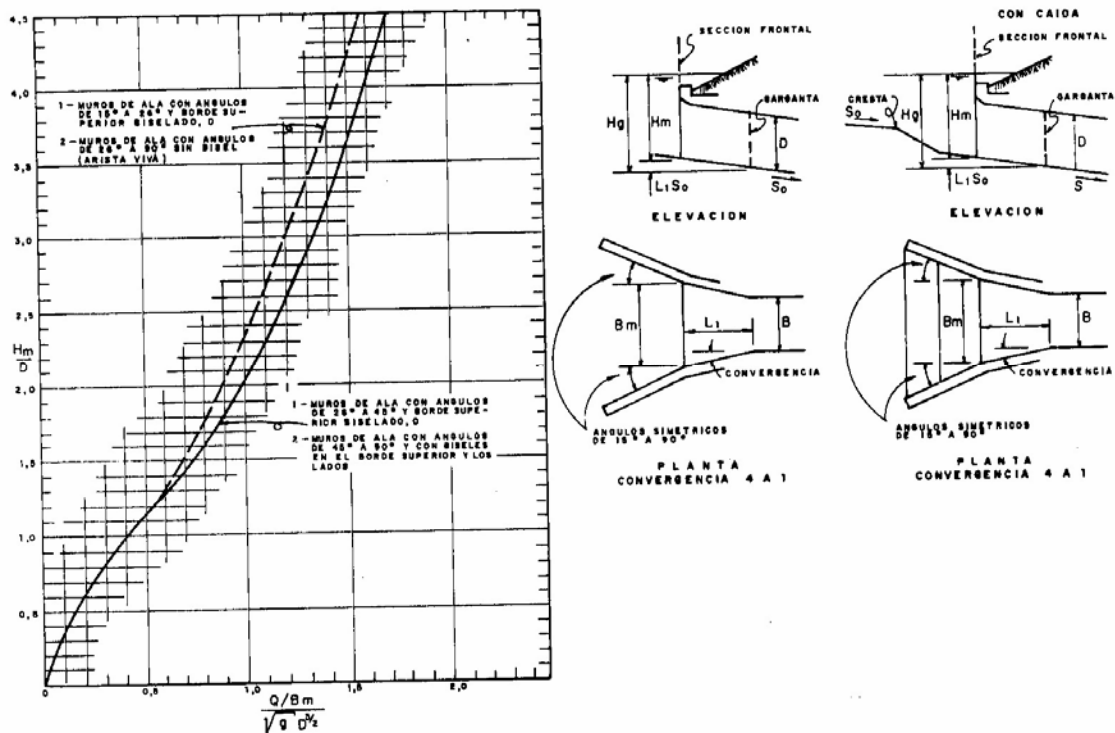
Fuente: Bolinaga (1979) p 455-464



www.bdigital.ula.ve

Figura C.6. Cajones de concreto con entrada de paredes convergentes con control en la garganta. Base de datos f6

Fuente: Bolinaga (1979) p 455-464



www.bdigital.ula.ve

Figura C.7. Cajones de concreto con entrada de lados convergentes y control en la sección frontal. Base de datos f71, f72

Fuente: Bolinaga (1979) p 455-464

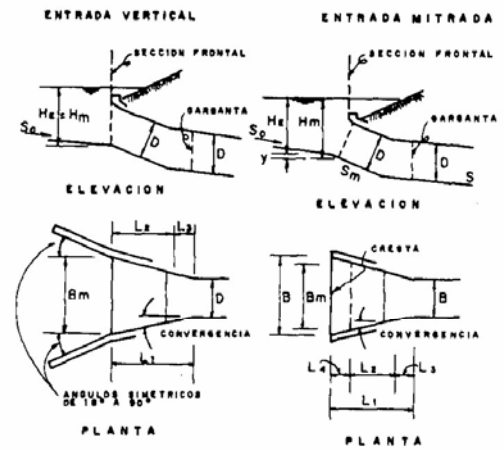
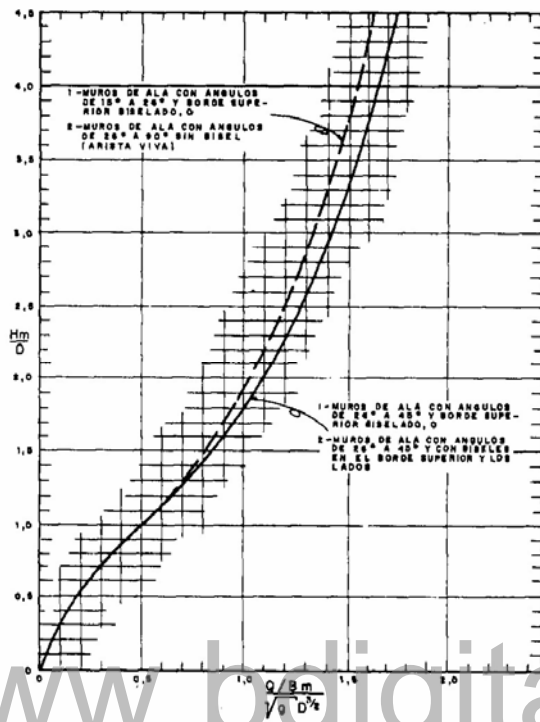


Figura C.8. Cajones de concreto con entrada deprimida y lados convergentes y control en la sección frontal. Base de datos f81, f82

Fuente: Bolinaga (1979) p 455-464

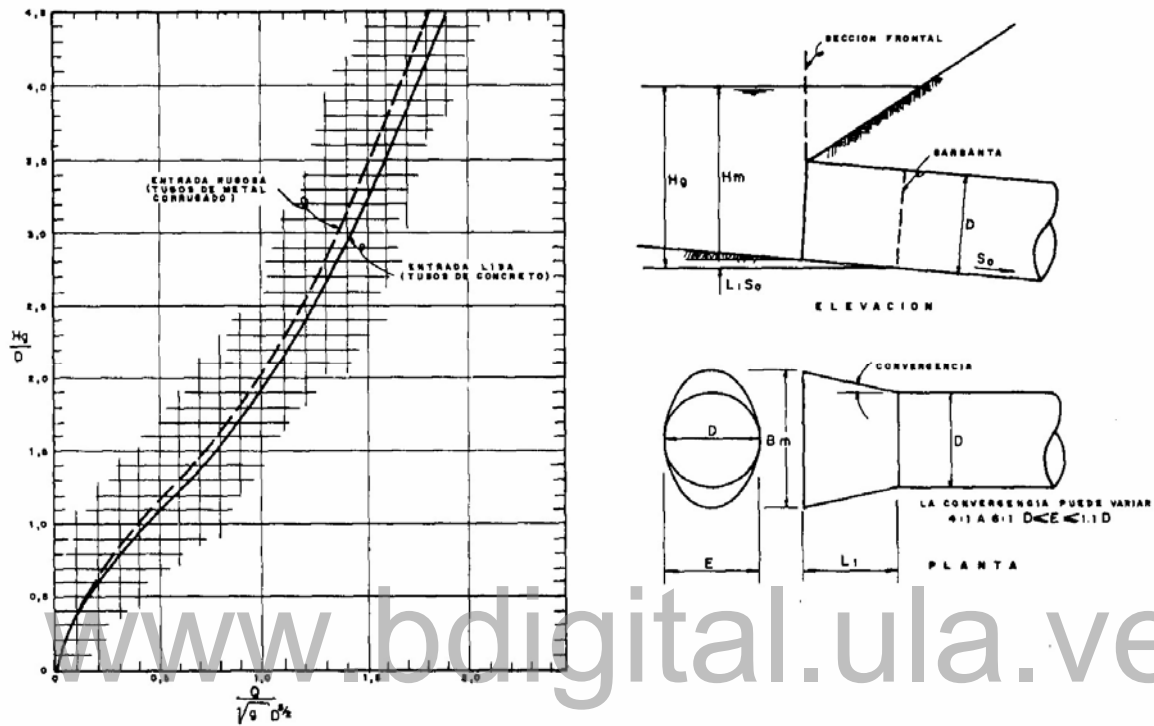


Figura C.9. Conductos circulares con entrada convergente y control en la garganta.
Base de datos f_{91} , f_{92}

Fuente: Bolinaga (1979) p 455-464

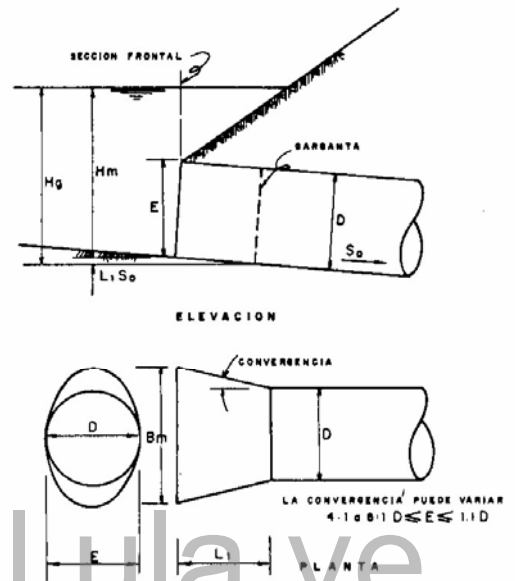
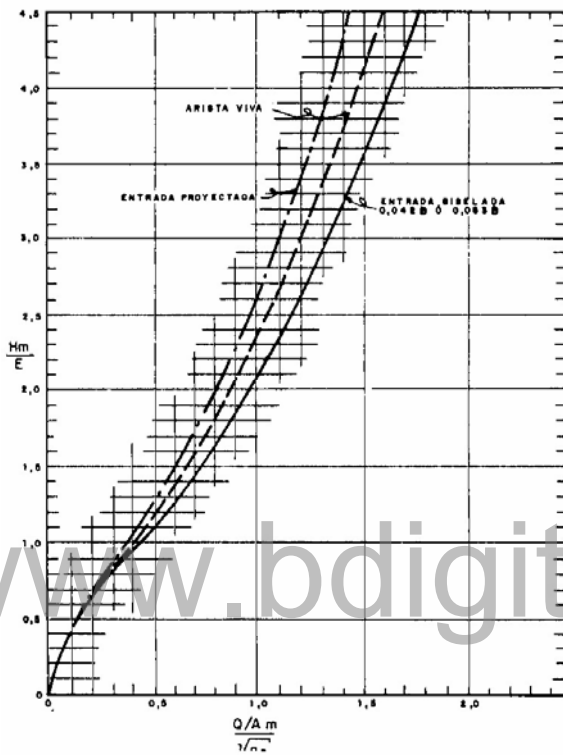


Figura C.10. Secciones no rectangulares con entrada convergente y control en la sección frontal. Base de datos f101, f102, f103

Fuente: Bolinaga (1979) p 455-464

APENDICE E

CODIGO FUENTE DEL PROGRAMA DE COMPUTACION

```
c $declare
$DEBUG
$FLOATCALLS
$INCLUDE:'csec.fi'
$INCLUDE:'efect.fi'
$INCLUDE:'escor.fi'
$INCLUDE:'inter.fi'
$INCLUDE:'lat.fi'
$INCLUDE:'tesco.fi'
$INCLUDE:'tescu.fi'
$INCLUDE:'transi.fi'
$INCLUDE:'up.fi'
$include: 'asigna.fi'
$include: 'dtmts3.fi'
$include: 'trasfhid.fi'
$include: 'interdos.fi'
$include: 'preci.fi'
$include: 'sumi0.fi'
$include: 'sumil.fi'
$include: 'leesum.fi'
$include: 'leesumre.fi'
$include: 'sumrel.fi'
$include: 'leebase.fi'
$include: 'trazador.fi'
$include: 'ctrensals.fi'
$include: 'pozo.fi'
$include: 'lesuvbaj.fi'
$include: 'lesurbaj.fi'
$include: 'yn.fi'
$include: 'TTy2.fi'

cc $include: 'interdos.fi'

PROGRAM EVENTO

C
C TIPOS DE SEGMENTOS:
C
C TS=1: escurrimiento
C TS=2: escorrentia
C TS=3: union
C TS=4: sumidero de ventana en pendiente
C TS=5: sumidero de reja en pendiente
C TS=6: sumidero de ventana en puntos bajos
C TS=7: sumidero de reja en puntos bajos
C TS=8: pozo de retencion con alcantarilla o bombeo
C
C
C COMMON/C1/ TR(48), IP(48), Q1(20,2002), QENT(2002),
1QT(201), VT(201), IALU(20), IALL(2), DT1(20), DT2(2),
2IUP(20), ILAT(2), XQ1(30), XV1(30), SF(48),
3TITULO(60), Q2(2,2002)
COMMON/C2/ TSEC, YY, BB, PT, SD, DE, QL, QU, QLAT, QUP, IMP, LEC,
1NDX, QB, OPT, DT3, OT, OL, IR, TS, DT, DTv, K1, IMPS, LONG, CN, SS, NN,
2THETA, SPP, NORH, QMAX, TFC, ICIUP, ICILAT, NSUP, NSLAT, T, PPE,
3NPHP, ISEG, JU, JL, OTMAX, ITP, QMIN, VMAX, HENT, PT1, pmax, tmax

C
CHARACTER*50 EFILE, SFILE*50
INTEGER TS, TSEC, HENT, OPT, estado
REAL*4 NN, LONG, INTPR, ITP
INTEGER IK
INTEGER NSEG
REAL TPICO
REAL QPICO
```

```

real*8 IP
real*8 DT,DT3,T,DTv
real*8 DT1,DT2
real*8 dtmints3
real*8 TR
real*8 SP
real*8 SD
real*8 DE
real*8 OT
real*8 OL
real*8 SPE
real*8 PPE
real*8 IMPS
real*8 SPP

C
c  variables para el manejo de dispositivos hidraulicos con derivacion
integer ISEGA      !nombre del segmento aguas abajo luego de sumidero
integer JUA        !indice " " " " " "
integer ISEGB      !nombre del segmento al que desagua el sumidero
integer JUB        !indice " " " " " "

C
integer NPEN(20)   !numero de pendientes transversales
real SSS(20)       !pendiente longitudinal de la calle
real MMI(20)       !pendiente del brocal mh:lv
real NNI(20)       !n del brocal
real MMM1(20),MMM2(20) !pendientes de las secciones mh:lv
real NNN1(20),NNN2(20) !n de las secciones
real BBB1(20),BBB2(20) !ancho de las secciones de pendiente distinta
real YY1(20)       ! arreglo que contiene los tirantes maximos de las secciones

c
c  variables para el manejo de sumideros de ventana en pendientes

integer TSUM
real B
real a
real L1
real L2
real L
real h

c
c  variables para el manejo de sumideros de reja en pendientes

integer TSUMRE
real D
integer TANDEN
real NTAND

c
c  variables para el manejo de la base de datos de pozos de atenuacion de crecida

integer pozotipo
integer np
real qtipo
integer curvaq
real yq(60)
real qq(60)
integer nq
real yp(60)
real ap(60)
real Dq
real Bq
real LLq
integer NCOND
real Keq
real NNq
real Soq
real DZq
integer secq

c
c  variables para el manejo del transito en el pozo

```

```

real    QUP0
real*8  Ho
real*8  Hp

c      variables para el manejo del ancho de inundacion
real    TT(60)  !!ancho de inundacion para dispositivos en puntos bajos
real    TT2     !!ancho de inundacion puntuales para calles

C      dimensionamiento del arreglo intermedio que guardara grandes hidrogramas
C
real    QI [ALLOCATABLE] (:)
integer error
integer NGRAN

C
C      variables para el manejo del pozo disipador

integer ISEGAA
real    B1
real    B2
real    HPOZO
real    LPOZO
real    A0
real    A1
real    A2
real    A3

c      variables para el manejo de la profundidad maxima  en segmentos tipo 2, 6,7 y 8

integer NPEN_YN
real    MMI_YN
real    NNI_YN
real    MMM1_YN
real    MMM2_YN
real    NNN1_YN
real    NNN2_YN
real    BBB1_YN
real    BBB2_YN

c      variables para el manejo del ancho maximo en segmentos tipo 2

integer NPEN_T
real    MMI_T
real    MMM1_T
real    MMM2_T
real    BBB1_T
real    BBB2_T

c      variables para el manejo del flujo LAMINAR EN VERTIENTES

integer LAMINAR    !1=flujo laminar, 0 u otro= flujo turbulento.
real    VISCOSIDAD !viscosidad cinematica en m2/seg

C
C      dimensionamiento de arreglos  que guardaran el interpolador cubico para el area del pozo
C      disipador

c      real aap [ALLOCATABLE] (:)
c      real bbp [ALLOCATABLE] (:)
c      real ccp [ALLOCATABLE] (:)
c      real ddp [ALLOCATABLE] (:)

real aap(60)
real bbp(60)
real ccp(60)

```

```

real ddp(60)

C
C dimensionamiento de arreglos que guardaran el interpolador cubico para el gasto a la
C salida del pozo disipador

c real aaq [ALLOCATABLE] (:)
c real bbq [ALLOCATABLE] (:)
c real ccq [ALLOCATABLE] (:)
c real ddq [ALLOCATABLE] (:)

real aaq(60)
real bbq(60)
real ccq(60)
real ddq(60)

c include 'Bloque1.for'
c
c Bloque1
c
c LEC=3
c IMP=4

C LINEA PARA ALMACENAR ARREGLO DE SEGMENTO DE ESCURRIMIENTO
C ARR=5
C FIN

C
c codigo para abrir archivo donde se escribira información para tabla
OPEN (7, FILE = 'sale.txt',STATUS='UNKNOWN',FORM='FORMATTED')

c fin de codigo de apertura de archivo el cual debe ser borrado
WRITE(*,900)
900 FORMAT(' ARCHIVO DE ENTRADA - '\)
READ(*,910)EFILE
c read *,EFILE
WRITE(*,920)
920 FORMAT(' ARCHIVO DE SALIDA - '\)
READ(*,910)SFILE
c read *,SFILE
910 FORMAT(A50)

OPEN(LEC,FILE=EFILE,STATUS='OLD')
OPEN(IMP,FILE=SFILE,STATUS='NEW')
C

do IK=1,48
TR(IK)=0.0
IP(IK)=0.0
SP(IK)=0.0
end do
C
READ(LEC,100)TITULO
READ(LEC,*)NSEG,NPHP,TFC,ITP,QMIN,LAMINAR,VISCOSIDAD

NPHP=NPHP+1

READ(LEC,*)(TR(I),I=2,NPHP)
READ(LEC,*)(IP(I),I=2,NPHP)

```

```

C
    JL=0
    JU=0

    call PRECI (TR, IP, NPHP, SP, SPP)
c
c    fin de bloque1

c    include 'Bloque2.for'

c
c    Bloque2
c
c    do J=1,2002
c      do I=1,20
c        Q1(I,J)=0.0
c      end do

c      do I=1,2
c        Q2(I,J)=0.0
c      end do

c    end do

C
    INIMP=1
c
c    fin de bloque2
c
c    do JK=1,NSEG

c      include 'Bloque3.for'

c
c    Bloque3
c
c      READ(LEC,*) ISEG,TS
c      if (iseg.eq.550) then
c        iseg=iseg+0
c      end if

c      if(TS.le.3) then
c        READ(LEC,*) LONG,CN,IMPS,SS,NN,THETA,QB
c      end if

c    El siguiente codigo que pedia los segmentos afluentes de los dispositivos derivadores,
c    el cual aparece a continuacion, sera cambiado y sustituido por otro codigo

c      if((TS.eq.4).or.(TS.eq.5)) then
c        READ(LEC,*) ISEGA,ISEGB
c      end if

c    el cambio sera el siguiente:
c    if((TS.eq.4).or.(TS.eq.5)) then
c      ISEGA=ISEG
c      ISEGB=ISEG*(-1)    ! el segmengto derivador ahora tiene un nombre negativo
c    end if

c
c    IF(TS.NE.1) READ(LEC,*) NSLAT,NSUP,OPT,IPH,HENT
c    WRITE(*,2323) ISEG
2323  FORMAT(3X,'SEGMENTO --- ',I5)
C
    K1=1
    QPICO=0.0
    TPICO=0.0

    pmax=0.0    !variable para acumular la profundidad maxima de una seccion

```

```

c
c   fin de bloque3
c
c
c   bloque 3b
C
c   if (TS.eq.4) READ (LEC,*) ISEGA, ISEGB
c
c   include 'Bloque4.for'
c
c   do I=1,20
c     IALU(I)=0
c   end do
C
c   do I=1,2
c     IALL(I)=0
c   end do
C
c   call AsignaIndice (TS, ISEG, JU, JL, Q1, Q2, ISEGA, ISEGB, JUA, JUB)
c
c   fin de bloque4
c
c
c   include 'Bloque5.for'
c
c   Bloque5
c
c   select case (TS)
c
c     case (1)
c       QB=0.0
c       IPH=0.0
c       HENT=0.0
C
c     case (2)
c       IF (NSLAT.NE.0) READ (LEC,*) (ILAT(I), I=1, NSLAT)
C
c     case default !! antiguo case (3)
c       QB=0.0
c       OPT=0
c       HENT=0
c
c   end select
c
c   if (TS.ne.1) then
c     IF (NSUP.NE.0) READ (LEC,*) (IUP(I), I=1, NSUP)
c
c   bloque 5b agregado para la introduccion de caracteristicas del sumidero
c     if (TS.eq.4) call leesum(LEC, TSUM, B, a, L1, L2, L, h)
c     if (TS.eq.5) call leesumre(LEC, TSUMRE, D, TANDEN, NTAND)
c
c   bloque 5c agregado para introducir el sumidero de ventana en puntos bajos
c     if (TS.eq.6) then
c       call LESUVBAJ(LEC,
+
+
+
c         np,
c         yp, ap,
c         TT, qq)
c
c       do i=1, np
c         aap(i)=0.0
c         bbp(i)=0.0
c         ccp(i)=0.0
c         ddp(i)=0.0
c
c         aaq(i)=0.0
c         bbq(i)=0.0
c         ccq(i)=0.0

```

```

        ddq(i)=0.0
    end do

    call trazador(yp,ap,aap,bbp,ccp,ddp,np)

    call trazador(yp,qq,aaq,bbq,ccq,ddq,np)

    Ho=0.0 !!variable no utilizada en los calculos de este dispositivo
    Hp=0.0 !!variable que almacena altura del pozo, inicializandose a cero

end if

c   bloque 5d agregado para introducir el sumidero de reja en puntos bajos
    if (TS.eq.7) then
        call LESURBAJ(LEC,
+                               np,
+                               yp,ap,
+                               TT,qq)

        do i=1,np
            aap(i)=0.0
            bbp(i)=0.0
            ccp(i)=0.0
            ddp(i)=0.0

            aaq(i)=0.0
            bbq(i)=0.0
            ccq(i)=0.0
            ddq(i)=0.0

        end do

        call trazador(yp,ap,aap,bbp,ccp,ddp,np)
        call trazador(yp,qq,aaq,bbq,ccq,ddq,np)
        Ho=0.0 !!variable no utilizada en los calculos de este dispositivo
        Hp=0.0 !!variable que almacena altura del pozo, inicializandose a cero

    end if

c   bloque 5e agregado para la introduccion de características del pozo y su salida
    if (TS.eq.8) then

        READ(LEC,*) POZOTIPO,QTIPO,Hp,Ho,ISEGAA
        if(POZOTIPO.eq.1) read(LEC,*) B1,B2,HPOZO,LPOZO
        if(POZOTIPO.eq.2) read(LEC,*) A0,A1,A2,A3,HPOZO

        call leebase(LEC,
+                 pozotipo,np,
+                 qtipo,
+                 curvaq,yq,
+                 qq,nq,
+                 yp,ap,Dq,
+                 Bq,LLq,NCOND,
+                 Keq,NNq,Soq,DZq,secq,HPOZO,B1,B2,LPOZO,A0,A1,
+                 A2,A3)

c   if(pozotipo.eq.3) then
c       allocate (aap(1:np), STAT = error)
c       allocate (bbp(1:np), STAT = error)
c       allocate (ccp(1:np), STAT = error)
c       allocate (ddp(1:np), STAT = error)

```

```

c          if (error .ne. 0)
c      +    stop 'no hay lugar de almacenamiento para los arreglos...'
c
c          do i=1,np
c              aap(i)=0.0
c              bbp(i)=0.0
c              ccp(i)=0.0
c              ddp(i)=0.0
c          end do
c
c          call trazador (yp, ap, aap, bbp, ccp, ddp, np)
c      else
c          allocate (aap(1:1), STAT = error)
c          allocate (bbp(1:1), STAT = error)
c          allocate (ccp(1:1), STAT = error)
c          allocate (ddp(1:1), STAT = error)
c          if (error .ne. 0)
c      +    stop 'no hay lugar de almacenamiento para los arreglos...'
c      end if
c
c      if(curvaq.ne.2)then
c
c          allocate (aaq(1:nq), STAT = error)
c          allocate (bbq(1:nq), STAT = error)
c          allocate (ccq(1:nq), STAT = error)
c          allocate (ddq(1:nq), STAT = error)
c          if (error .ne. 0)
c      +    stop 'no hay lugar de almacenamiento para los arreglos...'
c
c          do i=1,nq
c              aaq(i)=0.0
c              bbq(i)=0.0
c              ccq(i)=0.0
c              ddq(i)=0.0
c          end do
c
c      else
c          allocate (aaq(1:1), STAT = error)
c          allocate (bbq(1:1), STAT = error)
c          allocate (ccq(1:1), STAT = error)
c          allocate (ddq(1:1), STAT = error)
c          if (error .ne. 0)
c      +    stop 'no hay lugar de almacenamiento para los arreglos...'
c      end if
c
c      end if ! TS=8
c
c      if(TS.EQ.2) then
c          if(OPT.EQ.1) then
c
c      Las lineas siguientes fueron modificadas desde la version 8 anterior
c
c          READ(LEC,*)TSEC
c          if (TSEC.ne.5) READ(LEC,*)YY,BB,PT
c
c      El siguiente if es redundante pero se coloca por claridad
c
c          if (TSEC.eq.5) then
c              SSS(JU)=SS
c              read(LEC,*) YY,NPEN(JU)
c              YY1(JU)=YY
c              read(LEC,*)MMI(JU),NNI(JU)
c              read(LEC,*) MMM1(JU), NNN1(JU), BBB1(JU)
c              if (NPEN(JU).eq.2) read(LEC,*) MMM2(JU), NNN2(JU), BBB2(JU)
c          end if

```

```

c      fin de los cambios

      else
        QT(1)=0.0
        VT(1)=0.0
        READ(LEC,*) NORCV,NDXT,YMAX
        READ(LEC,*) (QT(I),I=2,NORCV)
        READ(LEC,*) (VT(I),I=2,NORCV)
        INCAL=0
      end if

      if(HENT.eq.1) then
        READ(LEC,*) NORHE,DT3
        READ(LEC,*) (QENT(I),I=1,NORHE)
      end if
    end if
  end if
c
c      fin bloque5
c

```

```

c      include 'Bloque6.for'

c
c      Bloque6
c
c      Select case (TS)
c
c        case(1)
c          !vacio
c
c        case (2)
c          CALL UP ( NSUP, IUP, Q1,
+                ISEG, IALU, ICIUP,IMP)
c
c          CALL LAT (NSLAT, ILAT,
+                Q2, ISEG, ICILAT,
+                IALL, IMP )
c
c        case default !antiguo case (3)
c          CALL UP (NSUP, IUP, Q1,
+                ISEG, IALU, ICIUP,IMP)
c
c        end select
c
c      fin del bloque6
c

```

```

      INCR=1
      do while (INCR.eq.1)

        INCR=0

c      include 'Bloque7.for'

c
c      Bloque7
c
c      IF(TS.NE.1) CN=100.0
c      S=25400.0/CN-254.0
c      SD=0.8*S
c      DE=0.2*S
c      OT=0.0
c      OL=0.0
c      QLAT=0.0
c      QUP=0.0
c      IR=1

```

```

SPE=0.0
SPQ=0.0
SPV=0.0
IND=0
K1=1
QUP0=0.0
c
c   fin bloque7
c

c   include 'Bloque8a.for'

c
c   Bloque8A
c
c   if(TS.ge.3) DT=DtminTS3(NSUP,
+                       ISEG, IALU,
+                       TFC, JU,
+                       DT1, NORH,
+                       NDX, TS, JUA, JUB)

c
c   fin del Bloque8A
c

c   include 'Bloque8b.for'

c
c   Bloque8B
c
c   do LM=1,30
c     XV1(LM)=0.0
c     XQ1(LM)=0.0
c   end do
c   fin Bloque8B
c

c   include 'Bloque9.for'

c
c   bloque9
c
c   select case (TS)

c     case (1)
c       CALL TESCO(INCR , CN,
+               IMPS,SPP,SS,
+               NN, LONG, ISEG,
+               YY, DT,
+               QT, VT, QMAX,
+               NDX, NORH, TFC,
+               PT1, NORCV,
+               VMAX, IMP, INTPR, LAMINAR, VISCOSIDAD)

c       if (NORH.le.2002) then
c         DT2 (JL)=DT
c       else
c         DT2 (JL)=TFC/2000
c       end if

c     case (2)
c       IF(OPT.EQ.1) INCAL=1
c

```

```
c la llamada a la rutina tesco fue cambiada para introducirle las
c variables correspondientes a la seccion de la via
```

```
CALL TESCO(SS, NN,
+         INCAL, INCR, NORCV,
+         NDXT, VT, YY,
+         TSEC, BB, PT,
+         LONG, TFC,
+         ISEG, DT, NDX,
+         QT, NORH, QMAX,
+         VMAX, INTPR, NPEN (JU), MMI (JU), NNI (JU), MMM1 (JU),
+         MMM2 (JU), NNN1 (JU), NNN2 (JU), BBB1 (JU), BBB2 (JU))
```

```
if (NORH.le.2002) then
  DT1 (JU)=DT
else
  DT1 (JU)=TFC/2000
end if
```

```
case(8)
  if (qtipo.eq.1) then
c    call traesec (ISEGAA)
+
+    call ctrensal (yq, qq, nq, Dq,
+                 Bq, LLq, NCOND,
+                 Keq, NNq, Soq, DZq, SECq,
+                 TSEC, BB, PT, SS, NN)
  end if

  if (curvaq.ne.2) then
    call trazador (yq, qq, aaq, bbq, ccq, ddq, nq)
  end if
```

```
case default !antiguo case (3)
!vacio
```

```
end select
c
c fin del bloque9
c
```

```
c include 'Bloquel0.for'
```

```
c
c Bloque10
c
```

```
if (QB.gt.0.0) then
  IL=1
  do while ((IL.le.201).and.(estado.eq.1))
    if (QB-QT (IL).lt.0.0) estado=-1
    if (QB-QT (IL).eq.0.0) estado= 0
    if (QB-QT (IL).gt.0.0) estado= 1

    select case (estado)

      case (-1)
        VB=VT (IL) + (QB-QT (IL)) * (VT (IL-1) -VT (IL)) / (QT (IL-1) -QT (IL))

      case (0)
        VB=VT (IL)

      case (1)
        !vacio

    end select
    IL=IL+1
```

```

end do

if (estado.eq.1) WRITE(*,230)

do NI=1,30
  Xv1(NI)=VB
  XQ1(NI)=QB
end do
end if
230  FORMAT(5X,' NO SE PUDO DETERMINAR "VB" ')
c
c  fin del bloque10
c

c  include 'Block10b.for'

c
c  BLOQUE 10b
c
c  Este bloque (nuevo) tiene como finalidad el crear un arreglo QI(NORH)
c  el cual almacenara el hidrograma si el numero de ordenadas es mayor
c  de 2000.
c
c  if (NORH.gt.2002) then
c    NGRAN=NORH
c  else
c    NGRAN=1
c  end if

c  allocate (QI(1:NGRAN), STAT = error)
c  if (error .ne. 0)
c  + stop 'no hay lugar de almacenamiento para los arreglos...'
c  do i=1,NGRAN
c    QI(I)=0.0
c  end do

c  include 'Bloque11.for'

c
c  Bloque11
c
c    J=3
c    J=2
c  do while ((J.le.NORH).and.(INCR.ne.1))
c    QUP=QB
c    QL=QLAT
c    QU=QUP

c    IF(J.EQ.3)QU=QB
c    T=(J-2)*DT
c    IF(J.EQ.2)QU=QB
c    T=(J-1)*DT

c
c  provisional para detener el programa
c  if (j.eq.177) then
c    j=j+0
c  end if

c  CALL ESCOR (
c  +
c  +      QB, TS, NSUP,
c  +      IALU, HENT, QMAX,
c  +      NSLAT, IALL, QUP,
c  +      INCR,
c  +

```

```

+          ININT, T, DT1,
+          DT2, DT3, TFC,
+          Q1, Q2, QENT,
+          QLAT,
+
+          IR, TR, NPHP,
+          DT, DE,
+          SD, PPE, OL,
+          OT, SPE, IMPS, SP,
+
+          ISEG, TSEC,
+          BB, YY, PT)

```

```

if(INCR.ne.1) then
  if(TS.lt.3) then
    CALL TRANSI(DT, LONG,
+           NDX, THETA, TS,
+           QL, QLAT, XQ1,
+           QU, QUP, PPE,
+           XV1, QT, VT,
+           ISEG, TSEC,
+           BB, YY, PT,
+           Q1, Q2, INCR,
+           K1, JU, J, JL,
+           SPQ, SPV, QI, NGRAN, NORH)

```

```

else
  select case(TS)

    case(3)
      Q1(JU, J)=QUP
      SPQ=SPQ+QUP*DT*60.0

```

c bloque 11c linea agregada para incluirle un dispositivo sumidero

www.bdigital.ula.ve

```

    case(4)

c provisional para detener el programa
  if(j.eq.141) then
    j=j+0
    end if

    if(TSUM.eq.0) then
+     CALL SUMI0(QUP, Q1, J, JUA, JUB, IALU, L, h, SSS, NPEN, MMI, MMM1,
+     MMM2, NNI, NNN1, NNN2, BBB1, BBB2)
    end if

    if((TSUM.eq.1).or.(TSUM.eq.2)) then
+     CALL SUMI1(QUP, Q1, J, JUA, JUB, IALU, L, h, B, a, L2, SSS,
+     NPEN, MMI, MMM1, MMM2, NNI, NNN1, NNN2, BBB1, BBB2)
    end if

  case(5)

    if(j.eq.136) then
      ieso=j

```

```

        end if

        CALL SUMRE1 (QUP, Q1,
+           J, JUA, JUB,
+           IALU, TSUMRE, TANDEN,
+           NTAND, D, SSS,
+           NPEN, MMI, MMM1,
+           MMM2, NNI, NNN1,
+           NNN2, BBB1, BBB2)

        case (6)

        if (j.eq.1277) then
            ieso=j
        end if

        CALL POZO (DT, QUP,
+           J, JU,
+           yp, aap, bbp, ccp, ddp, np,
+           yp, aaq, bbq, ccq, ddq, np,
+           Q1, QUP0, Ho, Hp)

        if (Hp.gt.pmax) pmax=Hp

        case (7)

        if (j.eq.75) then
            ieso=j
        end if

        CALL POZO (DT, QUP,
+           J, JU,
+           yp, aap, bbp, ccp, ddp, np,
+           yp, aaq, bbq, ccq, ddq, np,
+           Q1, QUP0, Ho, Hp)

        if (Hp.gt.pmax) pmax=Hp

        case (8)

        if (j.eq.40) then
            ieso=j
        end if
        CALL POZO (DT, QUP,
+           J, JU,
+           yp, aap, bbp, ccp, ddp, np,
+           yq, aaq, bbq, ccq, ddq, nq,
+           Q1, QUP0, Ho, Hp)

        if (Hp.gt.pmax) pmax=Hp

        end select
    end if
end if
J=J+1

c     linea para debug
c     write (*, 6666) J
c 6666  FORMAT (/ , 5X, 'J_transi = ', I5)
c     if ((TS.eq.4) .and. (J.eq.346))

        end do
c
c     fin bloque11
c

```

```

c      include 'Block11b.for'

c      BLOQUE 11b
c
c      A la salida del ciclo cuando se haya transitado

      if (NORH.gt. 2002) then
        CALL TRASFHID(QI,Q2,Q1,TS,TFC,NORH,JL,JU,DT)
        NORH=2002
        DT=TFC/2000
      end if
c      liberacion de memoria ocupada por los arreglos dinamicos

      deallocate (QI,STAT=error)

c      if (TS.eq.8) then
c        deallocate (aap, STAT = error)
c        deallocate (bbp, STAT = error)
c        deallocate (ccp, STAT = error)
c        deallocate (ddp, STAT = error)
c
c        deallocate (aaq, STAT = error)
c        deallocate (bbq, STAT = error)
c        deallocate (ccq, STAT = error)
c        deallocate (ddq, STAT = error)
c      end if
c      if (error .ne. 0)
+ stop 'no se pudo liberar el almacenamiento de los arreglos...'
c
c
      end do

c      include 'Bloque12-0.for'
c      bloque incluido como solucion para manejar el problema de los subindices en los
segmentos
c      que tienen derivacion

      if((TS.eq.4).or.(TS.eq.5)) then
        JU=JU-1      ! para que tome en cuenta el flujo que sigue por la calle
      end if

c      include 'Bloque12.for'

c
c      Bloque12
c
      if (TS.ne.1) then
        QSUM=0.0
        QPICO=0.0
        do KI=3,NORH
          QSUM=QSUM+Q1 (JU,KI)
          if (Q1 (JU,KI).gt.QPICO) then
            QPICO=Q1 (JU,KI)
            TPICO=(KI-2)*DT
          end if
        end do
        VOLQT=(QSUM*DT*60.0)/1E+06
      end if

      if (TS.eq.2) then
c      codigo para calcular profundidad maxima en secciones de flujo

```

```

      NPEN_YN = NPEN (JU)
      MMI_YN  = MMI (JU)
      NNI_YN  = NNI (JU)
      MMM1_YN = MMM1 (JU)
      MMM2_YN = MMM2 (JU)
      NNN1_YN = NNN1 (JU)
      NNN2_YN = NNN2 (JU)
      BBB1_YN = BBB1 (JU)
      BBB2_YN = BBB2 (JU)

      if (QPICO.eq.0.0) then

        pmax=0.0
        tmax=0.0

      else
        pmax=YN (TSEC, BB,
+          PROF, PT,
+          NN, SS,
+          SURF, NPEN_YN,
+          MMI_YN, NNI_YN,
+          MMM1_YN, MMM2_YN,
+          NNN1_YN, NNN2_YN,
+          BBB1_YN, BBB2_YN,
+          YY, QPICO)

c      codigo para calcular el ancho maximo de flujo

      NPEN_T = NPEN (JU)
      MMI_T  = MMI (JU)
      MMM1_T = MMM1 (JU)
      MMM2_T = MMM2 (JU)
      BBB1_T = BBB1 (JU)
      BBB2_T = BBB2 (JU)
      PROF   = pmax

      tmax=TTY2 (TSEC, BB,
+          PROF, PT,
+          NPEN_T,
+          MMI_T,
+          MMM1_T, MMM2_T,
+          BBB1_T, BBB2_T)

      end if ! IF QPICO=0
    end if

c
c      fin de bloque12
c

c      include 'Bloque13.for'

c
c      Bloque13
c

c      codigo agregado para extraer valores para construccion de tabla comparativa
c      en el siguiente orden:
c      ISEG TS DT NDX PROF VMAX TPICO ESCOR PROF ANCHO

      WRITE (7, 300) ISEG, TS, DT, NDX, YY, VMAX, QMAX
      WRITE (7, 400) TPICO, QPICO, VOLQT, pmax, tmax

300 FORMAT (I5, 2X, I1, 2X, G10.4, 2X, I6, 2X, F7.5, 2X, F8.5, 2X, F10.5)
400 FORMAT (F8.3, 2X, F10.5, 2X, F9.5, 2X, F7.5, 2X, F9.5)

c      fin de bloque añadido para la construcción de la tabla

```

```

CALL IMPRE (INIMP)
if (TS.ne.1) then
C
    WRITE (IMP, 200) ISEG, TPICO, QPICO, VOLQT, pmax

    IF (TS.eq.2) then

        WRITE (IMP, 205) tmax

    END IF

C
    IF (IPH.EQ.1) CALL PLOTEO (QPICO)
end if
c
c
c fin de bloque13
c
c
c include 'Bloque12-1.for'
c bloque incluido como solucion para manejar el problema de los subindices en los
segmentos
c que tienen derivacion. Aqui se restaura el subindice JUA

    if ((TS.eq.4).or.(TS.eq.5)) then
        JU=JU+1 ! para que tome en cuenta el flujo que sigue por la calle
    end if

c fin de bloque 12-1

end do
stop
C
C ***** FORMATOS *****
C
100 FORMAT (60A1)
110 FORMAT (2I5, 4F10.3)
120 FORMAT (8F10.2)
130 FORMAT (2I5, F10.3, F5.3, F5.2, 3F5.3, F10.3)
135 FORMAT (5I5)
140 FORMAT (10I5)
150 FORMAT (2I5, F10.3)
160 FORMAT (8F10.3)
170 FORMAT (I10, 3F10.3)
180 FORMAT (I10, F10.3)
200 FORMAT (//, 24X, 'SEGMENTO = ', I5, 5X, 'TPICO = ', F10.3, ' MIN.', 5X,
1 'QPICO = ', F12.6, ' M3/SEG', /, 45X, 'ESCOR = ', F16.10,
2 ' * 10^6 m3', 5X, 'PROF. MAXIMA = ', F8.4, ' METROS')

205 FORMAT (//, 45X, 'ANCHO MAXIMO = ', F7.3, ' METROS')

210 FORMAT (/, 5X, 'EL SEGMENTO DE UNION ', I5, ' NO RECIBE APORTES AGUAS'
1 ' ARRIBA', /, 10X, 'VERIFIQUE LOS DATOS DE ENTRADA')
220 FORMAT (/, 5X, 'ISEG = ', I5, 5X, 'DT = ', F10.5, 2X, 'NDX = ', I5, 2X,
1 'NORH = ', I7)

C
end ! fin del programa principal
C
C
SUBROUTINE IMPRE (INIMP)
COMMON/C1/ TR (48), IP (48), Q1 (20, 2002), QENT (2002),
1QT (201), VT (201), IALU (20), IALL (2), DT1 (20), DT2 (2),
2IUP (20), ILAT (2), XQ1 (30), XV1 (30), SF (48),
3TITULO (60), Q2 (2, 2002)
COMMON/C2/ TSEC, YY, BB, PT, SD, DE, QL, QU, QLAT, QUP, IMP, LEC,
1NDX, QB, OPT, DT3, OT, OL, IR, TS, DT, DTv, K1, IMPS, LONG, CN, SS, NN,
2THETA, SPP, NORH, QMAX, TFC, ICIUP, ICILAT, NSUP, NSLAT, T, PPE,
3NPHP, ISEG, JU, JL, OTMAX, ITP, QMIN, VMAX, HENT, PT1, pmax, tmax

```

```

C
INTEGER TS,TSEC,HENT,OPT
REAL*4 NN, LONG, ITP
real*8 IP
real*8 DT,DT3,T,DTv
real*8 DT1,DT2
real*8 TR
real*8 SP
real*8 SD
real*8 DE
real*8 OT
real*8 OL
real*8 PPE
real*8 IMPS
real*8 SPP

C
IF(INIMP.NE.1) GO TO 1000
WRITE(IMP,100)
WRITE(IMP,110) TITULO
WRITE(IMP,115)
WRITE(IMP,120)

C
DO 3000 I=1,NPHP
WRITE(IMP,130) TR(I),IP(I)
3000 CONTINUE
INIMP=0

C
1000 IF(TS-2) 500,600,700
500 WRITE(IMP,140) ISEG,TS,DTv,NDX,THETA,IMPS, LONG,CN,SS,NN,YY,VMAX,
1QMAX
WRITE(IMP,142) SPP,PT1,PT1/SPP
GO TO 3500
600 IF(OPT.EQ.1) GO TO 2900
BB=0.0
PT=0.0
YY=0.0
2900 WRITE(IMP,145) ISEG,TS,DTv,NDX,THETA, LONG,TSEC,SS,NN,BB,PT,YY,VMAX,
1QMAX
IF(ICIUP.EQ.1) GO TO 3100
WRITE(IMP,170) (IUP(I),I=1,NSUP)
GO TO 3200
3100 WRITE(IMP,180)
3200 IF(ICILAT.EQ.1) GO TO 3300
WRITE(IMP,190) (ILAT(I),I=1,NSLAT)
GO TO 3500
3300 WRITE(IMP,200)
GO TO 3500
700 WRITE(IMP,150) ISEG,TS,DT
IF(ICIUP.EQ.1) GO TO 3400
WRITE(IMP,170) (IUP(I),I=1,NSUP)
GO TO 3500
3400 WRITE(IMP,180)
GO TO 3500

C
C ***** FORMATOS *****
C
100 FORMAT(1H0,/,52X,'MODELO DE SIMULACION DE EVENTOS',/,61X,
1'CIDIAT - 1987',/,52X,'*****',/)
110 FORMAT(35X,60A1,/)
115 FORMAT(51X,'HIETOGRAMA DE PRECIPITACION',/)
120 FORMAT(50X,'TIEMPO',10X,'PRECIPITACION',/,50X,'(MIN)',13X,
1'(MM/HR)',/)
130 FORMAT(48X,F8.2,12X,F9.2)
140 FORMAT(///,6X,'ISEG = ',I5,5X,'TSEG = ',I3,5X,'DT = ',F8.4,5X,
1'NDX = ',I5,5X,'THETA = ',F6.2,5X,'IMPS = ',F5.2,5X,'LONG = ',
2F10.3,/,23X,'CN = ',F5.2,5X,'SS = ',F8.4,5X,'NN = ',F6.4,5X,
3'PROF = ',F7.4,5X,'VMAX = ',F5.2,5X,'QMAX = ',F10.5)
142 FORMAT(/,23X,'PT = ',F5.1,5X,'PEFEC = ',F5.1,5X,'COEF = ',F4.2)
145 FORMAT(///,6X,'ISEG = ',I5,5X,'TSEG = ',I3,5X,'DT = ',F8.4,5X,

```

```

1'NDX = ',I6,5X,'THETA = ',F6.2,5X,'LONG = ',F10.3,/,/,23X,
2'TSEC = ',I3,5X,'SS = ',F8.4,5X,'NN = ',F6.4,5X,'BB = ',F9.2,
35X,'PT = ',F8.4,/,/,34X,'PROF = ',F8.4,6X,'VMAX = ',F6.2,6X,
4'QMAX = ',F10.5)
150 FORMAT(///,6X,'ISEG = ',I5,10X,'TSEG = ',I3,10X,'DT = ',F8.4)
170 FORMAT(/,30X,5(5X,'UP = ',I5))
180 FORMAT(/,30X,'NO HAY APORTES AGUAS ARRIBA')
190 FORMAT(/,30X,2(5X,'LAT = ',I5))
200 FORMAT(/,30X,'NO HAY APORTES LATERALES')
C
3500 RETURN
END
C
SUBROUTINE PLOTEO(QPICO)
COMMON/C1/ TR(48),IP(48),Q1(20,2002),QENT(2002),
1QT(201),VT(201),IALU(20),IALL(2),DT1(20),DT2(2),
2IUP(20),ILAT(2),XQ1(30),XV1(30),SP(48),
3TITULO(60),Q2(2,2002)
COMMON/C2/ TSEC,YY,BB,PT,SD,DE,QL,QU,QLAT,QUP,IMP,LEC,
1NDX,QB,OPT,DT3,OT,OL,IR,TS,DT,DTV,K1,IMPS,LONG,CN,SS,NN,
2THETA,SPP,NORH,QMAX,TFC,ICIUP,ICILAT,NSUP,NSLAT,T,PPE,
3NPHP,ISEG,JU,JL,OTMAX,ITP,QMIN,VMAX,HENT,PT1,pmax,tmax
C
INTEGER TS,TSEC,HENT,OPT
REAL*4 NN, LONG, ITP, LINEA
real*8 IP
real*8 DT,DT3,T,DTV
real*8 DT1,DT2
real*8 TR
real*8 SP
real*8 SD
real*8 DE
real*8 OT
real*8 OL
real*8 PPE
real*8 IMPS
real*8 SPP
c
c variables locales
c
real*8 ZZ,ATS,TP
C
DIMENSION LINEA(101),ESCALA(11)
DATA BLANCO,PUNTO,ASTE/' ','.', '*'/
C
QPLOT=QPICO
DO 5000 J=1,11
DEC=J-1
ESCALA(J)=DEC*0.1*QPLOT
5000 CONTINUE
C
WRITE(IMP,90) ISEG
WRITE(IMP,100) ESCALA
WRITE(IMP,110)
C
ZZ=0.0
IPR=2
ATS=0.0
C
1030 IF(ZZ-ATS) 1000,1010,1020
1000 IPR=IPR+1
c linea agregada para evitar que se saliera de rango el arreglo
if (IPR.GT.2002) IPR=2002
ZZ=ZZ+DT
GO TO 1030
1010 QQ=Q1(JU,IPR)
GO TO 1040
1020 QQ=Q1(JU,IPR-1)+((Q1(JU,IPR)-Q1(JU,IPR-1))*(ATS-ZZ+DT))/DT)
1040 TP=ATS

```



```

        else !( si TS = 2 o 3 o 6,7,8)
            JU_asign=JU_asign+1
            IF(JU_asign.GT.20)JU_asign=1
            Q1_asign(JU_asign,1)=ISEG_asign
        endif
    endif
    return
end

c
c   fin de la subrutina AsignaIndice
c

cc$include: 'dtmts3.for'
c
c   Funcion DtminTS3
c
real*8 function DtminTS3(NSUP_dtm[value],ISEG_dtm[value],
+                       IALU_dtm[value],TFC_dtm[value],
+                       JU_dtm[value],
+                       DT1_dtm[reference],NORH_dtm[reference],
+                       NDX_dtm[reference],TS_dtm[value],
+                       JUA_dtm[value],JUB_dtm[value])
c
c   declaracion de parametros
c
real TFC_dtm
integer NSUP_dtm
integer ISEG_dtm
integer IALU_dtm(20)
c
integer NDX_dtm
real*8 DT1_dtm(20)
integer NORH_dtm
integer TS_dtm
integer JUA_dtm
integer JUB_dtm
integer JU_dtm
c *****
c variables locales
c
integer JP, LL,imp
real*8 DTMIN, DTT

c
c
c   IMP = 4 !! inicializa puerto de impresora
c   DTMIN=99999.99
c   if(NSUP_dtm.ne.0) then
c     do JP=1,NSUP_dtm
c       LL=IALU_dtm(JP)
c       IF(DT1_dtm(LL).LT.DTMIN) DTMIN=DT1_dtm(LL)
c     end do
c
c     DTT=DTMIN
c
c   El codigo siguiente fue modificado para incluir la posibilidad de
c   asignar DT a segmentos aguas abajo de dispositivos hidraulicos
c
c
c   if ((TS_dtm.eq.3).or.(TS_dtm.eq.6).or.(TS_dtm.eq.7).or.
+      (TS_dtm.eq.8)) then
c
c       DT1_dtm(JU_dtm)=DTT
c   end if
c
c   if (TS_dtm.eq.4) then
c     DT1_dtm(JUA_dtm)=DTT
c     DT1_dtm(JUB_dtm)=DTT
c   end if
c

```

```

        if (TS_dtm.eq.5) then
            DT1_dtm(JUA_dtm)=DTT
            DT1_dtm(JUB_dtm)=DTT
        end if

c
        NORH_dtm=(TFC_dtm/DTT)+2.0

        if(NORH_dtm.le.2000) then
            NORH_dtm=2000
            DTT=TFC_dtm/2002.0
        else
            NDX_dtm=0
            WRITE(*,220) ISEG_dtm,DTT,NDX_dtm,NORH_dtm
        end if

c
        else
            WRITE(*,210) ISEG_dtm
            WRITE(IMP,210) ISEG_dtm
            STOP
        end if
        DtminTS3=DTT
        return

210 FORMAT(/,5X,'EL SEGMENTO DE UNION ',I5,' NO RECIBE APORTES AGUAS'
1' ARIIBA',/,10X,'VERIFIQUE LOS DATOS DE ENTRADA')
220 FORMAT(/,5X,'ISEG = ',I5,5X,'DTT = ',F10.5,2X,'NDX_dtm = ',I5,2X,
1'NORH = ',I7)

        end

c
c   fin de la funcion dtmts3
c
c $declare
c
c   Funcion area
c $include:'area.fi'
c
c   esta funcion esta teniendo un problema que consiste en hacer cero sus
c   parametros de entrada cuando se entra en ella
c

        real function area (TSEC_area[value],BB_area[value],
+
+         PROF_area[value],PT_area[value],
+
+         NPEN_area[value],
+
+         MMI_area[value],
+
+         MMM1_area[value],MMM2_area[value],
+
+         BBB1_area[value],BBB2_area[value])

c
c   declaracion de parametros
c
c
c
c   integer TSEC_area !tipo de segmento
c   real BB_area      !plantilla del canal ,o base, o diametro
c   real PROF_area    !profundidad
c   real PT_area      !pendiente en lhoriznotal:PT

c
c
c
c   integer NPEN_area      !numero de pendientes transversales
c   real MMI_area          !pendiente del brocal mh:lv
c   real MMM1_area        !pendientes de las secciones mh:lv
c   real MMM2_area        !pendientes de las secciones mh:lv
c   real BBB1_area        !ancho de las secciones de pendiente distinta
c   real BBB2_area        !ancho de las secciones de pendiente distinta

c   *****
c   variables locales

```

```

c      real RR          ! radio
      real C,D,A1      ! constantes de calculo
c
      real titaI
      real tita1
      real tita2
      real AAI
      real AA1
      real AA11
      real AA2
      real H1
      real H2
c      *****

      select case (TSEC_area)

      case(1) !rectangulo
        area=BB_area*PROF_area

      case(2) !triangulo
        area=PT_area*PROF_area*PROF_area

      case(3) !trapecio
        area=BB_area*PROF_area+PT_area*PROF_area*
+      PROF_area

      case(4)
        RR=BB_area/2.0

        if (PROF_area.LE.RR) then
          if (PROF_area.EQ.RR) then
            area=1.5708*RR*RR
          else
            D=BB_area-PROF_area-RR
            C=BB_area*ACOS(D/RR)
            area=0.5*RR*(C-RR*SIN(C/RR))
          end if
        else

          D=PROF_area-RR
          C=BB_area*ACOS(D/RR)
          A1=0.5*RR*(C-RR*SIN(C/RR))
          area=3.1416*RR*RR-A1
        end if

      case(5)

        if (MMI_area.gt.0.0) then
          titaI = atan(1/MMI_area)
        else
          titaI = 3.1416/2
        end if
        tita1= atan(1/MMM1_area)
        H1=BBB1_area/MMM1_area

        AAI=0.5*MMI_area*PROF_area**2.0
        if (PROF_area.le.H1) then
          AA1=0.5*MMM1_area*PROF_area**2
        else
          AA1=BBB1_area*PROF_area-0.5*BBB1_area*H1
        end if
        AA11=AAI+AA1

        AA2=0.0
        if (NPEN_area.eq.2) then
          H2=BBB2_area/MMM2_area+H1

```

```

        tita2=atan(1/MMM2_area)
        if (PROF_area.gt.H1.and.PROF_area.le.H2) then
            AA2=0.5*MMM2_area*(PROF_area-H1)**2
        end if
        if (PROF_area.gt.H2) then
            AA2=BBB2_area*(PROF_area-H1)-0.5*BBB2_area*
+           (H2-H1)
        end if
    end if
    area= AAI1+AA2

end select

return
end

$declare
$debug
c
c
c           Subrutina AsignaIndice
c
c           subroutine AsignaIndice(TS_asign[value],ISEG_asign[value],
+           JU_asign[reference],JL_asign[reference],
+           Q1_asign[reference],Q2_asign[reference])

c           Declaracion de parametros
c
c           integer TS_asign
c           integer ISEG_asign
c           integer JU_asign
c           integer JL_asign
c           real Q1_asign(10,2002)
c           real Q2_asign(2,2002)

c
c           cuerpo de la subrutina:
c
c           if(TS_asign.EQ.1) then
c               JL_asign=JL_asign+1
c               IF(JL_asign.GT.2) JL_asign=1
c               Q2_asign(JL_asign,1)=ISEG_asign
c           else
c               JU_asign=JU_asign+1
c               IF(JU_asign.GT.10) JU_asign=1
c               Q1_asign(JU_asign,1)=ISEG_asign
c           endif
c           return
c           end

c
c           fin de la subrutina AsignaIndice
c

$declare
$INCLUDE:'csec.fi'

SUBROUTINE CSEC(ISEG_csec[value],TSEC_csec[value],
+ BB_csec[reference],YY_csec[reference],PT_csec[reference])
c
$define csec
c
c           Declaraciones de variables de entrada/salida y locales
c
c           $include:'c:\protesis\fortran\csec.fd'
$include:'csec.fd'

c
c
c

```

```

C
    WRITE(*,110) ISEG_csec
    GO TO(2000,2100,2200,2300),TSEC_csec
2000 WRITE(*,120) YY_csec,BB_csec
    GO TO 4000
2100 WRITE(*,130) YY_csec,PT_csec
    GO TO 4000
2200 WRITE(*,140) YY_csec,BB_csec,PT_csec
    GO TO 4000
2300 WRITE(*,150) BB_csec
    WRITE(*,190)
    READ(*,*) BB_csec
    GO TO 4100
C
4000 READ(*,*) ISEL
C
    GO TO(2400,2500,2600),ISEL
2400 WRITE(*,160)
    READ(*,*) YY_csec
    GO TO 4100
2500 WRITE(*,170)
    READ(*,*) BB_csec
    GO TO 4100
2600 WRITE(*,180)
    READ(*,*) PT_csec
4100 RETURN
C
C ***** FORMATOS *****
C
110 FORMAT(/,5X,'LOS VALORES CARACTERISTICOS PARA LA SECCION DEL',
1' SEGMENTO ',I5,' SON:')
120 FORMAT(/,10X,'YY = ',F10.5,5X,'BB = ',F10.5,/,5X,'DEFINA QUE'
1' CARACTERISTICA DE LA SECCION QUIERE INCREMENTAR',/,15X,
2'DAR 1 PARA INCREMENTAR LA PROFUNDIDAD (YY)',/,15X,'DAR 2'
3' PARA INCREMENTAR LA BASE (BB)',/, ' OPCION --- '\)
130 FORMAT(/,10X,'YY = ',F10.5,5X,'PT = ',F10.5,/,5X,'DEFINA QUE '
1' CARACTERISTICA DE LA SECCION QUIERE INCREMENTAR',/,15X,'DAR '
2'1 PARA INCREMENTAR LA PROFUNDIDAD (YY)',/,15X,'DAR 2 PARA '
3' INCREMENTAR LA PENDIENTE DEL TALUD (PT)',/, ' OPCION -- '\)
140 FORMAT(/,10X,'YY = ',F10.5,5X,'BB = ',F10.5,5X,'PT = ',F10.5,
1/,15X,'DEFINA QUE CARACTERISTICA DE LA SECCION QUIERE INCREMEN'
2'TAR',/,15X,'DAR 1 PARA INCREMENTAR LA PROFUNDIDAD (YY)',/,
3'15X,'DAR 2 PARA INCREMENTAR LA BASE (BB)',/,15X,'DAR 3 PA'
4'RA INCREMENTAR LA PENDIENTE DEL TALUD (PT)',/, ' OPCION --- '\)
150 FORMAT(/,10X,/, 'DIAMETRO = ',F10.5)
160 FORMAT(5X,'INCREMENTE EL VALOR DE " YY "', ' NUEVO "YY" --- '\)
170 FORMAT(5X,'INCREMENTE EL VALOR DE " BB "', ' NUEVO "BB" --- '\)
180 FORMAT(5X,'INCREMENTE EL VALOR DE " PT "', ' NUEVO "PT" --- '\)
190 FORMAT(5X,'INCREMENTE EL VALOR DEL DIAMETRO " BB "',
1' NUEVO "BB" --- '\)
$undefine csec
    END

c
SUBROUTINA CTRENSAL
c
c
c Este codigo pertenece a la rutina cambiada, la cual fue modificada con la idea de
c introducirle la capacidad de manejar caudales bajos. Estas modificaciones son temporales
c a la espera de que se resuelvan los problemas con las rutinas yc() para tomar como
tirante
c a la salida el menor entre yc y (yc+d)/2

$declare
$debug
#include: 'ctrensal.fi'

```

```

$include: 'aplana.fi'
$include: 'yn.fi'

SUBROUTINE CTRENSAL(yq_ctr,qq_ctr,
+      nq_ctr[value],Dq_ctr[value],
+      Bq_ctr[value],LLq_ctr[value],NCOND_ctr[value],
+      Keq_ctr[value],NNq_ctr[value],Soq_ctr[value],
+      DZq_ctr[value],SECq_ctr[value],TSEC_ctr[value],
+      BB_ctr[value],PT_ctr[value],SS_ctr[value],
+      NN_ctr[value])

integer nq_ctr
real    yq_ctr(1:nq_ctr)
real    qq_ctr(1:nq_ctr)
real    Dq_ctr
real    Bq_ctr
real    LLq_ctr
integer NCOND_ctr
real    Keq_ctr
real    NNq_ctr
real    Soq_ctr
real    DZq_ctr
integer SECq_ctr
integer TSEC_ctr
real    BB_ctr
real    PT_ctr
real    SS_ctr
real    NN_ctr

c      declaracion de variables locales:
c
c
integer i
real    A
real    V
real    RH
real    SURF
real    d
real    d1
real    qplena
real    A1
real    g
real    q1
real    q2
real    hs
real    YN
real    Vs
real    hvs
real    hf
real    hl
real    He
integer tsecq
*****

c
g=9.81

select case(secq_ctr)
  case(1)  !! cuadrada
    tsecq=1
  case(2)  !!circulares
    tsecq=3
  case(3)  !seccion de geometria especial,  E=B_bas,Am,D_bas
    tsecq=3
  case(4)  !! abovedada
    tsecq=3
end select

```

```

call aplena(SECq_ctr,Bq_ctr,Dq_ctr,A,RH)
qplena=Soq_ctr**0.5*RH**0.6666667*A/NNq_ctr

d=Dq_ctr

do i=1,nq_ctr

  if (i.eq.17) then
    j=i+0
  end if

  q1=qq_ctr(i)
  q2=NCOND_ctr*q1
  hs=YN(TSEC_ctr,BB_ctr,
+           0.001,PT_ctr,
+           NN_ctr,SS_ctr,
+           SURF,1,
+           1,1,
+           1,1,
+           1,1,
+           1,1,
+           1,q2)
  if (SURF.eq.0.0) SURF=1.0e-10
c   Vs=q2/SURF

  if (q1.lt.qplena) then
    dl=YN(tsecq,Dq_ctr,
+           0.001,0.0,
+           NNq_ctr,Soq_ctr,
+           SURF,1,
+           1,1,
+           1,1,
+           1,1,
+           1,1,
+           1,q1)
    if (SURF.eq.0.0) SURF=1.0e-10
    A1=SURF
  else
    A1=A
    dl=d
  end if

  V=q1/A1
  Vs=V
  if (dl.lt.Dq_ctr/2) then
c   hs=dl
    Vs=V
  else
    if ((hs-DZq_ctr).lt.(Dq_ctr/2)) then
      hs=Dq_ctr/2
      Vs=V
    end if
  end if

  hvs=Vs**2/(2*g)

  hf=NNq_ctr**2*LLq_ctr*V**2/RH**1.33333
  hl=keq_ctr*V**2/(2*g)

  He=hf+hl+hvs+hs-LLq_ctr*Soq_ctr

  if (He.gt.yq_ctr(i)) then
    yq_ctr(i)=He !control en la salida
  end if
  qq_ctr(i)=q2
end do

C   CODIGO ANNADIDO PARA SACAR ARCHIVO DE CAUDAL EN LA ALCANTARILLA

```

```

OPEN (9, FILE = 'ensal.sal', STATUS='UNKNOWN', FORM='FORMATTED')
  do i=1,nq_ctr
    write(9,*)qq_ctr(i),yq_ctr(i)
  end do
CLOSE(9)

C *****
return
end

C
C rutina APLENA:
C
C
C SUBROUTINE APLENA(sec[value],B[value],D[value],
+      A[reference],RH[reference])

integer sec
real B
real D
real A
real RH

c variables locales
c
real PM

Select Case (sec)

case(1) !!cuadrada
  A=B*D
  PM=2*(B+D)
  RH=A/PM
case(2) !!circular
  A=3.1416*D**2/4
  RH=D/4
case(3) !!seccion especial en la entrada pero conducto circular
  A=3.1416*D**2/4
  RH=D/4
case(4)
  if (B.eq.0.64) then
    A=0.20
    RH=0.126503
  end if
  if (B.eq.0.74) then
    A=0.26
    RH=0.13778553
  end if
  if (B.eq.0.91) then
    A=0.41
    RH=0.17085185
  end if
  if (B.eq.1.09) then
    A=0.59
    RH=0.21198542
  end if
  if (B.eq.1.27) then
    A=0.81
    RH=0.24182226
  end if
  if (B.eq.1.47) then
    A=1.06
    RH=0.27549928
  end if
  if (B.eq.1.65) then
    A=1.33
    RH=0.31030586
  end if
  if (B.eq.1.83) then

```

```

        A=1.64
        RH=0.34479424
    end if

End Select

return
end

$debug
$declare
$include: 'dbin.fi'

c
c    funcion busqueda binaria de doble precision en x

c
c
c    integer function dbin(x,clavex,n,iestado[reference])
c $include: 'dbin.fd'

c    declaracion de parametros
c
c    real*8 x(1:n)
c    real*8 clavex
c    integer n
c *****
c    variables locales
c
c    integer medio,bajo,alto
c    integer i
c
c    iestado=0
c    bajo=1
c    alto=n

if((clavex.ge.(x(1)-1.0e-14)).and.(clavex.le.(x(n)+1.0e-14))) then
do while(bajo.lt.alto)

    medio=int((bajo+alto)/2)
    i=medio

    if (dabs(x(i)-clavex).le.1e-14) then
        dbin=medio
        return
    end if

    if ((clavex.ge.x(i)).and.(clavex.lt.x(i+1))) then
        dbin=medio
        return
    end if

    if((clavex-x(i)).lt.-1e-12) then
        alto=medio-1
    else
        bajo=medio+1
    end if
end do
dbin=int((bajo+alto)/2)
else

```

```

        if (clavex.gt.x(n)) then
            dbin=n
            iestado=1
        else
            dbin=1
            iestado=-1
        end if
    end if

    return
end

c
c
c   Funcion DtminTS3
c
c   real function DtminTS3(NSUP_dtm[value],ISEG_dtm[value],
+       IALU_dtm[value],TFC_dtm[value],
+       JU_dtm[value],
+       DT1_dtm[reference],NORH_dtm[reference],
+       NDX_dtm[reference])
c
c   declaracion de parametros
c
c   real TFC_dtm
c   integer NSUP_dtm
c   integer ISEG_dtm
c   integer IALU_dtm(10)
c
c   integer NDX_dtm
c   real DT1_dtm(10)
c   integer NORH_dtm
c   *****
c   variables locales
c
c   integer JP, LL,imp
c   real DTMIN, DTT
c
c   IMP = 4
c   DTMIN=99999.99
c   if(NSUP_dtm.ne.0) then
c       do JP=1,NSUP_dtm
c           LL=IALU_dtm(JP)
c           IF (DT1_dtm(LL) .LT. DTMIN) DTMIN=DT1_dtm(LL)
c       end do
c
c       DTT=DTMIN
c       DT1_dtm(JU_dtm)=DTT
c       NORH_dtm=(TFC_dtm/DTT)+2.0
c
c       if(NORH_dtm.le.2000) then
c           NORH_dtm=2000
c           DTT=TFC_dtm/2002.0
c       else
c           NDX_dtm=0
c           WRITE(*,220) ISEG_dtm,DTT,NDX_dtm,NORH_dtm
c       end if
c
c   else
c       WRITE(*,210) ISEG_dtm
c       WRITE(IMP,210) ISEG_dtm
c       STOP
c   end if
c   DtminTS3=DTT
c   return

210 FORMAT(/,5X,'EL SEGMENTO DE UNION ',I5,' NO RECIBE APORTES AGUAS'

```

```

1' ARRIBA',/,10X,'VERIFIQUE LOS DATOS DE ENTRADA')
220 FORMAT(/,5X,'ISEG = ',I5,5X,'DTT = ',F10.5,2X,'NDX_dtm = ',I5,2X,
1'NORH = ',I5)

end

$debug
$declare
$INCLUDE:'efect.fi'
$include: 'preacum.fi'
c
c
SUBROUTINE EFECT(TR_efect,SP_efect,
+ T_efect[value], NPHP_efect[value], DT_efect[value],
+ DE_efect[value], SD_efect[value],
+ PPE_efect[reference], OL_efect[reference], OT_efect[reference],
+ SPE_efect[reference], IMPS_efect[value])
c
$include: 'efect.fd'
c
PP= PREACUM((T_efect),TR_efect,SP_efect,NPHP_efect) -
+ PREACUM((T_efect-DT_efect),TR_efect,SP_efect,NPHP_efect)

OT_efect=OT_efect+PP
IF(OT_efect.GT.DE_efect) THEN
TE=(OT_efect-DE_efect)**2/(OT_efect+SD_efect)
PE=TE-OL_efect
ELSE
PE=0.0
TE=0.0
END IF
OL_efect=TE
PPE_efect=(IMPS_efect*PP+(1-IMPS_efect)*PE)/1000.0

SPE_efect=SPE_efect+PPE_efect
return
END

```

```

$debug
$declare
$INCLUDE:'escor.fi'
$INCLUDE:'inter.fi'
$INCLUDE:'csec.fi'
$INCLUDE:'efect.fi'
c
c
SUBROUTINE ESCOR (
+
+ QB_escor[value], TS_escor[value], NSUP_escor[value],
+ IALU_escor, HENT_escor[value], QMAX_escor[reference],
+ NSLAT_escor[value], IALL_escor, QUP_escor[reference],
+ INCR_escor[reference],
+
+ ININT_escor[value], T_escor[value], DT1_escor,
+ DT2_escor, DT3_escor[value], TFC_escor[value],
+ Q1_escor, Q2_escor, QENT_escor,
+ QLAT_escor[reference],
+
+ IR_escor, TR_escor, NPHP_escor[value],
+ DT_escor[value],DE_escor[value],
+ SD_escor[value], PPE_escor[reference], OL_escor[reference],
+ OT_escor[reference], SPE_escor[reference],IMPS_escor,SP_escor,
+

```

```

+ ISEG_escort[value],TSEC_escort[value],
+ BB_escort[reference],YY_escort[reference],PT_escort[reference])
c
$include: 'escort.fd'
c
c
c
INCR_escort=0
QUP_escort=QB_escort
QLAT_escort=0.0
if(TS_escort.EQ.1) then
    CALL EFFECT(TR_escort,SP_escort,
+             T_escort, NPHP_escort, DT_escort,
+             DE_escort, SD_escort,
+             PPE_escort, OL_escort, OT_escort,
+             SPE_escort, IMPS_escort)
else
    if(NSUP_escort.gt.0) then
        do K=1,NSUP_escort
            JUL=IALU_escort(K)
            ININT_escort=1
c
            CALL INTER( ININT_escort, T_escort,
+                    DT1_escort, DT2_escort, DT3_escort,
+                    TFC_escort, Q1_escort, Q2_escort,
+                    QENT_escort, JUL, JL1,
+                    Q1INT)
c
            QUP_escort=QUP_escort+Q1INT
        end do
    end if
1100 if(TS_escort.EQ.2) then
    if(HENT_escort.eq.1) then
        ININT_escort=2
        CALL INTER(ININT_escort, T_escort,
+                DT1_escort, DT2_escort, DT3_escort,
+                TFC_escort, Q1_escort, Q2_escort,
+                QENT_escort, JUL, JL1,
+                Q1INT)
        QUP_escort=QUP_escort+Q1INT
    end if
1200 if(QUP_escort.LE.QMAX_escort) then
    if(NSLAT_escort.gt.0) then
        do M=1,NSLAT_escort
            JL1=IALL_escort(M)
            ININT_escort=3
            CALL INTER( ININT_escort, T_escort,
+                    DT1_escort, DT2_escort, DT3_escort,
+                    TFC_escort, Q1_escort, Q2_escort,
+                    QENT_escort, JUL, JL1,
+                    Q1INT)
            QLAT_escort=QLAT_escort+Q1INT
        end do
    end if
else
    WRITE(*,100) ISEG_escort
c

```

371

```

        CALL CSEC(ISEG_escor,TSEC_escor,
+           BB_escor,YY_escor,PT_escor)

        INCR_escor=1
        end if
    endif
end if

return
C
C ***** FORMATOS *****
C
100 FORMAT(5X,'EL SEGMENTO ',I5,' NO TIENE CAPACIDAD PARA RECIBIR '
2'LOS APORTES AGUAS ARRIBA')

END

```

```

$declare

```

```

c
c   Funcion flq
c   calcula el valor de la derivada de fq para un tirante y

```

```

#include:'flq.fi'

```

```

#include:'fcaudal.fi'

```

```

c
c   real function      flq(TSEC_f1[value],BB_f1[value],
+                       PROF_f1[value],PT_f1[value],
+                       NN_f1[value],SS_f1[value],
+                       SURF_f1[reference],NPEN_f1[value],
+                       MMI_f1[value],NNI_f1[value],
+                       MMM1_f1[value],MMM2_f1[value],
+                       NNN1_f1[value],NNN2_f1[value],
+                       BBB1_f1[value],BBB2_f1[value],
+                       YY_f1[value])

```

```

c
c   declaracion de parametros

```

```

integer TSEC_f1
real    BB_f1
real    PROF_f1
real    PT_f1
real    NN_f1
real    SS_f1
real    SURF_f1
real    NPEN_f1
real    MMI_f1
real    NNI_f1
real    MMM1_f1
real    MMM2_f1
real    NNN1_f1
real    NNN2_f1
real    BBB1_f1
real    BBB2_f1
real    YY_f1

```

```

c   Parametros Locales

```

```

real caudal
real h
real delta
real Y1
real Y2
real f1
real f2

```

```

c   *****

```

```

h=1.0/200  !! antes decia:  h=YY_f1/200

if (PROF_f1.gt.h) then
  y2=PROF_f1+h
  y1=PROF_f1-h
  delta=2*h
else
  y2=PROF_f1+h
  y1=PROF_f1
  delta=h
end if

f2= caudal(TSEC_f1, BB_f1, y2, PT_f1, NN_f1, SS_f1,
+        SURF_f1, NPEN_f1, MMI_f1,
+        NNI_f1, MMM1_f1, MMM2_f1, NNN1_f1,
+        NNN2_f1, BBB1_f1, BBB2_f1)

f1= caudal(TSEC_f1, BB_f1, y1, PT_f1, NN_f1, SS_f1,
+        SURF_f1, NPEN_f1, MMI_f1,
+        NNI_f1, MMM1_f1, MMM2_f1, NNN1_f1,
+        NNN2_f1, BBB1_f1, BBB2_f1)

flq=(f2-f1)/delta

return
end

$declare
c
c   Funcion flQTgA3
$include:'QTgA3.fi'
$include:'flQTgA3.fi'
c
c   esta funcion se usa para calcular el yc.
c

real function flQTgA3 (TSEC_flqt[value], BB_flqt[value],
+ PROF_flqt[value], PT_flqt[value],
+ NPEN_flqt[value],
+ MMI_flqt[value],
+ MMM1_flqt[value], MMM2_flqt[value],
+ BBB1_flqt[value], BBB2_flqt[value],
+ Q_flqt[value])
c
c   declaracion de parametros
c

integer TSEC_flqt !tipo de segmento
real BB_flqt      !plantilla del canal , o base, o diametro
real PROF_flqt   !profundidad
real PT_flqt     !pendiente en lhoriznotal:PT

c
c
c   integer NPEN_flqt      !numero de pendientes transversales
real MMI_flqt            !pendiente del brocal mh:lv
real MMM1_flqt          !pendientes de las secciones mh:lv
real MMM2_flqt          !pendientes de las secciones mh:lv
real BBB1_flqt          !ancho de las secciones de pendiente distinta
real BBB2_flqt          !ancho de las secciones de pendiente distinta

c
c   real Q_flqt            !caudal para calcular yc
c   *****

```



```

c
real function flyQAE (TSEC_flyq[value],BB_flyq[value],
+ PROF_flyq[value],PT_flyq[value],
+ NPEN_flyq[value],
+ MMI_flyq[value],
+ MMM1_flyq[value],MMM2_flyq[value],
+ BBB1_flyq[value],BBB2_flyq[value],
+ Q_flyq[value],E_flyq[value])
c
c  declaracion de parametros
c
integer TSEC_flyq !tipo de segmento
real BB_flyq      !plantilla del canal ,o base, o diametro
real PROF_flyq   !profundidad
real PT_flyq     !pendiente en lhoriznota:PT
c
c
integer NPEN_flyq      !numero de pendientes transversales
real MMI_flyq         !pendiente del brocal mh:lv
real MMM1_flyq       !pendientes de las secciones mh:lv
real MMM2_flyq       !pendientes de las secciones mh:lv
real BBB1_flyq       !ancho de las secciones de pendiente distinta
real BBB2_flyq       !ancho de las secciones de pendiente distinta
c
real Q_flyq          !caudal para calcular ye
real E_flyq          !caudal al que se le calculara ye
c *****
c Parametros Locales
c
real yQAE
real h
real delta
real Y1
real Y2
real f1
real f2
c *****

h=1.0/200  !! antes decia: h=YY_f1/200

if (PROF_flyq.gt.h) then
  y2=PROF_flyq+h
  y1=PROF_flyq-h
  delta=2*h
else
  y2=PROF_flyq+h
  y1=PROF_flyq
  delta=h
end if

f2= yQAE(TSEC_flyq,
+ BB_flyq,
+ y2,
+ PT_flyq,
+ NPEN_flyq,
+ MMI_flyq,
+ MMM1_flyq,
+ MMM2_flyq,
+ BBB1_flyq,
+ BBB2_flyq,
+ Q_flyq,
+ E_flyq)

```

```

f1= yQAE(TSEC_flyq,
+
+ BB_flyq,
+ y1,
+ PT_flyq,
+ NPEN_flyq,
+ MMI_flyq,
+ MMM1_flyq,
+ MMM2_flyq,
+ BBB1_flyq,
+ BBB2_flyq,
+ Q_flyq,
+ E_flyq)

flyQAE=(f2-f1)/delta

return
end

$declare
c
c Funcion fcaudal
$include:'fcaudal.fi'
c
c esta funcion esta teniendo un problema que consiste en hacer cero sus
c parametros de entrada cuando se entra en ella
c

real function caudal(TSEC_caudal[value],BB_caudal[value],
+ PROF_caudal[value],PT_caudal[value],
+ NN_caudal[value],SS_caudal[value],
+ SURF_caudal[reference],NPEN_caudal[value],
+ MMI_caudal[value],NNI_caudal[value],
+ MMM1_caudal,MMM2_caudal,NNN1_caudal,
+ NNN2_caudal,BBB1_caudal,BBB2_caudal)
c
c declaracion de parametros
c

integer TSEC_caudal !tipo de segmento
real BB_caudal !plantilla del canal ,o base, o diametro
real PROF_caudal !profundidad
real PT_caudal !pendiente en lhoriznotal:PT
real NN_caudal !constante de manning
real SS_caudal !pendiente del fondo

c

real SURF_caudal !area de la seccion transversal
c

integer NPEN_caudal !numero de pendientes transversales
real MMI_caudal !pendiente del brocal mh:lv
real NNI_caudal !n del brocal
real MMM1_caudal !pendientes de las secciones mh:lv
real MMM2_caudal !pendientes de las secciones mh:lv
real NNN1_caudal !n de las secciones
real NNN2_caudal !n de las secciones
real BBB1_caudal !ancho de las secciones de pendiente distinta
real BBB2_caudal !ancho de las secciones de pendiente distinta

c
*****
c variables locales
c
real PM ! perimetro mojado
real RR ! radio
c real VEL ! velocidad
c real RE ! numero de Reynolds

```

```

c      real RH                ! radio hidraulico
c      real NN2              ! n^2
      real C,D,A1           ! constantes de calculo
      real CONST

c
      real titaI
      real tita1
      real tita2
      real AAI
      real AA1
      real AAI1
      real AA2
      real NN11
      real H1
      real H2
      real PMI
      real PM1
      real PM2
      real PMI1
      real RH2
      real RHI1
      real QI1
      real Q2
c *****

      if (TSEC_caudal.ne.5) CONST= sqrt(SS_caudal)/NN_caudal

      select case (TSEC_caudal)

      case(1) !rectangulo
        SURF_caudal=BB_caudal*PROF_caudal
        PM=BB_caudal+2.0*PROF_caudal

      case(2) !triangulo
        SURF_caudal=PT_caudal*PROF_caudal*PROF_caudal
        PM=2.0*PROF_caudal*SQRT(PT_caudal*PT_caudal+1.0)

      case(3) !trapecio
        SURF_caudal=BB_caudal*PROF_caudal+PT_caudal*PROF_caudal*
        + PROF_caudal
        PM=BB_caudal+2.0*PROF_caudal*SQRT(PT_caudal*PT_caudal+1.0)

      case(4)
        RR=BB_caudal/2.0

        if (PROF_caudal.LE.RR) then
          if (PROF_caudal.EQ.RR) then
            SURF_caudal=1.5708*RR*RR
            PM=3.1416*RR
          else
            D=BB_caudal-PROF_caudal-RR
            C=BB_caudal*ACOS(D/RR)
            SURF_caudal=0.5*RR*(C-RR*SIN(C/RR))
            PM=C
          end if

        else

          D=PROF_caudal-RR
          C=BB_caudal*ACOS(D/RR)
          A1=0.5*RR*(C-RR*SIN(C/RR))
          SURF_caudal=3.1416*RR*RR-A1
          PM=6.2832*RR-C
        end if

      case(5)

        if (MMI_caudal.gt.0.0) then
          titaI = atan(1/MMI_caudal)

```

```

else
  titaI = 3.1416/2
end if
tital= atan(1/MMM1_caudal)
H1=BBB1_caudal/MMM1_caudal

AAI=0.5*MMI_caudal*PROF_caudal**2.0
PMI=PROF_caudal/sin(titaI)
if (PROF_caudal.le.H1) then
  AA1=0.5*MMM1_caudal*PROF_caudal**2
  PM1=PROF_caudal/sin(titaI)
else
  AA1=BBB1_caudal*PROF_caudal-0.5*BBB1_caudal*H1
  PM1=BBB1_caudal/cos(titaI)
end if
PMI1=PMI+PM1
NNI1=(PMI*NNI_caudal+PM1*NNN1_caudal)/PMI1
AAI1=AAI+AA1
RHI1=AAI1/PMI1
QI1=SS_caudal**0.5*AAI1*RHI1**0.666667/NNI1

AA2=0.0
Q2=0.0
if (NPEN_caudal.eq.2) then
  H2=BBB2_caudal/MMM2_caudal+H1
  tita2=atan(1/MMM2_caudal)
  if (PROF_caudal.gt.H1.and.PROF_caudal.le.H2) then
    AA2=0.5*MMM2_caudal*(PROF_caudal-H1)**2
    RH2=0.5*(PROF_caudal-H1)*Cos(tita2)
    Q2=SS_caudal**0.5*AA2*RH2**0.666667/NNN2_caudal
  end if
  if (PROF_caudal.gt.H2) then
    AA2=BBB2_caudal*(PROF_caudal-H1)-0.5*BBB2_caudal*
+   (H2-H1)
    PM2=BBB2_caudal/cos(tita2)
    RH2=AA2/PM2
    Q2=SS_caudal**0.5*AA2*RH2**0.666667/NNN2_caudal
  end if
end if
SURF_caudal= AAI1+AA2
CAUDAL=QI1+Q2

end select

if (TSEC_caudal.ne.5) then
  if (SURF_caudal.gt.0.0) then
    CAUDAL= CONST*(SURF_caudal**1.66667)/(PM**0.66667)
  else
    CAUDAL= 0.0
  end if

c
c   las siguientes lineas correspondientes a flujo laminar en cauces y
c   canales se eliminaran por considerarse poco probables de ocurrir.
c
c   VEL=CAUDAL/SURF_caudal
c   RH=SURF_caudal/PM
c   RE=4*VEL*(RH)/1.0E-06
c   if (RE.lt.2000)then
c     NN2= 8*(RH)**.33333/(9.81*RE)
c     NN_caudal=sqrt(NN2)
c     CONST=sqrt(SS_caudal)/NN_caudal
c     CAUDAL= CONST*(SURF_caudal**1.66667)/(PM**0.66667)
c   end if
end if

return

```

```

end

$declare
c
c   Funcion fq
c   calcula el valor del caudal para un tirante y para un tipo
c   de seccion determinado
$include:'fq.fi'
c
  real*8 function fq(TSEC[value],b[value],
+                    y[reference],m[value],
+                    n[value],s[value])
c
c   declaracion de parametros
c
  real*8 b      !plantilla del canal ,o base, o diametro
  real*8 y      !profundidad
  real*8 m      !pendiente en lhoriznotal:PT
  real*8 n      !constante de manning
  real*8 s      !pendiente del fondo
  integer TSEC !tipo de segmento
c
c   *****
c   variables locales
c
  real*8 z      ! constante de calculo= sqrt(1+m**2)
  real*8 CONST  !constante de calculo
  real*8 t      ! el angulo tita de la seccion circular
  real*8 a      ! el angulo alfa
  real*8 K      ! constante de calculo
  real*8 D      ! diametro
  real*8 o      ! constante de calculo temporal
  real*8 q      ! constante de calculo temporal
c   *****
CONST= sqrt(S)/N
z=sqrt(1+m**2.0d0)
if ((TSEC.eq.1).or.(TSEC.eq.2).or.(TSEC.eq.3)) then
  fq=CONST*(b*y+m*y**2)**(5.0d0/3.0d0)/(b+2*z*y)**(2.0d0/3.0d0)
else
  D=b
  o=(D-2*y)/D
  if(o.gt.1.0d0) y=0.0d0
  if(o.lt.-1.0d0) y=D
  t=dacos((D-2*y)/D)
  a=2*t
  if (a.eq.0.0d0) a=1.0d-7
  K=CONST*D**(8.0d0/3.0d0)/16.0d0/2.0d0**(1.0d0/3.0d0)
  q=K*(a-dsin(a))**(5.0d0/3.0d0)/a**(2.0d0/3.0d0)
  fq=q
end if
return
end

$debug
$declare
$include: 'gastore.fi'

```

```

SUBROUTINE GASTORE(A_gr[value],P_gr[value],npozo_gr[value],
+
y_gr,q_gr)
c
parametros formales

real A_gr
real P_gr
integer npozo_gr
real y_gr(60)
real q_gr(60)

c
variables locales
integer i
real q
real q1
real q2
real y
real m
c
*****

q1=1.66*0.15**1.5*P_gr
q2=2.66*0.45**0.5*A_gr
m=(q2-q1)/(0.45-0.15)

do i=1,npozo_gr

y=y_gr(i)

if(y.lt.0.15) then      !! (y < 0.15)
q=1.66*P_gr*y**1.5
else
if(y.le.0.45) then      !! ( 0.15 <= y <= 0.45 )

q=m*(y-0.15)+q1
else
q=2.66*A_gr*y**0.5 !! ( y > 0.45 )
end if
end if
q_gr(i)=q

end do

c
codigo añadido para sacar la curva de gastos
OPEN (9, FILE = 'ensal.sal',STATUS='UNKNOWN',FORM='FORMATTED')
do i=1,npozo_gr
write(9,*)q_gr(i),y_gr(i)
end do
CLOSE(9)
c
fin de codigo añadido
return
end

```

```

$debug
$declare
$include: 'gastoven.fi'

```

```

SUBROUTINE GASTOVEN(L_gv[value],h_gv[value],npozo_gv[value],
+
y_gv,q_gv)
c
parametros formales

real L_gv
real h_gv
integer npozo_gv

```

```

real    y_gv(60)
real    q_gv(60)

c      variables locales
real    Cgv
real    Cgo
integer i
real    q
real    y
real    g

c      *****
g=9.81
Cgv= 0.582
Cgo= 2.0/3.0

do i=1,npozo_gv
  y=y_gv(i)
  if(y.lt.(h_gv-1.0e-7)) then      !! (y < h)
    q=2.0/3.0*L_gv*Cgv*(2.0*g)**0.5*y**1.5
  else
    if(y.le.1.5*h_gv) then        !! ( h <= y <= 1.5h )
      q=2.0/3.0*L_gv*Cgv*(2*g)**0.5*h_gv**1.5+2.0*L_gv*
+      (2.0*g*h_gv)**0.5*(Cgo-2.0/3.0*Cgv)*(y-h_gv)
    else
      q=L_gv*Cgo*h_gv*(2.0*g*(y-h_gv/2.0))**0.5  !! ( y > 1.5h )
    end if
  end if

  q_gv(i)=q

end do
c      codigo agregado para sacar la curva de gastos del sumidero de ventana
OPEN (9, FILE = 'ensal.sal',STATUS='UNKNOWN',FORM='FORMATTED')
  do i=1,npozo_gv
    write(9,*)q_gv(i),y_gv(i)
  end do
CLOSE(9)
c      fin de codigo agregado
return
end

```

```

$declare
$debug
$INCLUDE:'inter.fi'
c
c
SUBROUTINE INTER(ININT_inter[value], T_inter[value],
+ DT1_inter, DT2_inter, DT3_inter[value],
+ TFC_inter[value], Q1_inter, Q2_inter,
+ QENT_inter, JU1_inter[value], JL1_inter[value],
+ Q1INT_inter[reference])
c
c
c
$include: 'inter.fd'
c
real*8    delta
integer mayor
c
c
c
select case (ININT_inter)

case(1)

```

```

        delta=DT1_inter(JU1_inter)
    case(2)
        delta=DT3_inter
    case(3)
        delta=DT2_inter(JL1_inter)
end select

IORD=nint((T_inter/delta)+2.0)
TT=(IORD-2)*delta

if(TT.le.TFC_inter) then
    if((T_inter-TT).lt.(-1.0e-6)) mayor=-1
    if(((T_inter-TT).gt.(-1.0e-6)).and.((T_inter-TT).lt.(1.0e-6)))
+
    if((T_inter-TT).gt.(1.0e-6)) mayor= 1
    mayor= 0

    if (ININT_inter.EQ.1) then
        select case (mayor)
            case(-1)
                AA=Q1_inter(JU1_inter,IORD-1)
                BB1=Q1_inter(JU1_inter,IORD)
                AT=TT-delta
            case(0)
                Q1INT_inter=Q1_inter(JU1_inter,IORD)
            case(1)
                AA=Q1_inter(JU1_inter,IORD)
                BB1=Q1_inter(JU1_inter,IORD+1)
                AT=TT
        end select
    end if

    if (ININT_inter.EQ.2) then
        select case (mayor)
            case(-1)
                AA=QENT_inter(IORD-1)
                BB1=QENT_inter(IORD)
                AT=TT-delta
            case(0)
                Q1INT_inter=QENT_inter(IORD)
            case(1)
                AA=QENT_inter(IORD)
                BB1=QENT_inter(IORD+1)
                AT=TT
        end select
    end if

    if (ININT_inter.EQ.3) then
        select case (mayor)

```

```

        case(-1)
            AA=Q2_inter(JL1_inter,IORD-1)
            BB1=Q2_inter(JL1_inter,IORD)
            AT=TT-delta

        case(0)
            Q1INT_inter=Q2_inter(JL1_inter,IORD)

        case(1)
            AA=Q2_inter(JL1_inter,IORD)
            BB1=Q2_inter(JL1_inter,IORD+1)
            AT=TT

    end select

end if

if (mayor.ne.0) then

    CC1=delta
    Q1INT_inter=AA+((BB1-AA)/CC1)*(T_inter-AT)
    IF(Q1INT_inter.LE.0.0) Q1INT_inter=0.0
end if

else !(si TT>TFC)

    Q1INT_inter=0.0

end if

RETURN
END

$declare
$debug
$INCLUDE:'interdos.fi'
c
c
    subroutine INTERDOS(T_dos[value],
+ delta_dos[value],TFC_dos[value],QIORDm1[value],QIORD[value],
+ QIORDp1[value],NORH_dos,dos[reference])
c
c
c
$include: 'interdos.fd'
c
    integer mayor
c
c
c

IORD=nint((T_dos/delta_dos)+2.0)
TT=(IORD-2)*delta_dos

if(TT.le.TFC_dos) then

    if((T_dos-TT).lt.0.0) mayor=-1
    if((T_dos-TT).eq.0.0) mayor= 0
    if((T_dos-TT).gt.0.0) mayor= 1

    select case (mayor)

        case(-1)
            AA=QIORDm1          !fq_dos(IORD-1)

```

```

        BB1=QIORD          !fq_dos(IORD)
        AT=TT-delta_dos

    case(0)
        dos=QIORD          !fq_dos(IORD)

    case(1)
        AA=QIORD           !fq_dos(IORD)
        BB1=QIORDp1       !fq_dos(IORD+1)
        AT=TT

    end select

    if (mayor.ne.0) then

        CC1=delta_dos
        dos=AA+((BB1-AA)/CC1)*(T_dos-AT)
        IF(dos.LE.0.0) dos=0.0
    end if

    else !(si TT>TFC_dos)

        dos=0.0

    end if

    RETURN
    END

$declare
$INCLUDE:'lat.fi'
c
c
    SUBROUTINE LAT (NSLAT lat[value], ILAT_lat,
+ Q2_lat, ISEG lat[value], ICILAT_lat[reference],
+ IALL_lat[reference], IMF_lat[value] )
c
c
$include: 'lat.fd'
c
c
    *****
c
    logical*1 fallo1,fallo2,fallo3
c
    *****
c
c
c
    ICILAT_lat=0
    ICON1=0
    if(NSLAT_lat.EQ.0) then
        ICILAT_lat=1
    else
        M=1
        fallo1=.false.

        do while((M.le.NSLAT_lat).and.(.not.fallo1))
            if(ILAT_lat(M).ne.0) then
                ICON2=0

                N=1
                fallo2=.false.
                fallo3=.false.
                do while((N.le.2).and.(.not.fallo2).and.(.not.fallo3))
                    IQ2=Q2_lat(N,1)

```

```

        ICON2=ICON2+1
        if(IQ2.ne.ILAT lat(M)) then
            if(ICON2.EQ.2) then
                fallo2=.true.
            end if
        else
            IALL_lat(M)=N
            ICON1=ICON1+1
            fallo3=.true.
        end if
        N=N+1
    end do

    if (fallo2) then
        WRITE(*,100) ILAT_lat(M),ISEG_lat
        WRITE(IMP_lat,100)ILAT_lat(M),ISEG_lat
        STOP
    end if

else

    fallo1=.true.

end if

M=M+1
end do

if((ICON1.NE.NSLAT lat).or.fallo1) then
    WRITE(*,110) ISEG_lat
    WRITE(IMP_lat,110) ISEG_lat
    STOP
end if

end if

RETURN
C ***** FORMATOS *****
C
100 FORMAT(5X,'EL SEGMENTO ',I5,' QUE APORTA SUS FLUJOS LATERALMEN'
1'TE AL SEGMENTO ',I5,' NO HA SIDO CALCULADO',/,10X,'VERIFIQUE'
2' LOS DATOS DE ENTRADA')
110 FORMAT(5X,'VERIFIQUE LOS DATOS DE ENTRADA AL SEGMENTO ',I5,
2' EN LO QUE SE REFIERE A LOS SEGMENTOS QUE APORTARN SUS FLU'
3'JOS LATERALMENTE')
END

$debug
$declare
$include: 'leebase.fi'

SUBROUTINE LEEBASE(LEC_bas[value],
+ tpozo_bas[value],npozo_bas[reference],
+ tipo_bas[value],
+ curva_bas[reference],x_bas[reference],
+ y_bas[reference],n_bas[reference],
+ ypozo_bas[reference],apozo_bas[reference],
+ D_bas[reference],B_bas[reference],
+ LL_bas[reference],NCOND_bas[reference],
+ Ke_bas[reference],NN_bas[reference],
+ So_bas[reference],DZ_bas[reference],
+ sec_bas[reference],H_bas[value],B1_bas[value],
+ B2_bas[value],L_bas[value],A0_bas[value],
+ A1_bas[value],A2_bas[value],A3_bas[value])

```

```
c   Declaracion de parametros formales
```

```
integer      LEC_bas
integer      tpozo_bas
integer      npozo_bas
real         ypozo_bas(60)
real         apoza_bas(60)
integer      tipo_bas
integer      curva_bas
real         x_bas(60)
real         y_bas(60)
integer      n_bas
real         D_bas
real         B_bas
real         LL_bas
integer      NCOND_bas
real         Ke_bas
real         NN_bas
real         So_bas
real         DZ_bas
integer      sec_bas
real         H_bas
real         B1_bas
real         B2_bas
real         L_bas
real         A0_bas
real         A1_bas
real         A2_bas
real         A3_bas
```

```
c   *****
```

```
c   variables locales
```

```
integer      clave
character*5  aname
character*4  nombre
integer      akey
integer      tsec
real         fx
real         fy
real         hor
real         ver
integer      A1
integer      A2
integer      A3
real         tx
real         ty
real         ex
real         ey
real         h(60)
real         v(60)
real*8       dx
real         Am
real         E
integer      i
integer      k
real         hh
real         dh
```

```
c   inicializaciones
```

```
    A1=5
    A2=6
    A3=7
```

```
c   *****
```

```
Select case(tpozo_bas)
```

```
    case(1)
```

```

npozo_bas=50
dh=H_bas/npozo_bas

do i=1, ( npozo_bas + 1 )
  hh=dh*(i-1)
  ypozo_bas(i)=hh
  apozo_bas(i)=B1_bas*L_bas+(B2_bas-B1_bas)*hh*L_bas/H_bas
end do

case(2)

npozo_bas=50
dh=H_bas/npozo_bas

do i=1, ( npozo_bas + 1 )
  hh=dh*(i-1)
  ypozo_bas(i)=hh
  apozo_bas(i)=A0_bas+A1_bas*hh+A2_bas*hh**2+A3_bas*hh**3
end do

case(3)

read(lec_bas,*) npozo_bas
read(lec_bas,*) (ypozo_bas(i),apozo_bas(i),i=1,n_bas)

end select

if (apozo_bas(1).eq.0.0) apozo_bas(1)=0.000001

if(tipo_bas.eq.1) then

  read(LEC_bas,12) nombre
12  format(a)
  read(LEC_bas,*) D_bas,B_bas,LL_bas,Am,NCOND_bas
  read(LEC_bas,*) Ke_bas,NN_bas,So_bas,DZ_bas

  OPEN (A1, FILE = 'A1.TBF', STATUS='OLD', FORM='FORMATTED')
  do while (.not.EOF(A1))
    read(A1,10) akey,aname
10  format(i5,a)
    if(nombre.eq.aname) clave=akey
  end do
  close(A1)
  OPEN (A2, FILE = 'A2.TBF', STATUS='OLD', FORM='FORMATTED')
  do while (.not.EOF(A2))
    read(A2,*) akey,fx,fy,tsec
    if(clave.eq.akey) then
      sec_bas=tsec
      ex=fx
      ey=fy
    end if
  end do
  close(A2)
  OPEN (A3, FILE = 'A3.TBF', STATUS='OLD', FORM='FORMATTED')
  i=0
  do while (.not.EOF(A3))
    read(A3,*) akey,hor,ver
    if(clave.eq.akey) then
      i=i+1
      x_bas(i)=hor
      y_bas(i)=ver
    end if
  end do
  n_bas=i
  close(A3)

  select case(sec_bas)
  case(1) !! cuadrada

```

```

        tx=D_bas*ex
        ty=ey*B_bas*D_bas**1.5*9.81**0.5
    case(2)  !!circulares
        tx=D_bas*ex
        ty=ey*D_bas**2.5*9.81**0.5
    case(3)  !seccion de geometria especial,  E=B_bas,Am,D_bas
        E=B_bas
        tx=E*ex
        ty=ey*Am*9.81**0.5*D_bas**2.5
    case(4)  !! abovedada
        tx=D_bas*ex
        ty=ey*B_bas*D_bas**1.5*9.81**0.5
end select

do i=1,n_bas
    x_bas(i)=tx*x_bas(i)
    y_bas(i)=ty*y_bas(i)
end do

else !! tipo_bas archivo
c  OPEN (lec, FILE = 'curva.dat',STATUS='OLD',FORM='FORMATTED')
    read(lec_bas,*) n_bas,curva_bas
c  READ(lec_bas,*) (h(i),v(i),i=1,n_bas)
    close(lec)
    if (curva_bas.eq.2) then      ! es una grafica quebrada
        k=0
        do i=1,n_bas-1
            dx=(h(i+1)-h(i))
            if(dx.eq.0.0) h(i+1)=h(i+1)+0.01
        end do
        x_bas=h
        y_bas=v

        else !!curva_bas=1 es una curva  continua
            x_bas=h
            y_bas=v
        end if
    end if
return
end

```

www.bdigital.ula.ve

```

$debug
$declare
$include:'leesum.fi'

```

```

SUBROUTINE LEESUM(LEC_le,TSUM_le,B_le, a_le,L1_le,L2_le,L_le,h_le)

c  parametros formales

integer TSUM_le
integer LEC_le
real B_le
real a_le
real L1_le
real L2_le
real L_le
real h_le

c  parametros locales

integer TL
integer Tab

c
c
read(LEC_le,*)TSUM_le

```

```

if (TSUM_le.ne.0) then
  if (TSUM_le.eq.1) then
    read(LEC_le,*)Tab,TL,h_le

    select case (Tab)

      case (1)
        B_le=0.30
        a_le=0.025
C
      case (2)
        B_le=0.60
        a_le=0.06
C
      case (3)
        B_le=0.90
        a_le=0.08

    end select

    select case (TL)

      case (1)
        L_le=1.50

      case (2)
        L_le=3.00

      case (3)
        L_le=4.50

    end select

    L1_le=B_le
    L2_le=B_le
    read(LEC_le,*)L1_le,L2_le,B_le,a_le,L_le,h_le
  end if

  else  !! TSUM = 2 (sin depression)
    read(LEC_le,*)L_le,h_le
  end if

  return
end

$debug
$declare
$include:'leesumre.fi'

SUBROUTINE LEESUMRE(LEC_ler[value],TSUMRE_ler[reference],
+                 D_ler[reference],TANDEN_ler[reference],
+                 NTAND_ler[reference])

c  parametros formales

integer TSUMRE_ler
integer LEC_ler
integer TANDEN_ler
real    NTAND_ler
real    D_ler
c  parametros locales

```

```

c
c
  read(LEC_1er,*) TSUMRE_1er,D_1er

  if (TSUMRE_1er.eq.1) read(LEC_1er,*)TANDEN_1er,NTAND_1er

  return
end

```

```

$debug
$declare
$include: 'lepcalle.fi'
$include: 'apyp.fi'

```

```

      SUBROUTINE  LEPCALLE(LEC_bas[value],
+                npozo_bas[reference],
+                yp_bas,ap_bas,
+                T_bas)
c  Declaracion de parametros formales

  integer      LEC_bas
  integer      npozo_bas
  real         yp_bas(60)
  real         ap_bas(60)
  real         T_bas(60)

```

```

c  *****
c  variables locales

```

```

  integer      i
  integer      j
  integer      tpozo
  integer      nlong
  integer      nlat
  integer      niden
  real         h
  real         Hmax
  real         dh
  real         T(60)
  real         A0
  real         A1
  real         A2
  real         A3
  real         B0
  real         B1
  real         B2
  real         B3
  real         So(2)
  real         Sx(2)
  real         B(2)

```

```

c  inicializaciones

```

```

c  *****

```

```

  read(LEC_bas,*) tpozo,Hmax

  Select case(tpozo)

  case(1)
    npozo_bas=50
    nlong=0
    nlat=0
    read(LEC_bas,*) So(1),Sx(1),So(2),Sx(2),B(1),B(2),

```

```

+          niden

do i=1 , 2
  if(So(i).ne.-1.0) nlong=nlong+1
  if(Sx(i).ne.-1.0) nlat=nlat+1
  if(B(i).eq.-1.0) B(i)=0.000001
  if(Sx(i).ne.0.0) Sx(i)=0.000001
end do

T=0.0
T_bas=0.0

do i=1, nlat
  do j=1, nlong
    call apyp(So(i),Sx(i),B(j),ap_bas,yp_bas,T,Hmax,
+      npozo_bas)
  end do
  T_bas=T_bas+T
end do

if (niden.gt.1) then
  do i=1,npozo_bas
    ap_bas(i)= niden*ap_bas(i)
  end do
end if

case(2)
  read(LEC_bas,*)A0,A1,A2,A3
  read(LEC_bas,*)B0,B1,B2,B3
  npozo_bas=50
  dh=Hmax/npozo_bas

  do i=1, ( npozo_bas )
    h=dh*(i-1)
    yp_bas(i)=h
    ap_bas(i)=A0+A1*h+A2*h**2+A3*h**3
    T_bas(i)=B0+B1*h+B2*h**2+B3*h**3
  end do
case(3)
  read(lec_bas,*) npozo_bas
  read(lec_bas,*) (yp_bas(i),ap_bas(i),T_bas,i=1,npozo_bas)

end select

if (ap_bas(1).eq.0.0) ap_bas(1)=ap_bas(2)/2.0

return
end

subroutine apyp(So_ay[value],Sx_ay[value],B_ay[value],ap_ay,yp_ay
+      ,T_ay,Hmax_ay[value],np_ay[value])

c  parametros formales:

real    So_ay
real    Sx_ay
real    B_ay
real    ap_ay(60)
real    yp_ay(60)
real    T_ay(60)
real    Hmax_ay
integer np_ay

c  variables locales:
integer i
real    a

```

```

real    t
real    Ka
real    Kt
real    h
real    ho
real    dh

    dh=Hmax_ay/np_ay
    a=ATAN ((So_ay**2+Sx_ay**2)**.5)
    t=ATAN (Sx_ay/So_ay)
    if(t.eq.0.0) t=0.000001
    Ka=1/TAN (a)
    Kt=1/SIN (t) +TAN (t)
    ho=SIN (t) * B_ay/Ka
    do i=1,np_ay
        h=(i-1)*dh
        yp_ay(i)=h
        if(h.le.ho) then
            A=(Kt+Ka**2)*h**2/2           !! area del triangulo menor al maximo
            T=Ka*h/SIN(t)                 !! ancho de la mancha menor al maximo
        else
            A=(Kt+Ka**2)*ho**2/2+Ka**2*Kt*ho*(h-ho)
            T=B_ay
        c      area del triangulo maximo mas el paralelogramo adicional
        c      ancho de la mancha maximo (igual al ancho de la calle)
        end if
        ap_ay(i)=ap_ay(i)+A
        T_ay(i)=T
        A=0.0
        T=0.0
    end do

return
end

```

```

$debug
$declare
$include:'lesumreb.fi'

```

```

SUBROUTINE LESUMREB(LEC_lrb[value],A_lrb[reference],
+                  P_lrb[reference])

c      parametros formales
integer LEC_lrb
real    A_lrb
real    P_lrb
c      parametros locales
integer TSUMRE
real    NSUM

c
c
read(LEC_lrb,*) TSUMRE,NSUM
c      TSUMRE=1
c      NSUM=1.0

if(TSUMRE.eq.1) then
    A_lrb=0.68*NSUM
    P_lrb=0.50*(3.0*NSUM+0.90+0.90)
end if

if(TSUMRE.eq.2) then
    A_lrb=0.68*NSUM
    P_lrb=0.50*(1.8*NSUM+1.5+1.5)
end if

if(TSUMRE.eq.3) then
    A_lrb=0.27*NSUM

```

```

        P_lrb=0.5*(2.12)*NSUM
    end if
    return
end

$debug
$declare
$include: 'lepcalle.fi'
$include: 'leesum.fi'
$include: 'gastore.fi'
$include: 'lesurbaj.fi'
$include: 'lesumreb.fi'

        SUBROUTINE LESURBAJ(LEC_rbj[value],
+                               npozo_rbj[reference],
+                               yp_rbj,ap_rbj,
+                               T_rbj,q_rbj)

c      parametros formales
integer LEC_rbj
integer npozo_rbj
real    yp_rbj(60)
real    ap_rbj(60)
real    T_rbj(60)
real    q_rbj(60)

c      variables locales

real    A
real    P
c      *****
call    LEPCALLE(LEC_rbj,
+               npozo_rbj,
+               yp_rbj,ap_rbj,
+               T_rbj)
call    LESUMREB(LEC_rbj,A,
+               P)

call    GASTORE(A,P,npozo_rbj,yp_rbj,q_rbj)

return
end

$debug
$declare
$include: 'lepcalle.fi'
$include: 'leesum.fi'
$include: 'gastoven.fi'
$include: 'lesuvbaj.fi'

        SUBROUTINE LESUVBAJ(LEC_vbj[value],
+                               npozo_vbj[reference],
+                               yp_vbj,ap_vbj,
+                               T_vbj,q_vbj)

c      parametros formales
integer LEC_vbj
integer npozo_vbj
real    yp_vbj(60)
real    ap_vbj(60)
real    T_vbj(60)
real    q_vbj(60)

```

```

c      variables locales

integer TSUM
real    B
real    a
real    L1
real    L2
real    L
real    h

call LEPCALLE(LEC_vbj,
+             npozo_vbj,
+             yp_vbj, ap_vbj,
+             T_vbj)

call LEESUM(LEC_vbj, TSUM, B, a, L1, L2, L,
+          h)

call GASTOVEN(L, h, npozo_vbj, yp_vbj, q_vbj)

return
end

$debug
$declare
$include: 'lepcalle.fi'
$include: 'leesum.fi'
$include: 'gastoven.fi'
$include: 'lesuvbaj.fi'

SUBROUTINE LESUVBAJ(LEC_vbj[value],
+                 npozo_vbj[reference],
+                 yp_vbj, ap_vbj,
+                 T_vbj, q_vbj)

```

```

c      parametros formales
integer LEC_vbj
integer npozo_vbj
real    yp_vbj(60)
real    ap_vbj(60)
real    T_vbj(60)
real    q_vbj(60)

```

```

c      variables locales

integer TSUM
real    B
real    a
real    L1
real    L2
real    L
real    h

call LEPCALLE(LEC_vbj,
+             npozo_vbj,
+             yp_vbj, ap_vbj,
+             T_vbj)

call LEESUM(LEC_vbj, TSUM, B, a, L1, L2, L,

```

```

+          h)

call GASTOVEN(L,h,npozo_vbj,yp_vbj,q_vbj)

return
end

$DEBUG
$include: 's.fi'

SUBROUTINE POZO(DT_poz[value],QUP_poz[reference ],
+          J_poz[value ],
+          JU_poz[value ],yp_poz,aap_poz,bbp_poz,ccp_poz,
+          ddp_poz,np_poz,yq_poz,aaq_poz,bbq_poz,ccq_poz,
+          ddq_poz,nq_poz[value ],Q1_poz[reference ],
+          QUP0_poz[reference ],Ho_poz[value ],
+          H_poz[reference ])

real      QUP0_poz
real      QUP_poz
integer   J_poz
integer   JU_poz
integer   np_poz
real      yp_poz(1:np_poz)
real      aap_poz(1:np_poz)
real      bbp_poz(1:np_poz)
real      ccp_poz(1:np_poz)
real      ddp_poz(1:np_poz)
integer   nq_poz
real      yq_poz(1:nq_poz)
real      aaq_poz(1:nq_poz)
real      bbq_poz(1:nq_poz)
real      ccq_poz(1:nq_poz)
real      ddq_poz(1:nq_poz)
real      Q1_poz(20,2002)
real      DT_poz
real*8    Ho_poz
real*8    H_poz
c  variables locales
real*8    d1
real*8    d2
real*8    It
real*8    AH
real*8    QH
real*8    Itdt
real*8    AHdtd1
real*8    QHdtd1
real*8    QS
real*8    delta
real*8    deltabs
real*8    y
c  *****

if (H_poz.lt.0.0) H_poz=0.0
y= H_poz - Ho_poz
if (y.lt.0.0) y=0.0
QH=S(aaq_poz,bbq_poz,ccq_poz,ddq_poz,yq_poz,y,nq_poz)
It=QUP0_poz
AH=S(aap_poz,bbp_poz,ccp_poz,ddp_poz,yp_poz,H_poz,np_poz)
delta=It-QH
deltabs=ABS(delta)
if(deltabs.lt.0.0000005d0) delta=0.0

d1=delta/AH
y=H_poz+dprod(60.0,DT_poz)*d1-Ho_poz
if (y.lt.0.0) y=0.0

```

```

        Itdt=QUP_poz

        AHdtd1=S(aap_poz,bbp_poz,ccp_poz,ddp_poz,yp_poz,
+      (H_poz+dprod(60.0,DT_poz)*d1),np_poz)
        QHdtd1=S(aaq_poz,bbq_poz,ccq_poz,ddq_poz,yq_poz,y,nq_poz)

        delta=Itdt - QHdtd1
        deltabs=ABS(delta)
        if(deltabs.lt.0.0000005d0) delta=0.0

        d2= delta/AHdtd1

        H_poz= H_poz +dprod(60.0,DT_poz)*(d1+d2)/2
        if (H_poz.lt.0.0) H_poz=0.0
        QUP0_poz=QUP_poz
c      codigo para saber donde se detiene
        write(*,*) J_poz
        if (J_poz.eq.120) then
            delta=J_poz
        end if
c      fin de codigo
        QS=S(aaq_poz,bbq_poz,ccq_poz,ddq_poz,yq_poz,H_poz,nq_poz)
        Q1_poz(JU_poz,J_poz) = QS

        return
        end

$debug
$declare
$include: 'sbin.fi'
c
c      FUNCION S
c
c      real function S(a,b,c,d,x,xx,n)
c      declaracion de parametros formales
c
c      integer n
c      real*4 x(1:n)
c      real a(1:n)
c      real b(1:n)
c      real c(1:n)
c      real d(1:n)
c      real*8 xx
c      *****
c      variables locales
c
c      integer estado
c      integer j
c      integer sbin
c
c      *****
c      estado=0
c      j=sbin(x,xx,n,estado)
c      if (estado.eq.1) then
c          j=n
c          S = a(j)+b(j-1)*(xx-x(j))+c(j-1)*(xx-x(j))**2.0+
+      d(j)*(xx-x(j))**3.0
c      else
c          S = a(j)+b(j)*(xx-x(j))+c(j)*(xx-x(j))**2.0+d(j)*(xx-x(j))**3.0
c      end if
c      return
c      end

$debug
$declare

```

```

$include: 'sbin.fi'

c
c   funcion busqueda binaria de simple precision en x

c
c
c   integer function sbin(x,clavex,n,iestado[reference])

c   declaracion de parametros
c
c   real*4 x(1:n)
c   real*8 clavex
c   integer n
c   integer iestado
c   *****
c   variables locales
c
c   integer medio,bajo,alto
c   integer i

c
c   iestado=0
c   bajo=1
c   alto=n

c
c   if((clavex.ge.(x(1)-1.0e-5)).and.(clavex.le.(x(n)+1.0e-5))) then
c
c       do while(bajo.lt.alto)
c
c           medio=int((bajo+alto)/2)
c           i=medio
c
c           if (dabs(x(i)-clavex).le.1e-6) then
c               sbin=medio
c               return
c           end if
c
c           if ((clavex.ge.x(i)).and.(clavex.lt.x(i+1))) then
c               sbin=medio
c               return
c           end if
c
c           if((clavex-x(i)).lt.-1e-5) then
c               alto=medio-1
c           else
c               bajo=medio+1
c           end if
c       end do
c       sbin=int((bajo+alto)/2)
c   else
c       if (clavex.gt.x(n)) then
c           sbin=n
c           iestado=1
c       else
c           sbin=1
c           iestado=-1
c       end if
c   end if

c   return
c   end
$debug
$declare
$include:'sumi0.fi'

```

```

$include:'YN.fi'
c
c
SUBROUTINE SUMI0(QUP_sumi0[value],Q1_sumi0,J_sumi0[value],
+   JUA_sumi0[value],JUB_sumi0[value],
+   IALU_sumi0,L_sumi0[value],h_sumi0[value],
+   SSS_sumi0,NPEN_sumi0,
+   MMI_sumi0,MMM1_sumi0,
+   MMM2_sumi0,NNI_sumi0,NNN1_sumi0,NNN2_sumi0,BBB1_sumi0
+   ,BBB2_sumi0)

c 1) Bloque de parametros de entrada-salida de la subrutina
c
c
real    QUP_sumi0
real    Q1_sumi0(20,2002)
integer J_sumi0
integer JUA_sumi0
integer JUB_sumi0
integer IALU_sumi0(20)
real    L_sumi0
real    SSS_sumi0(20)
integer NPEN_sumi0(20)
real    MMI_sumi0(20)
real    MMM1_sumi0(20)
real    MMM2_sumi0(20)
real    NNI_sumi0(20)
real    NNN1_sumi0(20)
real    NNN2_sumi0(20)
real    BBB1_sumi0(20)
real    BBB2_sumi0(20)

c*****
c
c 2) Bloque de variables locales de la subrutina
integer JU
real    y
real    k
real    Sx
real    QI
real    QS
real    YN
real    surf

c
c cuerpo de la subrutina

JU=IALU_sumi0(1)

c TSEC_sumi0=5
c
c inicializacion de variables que no tienen efecto en la subrutina

c BB_sumi0=0.0
c PROF_sumi0=0.0
c PT_sumi0=0.0
c NN_sumi0=0.0
c yy_sumi0=0.0
c if (QUP_sumi0.gt.0.0) then
+   y=YN(5,0.0,
+   0.0, 0.0,
+   0.0 ,SSS_sumi0(JU),
+   Surf,NPEN_sumi0(JU),
+   MMI_sumi0(JU),NNI_sumi0(JU),
+   MMM1_sumi0(JU),MMM2_sumi0(JU),
+   NNN1_sumi0(JU),NNN2_sumi0(JU),
+   BBB1_sumi0(JU),BBB2_sumi0(JU),

```

```

+          0.0,QUP_sumi0)

  Sx=1.0/MMM1_sumi0(JU)
  k=0.20
  if(Sx.ge.0.06) k=0.23

  if(y.le.h_sumi0) then
    QI=k*L_sumi0*y*sqrt(9.81*y)
  else
    QI=k*L_sumi0*h_sumi0*sqrt(9.81*y)
  end if

  else !!! si QUP=0
    QI=0.0
  end if

  if (QI.lt.QUP_sumi0) then
    QS=QUP_sumi0 - QI
  else
    QS=0.0
    QI=QUP_sumi0
  end if

  Q1_sumi0(JUA_sumi0,J_sumi0)=QS
  Q1_sumi0(JUB_sumi0,J_sumi0)=QI

  return
end

```

```

$debug
$declare
#include:'sumi1.fi'
#include:'YN.fi'
#include:'Ye.fi'
#include:'Yc.fi'
#include:'area.fi'
c
c

```

```

SUBROUTINE SUMI1(QUP_sumi1[value],Q1_sumi1,J_sumi1[value],
+   JUA_sumi1[value],JUB_sumi1[value],
+   IALU_sumi1,L_sumi1[value],h_sumi1[value],
+   B_sumi1[value],a_sumi1[value],
+   LZ_sumi1[value],
+   SSS_sumi1,NPEN_sumi1,
+   MMI_sumi1,MMM1_sumi1,
+   MMM2_sumi1,NNI_sumi1,NNN1_sumi1,NNN2_sumi1,BBB1_sumi1
+   ,BBB2_sumi1)

```

```

c 1) Bloque de parametros de entrada-salida de la subrutina
c
c

```

```

real    QUP_sumi1
real    Q1_sumi1(20,2002)
integer J_sumi1
integer JUA_sumi1
integer JUB_sumi1
integer IALU_sumi1(20)
real    L_sumi1
real    h_sumi1
real    B_sumi1
real    a_sumi1
real    LZ_sumi1
real    SSS_sumi1(20)
integer NPEN_sumi1(20)
real    MMI_sumi1(20)
real    MMM1_sumi1(20)

```

```

real    MMM2_sumil(20)
real    NNI_sumil(20)
real    NNN1_sumil(20)
real    NNN2_sumil(20)
real    BBB1_sumil(20)
real    BBB2_sumil(20)

c*****
c
c    2) Bloque de variables locales de la subrutina

integer JU
real    k
real    Sx
real    QI
real    QS
real    YN
real    y1
real    surf1
real    E1
real    E2
real    yc1
real    yc2
real    YC
real    y0
real    YE
real    M1
real    M2
real    BT
real    B1
real    B2
real    N1
real    N2
real    y21
real    y22
real    y2
real    A
real    area
real    V      !velocidad
real    F      !Froude
real    N      !constante exponente para el calculo del sumidero
real    a1     !valores a'
real    C      !cosntante de calculo para la formula de sumidero
real    yn2
real    yc21
real    Tmedio
real    q
real    y20

c    variables agregadas para encontrar un valor de yc inicial cercano.
real    M3     !pendiente transversal unica equivalente
real    yc0    !yc inicial

c    variables agregadas para encontrar un valor de ye inicial cercano.
real    ymin
real    ymax
real    ye0

c
c    cuerpo de la subrutina

if (QUP_sumil.gt.0.00001) then

    JU=IALU_sumil(1)

c    TSEC_sumil=5
c
c    inicializacion de variables que no tienen efecto en la subrutina

```

```

c      BB_sumil=0.0
c      PROF_sumil=0.0
c      PT_sumil=0.0
c      NN_sumil=0.0
c      yy_sumil=0.0

      y1=YN(5,0.0,
+          0.0, 0.0,
+          0.0 ,SSS_sumil(JU),
+          Surf1,NPEN_sumil(JU),
+          MMI_sumil(JU),NNI_sumil(JU),
+          MMM1_sumil(JU),MMM2_sumil(JU),
+          NNN1_sumil(JU),NNN2_sumil(JU),
+          BBB1_sumil(JU),BBB2_sumil(JU),
+          0.0,QUP_sumil)

      E1=y1+QUP_sumil**2/surf1**2/2/9.81
      E2=E1+a_sumil

c      codigo añadido para encontrar un valor de yc inicial mas cercano y asi evitar que el
c      algoritmo de NewtonRaphsom diverja.

      M3=2*surf1/y1**2
      yc0=((8*QUP_sumil**2)/(9.81*M3**2))**.2

      yc1=  YC(5,
+          0.0,
+          yc0,
+          0.0,
+          NPEN_sumil(JU),
+          MMI_sumil(JU),
+          MMM1_sumil(JU),
+          MMM2_sumil(JU),
+          BBB1_sumil(JU),
+          BBB2_sumil(JU),
+          QUP_sumil)

      if (NPEN_sumil(JU).eq.1) then
        M2 = MMM1_sumil(JU)
        BT= BBB1_sumil(JU)
        B1= B_sumil
        B2= BT-B_sumil
        N1= NNN1_sumil(JU)
        N2= NNN1_sumil(JU)
      else
        M2 = MMM2_sumil(JU)
        BT= BBB1_sumil(JU) + BBB2_sumil(JU)
        B1= B_sumil
        B2= BT-B_sumil
        N1= NNN1_sumil(JU)
        N2= NNN2_sumil(JU)
      end if

      M1 = B_sumil/(B_sumil/M2 + a_sumil)

      yn2=YN(5,0.0,
+          0.0, 0.0,
+          0.0 ,SSS_sumil(JU),
+          Surf1,2,
+          MMI_sumil(JU),NNI_sumil(JU),
+          M1,M2,
+          N1,N2,
+          B1,B2,
+          0.0,QUP_sumil)

      Tmedio=surf1/yn2
      q=QUP_sumil/Tmedio

```



```

$declare
$include:'sumrel.fi'
$include:'YN.fi'
$include:'yprom.fi'
c
c
SUBROUTINE SUMRE1(QUP_sumrel[value],Q1_sumrel,J_sumrel[value],
+ JUA_sumrel[value],JUB_sumrel[value],
+ IALU_sumrel,TSUMRE_sumrel[value],TANDEN_sumrel[value],
+ NTAND_sumrel[value],D_sumrel[value],SSS_sumrel,
+ NPEN_sumrel,MMI_sumrel,MMM1_sumrel,
+ MMM2_sumrel,NNI_sumrel,NNN1_sumrel,
+ NNN2_sumrel,BBB1_sumrel,BBB2_sumrel)

c 1) Bloque de parametros de entrada-salida de la subrutina
c
c
real QUP_sumrel
real Q1_sumrel(20,2002)
integer J_sumrel
integer JUA_sumrel
integer JUB_sumrel
integer IALU_sumrel(20)
real SSS_sumrel(20)
integer NPEN_sumrel(20)
real MMI_sumrel(20)
real MMM1_sumrel(20)
real MMM2_sumrel(20)
real NNI_sumrel(20)
real NNN1_sumrel(20)
real NNN2_sumrel(20)
real BBB1_sumrel(20)
real BBB2_sumrel(20)

integer TSUMRE_sumrel
integer TANDEN_sumrel
real NTAND_sumrel
real D_sumrel
c*****
c
c 2) Bloque de variables locales de la subrutina

integer JU
real y
real k
real QI
real QS
real YN
real surf

c
real M1
real BT
real N1
real N2
real S1
real B
real w1
real w2
integer N
real L
integer i
real L1
real yp
real yprom
c variable agregada para manejar el caudal captado por la reja parcialmente funcionando
real FACTOR
c
c cuerpo de la subrutina

```

```

QI=0.0
if (QUP_sumrel.gt.1e-7) then

  JU=IALU_sumrel(1)

  if (NPEN_sumrel(JU).eq.1) then
    M1 = MMM1_sumrel(JU)
    BT= BBB1_sumrel(JU)
    N1= NNN1_sumrel(JU)
    N2= NNN1_sumrel(JU)
  else
    M1= MMM2_sumrel(JU)
    BT= BBB1_sumrel(JU) + BBB2_sumrel(JU)
    N1= NNN2_sumrel(JU)
    N2= NNN2_sumrel(JU)
  end if

  S1=SSS_sumrel(JU)

  y=YN(5,0.0,
+           0.0, 0.0,
+           0.0 ,SSS_sumrel(JU),
+           Surf,1 ,
+           MMI_sumrel(JU),NNI_sumrel(JU),
+           M1 ,0 ,
+           N1 ,0,
+           BT ,0,
+           0.0,QUP_sumrel)

  select case(TSUMRE_sumrel)
    case(1)
      B=1.5
      if (TANDEN_sumrel.eq.1) then
        w1=aint(NTAND_sumrel)
        w2=NTAND_sumrel-w1
        N=int(w1)
        if(w2.ne.0.0) N=N+1
        L=D_sumrel+B/2
        do i=1, N

          if((i.eq.N).and.(w2.ne.0.0)) then
            L=L+(1+w2)*B/2
            L1=L-W2*B/2
            k=0.30
          else
            L=L+B*(i-1)
            L1=L-B/2
            k=0.614
          end if
          yp=yprom(y,L,L1,M1,S1,N1,TSUMRE_sumrel,TANDEN_sumrel,
+                FACTOR)
          if(yp.lt.0.0) then
            yp=yp
          end if
          QI=QI+k*S1**0.5*yp**1.5/N1
        end do
      else !! TANDEN = 2
        L=D_sumrel+B/2
        L1=D_sumrel
        yp=yprom(y,L,L1,M1,S1,N1,TSUMRE_sumrel,TANDEN_sumrel,
+                FACTOR)
        QI=0.4*B*S1**0.5*yp**1.5/N1
      end if

```

```

        case(2)
            B=0.90
            L=D_sumrel+B/2
            L1=D_sumrel
            yp=yprom(y,L,L1,M1,S1,N1,TSUMRE_sumrel,TANDEN_sumrel,
+             FACTOR)
            QI=0.335*S1**0.5*yp**1.5/N1
        case(3)
            B=0.66
            L=D_sumrel+B/2
            L1=D_sumrel
            yp=yprom(y,L,L1,M1,S1,N1,TSUMRE_sumrel,TANDEN_sumrel,
+             FACTOR)
            QI=0.284*S1**0.5*yp**1.5/N1
        end select
c     aqui se inserta el bloque de modificaciones de sumrelcl.for

end if !!QUP=0

c     este bloque debe borrarse para insertar las modificaciones de sumrelcl.for
if(QI.gt.QUP_sumrel) QI=QUP_sumrel
QS=QUP_sumrel-QI
c     fin de bloque a borrar para insertar las modificaciones

Q1_sumrel(JUA_sumrel,J_sumrel)=QS
Q1_sumrel(JUB_sumrel,J_sumrel)=QI

return
end
real function yprom(y,L,L1,M1,S1,N1,TSUMRE,TANDEN,
+             FACTOR[reference])

c     parametros formales
real    y
real    L
real    L1
real    M1
real    S1
real    N1
integer TSUMRE
integer TANDEN
real    FACTOR

c
c variables locales
c
real    L2
real    z
real    z1
real    S
real    ya
real    ymx
real    y1
c*****
c     linea añadida para agregar un factor de correccion que evite la discontinuidad al calcular
c     el hidrograma captado por el sumidero de reja
c     FACTOR=1.0
c     fin de la modificacion
L2=2*0.90
S=1/(1+M1**2)**0.5

```

```

z=L*S
z1=L1*S
yprom=y-z
ya=y-z1
if(TSUMRE.eq.1) then
  if(TANDEN.eq.1) y1=(N1/S1**0.5)**(6.0/7.0)
  if(TANDEN.eq.2) y1=(N1*L2/0.8/S1**0.5)**(6.0/7.0)
end if
if(TSUMRE.eq.2) y1=(1.83*N1/S1**0.5)**(6.0/7.0)
if(TSUMRE.eq.3) y1=(1.05*N1/S1**0.5)**(6.0/7.0)

ymx=y1+z1
c la siguiente linea fue modificada por el codigo que le sigue
c if(ya.gt.y1) yprom = ymx - z
  if(ya.gt.y1) then
    yprom = ymx - z
    ya=y1
  end if
c fin de la modificacion

c las siguientes lineas fueron introducidas para calcular el hidrograma captado
c cuando la reja funciona con ancho menor al de la reja y para evitar discontinuidad
c en el mismo.

  if ((ya.gt.0.0).and.(ya.lt.(2*(z-z1)))) then
    yprom=ya/2.0
    FACTOR=ya/(2*(z-z1))
  end if

c esta linea es para evitar que yprom<0 para rejas mas altas que el nivel del agua
  if(yprom.lt.0.0) yprom=0.0

c fin de modificacion

return
end

$floatcalls
$declare
$debug
$INCLUDE:'tesco.fi'
$include:'fcaudal.fi'

c
c
SUBROUTINE TESCO(SS_tesco[value], NN_tesco[value],
+ INCAL_tesco[value], INCR_tesco[value], NORCV_tesco[value],
+ NDXT_tesco[value], VT_tesco[reference], YY_tesco[reference],
+ TSEC_tesco[value], BB_tesco[value], PT_tesco[value],
+ LONG_tesco[value], TFC_tesco[value],
+ ISEG_tesco[value], DT_tesco[reference], NDX_tesco[reference],
+ QT_tesco[reference], NORH_tesco[reference], QMAX_tesco[reference],
+ VMAX_tesco[reference], INTPR_tesco, NPEN_tesco[value],
+ MMI_tesco[value], NNI_tesco[value], MMM1_tesco[value],
+ MMM2_tesco[value], NNN1_tesco[value], NNN2_tesco[value],
+ BBB1_tesco[value], BBB2_tesco[value])

c
c
$include: 'tesco.fd'
c logical*1 ok1,ok2,ok3
  real caudal

c
c bloque1:
c
CONST=SQRT(SS_tesco)/NN_tesco

if(INCAL_tesco.eq.1) then
  NORCV_tesco=200

```

```

ANORCV=NORCV_tesco
NPR=NORCV_tesco+1
INTPR_tesco=YY_tesco/ANORCV
QT_tesco(1)=0.0
VT_tesco(1)=0.0

do I=2,NPR
  PROF=(I-1)*INTPR_tesco
  QT_tesco(I)= caudal(TSEC_tesco,BB_tesco,
+                 PROF,PT_tesco,
+                 NN_tesco,SS_tesco,
+                 SURF,NPEN_tesco,MMI_tesco,
+                 NNI_tesco,MMM1_tesco,MMM2_tesco,NNN1_tesco,
+                 NNN2_tesco,BBB1_tesco,BBB2_tesco)
  AR(I)=SURF
end do

else
  if(INCR_tesco.ne.1) then
    NPR=NORCV_tesco
    ANDXT=NDXT_tesco
    DLONG=LONG_tesco/ANDXT
    AR(NPR)=VT_tesco(NPR)/DLONG
  end if
end if

c   bloque2:

c   QMAX_tesco=QT_tesco(NPR)
c
c   if (AR(NPR).eq.0.0) pause
c
c   VMAX_tesco=QMAX_tesco/AR(NPR)
c
c   IF(INCAL_tesco.EQ.1.OR.INCR_tesco.EQ.0) THEN

    DT30= LONG_tesco/(30.0*VMAX_tesco*60.0)
    DT1= LONG_tesco/(1.0*VMAX_tesco*60.0)
    DTMIN= TFC_tesco/2000.0
    DTMAX= TFC_tesco/50.0

c
c   codigo nuevo para seleccionar V y DT30
c
c   if (DT30.gt.DTMAX) then
c     DT30=DTMAX           !disminuye DT30
c     VMAX_tesco=LONG_tesco/(30*DT30*60)   !aumenta VMAX
c   end if

c
c   if (DT1.lt.DTMIN) then
c     DTMIN=DT1           !aumenta DT1
c     VMAX_tesco=LONG_tesco/(1*DT1*60)     !disminuye VMAX
c   end if

c
c   DTA= AMAX1(DT30,DTMIN)
c   DTB= AMIN1(DT1,DTMAX)
c   DT_tesco= AMIN1(DTA,DTB)
c   NORH_tesco=nint((TFC_tesco/DT_tesco)+2.0)

c
c   recalculo de DT para eliminar error de truncamiento
c
c   DT_tesco=TFC_tesco/(NORH_tesco-2)

c
c   DETX=VMAX_tesco*DT_tesco*60.0
c   NDX_tesco=nint(LONG_tesco/DETX)
c   ANDX=NDX_tesco

c   END IF !IF(INCAL_tesco.EQ.1.OR.INCR_tesco.EQ.0) THEN

```

```

1090 if(INCAL_tesco.eq.1) then

    do I=2,NPR
        VT_tesco(I)=AR(I)*LONG_tesco/ANDX
        PROF=(I-1)*INTPR_tesco
    end do

else
    ANDXT=NDXT_tesco
    ANDX=NDX_tesco
    X10=ANDXT/ANDX
    do I=2,NPR
        VT_tesco(I)=VT_tesco(I)*X10
    end do

end if

WRITE(*,300) ISEG_tesco,DT_tesco,NDX_tesco,NORH_tesco
RETURN

C
C ***** FORMATOS *****
C
110 FORMAT(//,5X,'IMPOSIBLE CUMPLIR CON 50 ORDENADAS EN EL HI'
1'DROGRAMA Y CON UN "NDX" MAYOR DE 5')
120 FORMAT(/,5X,'LOS VALORES CARCTERISTICOS PARA EL SEGMENTO ',
2I5,' SON:',/,10X,'DT = ',F10.5,5X,'NDX = ',I5,5X,'NORH = ',
3I5)
130 FORMAT(/,5X,'HAY DOS POSIBILIDADES PARA RESOLVER EL PROBLEMA',
1/,10X,' 1.- INCREMENTAR "DT" PARA DISMINUIR "NORH" O',/
210X,' 2.- DISMINUIR LA PROFUNDIDAD PARA INCREMENTAR "NDX"',/,
315X,'SELECCIONE LA OPCION DESEADA',/,20X,'DAR 1 PARA INCRE'
4'MENTAR "DT"',/,20X,'DAR 2 PARA DISMINUIR LA VELOCIDAD "VMAX"',
5/, ' OPCION --- ',\ )
150 FORMAT(/,5X,'EL VALOR DE "VMAX" ES ',F10.5,3X,'DEFINA UN VALOR '
1'INFERIOR', ' NUEVO "VMAX" --- '\ )
160 FORMAT(/,5X,'EL VALOR DE "DT" ES ',F10.5,3X,'DEFINA UN VALOR SU'
1'PERIOR', ' NUEVO "DT" --- '\ )
170 FORMAT(/,5X,'IMPOSIBLE CUMPLIR CON 2000 ORDENADAS EN EL HIDROGRA'
1'MA Y CON UN NUMERO DE "DX" MENOR DE 30',/,10X,'INCREMENTE EL VA'
2'LOR DE "VMAX"',5X,'ISEG = ',I5,3X,'VMAX = ',F10.5,/,5X,'DEFINA'
3' UN NUEVO VALOR DE "VMAX" SUPERIOR AL ANTERIOR',/,
4' NUEVO "VMAX" ---- '\ )
300 FORMAT(//,5X,'ISEG= ',I5,3X,'DT= ',F10.5,2X,'NDX= ',I5,2X,
1'NORH= ',I7)
END

$declare
$DEBUG
$FLOATCALLS
$INCLUDE:'tescu.fi'
c
c
SUBROUTINE TESCU(INCR_tesco[value] , CN_tesco[value],
+ IMPS_tesco[value],SPP_tesco[value],SS_tesco[value],
+ NN_tesco[value],LONG_tesco[value],ISEG_tesco[value],
+ YY_tesco[reference],DT_tesco[reference],
+ QT_tesco[reference],VT_tesco[reference],QMAX_tesco[reference],
+ NDX_tesco[reference],NORH_tesco[reference],TFC_tesco[value],
+ PT1_tesco[reference],NORCV_tesco[reference],
+ VMAX_tesco[reference],IMP_tesco[value],INTPR_tesco,
+ LAMINAR_tesco[value],VISCOSIDAD_tesco[value])
c
c
c
$include: 'tescu.fd'

```

```

c      logical*1 ok
c
c      WRITE(*,260) SPP_tescu
260  FORMAT(5X,'SPP_tescu = ',F10.5)
c-----
c      INCR_tescu=0
c-----
      if(INCR_tescu.ne.1) then
          INFP=25400.0/CN_tescu-254.0
          if(IMPS_tescu.LE.0.0) then
              PP1=0.0
              PP2=SPP_tescu
          else
              PP1=IMPS_tescu*SPP_tescu
              PP2=(1.0-IMPS_tescu)*SPP_tescu
          end if

          ANUM=PP2-0.2*INFP
          if(ANUM.GT.0.0) then
              PE1=(ANUM**2.0)/(PP2+0.8*INFP)
          else
              ANUM=0.0
              PE1=0.0
          end if

          PT1_tescu=PE1+PP1

270  WRITE(*,270) PT1_tescu,PT1_tescu/SPP_tescu
      FORMAT(5X,' PT1 = ',F10.5,/,5X,' CE = ',F7.4)

      if(PT1_tescu.le.0.0) then
          WRITE(*,100) ISEG_tescu
          WRITE(IMP_tescu,100) ISEG_tescu
          STOP
      end if
end if ! si INCR.ne.1
c
      DTMIN=TFC_tescu/2000.0
      DTMAX=TFC_tescu/50.0
      NORCV_tescu=200
      ANORCV=NORCV_tescu
      NPR=NORCV_tescu+1
      CONST=SQRT(SS_tescu)/NN_tescu
c      linea agregada para considerar flujo laminar
      if (LAMINAR_tescu.eq.1) CONST2=9.81*SS_tescu/(2*VISCOSIDAD_tescu)
c      fin de linea agregada para considerar flujo laminar
c      bloque2

      IF(INCR_tescu.EQ.0) THEN
c
          YY_tescu=(PT1_tescu/1000.0)+0.002

          END IF

          ok=.false.
          do while(.not.ok)

920  INTPR_tescu= YY_tescu/ANORCV
          VMAX_tescu= CONST*(YY_tescu/(1.0+2.0*YY_tescu))**0.666667
          DT30=LONG_tescu/(30.0*VMAX_tescu*60.0)
          DT1= LONG_tescu/(1.0*VMAX_tescu*60.0)

          if((DT30.le.DTMAX).AND.(DT1.ge.DTMIN)) then
              DTA= AMAX1(DT30,DTMIN)
              DTB= AMIN1(DT1,DTMAX)
              DT_tescu = AMIN1(DTA,DTB)
              ND $\bar{X}$ _tescu= nint(LONG_tescu/(DT_tescu*60.0*VMAX_tescu))
          end if
      end do
  
```

```

    NORH_tescu= nint((TFC_tescu/DT_tescu)+2.0)
    ok=.true.

else
    if(DT30.GT.DTMAX) then
        DT30=DTMAX/1.01
        VMAX_tescu=anint(1e9*LONG_tescu/(30*DT30*60))/1e9
    end if
    if(DT1.LT.DTMIN) then
        DTMIN=DT1*1.01
        VMAX_tescu=anint(1e9*LONG_tescu/(1*DT1*60))/1e9
    end if

    C2=(VMAX_tescu/CONST)**1.5
    YY_tescu=anint(1e6*C2/(1 -2*C2))/1e6
end if
end do

c    bloque 5

QT_tescu(1)= 0.0
VT_tescu(1)= 0.0
do I=2,NPR
    PROF=(I-1)*INTPR_tescu
    AREA= PROF

    QT_tescu(I)= CONST*(AREA**1.666667)/((1.0+2.0*PROF)**0.666667)

c    codigo añadido para considerar flujo laminar
    if(LAMINAR_tescu.eq.1) then

        reynolds=2*9.81*SS_tescu*AREA**3.0/VISCOSIDAD_tescu**2.0

        if (reynolds.lt.2000.0) QT_tescu(I)=CONST2*AREA**3.0
    end if
c    fin de codigo que considera flujo laminar

    VT_tescu(I)= AREA*(VMAX_tescu*DT_tescu*60.0)
end do

QMAX_tescu= QT_tescu(NPR)
WRITE(*,250) ISEG_tescu,DT_tescu,NDX_tescu,NORH_tescu
RETURN

C
C *****  FORMATOS *****
C
100 FORMAT(/,5X,'EL SEGMENTO ',I5,' NO PRODUCE ESCURRIMIENTO PARA '
1'ESTE HIETOGRAMA DE PRECIPITACION',/,10X,'VERIFIQUE EL VALOR '
2'DEL "CN" Y EL HIETOGRAMA DE PRECIPITACION')
110 FORMAT(' SEGMENTO ',I5,' LOS VALORES CARACTERISTICOS CAUSAN SOB'
1'REDIMENSIONAMIENTO',/,16X,'EN EL PROGRAMA',/, ' LIMITES '
2'MAXIMOS DE : NUMERO DE TRAMOS NDX=30',/, 'PUNTOS EN EL HIDRO'
3'GRAMA NORH=2000',/, ' *** INCREMENTE *** EL INTERVALO DE TIEMPO'
4' PARA EL TRANSITO : DT',/,17X,'O LA PROFUNDIDAD DE LA SECCION '
5'RECTANGULAR UNITARIA : YY')
120 FORMAT('SEGMENTO ',I5,' LOS VALORES CARACTERISTICOS CAUSAN DIM'
1'ENSIONES MUY BAJAS',/,16X,'EN EL PROGRAMA',/, ' BUENOS MINIMOS '
2'DE : NUMERO DE TRAMOS NDX=5',/, 'PUNTOS EN EL HIETOGRAMA NORH'
3'= 50',/, '*** DISMINUYA *** EL INTERVALO DE TIEMPO PARA EL TRAN'
4'SITO : DT',/,17X,'O LA PROFUNDIDAD DE LA SECCION RECTANGULAR '
5'UNITARIA : YY')
130 FORMAT('VALORES ACTUALES: NDX = ',I5,/,20X,'DT = ',F10.5,
1' LIMITES: ',F10.5,' <= DT >= ',F10.5,/,20X,'YY = ',F10.5,/,/,
25X,'DAR 1 PARA MODIFICAR DT',/,11X,'2 PARA MODIFICAR YY',/,/,
311X,'3 SI NO SE DESEA HACER CAMBIOS',/,40X,'OPCION --- '\)

```

```

250 FORMAT(/,3X,'ISEG_tescu= ',I5,3X,'DT= ',F10.5,2X,'NDX= ',I5,2X,
1'NORH= ',I7)
C
    END

$declare
$debug
c $floatcalls
$INCLUDE:'transi.fi'
c
c
    SUBROUTINE TRANSI(DT_transi[value], LONG_transi[value],
+ NDX_transi[value], THETA_transi[value], TS_transi[value],
+ QL_transi[value], QLAT_transi[value], XQ1_transi[reference],
+ QU_transi[value], QUP_transi[value], PPE_transi[value],
+ XV1_transi[reference], QT_transi, VT_transi,
+ ISEG_transi[value],TSEC_transi[value],
+ BB_transi[reference],YY_transi[reference],PT_transi[reference],
+ Q1_transi[reference],Q2_transi[reference],INCR_transi[reference],
+ K1_transi[reference],JU_transi[value], J_transi[value],
+ JL_transi[value],SPQ_transi[reference],SPV_transi[reference],
+ QI_transi[reference],NGRAN_transi[value],NORH_transi)
C
$include: 'transi.fd'

    INCR_transi=0
    DS=DT_transi*60.0
c
c    la siguiente linea deberia calcularse fuera de transi, en efect
c
    DX=LONG_transi/NDX_transi
c
    A1=1.0/(THETA_transi*DS)
c
comando de iteracion estructurada
do I=1, NDX_transi
  IRMOVE=5
  if(I.EQ.1) then
    if(TS_transi.EQ.1) then

      IVOL=PPE_transi*DX

      else ! (si TS_transi=2)

        IVOL=((QL_transi+QLAT_transi)*DX/2.0+(QU_transi+QUP_transi)
+ /2.0)*DS
        endif ! si TS_transi=1

      else ! si I>1
        if(TS_transi.EQ.1) then
          IVOL=PPE_transi*DX+(XQ1_transi(I-1)+XQ2(I-1))*DS/2.0

          else ! TS=2
            IVOL=((QL_transi+QLAT_transi)*DX/2.0+(XQ1_transi(I-1)+
+ XQ2(I-1))/2.0)*DS
            endif
          endif

        VOLS=XV1_transi(I)
        VOLT=IVOL+VOLS
        VOLINT=VOLT-(1.0-THETA_transi)*XQ1_transi(I)*DS
c
c    Bloque 3

    if(VOLINT.LT.1.0E-09) then

```

```

VV=0.0
QQ=0.0

else

    OINT=VOLINT/(DS*THETA_transi)

    MOVE=1
    do while ( (K1_transi.LE.200).and.(INCR_transi.EQ.0).and.
+         (MOVE.NE.0))

        A2=QT_transi(K1_transi)-QT_transi(K1_transi+1)
        B2=VT_transi(K1_transi+1)-VT_transi(K1_transi)
        CCC1=OINT
        CCC2=VT_transi(K1_transi+1)*QT_transi(K1_transi)-
+         VT_transi(K1_transi)*QT_transi(K1_transi+1)
c
        DET=A1*B2-A2
        if (DET.EQ.0.0) DET=1.0e-09
        DETV=B2*CCC1-CCC2
        DET0=A1*CCC2-A2*CCC1
        VV=DETV/DET
        if (VV.le.0.0) then
            WRITE(*,200)VV
200        FORMAT(5X,'VALOR DE "VV" ES NEGATIVO O CERO ',F15.8)
            WRITE(*,*)'DETV= ',DETV,' DET= ',DET,' C2= ',CCC2,
1            ' C1= ',CCC1
            endif

        IF(VV.LT.1E-20) VV=0.0
c
c        Codigo de busqueda
c
        if (VV.GE.VT_transi(K1_transi)) then

            if (VV.GT.VT_transi(K1_transi+1)) then
                MOVE=1
                K1_transi=K1_transi+1
c            agregado para debug

                if (K1_transi.GT.198) then
                    K1_transi=K1_transi+0
                end if

c        se cambio el 201 por 200 para ser consecuente con el do donde se salia si k1>200

            if (K1_transi.GT.200) then
                WRITE(*,400) K1_transi
400        FORMAT(5X,'INTERPOLACION IMPOSIBLE, EL VALOR DE "K1"
+         ES ',I5,' SE SALE DE LA TABLA Q vs. V ,
+         HAY QUE EXTRAPOLAR')

            if (TS_transi.EQ.1) then
                WRITE(*,500)YY_transi
500        FORMAT(//,5X,'INCREMENTE EL VALOR DE LA PROFUNDIDAD
+         "YY",/,5X,' YY = ',F10.5,/,5X,' DEFINA UN
+         NUEVO VALOR DE "YY" MAYOR QUE EL ANTERIOR',
+         /,' NUEVO "YY" --- '\)
                READ(*,*) YY_transi
            else

                CALL CSEC(ISEG_transi,TSEC_transi,BB_transi,YY_transi,
+         PT_transi)

            endif

            INCR_transi=1
            return
        endif

```

```

        else
            MOVE=0
        endif

        else
            MOVE=-1
            K1_transi=K1_transi-1
            if(K1_transi.LT.1) STOP
        endif

        IDUMMY=MOVE+IRMOVE
        if (IDUMMY.EQ.0) MOVE=0
        IRMOVE=MOVE

    end do

c   Bloque 4

        QQ=DET0/DET
        IF(QQ.LT.1E-20) QQ=0.0

    endif ! if VOLINT > 1E-9

        XV2(I)=VV
        XQ2(I)=QQ

    end do

    do I=1,NDX_transi
        XV1_transi(I)=XV2(I)
        XQ1_transi(I)=XQ2(I)
    end do

C
    SPQ_transi=SPQ_transi+XQ2(NDX_transi)*DS
    SPV_transi=SPV_transi+XV2(NDX_transi)
c   La siguientes lineas fueron modificadas para permitir trabajar con
c   hidrogramas grandes
    if (NORH_transi.le.2002) then

        if(TS_transi.EQ.1) then
            Q2_transi(JL_transi,J_transi)=XQ2(NDX_transi)
        else

            Q1_transi(JU_transi,J_transi)=XQ2(NDX_transi)

        end if

    else
        QI_transi(J_transi)=XQ2(NDX_transi)
    endif

    RETURN
    END

$debug
$declare
$include: 'TRASFHID.FI'
$include: 'interdos.fi'

    subroutine TRASFHID(QI_trasf,Q2_trasf[reference],
+       Q1_trasf[reference],TS_trasf,TFC_trasf,NORH_trasf,
+       JL1_trasf,JU1_trasf,DT_trasf)

```

```

$include: 'TRASFHID.FD'

delta=TFC_trasf/2000
if (TS_trasf.eq.2) then

  do i=3,2001
    T=(i-2)*delta

    IORD=nint((T/DT_trasf)+2.0)
    QIORDm1=QI_trasf(IORD-1)
    QIORD=QI_trasf(IORD)
    QIORDp1=QI_trasf(IORD+1)

    call interdos(T,DT_trasf,TFC_trasf,
+               QIORDm1,QIORD,QIORDp1,NORH_trasf,RR)

    Q1_trasf(JU1_trasf,i)= RR

  end do

c   exepcion para i=2002  (TS=2)

    i=2002
    T=(i-2)*delta

    IORD=nint((T/DT_trasf)+2.0)
    QIORDm1=QI_trasf(IORD-1)
    QIORD=QI_trasf(IORD)
    QIORDp1=QI_trasf(IORD)

    call interdos(T,DT_trasf,TFC_trasf,
+               QIORDm1,QIORD,QIORDp1,NORH_trasf,RR)

    Q1_trasf(JU1_trasf,i)= RR
c   fin de exepcion

  else      !( TS=1 )

    do i=3,2001
      T=(i-2)*delta

      IORD=nint((T/delta)+2.0)
      QIORDm1=QI_trasf(IORD-1)
      QIORD=QI_trasf(IORD)
      QIORDp1=QI_trasf(IORD+1)

      call interdos(T,DT_trasf,TFC_trasf,
+                 QIORDm1,QIORD,QIORDp1,NORH_trasf,RR)

      Q2_trasf(JL1_trasf,i)=RR

    end do

c   exepcion para i=2002  (TS=1)

    i=2002
    T=(i-2)*delta

    IORD=nint((T/delta)+2.0)
    QIORDm1=QI_trasf(IORD-1)
    QIORD=QI_trasf(IORD)
    QIORDp1=QI_trasf(IORD)

```

```

        call interdos(T,DT_trasf,TFC_trasf,
+           QIORDm1,QIORD,QIORDp1,NORH_trasf,RR)

        Q2_trasf(JL1_trasf,i)=RR
c     fin de excepcion

        end if

        return

        end

$debug
$declare
$include: 'trazador.fi'

        subroutine trazador(x_traz,f_traz,a_traz[reference],
+           b_traz[reference],c_traz[reference],
+           d_traz[reference],max_traz)

        integer max_traz
        real*4 x_traz(1:max_traz)
        real*4 f_traz(1:max_traz)
        real a_traz(1:max_traz)
        real b_traz(1:max_traz)
        real c_traz(1:max_traz)
        real d_traz(1:max_traz)
c
c     variables locales

        real*4 h(100)
        real*4 alfa(100)
        real*4 L(100)
        real*4 m(100)
        real*4 z(100)
        integer i,j,n
c
c
        n=max_traz

        do i=1,n
            a_traz(i)=f_traz(i)
            if (i.lt.n) h(i)= x_traz(i+1)-x_traz(i)
        end do

        do i=2,n-1

            alfa(i)=3*(a_traz(i+1)*h(i-1)-a_traz(i)*(x_traz(i+1)-x_traz(i-1))
+                + a_traz(i-1) * h(i))/(h(i-1) * h(i))
        end do
        L(1)=1.0
        m(1)=0.0
        z(1)=0.0

        do i=2,n-1
            L(i)=2*(x_traz(i+1)-x_traz(i-1))-h(i-1)*m(i-1)
            m(i)=h(i)/L(i)
            z(i)=(alfa(i)-h(i-1)*z(i-1))/L(i)
        end do

        L(n)=1.0
        c_traz(n)=0.0
        z(n)=0.0

```

```

do j=n-1,1,-1
  c_traz(j)=z(j)-m(j)*c_traz(j+1)
  b_traz(j)=(a_traz(j+1)-a_traz(j))/h(j)-h(j)*(c_traz(j+1)+
+ 2*c_traz(j))/3
  d_traz(j)=(c_traz(j+1)-c_traz(j))/(3*h(j))
end do

return
end

$declare
c
c   Funcion TTy2
$include:'TTY2.fi'
c
c   esta funcion calcula el ancho superior utilizando formulas geometricas
c

real function TTy2(TSEC_t[value],BB_t[value],
+ PROF_t[value],PT_t[value],
+ NPEN_t[value],
+ MMI_t[value],
+ MMM1_t[value],MMM2_t[value],
+ BBB1_t[value],BBB2_t[value])
c
c   declaracion de parametros
c

integer TSEC_t !tipo de segmento
real BB_t      !plantilla del canal ,o base, o diametro
real PROF_t    !profundidad
real PT_t      !pendiente en lhoriznotal:PT
c
c
integer NPEN_t !numero de pendientes transversales
real MMI_t     !pendiente del brocal mh:lv
real MMI1_t    !pendientes de las secciones mh:lv
real MMM2_t    !pendientes de las secciones mh:lv
real BBB1_t    !ancho de las secciones de pendiente distinta
real BBB2_t    !ancho de las secciones de pendiente distinta

c
c *****
c   variables locales
c
c
real titaI
real tita1
real tita2
real H1
real H2
real T1
real T2
real TI
real TII
c *****

select case (TSEC_t)

case(1) !rectangulo
  TTy2=BB_t

case(2) !triangulo
  TTy2=2.0*PT_t*PROF_t

```

```

case(3) !trapecio
  TTy2=BB_t+2.0*PT_t*PROF_t

case(4)
  TTy2=2*sqrt(PROF_t*(BB_t-PROF_t))

case(5)

  if (MMI_t.gt.0.0) then
    titaI = atan(1/MMI_t)
  else
    titaI = 3.1416/2
  end if
  tital= atan(1/MMM1_t)
  H1=BBB1_t/MMM1_t

  TI=MMI_t*PROF_t
  if (PROF_t.le.H1) then
    T1=MMM1_t*PROF_t
  else
    T1=BBB1_t
  end if
  T11=TI+T1

  T2=0.0
  if (NPEN_t.eq.2) then
    H2=BBB2_t/MMM2_t+H1
    tita2=atan(1/MMM2_t)
    if (PROF_t.gt.H1.and.PROF_t.le.H2) then
      T2=MMM2_t*(PROF_t-H1)
    end if
    if (PROF_t.gt.H2) then
      T2=BBB2_t
    end if
  end if
  TTy2= T11+T2

end select
return
end

```

www.bdigital.ula.ve

```

$DEBUG
$FLOATCALLS
$DECLARE
$INCLUDE:'up.fi'
c
c
  SUBROUTINE UP ( NSUP_up[value], IUP_up, Q1_up,
+ISEG_up[value], IALU_up[reference], ICIUP_up[reference],
+IMP_up[value])

c
$include: 'up.fd'
c
  logical*1 fallo1,fallo2,fallo3

c

  ICIUP_up=0
  ICON1=0

  if(NSUP_up.EQ.0) then
    ICIUP_up=1
  else

    K=1
    fallo1=.false.

```

```

fallo2=.false.
do while ((K.le.NSUP_up).and.(.not.fallo1).and.(.not.fallo2))
  ICON2=0
  if(IUP_up(K).ne.0) then

    L=1
    fallo2=.false.
    fallo3=.false.
    do while ((L.le.20).and.(.not.fallo2).and.(.not.fallo3))
      IQ1=Q1_up(L,1)
      ICON2=ICON2+1
      if(IQ1.NE.IUP_up(K)) then
        if(ICON2.eq.20) then
          fallo2=.true.
        end if
      else
        IALU_up(K)=L
        ICON1=ICON1+1
        fallo3=.true.
      end if
      L=L+1
    end do
  else
    fallo1=.true.
  end if

  K=K+1
end do
if((ICON1.NE.NSUP_up).or.fallo1) then
  WRITE(*,110) ISEG_up
  WRITE(IMP_up,110) ISEG_up
  STOP
C
1000 end if
if (fallo2) then
  WRITE(*,100) IUP_up(K),ISEG_up
  WRITE(IMP_up,100) IUP_up(K),ISEG_up
  STOP
end if
end if

return
C
C ***** FORMATOS *****
C
100 FORMAT(5X,'EL SEGMENTO ',I5,' QUE APORTA SUS FLUJOS AL SEGMENTO',
1I5,' NO HA SIDO CALCULADO',/,10X,'VERIFIQUE LOS DATOS DE ENTRA'
2'DA')
110 FORMAT(5X,'VERIFIQUE LOS DATOS DE ENTRADA DEL SEGMENTO ',I5,
1'EN LO QUE SE REFIERE A LOS SEGMENTOS QUE APORTAN SUS FLUJOS'
2' AGUAS ARRIBA')
C
END

$debug
$include: 'QTgA3.fi'
$include: 'f1QTgA3.fi'
$include: 'yc.fi'

real function yc (TSEC_yc[value],
+
+ BB_yc[value],
+ y0_yc[value],
+ PT_yc[value],
+ NPEN_yc[value],
+ MMI_yc[value],
+ MMM1_yc[value],
+ MMM2_yc[value],

```



```

integer TSEC_je      !tipo de segmento
real BB_je          !plantilla del canal ,o base, o diametro
real y0_je          !valor inicial para el calculo de ye
real PT_je          !pendiente en lhoriznotal:PT

c
integer NPEN_je      !numero de pendientes transversales
real MMI_je         !pendiente del brocal mh:lv
real MMM1_je        !pendientes de las secciones mh:lv
real MMM2_je        !pendientes de las secciones mh:lv
real BBB1_je        !ancho de las secciones de pendiente distinta
real BBB2_je        !ancho de las secciones de pendiente distinta
real Q_je           ! caudal al que se le calculara ye
real E_je           ! energia a la que se le calculara ye

c
c *****
c variables locales
c
real Fyk           !la funcion F(yk)
real Flyk          !la derivada F'(yk)
real*8 yk          !el tirante para la iteracion anterior
real*8 yk1         !el tirante para la iteracion actual
real*8 tol
integer nmax
real yQAE
real flyQAE

tol=0.0000001
nmax=100
err=1.0d10
i=1
yk=y0_je
do while((err.gt.tol).and.(i.le.nmax))

    Fyk =yQAE(TSEC_je,
+           BB_je,
+           yk,
+           PT_je,
+           NPEN_je,
+           MMI_je,
+           MMM1_je,
+           MMM2_je,
+           BBB1_je,
+           BBB2_je,
+           Q_je,E_je)

    Flyk= flyQAE(TSEC_je,
+           BB_je,
+           yk,
+           PT_je,
+           NPEN_je,
+           MMI_je,
+           MMM1_je,
+           MMM2_je,
+           BBB1_je,
+           BBB2_je,
+           Q_je,E_je)

    if (Fyk.eq.0.0) Fyk=1.0e-10
    if (Flyk.eq.0.0) Flyk=1.0e-10

```

```

        yk1 = yk - Fyk/Flyk

        err= abs(yk1-yk)
        yk=yk1
        i=i+1
    end do

    if (i.gt.nmax) then

        write(*,100)
100  FORMAT(/,2X,'El valor de iteraciones fue superado sin converger
+ a una solucion correcta',/,1X,'el valor mostrado a continuacion
+ no cumple con las condiciones de precision preestablecidas')

        write(*,110)tol
110  FORMAT(/,2X,'error absoluto entre iteraciones = ',\,g15.10)
    end if
    ye = yk1
    return
end

```

```

$debug
$include: 'fcaudal.fi'
$include: 'flq.fi'
$include: 'YN.fi'

```

```

    real function YN(TSEC_yn[value],BB_yn[value],
+                 PROF_yn[value],PT_yn[value],
+                 NN_yn[value],SS_yn[value],
+                 SURF_yn[reference],NPEN_yn[value],
+                 MMI_yn[value],NNI_yn[value],
+                 MMM1_yn[value],MMM2_yn[value],
+                 NNN1_yn[value],NNN2_yn[value],
+                 BBB1_yn[value],BBE2_yn[value],
+                 YY_yn[value],Q_yn[value])

```

c

c parametros formales

```

integer TSEC_yn     !tipo de segmento
real BB_yn         !plantilla del canal ,o base, o diametro
real PROF_yn       !profundidad
real PT_yn
real NN_yn
real SS_yn         !pendiente del fondo

```

c

```

real SURF_yn       !area de la seccion transversal

```

c

```

integer NPEN_yn     !numero de pendientes transversales
real MMI_yn         !pendiente del brocal mh:1v
real NNI_yn         !n del brocal
real MMM1_yn        !pendientes de las secciones mh:1v
real MMM2_yn        !pendientes de las secciones mh:1v
real NNN1_yn        !n de las secciones
real NNN2_yn        !n de las secciones

```

423

```

real BBB1_yn      !ancho de las secciones de pendiente distinta
real BBB2_yn      !ancho de las secciones de pendiente distinta
c
real YY_yn        !tirante maximo
real Q_yn         !caudal al que se le va a calcular el tirante

c
c *****
c variables locales
c
real CONST        !constante de calculo
real w            !ancho para calculo de y inicial
real Fyk          !la funcion F(yk)
real Flyk         !la derivada F'(yk)
real*8 yk         !el tirante para la iteracion anterior
real*8 yk1        !el tirante para la iteracion actual
real*8 tol
integer nmax
real caudal
real flq

if (TSEC_yn.eq.5) then
  CONST= sqrt(SS_yn)/NNN1_yn
  w= BBB1_yn + BBB2_yn
  yk=(Q_yn/w/CONST)**(3.0d0/5.0d0)
end if

if ((TSEC_yn.eq.1).or.(TSEC_yn.eq.3)) then
  CONST= sqrt(SS_yn)/NN_yn
  w=BB_yn
  yk=(Q_yn/w/CONST)**(3.0d0/5.0d0)
end if

if(TSEC_yn.eq.2) then
  CONST= sqrt(SS_yn)/NNN1_yn
  w=1.0
  yk=(Q_yn/w/CONST)**(3.0d0/5.0d0)
end if
if(TSEC_yn.eq.4) then
  yk=BB_yn/2
end if

tol=0.00001
nmax=300
err=1.0d10
i=1

do while((err.gt.tol).and.(i.le.nmax))

  Fyk =caudal (TSEC_yn, BB_yn, yk, PT_yn, NN_yn,
+             SS_yn, SUREF_yn, NPEN_yn, MMI_yn,
+             NNI_yn, MMM1_yn, MMM2_yn, NNN1_yn,
+             NNN2_yn, BBB1_yn, BBB2_yn) - Q_yn

  Flyk= flq(TSEC_yn, BB_yn, yk, PT_yn, NN_yn,
+          SS_yn,
+          SUREF, NPEN_yn, MMI_yn,
+          NNI_yn, MMM1_yn, MMM2_yn, NNN1_yn,
+          NNN2_yn, BBB1_yn, BBB2_yn, YY_yn)

```

```

        if (Fyk.eq.0.0) Fyk=1.0e-10
        if (Flyk.eq.0.0) Flyk=1.0e-10

        yk1 = yk - Fyk/Flyk

        err= abs(yk1-yk)
        yk=yk1
        i=i+1
c      codigo añadido para detener el programa y chequear la funcion surf
        if (i.eq.8) then
            i=i+0
        end if
c      final de codigo añadido para detener programa

        end do

        if (i.gt.nmax) then

            write(*,100)
100      FORMAT(/,2X,'El valor de iteraciones fue superado sin converger
+ a una solucion correcta',/,1X,'el valor mostrado a continuacion
+ no cumple con las condiciones de precision preestablecidas')

            write(*,110)tol
110      FORMAT(/,2X,'error absoluto entre iteraciones = ',\,g15.10)
            end if

        YN = yk1
        return
    end

```

```

$declare
c
c      Funcion yQAE
$include:'area.fi'
$include:'yQAE.fi'

```

```

c
c      esta funcion se usa para calcular el yc.
c

```

```

    real function yQAE (TSEC_yq[value],BB_yq[value],
+                      PROF_yq[value],PT_yq[value],
+                      NPEN_yq[value],
+                      MMI_yq[value],
+                      MMM1_yq[value],MMM2_yq[value],
+                      BBB1_yq[value],BBB2_yq[value],
+                      Q_yq[value],E_yq[value])

```

```

c
c      declaracion de parametros
c

```

```

    integer TSEC_yq !tipo de segmento
    real BB_yq      !plantilla del canal ,o base, o diametro
    real PROF_yq   !profundidad
    real PT_yq     !pendiente en lhoriznotal:PT

```

```

c
c

```

```

    integer NPEN_yq      !numero de pendientes transversales
    real MMI_yq         !pendiente del brocal mh:1v
    real MMM1_yq       !pendientes de las secciones mh:1v
    real MMM2_yq       !pendientes de las secciones mh:1v

```

```

        real BBB1_yq      !ancho de las secciones de pendiente distinta
        real BBB2_yq      !ancho de las secciones de pendiente distinta
c
        real Q_yq         !caudal para calcular ye
        real E_yq         !Energia para calcular ye
c *****
c variables locales
c
        real A
        real area
c *****
c
        g=9.81

        A=area (TSEC_yq, BB_yq,
+              PROF_yq, PT_yq,
+              NPEN_yq,
+              MMI_yq,
+              MMM1_yq, MMM2_yq,
+              BBB1_yq, BBB2_yq)

        yQAE= PROF_yq + (Q_yq**2.0) / ((A**2.0)*2*9.81) - E_yq

        return
        end

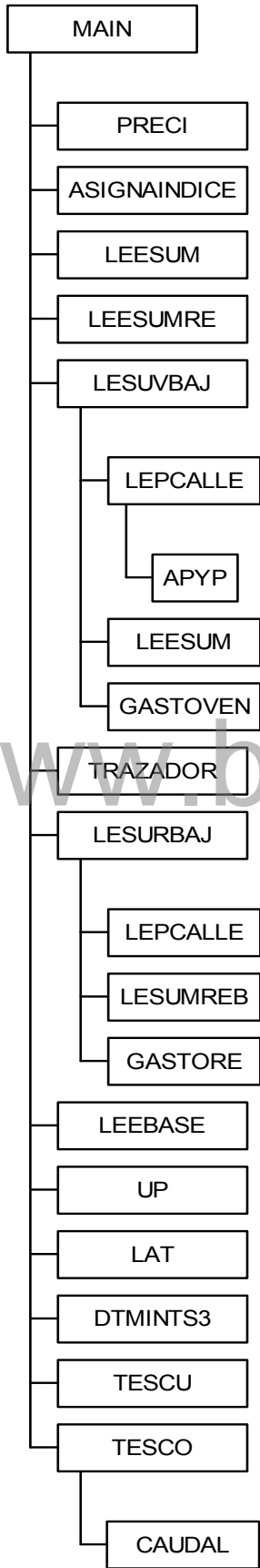
```

www.bdigital.ula.ve

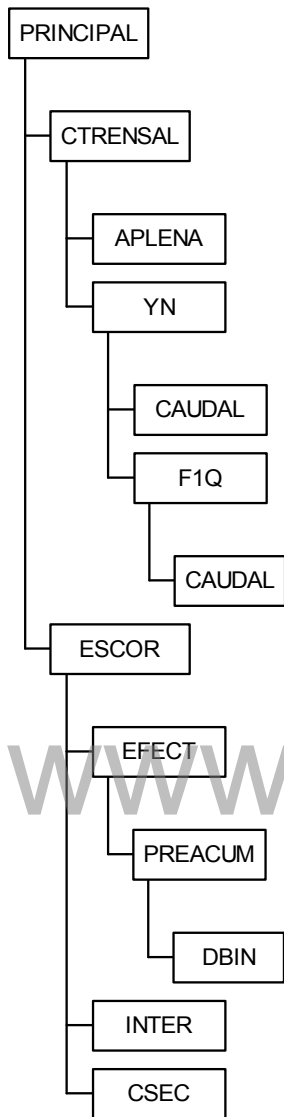
APENDICE F

**ARBOL DE PRECEDENCIA DE RUTINAS EN EL PROGRAMA DEL
MODELO DE DRENAJE URBANO**

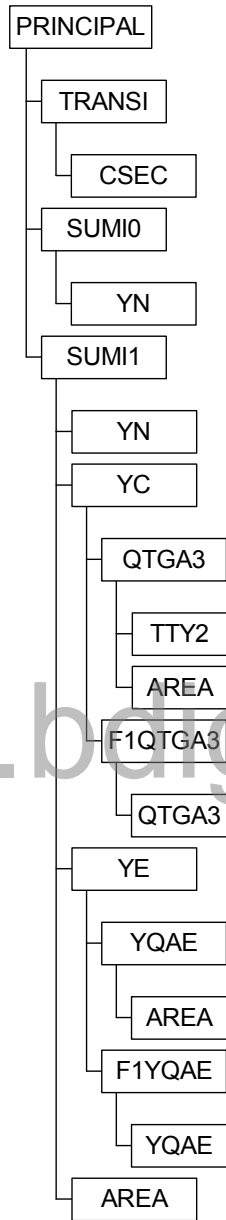
www.bdigital.ula.ve



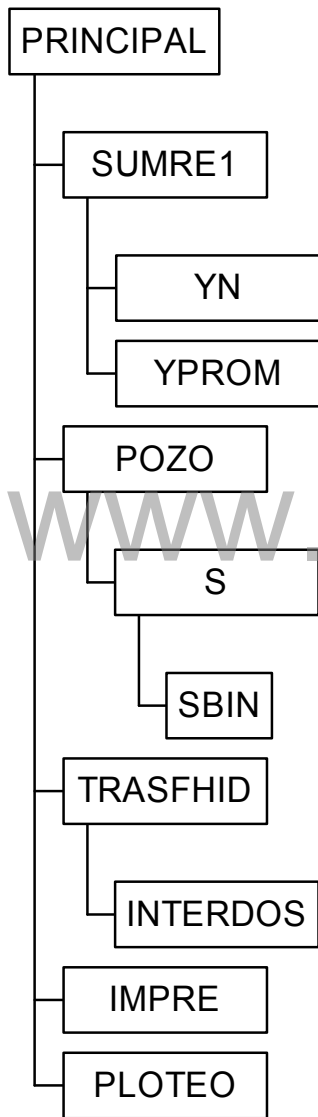
www.bdigital.ula.ve



www.bdigital.ula.ve



www.digital.ula.ve



www.bdigital.ula.ve

www.bdigital.ula.ve

APENDICE G
MANUAL DE DATOS DE ENTRADA

www.bdigital.ula.ve

VARIABLE	DESCRIPCION	UNIDADES	OBSERVACIONES
TITULO	Nombre del proyecto		
NSEG	Número de segmentos		
NPHP	Número de puntos de hietograma horario.		Máximo valor 48
TFC	Tiempo de finalización de cálculos	minutos	
ITP	Intervalo de ploteo	minutos	
QMIN	Caudal mínimo	m ³ /s	
TR(I)	Tiempo desde el inicio de la tormenta	horas	Máximo 48 valores
P(I)	Intensidad de la lluvia hasta el tiempo T(I)	mm/hora	Máximo 48 valores
ISEG	Indice del segmento		
TS	Tipo de segmento		TS=1, segmento de escurrimiento TS=2, segmento de escorrentía TS=3, segmento de unión TS=4, sumidero de ventana en pendiente TS=5, sumidero de reja en pendiente TS=6, sumidero de ventana en puntos bajos TS=7, sumidero de reja en puntos bajos. TS=8, pozo de detención
LONG	Longitud del segmento, donde aplique	metro	
CN	Curva número del segmento		
IMPS	Porcentaje de impermeabilidad del segmento	fracción	
SS	Pendiente del segmento	fracción	
NN	Rugosidad del segmento		
QB	Caudal Base	m ³ /s	
NSLAT	Número de Segmentos laterales		Máximo valor 2
NSUP	Número de Segmenos superiores		Máximo valor 10
OPT	Opción para entrada o cálculo de tabla caudal volumen . OPT=0, introducir tabla. OPT=1 el programa calcula tabla		
IPH	Opción para plotear hidrograma de salida del segmento. IPH=0 no se plotea el hidrograma. IPH=1 se plotea el hidrograma.		
HENT	Opción de introducir hidrograma afluente al segmento. HENT=0 no se introduce hidrograma. HENT=1 se introduce hidrograma.		
ILAT(I)	Indices de segmentos de escurrimiento afluentes.		Máximo 2 valores
IUP(I)	Indices de segmentos de escorrentía afluentes .		Máximo 10 valores
NORCV	Número de ordenadas de la tabla caudal volumen		Máximo valor 200
NDXT	Número de intervalos en que se dividirá la longitud del segmento para el cálculo de la tabla caudal volumen		

VARIABLE	DESCRIPCION	UNIDADES	OBSERVACIONES
YMAX	Valor máximo para el cálculo de la tabla caudal volumen	metros	
QT(I)	Arreglo de gasto de la tabla caudal volumen	m ³ /s	Máximo 200 valores
VT(I)	Arreglo de volumen de la tabla caudal volumen	m ³	Máximo 200 valores
TSEC	Tipo de sección. TSEC = 1, sección rectangular. TSEC =2 sección triangular. TSEC = 3, sección trapezoidal. TSEC = 4 , sección circular. TSEC = 5, sección calle.		
YY	Valor máximo del nivel de agua en la sección.	Metros	
BB	Base, plantilla o diámetro según sea el tipo de sección	metros	
PT	Pendiente del talud del canal en 1 Hor : PT Vertical	metros	
NPEND	Número de subsecciones en que se divide la sección calle.		Máximo valor 2
MI	Pendiente del brocal	fracción	
NI	Rugosidad del brocal		
M(I)	Pendiente de cada una de las subsecciones	fracción	Máximo 2 valores
N(I)	Rugosidades de cada una de las subsecciones		Máximo 2 valores
B(I)	Ancho de cada subsección	metros	Máximo 2 valores
NORHE	Número de ordenadas del hidrograma de entrada.		Máximo valor 2000
DT3	Intervalo de tiempo del hidrograma de entrada.	Minutos	
QENT(I)	Arreglo de gastos de entrada	m ³ /s	Máximo 2000 valores
TSUM	Tipo de sumidero de ventana. TSUM=0 sumidero sin depresión. TSUM=1 sumidero con depresión tipo INOS. TSUM=2 sumidero con depresión distinto al tipo INOS.		
L	Según el caso es longitud del sumidero de ventana sin depresión o longitud del sumidero de ventana con depresión distinto a tipo INOS.	Metros	
H	Abertura de la ventana para todos los tipos de sumidero de ventana	metros	
TAB	Opción para seleccionar las dimensiones a y B en sumideros tipo INOS. TAB=1 : B=0.30, a=0.025. TAB=2 : B=0.60, a=0.06. TAB=3 B=0.90, a=0.08.		
TL	Opción para seleccionar longitud en sumideros tipo INOS de alguna de las		

VARIABLE	DESCRIPCION	UNIDADES	OBSERVACIONES
	siguientes : TL=1, L=1.50. TL=2, L=3. TL=3, L=4.50		
L1	Dimensión del sumidero con depresión distinto al tipo INOS	metros	
L2	Dimensión del sumidero con depresión distinto al tipo INOS	metros	
B	Dimensión del sumidero con depresión distinto al tipo INOS	metros	
A	Dimensión del sumidero con depresión distinto al tipo INOS	metros	
TSUMRE	Tipo de sumidero de reja		
D	Distancia desde el brocal.	metros	
TANDEN	Opción para colocar sumideros en tanden horizontal (TANDEN=1) o vertical (TANDEN=2)		
NTAND	Número entero o fraccionario de sumideros en tanden		
S0(I)	Pendientes longitudinales del pavimento en ambas direcciones.	Fracción	Máximo 2 valores
SX(I)	Pendientes transversales del pavimento en ambas direcciones	fracción	Máximo 2 valores
B(I)	Dimensión de la calzada a partir del centro del sumidero.	metros	Máximo 2 valores
NIDEN	Número de idénticas condiciones		
A0	Parámetro para la ecuación cúbica utilizada en las curvas altura profundidad del pozo - calle y del pozo de detención		
A1	Parámetro para la ecuación cúbica utilizada en las curvas altura profundidad del pozo - calle y del pozo de detención		
A2	Parámetro para la ecuación cúbica utilizada en las curvas altura profundidad del pozo - calle y del pozo de detención		
A3	Parámetro para la ecuación cúbica utilizada en las curvas altura profundidad del pozo - calle y del pozo de detención		
B0	Parámetro para la ecuación cúbica utilizada en las curvas altura - ancho del pozo - calle.		
B1	Parámetro para la ecuación cúbica utilizada en las curvas altura - ancho del pozo - calle.		
B2	Parámetro para la ecuación cúbica utilizada en las curvas altura - ancho del pozo - calle.		

VARIABLE	DESCRIPCION	UNIDADES	OBSERVACIONES
B3	Parámetro para la ecuación cúbica utilizada en las curvas altura - ancho del pozo - calle.		
NP	Número de puntos del arreglo área profundidad para el pozo calle o el pozo de detención.		Máximo valor 50
YP(I)	Arreglo de valores de profundidad del pozo calle o pozo de detención. No necesariamente son igualmente espaciados.	metros	Máximo 50 valores
AP(I)	Arreglo de valores de área del pozo de calle o del pozo de detención.		Máximo 50 valores
TT(I)	Arreglo de valores de ancho del pozo calle.	metros	Máximo 50 valores
POZOTIPO	Tipo de pozo. POZOTIPO=1, prisma trapezoidal. POZOTIPO=2 ecuación cúbica. POZOTIPO = 3 entrada de tabla profundidad área por archivo.		
QTIPO	Opción de tipo de salida		
HP	Altura de la salida	metros	
H0	Altura del nivel de agua al inicio	metros	
ISEGAA	Índice del segmento aguas abajo		
BP1	Ancho menor del prisma trapezoidal	metros	
BP2	Ancho mayor del prisma trapezoidal	metros	
HPOZO	Profundidad máxima del pozo	metros	
LPOZO	Longitud del pozo	metros	
NPOZO	Número de puntos de la tabla área profundidad		
NOMBRE	Tipo de curva de funcionamiento con control en la entrada de la alcantarilla.		
D	Diámetro o ancho de la alcantarilla.	metros	
B	Alto de la alcantarilla	metros	
L	Longitud de la alcantarilla	metros	
AM	Sección en la garganta	m ²	
NCOND	Número de conductos		
KE	Coefficientes de pérdidas en la entrada	fracción	
NN	Rugosidad de la alcantarilla		
S0	Pendiente de la alcantarilla	fracción	
DZ	Desnivel entre el fondo de la salida de la alcantarilla y el fondo del canal efluente de la misma	metros	
N	Número de puntos de la curva de gastos de la salida del pozo		Máximo valor 50
CURVA	Opción de característica de la curva. CURVA=1, la tabla es una curva continua. Si CURVA = 2, la tabla es un gráfico por tramos discontinuos.		
H(I)	Arreglo de valores de profundidad.	Metros	Máximo 50 valores
V(I)	Arreglo de valores de gasto.	m ³ /s	Máximo 50 valores

VARIABLE	DESCRIPCION	UNIDADES	OBSERVACIONES

www.bdigital.ula.ve

0. CARACTERISTICAS GENERALES DEL PROYECTO

LINEA 1	VARIABLE	TITULO							
	FORMATO	A							
LINEA 2	VARIABLE	NSEG	NPHP	TFC	ITP	QMIN			
	FORMATO	I	I	F	I	F			
LINEA 3	VARIABLE	TR(1)	TR(2)	...	TR(I)				
	FORMATO	F	F		F				
LINEA 4	VARIABLE	P(1)	P(2)	...	P(I)				
	FORMATO	F	F		F				
LINEA 5	VARIABLE	ISEG	TS						
	FORMATO	I	I						

1. TIPO DE SEGMENTO = 1 (ESCURRIMIENTO)

LINEA 6	VARIABLE	LONG	CN	IMPS	SS	NN	QB
	FORMATO	F	F	F	F	F	F

2. TIPO DE SEGMENTO = 2 (ESCORRENTIA)

LINEA 6	VARIABLE	LONG	CN	IMPS	SS	NN	QB
	FORMATO	F	F	F	F	F	F
LINEA 7	VARIABLE	NSLAT	NSUP ^{ct}	OPT	IPH	HENT	
	FORMATO	I	I	I	I	I	
LINEA 8	VARIABLE	ILAT(1)	ILAT(2)				
	FORMATO	I	I				
LINEA 9	VARIABLE	IUP(1)	IUP(2)		IUP(I)		
	FORMATO	I	I		I		

2.2. OPCION INTRODUCIR HIDROGRAMA DE ENTRADA (HENT=1)

LINEA 10	VARIABLE	NORHE	DT3					
	FORMATO	I	F					
LINEA 11	VARIABLE	QENT(1)	QENT(2)	...	QENT(I)			
	FORMATO	F	F		F			

3. TIPO DE SEGMENTO = 3 (UNION)

LINEA 6	VARIABLE	NSLAT	NSUP	OPT	IPH	HENT		
	FORMATO	I	I	I	I	I		
LINEA 7	VARIABLE	ILAT(1)	ILAT(2)					
	FORMATO	I	I					
LINEA 8	VARIABLE	IUP(1)	IUP(2)	...	IUP(I)			
	FORMATO	I	I		I			

4. TIPO DE SEGMENTO = 4 (SUMIDERO DE VENTANA EN PENDIENTE)

LINEA 6	VARIABLE	NSLAT	NSUP	OPT	IPH	HENT		
	FORMATO	I	I	I	I	I		
LINEA 7	VARIABLE	IUP(1)	IUP(2)	...	IUP(I)			
	FORMATO	I	I		I			
LINEA 8	VARIABLE	TSUM						
	FORMATO	I						

4.1. OPCION TSUM

4.1.1. TSUM = 0 (SIN DEPRESION)

LINEA 8.1	VARIABLE	L	H					
	FORMATO	F	F					

4.1.2. TSUM = 1 (SUMIDERO DE VENTANA CON DEPRESIÓN TIPO INOS)

LINEA 8.2	VARIABLE	TAB	TL	H						
	FORMATO	I	I	F						

4.1.3. TSUM = 2 (SUMIDERO DE VENTANA CON DEPRESION DISTINTO INOS)

LINEA 8.3	VARIABLE	L1	L2	B	A	L	H			
	FORMATO	F	F	F	F	F	F			

5. TIPO DE SEGMENTO = 5 (SUMIDERO DE REJA EN PENDIENTE)

LINEA 6	VARIABLE	NSLAT	NSUP	OPT	IPH	HENT				
	FORMATO	I	I	I	I	I				
LINEA 7	VARIABLE	IUP(1)	IUP(2)	...	IUP(I)					
	FORMATO	I	I		I					
LINEA 8	VARIABLE	TSUMRE	D							
	FORMATO	I	F							
LINEA 9	VARIABLE	TANDEN	NTAND							
	FORMATO	I	F							

6. TIPO DE SEGMENTO = 6 (SUMIDERO DE VENTANA EN PUNTOS BAJOS)

LINEA 6	VARIABLE	NSLAT	NSUP	OPT	IPH	HENT				
	FORMATO	I	I	I	I	I				
LINEA 7	VARIABLE	IUP(1)	IUP(2)	...	IUP(I)					
	FORMATO	I	I		I					

6.1 TIPO DE POZO 1, TPOZO = 1 (CALCULO DE CURVA DE POZO A PARTIR DE GEOMETRIA DE CALLE)

LINEA 8.1	VARIABLE	S0(1)	SX(1)	S0(2)	SX(2)	B(1)	B(2)	NIDEN		
	FORMATO	F	F	F	F	F	F	I		

6.2 TIPO DE POZO 2, TPOZO = 2 (CALCULO DE CURVA DE POZO A PARTIR DE EC. CUBICA)

LINEA 8.1	VARIABLE	A0	A1	A2	A3		
	FORMATO	F	F	F	F		
LINEA 8.2	VARIABLE	B0	B1	B2	B3		
	FORMATO	F	F	F	F		

6.3. TIPO DE POZO 3, TPOZO = 3 (INTRODUCIENDO CURVA DE POZO)

LINEA 8.1	VARIABLE	NP					
	FORMATO	I					
LINEA 8.2	VARIABLE	YP(I)	AP(I)	TT(I)			
	FORMATO	F	F	F			
LINEA 9	VARIABLE	TSUMRE					
	FORMATO	I					

6.4. OPCION TSUM

6.4.1. TSUM = 0 (SIN DEPRESION)

LINEA 9.2	VARIABLE	L	H				
	FORMATO	F	F				

6.4.2. TSUM = 1 (SUMIDERO DE VENTANA CON DEPRESION TIPO INOS)

LINEA 9.1	VARIABLE	TAB	TL	H			
	FORMATO	I	I	F			

6.4.3. TSUM = 2 (SUMIDERO DE VENTANA CON DEPRESION DISTINTO INOS)

LINEA 9.1	VARIABLE	L1	L2	B	A	L	H
	FORMATO	F	F	F	F	F	F

8. TIPO DE SEGMENTO = 8 (POZO DE DETENCION)

LINEA 6	VARIABLE	POZOTIPO	QTIPO	HP	H0	ISEGAA
	FORMATO	I	I	F	F	I
LINEA 7	VARIABLE	NSLAT	NSUP	OPT	IPH	HENT
	FORMATO	I	I	I	I	I
LINEA 8	VARIABLE	IUP(1)	IUP(2)	...	IUP(I)	
	FORMATO	I	I		I	

8.1. OPCION POZOTIPO

8.1.1. POZOTIPO = 1 (CALCULO DE CURVA ALTURA CAPACIDAD DE UN PRISMA TRAPEZOIDAL)

LINEA 9.1	VARIABLE	B1	B2	HPOZO	LPOZO
	FORMATO	F	F	F	F

8.1.2. POZOTIPO = 2 (CALCULO DE CURVA ALTURA CAPACIDAD A PARTIR DE EC. CUBICA)

LINEA 9.1	VARIABLE	A0	A1	A2	A3	HPOZO
	FORMATO	F	F	F	F	F

8.1.3. POZOTIPO = 3 (ENTRADA DE CURVA ALTURA CAPACIDAD A PARTIR DE ARCHIVO)

LINEA 9.1	VARIABLE	NPOZO
	FORMATO	I
LINEA 9.2	VARIABLE	YP(I)
	FORMATO	F

www.bdigital.ula.ve

APÉNDICE H

**INFORMACIÓN BÁSICA PARA EL EJEMPLO DEL EVENTO DE FECHA 06/09/89 EN LACUENCA
DEL RÍO LIMÓN**

www.bdigital.ula.ve

www.bdigital.ula.ve

Banda Alta
●
(1080)

Chorof Guanoare
●
(116)

Guanoare
●
(108)

CEMAP
●

Dono Suro
●

110
120
130
140
150
160
170

180 Banda
1000 Banda

LEYENDA

- Poligonos de Thiessen
- Isoyetas
- Estación de precipitación

POLIGONOS DE THIESSEN

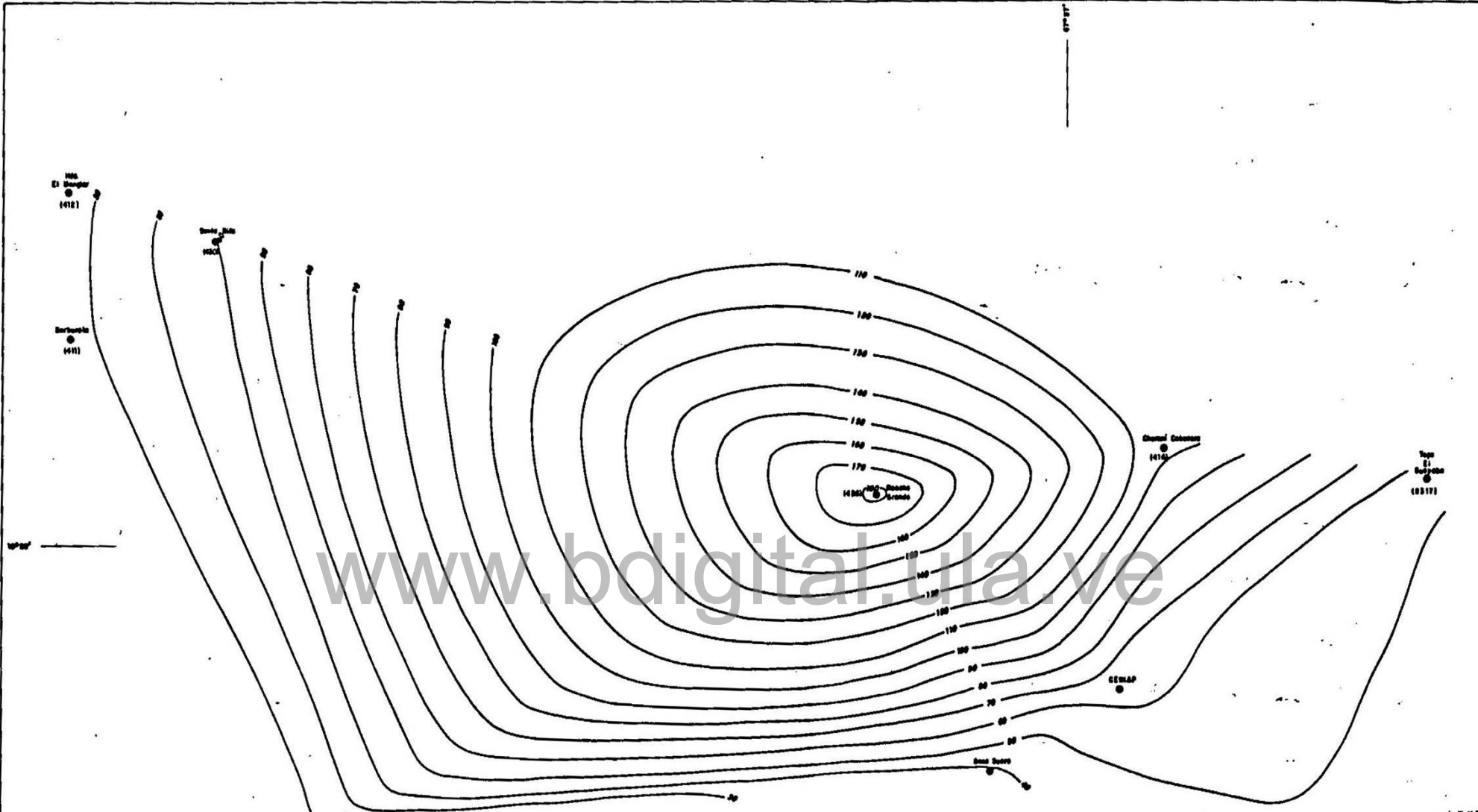
E ISOYETAS

Esc: 1:250.000

Evento ocurrido el 6-10-6

ESCALA GRAFICA

0 1 2 3 4 5



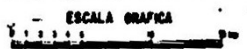
www.bdigital.ula.ve

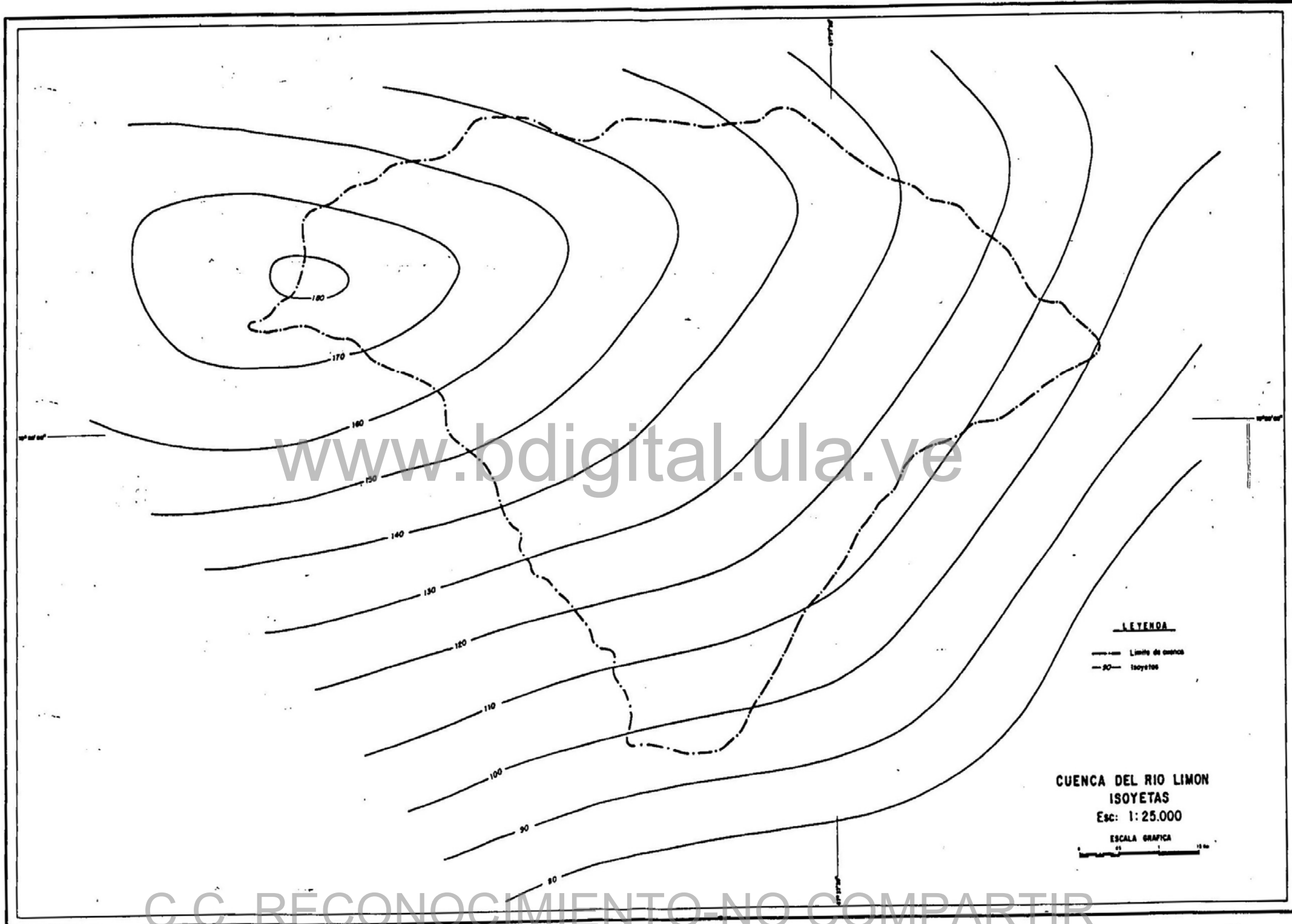
LEYENDA

- 50 — Isoyetas
- Estacion de precipitacion

Socorro
(408)

ISOYETAS
Esc: 1:250.000
Evento ocurrido el 6-10-87



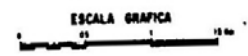


www.bdigital.ula.ve

LEYENDA

- Limite de cuenca
- 0- Isoyetas

CUENCA DEL RIO LIMON
ISOYETAS
Esc: 1:25.000



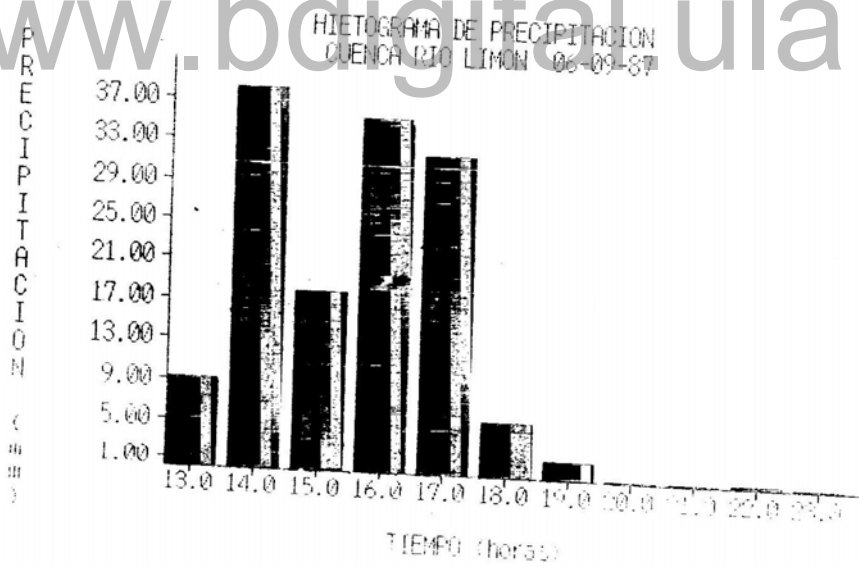
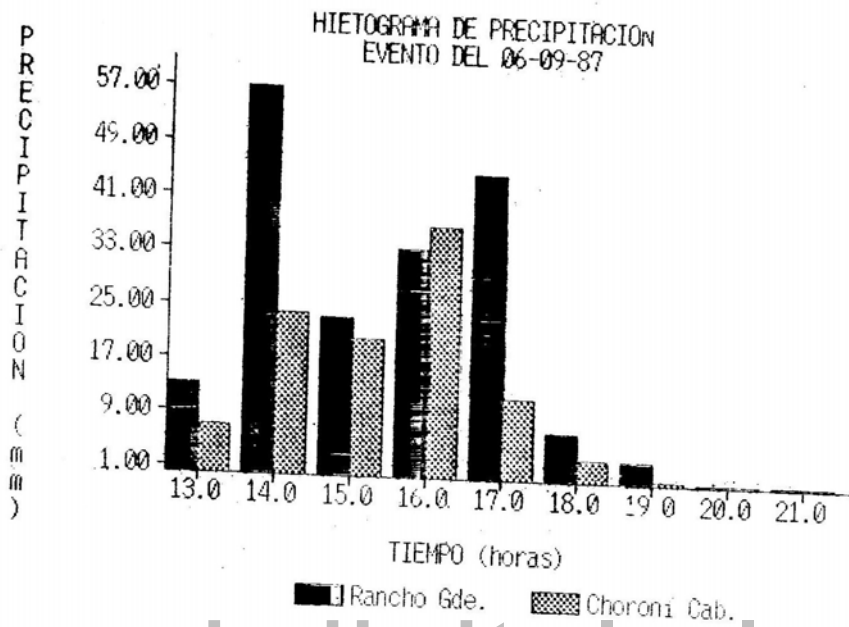
www.bdigital.ula.ve

Datos de precipitación horaria, en mm, para las estaciones de la cuenca del río Limón. Evento ocurrido el 06-09-87.

Serial	Nombre de la Estación	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	Total (mm)
416	Choroní-Cabecera		6,9	24,0	20,4	36,8	11,9	3,3	0,4	0,1	0,1				103,9
426	Pancho Grande		13,1	57,0	23,4	33,6	44,8	7,1	3,1	0,1	0,1	0,2	0,1		182,7
460	La Pereña						16,3	7,8	2,1	0,3	0,3	0,1			26,9
468	Gonzalito				1,1	30,4	13,9	1,7	0,1	0,2	0,1				47,5
9317	Topo El Guayabo	0,3	0,9	18,7	12,0	20,1	2,0	0,6	0,3	0,3	0,2				55,4
406	El Cambur			5,9			35,4	1,9	6,5	5,2	0,7	0,1	0,1	0,1	55,9
409	La Entrada	2,5				0,1	3,5	5,5	1,4	0,9	0,3	0,2	0,1		27,0
411	Borburata	2,8	4,0	0,8		6,6	2,3								16,6
412	Hacienda El Manolar			0,1	0,1	2,5	0,9	3,7	2,5	4,7	0,4	0,4	0,2		15,5
430	Santa Rita			1,6	1,0	0,6	3,1	3,9	19,8	3,1	4,9	0,8	0,6	0,3	39,7
1455	La Urbina-Qda. Seca					13,1	3,8	1,3	1,5		0,1	0,1			19,9
419	El Consejo					6,0	5,6	1,6	1,1	0,2		0,1			14,6
1444	Pie del Cerro					2,8	6,6	7,0	2,3	0,4	0,1	0,3			19,5
1451	Guayabita					1,7	15,0	3,0	0,4	0,2					20,3
	CENIAP					39,4	16,4	5,2	0,6	0,2		0,2			62,0
	Base Sucre (FAV)					4,0	28,2	5,3	1,4	0,2	0,2	0,2			39,5
452	Guacara				0,5	6,5	4,4	3,0	1,2	0,1	0,2	0,1	0,1		16,1

Precipitaciones Máximas, en mm,
Estación Rancho Grande (0426)

AÑO	Duración (hr)					
	1	3	6	9	12	24
1941	45	76	80	82	82	82
42	40	60	60	60	60	72
43	42	44	44	44	54	56
44	50	60	60	60	60	70
45	47	50	54	54	54	75
46	60	70	70	70	70	76
47	64	68	68	68	72	78
48	60	80	80	80	80	98
49	70	82	82	82	82	84
1950	66	109	109	109	109	112
51	34	50	50	55	69	79
52	49	55	62	65	68	68
53	38	50	51	51	51	56
54	42	47	47	47	47	70
55	58	70	103	104	118	120
56	59	60	61	51	61	63
57	47	53	55	55	55	60
58	53	118	123	123	123	123
59	66	83	89	89	89	95
1960	59	59	63	63	63	68
61	94	104	104	104	104	112
62	67	70	70	70	70	79
63	57	68	86	86	86	86
64	58	75	105	105	105	105
65	46	70	70	70	70	70
66	50	137	146	146	146	166
67	72	73	78	78	78	97
68	27	38	40	42	52	67
69	97	107	107	107	107	107
1970	58	72	98	98	99	107
71	69	87	97	89	89	93
72	49	58	50	50	50	66
73	47	52	54	54	54	68
74	82	96	97	97	97	133
75	47	101	105	106	106	106
76	63	80	101	102	102	120
77	71	71	71	71	71	110
87	61	125	182	183	183	183

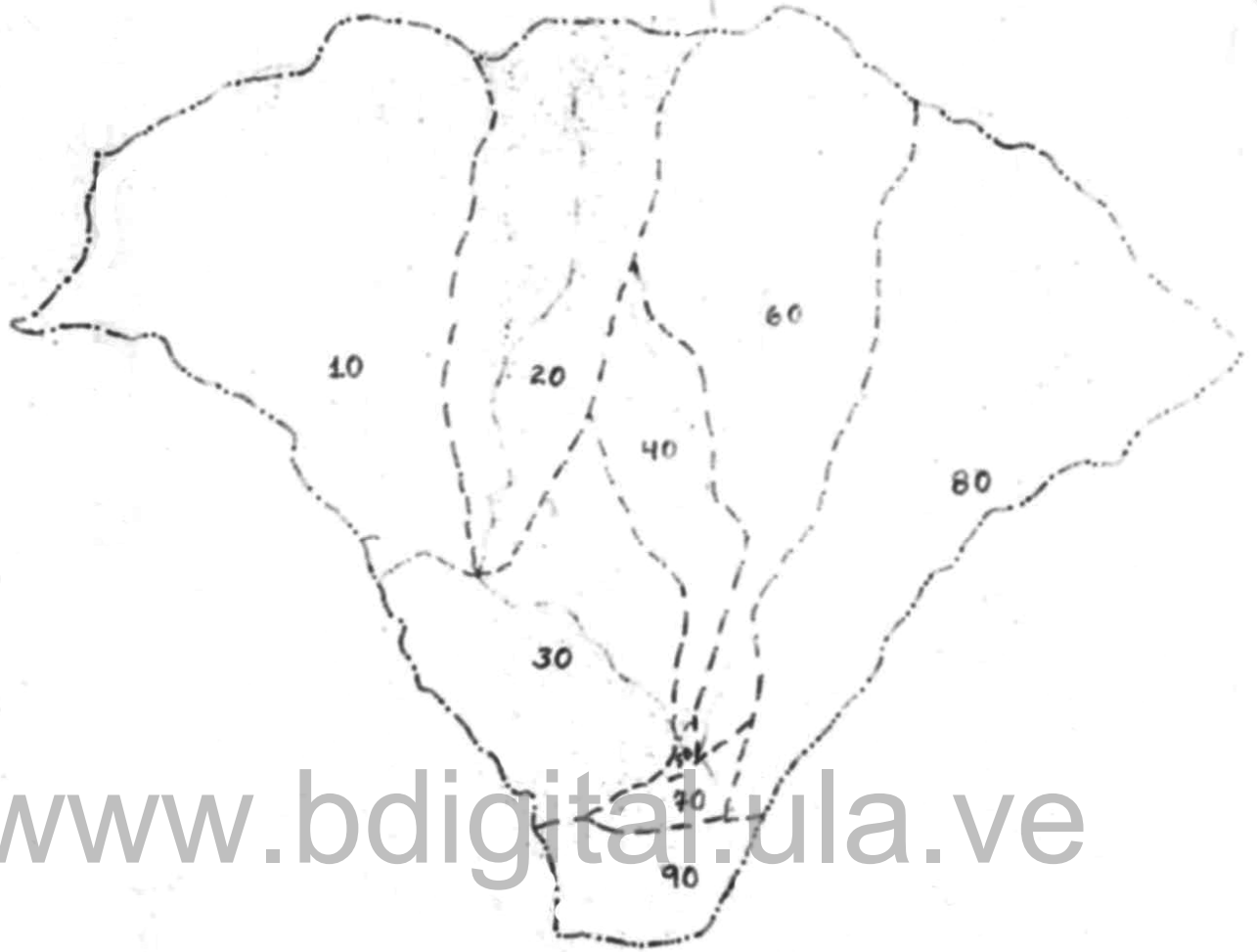




LEYENDA

- Límite de cuenca
- Ríos y quebradas
- Curvas de nivel
- Vialidad

CUENCA DEL RIO LIMON
Escala: 1:25,000
Escala: gráfica



**SUBDIVISION DE LA CUENCA DEL RIO LIMON EN SUBCUENCAS
UTILIZANDO NOTACION COMPATIBLE PARA EL ARCHIVO DE ENTRADA**

