



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERIA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA VIAL

**ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON
APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES**

TRABAJO DE GRADUACIÓN
PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE MAGISTER EN INGENIERÍA VIAL

MALDONADO LEORO SANTIAGO XAVIER
RODRÍGUEZ BRAVO FAUSTO ALEJANDRO

QUITO – ECUADOR

2012

CERTIFICADO

Certificamos que la tesis de grado: **“ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES”** desarrollada por los Ingenieros: Maldonado Leoro Santiago Xavier y Rodríguez Bravo Fausto Alejandro, es inédita, y ha sido desarrollada bajo nuestra dirección y conforme a todas las observaciones sugeridas.

Ing. Gustavo Yáñez

DIRECTOR DE TESIS

Ing. Miguel Araque

CORRECTOR 1

Ing. José Salvador

COORDINADOR MAESTRÍA

AGRADECIMIENTO

En primer lugar a la Pontificia Universidad Católica del Ecuador y en especial a la Facultad de Ingeniería, por habernos permitido adquirir nuestros conocimientos y aplicarlos en el desarrollo Vial de nuestro querido Ecuador.

Un agradecimiento muy especial a todos nuestros distinguidos catedráticos que han sido fundamentales para la elaboración del presente documento. De una manera muy especial a nuestros directores, Ingenieros Gustavo Yáñez, Miguel Araque y José Salvador. Gracias por todo el apoyo brindado.

DEDICATORIA

El presente trabajo es dedicado a mi familia que gracias a sus consejos y palabras de aliento crecí como persona.

A mi hijo, por el cual cualquier sacrificio vale la pena.

A mis padres por su apoyo, confianza amor, por brindarme los recursos necesarios y estar a mi lado apoyándome y aconsejándome siempre. Gracias por ayudarme a cumplir mis objetivos como persona y profesional.

A los catedráticos de la Maestría en Ingeniería Vial, en especial a los Ingenieros: Gustavo Yáñez, Miguel Araque y José Salvador los mismos que colaboraron con sus enseñanzas la elaboración de la presente tesis.

Santiago Maldonado Leoro

DEDICATORIA

A Dios, por guiarme en el camino de la vida, del estudio; por darme salud y la oportunidad de aprender y de superarme cada día que pasa.

A mis padres y a mi hermana quienes siempre me apoyaron en todo momento con sus palabras de aliento y amor; A mi mujer y a mi hijo que me apoyaron con su amor y compañía.

A la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Alma Máter del conocimientos; A mis Directores y profesores de la Maestría que supieron impartirme su valioso conocimiento y guiarme; A mi compañero de Tesis y a mis amigos compañeros de la Maestría.

Mil palabras no bastarían para agradecerles su apoyo, su comprensión y sus consejos en los momentos difíciles. A todos, espero no defraudarlos y contar siempre con su valioso apoyo, sincero e incondicional, como hasta ahora lo han hecho.

Atentamente

Ing. Fausto Rodríguez Bravo.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO I. GENERALIDADES

1.1	Introducción.....	1
1.2	Objetivos.....	3
1.2.1	Objetivo General.....	3
1.2.2	Objetivos Específicos.....	3
1.3	Características actuales de las obras de drenaje.....	4
1.4	Ingeniería Básica.....	5
1.4.1	Ubicación de la zona en estudio.....	5
1.4.2	Geología.....	7
1.4.3	Condiciones atmosféricas.....	8
1.4.4	Climatología.....	11
1.4.5	Hidrología.....	11
1.5	Características del entorno socio económico.....	12
1.6	Características demográficas del cantón El Carmen, provincia de Manabí.....	13
1.6.1	Datos Históricos del Cantón El Carmen.....	13
1.7	Características demográficas.....	14
1.7.1	El Área Urbana y Principales Zonas El Carmen.....	15

CAPÍTULO II. ESTUDIOS HIDROMETEREOLÓGICOS

2.1	Características del área en estudio.....	19
2.2	Parámetros físicos morfométricos.....	20
2.2.1	Parámetros directos.....	20
2.2.1.1	Área de la Cuenca.....	21
2.2.1.2	Pendiente de la micro cuenca y longitud del cauce principal.....	21
2.2.2	Parámetros indirectos.....	23
2.2.2.1	Factor de forma.....	23
2.2.2.2	Tiempo de concentración.....	24
2.2.2.3	Densidad de drenaje.....	27
2.3	Caracterización climática.....	30
2.3.1	Precipitación.....	30
2.3.2	Heliofanía.....	34
2.3.3	Temperatura.....	35
2.3.4	Humedad relativa.....	36
2.3.5	Nubosidad.....	38
2.4	Características de la cuenca.....	39
2.5	Caudales de crecida.....	40
2.5.1	Estudio de lluvias intensas.....	40
2.5.2	Zonificación de Intensidades.....	41
2.5.3	Frecuencia de Diseño.....	43
2.5.4	Duración de la lluvia.....	47
2.5.5	Curvas de intensidad – duración – frecuencia (IDF).....	48
2.5.6	Determinación de la intensidad de la lluvia.....	49
2.6	Cálculos de caudales máximos para diferentes periodos de retorno.....	53
2.6.1	Método Racional.....	53
2.6.2	Diagrama unitario.....	66
2.6.2.1	Hidrograma Unitario Triangular.....	67
2.6.2.2	Hidrograma Unitario del United States Soil Conservation Service SCS.....	70

2.6.3	Modelación en el programa Hec – Hms.....	76
2.6.3.1	Componentes de un Proyecto en HMS.....	78
2.6.3.2	Aplicación del Programa HEC – HMS en el proyecto.....	81

CAPÍTULO III. DISEÑO DE CUNETAS Y CANALES

3.1	Introducción.....	99
3.2	Diseño de cunetas.....	100
3.2.1	Cunetas de sección triangular.....	100
3.2.2	Localización, pendiente y velocidad.....	103
3.2.2.1	Forma de la Sección.....	104
3.2.3	Diseño hidráulico.....	104
3.2.4	Protección de cunetas laterales.....	107
3.3	Cunetas de Coronación.....	109
3.3.1	Definición.....	109
3.3.2	Localización.....	110
3.3.3	Pendiente.....	111
3.3.4	Consideraciones para el diseño.....	112
3.3.5	Diseño de la sección.....	113
3.3.6	Protección de cunetas de coronación.....	114
3.4	Valores de los coeficientes “n” de Manning para cunetas.....	116
3.4.1	Antecedentes.....	116
3.4.2	Conceptos aplicados.....	117
3.4.3	Determinación del Coeficiente de Rugosidad Manning.....	119
3.5	Obras complementarias de drenaje.....	122
3.5.1	Rampas de descarga.....	123
3.5.2	Cortes en terrazas.....	125
3.5.3	Vegetación.....	128
3.5.4	Canales Interceptores.....	128
3.6	Recomendaciones generales para proyectos.....	130
3.7	Caudal máximo teórico.....	135
3.8	Aplicación de cálculo en el proyecto.....	137
3.9	Hidráulica de los canales.....	141
3.9.1	Tipo de flujo en canales.....	142
3.9.2	Velocidad crítica.....	143
3.9.3	Número de Froude.....	144
3.9.4	Secciones de control.....	146
3.9.5	Resalto hidráulico.....	147
3.9.5.1	Controles del resalto hidráulico.....	149
3.9.6	Diseño hidráulico de canales revestidos.....	150
3.9.7	Canales rectangulares.....	151
3.9.8	Canales trapeciales.....	153
3.9.9	Canales con fondo móvil.....	154
3.9.10	El coeficiente de fricción en los canales no revestidos.....	155
3.9.10.1	El coeficiente de fricción en los canales no revestidos.....	155
3.9.10.2	Coeficiente n según Strickler.....	158
3.9.10	Pendiente de los taludes.....	158
3.1	Aplicación del programa Flow Master.....	158
3.10.1	Menús del Flow Master.....	159
3.10.2	Menú de Reportes.....	159
3.10.3	Teoría y fórmulas que utiliza el Flow Master.....	160
3.10.4	Aplicación del programa Flow Master en el proyecto.....	163

CAPÍTULO IV. DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS

4.1	Introducción.....	169
4.2	Factores que condicionan el diseño hidráulico.....	169
4.3	Conceptos hidráulicos.....	172
4.4	Flujo con control de entrada.....	176
4.5	Cálculos para flujo con control de entrada.....	177
4.6	Flujo con control de salida.....	181
4.7	Cálculos para flujo con control de salida.....	184
4.8	Mantenimiento de alcantarillas.....	190
4.8.1	Fallas estructurales en las alcantarillas.....	190
4.8.2	Fallas funcionales de las alcantarillas.....	194
4.8.2.1	Variaciones en la hidrología.....	194
4.8.2.2	Dimensionamiento hidráulico incorrecto.....	195
4.8.2.3	Socavación en la salida.....	195
4.8.2.4	Socavación de los terraplenes en la salida.....	196
4.8.2.5	Tubificación.....	197
4.8.2.6	Arrastre de sedimentos v desechos flotantes.....	198
4.9	Método HY8 para resolución de alcantarillas.....	206
4.9.1	Procedimiento de instalación del Programa HY8.....	206
4.9.2	Pasos para el cálculo de He.....	207
4.9.3	Descripción del Modelo HY8.....	209
4.9.3.1	Creación de un proyecto.....	210
4.9.3.2	Introducción de datos del proyecto.....	210
4.9.3.3	Ejecutar análisis.....	213
4.10	Aplicación en el proyecto.....	218
4.10.1	Método Racional.....	218
4.10.2	Método Empírico.....	219
4.10.3	Sección y tipo de alcantarilla.....	220
4.10.4	Cálculo de caudales de diseño para alcantarillas.....	223
4.10.5	Instrucciones para la ubicación y colocación de las alcantarillas.....	228

CAPÍTULO V. ESTUDIOS HIDRÁULICOS EN OBRAS DE ARTE MAYOR

5.1	Introducción.....	233
5.2	Condiciones hidráulicas.....	233
5.3	Localización del sitio de implantación.....	234
5.4	Selección de la longitud total.....	236
5.5	Selección de la longitud de las luces (distancia entre apoyos).....	237
5.6	Determinación de la rasante mínima.....	237
5.7	Determinación del gálibo del puente.....	238
5.8	Período de retorno de diseño.....	238
5.9	Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.....	239
5.10	Introducción al programa HEC RAS.....	240
5.10.1	Ajustes iniciales del HEC RAS.....	242
5.10.2	Geometría del cauce.....	243
5.10.3	Caudales.....	248
5.10.4	Ejecución del modelo.....	251
5.10.5	Observación de los resultados.....	252
5.11	Procedimiento para obtener el Nivel de Máxima Creciente en el sitio de implantación del puente.....	254
5.11.1	Calados y niveles de diseño.....	255

5.12	Nivel mínimo recomendado para el tablero del puente.....	276
5.13	Estudio de Socavación.....	277
5.13.1	Cálculo de Socavación general.....	277
5.13.2	Método de Lischtván-Levediev	278
5.13.3	Cálculo de Socavación Local	289
5.13.4	Cálculo de Socavación en los puentes del proyecto.....	292
5.14	Profundidad recomendable para ubicación de la cimentación.....	297
5.15	Obras de protección necesarias.....	298
5.16	Puentes Bailey como alternativas de paso.....	302
5.16.1	Origen del puente de paneles “bailey”	302
5.16.2	El reemplazo del puente Bailey.....	306

CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1	Conclusiones.....	313
5.2	Recomendaciones.....	317
5.3	Bibliografía.....	321
5.4	Anexos.....	323
	Anexo 1. Mapas temáticos	
	Anexo 2. Nomogramas para cálculos de alcantarillas	
	Anexo 3. Catálogo de alcantarillas	
	Anexo 4. Análisis de precios unitarios en obras de drenaje vial	

ÍNDICE DE CUADROS

CAPÍTULO I. GENERALIDADES

Cuadro 1.1.	Coordenadas de ubicación de la zona en estudio.....	6
Cuadro 1.2.	Composición de la población por grupos de edad y sexo.....	14

CAPÍTULO II. ESTUDIOS HIDROMETEREOLÓGICOS

Cuadro 2.1.	Resumen de parámetros directos de las micro cuencas del proyecto.....	22
Cuadro 2.2.	Velocidades de escurrimiento por las laderas (m/min.).....	26
Cuadro 2.3.	Valores del coeficiente M.....	26
Cuadro 2.4.	Resumen de parámetros indirectos de las microcuencas del proyecto.....	29
Cuadro 2.5.	Valores de la precipitación en la estación M026 (Periodo 2000 – 2008).....	32
Cuadro 2.6.	Valores de la heliofanía en la estación M026 (Periodo 2000 – 2008).....	34
Cuadro 2.7.	Valores de la temperatura en la estación M026 (Periodo 2000 – 2008).....	36
Cuadro 2.8.	Valores de la humedad en la estación M026 (Periodo 2000 – 2008).....	37
Cuadro 2.9.	Valores de la nubosidad en la estación M026 (Periodo 2000 – 2008).....	38
Cuadro 2.10.	Frecuencias de diseño.....	45
Cuadro 2.11.	Límite de inundación permisible y frecuencias en zonas rurales.....	45
Cuadro 2.12.	Límite de inundación permisible y frecuencias en zonas urbanas.....	46
Cuadro 2.13.	Periodos de retorno del gasto de proyectos (años).....	46
Cuadro 2.14.	Coficiente de escorrentía C.....	58
Cuadro 2.15.	Coficientes de escorrentía según INOS Y ASCE.....	59
Cuadro 2.16.	Coficientes de escorrentía usados en el estado de California.....	61
Cuadro 2.17.	Coficientes de escorrentía para diferentes periodos de retorno.....	62
Cuadro 2.18.	Intensidad de lluvia para diferentes periodos de retorno.....	65
Cuadro 2.19.	Caudales Método Racional para diferentes periodos de retorno.....	66
Cuadro 2.20.	Selección de número de escurrimiento, N.....	72

Cuadro 2.21.	Cálculo de caudales mediante hidrogramas triangular y SCS.....	75
Cuadro 2.22.	Caudales programa HEC-HMS.....	98

CAPÍTULO III. DISEÑO DE CUNETAS Y CANALES

Cuadro 3.1	Velocidades del agua con que se erosionan diferentes materiales.....	104
Cuadro 3.2	Valores máximos de velocidades no erosivas en cunetas.....	111
Cuadro 3.3	Valores del coeficiente de Manning.....	120
Cuadro 3.4	Ecuaciones para determinar n a partir de la granulometría.....	121
Cuadro 3.5	Cuadro de cálculo para dimensionamiento de cunetas.....	140
Cuadro 3.6	Velocidades máximas permisibles en el concreto.....	150
Cuadro 3.7	Coeficientes “n” de Manning para canales revestidos.....	151
Cuadro 3.8	Recomendaciones para el recubrimiento mínimo de canales.....	151
Cuadro 3.9	Coeficientes “n” de Manning para canales revestidos.....	155
Cuadro 3.10	Coeficientes del U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE.....	157
Cuadro 3.11	Taludes apropiados para distintos tipos de material.....	158

CAPÍTULO IV. DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS

Cuadro 4.1	Promedio de velocidades del escurrimiento superficial recomendadas para determinar el tiempo de concentración.....	219
Cuadro 4.2	Varios diámetros (Fórmula Talbot).....	221
Cuadro 4.3	Tabla resumen de diseño de alcantarillas.....	226

CAPÍTULO V. ESTUDIOS HIDRÁULICOS EN OBRAS DE ARTE MAYOR

Cuadro 5.1	Caudales para diversos periodos de retorno (puentes).....	239
Cuadro 5.2	Traducción Inglés – Español de algunas expresiones.....	253
Cuadro 5.3	Tabla resumen de resultados hidráulicos (Estero Come y Bebe).....	264
Cuadro 5.4	Tabla resumen de resultados hidráulicos (Estero 4 de diciembre).....	274
Cuadro 5.5	Resumen parámetros Hidrológicos - Hidráulicos.....	275
Cuadro 5.6	Coeficiente de contracción μ	281
Cuadro 5.7	Coeficiente β	281
Cuadro 5.8	Valores de X y $1/(1+X)$	282
Cuadro 5.9	Velocidades medias del flujo que son admisibles para suelos friccionantes (no erosivos), en m/s.....	285
Cuadro 5.10	Velocidad media de la corriente para iniciar la erosión en los suelos cohesivos.....	287
Cuadro 5.11	Valores del coeficiente Ψ , en función de Dm.....	288
Cuadro 5.12	Cálculo de socavación en el estero Come y Bebe.....	293
Cuadro 5.13	Cálculo de socavación en el estero 4 de diciembre.....	295

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO I. GENERALIDADES

Figura 1.1.	Ubicación de la zona de influencia en carta topográfica.....	7
-------------	--	---

CAPÍTULO II. ESTUDIOS HIDROMETEREOLÓGICOS

Figura 2.1.	Esquema de curvas de Intensidad – Duración - Frecuencia.....	49
Figura 2.2.	Hietograma de Tormenta. Duración = 1440 minutos.....	51
Figura 2.3.	Curvas I–D–F para la estación Puerto Ila (M026).....	52
Figura 2.4.	Coeficiente de escorrentía de una cuenca con tres tipos de características diferentes.....	59
Figura 2.5.	Hidrograma típico de una creciente.....	67

Figura 2.6.	Hidrograma típico de una creciente.....	68
-------------	---	----

CAPÍTULO III. DISEÑO DE CUNETAS Y CANALES

Figura 3.1.	Canales triangulares plenos (n=0,016).....	101
Figura 3.2.	Brocal - Cuneta.....	101
Figura 3.3.	Cálculo de las capacidades en diferentes tipos de cuneta por descomposición de la sección en triángulos.....	103
Figura 3.4.	Rampa de descarga.....	106
Figura 3.5.	Reducción de la pendiente de la cuneta mediante caídas.....	107
Figura 3.6.	Disposición más conveniente de la cuneta respecto al pavimento.....	109
Figura 3.7.	Cuneta tipo colector continuo.....	109
Figura 3.8.	Cuneta de coronación (Contracuneta).....	110
Figura 3.9.	Localización cuneta de coronación.....	110
Figura 3.10.	Rampa de descarga.....	112
Figura 3.11.	Contracuneta tipo.....	114
Figura 3.12.	Protecciones de rampa de descarga.....	123
Figura 3.13.	Cortes en terrazas.....	126
Figura 3.14.	Dimensiones recomendadas para juntas de contracción en recubrimientos delgados	134
Figura 3.15.	Juntas típicas en canales.....	135
Figura 3.16.	Desplazamiento de las ondas producidas por la perturbación del flujo.....	145

CAPÍTULO IV. DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS

Figura 4.1.	Flujo con control de entrada – Caso típico.....	176
Figura 4.2.	Flujo con control de entrada – Caso típico.....	177
Figura 4.3.	Nomograma para cálculo en flujo con control de entrada.....	179
Figura 4.4.	Flujo con control de salida – Caso típico.....	182
Figura 4.5.	Flujo con control de salida – Caso típico.....	182
Figura 4.6.	Clasificación del flujo con control de salida.....	183
Figura 4.7.	Principales tipo de embocadura de entrada (Coeficientes de pérdida de carga).....	187
Figura 4.8.	Nomograma para cálculo en flujo de control de salida.....	189
Figura 4.9.	Socavación en el pie del terraplén.....	196
Figura 4.10.	Pantallas transversales.....	198
Figura 4.11.	Dique metálico "transparente".....	200
Figura 4.12.	Pared inclinada para desviación.....	201
Figura 4.13.	muro.....	201
Figura 4.14.	Aliviaderos sobre la tubería.....	201
Figura 4.15.	Trampa de sedimentos y desechos flotantes para tubos enterrados.....	202
Figura 4.16.	Retención de desechos para alcantarillas de pequeños diámetros.....	203
Figura 4.17.	Deflector de arrastres flotantes y cantos rodados. EL tensor de Guaya soporta el impacto de los cantos rodados.....	204
Figura 4.18.	Valla de retención.....	205
Figura 4.19.	Deflector de arrastres flotantes y cantos rodados.....	205
Figura 4.20.	Barrera de protección contra desechos flotantes.....	205
Figura 4.21.	Barrera inclinada de protección contra desechos flotantes.....	206
Figura 4.22.	Tipo de alcantarilla y materiales.....	222
Figura 4.23.	Gráfico para la solución de la fórmula de la fórmula de Talbot.....	227
Figura 4.24.	Espaciamiento mínimo permisible para instalaciones múltiples.....	229
Figura 4.25.	Procedimiento de tapado para bóvedas multi - plate.....	231

CAPÍTULO V. ESTUDIOS HIDRÁULICOS EN OBRAS DE ARTE MAYOR

Figura 5.1.	Secciones hidráulicas del estero Come y Bebe.....	256
-------------	---	-----

Figura 5.2.	Modelación Hidráulica Periodo de retorno 100 años (Estero Come y Bebe).....	258
Figura 5.3.	Longitud cauce vs velocidades (Estero Come y Bebe).....	261
Figura 5.4.	Caudal vs elevación (Estero Come y Bebe).....	262
Figura 5.5.	Perspectiva tridimensional del estero (Estero Come y Bebe).....	263
Figura 5.6.	Secciones hidráulicas del estero 4 de diciembre.....	265
Figura 5.7.	Modelación Hidráulica Periodo de retorno 100 años (4 de diciembre).....	267
Figura 5.8.	Longitud cauce vs velocidades (4 de diciembre).....	271
Figura 5.9.	Caudal vs elevación (Estero 4 de diciembre).....	272
Figura 5.10.	Perspectiva tridimensional del estero (Estero 4 de diciembre).....	273
Figura 5.11.	Socavación local de una pila.....	289
Figura 5.12.	Diagrama de socavación del estero Come y Bebe.....	294
Figura 5.13.	Diagrama de socavación del estero 4 de diciembre.....	296
Figura 5.14.	Diseño de mantos protectores de una vía.....	301

CAPÍTULO I. GENERALIDADES

1.1 Introducción

Drenaje, es la acción de conducir, es decir, dar salida al agua de los terrenos húmedos por medio de las estructuras e implementos adecuados. Todas las obras civiles necesitan, de una u otra forma, del drenaje.

En el caso de la vialidad, esta necesidad es notable, ya que las estructuras viales están a la intemperie, a merced de los fenómenos, constituyendo el agua su principal enemigo.

El agua produce daños a todos los elementos que constituyen el cuerpo de la carretera: a las laderas naturales, a los taludes de corte y relleno, a la plataforma de tierra en la que se apoya el pavimento y, por último, al propio pavimento.

La protección que el drenaje vial brinda puede ser de dos tipos: por un lado, el drenaje debe asegurar las cuantiosas inversiones que representan las vías, impidiendo el deterioro que el agua produce en ellas, y evitar los daños que puedan causar en bienes aledaños a las mismas; por otro lado, debe asegurar el tránsito continuo, seguro y confortable de los vehículos, de forma que el transporte de pasajeros y carga resulte eficiente y económico. No debe olvidarse que el objetivo de las carreteras no es ahorrar dinero en la construcción, operación o mantenimiento, sino obtener un sistema de transporte más económico, de lo que depende en gran parte el desarrollo de un país.

La hidráulica del drenaje vial es muy complicada o muy sencilla, según sea el punto de vista con que se enfoque. Es muy complicada, puesto que no se ha logrado solucionar analíticamente los principales problemas del cálculo de las alcantarillas, los disipadores de energía y otras estructuras. Pero, por otra parte, todos estos problemas han sido solucionados empíricamente, publicándose los gráficos, nomogramas y figuras que permiten obtener resultados sin entrar en el meollo teórico del problema. Este manejo empírico del problema permite, a veces, se enfrente al dimensionamiento hidráulico de las estructuras sin la necesaria profundidad de conocimientos.

Vemos, pues, que un buen proyecto de drenaje vial es vital para el funcionamiento del transporte de bienes y personas. Pero de poco sirve un buen proyecto y construcción del drenaje si no se dispone de un buen sistema de mantenimiento. Sin mantenimiento no solamente disminuye la vida útil de las estructuras de drenaje, sino que también disminuirá la vida útil de las vías y se pondrá en juego la seguridad del tránsito automotor.

La presente tesis pretende abordar los temas de diseño y selección de obras hidráulicas que resulten más convenientes para el desagüe del agua a lo largo de una carretera perteneciente a la red vial de nuestro país.

Con el propósito de realizar los diseños de las estructuras hidráulicas se ha seleccionado como ejemplo el "PASO LATERAL DE LA CIUDAD DE EL CARMEN", dicha

carretera se encuentra en una zona de pluviosidad alta, este motivo hace que el diseño del drenaje vial sea más complejo y se requieran utilizar todos los sistemas de drenaje usualmente empleados en vías de comunicación terrestre.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Proponer un estudio completo del drenaje de una vía con el análisis de varias alternativas que se ajusten de mejor manera a cada condición, y prolongar así la vida útil de las vías.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Establecer las condiciones generales de la zona de influencia como: tipo de suelo, clima, pluviosidad, caudales de crecida, tipo de material a ser usado en terraplenes, etc.
- Establecer áreas de aportación, caudales para obras de arte menor y caudales de crecida para ríos y esteros, así como su comportamiento en diferentes épocas del año y grandes períodos.
- Realizar el cálculo y diseño de obras de drenaje con análisis de mejor alternativa y estudios de socavación.
- Establecer el diseño de obras de protección necesarias.

1.3 Características actuales de las obras de drenaje

El proyecto “PASO LATERAL DE EL CARMEN” es previsto para que sea la vía perimetral de la población El Carmen, debido al alto tráfico que se genera por vehículos que vienen con destino distinto principalmente en días festivos y feriados, ocasionando la congestión dentro de la ciudad y volviéndose un tránsito dificultoso con pérdidas de tiempo que repercuten la economía de la población.

El proyecto tiene numerosos esteros de mediano y alto caudal especialmente en época de lluvias, además de tener también el cruce de varias vías importantes como el acceso a las poblaciones de Cajones, La Esperanza y Venado.

La Carretera en estudio se desenvuelve en una topografía llana a ondulada, con gradientes longitudinales máximas del 5.00%. Este motivo es muy importante en el drenaje longitudinal de la vía, se debe considerar que el diseño de cunetas laterales y de ser el caso contra – cunetas resulta esencial para el drenaje de aguas provenientes por precipitaciones.

Como se mencionó anteriormente la zona en estudio sufre de altas precipitaciones, razón por la cual las obras hidráulicas deberían tener un dimensionamiento suficiente capaz de evacuar todo tipo de aguas que puedan afectar al normal tránsito de la vía o a deteriorar la estructura del pavimento.

A lo largo del desarrollo del presente documento se analizará y presentará varias alternativas para la correcta evacuación de aguas, se considerará el diseño del drenaje longitudinal (canales, cunetas laterales y de coronación), drenaje transversal, puentes Bailey, y se analizará la mejor Alternativa en comparación a la utilizada actualmente para cada caso independiente, tanto técnica como económicamente.

1.4 Ingeniería Básica

La ingeniería básica consiste en definir los lineamientos generales e ideas básicas del estudio. Las definiciones que se presentan a continuación constituyen los pilares a lo largo del estudio ya que los mismos definirán condiciones esenciales para definir aspectos de diseño a lo largo del desarrollo de la tesis propuesta.

1.4.1 Ubicación de la zona en estudio

El Paso Lateral de la ciudad del El Carmen se ubica en la parte Sur de El Carmen, su inicio está en la vía a Santo Domingo aproximadamente a 3.20 kilómetros de El Carmen, su parte final intercepta con la carretera El Carmen – La Crespa que actualmente se encuentra rehabilitada a la altura del kilómetro 3+900 y que forma parte de la red vial estatal del Ecuador.

El proyecto se halla entre las coordenadas U.T.M.:

CUADRO 1.1.

COORDENADAS DE UBICACIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO

	NORTE	ESTE
INICIO	9.970.756.00	674.986.00
FIN	9.972.647.00	668.844.00

De manera general el proyecto se desarrolla en sentido este-oeste, sobre un terreno llano-ondulado.

Desde el punto de vista geográfico, el proyecto se localiza alrededor de los 0°16' de Latitud Sur y los 79°25' y 79° 30' de Longitud Oeste. El tramo de vía en estudio tiene una longitud aproximada de 12 Km.

En la figura 1.1 se indica la ubicación geográfica en la carta topográfica El Carmen a escala 1:50000 proporcionada por el Instituto Geográfico Militar (IGM)

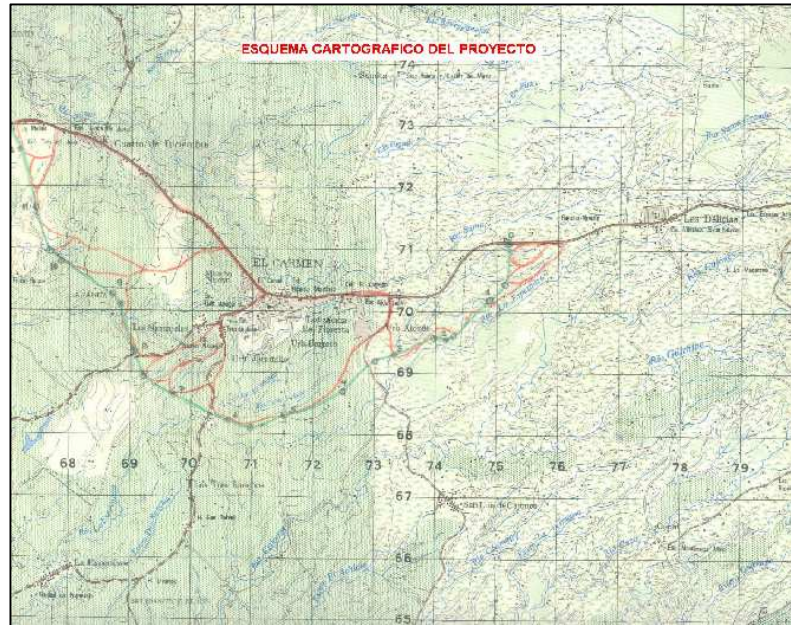


FIGURA 1.1 UBICACIÓN DE LA ZONA DE INFLUENCIA EN CARTA TOPOGRÁFICA

1.4.2 Geología

En este proyecto nos basaremos en definir las condiciones geológicas de los materiales que conforman el cauce y laderas de los ríos, esteros, quebradas, etc. que es el objetivo del presente proyecto.

Los materiales predominantes son tipo grava areno – arcillosa provenientes de la cordillera. Por tanto su explotación es recomendable en época de verano, entre los meses de Junio a Diciembre especialmente para cuando se obtenga materiales del cauce del río.

El material de construcción de este sitio se encuentra en forma de depósitos de aluviales.

El depósito aluvial del cauce tiene bloques redondeados o subredondeados con un porcentaje de 30% de tamaño mayor a 1.00 m. El restante lo conforman bloques, cantos y gravas de materiales heterogéneos con diámetros que varían entre 0,10 y 0.40 m en una matriz arenosa, (principalmente del Río Quinindé junto a la población Puerto Nuevo ubicado a 30 Km del proyecto).

El material terrazado que posiblemente es un flujo antiguo de material de cobertura de las vertientes, que consiste en un 60 – 70 % de gruesos con fragmentos angulosos que oscilan entre 2 y 5 cm. y el resto bloques aislados de hasta 30 cm. que generalmente son de tipo andesítico de la formación Macuchi. Los finos son limo arenosos de color gris.

1.4.3 Condiciones atmosféricas

A continuación se presenta en resumen las condiciones atmosféricas esenciales en la zona de influencia del proyecto. Los datos estadísticos a mayor detalle se presentarán en el capítulo II que corresponde a Estudios Hidrológicos. Los datos fueron proporcionados por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) de la estación meteorológica de Santo Domingo que es la más cercana al proyecto.

Humedad Atmosférica

La zona de ubicación de la vía, tiene humedad alta durante todo el año. En El Carmen y Santo Domingo el 90 % anual. Los valores de humedad fluctúan en íntima relación con los períodos lluviosos, con variaciones máximas y mínimas entre 89 y 91 %.

Nubosidad

Para la zona las variaciones de la nubosidad en El Carmen y Santo Domingo, los valores obtenidos son dudosos y no se comentan. De todas maneras en el capítulo siguiente se explicará más a fondo este tema.

La distribución de la nubosidad en las zonas de transición y piedemonte es unimodal, mientras que en la región interandina es bimodal.

Temperatura del Aire

La temperatura media de la zona tiene poca o ninguna variación. En El Carmen y Santo Domingo se tiene una media de 22.5 ° C.

Las temperaturas más elevadas para la zona, se presentan en los meses de marzo y abril, descendiendo la temperatura entre julio y octubre.

Los valores extremos de temperatura, fluctúan por los 30 ° C en El Carmen y Santo Domingo para marzo.

Evaporación

La evaporación tiene relación inversa a la precipitación, por lo que los valores mayores de evaporación se presentan en los meses de verano, entre julio y agosto.

Insolación

La cantidad de horas con brillo solar que inciden en el área de estudio corresponden a valores anuales del 18.0 %.

Los mayores valores en El Carmen y Santo Domingo se presentan en abril, con el 28.2 % y los menores en octubre, con el 11.9 %.

Viento

Es el movimiento de las masas de aire con relación a la superficie terrestre, por lo general se entiende como la componente horizontal de este movimiento.

Para la zona, el valor medio anual es de 1.9 km/h y el mínimo en agosto, septiembre y diciembre con un valor de 1.7 km/h. Para El Carmen y Santo Domingo, la dirección más frecuente de orientación del viento es hacia el Sur y velocidades mayores hacia el Sureste y Sur.

Precipitación

La precipitación en el Ecuador, es el parámetro que más impacto causa en la infraestructura del país, siendo consecuencia de ella las inundaciones, las crecidas torrentosas y los deslizamientos. En la zona en especial durante la presencia del Fenómeno de El Niño, con grandes precipitaciones, en algunas ocasiones catastróficas para la infraestructura del país.

El total anual de precipitación en El Carmen alcanza los 2925 mm anuales, valor típico del régimen costero.

En la zona del Proyecto, el máximo se ubica entre febrero y abril, iniciándose las precipitaciones en el mes de diciembre y, los mínimos entre junio y noviembre.

1.4.4 Climatología

De acuerdo a la metodología propuesta por Thornthwaite y fundamentado en la eficiencia térmica de la zona, el clima determinado en la zona de El Carmen, no difiere mucho del de Santo Domingo y se tiene el clima Tropical Megatérmico Húmedo, con precipitaciones superiores a los 2000 mm anuales, que pueden llegar a los 5000 mm, la mayor parte recogidas en una sola estación lluviosa; el promedio de la temperatura varía según la altura entre 15 y 24 ° C y la humedad está alrededor del 90 %.

1.4.5 Hidrología

El Proyecto de la Circunvalación de El Carmen se desarrolla entre la vía Santo Domingo – El Carmen y culmina en la vía El Carmen – Chone, con un recorrido aproximado de 12 km. El trazado preliminar se desarrolla en la cuenca superior del Río La Esperanza, por la línea de cumbres que existe entre el río y un estero, que confluye desde el costado derecho antes del cruce de la vía a San Luis de Cajones.

Posteriormente, el trazado recorre por las cuencas de los esteros Come y Bebe y El Mundo, atravesando los mismos, hasta la vía a La Esperanza; luego se atraviesa la vía de acceso a El Venado y se cruza un estero que proviene del sector de Mundo Nuevo y Los Naranjos. A partir de este estero se recorre por una planicie alta, se cruza otro estero y se empalma a la vía a Chone, a la altura de la Hda. La Molina.

1.5 Características del entorno socio económico

El proceso de crecimiento urbano de la ciudad de El Carmen se ha venido dando de manera desordenada; tal es el caso que en la década de los 50's existían un pequeño número de viviendas dispersas en una extensión aproximada de 8 hectáreas, conforme se implantaban procesos productivos en la ciudad, ésta fue creciendo; pero aún de manera desordenada, tendencia originada por la vía principal de comunicación como es la carretera Santo Domingo - Chone; en la actualidad junto a ésta vía se iban implantando las viviendas.

El Carmen ha brindado las facilidades para que todos sus habitantes puedan practicar sus deseos de superación a través del trabajo y del esfuerzo, este pueblo ha ido desarrollando un progreso sumamente visible; que se está consolidando, con el incremento de centros comerciales, estaciones de servicio, locales de venta y consumo de productos, clínicas de atención ambulatoria, postoperatoria, consulta externa; establecimientos educacionales, gubernamentales, comercializadoras de vehículos; entidad bancarias, etc.

1.6 Características demográficas del cantón El Carmen, provincia de Manabí

1.6.1 Datos Históricos del Cantón El Carmen

La incidencia dentro de la Provincia de Manabí, está reflejada con la creación del Cantón El Carmen, esta fue creada con el acuerdo Ministerial N° 1404, Registro Oficial N° 978 del 14 de Julio de 1988; la creación del cantón, no se dio por casualidad, sino que se produjo por diferentes intereses políticos y su localización de estrategia geográfica debido a los problemas de conocimiento del sitio por parte de dos provincias (Manabí y Pichincha).

El nombre del cantón inicialmente no fue El Carmen, sino que se le conocía en la época de los años 80, como el Kilómetro 35 y no tenía una pertenencia definida; actualmente, se puede señalar que este importante cantón ocupa un sitio preponderante dentro del florecimiento agrícola de la provincia de Manabí, ya que debido a las bondades favorables de los suelos y sus características arcillo-limosas garantizan el desarrollo de una extraordinaria productividad, debido también a la presencia de cenizas volcánica en lugares estratégicos.

La solución definitiva de la controversia entre Pichincha y Manabí por la posesión del nuevo recinto en los orígenes del cantón El Carmen y que dieron justicia al anexarlo a Manabí dio como resultado que se incluyera una zona de gran productibilidad tanto agrícola como ganadera y que contribuye al resplandecimiento de esta actividades junto a un vasto comercio interprovincial e internacional.

Ubicación y límites.- El Cantón El Carmen se encuentra ubicado al noroeste de la provincia de Manabí, limita al Norte y provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas, al Sur con la provincia del Guayas, y al Oeste con los cantones Chone y Flavio Alfaro.

1.7 Características demográficas

De acuerdo al VI Censo de Población y V de Vivienda Datos año 2001; Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC), se ha determinado que la población del Cantón El Carmen, provincia de Manabí, tanto urbana, periférica y rurales, alcanza a 69.998 habitantes.

CUADRO 1.2. COMPOSICIÓN DE LA POBLACIÓN POR GRUPOS DE EDAD Y SEXO

COMPOSICIÓN	POBLACIÓN AÑO 2001	PORCENTAJE
CANTON EL CARMEN PROVINCIA MANABI	69.998	100,00
Grandes Grupos de Edad		
0 a 5 años	9.985	14,26
6 a 14 años	15.745	22,50
15 años y más	44.268	63,24
Sexo		
Hombres	35.737	51,05
Mujeres	34.261	48,95

Fuente: VI Censo de Población y V de Vivienda Datos año 2001 INEC.
Plan General de Desarrollo Estratégico "Manabí"
INFOPLAN-ODEPLAN; Información Desarrollo Local. Tablas Dinámicas.

Parroquias Urbanas	
El Carmen	33.382 habitantes
Periferia El Carmen	26.160 habitantes
Parroquias Rurales	
Wilfrido Moreira (Maicito)	4.657 habitantes
San Pedro de Suma	5.799 habitantes

Fuente: VI Censo de Población y V de Vivienda Datos año 2001 INEC.
Plan General de Desarrollo Estratégico “Manabí”
INFOPLAN-ODEPLAN; Información Desarrollo Local. Tablas Dinámicas.

Socialmente, en la ciudad de El Carmen se observa la existencia de tres clases sociales las cuales se detallan a continuación:

- *Clase Alta* (conformada principalmente por los propietarios de haciendas en el sector rural, y comerciantes en el sector urbano),
- *Clase Media* (conformada por profesionales y medianos comerciantes, funcionarios públicos, etc.),
- *Clase Baja* (conformada por los pequeños comerciantes, trabajadores informales, etc.).

1.7.1 El Área Urbana y Principales Zonas El Carmen

El área urbana de la Ciudad, está conformada por los ejes longitudinales principales como la Vía de Sto. Domingo a Chone (Av. Chone) y la Av. 3 de Julio, la misma que constituye un eje descongestionante de la ciudad; además posee una sola vía como eje

transversal, la cual es la vía Esperanza, debido a que el resto de las vías transversales se constituyen en secundarias y colectoras.

En la ciudad de El Carmen se visualizan 5 Zonas determinadas en base a los parámetros de: Trazado urbano, Densidad Poblacional; Densidad de la Edificación, Uso de suelo y Actividad principal.

Zona 1.- Se desarrolla el sector central de El Carmen donde se ha venido paulatinamente concentrando las actividades administrativas y de gestión a donde acude un gran número de la población de los diferentes sectores y zonas para realizar trámites y encargos administrativos.

En esta Zona céntrica de la ciudad se encuentra en la actualidad consolidada y delimitada por factores naturales como el río Suma al Norte y la Av. 3 de Julio al Sur, Este y Oeste.

En lo referente a los servicios de infraestructura la zona se encuentra abastecida en su mayor parte, la forma de uso del suelo que presenta es de tipo comercial administrativo y religioso al contorno del parque central, con una tendencia en el sector Sur- Este de tipo administrativo y comercial y en la parte Sur –Oeste predomina la vivienda compartida con el comercio; la forma de ocupación de suelo en su mayoría a línea de

fábrica y con portal, es la zona más consolidada y que alberga la mayor cantidad de la población.

Zona 2.- Está delimitada por factores artificiales como la Av. Chone y Av. Tres de Julio y la propia consolidación de la zona, en ella se encuentra el 60% de servicios básicos con una calidad de edificación que es aceptable en un 45%, las viviendas son de un piso de altura con una tendencia máximo de tres pisos, la actividad principal de esta zona es la vivienda con una forma de ocupación variada primando la pareada con retiro frontal y a línea de fábrica con portal. Por su porcentaje de consolidación en esta zona el número de habitante es medio.

Zona 3.- Su delimitación constituye desde el Río Suma, al norte y la propia consolidación de la zona que dirige su crecimiento hacía el sur con un 70%, esta zona se encuentra abastecida por los servicios de infraestructura básica en un 40 % con una calidad de edificación aceptable en un 20%, puesto que el número de habitante de esta zona es pequeño en relación a la vía total de la zona.

Su uso de suelo es de tipo residencial con una forma de ocupación variada con retiro frontal.

Zona 4.- La forma de la delimitación se basa en factores naturales y artificiales es la zona más pequeña de la ciudad en extensión y número de habitantes con una

consolidación de un 20%, edificaciones que se encuentran en malas condiciones desprovisto de servicios básicos donde la vivienda tiene una altura máxima de un piso la forma de ocupación es adosada con retiro frontal y el uso de suelo es de vivienda.

Zona 5.- Constituye la Parroquia Urbana 4 de Diciembre consolidada en un 70%, con un tipo de vivienda aceptable que posee los servicios de infraestructura en un 35%, la vivienda posee una altura de dos pisos y la forma de ocupación es variada con retiro frontal con uso de suelo principal.

El paisaje y al vegetación local, atraen la atención de los turistas, como sus principales fiestas que se realizan el 3 de Julio, aniversario de Cantonización y el 16 de Julio, en honor a la Virgen de El Carmen.

CAPÍTULO II. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

2.1 Características del área en estudio

El proyecto se desarrolla en la Provincia de Manabí, cantón El Carmen, en un clima cálido – húmedo, predominando dos estaciones; verano en el periodo entre mayo a diciembre (clima seco) e invierno los meses restantes. Las precipitaciones en la zona de influencia de la vía en estudio resulta alto en comparación con datos meteorológicos de otras ciudades del territorio ecuatoriano.

Los suelos de la zona corresponden a proyecciones volcánicas recientes, del tipo alofánicos muy húmedos, cubiertos por suelos alofánicos, se trata de zonas muy lluviosas. Se tiene una retención del agua mayor al 100 %.

La vegetación natural, está compuesta por el Bosque Húmedo Tropical, que se extiende desde el borde del mar, hasta los 300 m de altitud. La temperatura media oscila entre los 24 y 25 ° C y las precipitaciones medias anuales entre 2000 y 4000 mm. En la zona del Proyecto no se encuentra rastros de la vegetación natural, ya que ha sido remplazada por intervención humana en pastos y cultivos de maíz y banano.

La riqueza de su suelo del área en estudio ha permitido generar grandes volúmenes de materia prima y productos diversos que han servido para la exportación externa y el

abastecimiento interno, otra de las actividades productivas principales son la ganadería y sus derivados.

La mayor parte de la población se dedica a la agricultura y ganadería. En la agricultura se cultiva el plátano barraganete, café, cacao, maíz y gran variedad de frutas. En la ganadería se destaca la cría de ganado vacuno, equino, porcino y aves de corral.

2.2 Parámetros físicos morfométricos

Las características físicas básicas directas, como son el área, la longitud del cauce principal y la pendiente, serán obtenidas a partir de la cartografía base a escala 1:50000 del IGM, digitales de la zona del proyecto y procesadas en ArcView 3.2 ®.

La carta utilizada es El Carmen (3793-III). Las características hidráulicas de los cauces en el tramo de modelación fueron desarrolladas sobre la base del levantamiento topográfico realizado por la Constructora del Pacífico, contratista del proyecto.

2.2.1 Parámetros directos

Los parámetros a determinarse para cada una de las cuencas y micro cuencas que comprenden los cauces naturales a lo largo de la vía en estudio son los siguientes:

2.2.1.1 Área de la Cuenca

El área de las cuencas de drenaje hasta el sitio de interés fue definida sobre la base cartográfica a escala 1:50.000. El cuadro 2.1. Resumen de parámetros directos de las micro cuencas del proyecto indica las áreas calculadas para todos los cruces de agua a lo largo del paso lateral.

2.2.1.2 Pendiente de la micro cuenca y longitud del cauce principal

Para obtener un valor representativo de la pendiente de la micro cuenca de los cauces encontrados, se relaciona la diferencia entre cotas máxima y mínima de la cuenca mencionada con la longitud de desarrollo del cauce principal. La longitud del cauce principal se debe expresar en km, se medirá de igual manera la longitud total de cauces pertenecientes a la cuenca que se esté estudiando.

Perímetro de la micro cuenca

El cuadro 2.1. indica el valor del perímetro para cada micro cuenca, de igual manera el tipo de la misma según su desembocadura. Las cuencas según la dirección de evacuación de sus aguas se clasifican en:

Exorreicas: Drenan sus aguas al mar o al océano.

Endorreicas: Desembocan en lagos, lagunas o salares que no tienen comunicación fluvial al mar.

Arreicas: Las aguas se evaporan o se filtran en el terreno antes de encauzarse en una red de drenaje.

CUADRO 2.1.

RESUMEN DE PARÁMETROS DIRECTOS DE LAS MICRO CUENCAS DEL PROYECTO

N°	Abscisa	Nombre	Área	Perímetro	C mayor	C menor	Pendiente	L. Cauce Principal (Km)	L. Total de Cauces (Km)	Clasificación
			(Ha)	Km	msnm	msnm	(%)	Km.	Km.	
1	K0+180	Est. Sumita	13.98	1.63	274	255	5.43	0.35	0.35	EXORREICAS
2	K0+590	Est. Esperanza	21.22	2.38	273	257	2.05	0.78	0.78	EXORREICAS
3	K2+990	Est. Atenas	204.85	7.54	274	236	1.12	3.38	7.83	EXORREICAS
4	K6+200	Est. Como y Bebe	404.55	8.40	243	216	0.84	3.21	8.69	EXORREICAS
5	K7+040	Est. Tres de Julio	39.93	2.79	242	227	2.27	0.66	0.66	EXORREICAS
6	K7+500	Est. Nuevo Naranjal	41.27	3.46	242	236	2.00	0.30	0.30	EXORREICAS
7	K8+500	Est. Naranjales	246.29	6.53	243	228	0.63	2.38	4.19	EXORREICAS
8	K10+150	Est. La Vainita	44.65	3.32	244	218	6.50	0.40	0.40	EXORREICAS
9	K10+830	Est. 4 de Diciembre	370.93	8.34	242	217	0.67	3.72	3.72	EXORREICAS
10	K11+380	Est. Sumita (2)	12.34	1.49	219	214	1.35	0.37	0.37	EXORREICAS
11	K11+890	Est. La Molina	29.60	2.11	222	218	0.85	0.47	0.47	EXORREICAS

2.2.2 Parámetros indirectos

Se consideran parámetros indirectos aquellos que han sido determinados a partir de los parámetros directos, estos son: Densidad de Drenaje, Factor de Forma, Tiempo de Concentración.

2.2.2.1 Factor de forma

La forma de la micro cuenca está relacionada directamente con la cantidad de escorrentía que se genera en una cuenca, en otras palabras, el hidrograma de salida en un sitio particular, depende de la forma de la cuenca. La forma de la cuenca viene dada por la expresión:

$$Ff = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

Ff = Factor de forma

P = Perímetro de la cuenca (km)

A = Área de drenaje en (km²)

Una cuenca con un factor de forma bajo está menos sujeto a crecidas que una de misma área y mayor factor de forma.

2.2.2.2 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración es el que dura el viaje de una gota de agua desde el punto más alejado de la cuenca hasta la sección en consideración. Como no hay manera de medir este tiempo para cada cuenca, se emplea un tiempo teórico calculado mediante fórmulas deducidas experimentalmente.

Una de las fórmulas más empleadas en la ecuación del California Culvert Practice:

$$tc = 0.0195(L^3/H)^{0.385}$$

Donde:

tc = Tiempo de concentración (minutos)

L = Distancia entre la sección en consideración y el punto más alejado de la cuenca (m)

H = Diferencia de nivel entre dichos puntos (m)

Otra ecuación bastante utilizada en cuencas de mayor tamaño es la desarrollada por el Bureau of Reclamation de los EEUU, la cual es como sigue:

$$tc = (0.886L^3/H)^{0.385}$$

Donde tc, viene expresado en horas, L en Km y H en m.

Una forma algo más confiable de calcular el tiempo de concentración (t_c) es sumando el tiempo de escurrimiento superficial, esto es, el que el agua demora en escurrirse por las laderas hasta el primer curso de agua, por pequeña que esta sea, con el tiempo que tarda en viajar por ese cauce hasta la sección en que se está calculando el gasto.

$$t_c = t_{CS} + t_v$$

Donde:

t_{CS} = Tiempo de escurrimiento por las laderas

t_v = Tiempo de viaje por los cursos de agua

Para estimar el tiempo de escurrimiento por las laderas, se puede utilizar las velocidades de escurrimiento que se muestran en el cuadro 2.2. Velocidades de escurrimiento por las laderas.

Otra forma para calcular el tiempo de escurrimiento t_{CS} es usando la ecuación:

$$V_s = M \cdot \sqrt{S}$$

Donde:

V_s = Velocidad de escurrimiento por las laderas (m/min)

M = Coeficiente que depende de la cobertura vegetal, cuyos valores se dan en el cuadro 2.3.

S = Pendiente media de la ladera, obtenida como la diferencia de cota de las curvas de nivel superior e inferior, dividida por la distancia entre ellas medida según una normal.

Con esta velocidad se puede calcular el término t_{CS} .

CUADRO 2.2. VELOCIDADES DE ESCURRIMIENTO POR LAS LADERAS (m/min.)

PENDIENTE DE LAS LADERAS %	COBERTURA VEGETAL		
	Vegetación densa o cultivos	Pastos o vegetación ligera	Ninguna vegetación
0 – 5	25	40	70
5 – 10	50	70	120
10 – 15	60	90	150
15 – 20	70	110	180

CUADRO 2.3. VALORES DEL COEFICIENTE M

N°	COBERTURA VEGETAL	M
1	Bosque húmedo tropical	50
2	Cultivos terraceados, pastos altos, barbecho	100
3	Potreros, pastizales cortos	140
4	Cultivos en hilera	180
5	Ninguna vegetación	200
6	Pavimento o cárcavas incipientes	400

El tiempo de viaje t_v se puede calcular utilizando la ecuación de Kirpich:

$$t_v = 0.019(L/\sqrt{S})^{0.77}$$

Donde:

L = Longitud del cauce medida a lo largo del cauce (metros)

S= H/L es su pendiente, calculada como la diferencia de nivel entre sus extremos H (medida en metros), dividida por la longitud L.

2.2.2.3 Densidad de drenaje

La densidad de drenaje es un parámetro que permite correlacionar la capacidad volumétrica de la cuenca y el volumen de almacenamiento de agua. Las cuencas con mayor densidad de drenaje poseen una mayor capacidad para coleccionar el agua de lluvia y viceversa. La expresión empleada para el presente trabajo es:

$$Dd = \frac{L_{cauce\ principal}}{\text{Área}}$$

Este parámetro es, en cierto modo, un reflejo de la dinámica de la cuenca, de la estabilidad de la red hidrográfica y del tipo de escorrentía de superficie, así como de la respuesta de la cuenca a una precipitación.

Esta respuesta condiciona la forma del hidrograma resultante en el desagüe de la cuenca.

A mayor densidad de drenaje, más dominante es el flujo en el cauce frente al flujo en ladera, lo que se traduce en un menor tiempo de respuesta de la cuenca y, por tanto, un menor tiempo al pico del hidrograma, el siguiente cuadro permite un mejor entendimiento:

Densidad de drenaje	Valor de D	Textura
Baja	3 – 14	Grosera
Media	12 – 16	Media
Alta	30 – 40	Fina
Muy Alta	200 – 500	Ultra fina

Característica	Densidad Alta	Densidad Baja	Observaciones
Resistencia a la erosión	Fácilmente erosionable	Resistente	Asociado a la formación de los cauces
Permeabilidad	Poco permeable	Muy permeable	Nivel de infiltración

CUADRO 2.4.

RESUMEN DE PARÁMETROS INDIRECTOS DE LAS MICRO CUENCAS DEL PROYECTO

N°	Abscisa	Nombre	Área	Perímetro	Factor de forma	California Culvert Practice	Bureau of Reclamation de los EEUU	Media Aritmética	Densidad de drenaje
			(Ha)	Km	---	Tiempo de concentración (min)			m/m2
1	K0+180	Est. Sumita	13.98	1.63	0.123	5.446	5.483	5.465	25.036
2	K0+590	Est. Esperanza	21.22	2.38	0.146	14.683	14.781	14.732	36.758
3	K2+990	Est. Atenas	204.85	7.54	0.149	57.242	57.623	57.433	16.500
4	K6+200	Est. Como y Bebe	404.55	8.40	0.118	61.514	61.923	61.718	7.935
5	K7+040	Est. Tres de Julio	39.93	2.79	0.125	12.411	12.494	12.452	16.529
6	K7+500	Est. Nuevo Naranjal	41.27	3.46	0.152	7.104	7.152	7.128	7.269
7	K8+500	Est. Naranjales	246.29	6.53	0.117	54.599	54.962	54.781	9.663
8	K10+150	Est. La Vainita	44.65	3.32	0.140	5.632	5.669	5.651	8.959
9	K10+830	Est. 4 de Diciembre	370.93	8.34	0.122	75.129	75.628	75.378	10.029
10	K11+380	Est. Sumita (2)	12.34	1.49	0.120	9.710	9.774	9.742	29.984
11	K11+890	Est. La Molina	29.60	2.11	0.109	13.948	14.041	13.794	15.878

2.3 Caracterización climática

2.3.1 Precipitación

La precipitación es un meteoro acuoso que se produce como consecuencia de las modificaciones que sufre el vapor de agua que se halla en la atmósfera. El agua presente en la atmósfera, ya sea en forma de vapor o en gotitas líquidas en suspensión, da lugar a hidrometeoros tales como las nubes, las nieblas y las brumas.

Cuando las condiciones atmosféricas provocan una precipitación, se forman las lluvias y el granizo. Se mide en alturas de precipitación en mm, que equivale a la altura obtenida por la caída de litros de agua sobre la superficie de un metro cuadrado.

Días de precipitación.- Son aquellos en los cuales la cantidad de agua lluvia que cae en un sector en un día determinado, puede ser medida, lo mínimo de agua a recogerse para poder determinar la precipitación es generalmente 0.1 mm.

Los valores diarios son calculados como la suma de las observaciones en periodos variables de seis horas en un día, más la observación de las 07:00 horas del día siguiente.

Para el cálculo del valor en 24 horas, se requiere fundamentalmente la observación de las 07 horas ya que, siendo un proceso acumulativo, no se puede registrar los datos de las 13 horas y/o de las 19 horas (período de observación más frecuente), valores que se acumulen en el registro de las 07 horas del día siguiente: pero, si no se realiza esta

última observación corresponderá al valor total del día incluyendo una parte del siguiente día, dejando de ser por tanto, un valor de 24 horas.

La máxima en 24 horas, se obtiene únicamente si ha sido posible calcular el valor de 24 horas para todos los días del mes y corresponde a un dato puntual, considerando un máximo absoluto. Los resúmenes mensuales se obtienen con un mínimo de 20 días registrados.

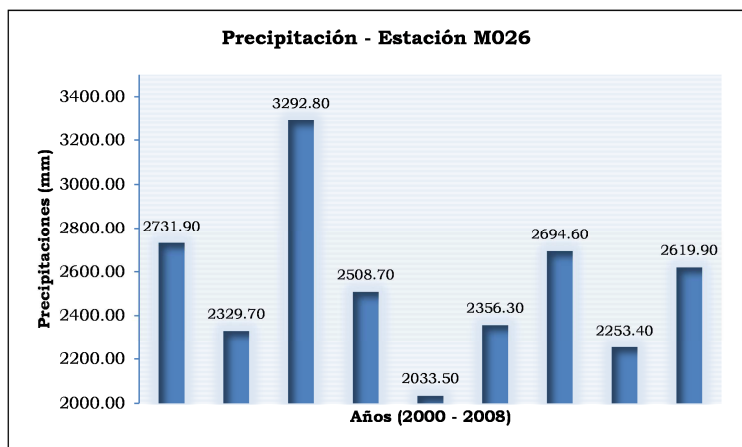
El cuadro 2.5. expuesto a continuación indica las precipitaciones registradas en la estación M-026 Puerto Ila (estación pluviográfica más cercana al proyecto) en el periodo comprendido entre los años 2000 y 2008.

Cabe indicar la existencia muy próxima de las estaciones M027 (Santo Domingo Aeropuerto) y M160 (El Carmen) al proyecto, pero ambas carecen de registros anuales meteorológicos que faciliten un estudio estadístico de varios factores climáticos.

CUADRO 2.5. VALORES DE LA PRECIPITACIÓN EN LA ESTACIÓN M026 (PERIODO 2000 – 2008)

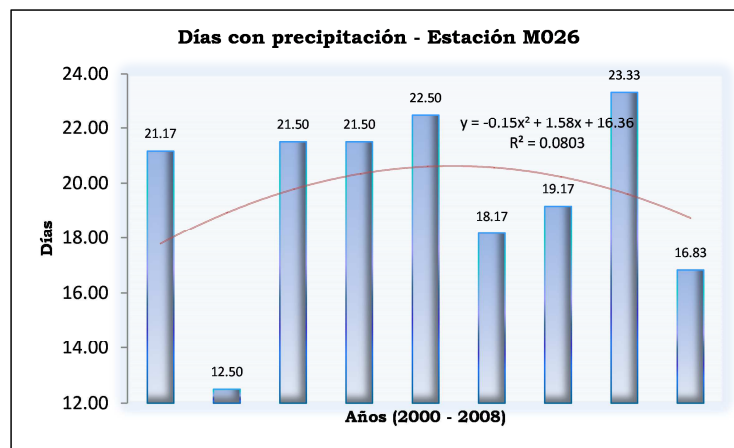
PRECIPITACIÓN (mm)														
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
2000	252.10	621.50	689.00	522.30	325.60	48.00	6.50	24.20	48.10	29.40	20.50	144.70	2731.90	227.66
2001	510.20	242.30	499.90	658.30	193.80	12.40	22.40	4.60	21.20	15.10	32.90	116.60	2329.70	194.14
2002	334.60	563.30	775.00	599.80	341.30	134.90	23.90	6.40	83.40	61.90	95.10	273.20	3292.80	274.40
2003	441.60	523.30	241.50	590.60	318.60	62.70	27.20	21.10	9.50	96.70	30.70	145.20	2508.70	209.06
2004	263.10	390.30	252.30	474.00	296.90	38.80	25.00	16.70	107.50	69.90	34.80	64.20	2033.50	169.46
2005	370.60	402.80	630.60	635.50	33.40	13.10	7.30	2.70	32.80	35.60	67.60	124.30	2356.30	196.36
2006	175.90	720.70	700.50	508.00	72.20	129.10	24.10	72.70	60.20	23.80	144.50	62.90	2694.60	224.55
2007	222.40	311.60	528.60	577.80	193.00	93.10	55.10	22.40	47.20	20.60	51.70	129.90	2253.40	187.78
2008	646.00	513.40	484.60	358.90	185.60	60.10	65.90	125.00	61.00	42.20	34.10	43.10	2619.90	218.33
suma	3216.50	4289.20	4802.00	4925.20	1960.40	592.20	257.40	295.80	470.90	395.20	511.90	1104.10	---	---
media	357.39	476.58	533.56	547.24	217.82	65.80	28.60	32.87	52.32	43.91	56.88	122.68	---	---
mínima	175.90	242.30	241.50	358.90	33.40	12.40	6.50	2.70	9.50	15.10	20.50	43.10	---	---
máxima	646.00	720.70	775.00	658.30	341.30	134.90	65.90	125.00	107.50	96.70	144.50	273.20	---	---

El cuadro anterior nos indica que el periodo comprendido entre los meses de enero a mayo son aquellos que presentan las mayores precipitaciones en la zona de influencia del proyecto. La figura siguiente indica la variación de la precipitación a lo largo de todo el periodo 2000 – 2008.



El cuadro siguiente indica el número de días con precipitación durante cada año en el periodo 2000 – 2008, de igual manera se presenta una figura ilustrativa.

NÚMERO DE DÍAS CON PRECIPITACIÓN														
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
2000	25.00	27.00	29.00	29.00	28.00	17.00	7.00	16.00	20.00	24.00	12.00	20.00	254.00	21.17
2001	17.00	18.00	7.00	17.00	6.00	6.00	22.00	5.00	12.00	5.00	22.00	13.00	150.00	12.50
2002	25.00	27.00	28.00	26.00	26.00	17.00	14.00	10.00	14.00	19.00	25.00	27.00	258.00	21.50
2003	26.00	25.00	24.00	25.00	20.00	24.00	15.00	15.00	17.00	27.00	17.00	23.00	258.00	21.50
2004	24.00	27.00	26.00	27.00	28.00	16.00	15.00	21.00	24.00	26.00	16.00	20.00	270.00	22.50
2005	25.00	25.00	30.00	29.00	9.00	15.00	10.00	3.00	16.00	17.00	16.00	23.00	218.00	18.17
2006	22.00	28.00	28.00	26.00	22.00	13.00	9.00	24.00	17.00	11.00	8.00	22.00	230.00	19.17
2007	27.00	24.00	31.00	28.00	27.00	27.00	19.00	14.00	20.00	18.00	21.00	24.00	280.00	23.33
2008	23.00	23.00	18.00	29.00	5.00	19.00	28.00	16.00	11.00	17.00	6.00	7.00	202.00	16.83
suma	214.00	224.00	221.00	236.00	171.00	154.00	139.00	124.00	151.00	164.00	143.00	179.00	---	---
media	23.78	24.89	24.56	26.22	19.00	17.11	15.44	13.78	16.78	18.22	15.89	19.89	---	---
mínima	17.00	18.00	7.00	17.00	5.00	6.00	7.00	3.00	11.00	5.00	6.00	7.00	---	---
máxima	27.00	28.00	31.00	29.00	28.00	27.00	28.00	24.00	24.00	27.00	25.00	27.00	---	---



En base a los datos presentados se concluye que en promedio los días que presentan precipitaciones son 20 al mes, valor muy importante a considerar en el estudio de las obras de drenaje de la vía.

2.3.2 Heliofanía

Tiempo de duración del brillo solar. Se mide en horas y minutos de brillo solar.

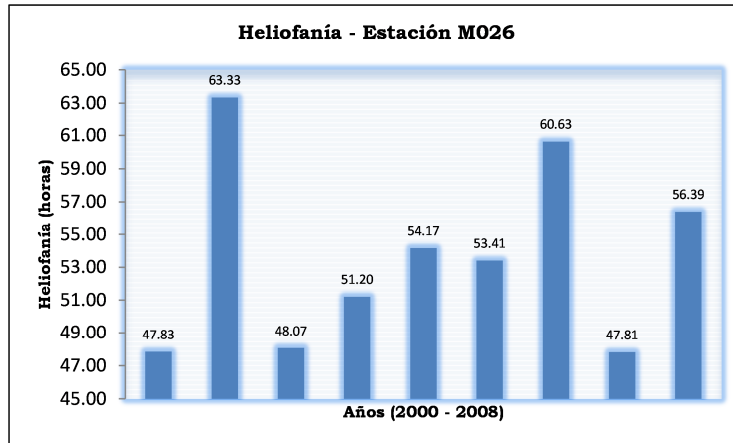
Dispositivos para medir la heliofanía

a) Heliofanógrafo

Aparato que registra de manera gráfica la duración del brillo solar. Constituida por un lente esférico que realiza quemaduras en una faja de papel debido a la radiación recibida en forma directa, instalado 1.50 m de altura.

CUADRO 2.6. VALORES DE LA HELIOFANÍA EN LA ESTACIÓN M026 (PERIODO 2000 – 2008)

HELIOFANÍA (HORAS)														
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
2000	55.9	45.3	59.7	72.9	30.1	20.6	38.5	62.4	48.8	43.8	49.6	46.4	574.00	47.83
2001	58.7	53.8	96.6	95.5	56.3	41.9	55.6	79.3	70.8	71.2	50.7	29.6	760.00	63.33
2002	36.5	49.6	54.3	59.3	38	62.3	54.9	80	47.1	31.5	26.7	36.6	576.80	48.07
2003	41.0	49.4	80.6	83.4	58.3	36.3	48.0	50.2	58.3	26.6	40.8	41.5	614.40	51.20
2004	78.0	50.4	58.6	53.1	49.0	36.0	38.9	95.0	36.0	49.9	43.2	61.9	650.00	54.17
2005	84.7	26.5	45.2	52.3	61.7	40.1	68.9	71.0	66.5	34.8	47.4	41.8	640.90	53.41
2006	60.5	72.1	95.3	76.4	50.4	39.1	71.7	56.1	45.7	73.9	43.5	42.8	727.50	60.63
2007	48.1	52.2	66.3	79.1	39.1	45.8	31.8	33.7	59.5	32.7	45.1	40.3	573.70	47.81
2008	21.3	78.3	107.7	128.0	76.0	29.4	47.4	42.0	31.2	26.4	44.3	44.7	676.70	56.39
suma	484.7	477.6	664.3	700.0	458.9	351.5	455.7	569.7	463.9	390.8	391.3	385.6	--	--
media	53.9	53.1	73.8	77.8	51.0	39.1	50.6	63.3	51.5	43.4	43.5	42.8	--	--
mínima	21.3	26.5	45.2	52.3	30.1	20.6	31.8	33.7	31.2	26.4	26.7	29.6	--	--
máxima	84.7	78.3	107.7	128.0	76.0	62.3	71.7	95.0	70.8	73.9	50.7	61.9	--	--

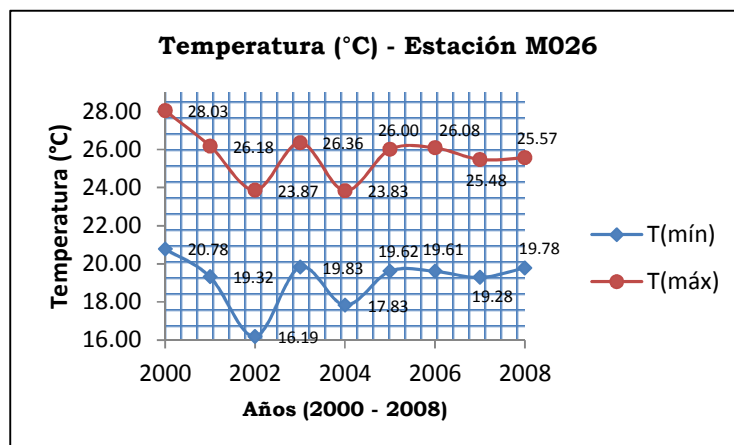


2.3.3 Temperatura

Temperatura señalada en un termómetro expuesto al aire y protegido de la radiación solar directa. Se mide en grados centígrados y décimas de grado.

Temperaturas extremas

Los valores máximo y mínimo de temperatura del aire observados durante un periodo de observación dado.



CUADRO 2.7.

VALORES DE LA TEMPERATURA EN LA ESTACIÓN M026 (PERIODO 2000 – 2008)

TEMPERATURA DEL AIRE A LA SOMBRA (°C)																										
AÑOS	ENE		FEB		MAR		ABR		MAY		JUN		JUL		AGO		SEP		OCT		NOV		DIC		MEDIA	
	MÁX	MÍN	MÁX	MÍN	MÁX	MÍN	MÁX	MÍN	MÁX	MÍN	MÁX	MÍN	MÁX	MÍN	MÁX	MÍN	MÁX	MÍN	MÁX	MÍN	MÁX	MÍN	MÁX	MÍN	MÁX	MÍN
2000	27.8	20.9	28.7	21.4	29.7	21.7	29.8	21.9	27.8	21.8	26.6	19.8	26.6	19.8	27.6	19.9	27.2	20.2	27.9	20.8	28.4	20.0	28.3	21.2	28.03	20.78
2001	28.9	21.4	29.3	22.0	30.9	22.3	30.2	22.1	28.0	22.1	26.8	20.3	27.1	20.1	27.9	19.7	28.8	20.1	28.8	20.0	28.4	20.4	27.8	21.4	26.18	19.32
2002	28.3	21.8	29.3	22.0	30.6	22.5	30.0	22.4	29.4	22.8	28.2	21.1	27.6	20.6	28.2	20.0	29.0	20.8	27.7	21.0	28.0	21.3	28.3	22.1	23.87	16.19
2003	29.1	22.3	29.7	22.2	31.0	22.5	30.1	22.2	29.1	22.6	27.3	21.7	27.1	20.5	27.8	20.7	28.4	19.9	27.5	21.3	28.5	21.1	28.5	21.7	26.36	19.83
2004	29.9	22.1	29.7	22.2	29.9	22.6	29.8	22.4	28.4	22.1	27.0	21.0	26.6	20.4	28.6	19.9	27.6	20.8	27.8	21.0	27.8	20.8	29.1	21.6	23.83	17.83
2005	29.4	22.1	28.3	22.1	29.7	22.5	29.8	22.8	28.4	22.1	27.6	21.1	27.5	20.4	27.9	20.1	28.4	20.4	26.8	20.4	27.8	20.4	28.3	21.1	26.00	19.62
2006	28.6	21.8	29.6	22.1	30.2	22.7	29.6	22.3	28.0	21.7	27.2	20.7	27.3	19.8	27.3	20.3	27.4	20.7	28.8	20.9	28.1	21.1	28.3	21.9	26.08	19.61
2007	29.0	22.4	29.2	22.3	29.2	21.4	29.8	21.5	27.9	22.3	27.2	21.4	26.4	20.7	26.3	19.9	27.5	20.3	26.7	20.1	27.4	20.6	27.0	20.8	25.48	19.28
2008	26.9	21.4	29.1	21.5	30.0	22.1	30.2	22.4	28.6	22.3	26.7	21.7	27.1	21.2	27.2	21.2	26.9	21.2	26.3	20.9	27.1	20.5	27.8	21.5	25.57	19.78
suma	257.9	196.2	262.9	197.8	271.2	200.3	269.3	200.0	255.6	199.8	244.6	188.8	243.3	183.5	248.8	181.7	251.2	184.4	248.3	186.4	251.5	186.2	253.4	193.3	---	---
media	28.7	21.8	29.2	22.0	30.1	22.3	29.9	22.2	28.4	22.2	27.2	21.0	27.0	20.4	27.6	20.2	27.9	20.5	27.6	20.7	27.9	20.7	28.2	21.5	---	---
min	29.9	22.4	29.7	22.3	31.0	22.7	30.2	22.8	29.4	22.8	28.2	21.7	27.6	21.2	28.6	21.2	29.0	21.2	28.8	21.3	28.5	21.3	29.1	22.1	---	---
max	26.9	20.9	28.3	21.4	29.2	21.4	29.6	21.5	27.8	21.7	26.6	19.8	26.4	19.8	26.3	19.7	26.9	19.9	26.3	20.0	27.1	20.0	27.0	20.8	---	---

En la zona de ubicación del proyecto la máxima temperatura registrada es 30.1°C y el valor mínimo 20.2°C.

2.3.4 Humedad relativa

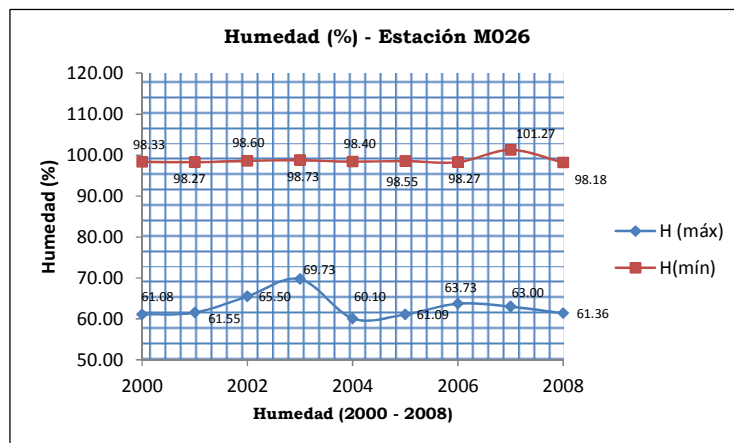
Se define como humedad atmosférica al contenido del vapor de agua en el aire.

Se tiene como valor máximo en la zona de influencia del proyecto 101.27% y el mínimo valor registrado es 60.10%

CUADRO 2.8.

VALORES DE LA HUMEDAD EN LA ESTACIÓN M026 (PERIODO 2000 – 2008)

HUMEDAD RELATIVA (%)																										
AÑOS	ENE		FEB		MAR		ABR		MAY		JUN		JUL		AGO		SEP		OCT		NOV		DIC		MEDIA	
	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN
2000	98	53	98	62	99	62	98	64	98	66	98	72	98	69	99	61	98	59	98	65	99	50	99	50	98.33	61.08
2001	98	61	98	66	99	58	98	58	98	68	98	60	99	65	98	61	---	---	97	57	99	61	99	62	98.27	61.55
2002	98	58	98	65	98	63	---	---	99	78	---	72	98	---	99	79	99	76	99	80	99	75	99	81	98.60	65.50
2003	99	75	98	81	99	75	99	73	99	78	99	64	99	66	---	---	99	62	98	67	98	66	99	60	98.73	69.73
2004	98	58	98	63	99	59	98	61	---	---	99	63	99	63	99	52	98	70	98	55	---	---	98	57	98.40	60.10
2005	99	60	99	61	98	63	98	62	98	68	99	52	99	68	---	---	99	60	98	60	99	57	98	61	98.55	61.09
2006	98	61	99	67	98	64	98	67	98	67	99	70	99	64	99	64	---	---	97	58	98	59	98	60	98.27	63.73
2007	134	59	98	64	98	65	99	62	---	---	98	68	98	71	98	63	97	64	98	58	98	56	98	63	101.27	63.00
2008	99	72	98	61	98	64	98	60	98	66	98	68	98	66	98	67	98	70	98	68	---	---	99	13	98.18	61.36
suma	921	557	884	590	886	573	786	507	688	491	788	589	887	532	690	447	688	461	881	568	690	424	887	507	---	---
media	102.33	61.89	98.22	65.56	98.44	63.67	98.25	63.38	98.29	70.14	98.50	65.44	98.56	66.50	98.57	63.86	98.29	65.86	97.89	63.11	98.57	60.57	98.56	56.33	---	---
min	98	53	98	61	98	58	98	58	98	66	98	52	98	63	98	52	97	59	97	55	98	50	98	13	---	---
max	134	75	99	81	99	75	99	73	99	78	99	72	99	71	99	79	99	76	99	80	99	75	99	81	---	---



2.3.5 Nubosidad

Fracción de la bóveda terrestre cubierta por la totalidad de nubes visibles, se divide a la bóveda celeste en octavos llamados octas.

Este parámetro lo estima el observador por observación directa y no utiliza aparatos para su estimación.

CUADRO 2.9. VALORES DE NUBOSIDAD EN LA ESTACIÓN M026 (PERIODO 2000 – 2008)

NUBOSIDAD MEDIA (OCTAS)														
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
2000	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	96.00	8.00
2001	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	7.00	8.00	7.00	8.00	8.00	94.00	7.83
2002	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	7.00	7.00	8.00	8.00	8.00	8.00	94.00	7.83
2003	8.00	8.00	7.00	7.00	8.00	7.00	7.00	7.00	7.00	8.00	7.00	7.00	88.00	7.33
2004	7.00	8.00	7.00	7.00	7.00	7.00	8.00	7.00	8.00	8.00	8.00	7.00	89.00	7.42
2005	7.00	8.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	85.00	7.08
2006	7.00	8.00	7.00	7.00	8.00	8.00	7.00	8.00	8.00	7.00	8.00	8.00	91.00	7.58
2007	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	7.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	95.00	7.92
2008	8.00	7.00	8.00	7.00	7.00	8.00	7.00	8.00	8.00	8.00	7.00	7.00	90.00	7.50
suma	69.00	71.00	68.00	67.00	69.00	69.00	66.00	67.00	70.00	69.00	69.00	68.00	---	---
media	7.67	7.89	7.56	7.44	7.67	7.67	7.33	7.44	7.78	7.67	7.67	7.56	---	---
mínima	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	---	---
máxima	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	---	---

El valor de la nubosidad se mantiene constante prácticamente durante todo el año a lo largo de largos periodos, el valor representativo corresponde a 7.61.

2.4 Características de la cuenca

En la presente tesis y como ejemplo práctico de cómo se debería describir las características principales de una cuenca en un estudio hidrológico, se indica en los párrafos siguientes una detallada descripción de una cuenca perteneciente al proyecto en estudio.

La micro-cuenca hidrológica del estero Sumita ubicado en el Km 0 + 180 del Paso Lateral de El Carmen abarca las poblaciones Nuevo Mundo, Naranjales y La Floresta. Según el tipo de salida, esta cuenca se le conoce como de tipo exorreica, debido a que tiene su desembocadura hacia una corriente más grande.

Entre sus principales características se puede notar su mayor dimensión en el sentido norte – sur, y la variación de su topografía constante con ondulaciones suaves de pendientes bastante manejables.

El suelo superficial está formado por conglomerados con matriz limo arenosos – arcillosos, combinados con suelos orgánicos, favorables para la agricultura.

La cubierta vegetal está principalmente compuesta por sembríos de plátano y pastizales, y hacia las zonas más elevadas se encuentran pocas extensiones de bosques naturales con una densa vegetación.

2.5 Caudales de crecida

2.5.1 Estudio de lluvias intensas

El diseño y construcción de obras de drenaje, sistemas de canalización urbano y rural, se va convirtiendo en un problema de ingeniería cada vez más complejo de solucionarlo, debido a varios factores entre los que cabe mencionar: la expansión de las ciudades y poblaciones, el aumento de industrias y por consiguiente el incremento de materias residuales, el progresivo asfaltado de calles y carreteras que disminuyen constantemente la capacidad de infiltración del suelo, aumentando por consiguiente el volumen de escurrimiento superficial de las precipitaciones que deben ser evacuadas por sistemas de drenajes convenientemente concebidos.

Por consiguiente, para la utilización práctica de los datos de lluvias en los diferentes campos de la ingeniería, es necesario conocer la estrecha relación existente entre las cuatro características fundamentales de las precipitaciones: intensidad, duración, frecuencia y distribución.

El conocimiento sobre la distribución superficial de las precipitaciones se obtiene de un análisis regional de los datos registrados en las diversas estaciones pluviográficas o de las cantidades de lluvia medidas en los pluviómetros en intervalos de tiempo, instrumentos que con este objeto se han instalado en nuestro país.

Si se considera el elevado costo que significa la construcción y dimensionamiento de las obras de drenaje mencionados, se desprende la importancia de contar con un análisis exhaustivo de las intensidades, frecuencias y duración de las precipitaciones para periodos de observaciones lo más amplios posibles; es decir, poder disponer de datos estadísticos suficientemente confiables.

2.5.2 Zonificación de Intensidades

La caracterización pluviográfica del país es uno de los aspectos más importantes para el diseño de obras de drenaje, por lo que el INAMHI ha considerado necesario y oportuno actualizar los estudios de intensidades existentes, con la información pluviográfica y pluviométrica disponible se determinó nuevas ecuaciones para las 35 zonas características que se han considerado en el país.

La estación pluviográfica más cercana al proyecto Paso Lateral de El Carmen es la estación M – 026 Puerto Ila cuyas coordenadas de ubicación son las siguientes:

Código	Estación	Coordenadas		
		Latitud	Longitud	Altitud (msnm)
M - 026	Puerto Ila	00°28'34'' S	79°20'20'' W	319

El manual de lluvias intensas proporcionado por el INAMHI (1999) para la estación Puerto Ila indica los valores correspondientes de intensidad diario para un periodo de retorno dado en mm/h.

Código	Estación	Tr (años)				
		5	10	25	50	100
M - 026	Puerto Ila	6.19	7.06	8.16	8.97	9.78

Según el mapa de zonas de intensidades de precipitación, la estación pluviográfica Puerto Ila se encuentra dentro la zona 9.

La ubicación del proyecto dentro de las zonas de intensidades sirve básicamente para definir las ecuaciones representativas para calcular la intensidad de lluvias.

Las ecuaciones para el cálculo de intensidades en la estación M026 son:

Zona	Estación	Duración	Ecuación
30	M - 250	5 min < 75 min	$I_{TR} = 35.753 t^{-0.3035} Id_{TR}$
		75 min < 1440 min	$I_{TR} = 278.96 t^{-0.7757} Id_{TR}$

En muchos de los proyectos que se pretende calcular la intensidad de lluvias, no existen ecuaciones para el cálculo de intensidades directamente, por lo que se debe seleccionar la ecuación dependiendo la zona en la que se ubique el proyecto.

Los valores de intensidad diario para un periodo de retorno determinado se los puede obtener mediante los mapas de isolinneas de intensidades de precipitación, los mismos que se encuentran el Manual de Lluvias Intensas (INAMHI 1999).

2.5.3 Frecuencia de Diseño

Se llamará frecuencia al que en realidad es el intervalo de recurrencia, esto es, el máximo tiempo que transcurre entre dos eventos que igualan o sobrepasan un valor dado. En el proceso del diseño del drenaje vial no se busca el tiempo que transcurre entre dos lluvias de intensidad conocida, sino la máxima intensidad de la lluvia que probablemente caiga durante el periodo de diseño. En el cuadro 2.10 se muestran las frecuencias usuales en el drenaje vial.

La intensidad de lluvia crece conforme crece su frecuencia. En efecto, una lluvia de frecuencia de dos años, es decir, la máxima que probablemente caerá en un periodo de dos años, no pasará de un “palo de agua” del que hay que protegerse bajo un toldo. Es posible que cada diez años (frecuencia de diez años), caiga una lluvia de mayor intensidad que, por ejemplo, llegue a interrumpir el tránsito en alguna vía durante largo rato. Así, si seguimos aumentando la frecuencia, cada vez aumenta la posibilidad de que caiga una lluvia mayor. La probabilidad de lluvias que puedan producir una tragedia puede corresponder a una frecuencia de tal vez quinientos años (se puede producir cada quinientos años) o más. Así pues, para una cuenca dada, el gasto de diseño dependerá de la frecuencia seleccionada para su obtención.

La protección que brinda el drenaje vial está dirigida en dos direcciones: una, a la protección estructural o primaria, que se dirige a proteger la integridad física de las estructuras y, otra, funcional o complementaria, que está destinada a garantizar el funcionamiento satisfactorio de las vías de comunicación.

La frecuencia de diseño se elige según el grado de protección que se desee brindar a una estructura o una vía. Si se debe construir una estructura muy costosa, tal como un puente, se deseará mayor protección, puesto su costo de reposición es muy alto (protección estructural). Por ello, se elegirá una frecuencia mayor que para una alcantarilla o una cuneta, que se pueden reponer fácilmente en caso de colapso: al aumentar la frecuencia, se obtiene un gasto mayor, lo que lleva a proyectar una estructura de mayor tamaño. Puede ocurrir que el colapso de una obra de drenaje de bajo costo pueda producir inconvenientes graves al tránsito que circula por una vía, por lo que se deberá prever una frecuencia elevada si se quiere evitar estos inconvenientes (protección funcional). En consecuencia, una alcantarilla en una autopista debe calcularse con una frecuencia mayor que una alcantarilla en una carretera vecinal, pues los daños sufridos por la interrupción del tránsito son muchos más costosos en la autopista, donde circula un alto volumen de tránsito, que en la carretera vecinal, donde el volumen de tránsito es mucho menor. Así pues, la selección de la frecuencia es un acto de ingeniería que reviste bastante importancia.

CUADRO 2.10.

FRECUENCIAS DE DISEÑO

TIPO DE OBRA DE DRENAJE	FRECUENCIAS DE DISEÑO (años)			
	AUTOPISTAS		CARRETERAS	
	AUT. URBANAS Y AVENIDAS	RURALES	TIPO I Y II	TIPO III Y IV
Pontones	50	50	50	25
Alcantarillas de sección transversal > 4.00 m ²	50	25	25	10
Alcantarillas de sección transversal < 4.00 m ²	25	25	15	10

NOTA: Los puentes deben ser objeto de estudio especial, pero se recomienda que en ningún caso la frecuencia de diseño sea menor de 50 años.

CUADRO 2.11.

LÍMITE DE INUNDACIÓN PERMISIBLE Y FRECUENCIAS EN ZONAS RURALES

CARACTERÍSTICAS DEL DRENAJE	LÍMITE DE LA ZONA INUNDABLE (ancho de la vía en el que se permitirá la inundación)	FRECUENCIA DE LA LLUVIA DE DISEÑO		
		AUTOP.	CARRETERAS	
			I y II	III y IV
Drenaje hacia y por las cunetas en zona de corte	Borde superior de la cuneta	10	10	10
	Borde superior del espaldón	25	15	-
	Inunda 1,50 m de la cuneta	50	25	-
Cuneta de protección de terraplenes	Borde superior de la cuneta	50	50	25
Brocales de protección de terraplenes	El agua llega al tope del brocal o inunda un canal de circulación	50	50	25
Drenajes hacia la ventana de la isla central	Inunda 1,00 m del ancho de la calzada	25	-	-
Sumideros colocados en puntos bajos y depressiones	Inunda 1,00 m del ancho de la calzada	50	-	-

CUADRO 2.12.

LÍMITE DE INUNDACIÓN PERMISIBLE Y FRECUENCIAS EN ZONAS URBANAS

CARACTERÍSTICAS DEL DRENAJE	LÍMITE DE LA ZONA INUNDABLE	FRECUENCIA DE LA LLUVIA DE DISEÑO (años)		
		VÍAS EXPRESAS	AVENIDAS	CALLES
Brocales, cunetas	1,50 m del ancho de la calzada más el ancho de la cuneta	15	10	10
Sumideros colocados en puntos bajos y depresiones	1,50 m del ancho de la calzada más el ancho de la cuneta	50	25	15
Ventanas en la isla central	1,00 m del ancho de la calzada	15	10	-

NOTA: El drenaje superficial de las vías en zonas urbanas debe ser coordinado con las autoridades competentes de la localidad.

CUADRO 2.13.

PERIODOS DE RETORNO DEL GASTO DE PROYECTOS (AÑOS)

OBRA DE DRENAJE	TIPO DE VÍA				
	VÍAS FÉRREAS	VÍAS EXPRESAS	MÁS DE 2 CANALES	2 CANALES	CAMINOS
Drenaje transversal (Función básica)					
Viaductos	100	100	100	-	-
Puentes	100	50	50	25	25
Pontones	50	50	50	25	10
Alcantarillas $Q > 20 \text{ m}^3/\text{s}$	50	25	25	25	10
Alcantarillas $Q < 20 \text{ m}^3/\text{s}$	25	25	25	10	5
Canales inter viales	25	25	-	-	-
Bateas	-	-	-	-	5
Protección contra socavación (Función básica)					
Fundaciones de puentes	100	100	100	50	25
Descargas de alcantarillas	25	25	10	10	5
Terraplenes	50	25	10	10	5
Diques marginales	100	50	50	10	5

Drenaje longitudinal (Función complementaria)					
Canales revestidos adyacentes a la vía	25	10	10	5	5
Canales revestidos paralelos a la vía	10	10	10	5	5
Canales revestidos de grama	-	10	-	-	-
Zanjas no revestidas	-	-	-	-	5
Sumideros en la isla central	-	25	-	-	-
Drenaje de puntos bajos	25	25	25	10	10
Pasos inferiores en distribuidores	-	25	25	-	-

Los valores mostrados en las tablas anteriores se refieren a casos generales. En situaciones particulares, se pueden adoptar frecuencias diferentes a las mostradas: por ejemplo, en una calle ciega, con muy poco tránsito, tal vez se pueda adoptar una frecuencia menor a la especificada, ya que los daños pueden ser de poca importancia, mientras que en una avenida de mucha importancia puede aumentarse la frecuencia para brindar mayor protección. Es la responsabilidad del ingeniero decidir si estos valores son apropiados en los casos que les toque resolver y, si no lo fueran, adoptar la frecuencia más conveniente en cada caso, teniendo como base de partida las tablas aquí mostradas.

2.5.4 Duración de la lluvia

La duración de la lluvia se mide desde su comienzo hasta el momento en que ella deja de ser significativa. Para efectos de la aplicación de la fórmula racional, la duración de la lluvia se toma igual al tiempo de concentración de la cuenca, esto es, el tiempo que teóricamente dura el viaje de una gota de agua desde el punto más alejado de la cuenca hasta el sitio de consideración. En este tiempo, toda la cuenca estará contribuyendo y, aunque siguiera lloviendo con la misma intensidad, el gasto no aumentaría.

Dada la dificultad de establecer el tiempo de concentración en las zonas urbanas, el tiempo mínimo de duración para áreas pavimentadas menores de 2 Ha será de 5 minutos. Para áreas pavimentadas mayores de 2 Ha y áreas mixtas, es decir con pavimento y zona verde, 10 minutos.

2.5.5 Curvas de intensidad – duración – frecuencia (IDF)

La intensidad de lluvia disminuye conforme aumenta la duración de la lluvia y disminuye la frecuencia de diseño. Es por ello que al proyectista se le presenta la intensidad I mediante varias curvas llamadas de intensidad – duración – frecuencia (IDF), correspondiendo a cada una de ellas a una frecuencia diferente. Si se dispone de la información de una estación pluviométrica próxima a la cuenca en cuestión, lo más conveniente es obtener curvas correspondientes a ella usando el método Gumbel.

En el caso de no disponer esta información y si la cuenca no es de gran tamaño, se pueden usar las curvas IDF regionales.

Debido a que la curva de la intensidad es asintótica al eje de las ordenadas, lo cual produciría para tiempos cercanos a cero intensidades cercanas a infinito, se toma un tiempo de concentración mínimo de 5 min.

2.5.6 Determinación de la intensidad de la lluvia

La obtención de las curvas IDF mediante la información proveniente de alguna estación pluviométrica próxima dará una mayor precisión a la determinación de los gastos de diseño. Para ello, si el calculista no tiene la práctica suficiente, es recomendable contar con la colaboración de un ingeniero hidrometeorólogo o hidráulico.

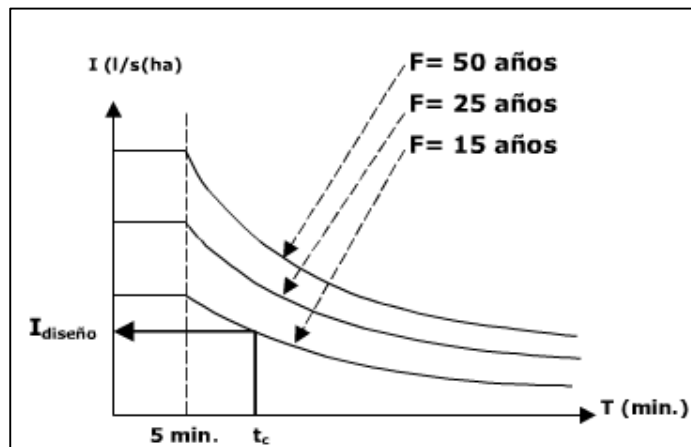


FIGURA 2.1. ESQUEMA DE CURVAS DE INTENSIDAD – DURACIÓN - FRECUENCIA

Para obtener la intensidad correspondiente a una región, frecuencia y duración de la lluvia determinada, se elige las curvas IDF correspondientes a esa región; se entra desde el eje de las abscisas en la duración de la lluvia previamente determinada y, con una recta vertical, se interseca la curva de la frecuencia seleccionada; desde allí, se lleva una recta horizontal hasta intersecar el eje de las ordenadas, donde se leerá el valor de I en l/s/ha. Las curvas se hacen horizontales a partir de los 5 min, ya que esa es la duración mínima de la lluvia a utilizar.

En la figura 2.2 y 2.3 se presenta el hietograma y la curva IDF respectivamente, correspondiente a la estación metereológica M – 026 Puerto El Ila. Cabe indicar que

para la obtención de estos gráficos se utilizó la ecuación para el cálculo de la Intensidad de lluvia presentada en páginas anteriores.

FIGURA 2.2.

HIETOGRAMA DE TORMENTA. DURACIÓN = 1440 minutos

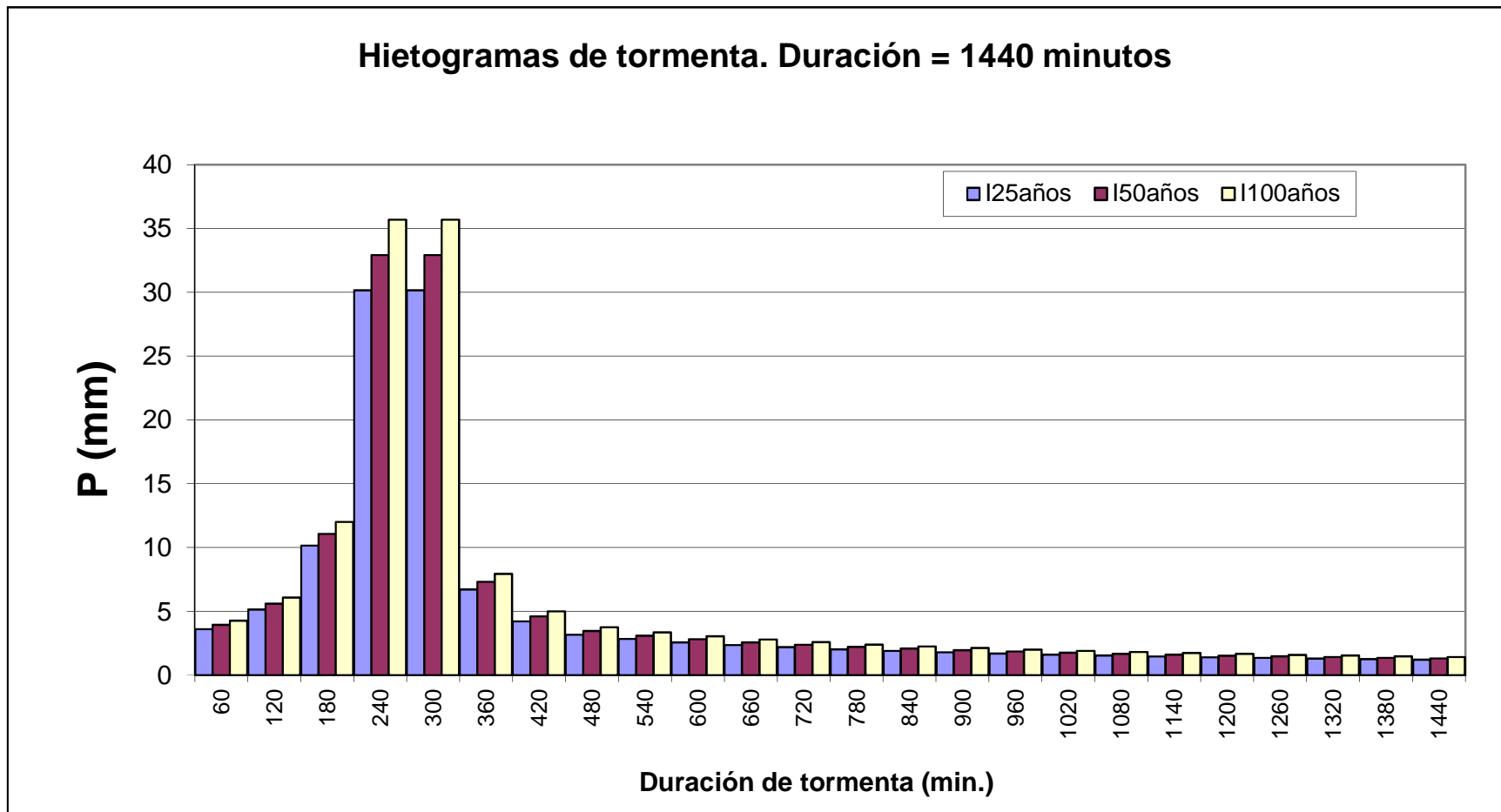
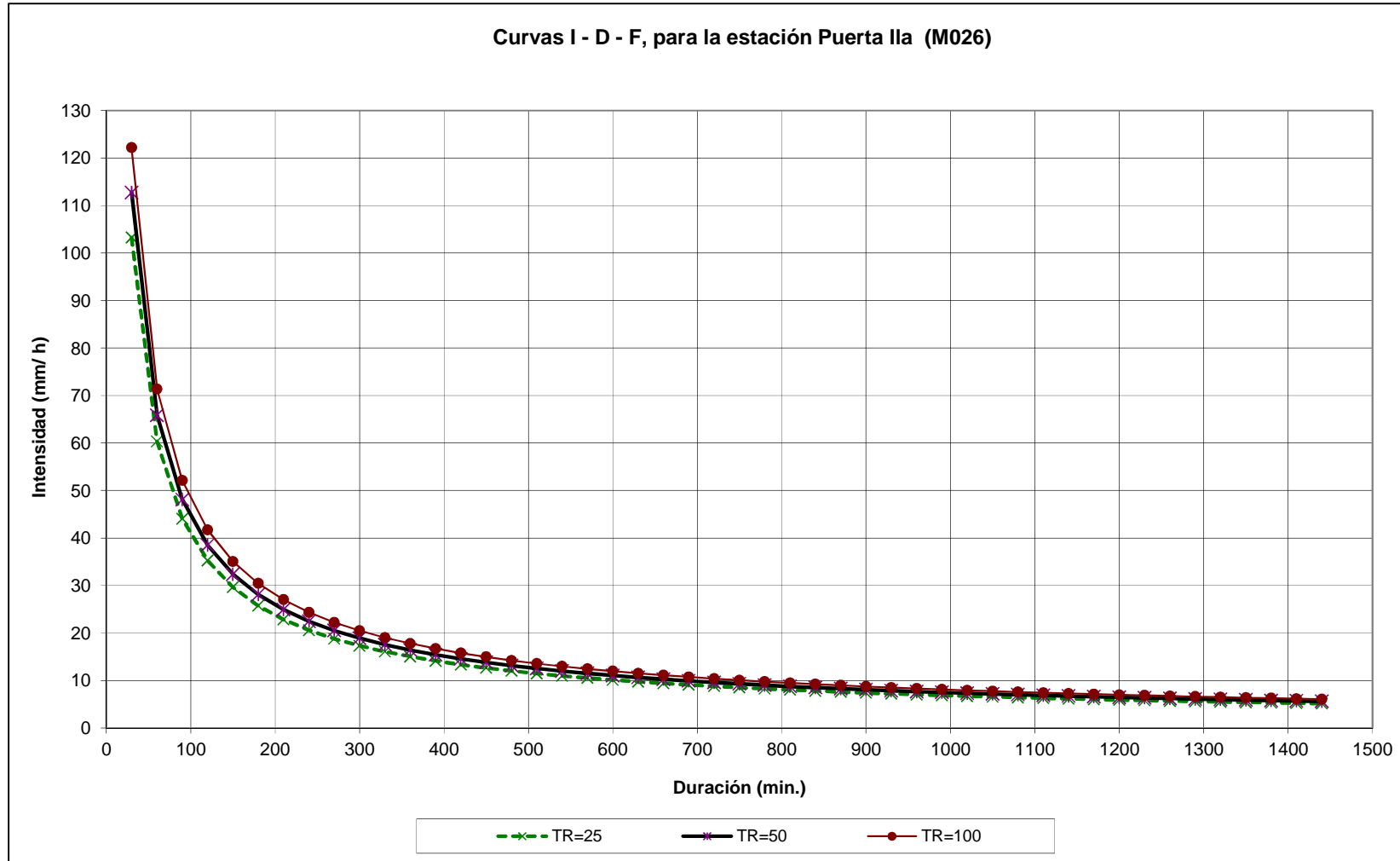


FIGURA 2.3.

CURVAS I - D - F PARA LA ESTACIÓN PUERTO ILA (M026)



2.6 Cálculos de caudales máximos para diferentes periodos de retorno

2.6.1 Método Racional

Hasta tiempos tan cercanos como 1958, para un proyecto de los drenajes se utilizaron fórmulas empíricas como la de Talbot y la de Jarvis – Myers:

$$\text{Talbot: } A = 0.183 \cdot C \cdot (M^3)^{1/4}$$

Donde:

A = Área del tubo de alcantarilla necesario en ese sitio,

M = Área de la cuenca,

C = Coeficiente.

$$\text{Jarvis-Myers: } Q = 17,64 \cdot P \cdot M^{0.5}$$

Donde:

Q = Gasto total,

P = Coeficiente,

M = Área de la cuenca.

Como se ve, se considera el tamaño del tubo y el gasto como función del área de la cuenca y de un coeficiente que depende de las características de la hoya.

Aunque la fórmula racional se basa en unas asunciones que no son todo lo racionales que parece indicar su nombre, es la más actualizada actualmente por ser de muy fácil aplicación y resultar consistentes las unidades de sus componentes. Su origen no está muy claro. En los Estados Unidos se empleó para el cálculo de los drenajes de Rochester entre 1877 y 1888; en Inglaterra se la ha nombrado como el método Lloyds-Davis, descrito en una publicación de 1906. Su expresión es la siguiente:

$$Q = C.I.A$$

Donde:

Q = Gasto en l/s;

C = Coeficiente de escorrentía, adimensional;

I = Intensidad de lluvia expresada en l/s/Ha

A = Área de la cuenca, en Ha.

Área de la cuenca.- El área de la cuenca es la encerrada por la línea divisoria de la misma. Para la aplicación de la fórmula racional, el área se debe expresar en hectáreas. Generalmente, el área se mide mediante un planímetro, pero en caso de no disponer de este instrumento, se puede descomponerla en figuras geométricas, midiendo las dimensiones de las mismas mediante un escalímetro y calculando sus áreas por separado.

En los cálculos de la presente tesis se utilizará los programas computacionales tales como: AutoCAD y ArcGIS en cualquiera de sus versiones.

Debido a que la fórmula racional no tiene en cuenta el efecto de almacenamiento de la cuenca, ella solamente puede ser utilizada satisfactoriamente en cuencas de pequeño tamaño. Originalmente se aceptaba su uso en cuencas de hasta 500 Ha pero, desde hace algunos años, se recomienda no utilizarla en superficies mayores a las 200 Ha. Sin embargo, es conveniente que se limite su aplicación a áreas inferiores a las 20 ha.

Coefficiente de escorrentía.- El coeficiente de escorrentía expresa la parte de la precipitación que llega al curso de agua principal en forma de escorrentía superficial. Su valor depende de:

- a) La permeabilidad del suelo, que permitirá una mayor o menor infiltración según sea su naturaleza;
- b) La cobertura vegetal, que favorecerá la intercepción cuanto más frondosa sea y
- c) La topografía del terreno, según sus características, permitirá mayor o menor almacenamiento del agua y su acceso más o menos rápido a los cursos naturales.

Permeabilidad del suelo.- La permeabilidad del suelo se determina mediante estudios geológicos, muestreo u observación directa. Para efectos de la aplicación de la fórmula racional, los suelos han sido clasificados en tres categorías:

- *Impermeables*: las rocas, arcillas, limos arcillosos.
- *Semipermeables*: arenas limosas, turba, arenas arcillosas, gravas finas con alto contenido arcilloso.
- *Permeables*: gravas, arenas, suelos de alto contenido arenoso.

Cobertura vegetal.- La cobertura vegetal se determina por medio de fotografías aéreas, por inspección directa o mediante el uso de mapas. Para efectos de la aplicación de la fórmula racional han sido establecidos cinco grupos:

- Ninguna vegetación
- Cultivos
- Pastos o vegetación ligera
- Hierba corta y grama
- Bosques y vegetación densa

Topografía.- La pendiente superficial de las laderas se puede determinar a partir de los planos topográficos disponibles o a partir de la observación directa. Han sido establecidas cinco categorías de pendiente:

- *Pronunciadas*: cuando la pendiente promedio supera el 50%.
- *Altas*: cuando las pendientes están comprendidas entre el 50% y el 20%.
- *Medias*: cuando las pendientes están entre el 20% y el 5%.

- *Suaves*: cuando están comprendidas entre el 5% y el 1%
- *Despreciables*: cuando son menores al 1%

Determinación del coeficiente de escorrentía.- El valor de los coeficientes de escorrentía correspondientes a los diferentes combinaciones de permeabilidad, cobertura vegetal y topografía vienen dados en los cuadros 2.14. y 2.15.

En la figura 2.4. se muestra un ejemplo de la subdivisión de una hoya para calcular su coeficiente C. Para determinar el coeficiente de escorrentía de una cuenca de área A, se dividirá esta en zonas homogéneas en lo que se refiere a su coeficiente de escorrentía, es decir, su permeabilidad, cobertura vegetal y topografía. Se medirá el área parcial A de cada una de ellas y se les aplicará el coeficiente C obtenidos de las tablas. El coeficiente de escorrentía de toda la cuenca se calculará como el promedio ponderado de los coeficientes de cada una de las zonas consideradas:

$$C = \left(\sum Ci . Ai \right) / A$$

CUADRO 2.14.

COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA C

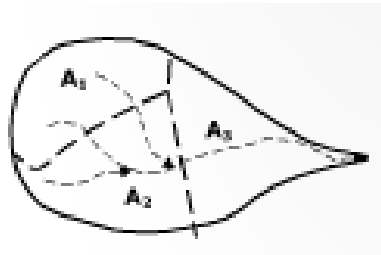
COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESCPRECIABLE
		50%	20%	5%	1%	
SIN VEGETACIÓN	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
CULTIVOS	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
PASTOS, VEGETACIÓN LIGERA	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
HIERBA, GRAMA	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
BOSQUES DENSE VEGETACIÓN	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05
VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA C PARA ZONAS URBANAS						
TIPO DE TERRENO		C		TIPO DE TERRENO		C
Tejados y azoteas		0.85 a 0.95		Camino de grava		0.30
Pacios		0.85		Jardines y zonas verdes		0.30
Pavimentos		0.95		Praderas		0.20

CUADRO 2.15.

COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA SEGÚN INOS Y ASCE

USO DE LA TIERRA			TIPO DE SUPERFICIE		
COMERCIAL	Centro de la ciudad	0.70 – 0.95	SUELOS ARENOSOS	Pend. Llana (2%)	0.05 – 0.10
	Alrededores	0.50 – 0.70		Pend. Mediana (7%)	0.10 – 0.15
RESIDENCIAL	Unifamiliar	0.30 – 0.50		Pend. Inclínada (>7%)	0.15 – 0.20
	Multifamiliar separados	0.40 – 0.60		SUELOS PESADOS	Pend. Llana (2%)
	Multifamiliar agrupados	0.60 – 0.75	Pend. Mediana (7%)		0.18 – 0.22
	Suburbanos	0.25 – 0.40	Pend. Inclínada (>7%)		0.25 – 0.35
INDUSTRIAL	Liviano	0.50 – 0.80	VÍAS GRAVA	-----	0.30
	Pesado	0.60 – 0.90	PAVIMENTOS	Asfalto o concretos	0.70 – 0.95
OTROS	Parques, cementerios	0.10 – 0.25			ladrillos
	Parques para juegos	0.20 – 0.30	TECHOS Y AZOTEAS	-----	0.70 – 0.95

FIGURA 2.4. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA DE UNA CUENCA CON TRES TIPOS DE CARACTERÍSTICAS DIFERENTES



$$A_1 \Rightarrow \begin{matrix} \text{(Topografía)}_1 \\ \text{(Cobertura vegetal)}_1 \\ \text{(Impermeabilidad)}_1 \end{matrix} \Rightarrow C_1$$

$$A_1 \Rightarrow \begin{matrix} \text{(Topografía)}_1 \\ \text{(Cobertura vegetal)}_1 \\ \text{(Impermeabilidad)}_1 \end{matrix} \Rightarrow C_2$$

$$A_1 \Rightarrow \begin{matrix} \text{(Topografía)}_1 \\ \text{(Cobertura vegetal)}_1 \\ \text{(Impermeabilidad)}_1 \end{matrix} \Rightarrow C_2$$

$$C = (C_1A_1 + C_2A_2 + C_3A_3)/A$$

Para los cálculos de la presente tesis se empleará una tabla muy útil, la misma que proporciona el coeficiente de escorrentía en función de las características de terreno, uso y manejo de suelo, condiciones de infiltración, etc, usados en el Estado de California USA.

CUADRO 2.16.

COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA USADOS EN EL ESTADO DE CALIFORNIA

Factor	Extremo	Alto	Normal	Bajo
Relieve	0,28-0,35	0,20-0,28	0,14-0,20	0,08-0,14
	Escarpado con pendientes mayores de 30%.	Montañoso con pendientes entre 10% y 30%.	Con cerros y pendientes entre 5% y 10%.	Plano con pendientes menores al 5%.
Infiltración	0,12-0,16	0,08-0,12	0,06-0,08	0,04-0,06
	Suelo rocoso, o arcilloso con capacidad de infiltración despreciable.	Suelo arcilloso o limosos con baja capacidad de infiltración, mal drenados.	Normal, bien drenados, textura mediana, limos arenosos, suelos arenosos.	Suelos profundos de arena u otro suelo bien drenados con alta capacidad de infiltración.
Cobertura Vegetal	0,12-0,16	0,08-0,12	0,06-0,08	0,04-0,06
	Cobertura escasa, terreno sin vegetación o escasa cobertura.	Poca vegetación, terrenos cultivados o naturales, menos de 20% del área con buena cobertura vegetal.	Regular a buena, 50% del área con praderas o con bosques, no más del 50% cultivado.	Buena a excelente, 90% del área con praderas, bosques o cobertura equivalente.
Almacenamiento superficial	0,10-0,12	0,08-0,10	0,06-0,08	0,04-0,06
	Despreciable, pocas depresiones superficiales, sin zonas húmedas.	Baja, sistema de cauces superficiales pequeños bien definidos, sin zonas húmedas.	Normal, posibilidad de almacenamiento buena, zonas húmedas, pantanos, lagunas y lagos.	Capacidad alta, sistema hidrográfico poco definido, buenas planicies de inundación o gran cantidad de zonas húmedas, lagunas o pantanos.
Periodo de Retorno de 10 años. Si T>10 años Amplificar Por: [T=25; C*1,10] [T=50; C*1,20] [T=100; C*1,25].				

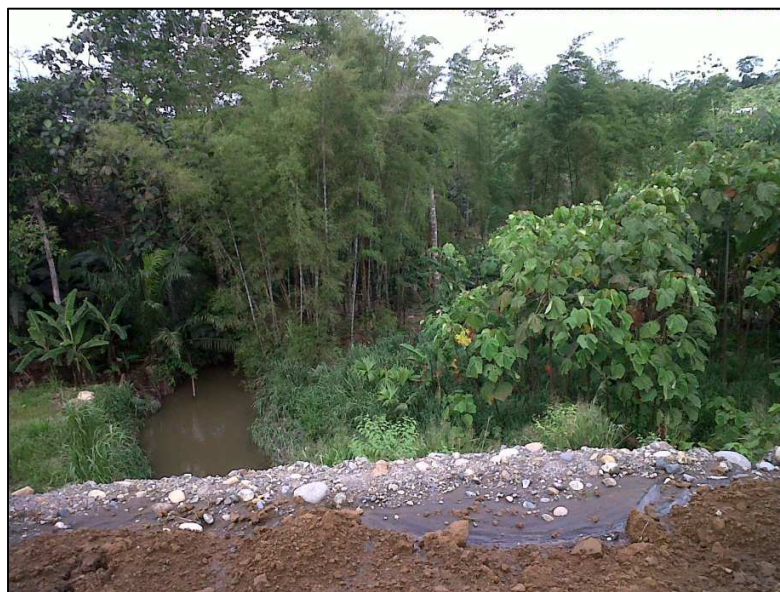
En el cuadro 2.17 presentado a continuación, se indica el cálculo de los coeficientes de escorrentía para cada cuenca, el mismo fue obtenido en base al cuadro 2.16 y para periodos de retorno de 10, 25, 50 y 100 años.

CUADRO 2.17.

COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

N°	Abscisa	Nombre	Área	Pendiente	Condiciones del terreno				Periodo de Retorno (años)			
			(Ha)	(%)	Relieve	Infiltración	Cobertura Vegetal	Almacén superficial	T = 10	T = 25 F = 1.10	T = 50 F = 1.20	T = 100 F = 1.25
1	K0+180	Est. Sumita	13.98	5.43	0.14	0.09	0.04	0.06	0.33	0.363	0.396	0.413
2	K0+590	Est. Esperanza	21.22	2.05	0.11	0.09	0.04	0.06	0.30	0.330	0.360	0.375
3	K2+990	Est. Atenas	204.85	1.12	0.11	0.09	0.04	0.06	0.30	0.330	0.360	0.375
4	K6+200	Est. Como y Bebe	404.55	0.84	0.11	0.09	0.04	0.06	0.30	0.330	0.360	0.375
5	K7+040	Est. Tres de Julio	39.93	2.27	0.11	0.09	0.04	0.06	0.30	0.330	0.360	0.375
6	K7+500	Est. Nuevo Naranjal	41.27	2.00	0.11	0.09	0.04	0.06	0.30	0.330	0.360	0.375
7	K8+500	Est. Naranjales	246.29	0.63	0.11	0.09	0.04	0.06	0.30	0.330	0.360	0.375
8	K10+150	Est. La Vainita	44.65	6.50	0.14	0.09	0.04	0.06	0.33	0.363	0.396	0.413
9	K10+830	Est. 4 de Diciembre	370.93	0.67	0.11	0.09	0.04	0.06	0.30	0.330	0.360	0.375
10	K11+380	Est. Sumita (2)	12.34	1.35	0.11	0.09	0.04	0.06	0.30	0.330	0.360	0.375
11	K11+890	Est. La Molina	29.60	0.85	0.11	0.09	0.04	0.06	0.30	0.330	0.360	0.375

A continuación se muestran varias fotografías de la zona en estudio las mismas que muestran las condiciones del terreno para seleccionar el coeficiente de escorrentía para cada cruce de agua que se presenta en el proyecto.





La Intensidad de lluvia la obtendremos a partir de las ecuaciones presentadas en el numeral 2.5.2. El cálculo se realizará para diversos periodos de retorno, similar como se realizó en el cálculo del Coeficiente de escorrentía.

CUADRO 2.18. INTENSIDAD DE LLUVIA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

N°	Abscisa	Nombre	Tc (min)	Intensidad de lluvia (mm/hora)			
				TR = 10 años	TR = 25 años	TR = 50 años	TR = 100 años
				Id _{TR} = 7.06	Id _{TR} = 8.16	Id _{TR} = 8.97	Id _{TR} = 9.78
1	K0+180	Est. Sumita	5.465	150.754	174.243	191.539	208.835
2	K0+590	Est. Esperanza	14.732	111.571	128.954	141.755	154.556
3	K2+990	Est. Atenas	57.433	73.827	85.329	93.799	102.270
4	K6+200	Est. Como y Bebe	61.718	72.231	83.486	91.773	100.060
5	K7+040	Est. Tres de Julio	12.452	117.411	135.704	149.175	162.645
6	K7+500	Est. Nuevo Naranjal	7.128	139.073	160.752	176.698	192.654
7	K8+500	Est. Naranjales	54.781	74.893	86.562	95.155	103.748
8	K10+150	Est. La Vainita	5.651	149.231	172.482	189.603	206.724
9	K10+830	Est. 4 de Diciembre	75.378	68.892	79.625	87.529	95.433
10	K11+380	Est. Sumita (2)	9.742	126.492	146.200	160.713	175.226
11	K11+890	Est. La Molina	13.794	113.323	130.980	143.982	156.983

Mediante los datos obtenidos a lo largo de este capítulo (Área de la Cuenca, Coeficiente de escorrentía e Intensidad de lluvia) podemos aplicar la *fórmula racional*. Se debe tener presente las unidades de cada uno de los coeficientes para no obtener un valor de

caudal equivocado. Se calculará los caudales para diversos periodos de retorno, tal como en el coeficiente de escorrentía e intensidad de lluvia.

CUADRO 2.19. CAUDALES MÉTODO RACIONAL PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

N°	Abscisa	Nombre	A (Ha)	Caudal (m ³ /hora)			
				TR = 10 años	TR = 25 años	TR = 50 años	TR = 100 años
				$Q = \frac{C.I.A}{360}$			
1	K0+180	Est. Sumita	13.98	1.932	2.456	2.945	3.345
2	K0+590	Est. Esperanza	21.22	1.973	2.508	3.008	3.416
3	K2+990	Est. Atenas	204.85	12.603	16.023	19.215	21.823
4	K6+200	Est. Como y Bebe	404.55	24.351	30.960	37.127	42.166
5	K7+040	Est. Tres de Julio	39.93	3.907	4.967	5.957	6.765
6	K7+500	Est. Nuevo Naranjal	41.27	4.783	6.081	7.292	8.282
7	K8+500	Est. Naranjales	246.29	15.371	19.543	23.436	26.617
8	K10+150	Est. La Vainita	44.65	6.108	7.765	9.312	10.576
9	K10+830	Est. 4 de Diciembre	370.93	21.295	27.074	32.467	36.874
10	K11+380	Est. Sumita (2)	12.34	1.301	1.654	1.983	2.252
11	K11+890	Est. La Molina	29.6	2.795	3.554	4.262	4.840

2.6.2 Diagrama unitario

Sí, siguiendo uno de los métodos mencionados, se afora una corriente de agua a tiempos regulares, se puede representar el gasto de una corriente mediante un gráfico de caudal (Q) contra tiempo (T), al cual se conoce como hidrograma.

Asignando $T = 0$ al momento en que comienza la lluvia, el hidrograma de un curso de agua intermitente (no permanente), tiene una forma parecida a la mostrada en la figura 2.4.

Desgraciadamente en Ecuador no son muy frecuentes las estaciones de aforos de ríos, por lo que no siempre se puede disponer del hidrograma de una creciente a partir de las mencionadas en el campo. Por otra parte, la gran mayoría de los cursos de agua que se tratan en el drenaje vial son intermitentes, esto es, que solamente tienen gasto cuando llueve. Así pues, ha sido necesario desarrollar algunos métodos para obtener el hidrograma de un río a partir de las lluvias registradas en las estaciones pluviométricas, estas sí más abundantes que las estaciones de aforo.



FIGURA 2.5.

HIDROGRAMA TÍPICO DE UNA CRECIENTE

2.6.2.1 Hidrograma Unitario Triangular

El hidrograma triangular es el de obtención más sencilla, pues únicamente se debe conocer duración D de la lluvia; la precipitación neta, es decir, el volumen de la lluvia

que conforma el escurrimiento superficial, expresado por su altura Q ; el área A de la cuenca y el tiempo de concentración t_c . El resultado es un hidrograma triangular que describe el comportamiento de una creciente, tal como se puede ver en la figura 2.6.

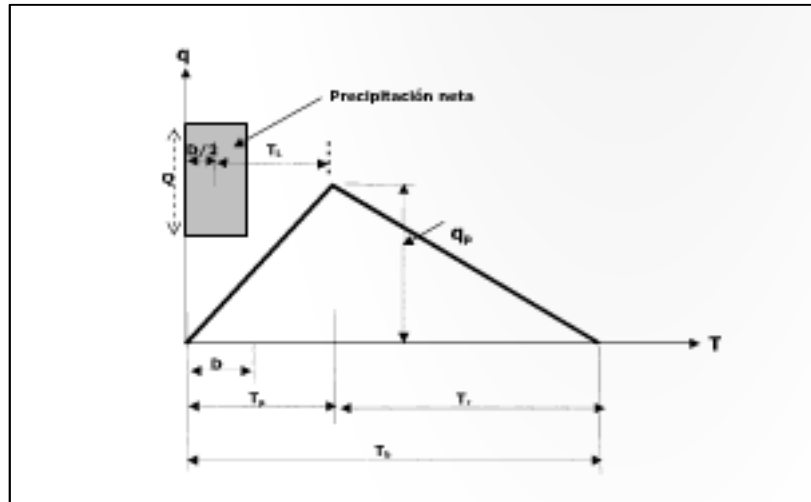


FIGURA 2.6. HIDROGRAMA TÍPICO DE UNA CRECIENTE

Este método se lo utiliza para la obtención del caudal de diseño sin tomar en cuenta un análisis de datos de precipitación – escorrentía, el desarrollo de hidrogramas unitarios sintéticos se basa en el siguiente principio: si el volumen del hidrograma de escorrentía superficial es conocido, el caudal pico puede ser calculado suponiendo una cierta forma del hidrograma unitario (triangular). Para un milímetro de lluvia efectiva el caudal pico resulta igual a:

$$q_p = \frac{0.208 \cdot A}{t_p}$$

Donde:

q_p = Caudal pico por milímetro de lluvia efectiva $\text{m}^3/\text{seg}/\text{mm}$.

A = Área del drenaje en Km^2 .

t_p = tiempo al pico del hidrograma unitario triangular, horas.

El tiempo al pico es:

$$t_p = 0.6 \cdot t_c \cdot \sqrt{t_c}$$

t_c = tiempo de concentración, horas.

Al igual que el Método de Chow el caudal de diseño resulta de la multiplicación de una precipitación efectiva por el caudal pico del hidrograma unitario obtenido por este método.

$$Q_p = P_e \cdot q_p$$

Donde:

Q_p = caudal de diseño, m^3/seg .

P_e = precipitación efectiva, mm

q_p = Caudal pico por milímetro de lluvia efectiva $\text{m}^3/\text{seg}/\text{mm}$

2.6.2.2 Hidrograma Unitario del United States Soil Conservation Service SCS

Este hidrograma fue estudiado con base en el análisis de un gran número de hidrogramas unitarios naturales de un amplio rango de tamaños de hoyas hidrográficas y sitios geográficos. La fórmula para calcular el caudal pico es la siguiente:

$$q_p = \frac{0.208 \cdot A}{t_p}$$

Donde: q_p = Caudal pico por milímetro de lluvia efectiva $\text{m}^3/\text{seg}/\text{mm}$.

A = Área del drenaje en Km^2 .

t_p = tiempo al pico, horas.

Donde el tiempo al pico es:

$$t_p = 10/9 \cdot t_l$$

t_l = tiempo de desfase, horas.

$$t_l = 6/10 \cdot t_c$$

t_c = tiempo de concentración, horas.

Al igual que en el método anterior el caudal de diseño resulta de la multiplicación de una precipitación efectiva por el caudal pico del hidrograma unitario obtenido por este método.

$$Q_p = P_e \cdot q_p$$

Donde: Q_p = caudal de diseño, m³/seg.

P_e = precipitación efectiva, mm

q_p = Caudal pico por milímetro de lluvia efectiva m³/seg/mm

Cabe indicar que en este método se emplea el valor de CN (Número de Curva) el mismo que se asemeja al Coeficiente de escorrentía, el mismo se lo puede obtener de la tabla siguiente:

A continuación se presenta un cálculo típico del hidrograma unitario triangular y del hidrograma SCS aplicado a una cuenca de la presente tesis.

CUADRO 2.20.

SELECCIÓN DE NÚMERO DE ESCURRIMIENTO, N

Selección de Número de Escurrimiento, N						
Uso de la tierra y cobertura	Tratamiento del suelo	Pendiente del terreno en %	Tipo de Suelo			
			A	B	C	D
Sin cultivo	Surcos rectos	–	77	86	91	94
Cultivos en surco	Surcos rectos	≥ 1	72	81	88	91
	Surcos rectos	≤ 1	67	78	85	89
	Contorneo	≥ 1	70	79	84	88
	Contorneo	≤ 1	65	75	82	86
	Terrazas	≥ 1	66	74	80	82
	Terrazas	≤ 1	62	71	78	81
Cereales	Surcos rectos	≥ 1	65	76	84	88
	Surcos rectos	≤ 1	63	75	83	87
	Contorneo	≥ 1	63	74	82	85
	Contorneo	≤ 1	61	73	81	84
	Terrazas	≥ 1	61	72	79	82
	Terrazas	≤ 1	59	70	78	81
Leguminosas o praderas con rotación	Surcos rectos	≥ 1	66	77	85	89
	Surcos rectos	≤ 1	58	72	81	85
	Contorneo	≥ 1	64	75	83	85
	Contorneo	≤ 1	55	69	78	83
	Terrazas	≥ 1	63	73	80	83
	Terrazas	≤ 1	51	67	76	80
Pastizales	-----	≥ 1	68	79	86	89
	-----	≤ 1	39	61	74	80
	Contorneo	≥ 1	47	67	81	88
	Contorneo	≤ 1	6	35	70	79
Pradera permanente	-----	≤ 1	30	58	71	78
Bosques naturales	Muy ralo	-----	56	75	86	91
	Ralo	-----	46	68	78	84
	Normal	-----	36	60	70	77
	Espeso	-----	26	52	62	69
	Muy espeso	-----	15	44	54	61
Caminos	De terracería	-----	72	82	87	89
	Con superficie dura	-----	74	84	90	92
<i>Tipo de suelo</i>			<i>Textura del Suelo</i>			
A	Arenas con poco limo y arcilla; Suelos muy permeables					
B	Arenas finas y limos					
C	Arenas muy finas, limos suelos con alto contenido de arcilla					
D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana; suelos muy impermeables					
<i>N</i>	<i>N con corrección A</i>			<i>N con corrección B</i>		
0	0			0		
10	4			22		
20	9			37		
30	15			50		
40	22			60		
50	31			70		
60	40			78		
70	51			85		
80	63			91		
90	78			96		
100	100			100		

CÁLCULO TÍPICO DIAGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR				
$t_r = 0,6 \times t_c$				
tiempo de concentración	t_c	5.470 min		
tiempo de retraso	t_r	0.05 horas		
$d_e = 2 \times \sqrt{t_c}$				
tiempo de concentración	t_c	5.470 min		
duración en exceso	d_e	0.60 horas		
$t_p = 0,6 \times t_c + \sqrt{t_c}$				
tiempo de concentración	t_c	5.470 min		
tiempo al pico	t_p	0.36 horas		
$t_b = 2,67 \times t_p$				
tiempo base	t_b	0.95 horas		
$q_p = \frac{0,208 \times A}{t_p}$				
Area de la cuenca	A_c	0.1398 Km ²	0	0
tiempo al pico	t_p	0.36 horas	0.36	0.08
Gasto de pico	q_e	0.08 m ³ /s/mm	0.95	0

$P = I_{TR} \times d$				
Altura de precipitación total	P	1.37 cm		
Intensidad	I_{TR}	15.08 cm/hora		
duración de la lluvia efectiva	d	0.091 horas		
$P_e = \frac{(P - (508/N) + 5,08)^2}{P + (2032/N) - 20,32}$				
Precipitación efectiva	P_e	0.271 cm		
Altura de precipitación total	P	1.37 cm		
Número de escurrimiento	N	60		
$Q_p = P_e \times q_p$				
Caudal	Q_p	0.2212 m³/s		
Gasto de pico	q_e	0.08 m ³ /s/mm		
Precipitación efectiva	P_e	2.71 mm		

CÁLCULO TÍPICO DIAGRAMA UNITARIO SCS

HIDROGRAMA UNITARIO SCS			
	$t_l = 0,6 \times t_c$		
tiempo de concentración	t_c	5.470	min
tiempo de desface	t_l	0.05	horas
	$t_p = \frac{10 \times t_l}{9}$		
tiempo de desface	t_l	0.05	horas
tiempo al pico	t_p	0.06	horas
	$q_p = \frac{0,208 \times A}{t_p}$		
Area de la cuenca	A_c	0.1398	Km ²
Caudal al pico	q_p	0.48	m ³ /s/mm
	$P = I_{TR} \times d$		
Altura de precipitación total	P	1.37	cm
Intensidad	I_{TR}	15.08	cm/hora
duración de la lluvia efectiva	d	0.09	horas
	$P_e = \frac{(P - (508/N) + 5,08)^2}{P + (2032/N) - 20,32}$		
Precipitación efectiva	P_e	0.271	cm
Altura de precipitación total	P	1.37	cm
Número de escurrimiento	N	60	
	$Q_p = P_e \times q_p$		
Caudal	Q_p	1.2978	m³/s
Gasto de pico	q_e	0.48	m ³ /s/mm
Precipitación efectiva	P_e	2.71262618	mm

CUADRO 2.21.

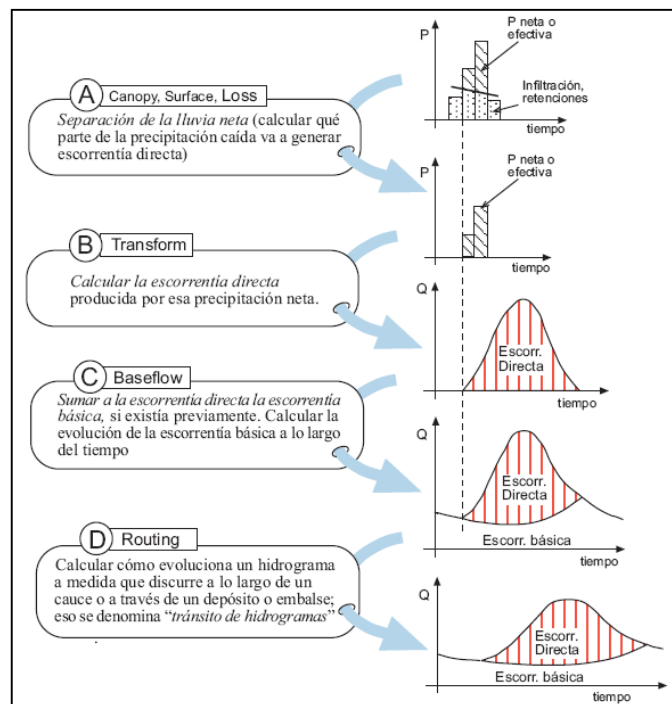
CÁLCULO DE CAUDALES MEDIANTE HIDROGRAMAS TRIANGULAR Y SCS

N°	Abscisa	Nombre	Caudal (m ³ /hora)							
			TR = 10 años	TR = 25 años	TR = 50 años	TR = 100 años	TR = 10 años	TR = 25 años	TR = 50 años	TR = 100 años
			HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR				HIDROGRAMA UNITARIO SCS			
1	K0+180	Est. Sumita	0.221	0.174	0.144	0.116	1.298	1.023	0.842	0.681
2	K0+590	Est. Esperanza	0.018	0.002	0.0004	0.0066	0.0693	0.0078	0.0014	0.026
3	K2+990	Est. Atenas	1.802	2.888	3.812	4.828	4.384	7.026	9.275	11.746
4	K6+200	Est. Como y Bebe	4.019	6.314	8.239	10.473	9.561	15.021	19.599	24.915
5	K7+040	Est. Tres de Julio	0.408	0.291	0.218	0.157	2.143	1.529	1.147	0.823
6	K7+500	Est. Nuevo Naranjal	0.081	0.029	0.007	0.000013	0.340	0.120	0.031	0.000057
7	K8+500	Est. Naranjales	1.989	3.240	4.310	5.470	4.913	8.010	10.640	13.510
8	K10+150	Est. La Vainita	0.680	0.530	0.440	0.350	3.960	3.090	2.530	2.030
9	K10+830	Est. 4 de Diciembre	5.130	7.630	9.680	11.890	11.490	17.070	21.660	26.610
10	K11+380	Est. Sumita (2)	0.058	0.033	0.019	0.0092	0.270	0.153	0.089	0.043
11	K11+890	Est. La Molina	0.034	0.0066	0.000049	0.00432	0.136	0.026	0.00019	0.0173

2.6.3 Modelación en el programa Hec – Hms

HMS es un programa complejo que calcula el hidrograma producido por una cuenca si le facilitamos datos físicos de la cuenca, datos de precipitaciones, etc.

Las diversas fases de trabajo del programa pueden esquematizarse así (aparece en inglés el nombre asignado por el programa a cada fase):



HMS permite establecer varias sub-cuencas. El programa realiza los cálculos de las tres primeras fases (A, B, C) para cada sub-cuenca, y calcula la última fase (D) para cada tránsito a lo largo de un cauce (la evolución del hidrograma que, generado en una sub-cuenca, circula por otra distinta). Al final suma todos los caudales generados y

transitados a lo largo del recorrido y nos proporciona (en tabla y en gráfico) el hidrograma en la salida de la cuenca.

La fase A se desglosa en tres aspectos distintos que dan lugar a “pérdidas” (precipitaciones que no llegan a generar escorrentía directa):

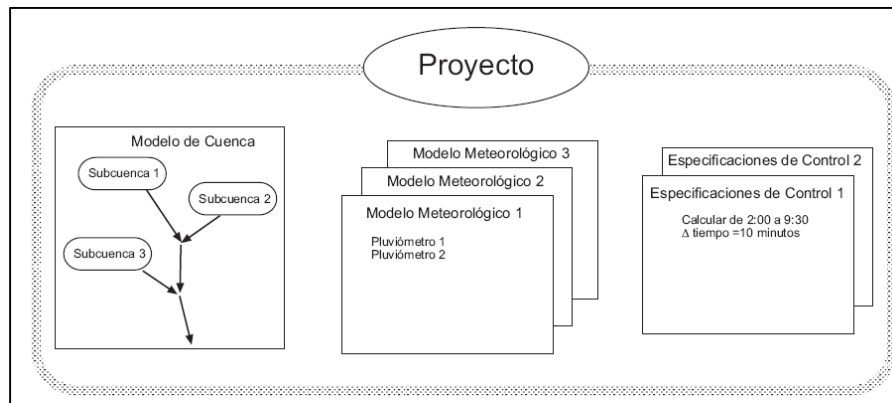
- A1. Canopy: Si existe vegetación, parte de la precipitación será retenida en las hojas para evaporarse después.
- A2. Surface Storage: Precipitación que puede quedar retenida en pequeñas retenciones superficiales, para infiltrarse o evaporarse después. Suele utilizarse solamente en modelos de simulación.
- A3. Loss: Precipitación que se infiltra. Si los dos aspectos anteriores no son tenidos en cuenta (por defecto, HMS los muestra desactivados), se calcula este proceso: qué parte de las precipitaciones se infiltran en el suelo. El resto se considerará lluvia neta y se utilizará para calcular la escorrentía generada.

No intentamos describir todas las facetas y posibilidades del programa y tampoco vamos a explicar aquí los diversos métodos hidrológicos que incluye HMS. Para una utilización avanzada del programa, además de los conocimientos sobre los fundamentos hidrológicos, son imprescindibles los textos facilitados por los desarrolladores del programa:

- Quick Start Guide: Guía para empezar a utilizarlo.
- User's Manual: Descripción del programa y manual de utilización
- Applications Guide: Aplicación del programa a diversos campos de estudio.
- Technical Reference Manual: Refiere todos los métodos y fórmulas comprendidos dentro de HMS.

2.6.3.1 Componentes de un Proyecto en HMS

Para comenzar a utilizar HMS debemos abrir un nuevo Proyecto. Dentro del Proyecto se guardan todo tipo de datos de la cuenca, de las precipitaciones, etc. Los componentes básicos de un Proyecto son los siguientes:



Vamos a hacer una breve descripción de cada componente, y en la aplicación del programa en los cálculos de la tesis veremos a detalle su manejo.

Modelo de Cuenca (Basin Model)

Aquí informamos al programa de las distintas sub-cuencas y sus características. Un

proyecto muy sencillo puede tener una sola sub-cuenca. Lo habitual es que tenga varias.

En cada sub-cuenca, HMS realiza las tres primeras etapas de cálculo (A, B y C) que resumíamos en el esquema de la primera página; en cada una de ellas debemos elegir el procedimiento a seguir y darle los datos necesarios.

Al circular por otra sub-cuenca, HMS calcula la evolución del hidrograma generado en una sub-cuenca al transitar por la sub-cuenca siguiente (fase D del esquema inicial). Los diversos métodos para las cuatro fases indicadas se explican en el Technical Reference Manual, respectivamente en los capítulos siguientes:

- Chapter 5: Computing Runoff Volume
- Chapter 6: Modeling Direct Runoff
- Chapter 7: Modeling Baseflow
- Chapter 8: Modeling Channel Flow

Modelo meteorológico (Meteorological Model)

A cada modelo meteorológico le asignaremos uno o más pluviómetros. Podemos utilizar precipitaciones reales o precipitaciones teóricas, tormentas de diseño. (Los pluviómetros se crean previamente y se introducen sus datos en el Time-Series Data Manager)

Si utilizamos varios pluviómetros habrá que indicarle sus coordenadas para que HMS

haga la media para cada sub-cuenca. Si nosotros ya hemos evaluado la precipitación media de la sub-cuenca, se la asignamos a un solo pluviómetro: HMS aplicará esas precipitaciones a toda la superficie de la sub-cuenca.

Es habitual utilizar varios modelos meteorológicos con el mismo modelo de cuenca, para estudiar los caudales que se producirían generados por diferentes precipitaciones sobre la misma cuenca.

Especificaciones de control (Control Specifications)

Se trata simplemente de indicarle cuando debe empezar y terminar de computar y el incremento de tiempo (Time interval).

Por ejemplo: si en el modelo meteorológico hemos indicado que ha llovido desde las 2:00 hasta las 7:00, lo normal sería que le hiciéramos calcular desde las 2:00 hasta las 9:00, porque si la precipitación cesa a las 7:00 hay que permitir que el caudal generado llegue a la desembocadura de la cuenca (eso dependerá del tiempo de concentración).

El incremento de tiempo (Time interval) es para indicar cada cuanto tiempo debe realizar el cálculo: si hacemos Time Interval = 5 minutos, HMS calculará el hidrograma resultante para puntos separados de 5 en 5 minutos. Este valor no debe ser muy grande (si es mayor del 29% del lag de la sub-cuenca, HMS protesta).

2.6.3.2 Aplicación del Programa HEC – HMS en el proyecto

Se presenta a continuación un cálculo típico en una cuenca del proyecto. Se tomará como ejemplo la cuenca ubicada en el K0+180 correspondiente al estero Sumita. Al final de este párrafo se presentará un cuadro resumen en el que indican los caudales obtenidos mediante la aplicación del programa HEC – HMS para un periodo de retorno de 50 años.

Datos del problema:

- Área de la cuenca del Estero Sumita expresada en Km² igual a 0,1398.
- Tiempo de concentración en minutos 5,465.
- Precipitación Neta (separada de la precipitación total):

$$2:00 - 3:00 = 5,1$$

$$3:00 - 4:00 = 10,1$$

$$4:00 - 5:00 = 30,2$$

$$5:00 - 6:00 = 30,2$$

Primeros pasos

Abrimos el programa.

File > New Project...


Creamos un proyecto. En la primera casilla le damos un nombre (por ejemplo: Ejemplo_1) y en la casilla Location indicamos dónde guardar.

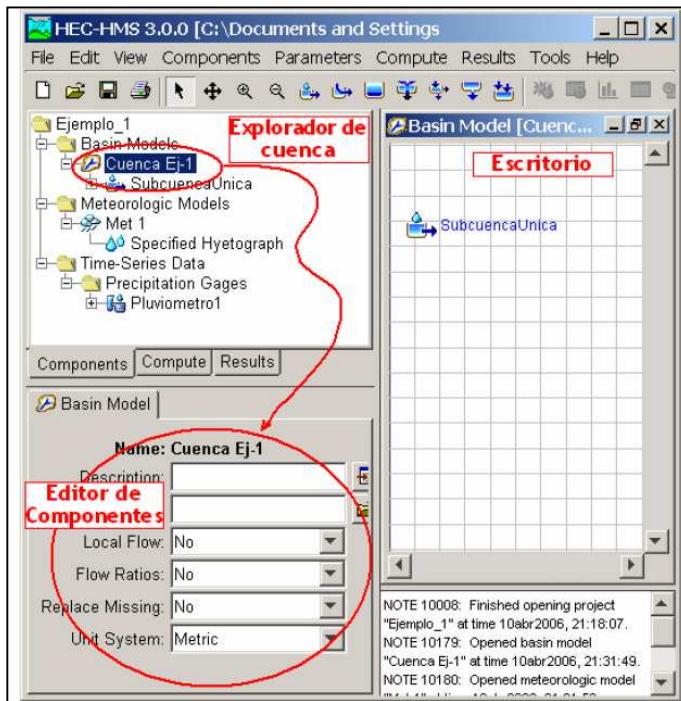
El espacio de trabajo está dividido en varias partes:

- En el *Explorador de Cuenca* irán apareciendo los distintos elementos que vayamos creando: sub-cuencas, datos metereológicos, etc.
- *Editor de componentes*: Cuando picamos en uno de los elementos del “Explorador de Cuenca”, debajo aparecen los parámetros correspondientes a ese elemento. En la figura que se indica a continuación (Esquema 1) puede verse que al picar en Cuenca Ej-1, debajo han aparecido sus características.
- El *Escritorio* es el panel de trabajo donde situamos las sub-cuencas, embalses, etc.

Modelo de Cuenca



Creamos el modelo de cuenca: Components > Basin Model Manager > New.... En la primera casilla le damos un nombre (por ejemplo: Cuenca Ej-1).



En el *Explorador de cuenca* ha aparecido una nueva carpeta, abrimos esta carpeta Basin Models picando en el signo  y aparece la cuenca que hemos creado (Esquema 2):

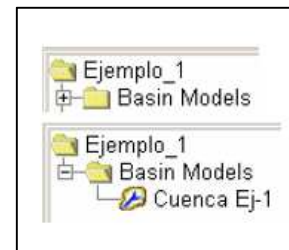


Esquema 1

Hacemos doble clic sobre la cuenca y a la derecha aparece una ventana en blanco. Es el *Escritorio*, el panel donde vamos a situar todos los elementos del modelo: sub-cuencas, embalses, cauces, etc.

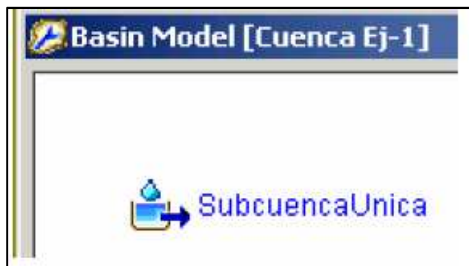
En este cálculo hay una sola sub-cuenca. Para crearla picamos arriba en el botón:  y después picamos en cualquier punto del *Escritorio*. Aparece un cuadro donde nombramos la sub-cuenca (esquema 3), por ejemplo: Sub-cuenca única, y en el ícono de la sub-cuenca aparece en el panel de trabajo: (En la barra superior, retomar la herramienta ).

Ahora en el explorador de cuenca abrimos el contenido de la cuenca (picando en cuenca  Ej-1), luego abrimos la sub-cuenca picando en  SubcuencaUnica , y

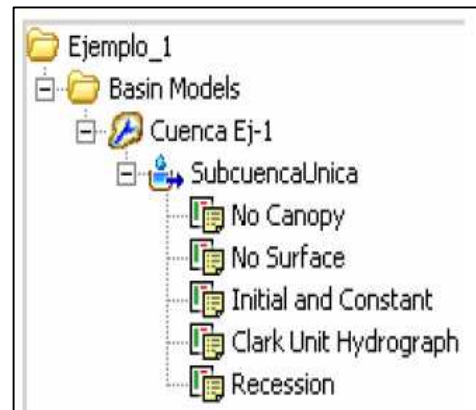


Esquema 2

resulta el esquema 4.



Esquema 3




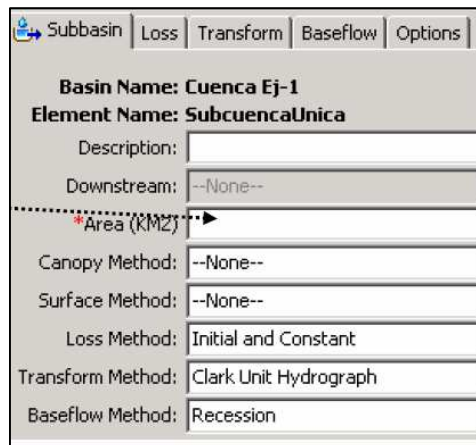
Esquema 4

Bajo la sub-cuenca aparecen las opciones predeterminadas por el programa:

1. Para calcular qué parte de la precipitación es precipitación neta (No Canopy y las dos siguientes).
2. Para transformar esa precipitación neta en caudal (Clark Unit Hydrograph).
3. Para sumar el caudal base al hidrograma resultante (Recession)

Vamos a cambiar las opciones que nos ofrece el programa para cada fase. Esto se hace abajo, en el Editor de componentes. Usaremos ambos paneles constantemente. Cada vez que arriba picamos en un elemento, abajo aparecen sus características.

Picamos arriba en Sub-cuenca – única y abajo  SubcuencaUnica aparece lo siguiente (esquema 5):



Esquema 5

Lo primero: escribimos la superficie de la cuenca, para este ejemplo es de 0.1398 km^2 .

1. Picamos en el cuadro de Loss Method (donde ahora aparece Initial and Constant). Como en este ejemplo ya vamos a introducir P neta, elegiremos la opción --None-- para que no realice ningún cálculo y considere toda la precipitación como neta.
2. Picamos en el cuadro de Transform Method (donde ahora aparece Clark Unit Hydrograph). Elegimos la opción SCS Unit Hydrograph.

Sin salir del Editor de componentes, picamos en la pestaña Transform, y como hemos elegido el método del SCS para transformar la precipitación neta en caudal, nos solicita solamente el lag en minutos. Según este método, el lag (tiempo que transcurre desde el centro de gravedad de la P neta hasta la punta del hidrograma) es aproximadamente igual a $0,6 \times$ tiempo de concentración. Por tanto, $5,465 \times 0,6 = 3,279$ minutos. (t concentración = 5,465 min. es un dato del problema).



3. Finalmente, en el cuadro Baseflow Method (que aparece como Recession) se refiere al



modo de añadirle al hidrograma resultante de la precipitación el caudal base que tenía la cuenca antes de la crecida, y que debe continuar por debajo del hidrograma de crecida. Como en este ejemplo no existía escorrentía básica previa (el cauce estaba seco antes de la lluvia), en la casilla Base flow Method elegimos la opción --None--, indicando que no existe flujo base.

Datos de precipitaciones

Antes de crear el modelo metereológico, vamos a introducir los datos pluviométricos, en este ejemplo en un único pluviómetro. Para ello hacemos:

Components > Time Series Data Manager > New.... Aparece un cuadro en el que podemos crear registradores de datos diversos (precipitación, caudal,...); dejamos la opción ofrecida: Precipitación Gages, y nombramos el nuevo pluviómetro: Pluviometro 1

Picando arriba en el  que precede a  Pluviometro 1 debajo de él aparece

 01ene2000, 00:00 - 02ene2000, 00:00 esas son las fechas y horas que ofrece el programa de modo predeterminado); picando sobre esas fechas, abajo aparecen cuatro pestañas. En la primera pestaña  Time-Series Gage , realizamos o comprobamos los siguientes ajustes:

- Data Source: Manual Entry (ya que vamos a introducir los datos manualmente)
- Units: Incremental Millimeters. Dejamos precipitación incremental (lo contrario es acumulativa, si le fuere a obtener datos acumulados: cuanto llovió hasta las 3:00, hasta las 4:00, etc). En este caso no es necesario indicar las coordenadas del

pluviómetro: se considerará que esos datos son el promedio de toda la sub-cuenca.

- Time interval: cambiamos a 1 hora (1 Hour), ya que vamos a introducir datos de precipitaciones en intervalos de una hora.

En la segunda pestaña, Time Window, indicamos la fecha y hora de comienzo y fin de la precipitación (En este ejemplo la fecha es irrelevante, pero el modelo puede trabajar a lo largo de días o meses). La fecha se indica en español, como se indica en el esquema 6, siempre con el formato de dos dígitos – tres letras – cuatro dígitos (día – mes – año).

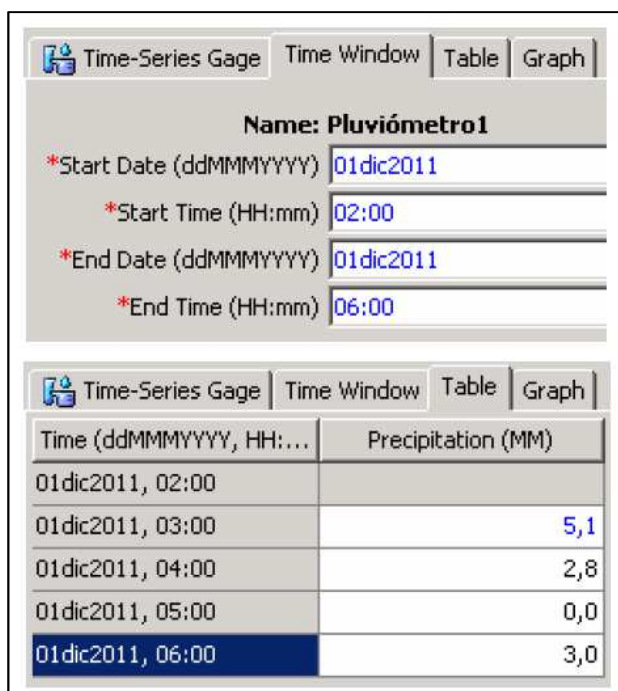
Finalmente picamos en la pestaña Table para introducir los datos pluviométricos. Observamos que para los cuatro intervalos de una hora (le hemos indicado desde las 02:00 a 3:00 debe escribirse en la celda que se encuentra frente a 03:00).

Escribimos los datos de precipitaciones utilizando para los decimales la coma si el sistema es español.

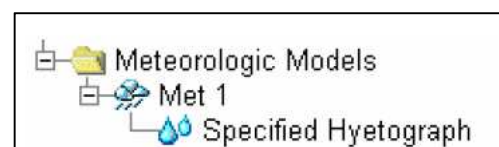
Modelo Metereológico

Creamos el modelo metereológico: Components > Meteorologic Model Manager > New...

Le damos nombre o dejamos el ofrecido: Met 1. En el explorador de cuenca ha aparecido: (Esquema 7).




Esquema 6



Esquema 7

Al picar en Met 1, abajo en el editor de componentes podemos especificar el tipo de precipitación, y, si lo deseamos, métodos para la evapo-transpiración y para la fusión de la nieve. En este ejemplo dejamos las opciones ofrecidas. Specific Hyetograph significa que el usuario le dará los datos de precipitación.

IMPORTANTE: Sin salir de ese panel, en la pestaña Basins hay que cambiar la opción Include Sub_basins y elegir Yes.

Ahora hay que aplicar el pluviómetro que creamos al modelo metereológico. Picando en  Specified Hyetograph , abajo aparece lo siguiente: Picando sobre -- None -- aparecen los pluviómetros que hayamos creado (en este caso uno sólo) y elegimos uno

de ellos. Pasar al tercer último componente: las especificaciones de control.

Especificaciones de control

Component > Control Specifications Manager > New....

Como en los modelos anteriores, le damos nombre o dejamos el ofrecido (Control 1). Ya hemos visto que las especificaciones de control sirven para indicar el periodo de tiempo (comienzo y final) en el que HMS tiene que realizar cálculos y el incremento de tiempo para ello (Time Interval).

En el explorador de cuenca picamos en control 1, y abajo, en el *Editor de Componentes* rellenamos los datos que se ven a la derecha:

Le especificamos que calcule el hidrograma de 2:00 a 6:09, pues la lluvia cesó a las 6:00, pero la escorrentía continuará hasta que transcurra el tiempo de concentración, que habíamos calculado en 0.09 horas. La fecha, aunque es irrelevante para el cálculo, debe ser la misma que indicamos para precipitaciones. (Esquema 7).

En Time Interval indicamos el incremento de tiempo para que el programa haga los cálculos. Si el intervalo total es de 7 horas, con incrementos de 10 minutos nos presentará una tabla de 42 datos (7x6) y el gráfico lo dibujará basándose en esos 42 puntos.

Esquema 7

Ejecución y obtención de resultados

Finalmente, vamos a ejecutar el modelo:

Primero creamos un protocolo de ejecución (un “Run”): Component > Run Manager

En un proyecto complejo podremos definir diversos “Run” combinando diferentes modelos de cuenca, modelos meteorológicos y especificaciones de control. Por ejemplo: utilizar la misma cuenca con diferentes precipitaciones (del Modelo Meteorológico). O bien, podemos probar diferente modelos de cuenca con las mismas precipitaciones (recordemos que el modelo de cuenca incluye, por ejemplo, el procedimiento para separar la P neta).

En este ejemplo no es posible elegir: definimos el Run 1 con las tres cosas que acabamos de preparar: en el modelo de cuenca, el modelo meteorológico y el control.

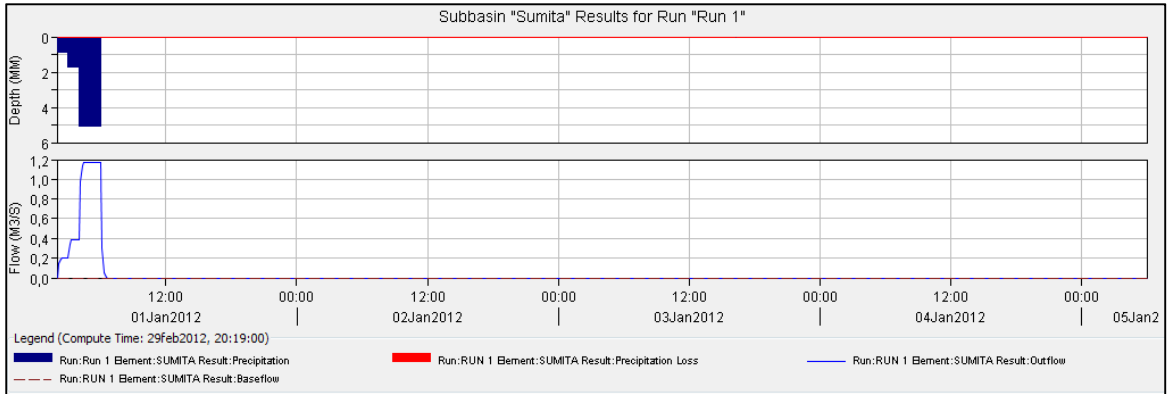
Finalmente, ejecutamos el programa: Primero elegimos el “Run” (aquí sólo hay uno para elegir): Compute > Select Run y finalmente para iniciar el cálculo:

Component > Compute Run (Run 1)

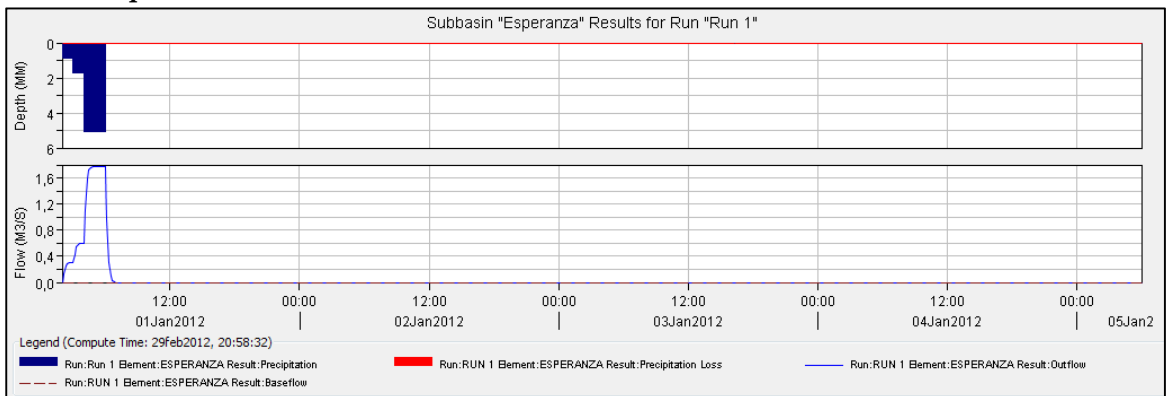
Para obtener los resultados, el modo más cómodo es hacer clic con el botón derecho sobre el elemento elegido (aquí el único existente: la sub-cuenca). Elegimos la primera opción (View Results) y en ella podemos elegir ver resultados numéricos, un resumen o el gráfico.

A continuación se presenta los hidrogramas y las tablas resumen obtenidas en el HEC-HMS para todas las cuencas que se encontraron en el proyecto.

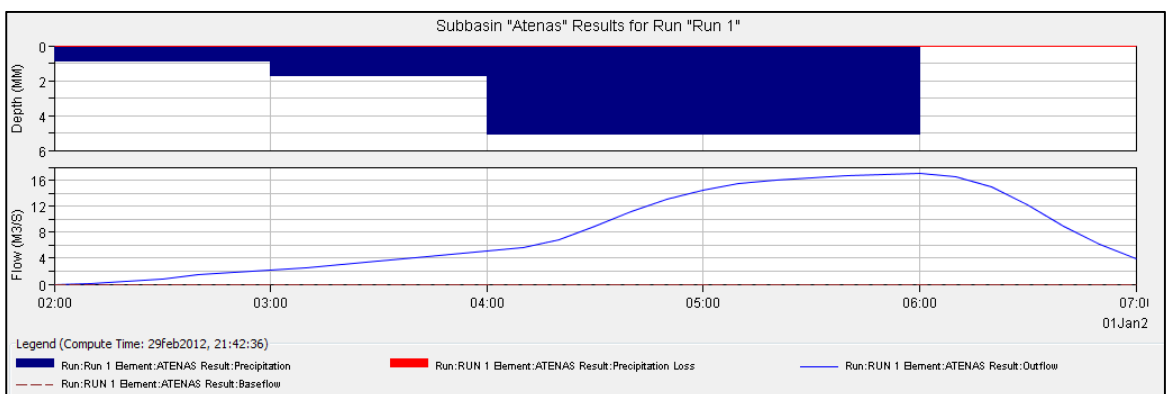
Estero Sumita



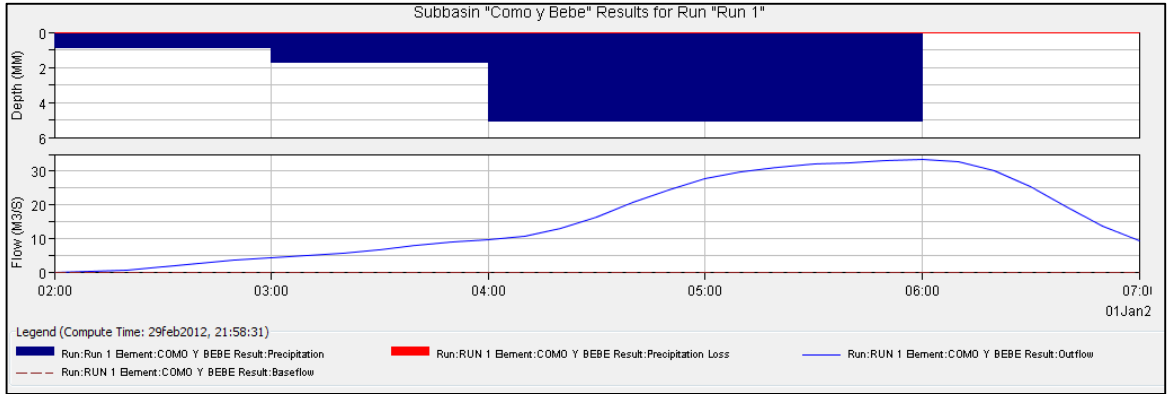
Estero Esperanza



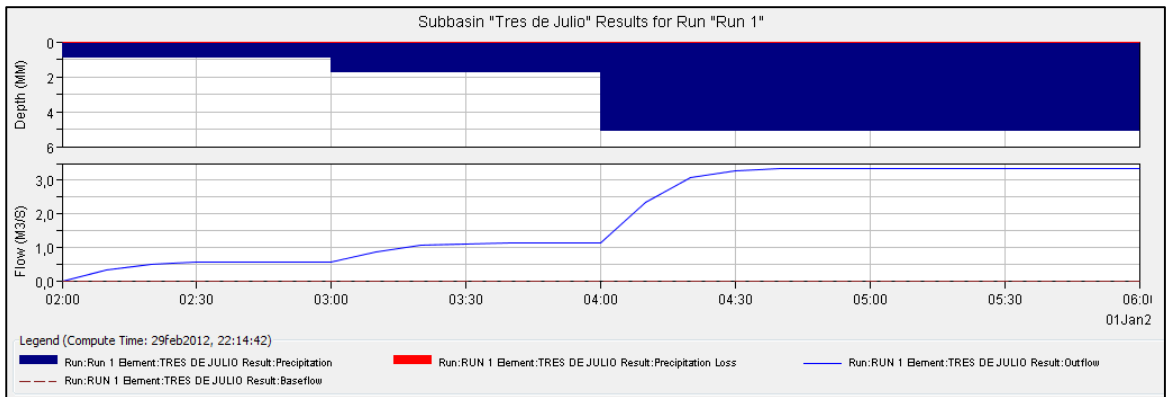
Estero Atenas



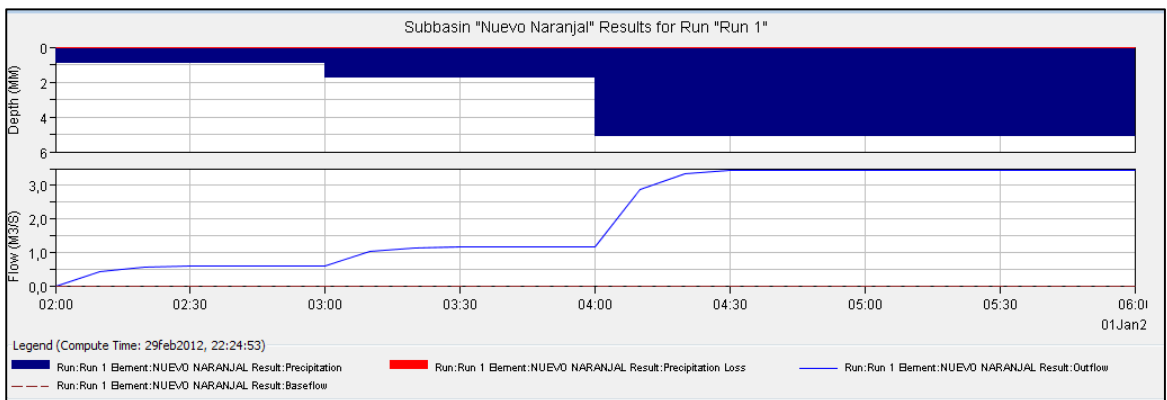
Estero Como y Bebe



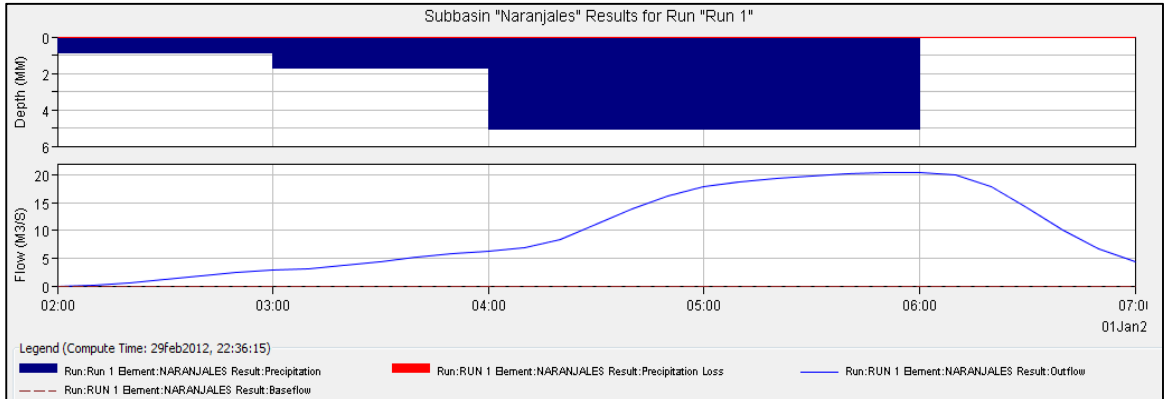
Tres de Julio



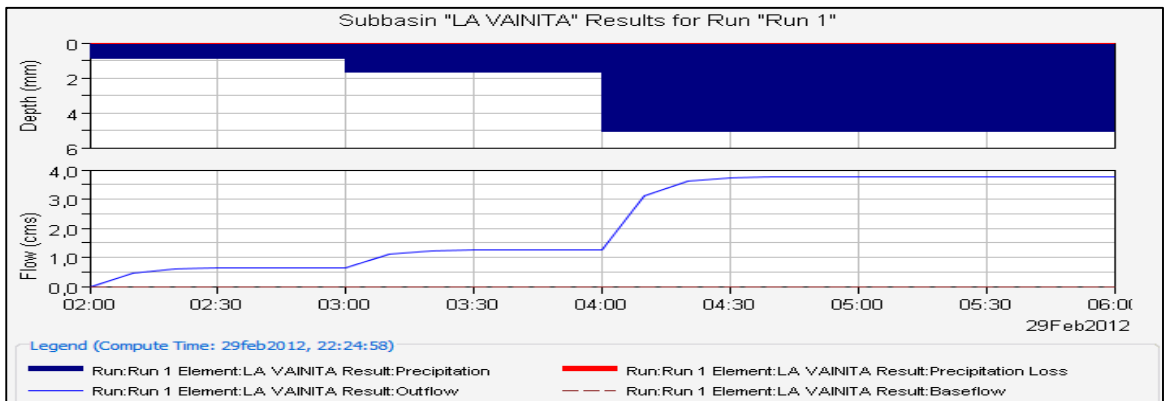
Nuevo Naranjal



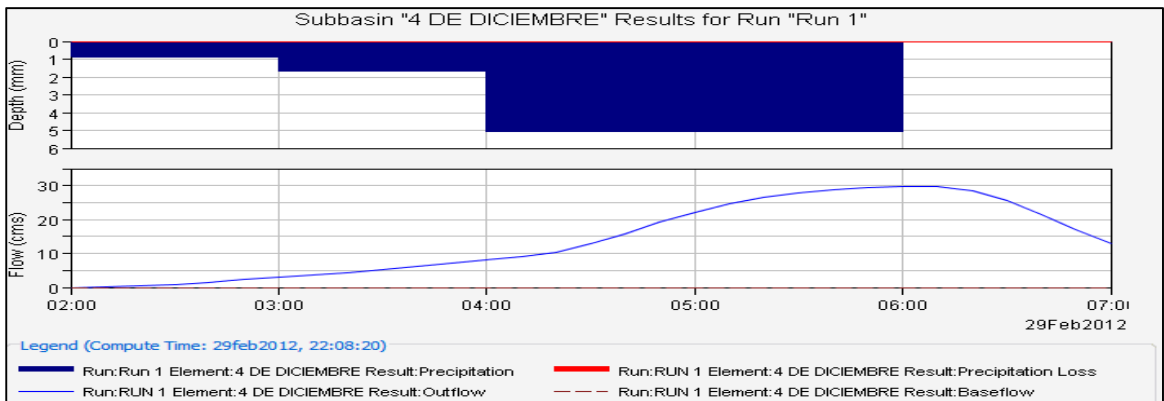
Naranjales



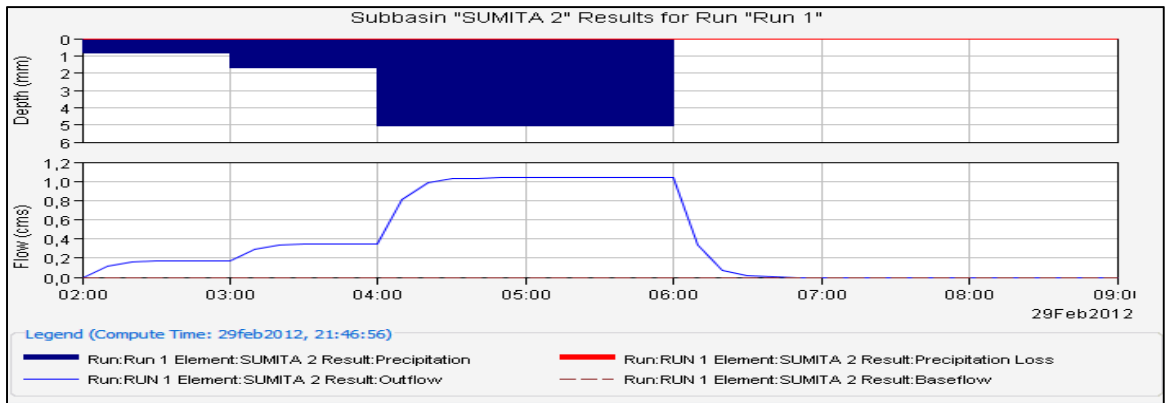
La Vainita



4 de diciembre



Sumita (2)



La Molina

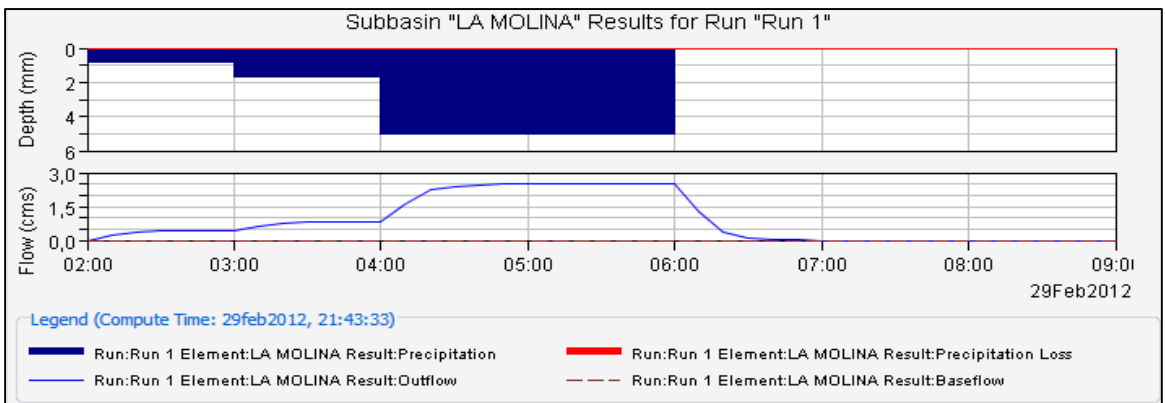


Tabla de Resultados

Project: Sumita	
Simulation Run: Run 1 Subbasin: Sumita	
Start of Run: 01ene2012, 02:00	Basin Model: Sumita
End of Run: 05ene2012, 06:00	Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 29feb2012, 20:19:00	Control Specifications: Control 1
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3	
Computed Results	
Peak Discharge : 1,2 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge : 01ene2012, 04:50
Total Precipitation : 75,60 (MM)	Total Direct Runoff : 75,60 (MM)
Total Loss : 0,00 (MM)	Total Baseflow : 0,00 (MM)
Total Excess : 75,60 (MM)	Discharge : 75,60 (MM)

Project: Esperanza	
Simulation Run: Run 1 Subbasin: Esperanza	
Start of Run: 01ene2012, 02:00	Basin Model: Esperanza
End of Run: 05ene2012, 06:00	Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 29feb2012, 20:58:32	Control Specifications: Control 1
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3	
Computed Results	
Peak Discharge : 1,8 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge : 01ene2012, 05:20
Total Precipitation : 75,60 (MM)	Total Direct Runoff : 75,60 (MM)
Total Loss : 0,00 (MM)	Total Baseflow : 0,00 (MM)
Total Excess : 75,60 (MM)	Discharge : 75,60 (MM)

Project: Atenas	
Simulation Run: Run 1 Subbasin: Atenas	
Start of Run: 01ene2012, 02:00	Basin Model: Atenas
End of Run: 01ene2012, 07:00	Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 29feb2012, 21:42:36	Control Specifications: Control 1
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3	
Computed Results	
Peak Discharge : 17,0 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge : 01ene2012, 06:00
Total Precipitation : 75,60 (MM)	Total Direct Runoff : 72,83 (MM)
Total Loss : 0,00 (MM)	Total Baseflow : 0,00 (MM)
Total Excess : 75,60 (MM)	Discharge : 72,83 (MM)

Project: Como y Bebe	
Simulation Run: Run 1 Subbasin: Como y Bebe	
Start of Run: 01ene2012, 02:00	Basin Model: Como y Bebe
End of Run: 01ene2012, 07:00	Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 29feb2012, 21:58:31	Control Specifications: Control 1
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3	
Computed Results	
Peak Discharge : 33,4 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge : 01ene2012, 06:00
Total Precipitation : 75,60 (MM)	Total Direct Runoff : 72,11 (MM)
Total Loss : 0,00 (MM)	Total Baseflow : 0,00 (MM)
Total Excess : 75,60 (MM)	Discharge : 72,11 (MM)

Project: Tres de Julio	
Simulation Run: Run 1 Subbasin: Tres de Julio	
Start of Run: 01ene2012, 02:00	Basin Model: Tres de Julio
End of Run: 01ene2012, 06:00	Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 29feb2012, 22:14:42	Control Specifications: Control 1
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3	
Computed Results	
Peak Discharge : 3,3 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge : 01ene2012, 05:50
Total Precipitation : 75,60 (MM)	Total Direct Runoff : 70,04 (MM)
Total Loss : 0,00 (MM)	Total Baseflow : 0,00 (MM)
Total Excess : 75,60 (MM)	Discharge : 70,04 (MM)

Project: Nuevo Naranjal	
Simulation Run: Run 1 Subbasin: Nuevo Naranjal	
Start of Run: 01ene2012, 02:00	Basin Model: Nuevo Naranjal
End of Run: 01ene2012, 06:00	Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 29feb2012, 22:24:53	Control Specifications: Control 1
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3	
Computed Results	
Peak Discharge : 3,5 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge : 01ene2012, 04:50
Total Precipitation : 75,60 (MM)	Total Direct Runoff : 71,50 (MM)
Total Loss : 0,00 (MM)	Total Baseflow : 0,00 (MM)
Total Excess : 75,60 (MM)	Discharge : 71,50 (MM)

Project: Naranjales	
Simulation Run: Run 1 Subbasin: Naranjales	
Start of Run: 01ene2012, 02:00	Basin Model: Naranjales
End of Run: 01ene2012, 07:00	Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 29feb2012, 22:36:15	Control Specifications: Control 1
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3	
Computed Results	
Peak Discharge : 20,5 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge : 01ene2012, 06:00
Total Precipitation : 75,60 (MM)	Total Direct Runoff : 73,23 (MM)
Total Loss : 0,00 (MM)	Total Baseflow : 0,00 (MM)
Total Excess : 75,60 (MM)	Discharge : 73,23 (MM)

Project: LA VAINITA	
Simulation Run: Run 1 Subbasin: LA VAINITA	
Start of Run: 29feb2012, 02:00	Basin Model: LA VAINITA
End of Run: 29feb2012, 06:00	Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 29feb2012, 22:24:58	Control Specifications: Control 1
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3	
Computed Results	
Peak Discharge : 3,7 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge : 29feb2012, 04:50
Total Precipitation : 75,60 (MM)	Total Direct Runoff : 71,50 (MM)
Total Loss : 0,00 (MM)	Total Baseflow : 0,00 (MM)
Total Excess : 75,60 (MM)	Discharge : 71,50 (MM)

Project: 4 DE DICIEMBRE
Simulation Run: Run 1 Subbasin: 4 DE DICIEMBRE

Start of Run: 29feb2012, 02:00 Basin Model: 4 DE DICIEMBRE
End of Run: 29feb2012, 07:00 Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 29feb2012, 22:08:20 Control Specifications: Control 1

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Discharge :	29,9 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge :	29feb2012, 06:00
Total Precipitation :	75,60 (MM)	Total Direct Runoff :	69,32 (MM)
Total Loss :	0,00 (MM)	Total Baseflow :	0,00 (MM)
Total Excess :	75,60 (MM)	Discharge :	69,32 (MM)

Project: SUMITA 2
Simulation Run: Run 1 Subbasin: SUMITA 2

Start of Run: 29feb2012, 02:00 Basin Model: SUMITA 2
End of Run: 29feb2012, 09:00 Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 29feb2012, 21:38:08 Control Specifications: Control 1

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Discharge :	1,0 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge :	29feb2012, 04:50
Total Precipitation :	75,60 (MM)	Total Direct Runoff :	75,60 (MM)
Total Loss :	0,00 (MM)	Total Baseflow :	0,00 (MM)
Total Excess :	75,60 (MM)	Discharge :	75,60 (MM)

Project: LA MOLINA
Simulation Run: Run 1 Subbasin: LA MOLINA

Start of Run: 29feb2012, 02:00 Basin Model: LA MOLINA
End of Run: 29feb2012, 09:00 Meteorologic Model: MET 1
Compute Time: 29feb2012, 21:43:33 Control Specifications: Control 1

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Discharge :	2,5 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge :	29feb2012, 05:50
Total Precipitation :	75,60 (MM)	Total Direct Runoff :	75,60 (MM)
Total Loss :	0,00 (MM)	Total Baseflow :	0,00 (MM)
Total Excess :	75,60 (MM)	Discharge :	75,60 (MM)

El cuadro 2.22 presenta el resumen de los caudales obtenidos mediante el programa HEC - HMS para un periodo de retorno de 100 años.

CUADRO 2.22. CAUDALES PROGRAMA HEC-HMS

N°	Abscisa	Nombre	A (Ha)	Q (m3/seg)
1	K0+180	Est. Sumita	13.98	1.20
2	K0+590	Est. Esperanza	21.22	1.80
3	K2+990	Est. Atenas	204.85	17.00
4	K6+200	Est. Como y Bebe	404.55	33.40
5	K7+040	Est. Tres de Julio	39.93	3.30
6	K7+500	Est. Nuevo Naranjal	41.27	3.50
7	K8+500	Est. Naranjales	246.29	20.50
8	K10+150	Est. La Vainita	44.65	3.70
9	K10+830	Est. 4 de Diciembre	370.93	29.90
10	K11+380	Est. Sumita (2)	12.34	2.10
11	K11+890	Est. La Molina	29.6	2.50

CAPÍTULO III. DISEÑO DE CUNETAS Y CANALES

3.1. Introducción

Las características y dimensiones de algunas de las obras que constituyen el sistema de drenaje longitudinal, deben establecerse de forma que se puedan recoger las aguas pluviales que caen sobre la vía y desalojarlas sin que perturben indebidamente el tránsito de vehículos. Otras partes del sistema deben proyectarse buscando interceptar las aguas superficiales, para impedir así que lleguen a las vías ocasionando problemas que puedan significar a veces la interrupción total del tránsito. Por consiguiente, para realizar los proyectos de drenaje longitudinal es necesario conocer acerca de las leyes que rigen el movimiento de las aguas que escurren sobre superficies pavimentadas y de las que, bajando por las laderas y los cortes, son encauzadas de forma de conducir las paralelamente a las vías.

Parte importante de los estudios relacionados con el drenaje longitudinal corresponde a la determinación de los gastos de proyecto, que en teoría es un complejo problema hidrológico – hidráulico, en la práctica corresponde a una cuantificación de aportes ajustada a una secuencia convencional de incorporación.

Los estudios hidráulicos de un sistema de drenaje longitudinal contemplan la determinación de las capacidades de los canales de drenaje que generalmente se suponen bajo régimen uniforme, con el objeto de cerciorarse de que cumplen la función para la

cual han sido concebidos. En realidad, el régimen no es permanente ni uniforme, y es además especialmente variado. Su misma complejidad a hacer simplificaciones para analizarlo, a no ser porque generalmente las aguas se concentran rápidamente en una canaleta de sección aproximadamente triangular, cuyo tamaño, por lo general, está más ajustado al tipo de vía que a la capacidad hidráulica requerida.

3.2. Diseño de cunetas

3.2.1. Cunetas de sección triangular

Las cunetas son canales de pequeña capacidad, generalmente dispuestos en los bordes de las carreteras y frecuentemente con sección transversal triangular. Esta forma se debe a la necesidad de conducir el agua sin producir interferencia o peligro de volcamiento para el tránsito automotor que circula próximo a la cuneta.

Como consecuencia, la sección transversal es poco eficiente y la aplicación de la ecuación de Manning para calcular su capacidad no da resultados satisfactorios. A continuación se da la siguiente ecuación obtenida experimentalmente y aplicable a las cunetas A, B, C y D con coeficiente de rugosidad $n = 0,016$ que se muestran en la figura 3.1 mostrada a continuación.

$$Q = K \cdot S^{1/2} \cdot Y^{2/3}$$

Donde:

K = Constante cuyo valor se muestra en el cuadro de la figura;

S = pendiente longitudinal en m/m;

Y = Profundidad en cm;

Q = capacidad en l/s.

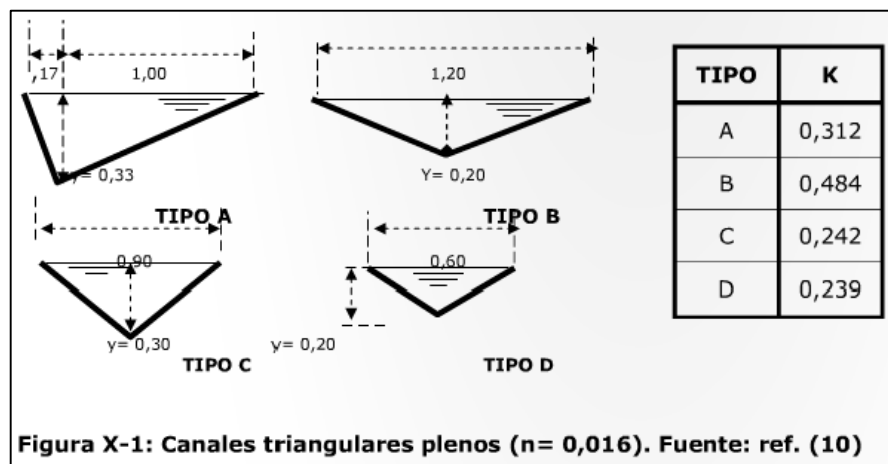


FIGURA 3.1.

CANALES TRIANGULARES PLENOS (n=0,016)

Otro tipo de cuneta, utilizado en las zonas urbanas o donde quiera que existan aceras con brocales, es el llamado brocal – cuneta. Esta cuneta está formada por la pared vertical del brocal, su fondo lo constituye el pavimento de la calzada y su ancho T es el ancho de inundación permisible en la vía, tal como se puede ver en la figura 3.2.

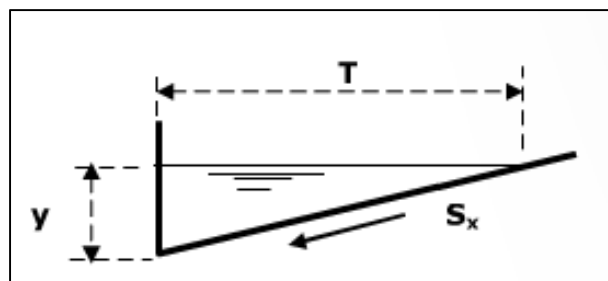


FIGURA 3.2.

BROCAL - CUNETAS

Tampoco para estas cunetas es aplicable la ecuación de Manning. En este caso se aplica la ecuación de Izzard:

$$Q = 0,00175 \left(\frac{Z}{n}\right) S^{1/2} \cdot y^{2/3}$$

Donde:

Q = Capacidad, en l/s;

S = Pendiente longitudinal, en m/m;

S_x = Pendiente transversal, en m/m;

z = 1/S_x, inverso de la pendiente transversal;

n = Coeficiente de rugosidad de Manning;

Y = profundidad máxima, en cm;

T = Z.y = ancho de inundación de la calzada.

Esta ecuación se puede aplicar a secciones que pueden ser descompuestas en triángulos, tal como los de la figura 3.3, calculando la capacidad de cada triángulo y sumando o restando los resultados así obtenidos.

Este tipo de cuneta provoca la inundación de una parte de la calzada, por lo que el ancho de inundación permisible T es un factor limitante de la capacidad de la misma. Su tamaño determina la profundidad Y para una S_x dada. Un valor excesivo de T producirá interferencias en el tránsito automotor y peatonal.

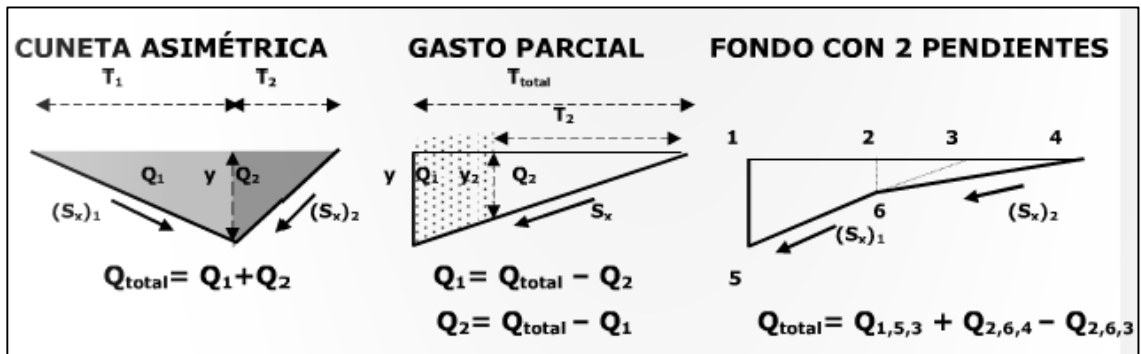


FIGURA 3.3 CÁLCULO DE LAS CAPACIDADES EN DIFERENTES TIPOS DE CUNETA POR DESCOMPOSICIÓN DE LA SECCIÓN EN TRIÁNGULOS.

3.2.2. Localización, pendiente y velocidad

La cuneta se localizará entre el espaldón de la carretera y el pie del talud del corte. La pendiente será similar al perfil longitudinal de la vía, con un valor mínimo del 0.50% y un valor máximo que estará limitado por la velocidad del agua la misma que condicionará la necesidad de revestimiento.

La tabla 3.1 proporciona como norma de criterio la velocidad del agua, a partir de la cual se produce erosión en diferentes materiales. A pesar de los valores indicados, es práctica usual limitar la velocidad del agua en las cunetas a 3,00 m/s en zampeado y a 4,00 m/s en hormigón.

CUADRO 3.1. VELOCIDADES DEL AGUA CON QUE SE EROSIONAN DIFERENTES MATERIALES.

MATERIAL	VELOCIDAD m/s	MATERIAL	VELOCIDAD m/s
Arena fina	0.45	Pizarra suave	2.00
Arena arenosa	0.50	Grava gruesa	3.50
Arcilla ordinaria	0.85	Zampeado	3.40 – 4.50
Arcilla firme	1.25	Roca sana	4.50 – 7.50
Grava fina	2.00	Hormigón	4.50– 7.50

3.2.2.1. Forma de la Sección

Las cunetas según la forma de su sección transversal, pueden ser: triangulares, rectangulares y trapezoidales. El uso de cunetas triangulares es generalizado, posiblemente, por su facilidad de construcción y mantenimiento; aunque dependiendo del área hidráulica requerida, también, se pueden utilizar secciones rectangulares o trapezoidales.

La sección rectangular ha sido generalmente abandonada por razones de ingeniería de tránsito, debido a la sensación de peligro que siente quien transita cerca de ella. Por esta misma razón, la sección trapezoidal también se utiliza cada vez menos, salvo que tenga el talud cercano a la carretera muy tendido.

3.2.3. Diseño hidráulico

El área hidráulica de una cuneta se determinará con base al caudal máximo de diseño, a la sección transversal, a la longitud, a la pendiente y a la velocidad.

(a) Caudal de diseño y período de retorno

El caudal máximo del escurrimiento de la corona de la vía y del talud del corte, por ancho unitario, se determinará para un período de retorno de 100 años y considerando una lluvia de 20 a 30 minutos de duración.

Además, en este método, se considera que, la duración de la lluvia debe ser por lo menos igual al tiempo de pico del escurrimiento y se descarta la posibilidad de encharcamiento de la calzada.

Luego de establecido el caudal, por ancho unitario del escurrimiento a superficie libre, que descarga en la cuneta, se determinará el caudal de diseño considerando, en toda la longitud de la cuneta, el aporte lateral, a través del tiempo, para verificar las dimensiones de la sección transversal tentativa.

(b) Longitud permisible y descarga

Se deberá determinar la longitud máxima permisible de la cuneta, a fin de asegurar su funcionamiento eficiente y evitar, al mismo tiempo, que: (a) el nivel de agua rebase la sección y (b) se produzcan depósitos (azolves) en los tramos en que ocurren cambios de la pendiente longitudinal.

Cuando la longitud total de la cuneta proyectada, resultase mayor a la máxima permisible, será necesario diseñar obras de descarga (alcantarillas) que conduzcan el agua, de manera inmediata, hasta un drenaje natural. La distancia recomendable entre las obras de descarga intermedias será igual a la longitud máxima permisible de la cuneta.

En caso necesario, la transición de la cuneta con la obra de descarga podrá estar conformada por un sumidero que se complementaría con un desarenador para controlar el azolve en la alcantarilla, lo que permite retener, por sedimentación, los arrastres que transporta la corriente. Cuando la cuneta pase de un tramo en corte a un tramo en relleno (terraplén), ésta deberá prolongarse hasta su descarga en un cauce natural o una obra transversal, debiendo proteger el talud, mediante una rampa de descarga, para evitar su erosión (Figura 3.4).

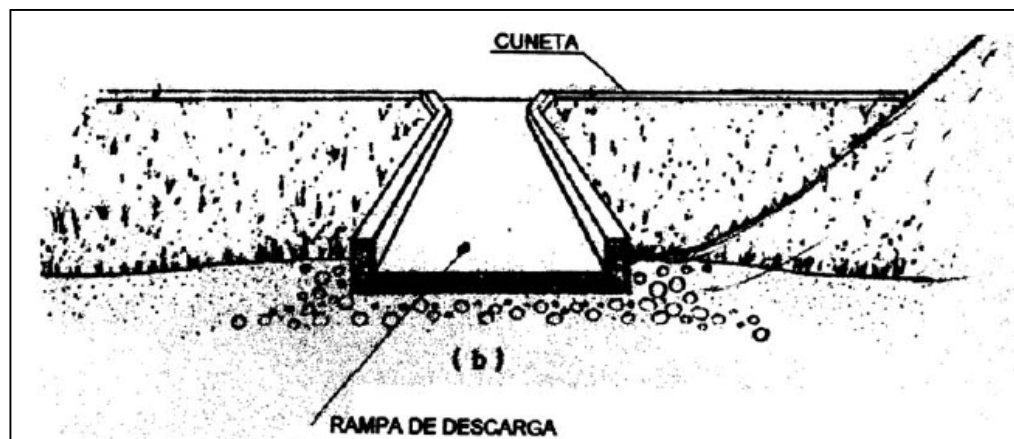


FIGURA 3.4.

RAMPA DE DESCARGA

3.2.4. Protección de cunetas laterales

Cuando el material de las cunetas sea erosionable, se deberá reducir la velocidad de avance del agua, disminuyendo la pendiente de la cuneta; en caso contrario, será necesario revestirla. Dependiendo de las condiciones topográficas, la disminución de la pendiente de la cuneta puede efectuarse provocando caídas, debidamente protegidas, respetando la línea del fondo de la cuneta proyectada (Figura 3.5). Otra alternativa de solución sería aumentando la sección de la cuneta.

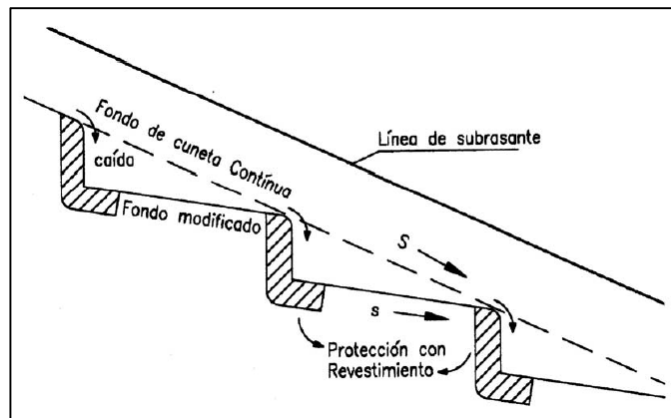


FIGURA 3.5. REDUCCIÓN DE LA PENDIENTE DE LA CUNETA MEDIANTE CAÍDAS

El revestimiento para proteger la cuneta podrá ser: zampeado de piedra y mortero (hormigón ciclópeo), suelo-cemento, mezcla asfáltica u hormigón y su selección dependerá de la velocidad del agua. El recubrimiento con vegetación puede constituir una adecuada protección cuando las velocidades de agua no resultan altas (1 ó 1.5 m/s), aunque la capacidad hidráulica de la cuneta se disminuya por el correspondiente aumento en el coeficiente de rugosidad.

En términos generales podrá prescindirse del revestimiento cuando no se prevea ni la erosión del fondo de la cuneta, causada por el agua que circula, ni el humedecimiento de los materiales de las capas superiores del pavimento por el agua que eventualmente llegue a infiltrarse desde la cuneta. La primera condición indica que no deberán revestirse cunetas labradas en roca, o aquellas que quedaran sujetas a un flujo de agua escaso o eventual, debido probablemente a que el área tributaria de la cuneta, es pequeña o porque las lluvias en el lugar son esporádicas y de muy corta duración. La infiltración del agua de las cunetas al pavimento será relativamente inofensiva cuando el cauce de la misma sea permeable y cuando las capas superiores del pavimento, lo sean también, siempre que no se desarrollen velocidades erosivas, por efecto de la pendiente de la cuneta.

Es importante la relación de niveles entre la lámina de agua en la cuneta y las capas de pavimento. La función drenante de la base requiere que el nivel de la lámina de agua en la cuneta quede por debajo de la superficie inferior de la base; cuando la cuneta no está revestida, es conveniente que la lámina de agua de referencia quede inclusive bajo la superficie inferior de la sub-base, para evitar el humedecimiento de ésta. (Figura 3.6).

En sectores en las que resulte muy costoso y difícil construir cunetas amplias revestidas, se puede utilizar cunetas del tipo “Colector Continuo” (Figura 3.7). Estas cunetas requerirán de cajas de inspección intermedias, distribuidas en la longitud total, que permitirán realizar eficazmente la limpieza y el mantenimiento.

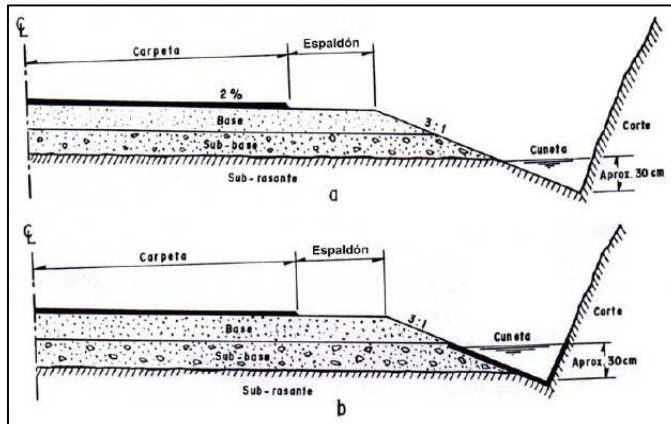


FIGURA 3.6. DISPOSICIÓN MÁS CONVENIENTE DE LA CUNETA RESPECTO AL PAVIMENTO

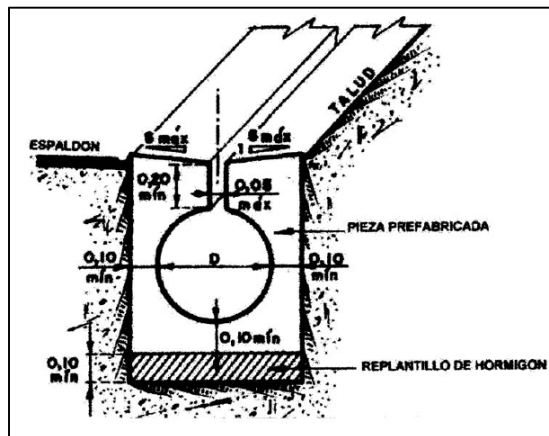


FIGURA 3.7. CUNETA TIPO COLECTOR CONTÍNUO

3.3. Cunetas de Coronación

3.3.1. Definición

Son canales excavados en el terreno natural, que se localizan aguas arriba cerca de la corona de los taludes de los cortes, con la finalidad de interceptar el agua superficial que escurre ladera abajo desde mayores alturas, para evitar la erosión del talud y el incremento del caudal y su material de arrastre en la cuneta (Figura 3.8).

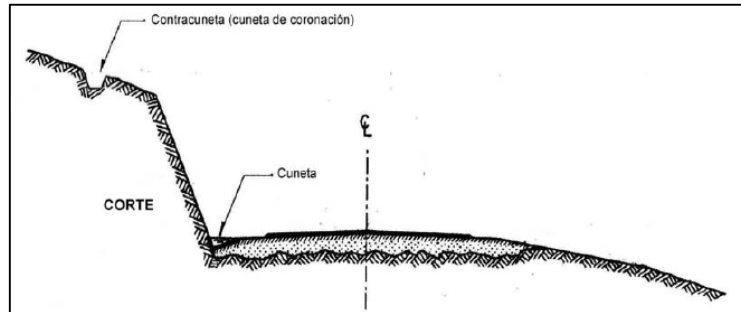


FIGURA 3.8. CUNETA DE CORONACIÓN – (CONTRA-CUNETA)

3.3.2. Localización

La contra-cuneta se localizará a una distancia variable de la corona del corte, que dependerá de la altura de éste. La localización tratará que, entre la contra-cuneta y el propio corte, no quede un área susceptible de generar escurrimientos no controlados de importancia y, a la vez, no colocar la contra-cuneta demasiado cerca al corte, a fin de facilitar su trazado y permitir que se desarrolle sobre terrenos que no pudiesen estar afectados por la presencia de aquellos derrumbes. La distancia mínima entre la contra-cuneta y la corona del corte será de 5.00 m o igual a la altura del corte, sí ésta es mayor a 5.00 m, (Figura 3.9).

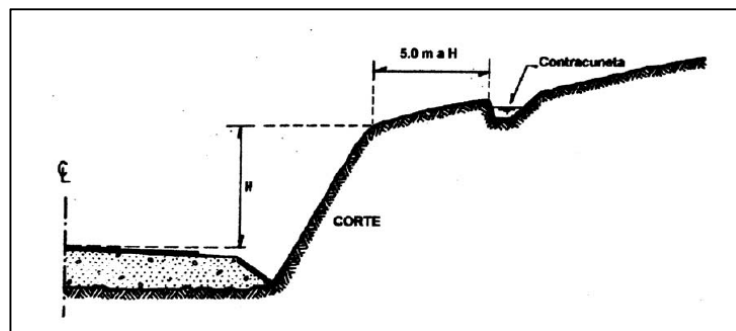


FIGURA 3.9. LOCALIZACIÓN CUNETA DE CORONACIÓN

3.3.3. Pendiente

El desarrollo de la contra-cuneta deberá ser sensiblemente paralelo al propio corte; en lo posible, la pendiente también deberá ser uniforme desde el origen hasta el desfogue, para evitar los trastornos que se producen con los cambios de pendientes como son: erosiones y/o azolves de materiales. Igualmente, la pendiente uniforme no será superior a un cierto valor máximo, valor que estará limitado por la velocidad de erosión del suelo en que esta excavada la contra-cuneta (Tabla 3.2).

CUADRO 3.2. VALORES MÁXIMOS DE VELOCIDADES NO EROSIVAS EN CUNETAS

MATERIAL	VELOCIDAD (m/s)
Arenas finas y limos	0.40 – 0.60
Arcilla arenosa	0.50 – 0.75
Arcilla	0.75 – 1.00
Arcilla firme	1.00 – 1.50
Grava limosa	1.00 – 1.50
Grava fina	1.50 – 2.00
Pizarras suaves	1.50 – 2.00
Grava gruesa	2.00 – 3.50
Zampeados	3.00 – 4.50
Rocas sanas y hormigón	4.50 – 7.50

Cuando el corte se aloje en una ladera muy escarpada, un trazado paralelo podría originar, en la contra-cuneta, pendientes longitudinales excesivas, por lo que en este caso su trazado deberá ajustarse a las curvas de nivel de la ladera, alejándose los extremos de la contra-cuneta de la vía; obviamente, estos extremos deberán trazarse cortando dichas curvas de nivel, de modo que el canal avance teniendo una pendiente adecuada.

Cuando, a pesar de tener la pendiente máxima compatible con el tipo de terreno, el extremo de salida de la contra-cuneta presente un desnivel importante con respecto al drenaje natural que se utilice como desfogue (cañada, quebrada o cauce natural), se diseñará una rampa de descarga debidamente protegida con revestimiento.(Figura 3.10)

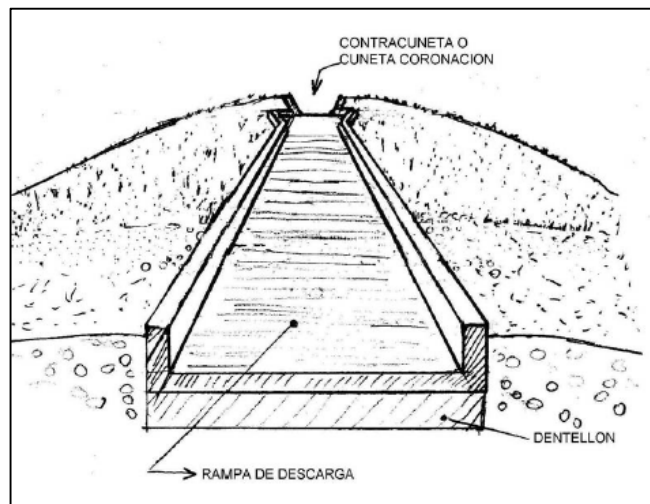


FIGURA 3.10.

RAMPA DE DESCARGA

3.3.4. Consideraciones para el diseño

El proyecto de la contra-cuneta se fundamentará en las consideraciones topográficas de la cuenca de captación sobre la corona del corte y las características de los materiales que conforman los cortes, los terraplenes adyacentes y el terreno natural de la zona en estudio.

Es decir, que será preciso proyectar contra-cunetas, en primer lugar, en aquellos cortes no protegidos, como es el caso de las laderas y/o lomas con pendiente sostenida hacia la carretera en extensiones grandes, que ofrezcan áreas de captación de lluvias de consideración y, en segundo lugar, en los cortes formados por materiales erosionables y capaces de proporcionar caudales sólidos importantes, tales como suelos limosos, limo arenoso, arcillosos, de depósitos de talud, formado por mezclas de suelos gruesos y materiales finos de empaque variado. También, es fundamental conocer si el buzamiento de las capas geológicas es favorable o no.

En ocasiones, para evitar que los escurrimientos superficiales, provenientes de la zona drenada y del corte, lleguen a las cunetas, pueden ser conveniente el diseño y construcción de contra-cunetas revestidas en cortes de rocas; Esto puede ocurrir en las masas rocosas con juntas rellenas de materiales susceptibles al agua, sobre todo si los bloques de roca tienen cierta predisposición a caer sobre la carretera; igual situación sucede en rocas estratificadas con buzamiento favorable hacia la vía.

En todos los casos será necesario analizar la conveniencia de proteger la contra-cuneta, a fin de evitar riesgos mayores en el comportamiento del corte.

3.3.5. Diseño de la sección

La sección del canal estará definida por su capacidad hidráulica, que dependerá de la frecuencia e intensidad de la precipitación pluvial en la zona, del área y de las

características hidráulicas de la zona drenada. Los criterios que se aplican para determinar el caudal de diseño esperado son los mismos utilizados para el caso de cunetas laterales.

La sección de la contra-cuneta, que se utiliza con más frecuencia, es de forma trapecial con 0.60 ó 0.80 m de plantilla y taludes conformados de acuerdo con las características del terreno y la profundidad estará comprendida entre 0.40 y 0.60 m, (Figura 3.11). El material producto de la excavación se colocará aguas abajo dejando una berma de 1.00 m o preferentemente será desalojado.

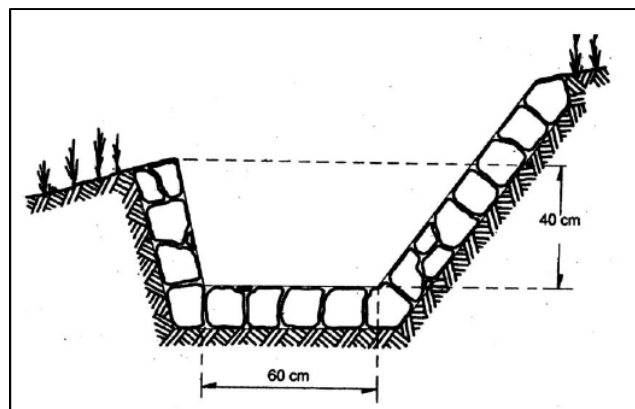


FIGURA 3.11.

CONTRA-CUNETAS TIPO

3.3.6. Protección de cunetas de coronación

En contra-cunetas no revestidas el talud de aguas arriba deberá ser más tendido para evitar la erosión, pero esta recomendación se hace innecesaria cuando se utilizan revestimientos. Cuando las contra-cunetas se revisten, se utilizarán los mismos

materiales que se mencionan para el caso de las cunetas. En este caso, el proceso constructivo se complica por la necesidad de transportar los materiales hasta los sitios de obra.

Todos los criterios que suelen manejarse para definir sobre la conveniencia de revestimiento de una contra-cuneta, son análogos, también, a los que se mencionaron para el caso de la cuneta. Las contra-cunetas presentan, además, el caso especial de que en sus extremos, de muy fuerte pendiente, el uso de los revestimientos es más frecuente.

El aspecto del costo del revestimiento de las contra-cunetas es el que da lugar a las prácticas tan inconvenientes, como es no protegerlas, lo que significaría producir un canal permeable. Si el suelo del corte es relativamente permeable ó susceptible a los cambios de humedad, la contra-cuneta permitirá el ingreso del agua al cuerpo del corte, provocando las fallas consecuentes; por esta razón, cuando se utilizan las contra-cunetas no revestidas, el trazado de estas es precisamente el inicio de la superficie de falla en la corona del corte, superficie que probablemente no le hubiere formado de haberse protegido la obra de drenaje.

En todos los casos, en que la contra-cuneta se considere útil ó necesaria, será conveniente revestirla, pues los riesgos que implican una eventual falla total del corte superan con mucho a sus posibles beneficios, como es proteger la superficie del talud de erosiones y a las cunetas de la invasión de aguas no controladas.

Una contra-cuneta sin revestimiento conduce, probablemente a un gran derrumbe; no localizarlas en el sitio requerido, produce un tramo de mal comportamiento, susceptible de ser fácilmente detectable y corregible por varios métodos, inclusive la construcción de una adecuada contra-cuneta.

3.4. Valores de los coeficientes “n” de Manning para cunetas

3.4.1. Antecedentes

En el año 1889, el ingeniero irlandés Robert Manning, presentó por primera vez la ecuación durante la lectura de un artículo en una reunión del Institute of Civil Engineers de Irlanda. El artículo fue publicado más adelante en Transactions, del Instituto. La ecuación en principio fue dada en una forma complicada y luego simplificada a $V = C.R^{2/3}.S^{1/2}$, donde:

V = Velocidad media,

C = Factor de resistencia al flujo,

R = Radio hidráulico,

S = Pendiente.

Esta fue modificada posteriormente por otros y expresada en unidades métricas como $V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$ (siendo n el coeficiente de rugosidad Manning). Más tarde, fue convertida otra vez en unidades inglesas, resultando en $V = \frac{1.486}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$.

La ecuación de Manning es el resultado del proceso de un ajuste de curvas, y por tanto es completamente empírica en su naturaleza. Debido a su simplicidad de forma y a los resultados satisfactorios que arroja para aplicaciones prácticas, la fórmula Manning se ha hecho la más usada de todas las fórmulas de flujo uniforme para cálculos de escurrimiento en canal abierto.

La fórmula Manning fue sugerida para uso internacional por Lindquist en el Scandinavia Sectional Meeting del World Power Conference en 1933, en Stockolmo.

3.4.2. Conceptos aplicados

El valor de n es muy variable y depende de una cantidad de factores. Al seleccionar un valor adecuado de n para diferentes condiciones de diseño, un conocimiento básico de estos factores debe ser considerado de gran utilidad.

- Rugosidad de la superficie.- Se representa por el tamaño y la forma de los granos del material que forma el perímetro mojado y que producen un efecto retardante

sobre el flujo. En general, los granos finos resultan en un valor relativamente bajo de n y los granos gruesos dan lugar a un valor alto de n .

- Vegetación.- Puede ser vista como una clase de rugosidad superficial. Este efecto depende principalmente de la altura, densidad, distribución y tipo de vegetación, y es muy importante en el diseño de canales pequeños de drenaje, ya que por lo común éstos no reciben mantenimiento regular.
- Irregularidad del canal.- Se refiere a las variaciones en las secciones transversales de los canales, su forma y su perímetro mojado a lo largo de su eje longitudinal. En general, un cambio gradual y uniforme en la sección transversal o en su tamaño y forma no produce efectos apreciables en el valor de n , pero cambios abruptos o alteraciones de secciones pequeñas y grandes requieren el uso de un valor grande de n .
- Alineamiento del canal.- Curvas suaves con radios grandes producirán valores de n relativamente bajos, en tanto que curvas bruscas con meandros severos incrementarán el n .
- Sedimentación y erosión.- En general la sedimentación y erosión activa, dan variaciones al canal que ocasionan un incremento en el valor de n . Urquhart (1975) señaló que es importante considerar si estos dos procesos están activos y si es probable que permanezcan activos en el futuro.
- Obstrucción.- La presencia de obstrucciones tales como troncos de árbol, desechos de flujos, atascamientos, pueden tener un impacto significativo sobre

el valor de n . El grado de los efectos de tales obstrucciones dependen del número y tamaño de ellas.

3.4.3. Determinación del Coeficiente de Rugosidad Manning

Aplicando la fórmula Manning, la más grande dificultad reside en la determinación del coeficiente de rugosidad n pues no hay un método exacto de seleccionar un valor n . Para ingenieros veteranos, esto significa el ejercicio de un profundo juicio de ingeniería y experiencia; para novatos, puede ser no más de una adivinanza, y diferentes individuos obtendrán resultados diferentes.

Para calcular entonces el coeficiente de rugosidad n se dispone de tablas (como la publicada por el U.S Department of Agriculture en 1955; Chow, 1959) y una serie de fotografías que muestran valores típicos del coeficiente n para un determinado tipo de canal (Ramser, 1929 y Scobey, 1939).

Aparte de estas ayudas, se encuentra en la literatura numerosas fórmulas para expresar el coeficiente de rugosidad de Manning en función del diámetro de las partículas, las cuales tienen la forma $n = m D^{1/6}$, donde m es un factor de escala y D es un diámetro característico del material del lecho (D_{50} , D_{75} , D_{84} , D_{90}) que son, respectivamente, los diámetros correspondientes al 50, 75, 84 y 90% de la curva granulométrica del material del lecho.

Otros modelos tienen forma logarítmica y expresan n en función del diámetro de las partículas (D50 ó D84) y de las características del flujo (radio hidráulico, profundidad media del flujo).

La tabla 3.3. muestra valores del coeficiente de rugosidad de Manning teniendo en cuenta las características del cauce:

CUADRO 3.3.

VALORES DEL COEFICIENTE DE MANNING

Cunetas y canales sin revestir	
En tierra ordinaria, superficie uniforme y lisa	0,020-0,025
En tierra ordinaria, superficie irregular	0,025-0,035
En tierra con ligera vegetación	0,035-0,045
En tierra con vegetación espesa	0,040-0,050
En tierra excavada mecánicamente	0,028-0,033
En roca, superficie uniforme y lisa	0,030-0,035
En roca, superficie con aristas e irregularidades	0,035-0,045
Cunetas y canales revestidos	
Hormigón	0,013-0,017
Hormigón revestido con gunita	0,016-0,022
Encachado	0,020-0,030
Paredes de hormigón, fondo de grava	0,017-0,020
Paredes encachadas, fondo de grava	0,023-0,033
Revestimiento bituminoso	0,013-0,016
Corrientes naturales	
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente	0,027-0,033
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente, algo de vegetación	0,033-0,040
Limpias, meandros, embalses y remolinos de poca importancia	0,035-0,050
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados	0,060-0,080
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados, vegetación densa	0,100-0,200
Rugosas, corrientes en terreno rocoso de montaña	0,050-0,080
Áreas de inundación adyacentes al canal ordinario	0,030-0,200

FUENTE:

"Hydraulics of steady flow in open channels".

Para cauces en lechos de grava, como son la mayoría de los ríos de montaña, las expresiones para estimar el coeficiente de Manning a partir de la granulometría del lecho que mejor se ajustarían serían las siguientes:

CUADRO 3.4. ECUACIONES PARA DETERMINAR n A PARTIR DE GRANULOMETRÍA

Autor	Ecuación	Datos
Lane y Carlson (1953)	$n = D_{75}^{1/6} / 39$	D_{75} : Diámetro 75 en pulgadas n: Coeficiente de rugosidad de manning (Sistema Inglés)
Garde y Raju (1978)	$n = 0.047 \cdot D_{50}^{1/6}$	D_{75} : Diámetro medio de las partículas en metros
Meyer Peter Miller (1948)	$n = 0.038 \cdot D_{90}^{1/6}$	D_{90} : Diámetro noventa en metros
Bray (1979)	$n = 0.0495 \cdot D_{50}^{0.16}$	D_{75} : Diámetro medio de las partículas en metros
Limerinos (1970)	$n = 0.113 \cdot R^{1/6} / (1.16 + 2 \log(R/D_{84}))$	R: Radio hidráulico D_{84} : Diámetro ochenta y cuatro en metros

El procedimiento que sugiere Wolman (1975) para obtener una granulometría representativa del lecho es el siguiente:

1. Seleccionada la sección en el cauce se determina el ancho.
2. Se toman secciones igualmente espaciadas aguas arriba y aguas debajo de la sección tantas veces como sean necesarias para tomar al menos cien muestras. Cada sección se divide a su vez en partes iguales.

3. En los puntos de intersección de la cuadrícula se toma el sedimento que allí se encuentre.
4. Se mide la longitud del sedimento hallado por la cara más larga.
5. Se agrupan por valores los diferentes sedimentos hallados. Esta ubicación por rangos puede realizarse de la siguiente manera: sedimentos menores de 2 mm, entre 2 mm y 4 mm a 8 mm a 16 mm a 32 mm, de 32 mm a 64 mm, de 64 mm a 128 mm, etc. Adicionalmente se debe tomar una muestra de finos del fondo del cauce para realizar la curva granulométrica completa.
6. Se calculan los diferentes porcentajes de sedimentos. Estos valores se hallan a partir de curva granulométrica (D90, D84, D75, D65, D50, etc.).

3.5. Obras complementarias de drenaje

Además de las obras de drenaje específicas: puentes, alcantarillas, cunetas y contracunetas (cunetas de coronación), en una carretera es necesario disponer de otras obras menos conocidas que contribuyen a encauzar y eliminar las aguas superficiales que de otro modo podrían causar daños.

Como tales obras complementarias de drenaje se entenderán a las siguientes: el bombeo, las rampas de descarga, las bermas, el sembrado de especies vegetales, y los canales interceptores. Estas obras complementarias de drenaje no son de uso universal o rutinario; son obras que deben hacerse solamente en el lugar en que se requieran, pues

de otra manera se derrocharían y se producirían, inclusive, resultados contra producentes.

3.5.1. Rampas de descarga

Son canales que se conectan con las cunetas y/o contra-cunetas y descienden transversalmente por los taludes de la vía. En general son estructuras de muy fuerte pendientes y en estas circunstancias radica la mayoría de los problemas que las afectan, (Figura 3.12).

La rampa de descarga propiamente dicha es la rápida revestida que va desde el umbral de entrada en la parte alta del talud hasta el pie del mismo ó hasta donde se efectúe la descarga final del agua. Es usual que la bajada tenga una sección estándar y el dimensionamiento hidráulico se efectuará verificando, a partir del caudal de entrada, la altura en los bordes de la rampa.

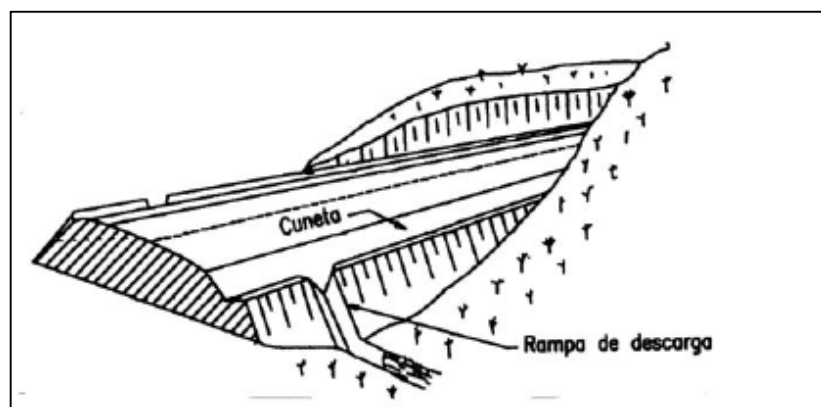


FIGURA 3.12.

PROTECCIONES DE RAMPA DE DESCARGA

Las altas velocidades con que el agua baja por la rampa requerirán, en principio, la necesidad de diseñar una caja disipadora de energía, con el objeto de evitar erosiones de la propia rampa al pie del terraplén; la alternativa sería la prolongación de la rampa en un abanico de amortiguación y en longitud suficiente. La construcción de la caja disipadora será más imperativa cuando en lugar de utilizar bajada abierta se proyectase a la rampa con un tubo de caída. Otra solución diferente que permita amortiguar la energía adquirida por el agua en la bajada, a menos costo; consistirá en darle una gran rugosidad a la plantilla de la rampa, lo que provocará un flujo fuertemente turbulento, y reducirá la energía de la bajada en forma suficiente. La mampostería muy rugosa o el escalonamiento de la plantilla producirán, también, buenos resultados.

Cuando la altura del terraplén o del talud es grande y el caudal es de consideración, subsiste el problema de que a la salida de la rampa, en el pie del talud, pueden producirse erosiones muy peligrosas, que son regresivas y pueden conducir a la destrucción de la obra. En este caso será imprescindible la construcción de obras de disipación y encauzamiento.

La rugosidad necesaria en la plantilla puede incrementarse también colocando piedras ahogadas parcialmente en el hormigón, cuando se diseñan con este material.

En el caso de las rampas que se utilizarán como elementos eliminadores del agua captada por cunetas y contra-cunetas, se presenta una zona crítica en la unión entre

ambas estructuras, pues existe entonces el peligro de que el agua se introduzcan bajo la rampa, erosionando y disminuyendo su sustentación con riesgo de falla. Para evitar este peligro es recomendable que esta zona de unión sea amplia y sin quiebres y que la rampa tenga un dentellón de entrada, para protegerlo del efecto de filtración; dicho dentellón puede tener una profundidad tan pequeña como 50 cm (Figura 3.10).

Las rampas son estructuras que deberán proyectarse, únicamente cuando se consideran realmente necesarias. Esto está relacionado con la necesidad de proteger terraplenes formados por materiales erosionables y no suficientemente protegidos por otros métodos, tales como por ejemplo, la vegetación.

En carreteras puede presentarse el caso, poco frecuente de alcantarillas de tubo que desembocan, por encima del nivel del fondo del cauce que las originó; es difícil aceptar que sea una buena práctica, pero cuando esto ocurra será indispensable dotar a la alcantarilla de una rampa de salida. La rampa deberá ser más amplia, respetando los alineamientos generales que se han indicado y su capacidad hidráulica deberá ser suficiente para eliminar todo el caudal de la alcantarilla.

3.5.2. Cortes en terrazas

Los cortes en terrazas o escalonamientos cumplen también funciones de drenaje superficial, de control de aguas turbulentas y de conducción y eliminación.

El efecto de los cortes en terrazas o escalonamientos es disminuir la fuerza erosiva del agua que escurre superficialmente por los taludes de un terraplén o un corte o por el terreno natural. Estos elementos encauzan más convenientemente al agua colectada cuando disponen de una pendiente apropiada hacia una rampa de descarga o estructuras análogas; de esta manera, se evitará que el agua erosione los taludes, causando arrastres que provocarían problemas en las cunetas o se infiltrarían en el propio talud con malos efectos sobre su estabilidad general, (Figura 3.13).

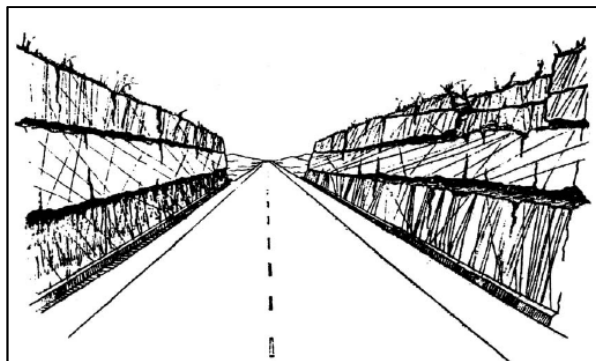


FIGURA 3.13.

CORTES EN TERRAZAS

Las cortes en terrazas, con fines de drenaje, suelen tener una relación peralte huella en el orden de 1:1 a 1:1.5 y son de dimensiones pequeñas, como verdaderos escalones. Estos valores pueden aumentar a 1:2 ó 1:3 cuando se requieren para control de las aguas que bajan por el terreno natural amenazando a la vía, dando lugar a una estructura análoga en sus objetivos a las que se proyectan en terrenos agrícolas en declive como protección contra la erosión.

Los escalonamientos en los cortes, se diseñarán para interrumpir la trayectoria de bajada de las aguas y deberán tener su relación peralte/huella gobernada por la inclinación general del corte, por lo que ésta difícilmente podrá pasar de 0.75:1 o 1:1.

Los problemas de infiltración pudieran ser graves, especialmente en el caso de escalonamientos en cortes con materiales susceptibles y estos elementos podrían contribuir a auspiciarlos, pues es frecuente que en la dirección de su desarrollo longitudinal presenten tramos con poca pendiente. En estos casos, los escalonamientos deberán protegerse.

La protección podrá variar desde dar al escalón una ligera pendiente hacia el interior del corte, poniendo en ese borde interior una cuneta con pendiente suficiente para eliminar rápidamente el agua recolectora, hasta una completa impermeabilización de las huellas, incluyendo la cuneta mencionada.

Los materiales más susceptibles a la infiltración de agua en escalones son: las rocas con diaclasas, especialmente cuando su buzamiento es hacia la vía, y los suelos residuales que contengan estructuras en formación favorable. Considerando las consecuencias de la infiltración de agua en los escalonamientos formados en materiales susceptibles, y los casos, en que por cualquier causa, no sea posible emplear una impermeabilización de completa garantía, será preferible no proyectarlas.

En ocasiones se aprovechan estos escalones para plantar pequeños arbustos que una vez desarrolladas protegen muy eficientemente la superficie del talud contra la erosión.

3.5.3. Vegetación

Una de las más efectivas protecciones de los taludes de un corte o un terraplén o del terreno natural contra la acción erosiva del agua superficial es la siembra de especies vegetales; estas retardan el escurrimiento, disminuyendo la energía del agua y contribuyendo a fomentar una conducción de equilibrio en los suelos en cuanto a contenido de agua.

La deforestación sistemática, el deshierbe o el desenraice excesivos en la zona de derecho de vía o en la zona de influencia de una vía deben considerarse como malas prácticas constructivas. Cuando no exista vegetación, la siembra de especies vegetales deberá estar al cuidado de especialistas, que utilicen variedades apropiadas en la región, cuyo crecimiento pueda ocurrir con los mínimos cuidados iniciales.

3.5.4. Canales Interceptores

Se refieren a los canales que se construyen con fines de encauzamiento de las aguas superficiales que escurrirían hacia la corona de una vía terrestre, causando en ella erosiones o depósitos inconvenientes. Su construcción es frecuente, sobre todo en los casos de escurrimientos por laderas naturales con pendientes hacia la vía o en conexión

con la de alcantarillas, ya sea para conducir las aguas hacia su entrada, ó para controlar la descarga de la salida.

En el primer caso, un canal interceptor funciona en forma análoga a la de una contracuneta y se aplicarán los comentarios previamente hechos con respecto a estas obras; sin embargo, la costumbre reserva la expresión canales interceptores para los que se construyen a distancias relativamente grandes de la carretera y no están específicamente ligados a un corte en particular, sino que defienden un tramo más o menos largo de la vía, independientemente de la naturaleza de su sección.

El material producto de la excavación deberá colocarse siempre aguas abajo del canal. Los taludes de éste dependerán del material en que se efectúa la excavación y de sus propias dimensiones; taludes de 1:1 o 1½:1 son frecuentes. Las dimensiones del canal deberán seleccionarse como conclusión de un estudio hidráulico, que podrá llegar a ser de importancia en los casos en que los caudales que se manejarán sean de magnitudes considerables.

La distancia a que suelen colocarse los canales interceptores respecto a la carretera permite que muchas veces puedan diseñarse sin revestimiento.

Naturalmente, la anterior no es una regla fija y en cada caso deberá ponderarse con cuidado el riesgo de permitir las infiltraciones que inevitablemente ocurrirán a través de

la plantilla no revestida, optando por la protección en todos los casos necesarios. Con mayor frecuencia que las contra-cunetas, pueden encontrarse casos en relación con uso de canales interceptores en que el no utilizar revestimientos, no produzcan malas consecuencias de importancia.

Cuando se requiera revestirse a los canales, se utilizarán preferentemente la mampostería y, en los casos más importantes, el hormigón. Es conveniente que la superficie del revestimiento quede lo más lisa posible, para propiciar el escurrimiento, aumentando la eficiencia de la obra.

3.6. Recomendaciones generales para proyectos

Capacidad y gasto de diseño

El gasto de diseño corresponde al escurrimiento de la plataforma y las laderas adyacentes o a los cursos de agua que intercepte el canal. Para hallar la capacidad necesaria se divide el trazado del canal en varios tramos determinados por cambios bruscos de la pendiente; cambios en las condiciones externas; cambios de gasto de diseño por la confluencia de otros cursos de agua tal como canales, cunetas torrenteras; etc.

Se dimensiona la sección transversal de un tramo del canal de forma que tenga capacidad igual o mayor al gasto que se produzca en su extremo inferior. Esa sección se aplicará a todo el recorrido del tramo, por lo que los canales funcionarán llenos en su

parte inferior y estarán sobre diseñados en la superior. Cuando un tramo largo de un canal recibe a todo lo largo el aporte de las laderas, los taludes y la plataforma de la vía, puede existir una diferencia muy grande entre los gastos de los extremos, resultando así notablemente sobre diseñado el extremo superior. En este caso se sub divide el tramo en otros menores. No se debe dividir el trazado en tramos muy cortos que no produzcan cambios significativos del gasto ni muy largos que produzcan secciones excesivamente sobre diseñadas en el extremo aguas arriba.

La velocidad crítica

Aunque teóricamente el flujo crítico corresponde al punto de la curva de la energía específica en que esta es mínima, en la práctica el flujo crítico se puede atribuir a un pequeño rango de velocidades cuyo número de Froude es aproximadamente igual a uno.

Cuando el régimen de un canal es crítico o super – crítico, se forman las llamadas ondas estacionarias que, en ciertas circunstancias, pueden llegar a provocar el desbordamiento del canal. Adicionalmente, las altas velocidades del agua pueden producir daños a los revestimientos. Es por ello que se recomienda evitar los canales con flujos super – críticos, críticos o cercanos al crítico.

Ello no obstante, a veces es imposible evitarlos, por lo que no hay más remedio que construirlos. En este caso se debe evitar los cambios de pendiente longitudinal o alineamiento horizontal; la construcción y acabados del revestimiento deberán ser de

gran calidad, evitando irregularidades que puedan dar lugar al ataque de las aguas y, para los recubrimientos, habrá que especificar un espesor suficiente y un concreto con resistencia capaz de soportar la erosión de las altas velocidades de flujo.

Seguridad vial

Con el fin de evitar daños en el caso en que un vehículo salga de la calzada, en los canales de drenaje contiguos a ella la pendiente del talud de ese lado del canal deberá ser como máximo 4H: 1V en carreteras y de 6H: 1V en autopistas. En caso que no sea posible obtener estas pendientes, se deberá construir a lo largo del canal defensas metálicas o cualquier otro tipo, aprobadas por las autoridades.

Mantenimiento

Los canales deberán estar siempre limpios de desechos y sedimentos, por lo que, en lo posible, se los debe proyectar anchos y poco profundos, ya que así son muchos más fáciles de limpiar o reparar.

Borde libre

Se llama borde libre a la distancia vertical que hay entre la superficie del flujo y el borde superior del canal. A la profundidad calculada de acuerdo con las necesidades hidráulicas se le debe añadir un borde libre que impida el derrame de las aguas por el oleaje que en ellas se produce o por la deposición de sedimentos que disminuya su sección útil y que, a la vez, sirva como un factor de seguridad. El tamaño de este borde

libre depende del tamaño del canal, el gasto de diseño y el riesgo que comporte su derramamiento.

No hay una regla fija acerca del tamaño del borde libre. Las olas producidas por las altas velocidades del agua exigirán un borde libre mayor que aquellos canales cuya corriente sea sub-crítica y, por lo tanto, más serena. El borde libre mínimo es de 10 cm, el cual es suficiente en canales poco profundos pero que deberá aumentarse cuando crezca la profundidad o las circunstancias lo aconsejen.

En los canales no revestidos el tamaño del borde libre dependerá del tamaño de la vía, etc. Según el U.S. Bureau of Reclamation, el rango del borde localización del canal, las confluencias de otros drenajes, requerimientos operacionales libre va de 0.30 m para canales de poca profundidad, hasta 1,20 m en canales de profundidades relativamente grandes.

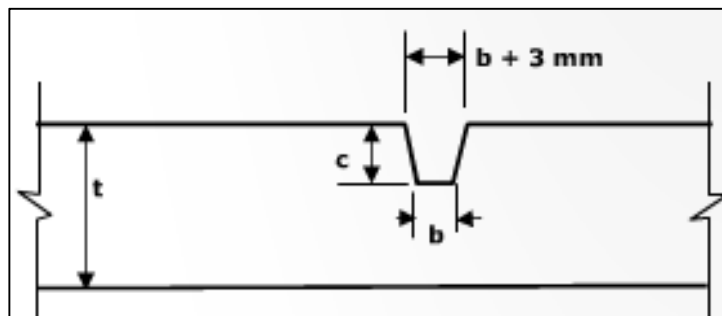
Confluencias y cambios de sección

Cuando se unen dos o más canales, es necesario minimizar las perturbaciones producidas por la turbulencia. En este sentido, se recomienda que el ángulo formado por sus alineamientos horizontales no sea mayor de 20°. En caso de que ello no sea posible, se recomienda que el cauce de menor gasto descargue por encima de la superficie del mayor.

Juntas de contracción y dilatación

El concreto del revestimiento de los canales de drenaje está sujeto a cambios de temperatura y de humedad como lo está un pavimento. Es por ello que en canales largos se debe disponer juntas que permitan la dilatación y juntas debidamente protegidas en las que se produzcan las grietas de contracción. En la figura 3.14 se muestran las dimensiones de las juntas de contracción para revestimientos de poco espesor, recomendadas por el Bureau of Reclamation de U.S.A.

FIGURA 3.14. DIMENSIONES RECOMENDADAS PARA JUNTAS DE CONTRACCIÓN EN RECUBRIMIENTOS DELGADOS



t (cm)	b (cm)	c (cm)	Espaciamiento (m)
5,0	0,6 a 1,0	1,6 a 1,9	3,00
5,2	0,6 a 1,0	1,9 a 2,2	3,00
7,5	1,0 a 1,2	2,5 a 2,8	3,60 a 4,50
7,7	1,0 a 1,2	2,8 a 3,1	3,60 a 4,50
10,0	1,0 a 1,2	3,1 a 3,4	3,60 a 4,50

Se necesita disponer juntas de dilatación cada 30,00 m, especialmente cuando la velocidad del agua es muy alta y la deformación por la dilatación puede traer

consecuencias graves. En la figura 3.15 se muestran algunas de estas juntas en recubrimientos con y sin refuerzo metálico.

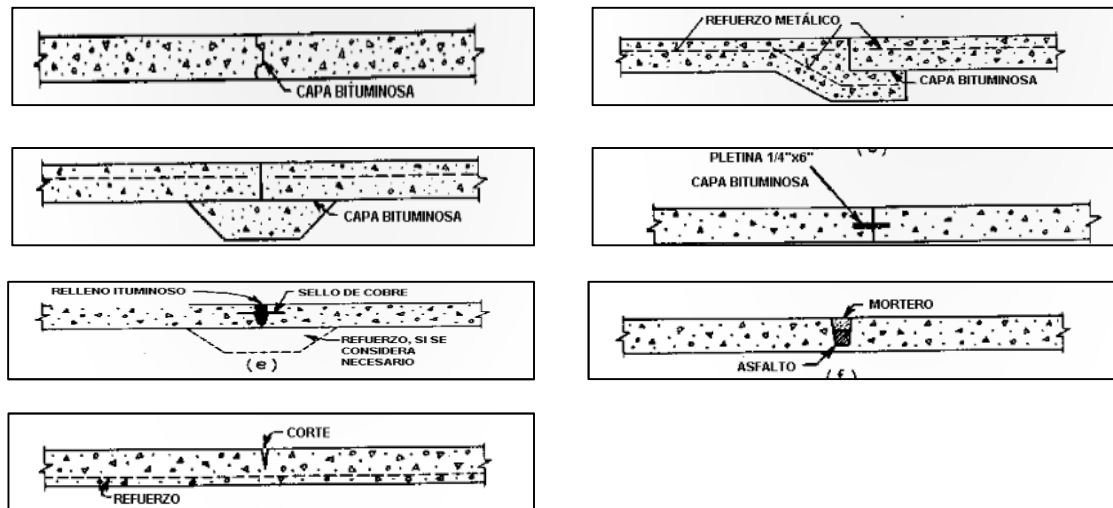


FIGURA 3.15.

JUNTAS TÍPICAS EN CANALES

3.7. Caudal máximo teórico

Una parte del estudio hidráulico que se realiza para establecer las dimensiones apropiadas de las obras de drenaje longitudinal, corresponde a la determinación de gastos de proyecto para un cierto periodo de retorno.

Se podría decir que ninguna de las metodologías propuestas (Capítulo II) permite la solución exacta del complejo problema hidrológico del escurrimiento superficial proveniente de tormentas tropicales. Esto, sin embargo, no es tan grave como pudiera parecer, puesto que el proyecto de un sistema de drenaje longitudinal tiene que ser contemplado desde otros puntos de vista no estrictamente hidrológicos como son su

construcción, su funcionamiento hidráulico y su mantenimiento. De allí que la poca exactitud que pudiera atribuirse a la metodología hidrológica seleccionada no vaya necesariamente en detrimento de la calidad de los proyectos, si éstos se realizan teniendo en cuenta los principios básicos ya señalados.

Para determinar los gastos de proyecto de las obras de drenaje longitudinal, se considera apropiado el método racional, tanto por las razones expuestas en el párrafo anterior como por la pequeña extensión de las cuencas y por los cortos tiempos de concentración.

Para aplicar el método racional, se recomienda recurrir a las curvas de intensidad – duración – frecuencia obtenida de la estación meteorológica más cercana al proyecto la misma que se presentó en el capítulo anterior.

Se escogerá la curva de frecuencia apropiada para el período de retorno asignado a la obra en consideración obteniéndose la intensidad media de lluvia cuya duración sea igual al tiempo de concentración.

El tiempo de concentración se puede estimar de acuerdo con lo pautado en el capítulo II, utilizándose las ecuaciones correspondientes al escurrimiento superficial y calculándose los tiempos de viaje con base en las velocidades medias de cada tramo de conducto, o a partir de las tablas ofrecidas.

El coeficiente de escurrimiento de la fórmula llamada racional puede seleccionarse entre los valores de las tablas presentadas en el capítulo anterior. Cuando la cuenca de drenaje está compuesta de zonas con diferentes características, se debe utilizar un promedio ponderado.

El último de los factores de la fórmula racional es el área de la cuenca contribuyente al punto donde se desea determinar el aporte. Por lo general, se mide de los mismos planos del proyecto de la vía, anotando a la vez las características de las superficies que van a incidir en la determinación del coeficiente de escurrimiento y del tiempo de concentración.

3.8. Aplicación de cálculo en el proyecto

El procedimiento de cálculo se describe a continuación paso a paso, el resumen de resultados se presenta en el la tabla 3.5.

1. Se describen las abscisas de ubicación de los cruces de agua con respecto a la vía, señalando el nombre del recurso natural sea estero, río, quebrada, etc. (columnas (1), (2) y (3) de la tabla 3.5).
2. Mediante las abscisas de ubicación de los cruces se calcula la longitud de separación entre cada cruce de agua existente. (columna (4) de la tabla 3.5).
3. Se indica el coeficiente de escurrimiento calculado en el capítulo II. En este caso al tratarse de cunetas emplearemos los coeficientes de esorrentía para un periodo de retorno de 50 años. (columna (5) de la tabla 3.5).

4. La intensidad de lluvia se calcula con la ecuación presentada en el capítulo anterior para tiempos de concentración menores a 75 minutos. Para el caso de cunetas se calcula la intensidad para tiempos de concentración comprendidos entre 1 a 9 minutos. Se escoge la intensidad de mayor valor numérico para los cálculos. (columna (6) de la tabla 3.5).
5. Se debe calcular el área de aportación de la cuneta, la misma que se obtiene multiplicado la longitud entre cruces de agua y el ancho de la vía (en nuestro ejemplo 31.5 m). (columna (7) de la tabla 3.5).
6. Con los valores correspondientes al coeficiente de escorrentía, la intensidad de lluvia y el área de aportación de la cuneta calculamos el caudal máximo que circularía por la cuneta, aplicando la fórmula racional. (columna (8) de la tabla 3.5).
7. Los anteriores cálculos son la base para elegir las dimensiones del canal (cuneta) que se empleará en el proyecto. Se considerará inicialmente el empleo de una cuneta triangular por opciones de seguridad como se habló en párrafos anteriores.
8. En este caso asumiremos la altura de la cuneta (columna (9) de la tabla 3.5). En los siguientes cálculos se comprobará si las dimensiones seleccionadas satisfacen al caudal a evacuar.
9. Mediante el valor de la altura asumida de la cuneta triangular, empleamos la fórmula $b=3H$ para conocer el ancho de la sección del canal. (columna (10) de la tabla 3.5).

10. En las columnas (11) y (12) de la tabla 3.5 se calcula el área y el perímetro mojado de la sección considerada mediante fórmulas establecidas por las leyes de la hidráulica.
11. Con los datos de área y perímetro de la sección triangular procedemos a calcular el radio hidráulico, el mismo que se obtiene mediante la relación entre el área y el perímetro. (columna (13) de la tabla 3.5).
12. La velocidad se calcula mediante la ecuación de Manning, en la cual se supone que el material de revestimiento de las cunetas va a ser hormigón ($n=0.013$), la pendiente longitudinal $s=0.0125$ y el radio hidráulico obtenido anteriormente.
13. En canales y cunetas, el valor de la velocidad indica si el flujo que se conduce está dentro de los límites permisibles. En el caso de cunetas el valor máximo permisible es de 6 m/s. En el supuesto de que la velocidad calculada sobrepase el valor máximo permisible se debe ajustar el valor de la altura de la cuneta para disminuir el valor de la velocidad. (columna (14) de la tabla 3.5).
14. Finalmente se verifica si el caudal obtenido mediante los datos de la cuneta ($Q=A.V$) es menor que el caudal máximo de aportación. Si el caudal calculado es mayor que el caudal de aportación se debe variar las dimensiones de la cuneta.

CUADRO 3.5.

CUADRO DE CÁLCULO PARA DIMENSIONAMIENTO DE CUNETAS

DATOS ÁREAS DE APORTACIÓN DE LA CUNETA								CÁLCULOS						
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
N°	Abscisa	Nombre del cruce	Longitud (m)	C (-)	I (mm/h)	A (Ha)	Q (m ³ /s)	H (m)	b (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	V (m ² /seg)	Q (m ³ /seg)
1	K0+180	Est. Sumita	410.00	0.396	291.74	1.292	0.041	0.14	0.42	0.029	0.43	0.068	1.167	0.034
2	K0+590	Est. Esperanza	2400.00	0.360	291.74	7.560	0.221	0.20	0.60	0.060	0.99	0.061	1.077	0.065
3	K2+990	Est. Atenas	3210.00	0.360	291.74	10.112	0.295	0.20	0.60	0.060	1.11	0.054	0.998	0.060
4	K6+200	Est. Como y Bebe	840.00	0.360	291.74	2.646	0.077	0.19	0.57	0.054	0.67	0.081	1.305	0.071
5	K7+040	Est. Tres de Julio	460.00	0.360	291.74	1.449	0.042	0.15	0.45	0.034	0.53	0.064	1.113	0.038
6	K7+500	Est. Nuevo Naranjal	1000.00	0.360	291.74	3.150	0.092	0.20	0.60	0.060	0.71	0.085	1.345	0.081
7	K8+500	Est. La Vainita	1650.00	0.360	291.74	5.198	0.152	0.20	0.60	0.060	0.86	0.070	1.183	0.071
8	K10+150	Est. La Vainita	680.00	0.396	291.74	2.142	0.069	0.18	0.54	0.049	0.64	0.076	1.252	0.061
9	K10+830	Est. 4 de Diciembre	550.00	0.360	291.74	1.733	0.051	0.16	0.48	0.038	0.57	0.067	1.156	0.044
10	K11+380	Est. Sumita (2)	510.00	0.360	291.74	1.607	0.047	0.16	0.48	0.038	0.56	0.069	1.170	0.045
11	K11+890	Est. La Molina												

Realizando el análisis del cuadro anterior, se determina que la sección de la cuneta a emplearse a lo largo de todo el proyecto presenta las dimensiones: $H = 0.20$ m y $B = 0.60$ m.

Cabe indicar si bien el cálculo presenta dimensiones menores de las antes indicadas, se opta por las máximas calculadas por motivos de seguridad.

En resumen las dimensiones de las cunetas a emplearse son: Altura de la cuneta: 0.20m; Ancho de la cuneta: 0.60 m; Material Hormigón: ($n=0.013$); Pendiente izquierda 1:1; Pendiente derecha 2:1. Las dimensiones de la cuneta antes señalada satisface satisfactoriamente el gasto a evacuar.

3.9. Hidráulica de los canales

Para que un flujo sea uniforme se debe cumplir que la sección transversal, la profundidad del flujo, la velocidad y el caudal del canal sean constantes. Como consecuencia, la línea de energía, la superficie de flujo y el fondo de canal deben ser paralelos.

Solamente en teoría existe el flujo uniforme o el permanente, pues esos casos no se presentan en la naturaleza, ya que las precipitaciones, fuente de donde proviene el caudal, son absolutamente irregulares e intermitentes. Sin embargo, para efectos del

dimensionamiento los de pequeños canales de drenaje superficial se simplificará el cálculo suponiendo que el flujo es siempre uniforme y permanente.

3.9.1. Tipo de flujo en canales

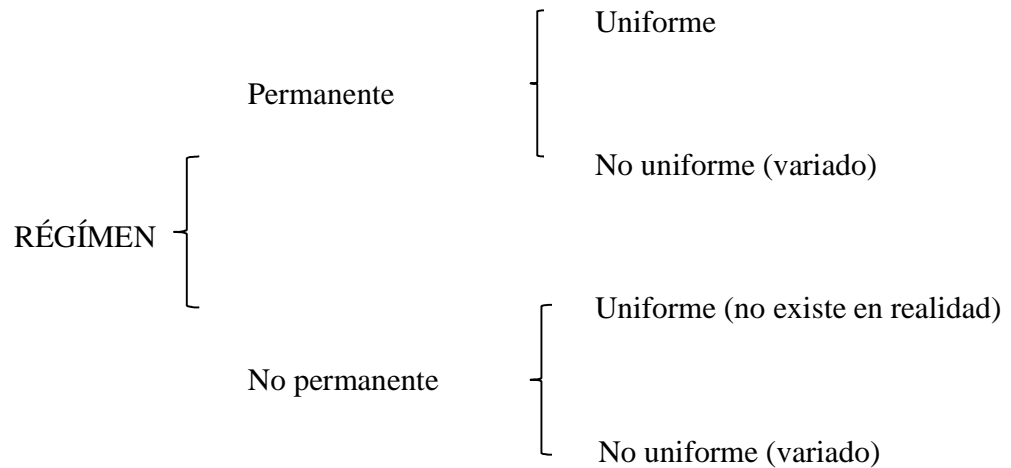
El régimen del flujo en un canal abierto puede ser:

- *Permanente*, si la velocidad media en una sección varía a lo largo del tiempo.
- *No permanente*, si la velocidad media en la sección varía a lo largo del tiempo.
- *Uniforme*, cuando la velocidad media, en un mismo instante y en secciones diferentes a lo largo del mismo canal, es constante.
- *No uniforme*, cuando en un mismo instante y en secciones distintas, la velocidad es diferente.

En un canal de sección constante, el flujo es permanente cuando la altura Y del agua en una sección del mismo es constante. $Q = V.A \Rightarrow$ si V es constante y A es constante, entonces Y también es constante. Por el contrario, será no permanente si la altura varía con el tiempo.

En el mismo canal, el flujo es uniforme cuando la altura del agua no varía a lo largo de su recorrido. $V_1A_1 = V_2A_2 \Rightarrow$ si $V_1 = V_2$, $A_1 = A_2$, y $Y_1 = Y_2$. Si la altura Y no varía a lo largo del canal, el flujo será uniforme.

Según estas definiciones, el régimen del flujo podrá presentar las siguientes combinaciones:



Es decir que, en la naturaleza, pueden encontrarse flujos con régimen “permanente y uniforme”, “permanente u no uniforme” y “no permanente y no uniforme”. Entre las simplificaciones que se harán para estudiar el drenaje superficial, se considerará siempre el flujo como “permanente y uniforme”, aunque en la realidad el flujo producido por las lluvias no lo es.

3.9.2. Velocidad crítica

Cuando la energía E es mínima, las dos soluciones de la ecuación $E = Y + \frac{q^2}{2gy^2}$ son iguales. En ese momento se dice que el flujo, la velocidad y la profundidad, son críticos. Del mismo modo, se llama pendiente crítica a aquella que, para una sección y gastos dados, produce una velocidad crítica.

La energía mínima para un canal rectangular se obtiene derivando la ecuación indicada en el párrafo anterior con respecto a Y , con q constante e igualando a 0. La energía mínima para un canal rectangular sería:

$$E_{min} = \frac{3}{2} Y_{cr}$$

Si conocemos la energía en una sección rectangular, podemos determinar la altura crítica que le corresponde o si, por el contrario, conocemos la altura crítica (por ejemplo en una caída), podemos determinar la energía en esa sección.

La velocidad media en condiciones de flujo crítico se llama velocidad crítica. La ecuación para su cálculo es la siguiente:

$$V_{cr} = \sqrt{g \cdot Y_{cr}}$$

En hidrodinámica se demuestra que la celeridad C con que se desplaza la onda resultante de una perturbación al flujo es C , es decir, que el flujo crítico se desplaza con la misma velocidad que dicha onda.

3.9.3. Número de Froude

Se define como número de Froude F la relación entre la velocidad media de un flujo con respecto a la celeridad de la onda.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

Así pues, cuando la velocidad y la profundidad son críticas ($V = V_{cr}$ y $Y=Y_{cr}$), del número de Froude es igual a la unidad ($F=1$). Si la velocidad media del flujo es mayor que la velocidad crítica ($F>1$), se dice que el flujo es súper-crítico. Si la velocidad media del flujo es menor que la crítica ($F<1$), se dice que el flujo es sub-crítico.

Cuando ocurre una perturbación en un fluido en reposo, las ondas que se producen son circulares, con velocidad de desplazamiento igual en todas las direcciones (figura 3.16).

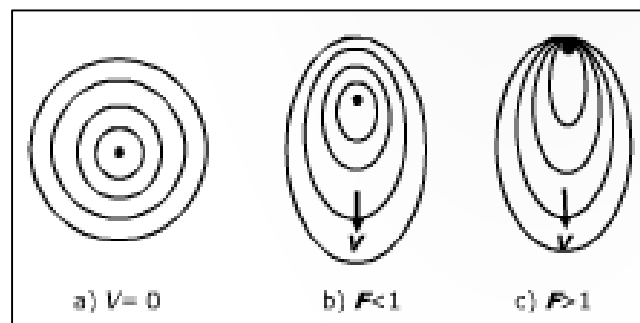


FIGURA 3.16. DESPLAZAMIENTO DE LAS ONDAS PRODUCIDAS POR LA PERTURBACIÓN DEL FLUJO

Cuando ocurre la misma perturbación en un flujo con velocidad sub-crítica, la velocidad de desplazamiento de la onda será la resultante de sumar las velocidades del flujo y de la onda, con sus signos (figura 3.16 (b)). Así pues, hacia aguas arriba, la velocidad de la onda será menor que hacia aguas abajo, resultando las ondas con forma alargada. Si la velocidad del flujo es super-crítica, puesto que ella es mayor que la celeridad de las ondas, estas solamente se desplazarán hacia aguas abajo porque la suma de las velocidades hacia aguas arriba será siempre negativa (figura 3.16 (c)). Esto ocurre con

cualquier tipo de perturbación: en el flujo sub-crítico, la perturbación se transmite hacia aguas arriba y, hacia abajo.

3.9.4. Secciones de control

Se dice que una sección es de control cuando en ella existe una relación definitiva entre la descarga y la altura del flujo. Debido a esta cualidad, se establecen en ellas las estaciones de medición de caudal.

En las secciones en que el flujo es crítico, la profundidad crítica no depende de las condiciones del sitio, por lo que la relación entre caudal y profundidad es independiente de la rugosidad u otras condiciones no controlables. Es por ello que estas son secciones de control en las que la relación entre la altura y el gasto es unívoca: a una altura de agua corresponde un gasto determinado.

Para la medición del flujo se construyen secciones de control mediante vertederos, estrechamientos, elevación de fondo, en fin, mediante estructuras que provoquen el flujo crítico. Midiendo en ellas la altura del agua, se puede establecer el gasto que pasa en un momento dado.

3.9.5. Resalto hidráulico

Es el fenómeno en el cual una corriente líquida de gran velocidad en flujo super-crítico, bajo ciertas condiciones, pasa a un flujo sub-crítico con una brusca elevación de la superficie libre.

Es el cambio que se da súbitamente bajo condiciones apropiadas, de una corriente que fluye rápidamente en un canal abierto a una corriente que fluye despacio con un área de sección transversal mayor y una elevación súbita en el nivel de la superficie del líquido.

Bajo ciertas condiciones, una corriente líquida de gran velocidad en flujo super-crítico, en un canal abierto pasa a flujo sub-crítico con una brusca elevación de la superficie líquida. En efecto, la corriente de gran velocidad se expande y convierte su energía cinética en térmica y potencial. Las pérdidas de energía son mayores a medida que la altura del salto es mayor.

La distancia que hay desde la cara frontal del salto hasta un punto inmediato sobre la superficie del flujo aguas abajo de la ola asociada con el salto, se denomina longitud del salto hidráulico.

En la zona donde se forma el resalto se produce una macro turbulencia y un arrastre de aire hacia el interior de la masa líquida, estas propiedades son aprovechadas para

mezclar productos químicos usados en la purificación del agua y para airearla cuando va a usarse en abastecimiento urbano.

La distribución de velocidades aguas abajo del resalto no es uniforme, existiendo una mayor velocidad cerca del fondo del canal; en consecuencia, los coeficientes de corrección de velocidad y momentum están lejos de la unidad, obteniéndose resultados ligeramente diferentes a los obtenidos mediante análisis teóricos.

En cada punto de la superficie libre del remolino que cubre el salto, el nivel oscila rápidamente; pero el término medio de ese nivel puede ser considerado constante; ese nivel medio es el que determina la altura de presión sobre el fondo del canal, especialmente si la pendiente es pequeña.

Los resaltos hidráulicos han sido clasificados por el personal de Bureau of Reclamation, de los Estados Unidos, desde el punto de vista de la energía disipada en función del número de Froude (F); dicha clasificación es la siguiente:

- Para F de 1 a 1.7; solo hay una pequeña diferencia entre las profundidades conjugadas (las que existen antes y después del resalto). Se denominan ondas estacionarias.
- Para F de 1.7 a 2.5; la superficie del agua es tranquila, la velocidad es uniforme y la pérdida de energía es baja. Se denomina pre-resalto.

- Para F de 2.5 a 4.5; ocurre un chorro oscilante entre el fondo y la superficie libre. Cada oscilación produce una onda de periodo irregular la cual puede viajar grandes trayectorias antes de decaer, pudiendo producir grandes daños en el canal, especialmente si no es revestido. Se denomina resalto oscilante.
- Para F de 4.5 a 9; se tiene un intervalo de resaltos adecuados. El resalto está equilibrado y su acción es la deseada, siendo la disipación de energía de 45% al 70%. Se denomina resalto estable.
- Para F de 9 en adelante; se generan olas intermitentes, que se desplazan hacia aguas abajo originando una superficie bastante alterada. La disipación de energía puede llegar al 80%. Se denomina resalto fuerte.

3.9.5.1. Controles del resalto hidráulico

Controlar los resaltos hidráulicos de modo que el flujo supercrítico, no salga de límites pre-establecidos, es de gran importancia para la conservación de las obras hidráulicas, debido a que puede socavar el canal aguas abajo. Con el fin de controlar los resaltos se usan sobre elevaciones o caídas en el fondo, vertederos de cresta aguda o ancha, dientes en pozos de amortiguación, inyección de flujo por la parte inferior del canal, etc.

De los diferentes métodos mencionados, el de inyección de flujo por la parte inferior parece ser el más efectivo, debido a que puede seguir controlando el resalto aunque no se produzcan las condiciones de diseño.

3.9.6. Diseño hidráulico de canales revestidos

En todos los casos se tendrá en cuenta la velocidad del agua que, aun en los canales revestidos de concreto, no debe sobrepasar la velocidad máxima permisible para que no se produzcan daños en las estructuras. Las velocidades máximas permisibles en el concreto, vienen dados en la tabla 3.6.

CUADRO 3.6. VELOCIDADES MÁXIMAS PERMISIBLES EN EL CONCRETO

R_{cc} 28 (kg/cm²)	V_{max} (m/s)
210	5,00
280	6,00
350	7,50
420	9,50

El valor del coeficiente de fricción n del concreto está comprendido entre $0,012 \leq n \leq 0,016$, correspondiendo el menor valor a concretos de superficie muy lisa, muy bien terminados, y el mayor a concretos no pulidos, terminados de forma bastante rústica. Por las características de la construcción del concreto de los canales, para los cálculos hidráulicos se recomienda usar el valor de $n = 0,016$. Para otros materiales y acabados, en la tabla 3.7 se presentan recomendaciones para el recubrimiento mínimo de canales.

En cuanto al espesor mínimo del recubrimiento, en relación con la velocidad del agua se da los valores mostrados en la tabla 3.8.

CUADRO 3.7.

COEFICIENTES “n” DE MANNING PARA CANALES REVESTIDOS

MATERIAL	n	MATERIAL	n
<i>CANALES RECUBIERTOS</i>		DE HIERBA, SIN PODAR	
CONCRETO, SEGÚN LOS ACABADOS		Gramma Bermuda o similar	0,070
Acabado liso	0,013	Hierbas 0,30 m de altura	0,110
Acabado con cepillo	0,015	Hierbas muy altas	0,140
Acabado con cepillo con algo de grava en el fondo	0,017	<i>CONDUCTOS</i>	
Acabado rústico	0,017	TUBOS DE CONCRETO	
“Gunita”, sección bien acabada	0,019	Prefabricados	0,012
“Gunita”, sección ondulada	0,022	Vaciados en sitio	0,014
ASFALTO		TUBOS DE METAL CORRUGADO GALVANIZADO	
Liso	0,013	Corriente	0,024
Rugoso	0,016	Con 25% de su periferia pavimentada	0,021
FONDO GRAVA, LADOS SEGÚN SE ESPECIFICAN		Con 50% de su periferia pavimentada	0,018
De concreto	0,020	TUBOS METÁLICOS	
Zampeado	0,023	Hierro fundido	0,013
Gaviones	0,033	Acero	0,010

CUADRO 3.8. RECOMENDACIONES PARA EL RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE CANALES

VELOCIDAD MÁXIMA	ESPESORES DEL RECUBRIMIENTO	
	LADOS	FONDO
RECUBRIMIENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO		
2,5 m/s	0,05 m	0,07 m
3,0 m/s	0,08 m	0,10 m
RECUBRIMIENTO DE CONCRETO		
3,0 m/s	0,08 m	0,10 m
5,0 m/s	0,15 m	0,15 m
6,0 m/s	0,20 m	0,20 m

3.9.7. Canales rectangulares

Puesto que sus paredes laterales son verticales, a menos que estén excavados en roca, los canales rectangulares deben ser revestidos para impedir que las aguas puedan provocar el colapso del canal y destruyan la plataforma o que el derrumbe de las paredes del canal cause la obstrucción del mismo y la consiguiente inundación.

El dimensionamiento de un canal es un proceso de prueba y error. En primer lugar, se calcula el gasto de diseño Q mediante uno de los métodos descritos en el capítulo II; se determina el trazado y la pendiente longitudinal S a partir de la topografía del terreno y se asigna el coeficiente de rugosidad n de acuerdo con el material que se va a emplear en el revestimiento.

En el caso de que no haya restricciones de espacio, se puede comenzar el tanteo empleando las dimensiones halladas en la ecuación: $b = 2y$; en la que b es el ancho del canal y Y es la altura del agua (no la del canal). Si una de las dos dimensiones está determinada por las condiciones del sitio, se puede encontrar la segunda mediante esa relación, pero, si se encuentra que no puede ser respetada, se tratará de que la solución que se adopte sea lo más parecida posible a ella.

Una vez determinadas las dimensiones b y Y del primer tanteo, se aplica la ecuación de Manning y se determina la capacidad del canal con esas dimensiones. Si el resultado no es satisfactorio o una de las dimensiones está obligada por las condiciones del sitio, se plantea la ecuación de Manning en función de b y Y .

$$A = b \cdot y \ ; \ P = b + 2y \ ; \ R = \frac{b \cdot y}{b + 2y} \ ; \ V = \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \ ; \ Q = V \cdot A \ ; \ Q = \frac{AR^{1/2}S^{1/2}}{n}$$

$$Q = \frac{S^{1/2}}{n} \cdot \frac{(b \cdot y)^{5/3}}{(b + 2y)^{2/3}}$$

Para un cierto canal, el primer término es una constante y, si existe un valor obligado de una de las dos variables b o Y , mediante tanteos se puede encontrar el valor de la otra, de forma que se produzca la capacidad Q igual o mayor que el gasto de diseño.

A todos los canales se les debe dejar un borde libre por encima de la profundidad calculada pues, como el flujo forma olas en la superficie, si se le diera solamente la altura de agua seguramente se producirían pequeños desbordamientos que podrían resultar inconvenientes o, incluso dañar las inmediaciones del canal. Adicionalmente, si se tiene en cuenta las imprecisiones que están implícitas en la determinación del gasto de diseño y la posibilidad de que el área de la sección transversal se reduzca como consecuencia de la sedimentación, es prudente darle un borde libre adecuado.

Los canales revestidos tienen limitaciones a la velocidad del flujo, pues aunque son resistentes a la erosión, estas pueden atacarlos si aquella es excesiva. Así pues, será necesario respetar las velocidades mostradas en la tabla 3.6.

3.9.8. Canales trapeciales

El proceso de dimensionamiento de un canal trapecoidal con fondo fijo es parecido al de sección rectangular, cambiando únicamente las ecuaciones a emplear. Una vez establecidos Q , S y n , es necesario determinar la inclinación m del talud del canal. Para los taludes de los canales revestidos, el U.S. Bureau of Reclamation recomienda una pendiente única de 1,5:1 lo cual parece suficiente.

Como en el caso de los canales rectangulares, el dimensionamiento se hará por tanteo.

Las ecuaciones a emplearse son las siguientes:

$$A = by + my^2 \quad ; \quad P = b + 2y\sqrt{1 + m^2}$$

$$Q = V.A = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n} = \frac{(by + my^2) \left(\frac{by + my^2}{b + 2y\sqrt{1 + m^2}} \right)^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Sustituyendo en esta ecuación los valores conocidos de m, S, n y el atribuido a b o Y, quedará reducida a una ecuación con una sola variable y podremos resolverla por tanteo.

3.9.9. Canales con fondo móvil

Son aquellos cuyo contorno está formado por el suelo excavado, por lo que son vulnerables a las altas velocidades del agua. En el estudio de los canales con fondo móvil de cierta importancia, es necesario tener en cuenta el arrastre de sedimentos, ya que la combinación de tamaño de los sedimentos y capacidad de arrastre de la corriente puede producir o bien la socavación del canal o su sedimentación, ambos fenómenos indeseables.

Es de hacer notar que una pendiente considerada muy pequeña desde el punto de vista de la ingeniería vial puede resultar enorme para la ingeniería hidráulica. En efecto, una

pendiente del 1% que resulta casi despreciable para el ingeniero vial, en un canal probablemente produzca velocidades del agua que ameriten el revestimiento del mismo.

3.9.10. El coeficiente de fricción en los canales no revestidos

En los canales no revestidos, el coeficiente de fricción n de Manning depende de las características del suelo y el cuidado puesto en su construcción y mantenimiento, ya que la fricción puede variar con el tiempo.

3.9.10.1. El coeficiente de fricción en los canales no revestidos

En la tabla 3.7. se muestran los valores de n para canales no revestidos.

CUADRO 3.9. COEFICIENTES “ n ” DE MANNING PARA CANALES REVESTIDOS

MATERIAL	n	MATERIAL	N
CANALES EXCAVADOS		SIN MANTENIMIENTO	
EN TIERRA, SECCIÓN UNIFORME:		Gran cantidad de maleza	0,080
Limpios y sin vegetación	0,022	Gran cantidad de maleza, arbustos y vegetación en las márgenes	0,100
Hierba corta, algunas malezas	0,027	EN ROCA	
EN TIERRA, SECCIÓN APROX. UNIFORME		Sección uniforme y lisa	0,035
Sin vegetación	0,025	Sección irregular y escabrosa	0,040
Hierba corta, algunas malezas	0,030	CANALES NATURALES	
Plantas acuáticas, enea	0,035	CON POCÁ PENDIENTE (MENOR DE 1%)	
Fondo de cantos rodados y taludes sin vegetación	0,040	Sección uniforme, rectos, sin pozos, con algo de piedra y malezas	0,035
DRAGADOS		Limpios, rectos, sin pozos, uniforme	0,030
Sin vegetación	0,028	Densa vegetación, árboles, arbustos	0,100
Vegetación ligera en los taludes	0,050	TORRENTES, TERRENOS MONTAÑOSOS, SIN VEGETACIÓN, TALUDES ESCARPADOS	
		Fondo grava, escasos cantos rodados	0,040
		Fondos con abundantes cantos rodados	0,050

El valor del coeficiente de fricción se obtiene según la siguiente ecuación:

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

n_0 = valor básico del coeficiente para un canal recto, liso, de sección uniforme.

n_1 = corrección por efectos de irregularidad superficial.

n_2 = corrección adicional por las variaciones de forma y tamaño de la sección.

n_3 = corrección adicional por los efectos de las obstrucciones producidas por arrastres, raíces, troncos flotantes.

n_4 = corrección adicional por efecto de la vegetación en el cauce.

k = factor de corrección para tomar en cuenta el efectos de los meandros. Los valores de n y k vienen dados en la tabla 3.8.

CUADRO 3.10.

COEFICIENTES DEL U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
MATERIAL	Tierra	n ₀	0.010
	Roca excavada		0.015
	Grava fina		0.014
	Grava gruesa		0.028
GRADO DE IRREGULARIDAD SUPERFICIAL	<i>Ninguno</i> : como una superficie lisa	n ₁	0.000
	<i>Escaso</i> : como en los canales bien dragados o aquellos con los lados socavados		0.005
	<i>Moderado</i> : como en los canales con taludes socavados		0.010
	<i>Notable</i> : como en los canales muy socavados o aquellos excavados en roca, sin ningún acabado		0.020
VARIACIÓN EN FORMA Y TAMAÑO DE LA SECCIÓN	Gradual	n ₂	0.000
	Ocasional		0.005
	Frecuente		0.010 - 0.015
EFECTO DE LAS OBSTRUCCIONES	Despreciable	n ₃	0.000
	<i>Escaso</i> : como cuando los arrastres obstruyen algo el paso del agua		0.010 - 0.015
	<i>Apreciable</i> : como cuando se ven raíces y árboles que obstruyen el paso		0.020 - 0.030
	<i>Notable</i> : como cuando hay grandes troncos atascados, "carameras" grandes, etc.		0.040 - 0.060
VEGETACIÓN	<i>Baja</i> : hierbas flexibles, la profundidad del agua es tres veces la altura de la vegetación predominante	n ₄	0.005 – 0.010
	<i>Media</i> : Hierbas, arbustos; la profundidad del agua es como dos veces la altura de la vegetación predominante		0.010 – 0.025
	<i>Alta</i> : Hierbas, pequeños árboles; la profundidad del agua es comparable a la altura de la vegetación predominante.		0.025 – 0.050
	<i>Muy alta</i> : la profundidad del agua es como la mitad de la altura de la vegetación predominante		0.050 – 0.100
EFECTOS DE LOS MENADROS*	<i>Escasos</i> : $1,0 \leq Lm/Ls \leq 1,2$	k	1.00
	<i>Apreciables</i> : $1,2 < Lm/Ls \leq 1,5$		1.15
	<i>Notables</i> : $1,5 < Lm/Ls$		1.30
<ul style="list-style-type: none"> • Lm = longitud del tramo a lo largo del cauce. Ls = longitud del tramo medida en línea recta. 			

3.9.10.2. Coeficiente n según Strickler

Mediante la comparación del factor de fricción f de Darcy con el coeficiente de fricción n de Manning, Strickler llegó a la siguiente expresión que permite calcular este último cuando se conoce el tamaño de las partículas del contorno:

$$n = \frac{d_{75}^{1/6}}{26}$$

donde d_{75} es el diámetro máximo del 75% del material medido en peso, siendo el 25% restante mayor que él.

3.9.10. Pendiente de los taludes

En la tabla siguiente se recomiendan las pendientes para los taludes de los canales no revestidos, según el tipo de suelo.

CUADRO 3.11. TALUDES APROPIADOS PARA DISTINTOS TIPOS DE MATERIAL

MATERIAL	TALUD (H:V)
Roca	0: 1 (Vert.)
Suelos de turba y detritos	¼ : 1
Arcilla compacta o tierra con recubrimiento de concreto	½ : 1 ⇒ 1:1
Tierra con recubrimiento de piedra o tierra en grandes canales	1 : 1
Arcilla firme o tierra en canales pequeños	1,5 : 1
Tierra arenosa suelta	2 : 1
Grava arenosa o arcilla porosa	3: 1

3.10. Aplicación del programa Flow Master

El programa Flow Master es fácil de usar, es un programa basado en Windows que ayuda al ingeniero civil para el diseño y análisis de tuberías, cunetas, canales abiertos,

presas, y más. Flow Master calcula flujos, velocidades del agua, profundidad y presión basadas en excelentes y bien conocidas fórmulas: Darcy Weisbach, Manning's, Kutter's y Hazen Williams.





3.10.1. Menús del Flow Master

Los botones del menú y teclas de acceso directo proveen unos accesos fáciles a los comandos y opciones más usados, pero no existen para todos los comandos. El sistema de Menú de despliegue tiene una presentación más compresiva con las propiedades que posee el Flow Master.

Menú por menú, esta sección enseña muchas cosas que se puede hacer con el Flow Master, y enseñar cómo se puede acceder a estos comandos (incluyendo cualquier barra de herramientas y teclas de acceso directo que estén disponibles).

3.10.2. Menú de Reportes

El menú de informes proporciona acceso a una colección de reportes textuales y gráficos. Además, el menú de informes proporciona acceso a Flex Tables, que permiten crear informes personalizados.

Botón	Imagen	Uso
Report Rating Table		Para generar una tabla de clasificación para la hoja de trabajo seleccionada.
Report Rating Curves		Para generar un gráfico de clasificación para la hoja de trabajo seleccionada
Report / Cross Section		Para generar un reporte de la sección para la hoja de trabajo seleccionada.
Report / Tabular Reports		Para tabular reportes para cualquiera de estos elementos: <ul style="list-style-type: none"> • Canales circulares, rectangulares, triangulares, trapezoidales o canales irregulares o secciones tipo estero • Presa u orificio • Tuberías a presión • Combinaciones, cunetas, zanjas

3.10.3. Teoría y fórmulas que utiliza el Flow Master

Las ecuaciones que utiliza el Flow Master son principalmente con flujo uniforme, El flujo uniforme se refiere a una condición hidráulica en la que la profundidad de flujo, la descarga del canal, y en tipo de flujo en toda la zona no cambian. Estas condiciones solo se cumplen cuando la pendiente de fondo del canal y la pendiente de fricción son iguales. Cuando el agua fluye bajo condiciones de un flujo uniforme, la profundidad de flujo con frecuencia se denomina profundidad normal.

El flujo uniforme puede ser descrito por la ecuación de fricción generalizada:

$$V = CR^xS^y$$

Donde:

V = Velocidad;

C = factor de resistencia al flujo;

R = radio hidráulico;

S = fricción; x, y = exponentes.

También tenemos la ecuación de continuidad; $Q = V.A$. Donde:

Q = caudal;

V = velocidad y

A = Área de la sección.

Resulta entonces la ecuación: $Q = ACR^xS^y$

Fórmula de Manning

La fórmula de Manning es probablemente la ecuación más utilizada de flujo en canal abierto, y es una de las ecuaciones más fácil de resolver. El componente de rugosidad (C) es constante durante toda la gama de flujos y es típicamente representado por n de Manning. Los valores de x e y son 2/3 y 1/2, respectivamente. La ecuación para el sistema métrico es:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

V = velocidad del flujo;

n = coeficiente de Manning,

R = radio hidráulico, S = fricción.

Fórmula de Kutter

La fórmula estándar de la fórmula de Kutter se conoce como la fórmula de Chezy – Kutter y es ampliamente utilizado en el diseño de alcantarillado de aguas residuales. La rugosidad (C) es variable y es una función de R, S, y el material del canal. Tanto x e y son iguales a 1/2. Para el sistema métrico tenemos:

$$C = \frac{23.0 + \frac{0.00155}{S} + \frac{1}{n}}{1 + \frac{\left(23.0 + \frac{0.00155}{S}\right)n}{\sqrt{R}}}$$

Donde:

n = coeficiente de Manning;

R = radio hidráulico y

S = fricción.

Fórmula de Hazen Williams

La fórmula de Hazen – Williams es la más frecuentemente utilizada en el diseño de la tubería de presión en sistemas de distribución de agua. El coeficiente de rugosidad (C) es constante durante el pleno rango de flujos (que se supone turbulento). Los valores de x e y es esta ecuación empírica son 0,63 y 0,54. La ecuación para el sistema métrico es:

$$V = 0.85CR^{0.63}S^{0.54}$$

Donde:

V = velocidad;

C = factor de resistencia al flujo;

R= radio hidráulico y

S = fricción.

3.10.4. Aplicación del programa Flow Master en el proyecto

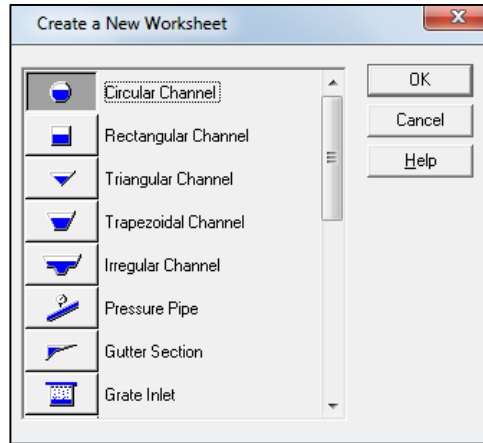
Para la explicación del uso del programa se presentan figuras ilustrativas. Cada una de ellas tendrá su respectiva explicación a detalle para una fácil comprensión del programa. En primer lugar se presenta un ejemplo de canal triangular (cuneta) con los datos obtenidos en cálculos anteriores.

Ejemplo 1: Canal Triangular (Cuneta)

Procedimiento:

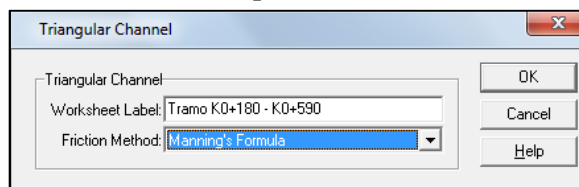
1. Abrimos el programa, nos aparece una ventana en la cual seleccionamos new project y se abre el esquema 1. Seleccionamos el tipo de canal a diseñar según la geometría deseada.

Esquema 1



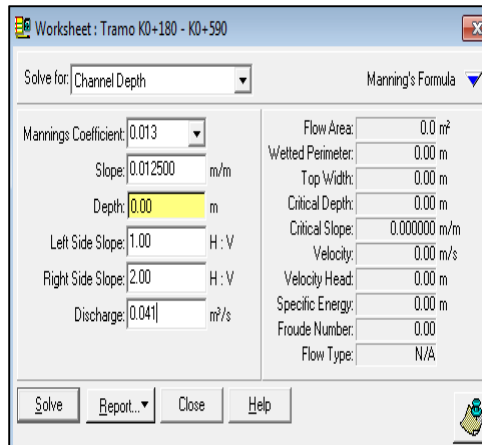
2. Una vez se selecciono el canal (según la geometría) se presenta el esquema 2. En esta ventana le damos un nombre al canal y seleccionamos con que fórmula nos gustaría trabajar. En este caso se escoge la fórmula de Manning.

Esquema 2



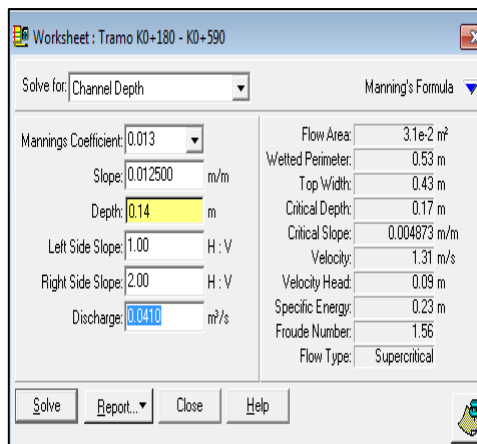
3. En seguida se abre la ventana mostrada en el esquema 3, en la pestaña solve for señalamos el dato que se desea calcular (el mismo se pinta de amarillo). En las demás pestañas en blanco debemos indicar los valores que requiere el programa.

Esquema 3



4. Una vez se hayan colocado todos los datos, damos clic en solve (parte inferior izquierda de la ventana) e instantáneamente aparecen varios resultados a la derecha de la ventana antes mencionada (esquema 4).

Esquema 4

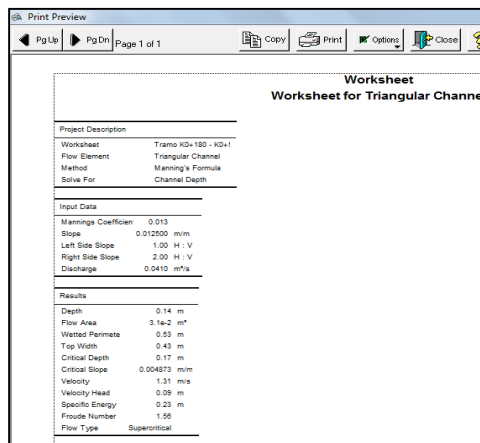


5. Cabe indicar que con los datos empleados para el cálculo de las dimensiones de los elementos de la cuneta, la velocidad resulta ser menor a 6 m/s, lo cuál indica

que las dimensiones propuestas inicialmente cumplen para conducir el caudal obtenido en cálculos anteriores.

6. Para obtener resultados en tabla de reportes o gráficamente escogemos las opciones que se presentan cuando se hace clic en report. Si escogemos tabla de reportes el gráfico nos aparecerá, tal como se indica en el esquema 5. Los resultados podemos exportarlos a M.S. Excel o Bloc de Notas.

Esquema 5



The screenshot shows a 'Print Preview' window for a 'Worksheet for Triangular Channel'. The window contains a table with the following data:

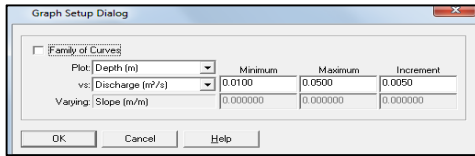
Project Description	
Worksheet	Tramo KD+120 - KD+1
Flow Element	Triangular Channel
Method	Manning's Formula
Solve For	Channel Depth

Input Data	
Manning's Coefficient	0.013
Slope	0.012500 m/m
Left Side Slope	1.00 H : V
Right Side Slope	2.00 H : V
Discharge	0.0410 m ³ /s

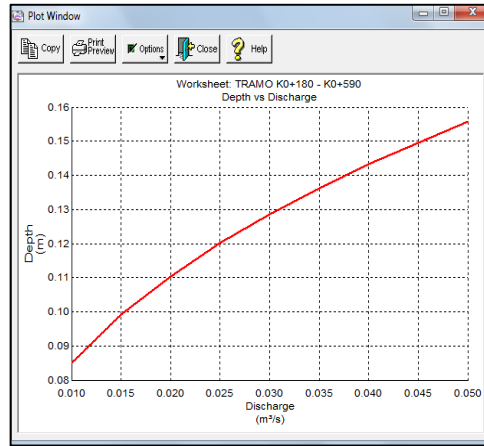
Results	
Depth	0.14 m
Flow Area	3.14-2 m ²
Wetted Perimete	0.53 m
Top Width	0.43 m
Critical Depth	0.17 m
Critical Slope	0.004813 m/m
Velocity	1.31 m/s
Velocity Head	0.09 m
Specific Energy	0.23 m
Froude Number	1.55
Flow Type	Supercritical

7. Si deseamos visualizar los resultados gráficamente escogemos dicha opción. En primer lugar se abre una ventana en la que indicamos que elementos deseamos relacionar (esquema 6). En este caso seleccionamos: caudal vs altura, se debe indicar los rangos de variación para generar el gráfico. El resultado se lo indica en el esquema 7.

Esquema 6



Esquema 7

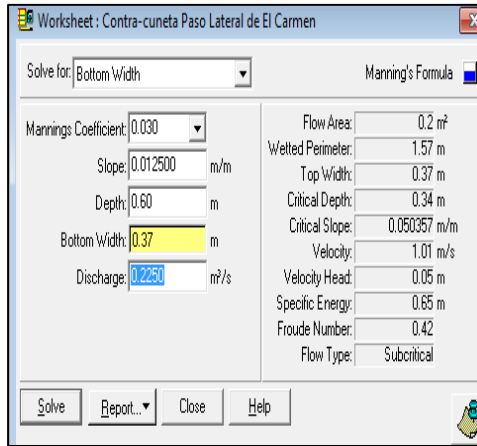


Ejemplo 2: Canal Rectangular (Cuneta de coronación)

Procedimiento:

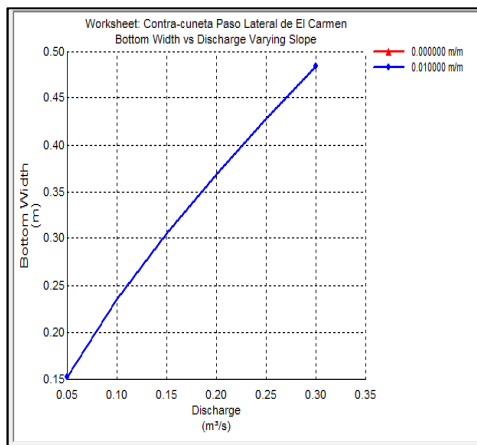
1. Igual que en el ejemplo anterior escogemos el tipo de canal a diseñarse, en este caso por tratarse de una contra-cuneta seleccionamos un canal rectangular.
2. Le damos nombre al canal e indicamos la fórmula a emplearse para los respectivos cálculos.
3. En este caso deseamos conocer el ancho del canal, en la casilla solve for especificamos este dato. Al tratarse de una contra-cuneta seleccionamos el coeficiente de rugosidad como canal sin revestimiento. Una vez ingresados los datos damos clic en solve y al lado derecho de la ventana nos aparece los resultados (esquema 8).

Esquema 8



4. La velocidad resulta menor a 6 m/s por lo que el gasto a conducirse no tiene inconvenientes en su circulación.
5. Finalmente realizamos un reporte gráfico de los resultados. En este ejemplo seleccionaremos una familia de curvas. Ancho del canal vs Caudal y Ancho de canal vs Pendiente (esquema 9).

Esquema 9



CAPÍTULO IV. DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS

4.1.Introducción

Una alcantarilla es un conducto relativamente corto a través del cual cruza el agua bajo la vía de un costado a otro. Incluye, por lo tanto, conductos con cualquier sección geométrica: circulares y alcantarillas de cajón principalmente.

El diseño de la alcantarilla consiste en determinar el diámetro más económico que permita pasar el caudal de diseño sin exceder la carga máxima a la entrada atendiendo también criterios de arrastre de sedimentos y de facilidad de mantenimiento.

El presente capítulo tiene por objetivo presentar los principios hidráulicos fundamentales involucrados en el diseño de alcantarillas, y desarrollar una metodología de diseño adecuada a las necesidades del proyectista. Adicionalmente se exponen aplicaciones del modelo HY8, que es uno de los modelos de resolución de alcantarillas más utilizados a nivel mundial.

4.2.Factores que condicionan el diseño hidráulico

Una alcantarilla es una estructura que tiene por objetivo principal sortear un obstáculo al paso del agua. En la mayoría de los casos se aplican al diseño vial, es decir, cuando el flujo es interceptado por un camino o una vía de ferrocarril.

Cuando se realiza el diseño geométrico de un camino, el mismo, normalmente se interpone en el movimiento natural de escurrimiento de las aguas de la zona de emplazamiento. En la ladera de una montaña, se interpone en el camino de escurrimiento de las aguas que bajan por la montaña. Cuando atraviesan un arroyo, un río, o cualquier otro canal, y aún en los paisajes más llanos la topografía del terreno obliga al movimiento del agua en alguna dirección. El camino, en la mayoría de los casos constituye un verdadero obstáculo al paso del agua.

En el capítulo II se presenta el cálculo del caudal de diseño de la alcantarilla. Normalmente se adopta para la alcantarilla el caudal producido por una tormenta con un tiempo de retorno de 25 a 50 años, dependiendo básicamente del grado de daños que podría ocasionar una falla funcional de la alcantarilla. También se asume en este trabajo que se conocen las características geométricas del obstáculo que atraviesa la alcantarilla. Por ejemplo, se conoce la altura del terraplén del camino que se va a atravesar. Además, deben ser tenidos en cuenta otros factores, como por ejemplo el paquete estructural del camino, que incluye capas de distintos materiales y densidades. En general, conviene evitar el contacto del agua con el paquete estructural. Por esta razón se exige que el nivel del agua a la entrada de la alcantarilla no supere un cierto límite asociado a la conservación física del camino. Por otro lado, es importante considerar la resistencia de la alcantarilla para que pueda soportar el peso de la tapada de tierra que la confina. Esto podría condicionar el material empleado en la alcantarilla.

Con esto quiere ponerse de manifiesto que existen varios factores que se condicionan el dimensionamiento hidráulico de las alcantarillas, factores que se analizan a cada caso en particular, y que están fuertemente ligados a la experiencia del proyectista.

Es evidente que en toda obra de ingeniería se procura maximizar la relación beneficio-costo, por lo que el factor económico desempeña un rol principal en la selección de la alcantarilla más adecuada al problema planteado.

Por último, cabe mencionar que los casos atendidos en este trabajo corresponden a las situaciones que se presentan más comúnmente en el diseño, en lo que respecta al material y forma de las alcantarillas.

En este sentido se asume que todas las alcantarillas tienen sección transversal uniforme, con forma circular, ovalada o bóveda, tanto de hormigón como metálicas; y de sección rectangular, sólo de hormigón. La entrada puede consistir en el conducto de la alcantarilla prolongado fuera del terraplén (embocadura saliente), o cortado en bisel, según la pendiente de los taludes.

Algunas alcantarillas tienen muros de cabecera, de ala y plateas de entrada, o entradas “estándar” metálicas, o de hormigón.

En síntesis, el diseño de alcantarillas consiste en determinar el tipo de sección, material y embocadura de alcantarilla, para la longitud y pendiente que posee, sea capaz de evacuar el caudal de diseño, provocando un nivel de agua en la entrada que no ponga en peligro de falla estructural, ni funcional la estructura que se desea atravesar optimizando los recursos disponibles. Es decir, buscar la solución técnico-económica más conveniente.

Como se verá más adelante, el procedimiento para el diseño de alcantarillas no sigue un camino único y exacto, sino que, por el contrario, es iterativo. La solución óptima no existe, sino que existen un conjunto de alternativas que resuelven el problema planteado.

Además de los factores mencionados, puede variarse la ubicación y posición de la alcantarilla, lo cual modifica longitudes y pendiente, etc. El criterio y buen juicio del Ingeniero darán la última palabra.

4.3. Conceptos hidráulicos

Antes de comenzar a presentar una interpretación hidráulica de las alcantarillas es necesario aclarar que esta tesis tiene por objeto constituirse en un material práctico de diseño, y no una teoría que sustente el funcionamiento hidráulico de las alcantarillas.

El procedimiento propuesto, que toma como referencia principal los “Gráficos hidráulicos para el diseño de alcantarillas”, asume algunas hipótesis. Además, estos

gráficos fueron obtenidos a partir de un conjunto de ensayos en laboratorio, y posteriormente convalidados con experimentación en el terreno. Todo esto le incorpora un componente empírico que, cuanto mucho, puede ser interpretado físicamente.

Estos gráficos fueron originalmente preparados por la Sección Hidráulica División Puentes de la Oficina de Ingeniería y Operaciones del Bureau of Public Roads de Washington – EEUU (1964) y posteriormente traducidos y adaptados a las unidades métricas por el Ing. Rühle (1966).

Si observamos una alcantarilla, no es más que un conducto cuya sección puede ser circular, ovalada, rectangular, etc. Imaginemos que este conducto atraviesa un camino que se encuentra en la ladera de una montaña. Evidentemente, el camino constituye una barrera artificial para el agua que escurre a superficie libre sobre la ladera de la montaña y para todos los cursos de agua (de mayor o menor tamaño) que drenan por los múltiples cauces que bajan por la ladera. Cuando esos flujos encuentran el camino, comienzan a escurrir paralelos al mismo y en la dirección de la pendiente longitudinal del camino.

Por esta razón se construyen a los bordes del camino canales o canaletas que conducen el agua paralelo al mismo. Estos canales van recolectando agua en su recorrido hasta llegar a una alcantarilla que la recibe y la cruza transversalmente al otro lado del camino.

De acuerdo a las dimensiones, material de la alcantarilla, caudal, condiciones de entrada y de salida de la misma, etc. irán variando las características hidráulicas del flujo; pudiendo variar desde un flujo a superficie libre con un tirante pequeño, hasta un conducto a presión, cuando fluye totalmente llena. En el primer caso, podría dimensionarse la alcantarilla empleando la teoría de flujo en canales abiertos, mientras que en el segundo, con las ecuaciones de la teoría de conductos. Entre ambas condiciones extremas se plantean un gran número de casos con soluciones más o menos complejas. En conclusión, el análisis hidráulico teórico del escurrimiento en el interior de una alcantarilla es muy complejo.

Por esta razón se han hecho numerosos ensayos de laboratorio de la mayoría de los casos prácticos de diseño de alcantarillas. Estos ensayos, posteriormente han sido convalidados con observaciones en el terreno y se han obtenido resultados altamente satisfactorios.

A partir de esta experimentación, se han puesto de manifiesto dos formas fundamentales típicas de escurrimiento en alcantarillas, que incluyen todas las demás:

- 1) Escurrimiento con control de entrada
- 2) Escurrimiento con control de salida

Entendiendo por sección de control, aquella sección donde existe una relación definida entre el caudal y el tirante. Es la sección en la cual se asume que se desarrolla un tirante próximo al crítico.

En el escurrimiento con control de entrada, el caudal que puede pasar por la alcantarilla, depende fundamentalmente de las condiciones de entrada a la misma. Es decir, depende de la sección transversal del conducto, de la geometría de la embocadura y de la profundidad del agua a la entrada o altura del remanso. En este tipo de escurrimiento no influyen las características del conducto mismo. En cambio, en el escurrimiento con control de salida debe agregarse a las anteriores el nivel del agua a la salida, la pendiente, longitud y rugosidad del conducto.

En este capítulo se presentan los gráficos y se explican los cálculos necesarios para diseñar alcantarillas que trabajan con control de entrada y aquellas que trabajan con control de salida. No es sencillo determinar de antemano si una alcantarilla va a trabajar con control de entrada o de salida. Para responder a esa pregunta habría que realizar cálculos largos y complejos, lo cual quitaría practicidad al método.

Por esa razón, las normas permiten que se calcule, para el caudal de diseño de la alcantarilla, el nivel a la entrada de la misma como si ésta trabajara con control de entrada, luego se deberá calcular como si trabajara con control de salida, y finalmente, se elige el mayor nivel entre ambos.

4.4. Flujo con control de entrada

En el flujo con control de entrada el tirante crítico se forma en las proximidades de la sección de entrada a la alcantarilla, quedando hacia aguas arriba de dicha sección un remanso en flujo sub-crítico, y aguas abajo, un flujo supercrítico. De modo que lo que ocurre desde la sección hacia aguas arriba, tiene influencia en el nivel a la entrada de la alcantarilla, pero no tiene ninguna influencia lo que ocurre aguas abajo de dicha sección.

Por eso, las variables que intervienen en este tipo de flujo son:

- Tipo y dimensiones de la sección transversal. Ej.: circular con diámetro=2m.
- Geometría de la embocadura. Ej.: Con alas a 30° con respecto al eje.
- Nivel de agua a la entrada. Se utiliza la altura H_e .

Si bien no es sencillo predefinir cuando un flujo tendrá control de entrada, los casos más típicos son aquellos en los cuales:

1. La entrada está descubierta y la pendiente es supercrítica (Figura 4.1.), pudiendo o no fluir llena la sección en parte del conducto.

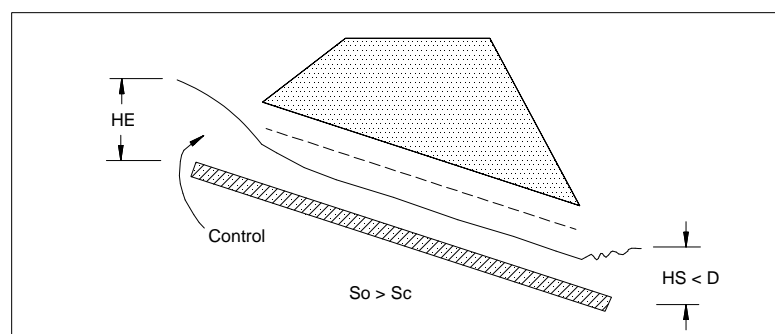


FIGURA 4.1. FLUJO CON CONTROL DE ENTRADA – CASO TÍPICO

2. La entrada está sumergida, y sin embargo no fluye lleno el conducto (Figura 4.2.), pudiendo ser sub-crítica o super-crítica la pendiente.

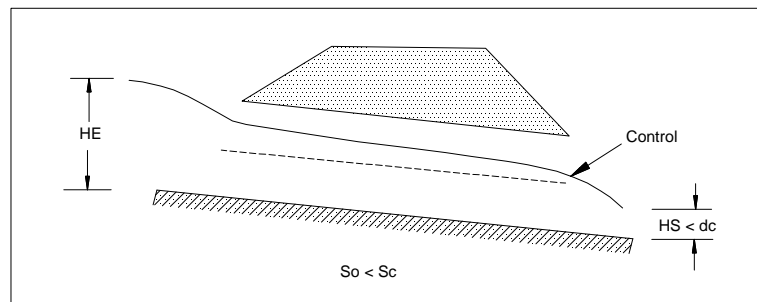


FIGURA 4.2. FLUJO CON CONTROL DE ENTRADA – CASO TÍPICO

4.5. Cálculos para flujo con control de entrada

El procedimiento de cálculo es muy sencillo para este tipo de flujo, y puede plantearse en los siguientes pasos:

1. Se adopta un caudal de diseño.
2. Se propone un tipo de alcantarilla (forma y dimensiones).
3. Se elige un tipo de entrada.
4. Se calcula el nivel que debe formarse a la entrada (H_e) necesario para permitir el paso del caudal de diseño. Si ese nivel verifica las condiciones de nuestro proyecto, es decir, no supera la altura máxima admisible para el agua a la entrada de la alcantarilla de acuerdo a los condicionantes de diseño planteados en el problema en cuestión, se continúa en el paso 5, de lo contrario, se vuelve al paso 2.

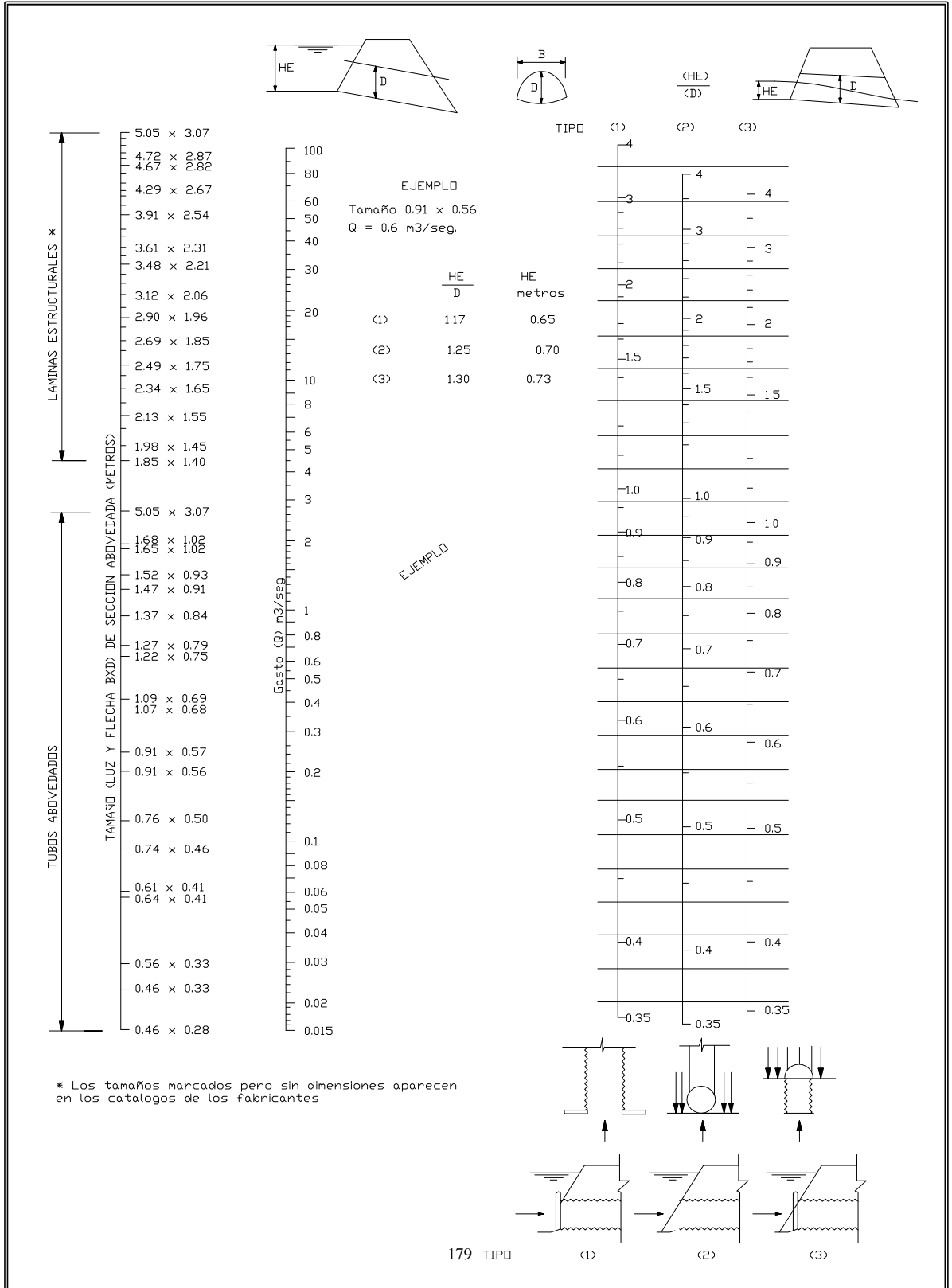
5. Se observa que el nivel He no sea demasiado pequeño, es decir, que la alcantarilla no se haya sobredimensionado, pues esto ocasionaría costos excesivos e innecesarios.
6. Se adopta la alcantarilla propuesta como una de las posibles soluciones del problema.

Para este tipo de flujo tenemos nomogramas que interrelacionan las variables involucradas.

En la figura 4.3. se presenta uno de estos nomogramas. En particular se presenta el nomograma que construido para secciones transversales de alcantarilla tipo bóveda, donde la altura y en ancho máximo de la bóveda definen la geometría de la sección.

FIGURA 4.3.

NOMOGRAMA PARA CÁLCULO EN FLUJO CON CONTROL DE ENTRADA



Supongamos que se desea conocer cuál es el nivel que tendrá el agua a la entrada de mí alcantarilla, si coloco una alcantarilla de ciertas dimensiones, con ciertas características de entrada y para un caudal de diseño dado.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

1. Se busca en la primera recta vertical del nomograma, las dimensiones de la alcantarilla que deseo verificar. Por ejemplo: 0,91m x 0,56m, para una sección abovedada.
2. Se elige el caudal de diseño en la segunda recta. Por ejemplo: 0,60 m³/s.
3. Se traza una recta que una ambos puntos, y se prolonga hasta que intersecta la primera del trío de rectas que están a la derecha del nomograma. Luego se traza una horizontal, y se elige el valor de H_e / D que corresponde al tipo de entrada adoptado. Por ejemplo: para el tipo de entrada (3), es decir con el conducto sobresaliente del talud, sin cabezal, se adopta un $H_e / D = 1,3$. Es decir que $H_e = 1,3 \times D = 0,73\text{m}$.

Está claro que el valor obtenido no es demasiado grande pues no llega ni siquiera a la altura de 0,91m de la alcantarilla, pero podría ser demasiado pequeño, con lo cual se aconsejaría redimensionar la alcantarilla, reduciendo sus dimensiones de sección o tomando otro tipo de sección con nuevas dimensiones.

Es importante aclarar que el valor H_e al que se refiere el nomograma no es exactamente el tirante del agua en la sección de entrada, sino la suma de este más la energía de velocidad.

Sin embargo, la energía de velocidad es muy pequeña a la entrada y puede suponerse casi nula en la mayoría de los casos. Además de eso, el valor de H_e obtenido de este modo no ofrece una seguridad extra pues sobre estima el nivel del agua que en definitiva es el que nos interesa conocer.

4.6. Flujo con control de salida

En el flujo con control de salida el tirante crítico se forma en las proximidades de la sección de salida de la alcantarilla, quedando hacia aguas arriba de dicha sección un remanso en flujo sub-crítico, y aguas abajo, un flujo supercrítico. De modo que todo lo que ocurre desde la sección de salida hacia aguas arriba tiene influencia en el nivel a la entrada de la alcantarilla. Por eso, las variables que intervienen en este tipo de flujo son las mismas que intervienen en el control de entrada más las que corresponden al tramo entre esta sección y la de salida:

- Tipo y dimensiones de la sección transversal. Ejemplo: circular con diámetro = 2m.
- Geometría de la embocadura. Ejemplo: Con alas a 30° con respecto al eje.
- Nivel de agua a la entrada. Se utiliza la altura H_e .
- Nivel de agua a la salida.

- Pendiente del conducto.
- Rugosidad del conducto.
- Largo del conducto.

Al igual que en control de entrada, tampoco aquí es sencillo predefinir cuando un flujo tendrá control de salida, los casos más típicos son aquellos en los cuales:

1. La altura del agua no sumerge la entrada y la pendiente del conducto es subcrítica (Figura 4.4.).

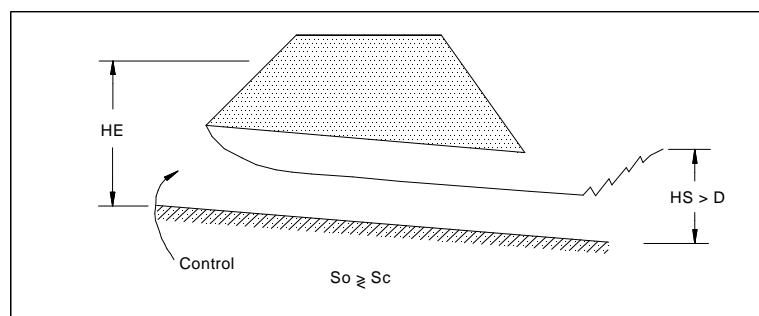


FIGURA 4.4. FLUJO CON CONTROL DE SALIDA – CASO TÍPICO

2. La alcantarilla fluyendo a plena capacidad (Figura 4.5.).

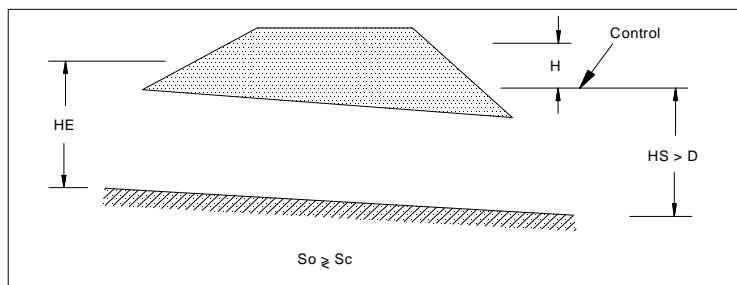


FIGURA 4.5. FLUJO CON CONTROL DE SALIDA – CASO TÍPICO

En el caso de flujo con control de salida comienzan a intervenir en el cálculo las características del flujo en la alcantarilla y a la salida de la misma. Desde el punto de vista del cálculo conviene identificar distintos tipos de escurrimiento en alcantarillas con control de salida. La figura 4.6. presenta cuatro tipos de flujo con control de salida:

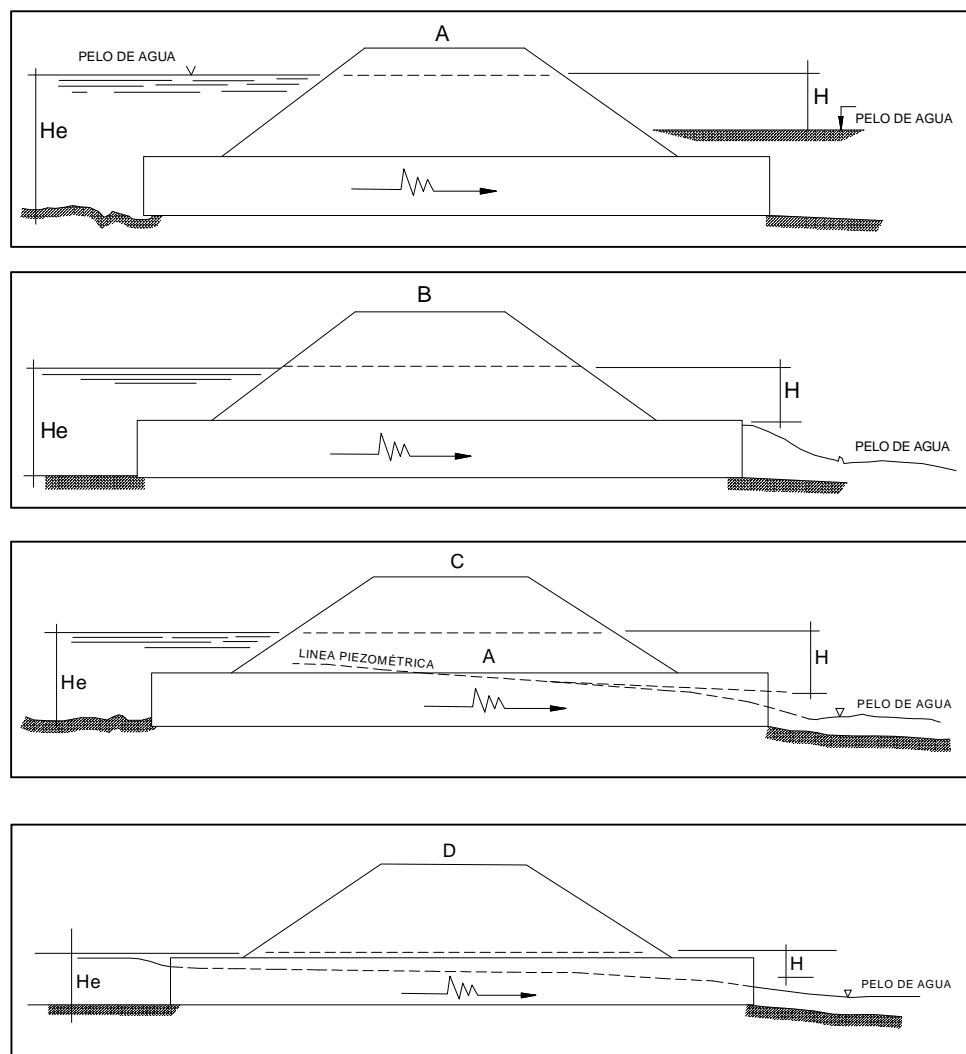


FIGURA 4.6. CLASIFICACIÓN DEL FLUJO CON CONTROL DE SALIDA

- a. Caso de sección llena con nivel aguas abajo por encima del dintel de la sección de salida.
- b. Caso de sección llena con nivel aguas abajo por debajo del dintel de la sección de salida.
- c. Caso de sección parcialmente llena en un tramo del conducto.
- d. Caso de sección parcialmente llena en todo el conducto.

Los procedimientos presentados en este capítulo permiten la determinación de la profundidad del agua a la entrada con muy buena exactitud para los casos A, B y C. El caso D se resuelve, pero ofrece resultados con exactitud decreciente en el cálculo de H_e , a medida que decrece H_e .

4.7. Cálculos para flujo con control de salida

Si planteamos la ecuación de energía entre la entrada y la salida de la alcantarilla, resulta una ecuación general del tipo:

$$H_e = H + H_1 - L_i \quad (1)$$

Donde:

H_e = nivel a la entrada

H_1 = nivel a la salida

H = energía empleada en la obtención de energía de velocidad a la salida, más la pérdida por fricción y pérdidas a la entrada.

L = Longitud del conducto

i = Pendiente del conducto

A continuación se presenta el procedimiento de cálculo para el caso A, que prescinde del nomograma, y luego para los casos B, C y D, que se resuelven del mismo modo a partir de los nomogramas.

CASO A

En este caso:

$$H = h_v + h_e + h_f$$

Donde:

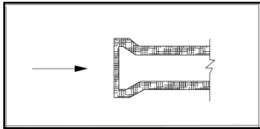
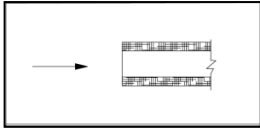
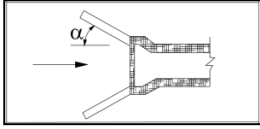
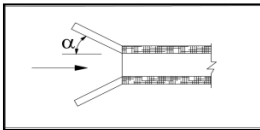
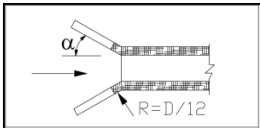
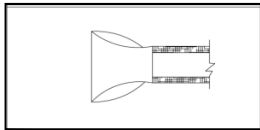
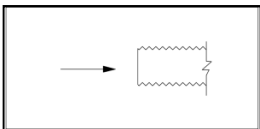
$$h_v = \frac{v^2}{2g} \quad h_e = k_c \cdot \frac{v^2}{2g} \quad h_f = \frac{2gn^2}{R^{4/3}} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$H = \left(1 + k_e + \frac{2gn^2}{R^{4/3}} \right) \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Donde la velocidad es: $v = \frac{Q}{A}$

El coeficiente K_e (o C_e) es un coeficiente experimental que tiene en cuenta las pérdidas en la entrada a la alcantarilla. En la figura 4.7. se presenta una tabla con los principales valores de C_e en función del tipo de embocadura de entrada. Una vez que se ha determinado el valor de H , el resto de las variables de la ecuación (1) son conocidas. Así, H_1 es el nivel aguas abajo que se asume conocido, el término $L \cdot i$, es la longitud de

la alcantarilla multiplicada por su pendiente, ambos elementos preestablecidos en el diseño de la misma.

	GRÁFICO	DESCRIPCIÓN	C _E
TUBOS DE CONCRETO		CAMPANA SALIENTE	0.20
		ESPIGA SALIENTE (No se recomienda su uso)	0.50
		CON ALETAS ($\alpha 0^\circ$ a 90°) CAMPANA EN EL EXTREMO	0.20
		CON ALETAS ($\alpha 0^\circ$ a 90°) ESPIGA EN EL EXTREMO (No se recomienda su uso)	0.50
		CON ALETAS ($\alpha 0^\circ$ a 90°) REDONDEADA (Radio = $D/12$)	0.20
		SECCIÓN TERMINAL PREFABRICADA DE ACUERDO CON TALUD	0.50
TUBOS O		EXTREMO SALIENTE	0.90

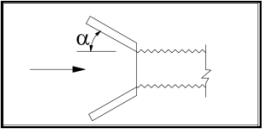
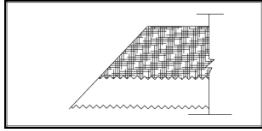
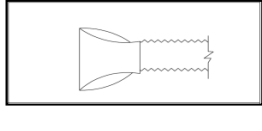
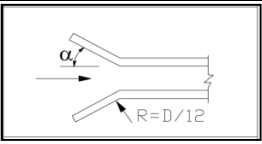
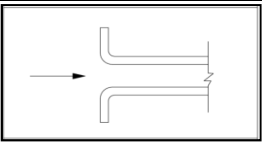
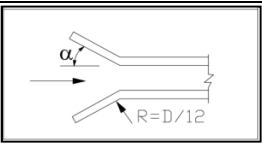
		CON ALETAS ($\alpha 0^\circ$ a 90°)	0.50
		CHAFLADO DE ACUERDO CON TALUD	0.70
		SECCIÓN TERMINAL PREFABRICADA DE ACUERDO CON TALUD	0.50
CAJONES DE CONCRETO ARMADO		ALETAS O MUROS DE CABECERAS ARISTAS SIN REDONDEAR	$\alpha = 0^\circ$ 0.70 $10^\circ < \alpha < 25^\circ$ 0.50 $30^\circ < \alpha < 75^\circ$ 0.40 $\alpha = 90^\circ$ 0.50
		MURO DE CABECERA TRES ARISTAS REDONDEADAS (Radio = 1/12 dimensión cajón)	0.20
		ALETA α ENTRE 30° Y 75° ARISTA SUPERIOR REDONDEADA (Radio = 1/12 dimensión cajón)	0.20

FIGURA 4.7. PRINCIPALES TIPOS DE EMBOCADURA DE ENTRADA (COEFICIENTES DE PERDIDA DE CARGA)

CASOS B, C Y D

En los tres casos nos basamos en la ecuación (1) para su resolución. De la misma, sólo conocemos el término L_i . Para la estimación de H_1 , que representa el nivel de agua a la salida, se adopta el mayor entre:

a) H_s , que es el nivel de agua a la salida cuando es conocido, y

b) El promedio entre h_c y D . O sea: $\frac{h_c+D}{2}$

Donde:

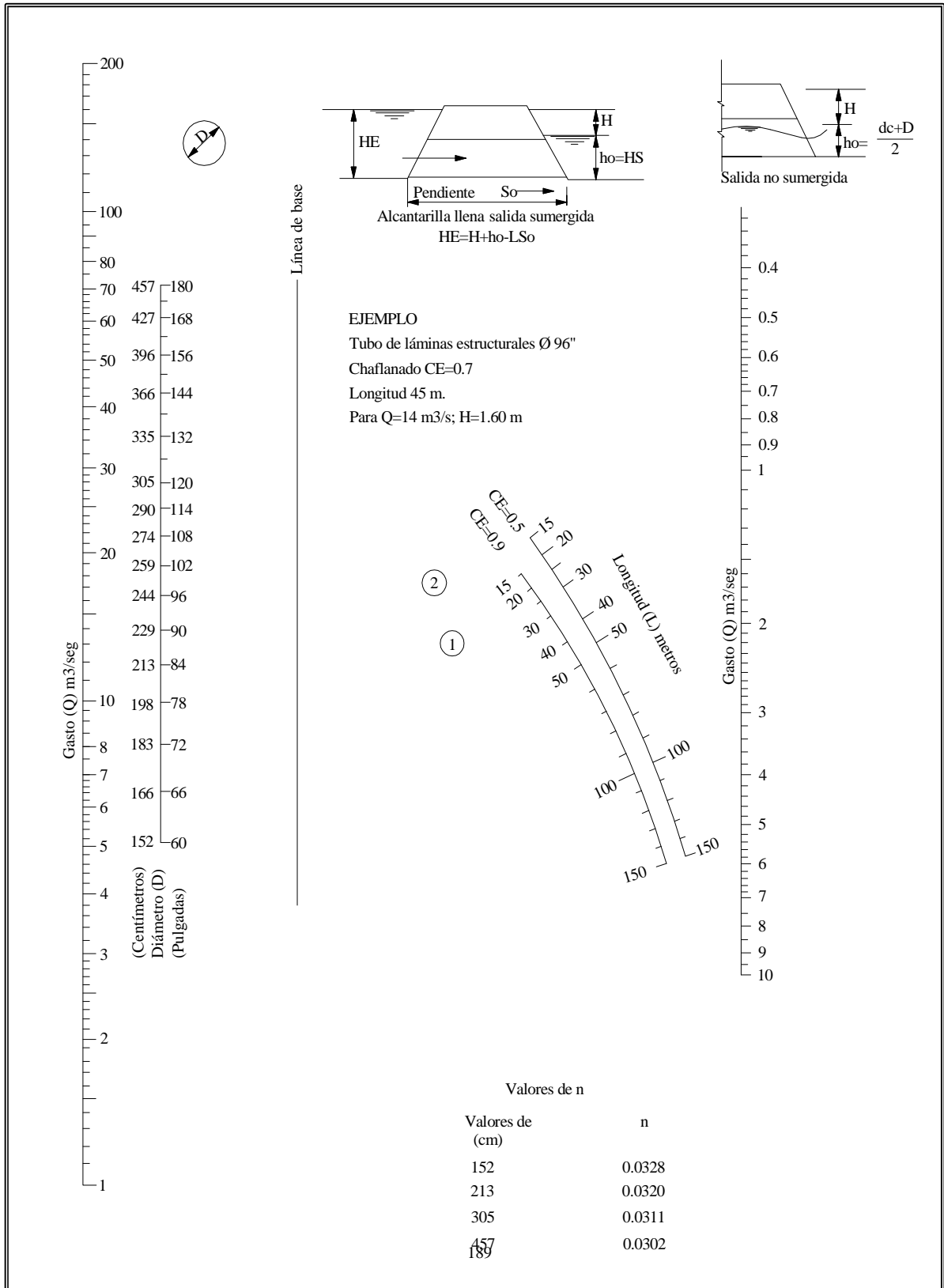
- h_c es el tirante crítico para el caudal de diseño. Se proponen tablas para estimar rápidamente valores de h_c .
- D es el diámetro o altura de la alcantarilla.

Para la estimación de H , se utilizan los nomogramas según el procedimiento que se presenta a continuación.

En la figura 4.8, se presenta un nomograma típico para diseño de alcantarillas con control de salida. Al igual que se hizo en flujo con control de entrada, vamos a suponer que se desea conocer cuál es el nivel que tendrá el agua a la entrada de mi alcantarilla, si coloco una alcantarilla de ciertas dimensiones, de cierto material, con cierta pendiente, con ciertas características de entrada y para un caudal de diseño dado. Notar que en este caso interesa el material de la alcantarilla porque nos define la rugosidad n , también influye la pendiente, y su condición de nivel aguas abajo.

FIGURA 4.8.

NOMOGRAMA PARA CÁLCULO EN FLUJO CON CONTROL DE SALIDA.



El procedimiento de cálculo es el siguiente:

1. Se traza una recta que une las dimensiones de la sección transversal de la alcantarilla con la longitud de la misma, definiendo un punto en la recta de paso. Notar que hay dos (o más) curvas de longitud, de las que debe elegirse la que corresponde a las condiciones de embocadura que corresponda a nuestro diseño en particular.
2. Se une el caudal de diseño, con ese punto recién definido en la recta de paso, cortando la recta de H.

Ese valor de H obtenido, se introduce en la ecuación (1), junto con H_1 y con L_i , para obtener el valor de H_e buscado. **Se compara este valor de H_e obtenido con el obtenido en el cálculo con control de entrada y se elige el mayor.**

4.8.Mantenimiento de alcantarillas

4.8.1. Fallas estructurales en las alcantarillas

En las alcantarillas metálicas se presenta con bastante frecuencia la corrosión, fenómeno destructivo proveniente del ataque que los suelos, las aguas y los agentes disueltos en ellas producen sobre el metal. La corrosión se presenta, pues, principalmente en las zonas en que el medio es agresivo: suelos alcalinos, orillas del mar, aguas residuales, aguas con ácidos u otras sustancias químicas en disolución, etc. aunque puede presentarse también en zonas en que las condiciones son normales, tal vez por fallas en la manufactura de la tubería. La corrosión provoca el colapso de la alcantarilla, por lo

que esta debe ser reemplazada a tiempo o, si ello es posible, reconstruida mediante métodos que más adelante se mencionaran.

En las alcantarillas metálicas se presenta también con frecuencia la deformación de la tubería, la cual puede consistir en el aplastamiento de toda la tubería o de una parte de ella, con separación de las láminas, y terminar en la falla total del tubo. Las deformaciones con desprendimiento de las láminas, además de disminuir la sección transversal, pueden producir la filtración de las aguas al cuerpo del terraplén, con consecuencias indeseables.

La deformación puede ser consecuencia de: el arrastre del suelo en que se apoya el tubo, como consecuencia de la tubificación; una instalación deficiente (instalación sobre relleno, mala conformación y compactación del apoyo, tubería mal armada, etc.); por no haberse elegido el calibre de chapa apropiado o por el paso de vehículos con cargas superiores a las previstas. Aún en el caso en que la tubería no falle, la deformación disminuye el área útil de la tubería, lo cual es indeseable. La Única solución es la reposición o la reconstrucción.

Otra falla frecuente es la abrasión que producen los sedimentos en el Tondo de la tubería, la cual se presenta tanto en las tuberías metálicas como en las de concreto. Este problema se puede solucionar de varias maneras:

- 1) Recubriendo el fondo con concreto de alta resistencia, debiendo llegar este recubrimiento a por lo menos el 25% del contorno en las tuberías circulares;
- 2) Eliminando la afluencia de sedimentos mediante la construcción de una trampa como la ya descrita anteriormente o alguno de los métodos que se mostraran más adelante o
- 3) Eliminando la fuente de los sedimentos mediante reforestaciones u otro método apropiado.

Las alcantarillas de concreto, tanto las circulares prefabricadas como los cajones rectangulares vaciados en el sitio, pueden presentar agrietamientos, lo cual es una advertencia acerca de una posible falla total. Ello puede ser causado por la mala selección del tipo de tubería, el cálculo errado de las dimensiones del cajón, la mala calidad de los materiales, el paso de vehículos con cargas mayores a las permitidas, los asentamientos del apoyo de la alcantarilla, etc. En cualquier caso, se debe diagnosticar la causa y corregir la falla.

Cuando la alcantarilla ha colapsado por cualquiera de las causas expuestas, se hace necesario reconstruirla. Ello se puede hacer removiendo la tubería vieja y colocando una nueva, proceso que, si la carretera tiene un tránsito intenso, puede causar molestias y demoras indeseables de los usuarios. Existen métodos patentados para repararlas sin necesidad de remover el tubo viejo, lo cual puede resultar más barato que la remoción y, desde luego, mucho más conveniente desde el punto de vista del tránsito.

Uno de los métodos, el aplicado por la empresa HEICOVEN, consta de los siguientes pasos:

- 1) Limpieza y remoción de los sedimentos que pudieran estar obstruyendo la tubería;
- 2) Reparación de las deformaciones de la tubería mediante gatos hidráulicos y reposición de las láminas no recuperables;
- 3) Inyección de lechada de cemento en las cárcavas que, como consecuencia del desplazamiento de los finos del suelo y de las deformaciones, pudieran existir detrás de la tubería reparada;
- 4) Recubrimiento interno de la tubería con concreto centrifugado y reforzado con armadura metálica.

Este método, además de no interferir con el tránsito, compite con ventaja con la reconstrucción convencional en los casos en que el tubo está colocado a grandes profundidades pues, al no ser necesario excavar para hacer el trabajo, se produce la consiguiente economía. Es conveniente revisar la capacidad de la alcantarilla renovada antes de proceder a aplicar el método, ya que el revestimiento interno que se le aplica reduce el diámetro de la tubería.

Los cabezales también pueden fallar estructuralmente. La falla más evidente es su falta en carreteras en los que estaban previstos y no fueron construidos, tal vez por olvido, tal vez por un falso criterio de economía o por cualquier otra causa. Esto puede producir la obstrucción del tubo por la caída de tierra en su entrada o el ataque de las aguas sobre el

terraplén tanto a la entrada como a la salida. En los cabezales contruidos se presentan roturas del concreto por caída de piedras u otros objetos y como consecuencia de la socavación, fenómeno del que se hablara más adelante.

4.8.2. Fallas funcionales de las alcantarillas

El funcionamiento de las alcantarillas puede verse afectado por cambios en la hidrología; por mal dimensionamiento hidráulico; por la socavación de la salida; por socavación de los terraplenes; por tubificación; por la sedimentación y por el arrastre de desechos flotantes.

4.8.2.1. Variaciones en la hidrología.

Uno de los motivos del mal funcionamiento de una alcantarilla puede ser el cambio ocurrido en la hidrología como consecuencia de los cambios producidos en el entorno por la intervención del hombre, expuestos anteriormente. En este caso habrá que revisar las condiciones actuales, volver a calcular el gasto y repasar los cálculos hidráulicos para adecuarlos a la nueva situación.

Puesto que la frecuencia es un concepto estadístico, la falla de una alcantarilla se puede presentar, también, como consecuencia de una precipitación de frecuencia superior a la prevista, lo cual es perfectamente posible y puede no ser achacable a un error de diseño.

4.8.2.2. Dimensionamiento hidráulico incorrecto.

Las alcantarillas pueden presentar también problemas por un dimensionamiento hidráulico incorrecto: errores en la obtención del gasto de diseño, en el dimensionamiento hidráulico de la tubería, su ubicación, empleo de alturas de agua permisible inadecuada, obstáculos en la salida no advertidos en el momento del cálculo, velocidades del agua en la salida mal obtenidas, etc. En todos estos casos habrá que revisar los cálculos, adaptándolos a las condiciones imperantes en el sitio, y aplicar las correcciones que resulten necesarias como consecuencia de la revisión.

4.8.2.3. Socavación en la salida.

Es frecuente que el agua, al salir de la tubería a velocidad excesiva, pueda producir socavación y hacer colapsar el cabezal, lo que pone en peligro el terraplén.

Para impedirlo, los cabezales se deben construir siempre con un "dentellón" vertical que impida la propagación de la socavación por debajo de la placa. Si la socavación es muy fuerte, es conveniente proteger también el "dentellón" mediante un enrocado.

Cuando la socavación produce peligro para la integridad física de la vía, daños apreciables al ambiente o económicos a las propiedades aledañas, se debe disponer un dissipador de energía en la salida. De esta forma se provoca el resalto hidráulico y la velocidad del agua en la salida pasa a ser la normal del canal natural.

4.8.2.4. Socavación de los terraplenes en la salida.

En las alcantarillas que tienen la salida ahogada, es decir, aquellas en que la altura del agua en el canal de salida es igual o mayor que el diámetro de la tubería, se suele presentar una socavación en el terraplén a los lados del cabezal producida por las turbulencias que genera la corriente al chocar con el agua de la salida (figura 4.9.).

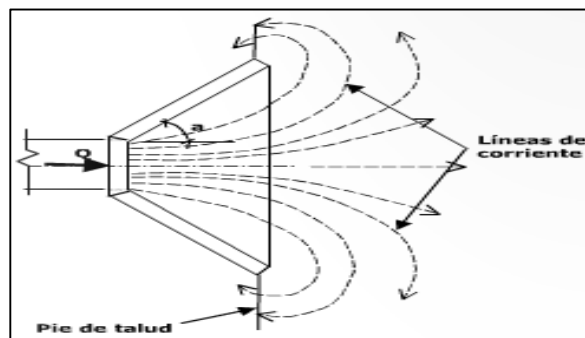


FIGURA 4.9. SOCAVACIÓN EN EL PIE DEL TERRAPLEN

La solución a este problema consiste en cerrar la abertura de las aletas del cabezal a un ángulo $a = 45/V$, donde a es el ángulo que forman las aletas con la dirección del flujo y V es la velocidad del agua a la salida, en m/s.

En el caso en que el estrechamiento de las aletas del cabezal no sea suficiente, habrá que proteger el terraplén con un enrocado o bolsas de cemento rellenas con una mezcla de cemento y arena. También puede reforzarse el terraplén con una mezcla de suelo-asfalto.

4.8.2.5. Tubificación.

Como ya se explicó en un tema anterior, la tubificación es el fenómeno producido en las zonas anegadizas por el arrastre de los Tinos de un terraplén por parte del agua que se infiltra como consecuencia de la inundación. Esta infiltración es mayor alrededor del tubo de la alcantarilla, ya que la compactación alrededor puede ser deficiente. Al desplazar la parte más fina del agua aumenta su velocidad, siendo capaz de arrastrar partículas cada vez mayores, hasta que el suelo llega a formar en el relleno un segundo tubo concéntrico con el de la alcantarilla. Adicionalmente, el agua que pasa por la alcantarilla siempre contiene burbujas de aire que producen un efecto de flotación, provocando vibraciones en el tubo que aceleran el proceso de tubificación. Como consecuencia de este fenómeno, la alcantarilla puede llegar a salir despedida hacia aguas abajo de su posición inicial, causando el colapso de la carretera.

Otra solución, contemplada por los fabricantes de las tuberías galvanizadas (figura 4.10.) es la disposición de pantallas planas verticales perpendiculares al eje de la alcantarilla del mismo material que la tubería o de cualquier otro, las cuales, al alargar el recorrido que tiene que hacer el agua siguiendo el contorno de la pantalla, disminuyan el gradiente de presión e impidan o, por lo menos, minimicen la tubificación.

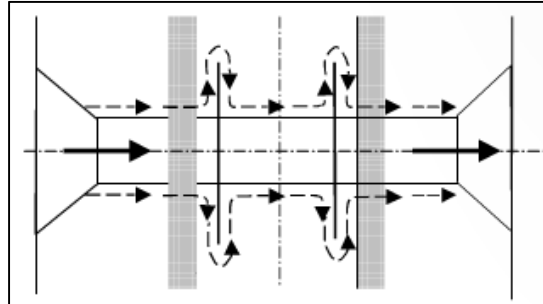


FIGURA 4.10. PANTALLAS TRANSVERSALES

4.8.2.6. Arrastre de sedimentos v desechos flotantes.

Para pasar a través de la alcantarilla, el agua forma un remanso en la entrada para obtener mayor energía en el que la velocidad del agua disminuye. Si el remanso resultante es grande, la velocidad del agua en la alcantarilla es muy pequeña o la cantidad de sedimentos que arrastra la corriente es muy grande, se produce la sedimentación, que puede llegar a obstruirla o, por lo menos, a disminuir peligrosamente su sección transversal, disminuyendo con ello su capacidad. En ocasiones, el arrastre puede ser de grandes rocas o cantos rodados que pueden no solo obstruir las tuberías, sino también dañar las estructuras por la alta velocidad a que llegan.

Las aguas suelen arrastrar también los desechos flotantes que caen o son arrojados sobre su curso. En las zonas rurales, estos desechos están constituidos principalmente por ramas y troncos de árboles, mientras que en las zonas urbanas, estos desechos pueden estar acompañados por basura, colchones, neveras y casi cualquier cosa que se pueda botar en una quebrada.

La mejor solución para el problema de los sedimentos es controlar la cantidad arrastrada mediante medidas aplicadas en la zona de donde provienen, tal como la reforestación, pero esto no siempre puede ser realizado.

En los casos en que los sedimentos no pueden ser controlados, la solución obvia es la limpieza periódica de la tubería y su acceso, pero si la sedimentación es muy abundante se deberá proceder a la limpieza después de cada tormenta, lo que resulta muy costoso e incómodo. Para mejorar esta situación se puede disponer una trampa de sedimentos aguas arriba de la alcantarilla.

Los desechos flotantes no solamente pueden obstruir las alcantarillas sino que, también, pueden obstaculizar el flujo del agua, provocando la sedimentación por la pérdida de velocidad de la corriente. Para impedir estos efectos se debe disponer de trampas para desechos flotantes, las cuales pueden tener diferentes formas.

Cuando la topografía lo permite, puede ser recomendable la construcción de un dique interceptor. Ellos retienen tanto sedimentos como desechos flotantes y son "transparentes", es decir, que permiten pasar el agua a su través, provocando una disminución de la velocidad del agua que facilita la sedimentación. En realidad, esta solución representa una trampa de sedimentos de mayor tamaño y, en todos los casos, se debe construir un acceso fácil para permitir la limpieza regular del dispositivo, al que

hay que hacer un mantenimiento periódico. Estos diques pueden ser metálicos o de gaviones.

Los diques metálicos consisten en unos perfiles anclados verticalmente en el suelo que sostienen una especie de romanilla que no deja pasar los desechos y, al desacelerar las aguas, provoca la sedimentación (figura 4.11.).

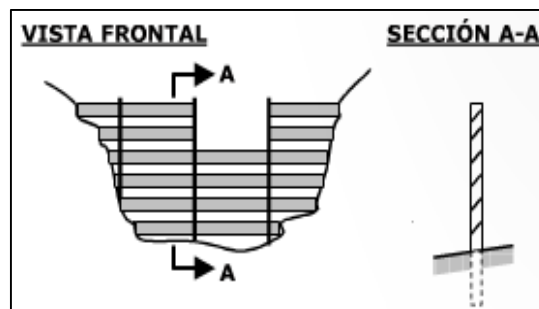


FIGURA 4.11: DIQUE METÁLICO "TRANSPARENTE"

Los diques de gaviones son muros estables contruidos de gaviones dispuestos transversalmente y, lo mismo que los metálicos, permiten el paso del agua, impiden el paso de desechos y provocan la sedimentación. Se debe tener en cuenta la consiguiente elevación del nivel de las aguas hacia arriba de los diques.

En la figura 4.12. se muestra un deflector de grandes desechos flotantes formado por la prolongación de la pared divisoria en un cajón de dos celdas. Lo mismo se puede hacer con cajones de más celdas y con tuberías múltiples de cualquier tipo de sección. En un cajón o tubería de gran tamaño se puede colocar una pantalla rectangular en la

prolongación de su eje, colocando su comienzo algo separado de la boca del tubo, tal como se muestra en la figura 4.13.

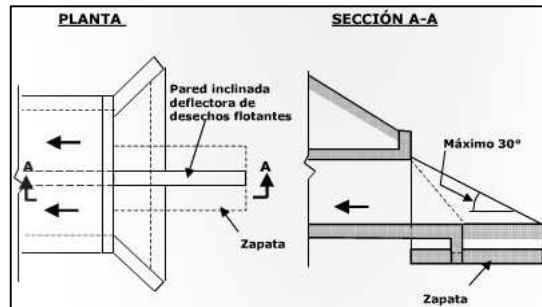


FIGURA 4.12: PARED INCLINADA PARA DESVIACIÓN

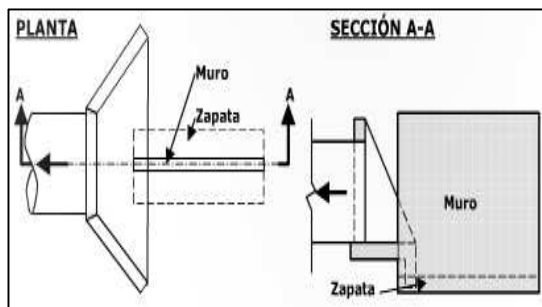


FIGURA 4.13: MURO DEFLECTOR CON UN SOLO MURO

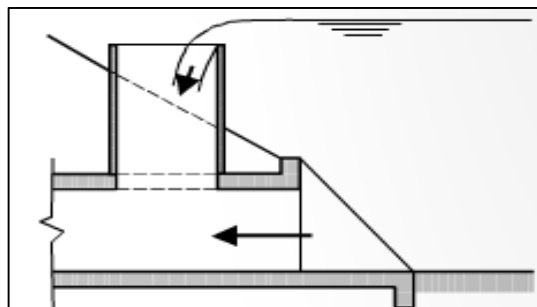


FIGURA 4.14: ALIVIADEROS SOBRE LA TUBERÍA

En el caso de una alcantarilla cuya obstrucción puede causar daños severos, además de las precauciones que se pueden tomar para impedir la acumulación de desechos, se puede disponer de un aliviadero sobre el tubo, tal como se muestra en la figura 4.15. El diámetro del aliviadero debe ser suficiente para que permita el alivio del gasto.

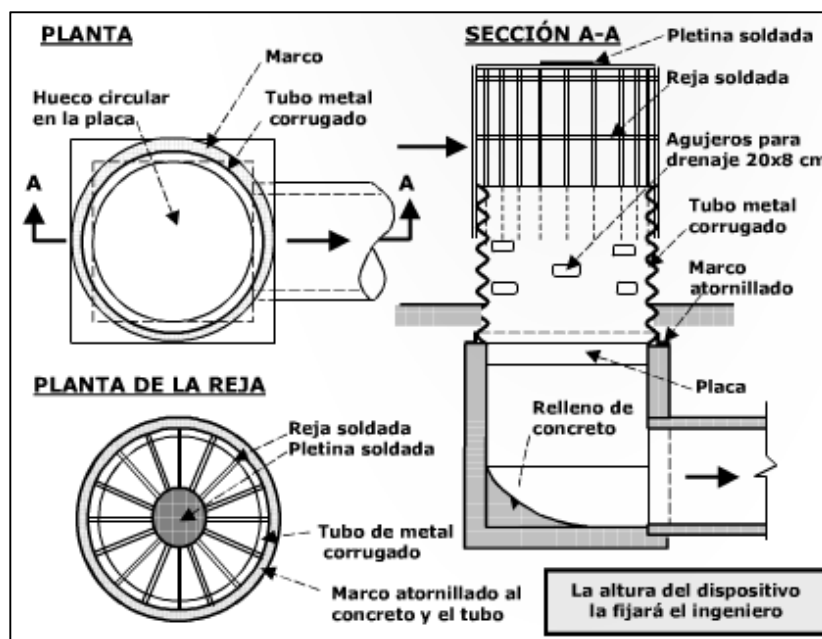


FIGURA 4.15: TRAMPA DE SEDIMENTOS Y DESECHOS FLOTANTES PARA TUBOS ENTERRADOS

En el caso de que hubiera que disponer el extremo aguas arriba de la alcantarilla por debajo del nivel del terreno natural, se puede proteger la entrada mediante una tanquilla cubierta con una tubería metálica vertical cuya entrada está restringida por una rejilla metálica. Este dispositivo trabaja tanto como desarenador que trampa de sedimentos. El perímetro de la tubería debe ser suficiente para que, trabajando como un vertedero, permita el paso del gasto de diseño. Si la altura del agua sobre el tubo vertical es muy grande, este trabajará como un orificio.

Para tuberías de pequeño tamaño en que no se presenten grandes arrastres de desechos y sedimentos se puede utilizar el dispositivo descrito en la figura 4.16, que consiste en vanas piezas de concreto armado de sección cuadrada que se colocan mediante unas cabillas de $\phi 1''$ de forma que dejen pasar el agua entre ellas.

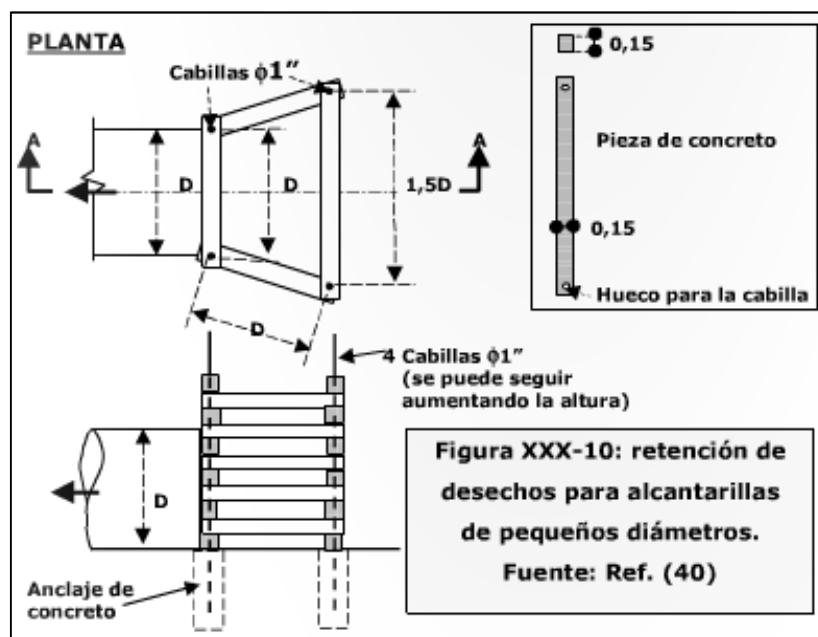


FIGURA 4.16: RETENCIÓN DE DESECHOS PARA ALCANTARILLAS DE PEQUEÑOS DIÁMETROS

Para retener solamente grandes desechos flotantes o rotas, se puede usar una especie de cerca formada por perfiles o tuberías de acero hincadas en el suelo cuya separación dependerá del tamaño de los desechos que se pretenda controlar.

Esta cerca se dispondrá a cierta distancia aguas arriba de la boca de entrada de la alcantarilla, teniendo en cuenta que la retención de desechos flotantes puede provocar el

aumento del nivel de las aguas (figura 4.17). En el caso en que el cauce no esté bien definido, se puede disponer la cerca de forma que proteja la entrada de la alcantarilla por todos los costados.

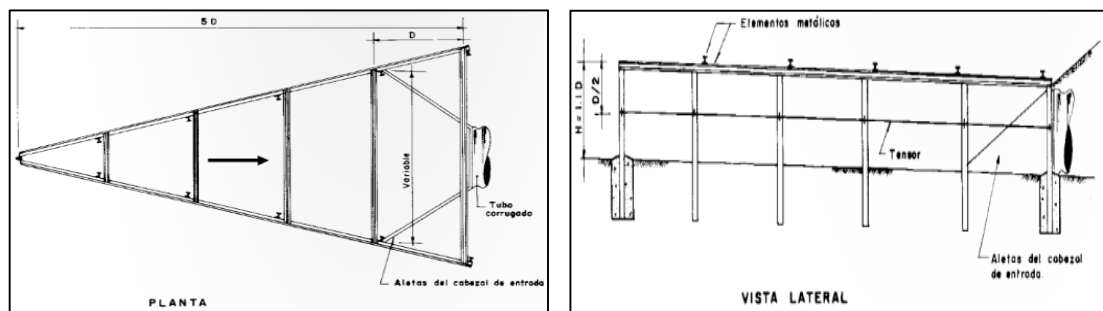


FIGURA 4.17: DEFLECTOR DE ARRASTRES FLOTANTES Y CANTOS RODADOS. EL TENSOR DE GUAYA SOPORTA EL IMPACTO DE LOS CANTOS RODADOS

A esta cerca se le puede añadir una viga que una el extremo superior de los elementos verticales y uno o más travesaños intermedios. Si se espera la presencia de grandes piedras, estos travesaños pueden ser sustituidos ventajosamente por una guaya que amortigua los impactos.

En los cursos de agua se puede colocar transversalmente una guaya anclada firmemente en las orillas y ligeramente por encima del nivel máximo de las aguas. De esta forma, las ramas que lleguen flotando serán retenidas por ella y se impedirá que lleguen a la alcantarilla o puente que este colocado aguas abajo.

En los siguientes gráficos se muestran cuatro estructuras metálicas destinadas a impedir que los desechos flotantes obstruyan las alcantarillas.

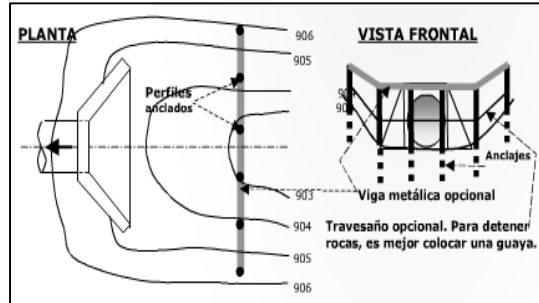


FIGURA 4.18.: VALLA DE RETENCIÓN

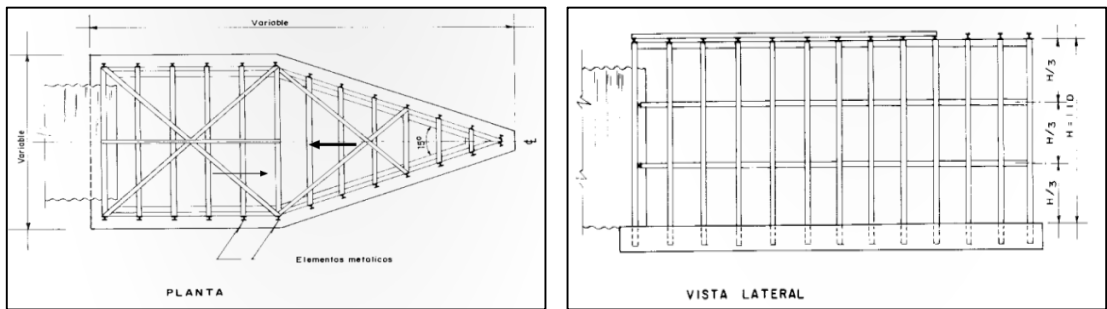


FIGURA 4.19.: DEFLECTOR DE ARRASTRES FLOTANTES Y CANTOS RODADOS

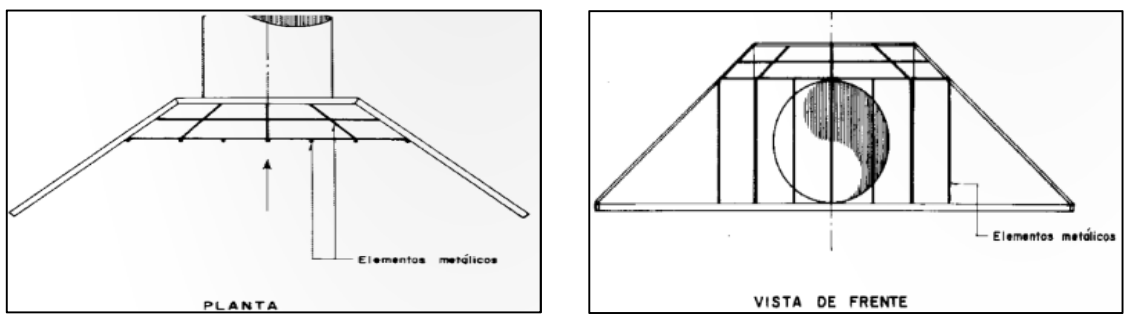


FIGURA 4.20.: BARRERA DE PROTECCIÓN CONTRA DESECHOS FLOTANTES

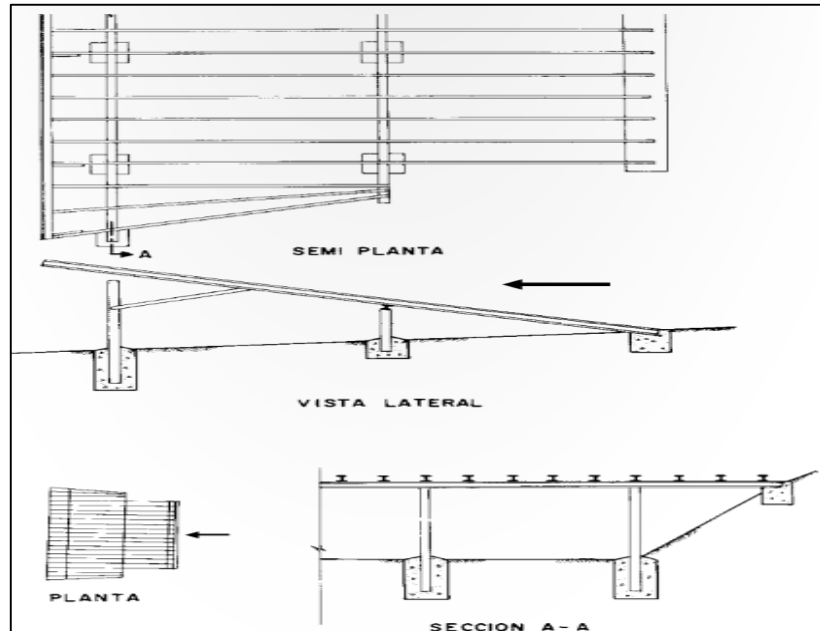


FIGURA 4.21: BARRERA INCLINADA DE PROTECCIÓN CONTRA DESECHOS FLOTANTES

4.9. Método HY8 para resolución de alcantarillas

El modelo hidráulico para resolución de alcantarillas HY8 fue desarrollado por la Federal Highway Administration del U.S. Department of Transportation. Actualmente es uno de los modelos hidráulicos que corre en un programa de distribución gratuita (software libre) y es de sencilla utilización.

4.9.1. Procedimiento de instalación del Programa HY8

1. Crear en el disco DURO "C" del computador (disco en el que normalmente está incluida la carpeta "Archivos de programas") una carpeta llamada HY8.
2. Copiar a esa carpeta el archivo comprimido que posee los instaladores del Programa.
Por ejemplo: "HY8-V61M.ZIP".

3. Descomprimir el archivo en la carpeta HY8. Se generarán 54 archivos, de los cuales 18 tienen extensión .DAT.
4. Crear una carpeta llamada DATA dentro de la carpeta HY8.
5. Mover todos los archivos con extensión .DAT al interior de esta carpeta.
6. Ejecutar el archivo HY8.EXE. Inmediatamente empieza a correr el programa.

4.9.2. Pasos para el cálculo de He

1. Se ejecuta el programa con el ejecutable HY8.EXE. Aparece la pantalla principal del programa en donde indica cada acción con una letra. Sólo presionando la letra correspondiente se llama a la pantalla que comanda esa acción.
2. Lo primero que conviene hacer es modificar el sistema de unidades presionando la letra U. Automáticamente cambia el Sistema Inglés (que trae por defecto) al SI (sistema internacional de unidades métricas).
3. Presionar C, e ingresar el nombre del archivo. Luego, se pone una fecha o se adopta la actual, con enter. Otro enter nos conduce a la ventana de caudales.
4. En la nueva ventana se establece un $Q_{\text{mín}}$ (que puede ser cero), otro de diseño, y algún máximo que se espere (Q extraordinario por ejemplo). **Importante:** Si se comete un error en el ingreso de datos, al final del último Q, permite elegir el número que corresponde para volver a ingresar a la carga de datos.
5. Se elige uno de los métodos de entrada de datos. Elegir el segundo. Presionar el <2>.

6. Introducir los datos de progresiva y elevación del umbral (punto más bajo de la sección de la alcantarilla) de la sección de entrada, luego de la sección de salida, y finalmente el número de barriles. Enter.
7. Se le da una forma al barril, eligiendo el número que le corresponda.
8. Pide los parámetros de la sección elegida. Por ejemplo, si fuese la circular se introduce el diámetro (**en mm**). Enter.
9. Se elige el material. Ejemplo. Hormigón (concrete).
10. Se elige la forma de la entrada. Por ejemplo si está sobresalida o al borde del talud. etc.
11. Se elige el tipo de entrada. Si es a bisel, a 90°, etc.
12. Pregunta si hay una depresión en el terreno a la entrada. De ser negativa la respuesta, sólo presionar Enter, de lo contrario se pone “Y” (de Yes) y luego Enter.
13. En el caso de ser afirmativa la respuesta, pregunta por la magnitud de esa depresión, indicando a continuación cuánto es lo máximo que se admite. También pregunta por la pendiente del terreno a la entrada, y por el ancho de la depresión considerando que el conducto tiene un cierto ancho. Enter.
14. Presenta los resultados de lo editado hasta el momento. Enter.
15. Pregunta por las condiciones aguas abajo. Permite introducir algún canal o bien un determinado nivel agua abajo predeterminado. Luego presenta los valores del tirante aguas abajo para distintos caudales y permite graficarlo. Enter.

16. Pregunta por la sección del camino. Permite editarla o establecer un nivel constante.
17. Pregunta por el ancho del camino (que indica influye en la longitud de la alcantarilla) y por su elevación.
18. Pregunta por las características del camino, para calcular sobrepaso de agua por encima de este, y determinar tirante como un vertedero. También permite introducir directamente el coeficiente de vertedero.
19. Presenta resultados de edición.
20. Enter para guardar y salir de la edición. Enter y vuelve al menú principal.
21. Sólo presionando la letra “S” automáticamente desarrolla el cálculo y entrega una tabla en la cual, en la primera columna tiene un rango de caudales y en la segunda los niveles a la entrada correspondientes a ese rango.

El programa internamente calculó por control de entrada y de salida y eligió el mayor. Este programa también permite proyectar. Es decir, sugiere dimensiones para niveles de entrada fijados.

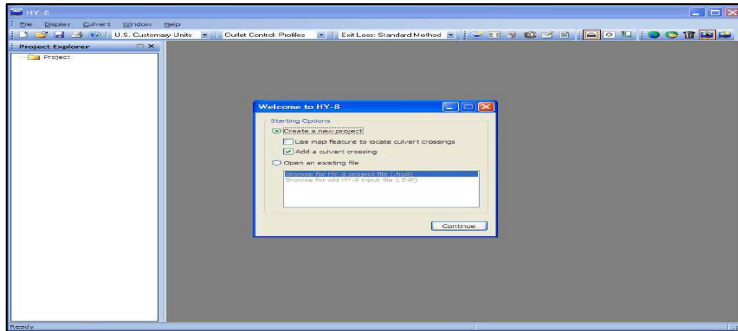
4.9.3. Descripción del Modelo HY8

Este capítulo muestra cómo configurar una alcantarilla en el modelo HY-8. El capítulo también muestra cómo ver todos los resultados del análisis de alcantarillas. Se pretende dar una introducción al uso del HY-8 de la alcantarilla más su análisis y de ninguna manera es una referencia completa de todas las capacidades de HY-8.

4.9.3.1. Creación de un proyecto

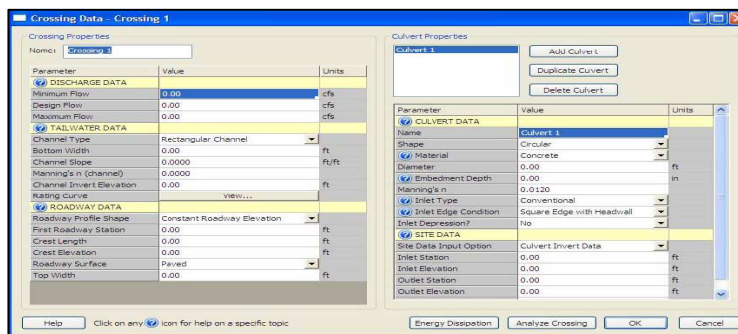
1. Iniciamos HY8. Aparecerá la ventana (Esquema 1)

Esquema 1



2. Seleccionamos continuar para añadir un nuevo cruce de alcantarilla (Esquema 2)

Esquema 2



4.9.3.2. Introducción de datos del proyecto

3. Introducir los datos de descarga en la ventana Crossing Data (Discharge data):

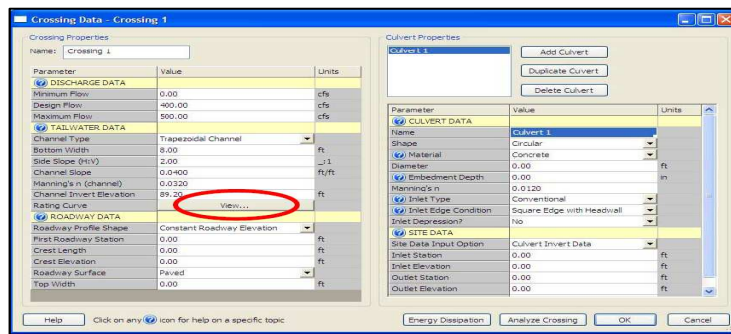
Minimum flow (caudal mínimo)	0.00 cfs (0.00 m3/seg)
Design flow (caudal de diseño)	400 cfs (11.33 m3/seg)
Máximum flow (caudal máximo)	500 cfs (14.16 m3/seg)

4. Introducir los datos de aguas abajo en la ventana Crossing Data (Tailwater data):

Channel Type (Tipo de canal)	Trapezoidal Channel (Canal Trapezoidal)
Bottom width (Ancho parte inferior)	8.00 ft (2.44 m)
Side Slope (H:V) (Pendiente del lado)	2.00 (_:1)
Channel Slope (Pendiente del canal)	0.04 ft/ft (0.04 m/m)
Manning's (cannel) (Coeficiente de rugosidad)	0.032
Channel Invert Elevation (Inversión del canal de elevación)	89.2 ft (27.19 m)

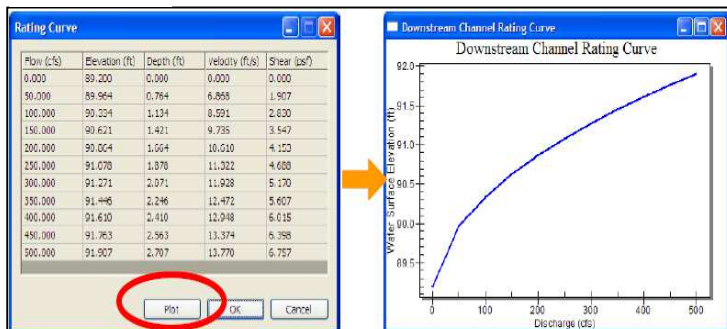
5. Seleccione el botón "Ver" para ver la curva de valoración (Esquema 3)

Esquema 3



6. Trazar la curva de clasificación si se quiere, pero cuando haya terminado, cierre la ventana de dibujo y elegir la opción "Aceptar" en la ventana de curva de clasificación (Esquema 4)

Esquema 4



7. Introducir los datos de la calzada en la ventana Crossing Data (Roadway data):

Roadway profile shape (forma del perfil de la carretera)	Constant roadway elevation (Elevación constante de carretera)
First roadway station (primera estación de la calzada)	0.00 ft (0.00 m)
Crest length (longitud de la cresta)	100.00 ft (30.48 m)
Crest elevation (elevación de la cresta)	110 ft (33.53 m)
Roadway surface (superficie de la carretera)	Paved (pavimento)
Top width (anchura superior)	150 ft (45.72 m)

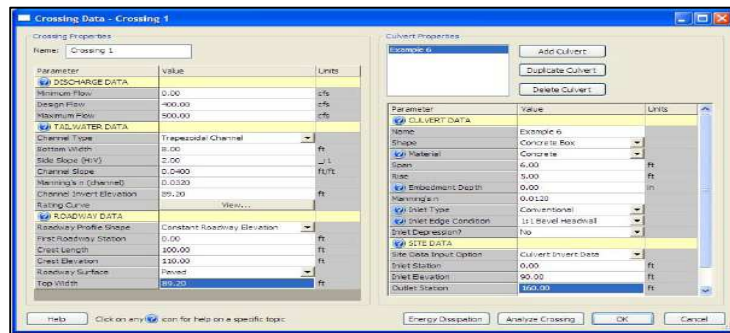
8. Introducir los datos de la alcantarilla en la ventana Crossing Data (Culvert data):

Name (nombre)	Ejemplo
Shape (forma)	Concrete Box (caja de hormigón)
Material (material)	Concrete (hormigón)
Span (lapso)	6.00 ft (1.83 m)
Rise (subida)	5.00 ft (1.52 m)
Embedment depth (profundidad de empotramiento)	0.00 in
Manning's n (coeficiente de rugosidad)	0.012
Inlet Type (tipo de entrada)	Conventional (convencional)
Inlet edge condition (condición de borde de entrada)	1:1 Bevel Headwall (bisel de testero)
Inlet depression (entrada de depresión)	NO

9. Introducir los datos de sitio en la ventana Crossing Data (Side data). (Esquema 5)

Site data input option (opción de entrada de datos)	Culvert Invert data (Alcantarilla invertir datos)
Inlet Station (estación de ensenada)	0.00 ft (0.00 m)
Inlet Elevation (elevación de ensenada)	90.00 ft (23.43 m)
Outlet Station (estación de salida)	160 ft (48.77 m)
Outlet elevation (elevación toma)	89.20 ft (27.19 m)
Number of barrels (número de barriles)	1

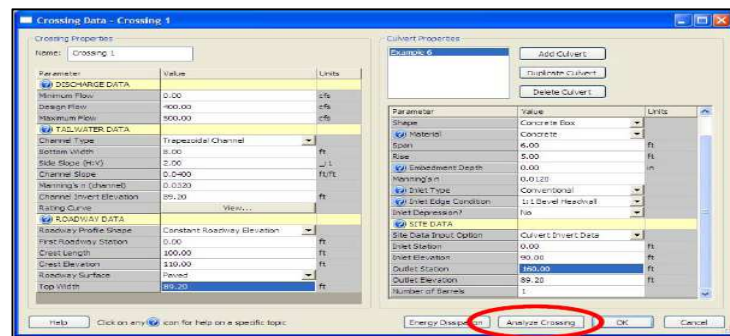
Esquema 5



4.9.3.3. Ejecutar análisis

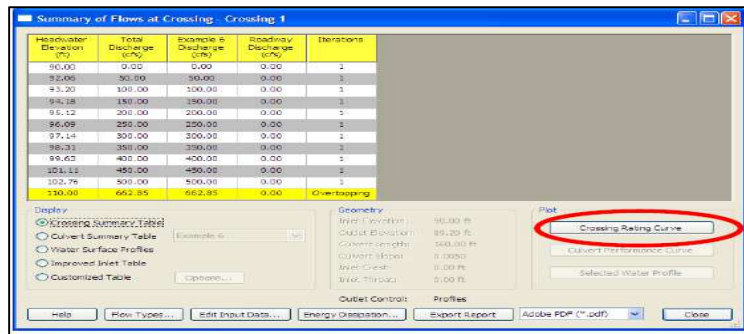
10. Seleccione el botón Analizar sección en la parte inferior de la ventana Crossing Data. (Esto ejecuta el análisis, pero no guarda la información) (Esquema 6)

Esquema 6



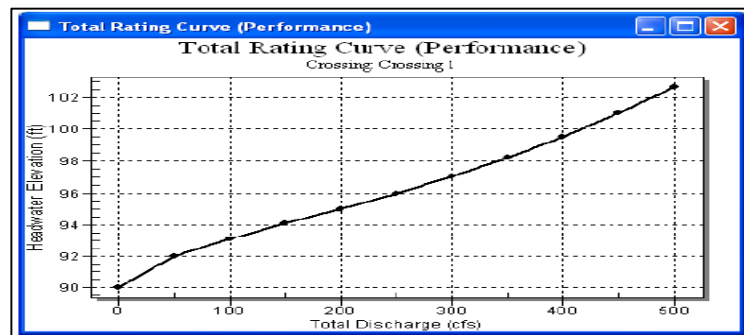
11. Seleccione el botón Curva de sección de calificación (Esquema 7)

Esquema 7



12. La representación gráfica de la curva de calificación (cabecera elevación vs. descarga) aparecerán. Después de ver esta curva, cierre la ventana de dibujo (Esquema 8)

Esquema 8



13. Seleccione la opción Tabla resumen de alcantarilla en el cuadro mostrar. Cualquiera de los datos que se muestran en las hojas de cálculo de esta ventana puede seleccionarse, copiar (usando Ctrl + C), y pegar en cualquier programa de hoja de cálculo (Esquema 9)

Esquema 9

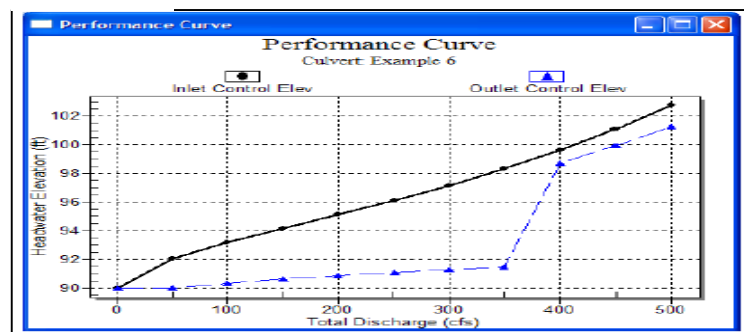
Total Discharge (cfs)	Culvert Discharge (cfs)	Headwater Elevation (ft)	Inlet Control Depth (ft)	Outlet Control Depth (ft)	Flow Type	Normal Depth (ft)	Critical Depth (ft)	Outlet Depth (ft)	Tailwater Depth (ft)	Outlet Velocity (ft/s)	Tailwater Velocity (ft/s)
0.00	0.00	90.00	0.00	0.00	0-NP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
50.00	50.00	92.06	2.06	0.00	1-S2n	1.09	1.29	1.09	0.76	7.62	6.87
100.00	100.00	93.20	3.20	0.33	1-S2n	1.76	2.06	1.77	1.13	9.45	8.59
150.00	150.00	94.18	4.18	0.62	1-S2n	2.36	2.69	2.37	1.42	10.58	9.73
200.00	200.00	95.12	5.12	0.86	5-S2n	2.92	3.36	2.92	1.66	11.40	10.61
250.00	250.00	96.09	6.09	1.05	5-S2n	3.46	3.79	3.46	1.88	12.04	11.32
300.00	300.00	97.14	7.14	1.27	5-S2n	3.98	4.28	3.98	2.07	12.55	11.93
350.00	350.00	98.31	8.31	1.45	5-S2n	4.49	4.74	4.49	2.25	12.98	12.47
400.00	400.00	99.63	9.63	1.73	5-S2n	5.00	5.00	5.00	2.41	13.33	12.95
450.00	450.00	101.11	11.11	1.94	5-S2n	5.00	5.00	5.00	2.56	13.00	13.37
500.00	500.00	102.76	12.76	11.28	5-S2n	5.00	5.00	5.00	2.71	16.67	13.77

14. Seleccione el botón Curva de rendimientos de alcantarilla. (Esquema 10)

Esquema 10

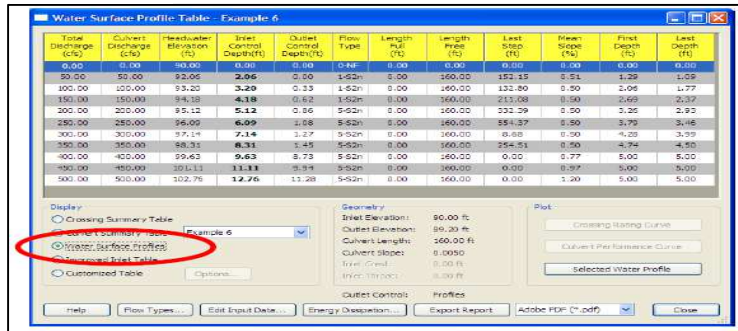
15. La representación gráfica de la curva de rendimientos (entrada y salida de cabecera control elevación vs. descarga) aparecerán después de ver esta curva, cierre la ventana de dibujo (Esquema 11)

Esquema 11



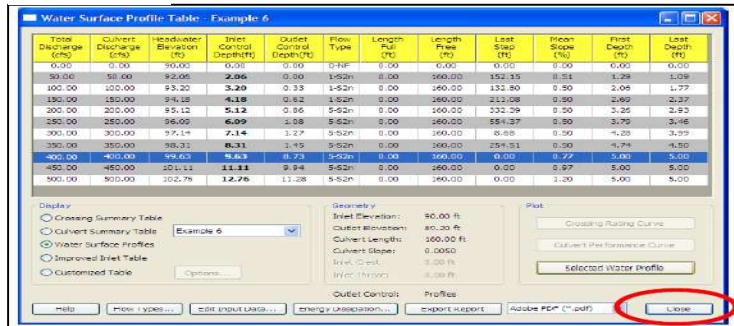
16. Seleccione la opción de perfil de superficie de las aguas del recuadro (Esquema 12)

Esquema 12



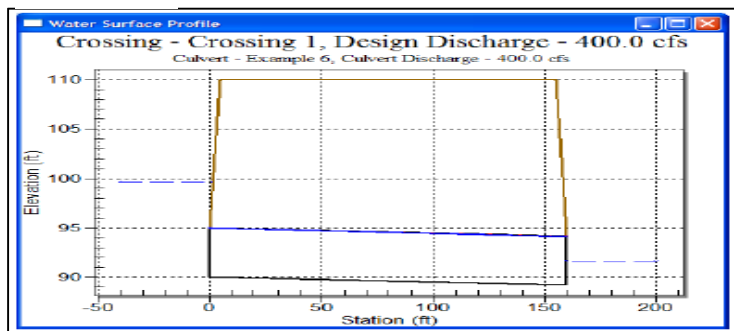
17. Seleccione el perfil 400 cfs (11.33 m³/seg) (tercero desde la parte inferior) y seleccione el botón Seleccionar perfil de agua (Esquema 13)

Esquema 13



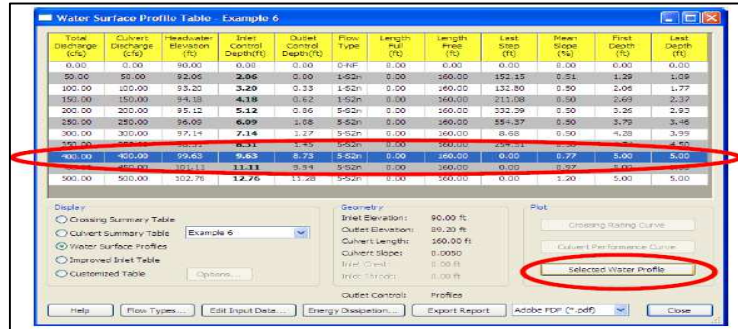
18. Un gráfico del perfil de la alcantarilla seleccionada aparecerá (para la descarga de 400 cfs / 11.33 m³/seg). Después de ver esta curva, cierre la ventana de dibujo (Esquema 14)

Esquema 14



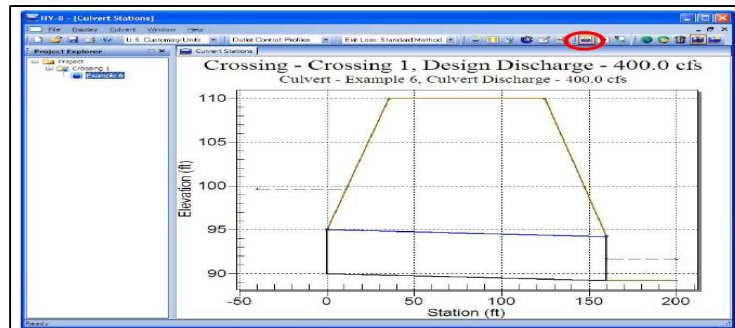
19. Seleccione el botón Cerrar en la ventana de análisis (Esquema 15)

Esquema 15



20. Seleccione el "Ejemplo" alcantarilla en el explorador de proyectos para mostrar el perfil de la alcantarilla Descarga de diseño en la ventana principal. Tenga en cuenta que la alcantarilla icono perfil está activo (Esquema 16)

Esquema 16



4.10. Aplicación en el proyecto

Para establecer las dimensiones de las alcantarillas a emplearse en el Paso Lateral de El Carmen optaremos por el método racional y el método empírico. Los valores aquí obtenidos serán corroborados por el método de ábacos y el modelo HY8 (ambos métodos desarrollados a lo largo de este capítulo.

Al final se indicará un cuadro resumen indicando: sección, dimensiones, materiales, etc. de las alcantarillas diseñadas.

4.10.1. Método Racional

Este método se adopta cuando existen datos hidrológicos y topográficos (caudal, topografía, tipos de suelo, etc.)

El área de la alcantarilla se determina mediante la siguiente fórmula: $B = \frac{Q}{v}$

Donde:

Q = Caudal máximo (m³/s)

B = Área libre de la alcantarilla m²

V = velocidad del escurrimiento superficial en (m/s). La cual depende del tipo de suelo y de las condiciones topográficas siguientes:

CUADRO 4.1. PROMEDIO DE VELOCIDADES DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL RECOMENDADAS PARA DETERMINAR EL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

DESCRIPCIÓN DEL TERRENO POR DONDE CORRE EL AGUA	VELOCIDAD EN m/seg PORCENTAJE DE PENDIENTES DEL TERRENO						
	0 – 3	4 – 7	8 – 10	11 – 15	16 – 20	21 – 25	26 – 30
Zona boscosa	0.15	0.30	0.45	0.50	0.60	0.85	1.10
Pastizales	0.25	0.54	0.65	0.80	0.90	1.25	1.40
Cultivos (siembras en surcos)	0.30	0.60	0.90	1.10	1.20	1.35	1.50
Pavimento	1.50	3.65	4.70	5.50	---	---	---
Cauces naturales no bien definidos	0.25	0.75	1.20	1.85	---	---	---

4.10.2. Método Empírico

Se adopta en zonas en las cuales los datos hidrológicos y topográficos son incompletos.

El área libre de la alcantarilla se determina por la siguiente fórmula (Fórmula de Talbot):

$$B = 0.183 \times C \times \sqrt[4]{A^3}$$

Donde:

B = Área libre de la alcantarilla (m²)

A = Área de drenaje en hectáreas

C = Coeficiente de escorrentía, el cual depende del contorno del terreno drenado; para diversas condiciones de topografía se recomienda los siguientes valores:

- C = 1 Para terrenos ondulados con suelo rocoso y pendientes abruptas (>15%)
- C = 2/3 Para terrenos quebrados con pendientes moderadas (7% - 15%)
- C=1/2 Para valles irregulares, muy anchos en comparación a su largo

- $C = 1/3$ Para terrenos agrícolas ondulados, en los que el largo del valle es de 3 a 4 veces el ancho
- $C = 1/5$ Para zonas llanas no afectadas por acumulación de nieve o inundaciones fuertes
- Para condiciones aún más favorables o terrenos con drenaje subterráneo, disminúyase C en 50%, pero aumentese C para laderas con pendientes pronunciadas o cuando la parte alta del valle tenga un declive muy superior al del canal de la alcantarilla

4.10.3. Sección y tipo de alcantarilla

Para el diseño de alcantarillas se debe hacer un estudio económico del tipo de alcantarillas que más convenga en el proyecto: tomando en su sección como el material con el que se debe construirse, este estudio comprende: emplazamiento, disponibilidad de materiales, uso de material y mano de obra.

La sección de alcantarillas mínimas se adopta para fines de mantenimiento, con la cual se selecciona una determinada alcantarilla tipo.

CUADRO 4.2.

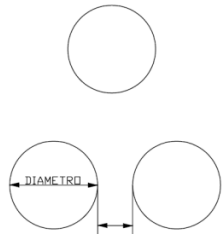
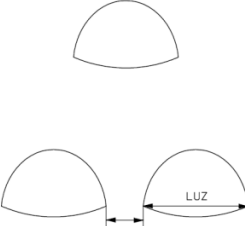
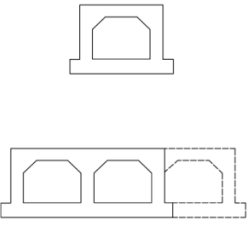
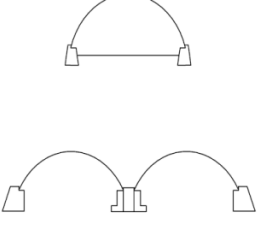
VARIOS DIÁMETRO (FÓRMULA TALBOT)

DIÁMETRO EN CENTÍMETROS	AREA EN METROS CUADRADOS	CLASE DE TERRENO		
		MONTAÑOSO C = 1	ONDULADO C = 1/3	LLANO C = 1/5
30	0.073	0.3	1.2	2.4
48	0.114	0.4	2.4	4.4
46	0.164	0.8	3.6	7.3
53	0.223	1.2	5.7	11.3
61	0.292	2.0	8.1	15.8
76	0.456	3.2	14.6	28.7
91	0.658	5.7	23.9	46.5
107	0.894	8.1	36.0	70.8
122	1.171	11.7	50.6	101.2
137	1.477	16.2	70.8	139.6
152	1.821	22.3	93.1	184.1
183	2.629	34.4	151.8	297.4
198	3.084	42.5	186.8	368.3
213	3.577	52.6	226.2	449.3
229	4.106	64.7	275.2	542.3
244	4.673	76.9	323.7	643.4
259	5.268	89.0	380.4	752.7
274	5.909	101.2	445.1	878.2
290	6.587	117.4	513.9	1015.8
305	7.293	137.6	586.8	1161.4
320	8.045	153.8	671.8	1323.3
335	8.826	174.0	760.8	1501.4
351	9.652	198.3	853.9	1691.6
366	10.507	222.6	959.1	1893.9
381	11.399	246.9	1068.4	2108.4
396	12.328	275.2	1185.7	2339.1
412	13.294	303.5	1311.2	2590.0
427	14.298	331.8	1444.7	2853.0
442	15.338	368.3	1586.4	3132.3
457	16.416	400.6	1736.1	3431.7

En la figura 4.22. se presentan los distintos tipos de alcantarilla. El tipo de alcantarilla se determina de acuerdo a criterios económicos.

FIGURA 4.22.

TIPO DE ALCANTARILLAS Y MATERIALES

TIPO DE ALCANTARILLA	SECCIÓN TÍPICA	MATERIALES COMUNES
TUBO CIRCULAR SIMPLE O MÚLTIPLE		METAL (1) CORRUGADO HIERRO FUNDIDO
TUBO CIRCULAR SIMPLE O MÚLTIPLE		METAL (1) CORRUGADO
TUBO CIRCULAR SIMPLE O MÚLTIPLE		HORMIGÓN ARMADO
ARCO SIMPLE O MÚLTIPLE		METAL (1) CORRUGADO), SOBRE BASE DE HORMIGÓN ARMADO

NOTA: (1) El metal incluye hierro galvanizado, acero y aleación de aluminio

El tubo circular (simple o múltiple) es el más frecuente. Cuando no es factible (por limitaciones de la altura del terraplén) el uso de estos tubos habrá de utilizarse el tubo de arco (simple o múltiple). Cuando se requiere una luz media, se hace favorable el uso de alcantarillas de cajón (simple o múltiple).

En caso de terraplenes o pasos altos sobre la alcantarilla, es más económico el uso de arcos (simples o múltiples). La sección de tubería metálica o de hormigón, debe basarse en consideraciones técnicas y económicas.

La alcantarilla metálica es de más fácil colocación, pero en zonas con alto potencial corrosivo puede preferirse la alcantarilla de hormigón armado, fluctuaciones económicas pueden favorecer alternadamente a uno u otro tipo, y con adecuado mantenimiento, ambos tipos pueden servir satisfactoriamente en caminos vecinales.

4.10.4. Cálculo de caudales de diseño para alcantarillas

Para el diseño hidráulico de las alcantarillas se tiene como datos el caudal que se lo determinó en el capítulo II por el método racional. Considerando la cobertura vegetal del proyecto y una pendiente del terreno media se conoce el coeficiente de escorrentía y la intensidad de lluvia se la obtuvo como se explicó en páginas anteriores.

Se indica que se debe agregar al caudal de diseño de las alcantarillas el agua proveniente de las cunetas debido a que por estos elementos de drenaje transversal se desalojará el agua proveniente de estos canales.

El resumen de los resultados como de los cálculos realizados se presenta en tabla 4.3. A continuación se describe paso a paso la metodología para la obtención de la geometría de las alcantarillas propuestas.

1. En las primeras columnas de la tabla se indica los datos generales de los cruces de agua en los cuales se requiere alcantarillas. Los datos a describirse son los siguientes: área de aportación de la cuenca, coeficiente de escorrentía, nombre del curso de agua y abscisa de ubicación.
2. A continuación se debe presentar los valores del caudal calculado para dichos cruces de agua (los mismos se presentan en el capítulo II). Se indica de igual manera el caudal que se obtuvo del capítulo III para las cunetas ya que las alcantarillas serán las encargadas de evacuar dicho caudal. La suma de ambos caudales resulta ser el caudal de diseño de cada alcantarilla.
3. Señalamos la velocidad del flujo en cada cruce de agua.
4. Empleamos el método racional y la fórmula de Talbot para el cálculo de los factores iniciales para el dimensionamiento de las alcantarillas.

5. Mediante el método racional obtenemos el área libre de la alcantarilla en m^2 .
Para la aplicación de la fórmula de Talbot establecemos el coeficiente $C = 1/3$, por tratarse de terrenos agrícolas ondulados.
6. Establecido el coeficiente C más el área de drenaje en Ha. del sector de ubicación de la alcantarilla, podemos obtener mediante el ábaco de la figura 4.23 el área de la sección de la alcantarilla en m^2 o empleando la tabla 4.20. el área de la sección en cm^2 (diámetro) o área en m^2 .
7. Cabe indicar que los diámetros obtenidos ya sea por el ábaco o mediante el cuadro señalado, se los deben transformar a diámetros comerciales según el mercado donde se esté realizando el estudio.
8. Debido a que los diámetros o secciones empleadas resultan ser pequeñas, se determina emplear en todos los casos como sección mínima lo siguiente: tubo circular simple ($D = 1.00m$), tubo en arco ($D= 1.00m$), Arco simple ($D= 1.00m$) y Alcantarilla de cajón ($1.00 \times 1.00m$). ***Estas dimensiones a emplearse esencialmente son para efectos de limpieza por la presencia de abundante vegetación en el sector.***

CUADRO 4.3.

TABLA RESUMEN DE DISEÑO DE ALCANTARILLAS

ALCANTARILLAS																			
DATOS PARA EL DISEÑO									MÉTODOS			GEOMETRÍA				SECCIÓN Y ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA			
									RACIONAL		TALBOT		DISEÑO		COMERCIAL		Sección	Material	Elementos estructura de entrada
N°	Abscisa	Nombre	A (Ha)	C	Q (Desague) m3/seg	Q (Cuneta) m3/seg	Q (Total) m3/seg	V m/s	B m2	C	B	Diámetro cm	Área m2	Diámetro cm	Área m2	---	---	---	---
1	K0+180	Est. Sumita	13.980	0.396	2.945	0.041	2.987	1.167	2.559	1/3	0.441	30.000	0.073	30.000	0.5 X 0.5	Tubo circular simple	Metal Corrugado	Muro cabezal, Guarda ruedas, poceta	Muro cabezal, Guarda ruedas, poceta
2	K0+590	Est. Esperanza	21.220	0.360	3.008	0.221	3.229	1.077	2.997	1/3	0.603	30.000	0.073	30.000	0.5 X 0.5	Tubo en arco	Metal Corrugado	Muro cabezal, Guarda ruedas, poceta	Muro cabezal, Guarda ruedas, poceta
3	K2+990	Est. Atenas	204.850	0.360	19.215	0.295	19.510	0.998	19.549	1/3	3.303	46.000	0.164	60.000	0.5 X 0.5	Arco simple	Metal corrugado sobre base de hormigón armado	Encole, Descole, Muro cabezal, Guarda ruedas, aletas, poceta.	Encole, Descole, Muro cabezal, Guarda ruedas, aletas, poceta.
PUENTE																			
5	K7+040	Est. Tres de Julio	39.930	0.360	5.957	0.042	5.999	1.113	5.388	1/3	0.969	30.000	0.073	30.000	0.5 X 0.5	Tubo circular simple	Metal Corrugado	Muro cabezal, Guarda ruedas, poceta	Muro cabezal, Guarda ruedas, poceta
6	K7+500	Est. Nuevo Naranjal	41.270		7.292	0.092	7.384	1.345	5.492	1/3	0.993	30.000	0.073	30.000	0.5 X 0.5	Tubo circular simple	Metal Corrugado	Muro cabezal, Guarda ruedas, poceta	Muro cabezal, Guarda ruedas, poceta
7	K8+500	Est. Naranjales	246.290	0.360	23.436	0.152	23.587	1.183	19.936	1/3	3.792	53.000	0.223	60.000	0.5 X 0.5	Cajón simple	Hormigón Armado	Encole, Descole, Muro cabezal, Guarda ruedas, aletas, poceta.	Encole, Descole, Muro cabezal, Guarda ruedas, aletas, poceta.
8	K10+150	Est. La Vainita	44.650	0.396	9.312	0.069	9.381	1.252	7.493	1/3	1.054	30.000	0.073	30.000	0.5 X 0.5	Tubo en arco	Metal Corrugado	Muro cabezal, Guarda ruedas, poceta	Muro cabezal, Guarda ruedas, poceta
PUENTE																			
10	K11+380	Est. Sumita (2)	12.340	0.360	1.983	0.047	2.030	1.170	1.736	1/3	0.402	30.000	0.073	30.000	0.5 X 0.5	Cajón simple	Hormigón Armado	Encole, Descole, Muro cabezal, Guarda ruedas, aletas, poceta.	Encole, Descole, Muro cabezal, Guarda ruedas, aletas, poceta.
11	K11+890	Est. La Molina	29.600	0.360	4.262	0.047	4.309	1.170	3.684	1/3	0.774	30.000	0.073	30.000	0.5 X 0.5	Arco simple	Metal corrugado sobre base de hormigón armado	Encole, Descole, Muro cabezal, Guarda ruedas, aletas, poceta.	Encole, Descole, Muro cabezal, Guarda ruedas, aletas, poceta.

FIGURA 4.23.

GRÁFICO PARA LA SOLUCIÓN DE LA FÓRMULA DE TALBOT

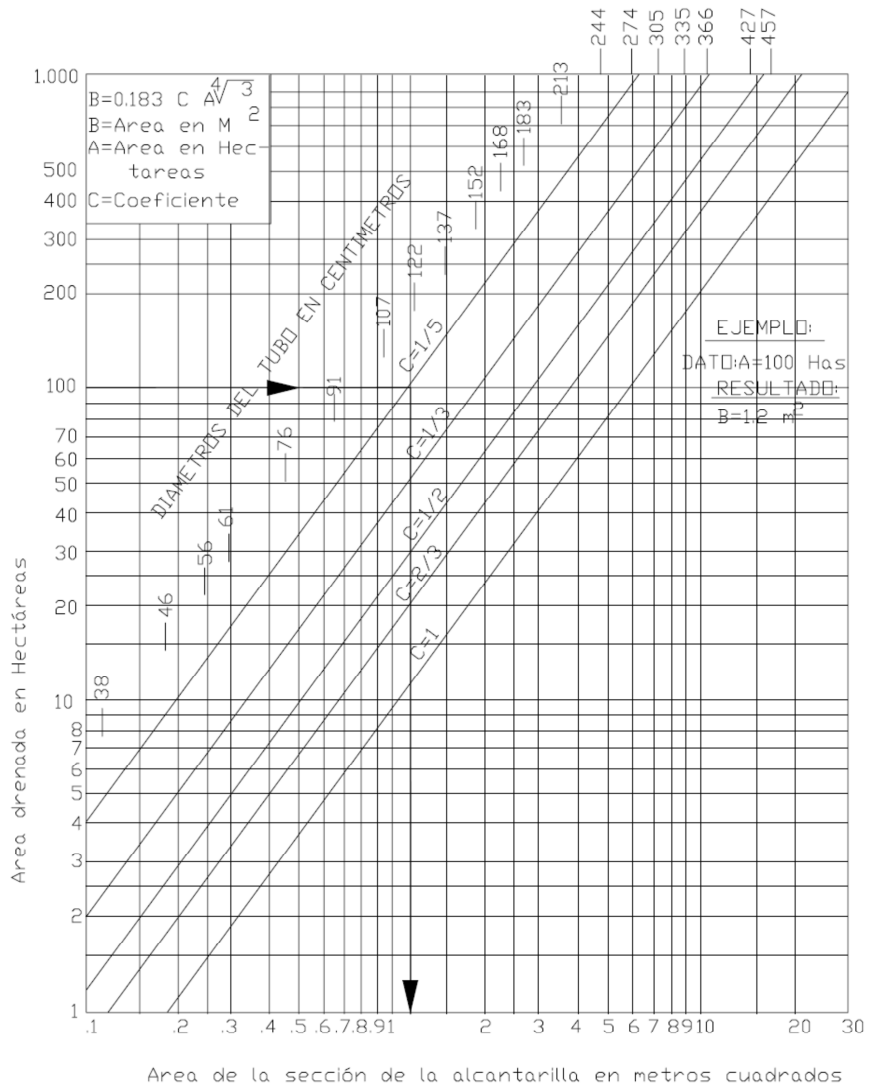


GRAFICO PARA LA SOLUCION DE LA FORMULA DE TALBOT

9. Se debe indicar el material a emplearse en cada alcantarilla, en este caso práctico se utilizan alcantarillas de diferentes materiales como ejemplo de todos los materiales comunes que usualmente son empleados.
10. Finalmente se indica los elementos de la estructura a la entrada y salida de la alcantarilla, los mismos que pueden ser: Muro cabezal, guarda ruedas, pocetas, etc.

4.10.5. Instrucciones para la ubicación y colocación de las alcantarillas

Las alcantarillas deberán ser instaladas, siempre que sea posible, en el lecho natural del cauce y su pendiente hidráulica de conformidad con la del canal natural. La aplicación de esta norma asegura una disminución en la interrupción del flujo natural y de ello, una disminución en la erosión y desgaste del camino. Este numeral incluye instrucciones para el diseño de pendientes, ubicación, colocación y tapado de las alcantarillas.

Pendientes de las alcantarillas.- La pendiente ideal para una alcantarilla es aquella que no ocasiona sedimento ni velocidad excesiva, que evita la erosión y que exige menor longitud. La pendiente recomendada para tubos es 1 - 2%. En general, para evitar la sedimentación, se aconseja una pendiente mínima de 0.5%.

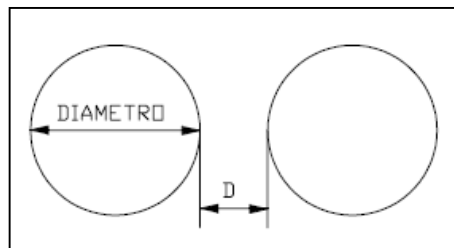
Alineamiento y ubicación de las alcantarillas.- Los principales factores que intervienen en el alineamiento y ubicación son los siguientes:

- Cruces oblicuos de arroyos

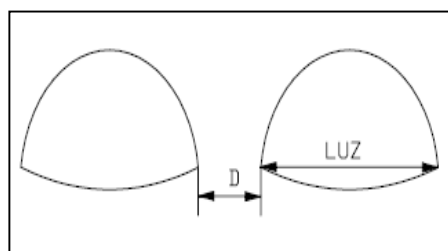
- Rectificación del cauce en arroyos divergentes
- Ubicación de la alcantarilla (normal u oblicua en tangente y en curva).

En la figura 4.24. se presentan las instrucciones para establecer el espaciamiento mínimo permisible para instalaciones múltiples.

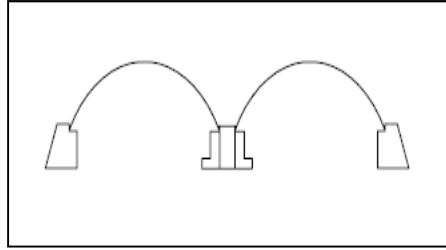
FIGURA 4.24. ESPACIAMIENTO MÍNIMO PERMISIBLE PARA INSTALACIONES MÚLTIPLES



DIÁMETRO	ESPACIAMIENTO MÍNIMO ENTRE TUBOS-D
HASTA 0.60 M. (24")	0.30 M.
0.60 A 1.80 M. (24" - 77")	LA MITAD DEL DIÁMETRO DEL TUBO
1.80 A 4.60 M. (72" - 180")	0.90 M.



LUZ	ESPACIAMIENTO MÍNIMO ENTRE TUBOS ABOVEDADOS -D
HASTA 0.60 M. (24")	0.30 M.
0.60 A 1.80 M. (24" - 77")	UN TERCIO DEL DIÁMETRO DEL TUBO
1.80 A 4.60 M. (72" - 180")	0.90 M.



ESPACIAMIENTO MÍNIMO ENTRE BOVEDAS = 0.60 M.

Alineamiento y ubicación de las alcantarillas.- En la figura 4.25. se presenta instrucciones para la colocación y tapado de alcantarillas. Es necesario señalar que la altura mínima del tapado (sobre todos los tipos de alcantarillas) varía dependientemente de los siguientes factores:

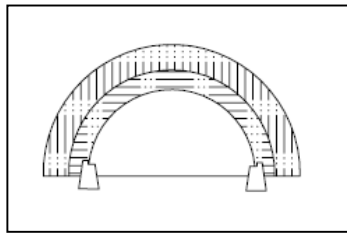
- Carga viva o accidental
- Densidad del suelo súper yacente y adyacente
- Ancho y profundidad de la zanja (si el tubo es colocado en una zanja en vez de en una superficie llana)
- Características de rigidez y deformación de la alcantarilla
- Procedimientos de construcción en el campo

La altura de tapado de las alcantarillas será determinada dependientemente de los anteriores factores y de las instrucciones del fabricante.

FIGURA 4.25.

PROCEDIMIENTO DE TAPADO PARA BOVEDAS MULTI - PLATE

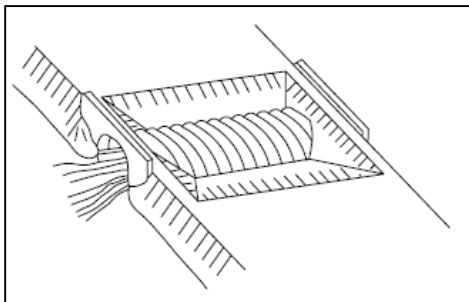
MÉTODO IDEAL



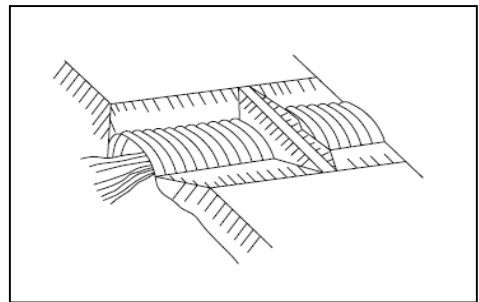
Construya el terraplén sobre la bóveda en capas siguiendo la forma de la bóveda

MÉTODO PRÁCTICO

CON CABECERA RÍGIDA

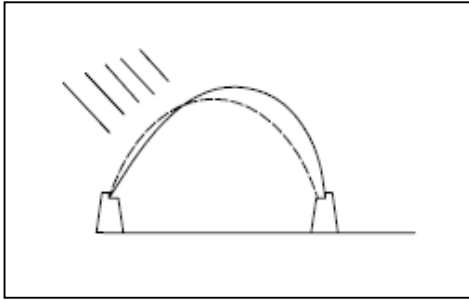


SIN CABECERA

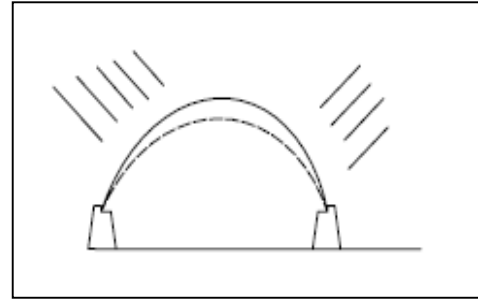


Construya el terraplén en franjas tan angostas como sea posible distribuyendo el material alrededor y sobre la bóveda en capas uniformes, luego coloque el resto del terraplén desde lo alto de la bóveda. El material de relleno adyacente a la bóveda debe apisonarse bien y depositarse uniformemente en ambos costados.

EFFECTOS DEL RELLENO INCORRECTO



El relleno en un solo lado puede deformar lateralmente la bóveda



El relleno excesivo a lo largo de ambos costados antes de construir el terraplén de encima puede hacer levantar la clave de la bóveda

CAPÍTULO V. ESTUDIOS HIDRÁULICOS EN OBRAS DE ARTE MAYOR

5.1. Introducción

Para efecto del diseño hidráulico, se considera como obra de arte mayor a los puentes vehiculares. El puente se define como la estructura que se construirá en una vía terrestre de comunicación, para cruzar un curso de agua (río, estero, arroyo, estuario, pantano, brazo de mar, etc.).

En forma convencional se considerará que las obras de drenaje que tienen una luz mayor a 6,00 metros se clasificarán como puentes.

5.2. Condiciones hidráulicas.

Las condiciones hidráulicas intervienen en la definición de las siguientes características de un puente: a) Localización del sitio de implantación; b) Longitud total de la obra; c) Longitud de las luces; d) Altura de la rasante; e) Ubicación, profundidad y tipo de cimentación; f) Obras de protección y/o auxiliares; g) Obras en el cauce.

Para el efecto, es necesario realizar estudios topográficos é hidráulicos, de cada uno de los posibles sitios de cruce, que aporten información fidedigna sobre los siguientes aspectos:

- a) Levantamiento de la planta general de la zona.
- b) Levantamiento de la planta detallada, perfil y sección del cruce.

- c) Nivel, velocidad máxima y caudal del agua durante las crecientes máximas.
- d) Nivel y caudal del agua, en estiaje.
- e) Perfil probable de socavación general durante las crecientes máximas.

Se deben establecer los siguientes niveles de agua:

- a) Nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME), que corresponde con el período de retorno de diseño.
- b) Nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO), que corresponde con el período de retorno de mayor frecuencia.
- c) Nivel de aguas mínimas (NAMIN), que corresponde con el período de estiaje.

Estos niveles deben determinarse o, por lo menos verificarse por métodos hidrológicos de carácter probabilístico que consideren los regímenes aleatorios de un río. Para aplicar estos métodos, se debe disponer de la información estadística, suficientemente amplia, para que los resultados sean confiables.

5.3. Localización del sitio de implantación.

El puente debe considerarse como parte integrante del camino. La localización debe quedar supeditada al trazado (horizontal y vertical) del camino; estos alineamientos se obtienen de conciliar las necesidades geométricas de operación con las restricciones económicas, así como las necesidades de paso por sitios obligados. De esta manera, el

puede quedar orientado, respecto a la corriente, en tres posibles posiciones: normal, esviado y en curva horizontal.

Debe evitarse introducir curvas forzadas en el trazado del camino con el objeto de implantar al puente en una posición normal a la corriente. Así mismo, cuando se disponga de un sitio de implantación bien definido, se debe evitar modificar el río para lograr que el puente se ubique normal a la corriente.

Los apoyos del puente (estribos y pilas) deben orientarse en la dirección de la corriente para presentar la menor obstrucción posible al paso del agua y reducir el riesgo de la socavación.

En el caso de ríos con dirección indefinida o de puentes que se ubiquen cercanos a la confluencia de dos corrientes, se recomienda el uso de pilas con sección circular.

Debe evitarse localizar el puente en la cercanía de una curva del río; puesto que, en el lado exterior de la curva podrían presentarse problemas de erosión y, en el lado interior de deposición; también, se debe procurar que el sitio de implantación quede alejado de saltos o cascadas, puesto que en estos el fondo del cauce suele ser inestable y pueden peligrar la estabilidad de los cimientos.

Es conveniente que el sitio de implantación se localice en un tramo recto del río, con cauce bien definido y de preferencia en un estrechamiento para tener la menor longitud de puente

En lo posible, se debe evitar que el trazado, de los accesos al puente, sea paralelo al cauce del río, ya que la corriente durante las crecientes puede erosionar los taludes con el consiguiente riesgo de que se produzca la rotura de una sección de la carretera.

Cuando se considere conveniente, por razones técnico-económicas (topográficas, geotécnicas, hidráulicas, estructurales o económicas), modificar el trazado del camino en la zona inmediata al sitio de implantación del puente, será necesario estudiar varias alternativas de sitio probable de cruce.

5.4. Selección de la longitud total.

La longitud óptima del puente, desde el punto de vista hidráulico, será la que cubra toda la amplitud de la lámina de agua correspondiente al nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME). En el caso de cauces encajonados o en cruces sobre canales artificiales, esta solución es la única posible. Sin embargo, la mayoría de los ríos presentan un cauce principal y una llanura de inundación en la zona de las márgenes que se cubre de agua, solamente, en crecientes extraordinarias.

Para definir la longitud debe aplicarse el Teorema de Bernoulli, referente al flujo de agua en un conducto de sección variable, mediante el cual se puede calcular el remanso o la sobre elevación que se produce antes de llegar del sitio de cruce, por efecto que causa la obstrucción de la obra; siendo posible, además, valorar el incremento de velocidad. En el caso que la sección del cruce este formada por un solo tramo hidráulico (“n” de Manning constante) el cálculo de la velocidad del agua bajo el puente y el de la sobre elevación son inmediatos; en el caso contrario se debe proceder por tanteos.

5.5. Selección de la longitud de las luces (distancia entre apoyos).

La longitud óptima de las luces de un puente (distancia entre apoyos) depende de los siguientes factores:

- a) Ubicación conveniente de los apoyos, de conformidad con las condiciones topográficas, hidráulicas, geotécnicas y constructivas.
- b) Dimensiones suficientes para permitir el paso de los cuerpos flotantes mayores que arrastre el río, durante las crecientes.
- c) En caso de ríos navegables, la longitud óptima de la luz principal del puente debe cubrir, por lo menos, el ancho del canal de navegación; tomando en cuenta, además, el gálibo exigido.

5.6. Determinación de la rasante mínima.

La rasante mínima del puente se obtiene con la suma de los siguientes valores: a) gálibo del puente y b) espesor de la superestructura del puente.

En todos los casos se puede tomar la rasante impuesta por el proyecto del camino, cuando es mayor que la mínima; de lo contrario se adopta la rasante mínima y se modifica la rasante de los accesos. En puentes de carreteras principales, es conveniente comparar las soluciones alternativas de rasante, incluyendo los costos del puente y del camino, así como la construcción y operación. Dependiendo del tipo e importancia del camino, la pendiente longitudinal no podrá ser mayor del 7%.

5.7. Determinación del gálibo del puente.

El gálibo mínimo es el espacio medido, en sentido vertical, entre el nivel de aguas máximas extraordinarias y la cara inferior de la superestructura del puente; se obtiene por la suma de los siguientes valores:

- 1) Sobre elevación debida al estrechamiento del cauce por la estructura del puente, se admite 40 cm como máximo.
- 2) Espacio libre vertical, con las siguientes consideraciones: a) garantizar el paso de los cuerpos flotantes que arrastre la corriente; estimándose, según las condiciones hidráulicas del río, 1.00 m. como mínimo; b) tomar en cuenta el grado de incertidumbre que puede haber en la estimación del nivel de aguas máximas extraordinarias.

5.8. Período de retorno de diseño.

Se considerará que los caudales de diseño y sus correspondientes niveles de agua, deben establecerse para un determinado período de retorno, según el tipo de carretera.

- a) Caminos vecinales: 50 - 100 años.

- b) Carreteras colectoras (secundarias) con tráfico constante: 100-250 años.
- c) Carreteras de la red vial principal con tráfico intenso: 200 - 1000 años
- d) Vados, según su importancia: 25 - 100 años.

5.9. Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce

En el capítulo II de la presente tesis se indica el cálculo de los caudales para cada cruce de agua con la vía, en este caso con el Paso lateral de El Carmen.

Para los respectivos cálculos de este capítulo emplearemos los caudales obtenidos mediante el método racional para un periodo de retorno de 100 años.

CUADRO 5.1. CAUDALES PARA DIVERSOS PERIODOS DE RETORNO (PUENTES)

N°	Abscisa	Nombre	A (Ha)	Caudal (m ³ /hora)			
				TR = 10 años	TR = 25 años	TR = 50 años	TR = 100 años
				$Q = \frac{C.I.A}{360}$			
4	K6+200	Est. Como y Bebe	404.55	24.351	30.960	37.127	42.166
9	K10+830	Est. 4 de Diciembre	370.93	21.295	27.074	32.467	36.874

Cabe señalar que en total son 11 cruces de agua con la vía existente, el cuadro anterior presenta solamente dos (2) debido a que en el resto de cruces se considera la colocación de alcantarillas básicamente. El diseño de alcantarillas se encuentra totalmente desarrollado en el capítulo anterior.

5.10. Introducción al programa HEC RAS.

Cuando se estudia un tramo determinado de un río y queremos saber hasta donde llegaría el agua si el caudal alcanzara un cierto valor. ¿Será suficiente el cauce principal? ¿Hasta qué altura? ¿O serán inundadas las áreas próximas, y en que extensión?

La respuesta, para un caudal determinado, dependerá de la forma del cauce, de la pendiente y de su naturaleza (tipo de materiales, presencia de vegetación...). El problema se complica si existen puentes u otro tipo de obras, si deseamos saber qué sucedería si se construyera un puente, una canalización, etc.

El problema de conocer el nivel a la que llegaría el agua en la sección de un puente consta de dos partes bien diferenciadas:

1. Evaluación del caudal

Normalmente queremos evaluar el efecto producido por un caudal máximo, por ejemplo, con un periodo de retorno de 100 años. Ese dato de caudal puede obtenerse mediante un tratamiento estadístico de datos de caudales, o, si no disponemos de ellos, calculando los caudales que se generarán a partir de unas determinadas precipitaciones.

2. Evaluación del área inundable

Como se ha indicado, la sección que ocupará un caudal determinado y las áreas del valle que serán inundadas dependen de la geometría del cauce, de la pendiente y de otros

factores. La sección correspondiente a un cierto caudal se puede evaluar mediante la fórmula de Manning o similar, a partir de la sección evaluar la altura del agua y a partir de ésta hacer una estimación de las áreas que serán inundadas.

Pero el método idóneo para abordar esta parte del trabajo es mediante el programa **HEC-RAS**. Para el funcionamiento de **HEC-RAS** debemos aportar dos tipos de datos: geométricos y de caudales.

Los datos geométricos fundamentales son diversas secciones transversales a lo largo del cauce o cauces considerados. Dichas secciones se introducen mediante la cota de varios puntos; de este modo, mediante la cota de dos secciones contiguas, separadas por una distancia conocida, el modelo calcula la pendiente de este tramo.

El caudal puede ser un solo valor constante o bien un caudal variable en el tiempo.

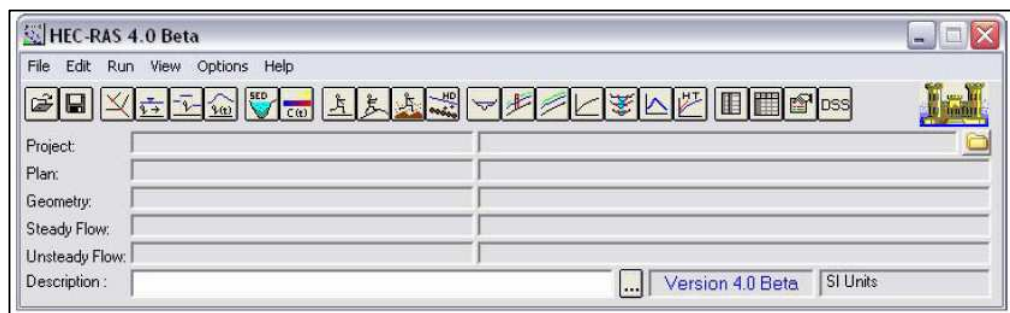
Las fases de trabajo son las siguientes:

1. Creación de un nuevo proyecto. (File >> New Project...)
2. Datos geométricos (Edit >> Geometric Data...)
3. Datos de caudales y condiciones de contorno (Edit >> Steady (Unsteady) Flow Data...)
4. Cálculo (Run >> Steady (Unsteady) Flow Analysis...)
5. Observación de los resultados (View >> varias opciones del menú)

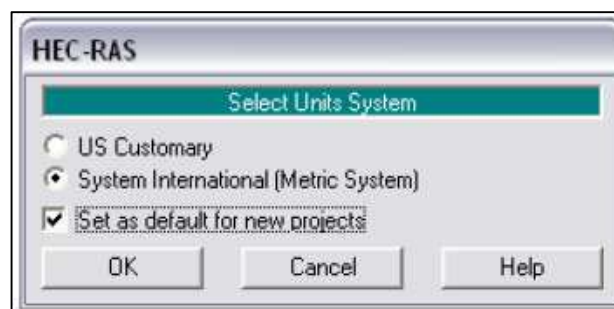
5.10.1. Ajustes iniciales del HEC RAS.

Vamos a realizar el ejemplo más simple posible. Consideremos el tramo de un río, y dos secciones transversales para calcular la altura alcanzada por el agua para un caudal dado.

Al abrir el programa aparece el cuadro principal:




Lo primero (y sólo la primera vez usemos el programa) indicamos a HEC-RAS que utilice unidades del Sistema Internacional (métrico), así: Menú Options, opción Unit system (US Customary/SI)...; en el cuadro que aparece marcar las opciones que aparecen aquí abajo:




La opción Set as default... la marcamos para que todos los proyectos en el futuro ya comiencen con el Sistema Métrico)

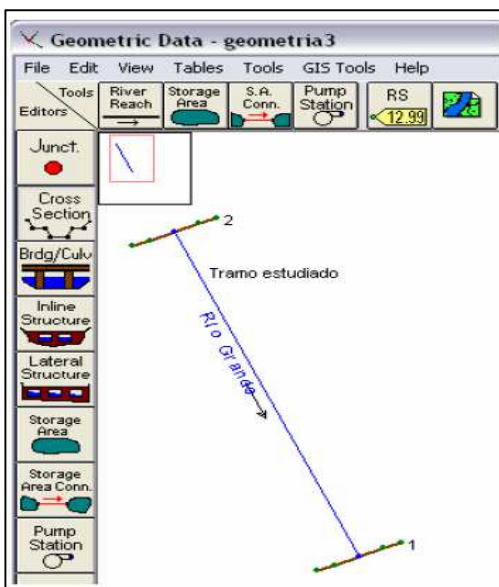
Ahora inauguramos un nuevo proyecto: En el menú Archivo, elegimos **New proyect...** Allí hemos de dar nombre al Proyecto (Title) y al Archivo (File Name). El segundo (File Name) es con el que aparecerá el archivo guardado, cuando lo veamos en Windows.


5.10.2. Geometría del cauce

Dibujar el río.- Para abrir la ventana **Geometric Data**, en el Cuadro Principal picamos en el botón  y aparece la ventana que mostramos a continuación.

Inicialmente picamos en el botón  y el cursor se convierte en un lápiz; con sucesivos clics trazamos un esquema del cauce. Para terminar, doble clic: entonces aparece un cuadro para darle nombre al río y a ese tramo (reach).

Puede considerarse un río con un único tramo, en cuyo caso darle un nombre al tramo único no tiene mucho sentido pero es obligatorio.



Secciones Transversales.- En la ventana **Geometric Data** (donde acabamos de dibujar el cauce), picamos el botón , y aparece una nueva ventana: Cross Section Data. Esta es fundamental: aquí introducimos la forma transversal del cauce y otros datos básicos para la calidad del resultado.

1. *Crear una nueva sección transversal*

En el menú Option elegimos la opción **Add a new Cross Section** y aparece el siguiente cuadro:



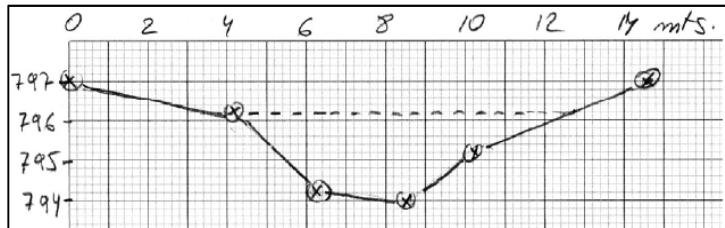
Aquí debemos escribir una referencia para la sección que vamos a crear (darle un nombre), pero **sólo se pueden escribir números y el punto o la coma**. Lo más elemental es numerarlas: 1, 2,... Siempre teniendo en cuenta que en HEC – RAS la numeración va aumentando aguas arriba, de modo que la número 1 estará al final, aguas abajo.

Si trabajamos con un río formado por varios tramos, para los perfiles del primer tramo podemos utilizar: 1.1, 1.2,..., para el segundo: 2.1, 2.2,... y así sucesivamente.

2. *Geometría del cauce*

En la misma ventana **Cross Section Data**, escribimos en las dos columnas de la izquierda: en la primera columna (Station) la distancia desde la margen izquierda, en la segunda columna (Elevation) la cota del fondo del cauce en ese punto (Ojo: No profundidades, sino cotas o alturas desde cualquier punto de referencia). Por ejemplo,

supongamos que disponemos de este croquis para una sección del cauce (la línea de trazos representa el cauce principal):



En la tabla de la ventana Cross Section Data, introducimos estos datos así:

Cross Section Coordinates	
Station	Elevation
1 0.	797.
2 4.2	796.2
3 6.3	794.2
4 8.5	794.
5 10.3	795.2
6 14.6	797.
7	

Picando arriba en Apply Data, la geometría de la sección aparece dibujada a la derecha.

3. Distancia hasta la sección siguiente

En la misma ventana Cross Section Data, es el siguiente cuadro indicamos la distancia desde esta sección a la inmediata siguiente **aguas abajo**, que en este caso es 0, ya que esta sección “1” va a ser la primera (es decir, no tiene ninguna aguas debajo de ella): LOB, distancia entre las márgenes izquierdas, ROB, entre las márgenes derechas, y channel distancia a lo largo del centro del canal. Lógicamente, si indicamos los tres valores iguales, los dos perfiles transversales consecutivos aparecerán paralelos,

Downstream Reach Lengths		
LOB	Channel	ROB
0	0	0

4. Acotación del canal principal

Estos puntos definen la parte de la sección que puede considerarse como canal principal.

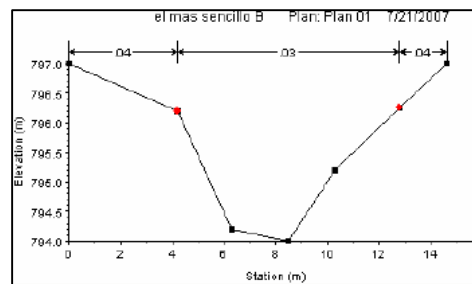
El resto de la sección se considerará como llanura de inundación.

Se introducen dos valores de distancias en horizontal, en este ejemplo hemos escrito 4.2 y 12.8 (en el croquis a lápiz está señalado con una línea de trazos). La distancia 4.2 coincide con unos de los puntos que habíamos introducido previamente, pero la 12.8 no; por eso, tras introducir ese valor, el programa pregunta si queremos crear este punto, decimos que sí, y le adjudicará una cota interpolada al punto 12.8, que aparecerá como una nueva línea de datos.


Main Channel Bank Stations	
Left Bank	Right Bank
4.2	12.8

Picamos el botón Apply Data y los puntos que acotan el canal principal aparecen en rojo en el dibujo. Después de todo el trabajo realizado, la ventana Cross Section Data aparece así:

Cross Section Data - geometria3									
Description									
Del Row	Ins Row								
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Downstream Reach Lengths</th> </tr> <tr> <th>LOB</th> <th>Channel</th> <th>ROB</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>		Downstream Reach Lengths		LOB	Channel	ROB	0	0	0
Downstream Reach Lengths									
LOB	Channel	ROB							
0	0	0							
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Manning's n Values</th> </tr> <tr> <th>LOB</th> <th>Channel</th> <th>ROB</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.04</td> <td>0.03</td> <td>0.04</td> </tr> </tbody> </table>		Manning's n Values		LOB	Channel	ROB	0.04	0.03	0.04
Manning's n Values									
LOB	Channel	ROB							
0.04	0.03	0.04							
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Main Channel Bank Stations</th> </tr> <tr> <th>Left Bank</th> <th>Right Bank</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>4.2</td> <td>12.8</td> </tr> </tbody> </table>		Main Channel Bank Stations		Left Bank	Right Bank	4.2	12.8		
Main Channel Bank Stations									
Left Bank	Right Bank								
4.2	12.8								
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Contraction Coefficients</th> </tr> <tr> <th>Contraction</th> <th>Expansion</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.1</td> <td>0.3</td> </tr> </tbody> </table>		Contraction Coefficients		Contraction	Expansion	0.1	0.3		
Contraction Coefficients									
Contraction	Expansion								
0.1	0.3								



5. Valores “n” de Manning y coeficientes de contracción/expansión

Picando en los signos  que aparecen al lado, se presentan en pantalla las tablas de valores del coeficiente de Manning, para elegir el adecuado.

El programa utiliza los coeficientes de contracción/expansión para determinar las pérdidas de energía entre dos secciones contiguas. Los autores para una transición gradual aconsejan 0.1 (contracción) y 0.3 (expansión), mientras que en las proximidades de un puente pueden ser, respectivamente de 0.3 y 0.5 o mayores, por la mayor pérdida de energía.

6. Otra sección transversal

Para la aplicación más simple de HEC-RAS se necesitan al menos dos secciones transversales del cauce. Para preparar otra sección debemos repetir todo lo que hemos hecho en la primera (puntos 1 a 5 anteriores). Pero si la segunda sección es muy similar a la primera, podemos duplicarla, y en la copia obtenida elevar las cotas de acuerdo con la pendiente observada en el campo. El procedimiento sería el siguiente:

En la ventana **Cross Section Data**, en el menú Options > Copy Current Cross Section..., (Aunque se denomine Copy, en realidad hace la función de Copiar y Pegar, es decir, duplica la sección que estábamos viendo y nos ofrece el siguiente cuadro para que le pongamos nombre a la nueva (En este ejemplo, la hemos llamado “2”).




Cerrando esta ventana con OK, aparece la nueva sección 2 en la ventana Cross Section Data, que de momento es idéntica a la 1. Supongamos que, en nuestro ejemplo, hemos medido entre dos puntos del cauce situados a una distancia de 70 metros un desnivel de 0.90 metros. Sobre los datos de la sección 2 tenemos que cambiar dos cosas:

- a) Para asignar a toda la sección una cota 0.40 m más elevada, en el menú Options > Adjust elevations..., y en el cuadro que sale, escribimos: +0.40. De vuelta en la ventana Cross Section Data, picamos en el botón Apply Data y en el dibujo aparecerá la sección con sus nuevas cotas.
- b) Hemos de indicar que esta sección está a 70 metros de la siguiente estación aguas abajo, para ello, cambiamos los datos siguientes:

Downstream Reach Lengths		
LOB	Channel	ROB
70	70	70

Cerramos la ventana Cross Section Data, y ahora en la ventana Geometric Data, ya deben aparecer las dos secciones 1 y 2.

5.10.3. Caudales

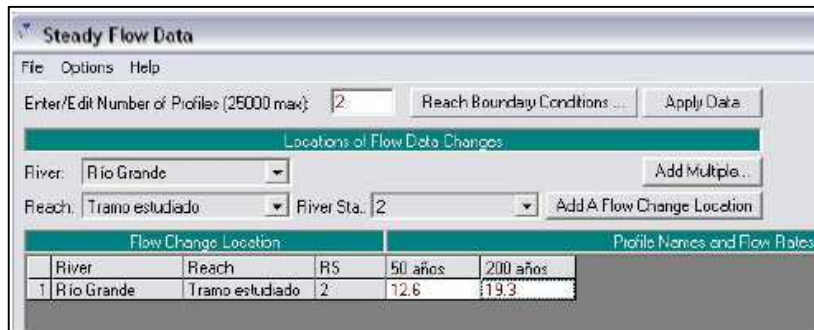
En la ventana principal de HEC – RAS, picamos el botón  o bien, menú Edit > Steady Flow Data.

En primer lugar hay que indicar el número de “perfiles” (Profiles) que hay que calcular. Con “perfiles” se refiere a diversas hipótesis de cálculo que deseamos plantear simultáneamente, para varios caudales. Es necesario al menos un dato de caudal para cada tramo y cada perfil.

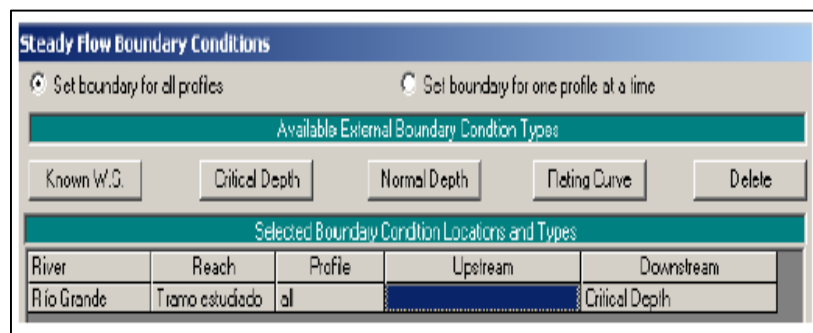
En nuestro ejemplo, hemos indicado (2) dos perfiles, que aparecen inicialmente como PF1 y PF2. Posteriormente, los hemos renombrado como 50 años y 200 años, (supongamos que se trata de caudales de retorno para esos periodos). El cambio de esos nombres se hace en el menú Options > Edit Profile Names., Para cada uno de los dos “perfiles” introducimos un dato de caudal en m³/seg.

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

En nuestro ejemplo, hemos indicado el caudal para la sección 2 (ver la figura siguiente: River Sta.:|2), que es la sección que está situada aguas arriba, así que el programa supondrá que por la sección 1 (aguas abajo) pasa el mismo caudal.



Condiciones de contorno.- En la ventana en que introducimos los datos de caudales es necesario especificar las “condiciones de contorno” (Boundary conditions), picando arriba en Reach Boundary Conditions... aparece una nueva ventana.



HEC – RAS necesita esta información en cada tramo para establecer el nivel del agua inicial en ambos extremos del tramo del río: aguas arriba y/o aguas abajo. En un régimen sub-crítico sólo se necesita en el extremo de aguas abajo (downstream); en régimen supercrítico, sólo es necesario aguas arriba (upstream), y se va a calcular en un régimen mixto (por variaciones del caudal), se necesitaría en ambos extremos del tramo.

Estas condiciones de contorno pueden valer para todos los “perfiles” (es decir: hipótesis de cálculo, varios caudales, en nuestro ejemplo: dos), o bien, podemos desear indicarlo

específicamente para cada “perfil”, picando en la opción *Set boundary for one profile at a time* (Indicar las condiciones de contorno para cada perfil).

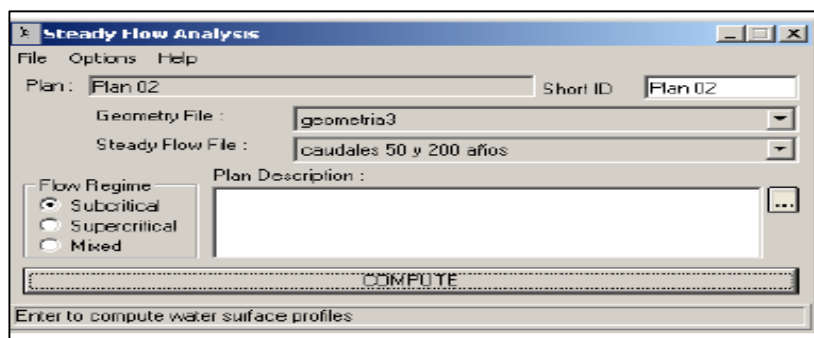
Existen cuatro posibilidades (ver los botones de la anterior figura):

- *Alturas de la superficie del agua conocidas* (Know Water Surface Elevations). El usuario debe introducir la altura del agua para cada uno de los perfiles que se va a calcular.
- *Profundidad crítica* (Critical Depth). Con esta opción, el usuario no tiene que introducir nada. El programa calcula la profundidad crítica para cada uno de los perfiles y la utilizará como condición de contorno.
- *Profundidad Normal* (Normal Depth). En este caso, el usuario debe introducir el pendiente de la línea de energía (energy slope) que se utilizará para calcular la profundidad normal es ese punto (ecuación de Manning). Si no se conoce ese dato, se puede sustituir por la pendiente del agua o la pendiente del fondo del cauce.
- *Curva de gastos* (Rating Curve). En esta opción debemos introducir una serie de parejas de valores nivel – caudal.

5.10.4. Ejecución del modelo

En la ventana principal de HEC-RAS, menú Run > Steady Flow Analysis... (Ya que en este caso hemos utilizado un caudal constante (Steady). Aparece la correspondiente ventana. Si hemos preparado diversas geometrías (tramos y

secciones) y varios caudales, aquí podremos elegir con cuáles de ellos vamos a ejecutar los cálculos.



También hemos de especificar si el régimen es sub-crítico (lento) o supercrítico (rápido), lo que debe estar de acuerdo con las condiciones de contorno especificadas en régimen sub-crítico, condiciones de contorno aguas arriba del tramo, régimen supercrítico, condiciones especificadas aguas abajo.

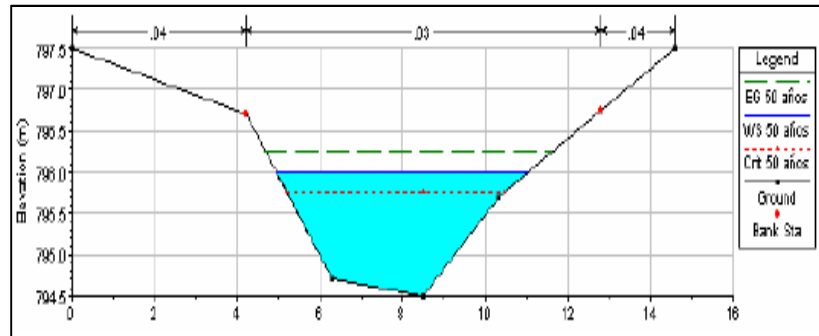
Lo que aparece en esta ventana como “Plan” es el conjunto de condiciones elegidas para efectuar la computación (geometría, caudal, régimen). En el menú File se puede guardar este “Plan” (Save Plan) o comenzar uno nuevo (New Plan).

Picando en *Compute* se ejecutará el modelo, y si no obtenemos mensajes de error, podremos ver los resultados.

5.10.5. Observación de los resultados

En la ventana principal de HEC-RAS, menú View disponemos de varias opciones:

- Secciones transversales (menú View >> Cross Sections...)



- Perfil longitudinal (menú View >> Water Surface Profiles...)
- Vista en perspectiva (menú View >> X-Y-Z Perspective Plots...)
- Curva de gastos (menú View >> Rating Curve...) : Relación altura – caudal
- Tabla para cada sección (menú View >> Detailed Output Tables)
- Tabla para todo el tramo (menú View >> Profile Summary Table)

CUADRO 5.2.

TRADUCCIÓN INGLÉS – ESPAÑOL DE ALGUNAS EXPRESIONES

Add a new Cross Section...	Añadir una nueva sección transversal
Cross Section	Sección transversal (del cauce)
Downstream Reach Lengths	Distancias (hasta la siguiente sección) aguas abajo
Enter a new river station for the new cross section in reach...	Introducir una referencia para la nueva sección transversal en el tramo...
Geometric Data	Datos Geométricos
New project	Nuevo proyecto...
Plan	“Plan” (conjunto e datos geométricos y de caudal que se eligen para efectuar los cálculos)
Profile	“Perfil” (Hipótesis de cálculo con un cierto caudal)
Reach Boundary Conditions	Condiciones de contorno (de ese tramo)
Reach, River Reach	Tramo, Tramo del río

River Station	Referencia (un número) de cada sección transversal
Select exiting River or enter a new River name, and entre Reach name	Seleccione un nombre ya existente o introduzca un Nuevo nombre para el Río, e introduzca un nombre para el tramo
Set as default for new projects	Establecer “por defecto” para nuevos proyectos (o sea: Recordar esta elección en el futuro)
Set boundary for all profiles	Establecer condiciones de contorno para todos los perfiles (para todos igual)
Set boundary for one profile at a time	Establecer las condiciones de contorno de los perfiles uno por uno
Station	(En la geometría de las secciones transversales) situación de cada punto de la sección, en metros
Steady Flow	Caudal constante, o flujo uniforme o régimen permanente
System International (Metric System)	Sistema internacional (Sistema Métrico)
Unit system (US Customary / SI)	Sistema de unidades (USA/ Sistema Internacional)
Unsteady Flow	Caudal variable, o flujo no uniforme o régimen variable.

5.11. Procedimiento para obtener el Nivel de Máxima Creciente en el sitio de implantación del puente

El estudio hidráulico tiene como objetivo calcular la profundidad de agua y sobre elevación de la superficie libre, con la finalidad de fijar el nivel de la rasante del puente, incluyendo el gálibo de seguridad apropiado, así como también el estudio analiza los procesos de socavación general y local en la zona de interés.

5.11.1. Calados y niveles de diseño

Con el objeto de determinar los parámetros hidráulicos asociados al caudal de crecida, se diseñó un modelo hidráulico, basado en las condiciones físicas de la zona. El modelo utilizado para la modelación numérica fue el programa HEC-RAS® por medio del cual fue posible obtener alturas de crecida para un caudal asociado a un período de retorno dado.

En el presente estudio debido a las características de las secciones transversales del sitio de implantación del puente y además del caudal que conduce el recurso hídrico, se planearía la construcción de dos puentes en las abscisas: K6 + 200 (Estero Come y Bebe) y en el K10 + 830 (Estero 4 de diciembre). A continuación para cada caso se detalla el procedimiento del Estudio Hidrológico – Hidráulico.

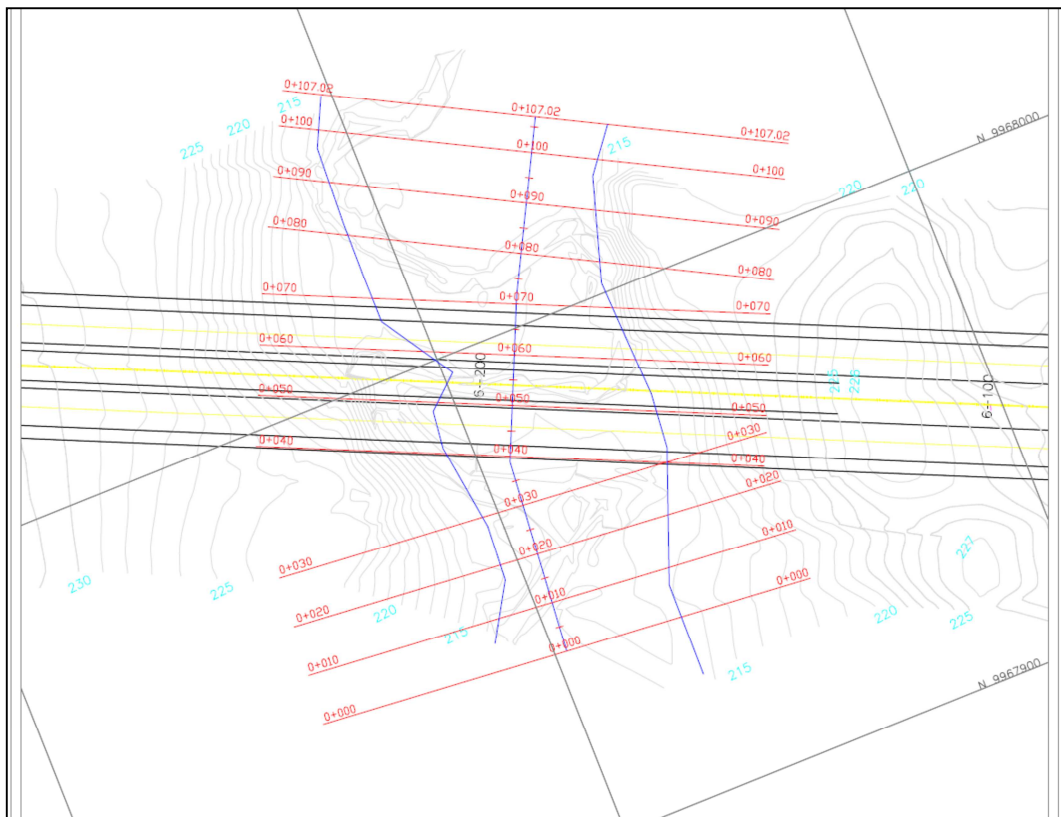
K6 + 200 (Estero Come y Bebe)

El esquema de modelación fue el siguiente:

Se escogieron 12 secciones transversales, tomados de tal manera que en cada sección, esté representado el cauce del estero Come y Bebe y las márgenes izquierda y derecha. La longitud total modelada fue de 110 metros, con un espaciamiento medio entre secciones variable, la topografía sobre la cual se obtuvieron las secciones transversales fue a escala 1:1000, como se puede observar en la figura 5.1.

La denominación de las secciones transversales corresponde a las longitudes del cauce principal entre las secciones, en orden descendente (Figura 5.1.) desde la primera sección en la cual ingresa el caudal pico para un período de retorno de 100 años.

FIGURA 5.1. SECCIONES HIDRÁULICAS DEL ESTERO COME Y BEBE



Por otro lado la pendiente del cauce ha sido medida del perfil longitudinal del fondo del cauce, obtenido del levantamiento topográfico, y resulta una pendiente en la zona de implantación del puente de 0,010 m/m.

El modelo hidráulico desarrollado, permitió conocer los parámetros hidráulicos asociados a la dinámica del estero. Para el sitio de implantación del puente, se obtuvo un área hidráulica de 90.78 m², con un calado de 1.53 m. El número de Froude, tiene un valor de 0.11

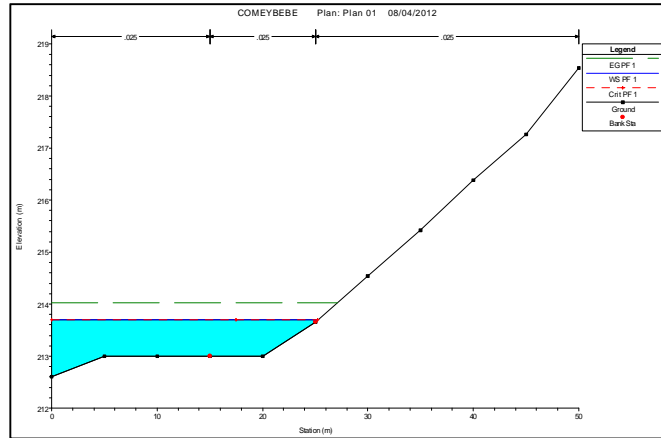
.

Los resultados obtenidos para el sitio de implantación del puente sobre el estero Come y Bebe, se presentan en el cuadro 5.5. y de manera detallada para todas las secciones de este estero en el cuadro 5.3.

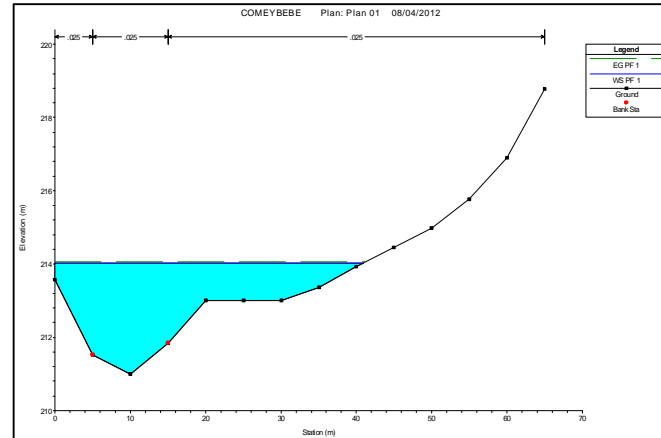
ESTERO COME Y BEBE.

FIGURA 5.2. MODELACIÓN HIDRÁULICA PERIODO DE RETORNO 100 AÑOS

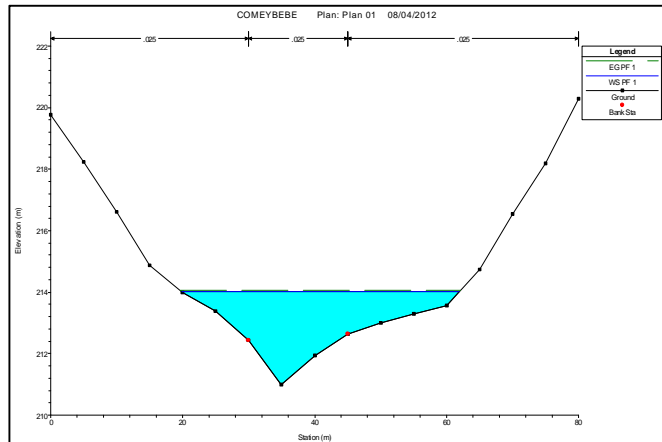
SECCIÓN 1



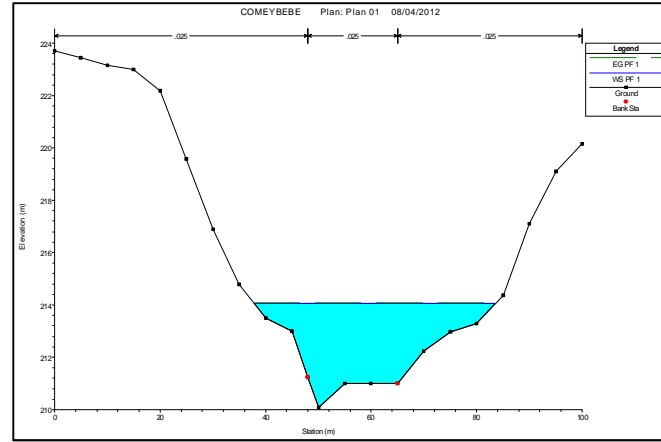
SECCIÓN 2



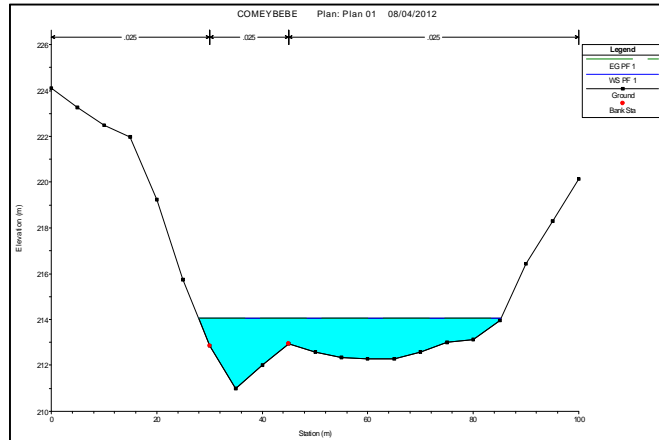
SECCIÓN 3



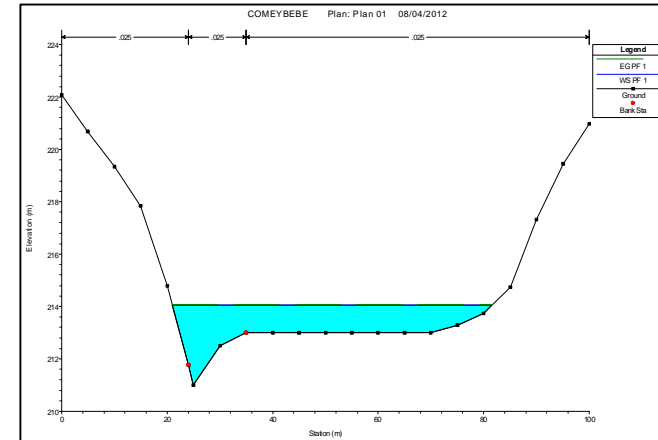
SECCIÓN 4



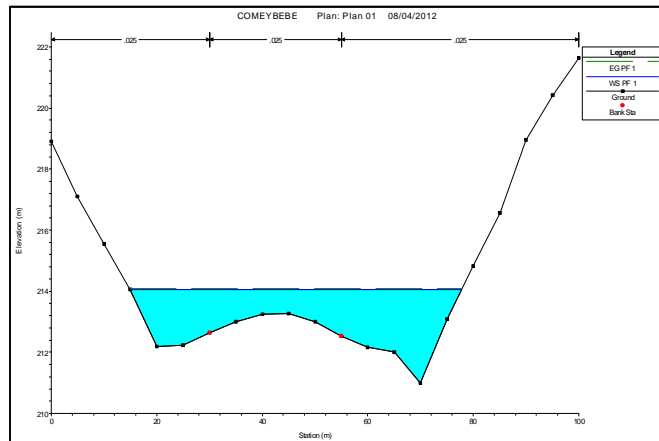
SECCIÓN 5



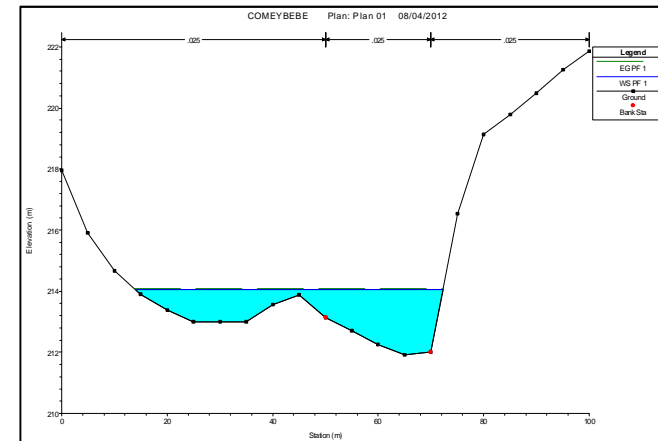
SECCIÓN 6



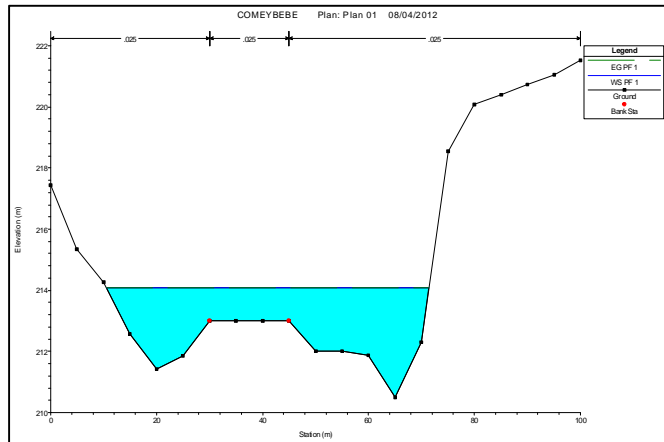
SECCIÓN 7



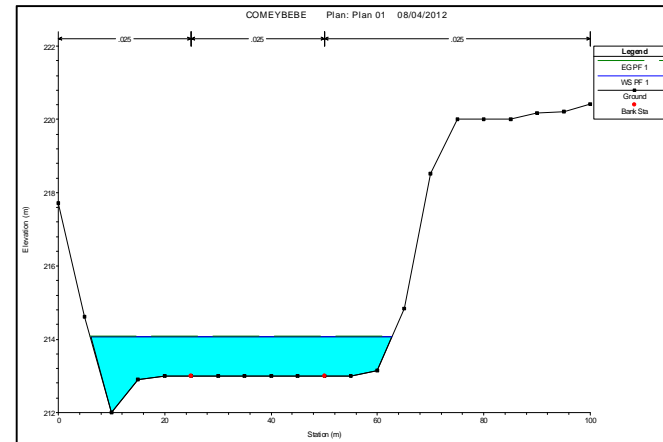
SECCIÓN 8



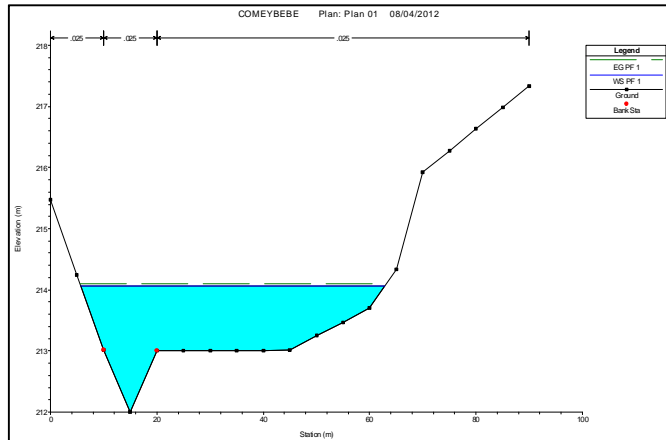
SECCIÓN 9



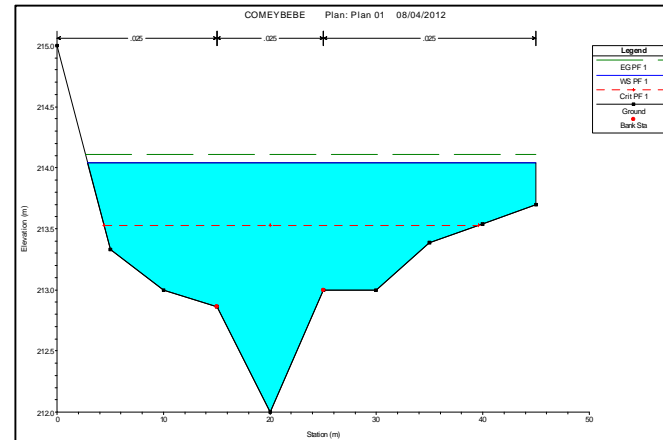
SECCIÓN 10



SECCIÓN 11

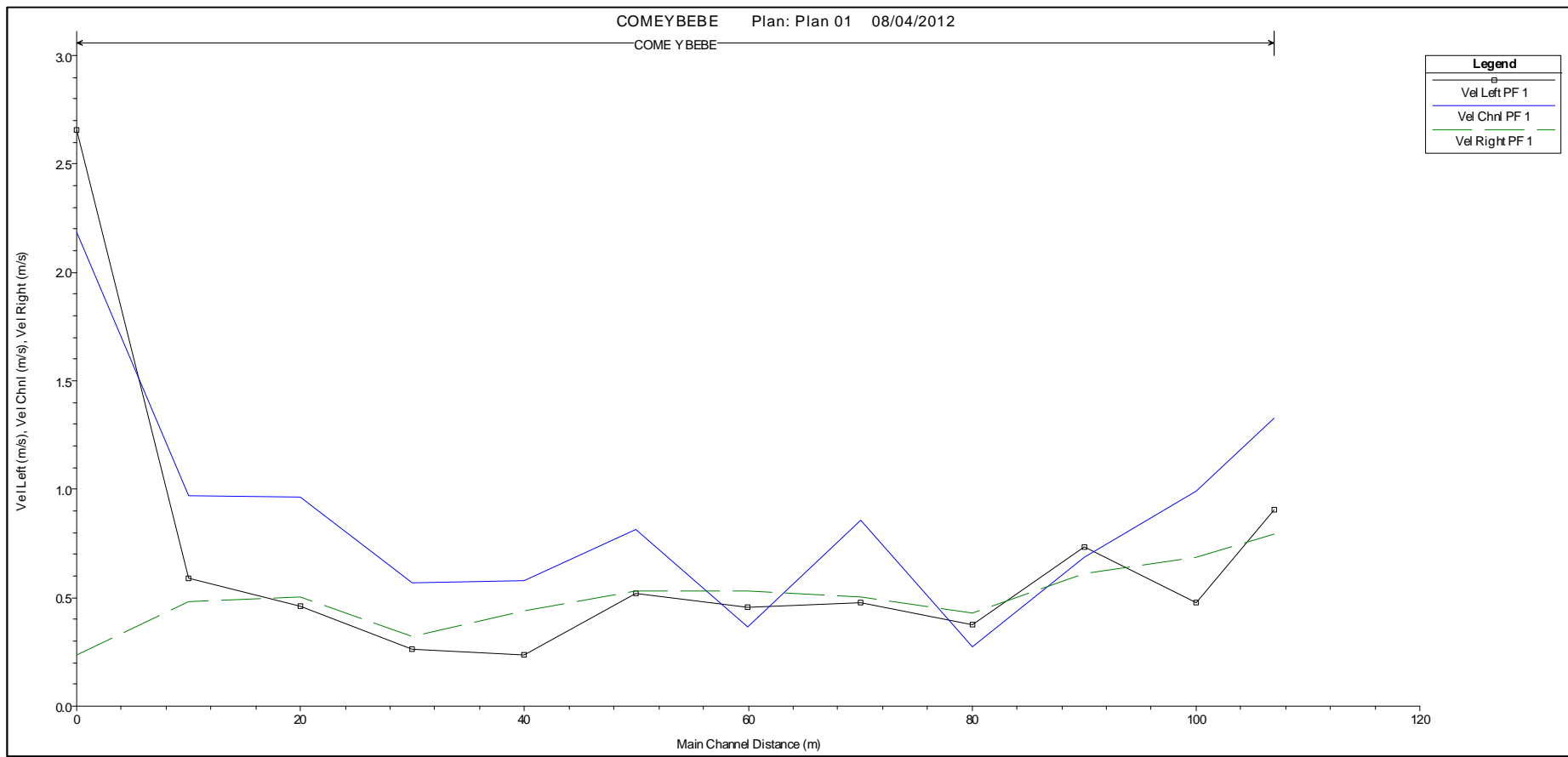


SECCIÓN 12



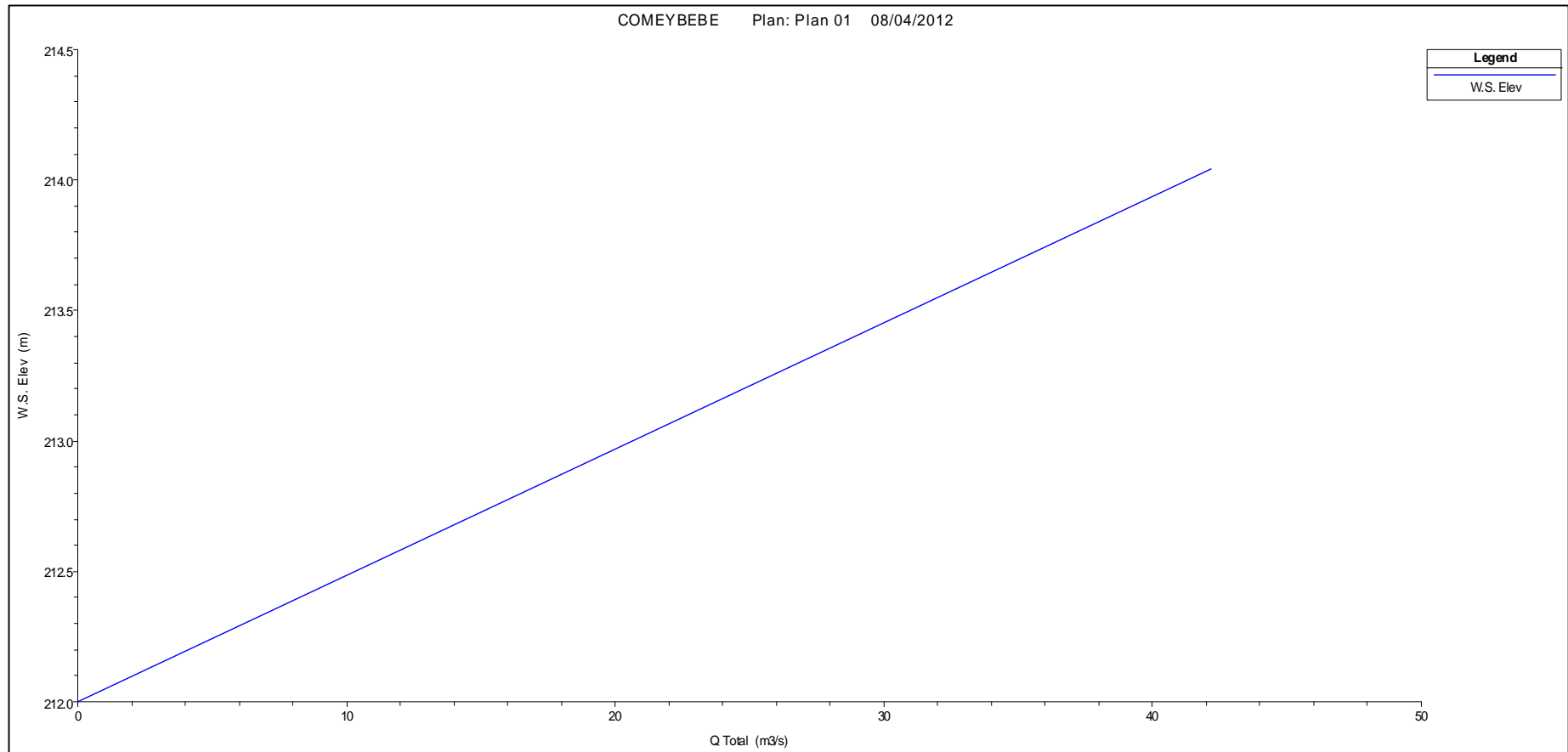
ESTERO COME Y BEBE.

FIGURA 5.3. LONGITUD CAUCE VS VELOCIDADES



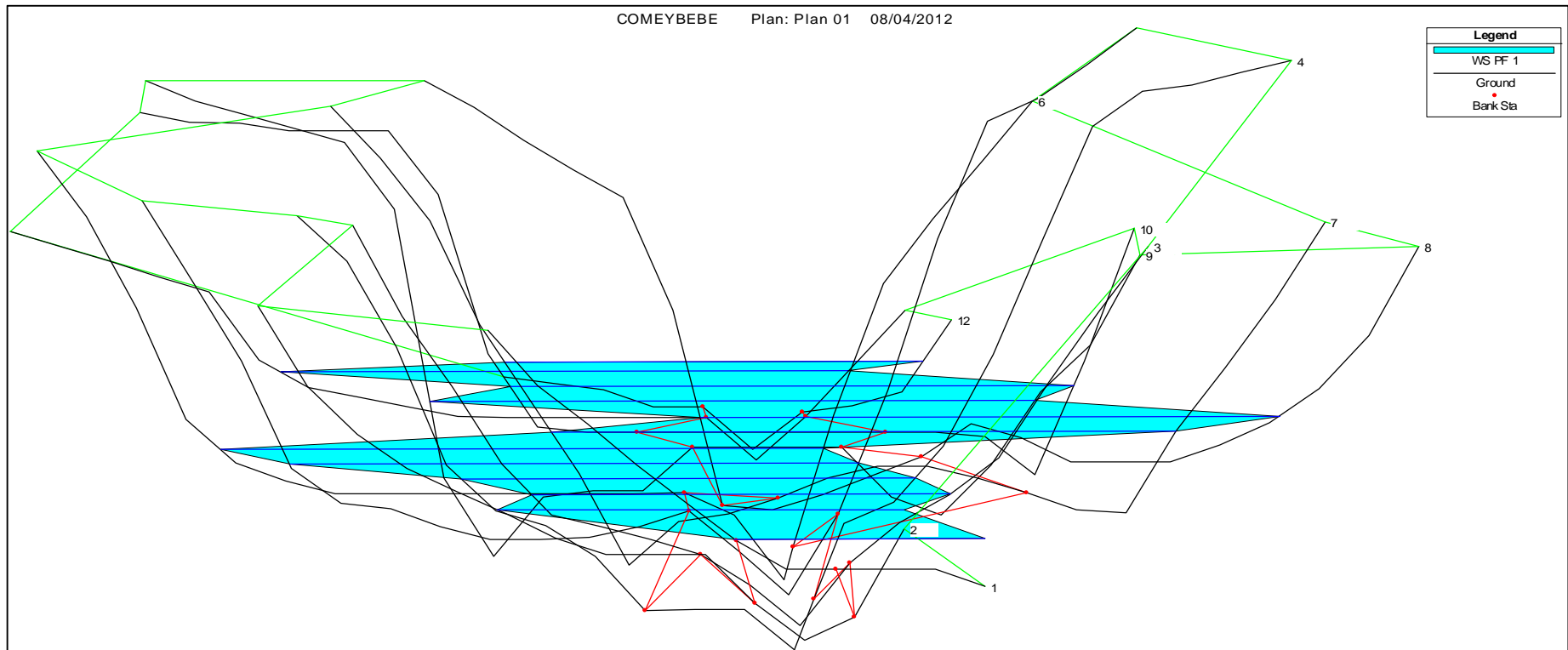
ESTERO COME Y BEBE.

FIGURA 5.4. CAUDAL VS ELEVACIÓN



ESTERO COME Y BEBE.

FIGURA 5.5. PERSPECTIVA TRIDIMENSIONAL DEL ESTERO



ESTERO COME Y BEBE.

CUADRO 5.3.

TABLA RESÚMEN DE RESULTADOS HIDRÁULICOS _ ESTERO COME Y BEBE

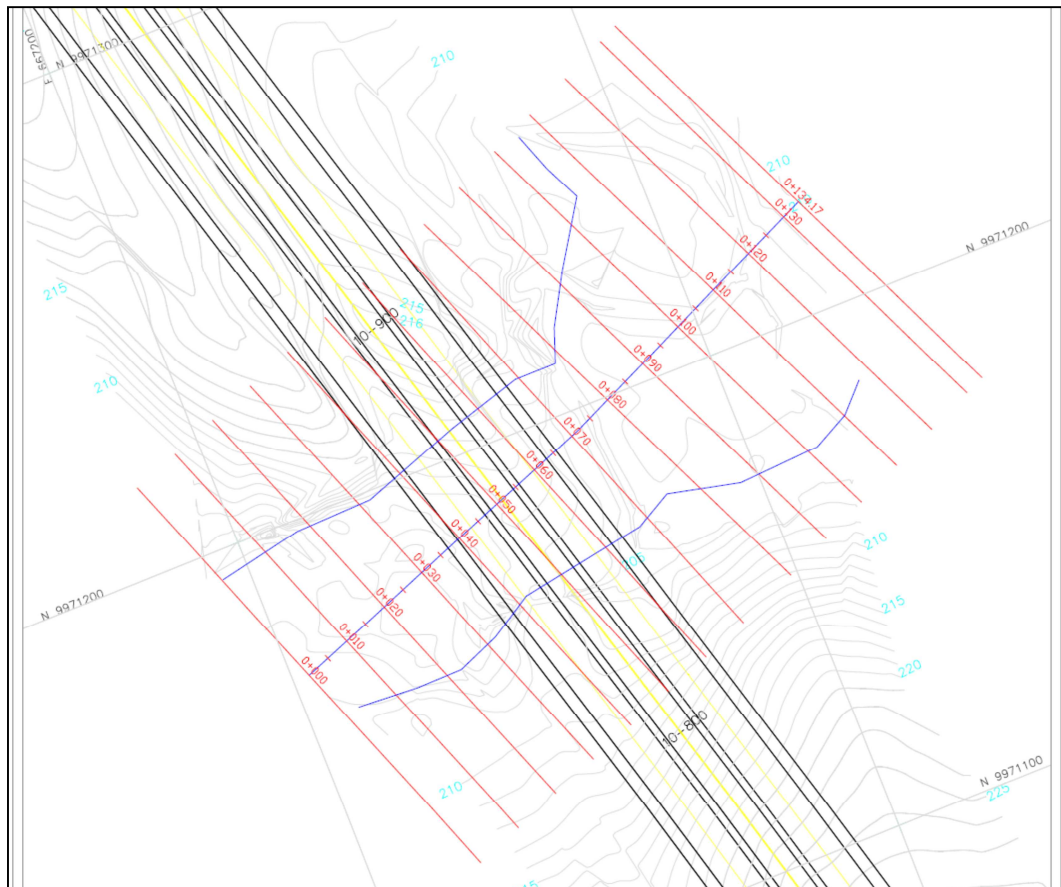
CAUCE	ESTACIÓN	CAUDAL	COTA MÍNIMA	COTA DE CRECIDA	CALADO	PENDIENTE	VELOCIDAD	ÁREA HIDRÁULICA	ANCHO DE AGUA	# FROUDE
		m3/seg	mnm	mnm	m	m/m	m2/seg	m2	m	-
ESTERO COME Y BEBE	12	42.17	212.00	214.04	2.04	0.00	1.33	40.99	42.14	0.34
	11	42.17	212.00	214.06	2.06	0.00	0.99	55.35	57.07	0.25
	10	42.17	213.00	214.06	1.06	0.00	0.68	61.21	56.66	0.21
	9	42.17	213.00	214.08	1.08	0.00	0.28	108.32	60.84	0.08
	8	42.17	211.92	214.05	2.13	0.00	0.86	61.23	58.22	0.21
	7	42.17	212.53	214.06	1.53	0.00	0.37	90.78	62.82	0.11
	6	42.17	211.00	214.05	3.05	0.00	0.82	68.31	60.59	0.19
	5	42.17	211.00	214.05	3.05	0.00	0.58	86.26	57.26	0.13
	4	42.17	210.07	214.05	3.98	0.00	0.57	90.65	45.70	0.10
	3	42.17	211.00	214.02	3.02	0.00	0.96	54.16	42.09	0.21
	2	42.17	211.00	214.03	3.03	0.00	0.97	58.62	40.92	0.19
	1	42.17	213.00	213.70	0.70	0.01	2.19	16.82	25.22	0.95
	7	Sección de Implantación del Puente								

K10 + 830 (Estero 4 de diciembre)

El esquema de modelación fue el siguiente:

Se escogieron 14 secciones transversales, tomadas de tal manera que en cada sección, esté representado el cauce del estero 4 de diciembre y la margen izquierda y derecha. La longitud total modelada fue de 130 metros, con un espaciamiento medio entre secciones variable, la topografía sobre la cual se obtuvieron las secciones transversales fue a escala 1:1000, como se puede observar en la figura 5.6. El periodo de retorno para la determinación es de 100 años.

FIGURA 5.6. SECCIONES HIDRÁULICAS DEL ESTERO 4 DE DICIEMBRE



Por otro lado la pendiente del cauce ha sido medida del perfil longitudinal del fondo del cauce, obtenido del levantamiento topográfico, y resulta una pendiente en la zona de implantación del puente de 0,010 m/m.

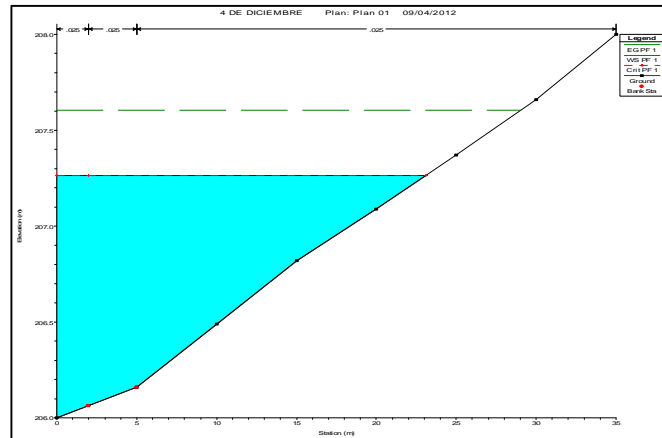
El modelo hidráulico desarrollado, permitió conocer los parámetros hidráulicos asociados a la dinámica del estero. Para el sitio de implantación del puente, se obtuvo un área hidráulica de 15.62 m², con un calado de 0.91 m. El número de Froude, tiene un valor de 1.01.

Los resultados obtenidos para el sitio de implantación del puente sobre el estero 4 de diciembre, se presentan en el cuadro 5.5. y de manera detallada para todas las secciones de este estero en el cuadro 5.4.

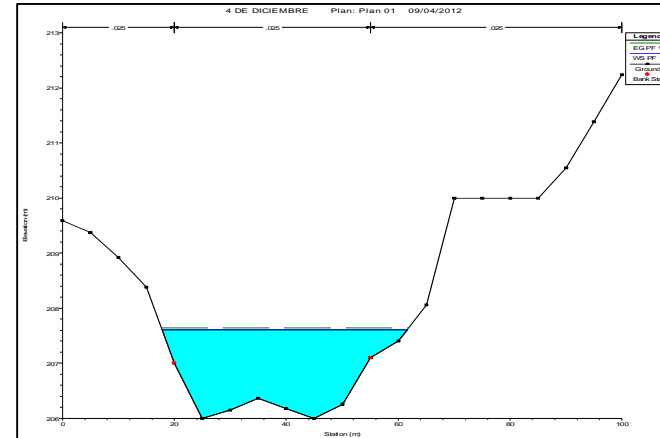
ESTERO 4 DE DICIEMBRE

FIGURA 5.7. MODELACIÓN HIDRÁULICA PERIODO DE RETORNO 100 AÑOS

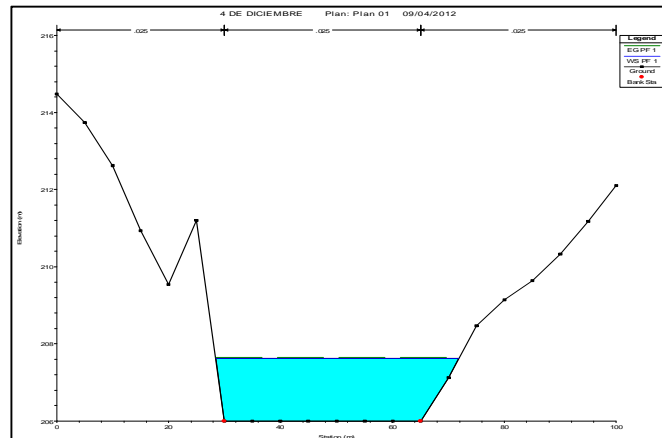
SECCIÓN 1



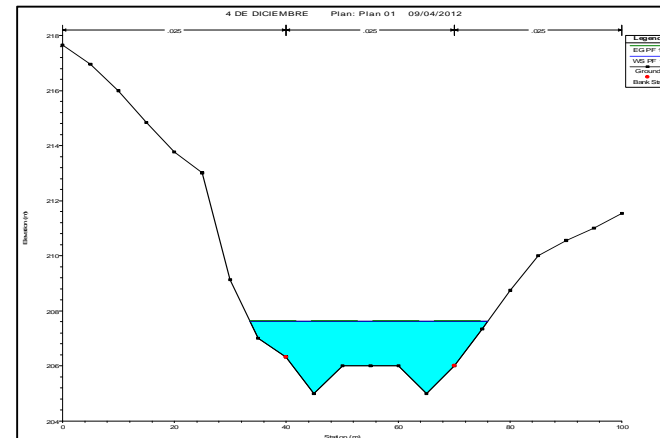
SECCIÓN 2



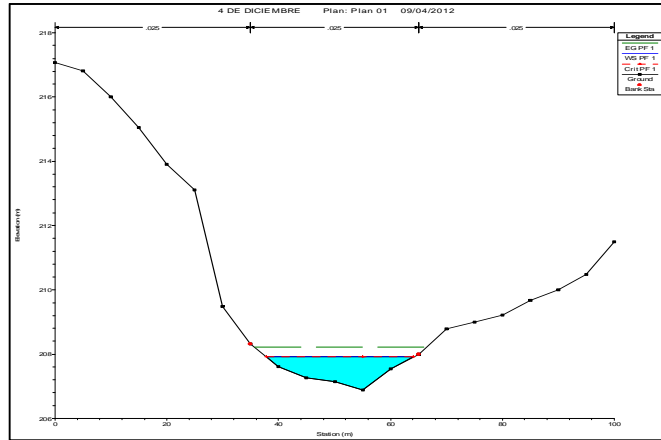
SECCIÓN 3



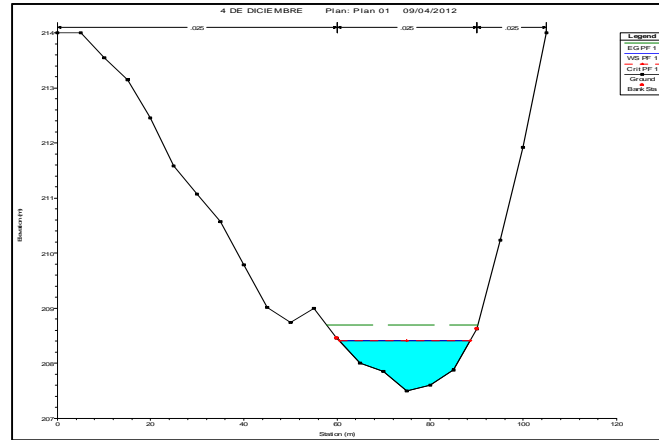
SECCIÓN 4



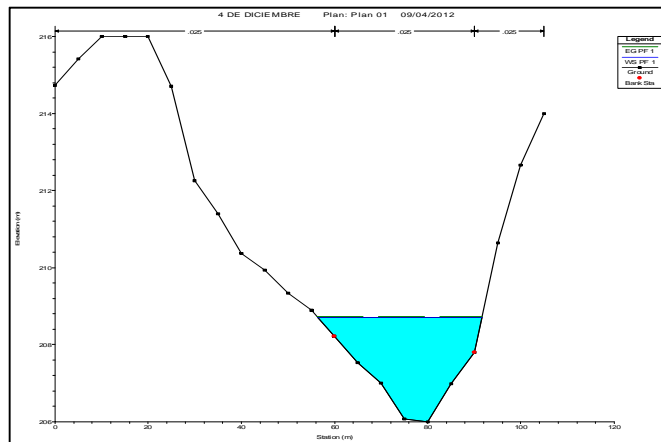
SECCIÓN 5



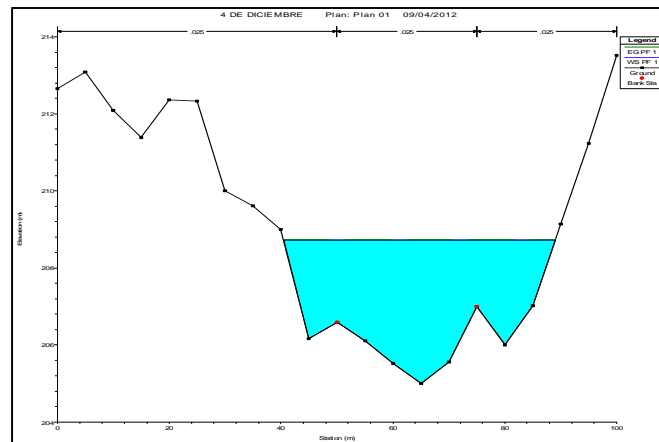
SECCIÓN 6



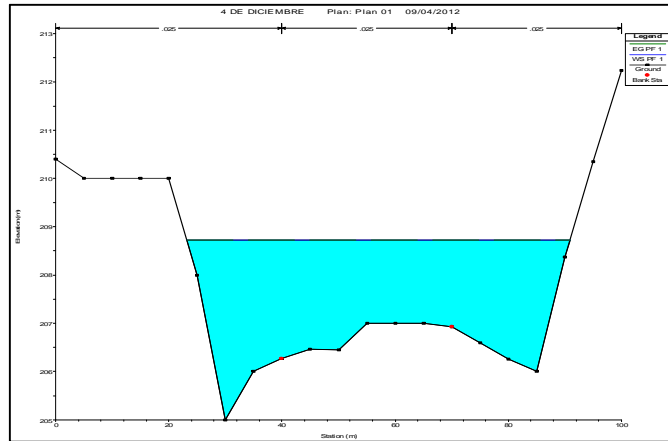
SECCIÓN 7



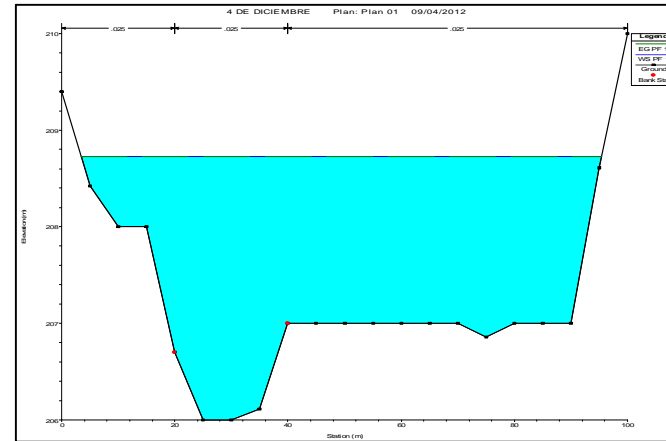
SECCIÓN 8



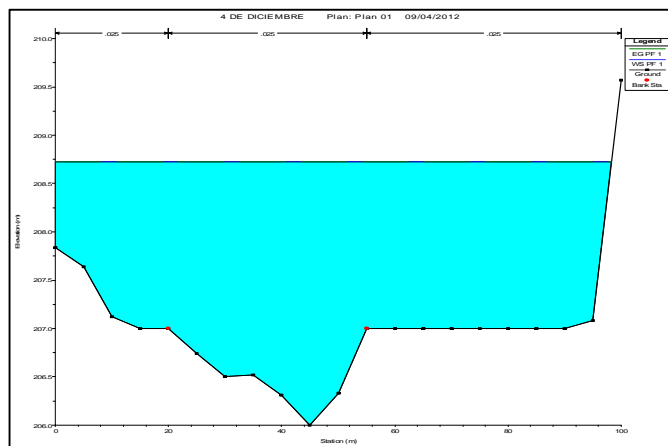
SECCIÓN 9



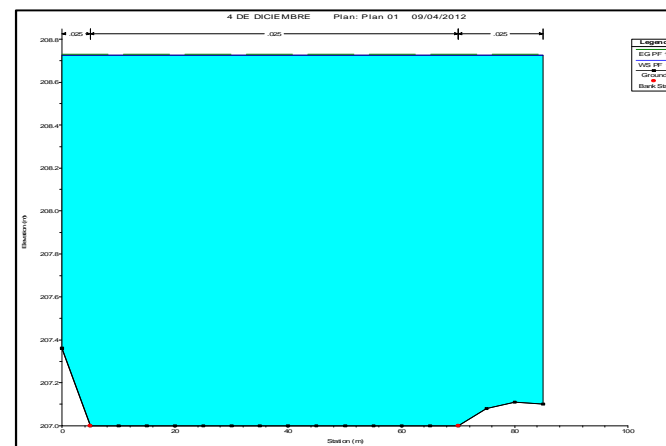
SECCIÓN 10



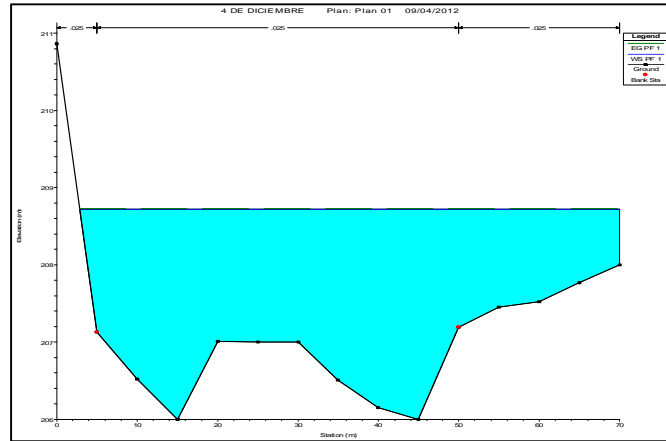
SECCIÓN 11



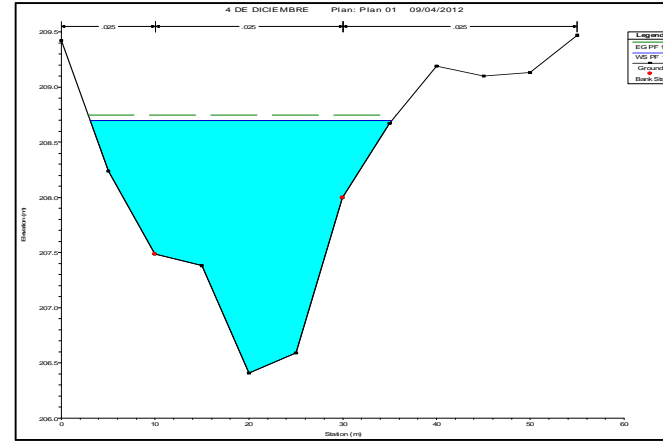
SECCIÓN 12



SECCIÓN 13

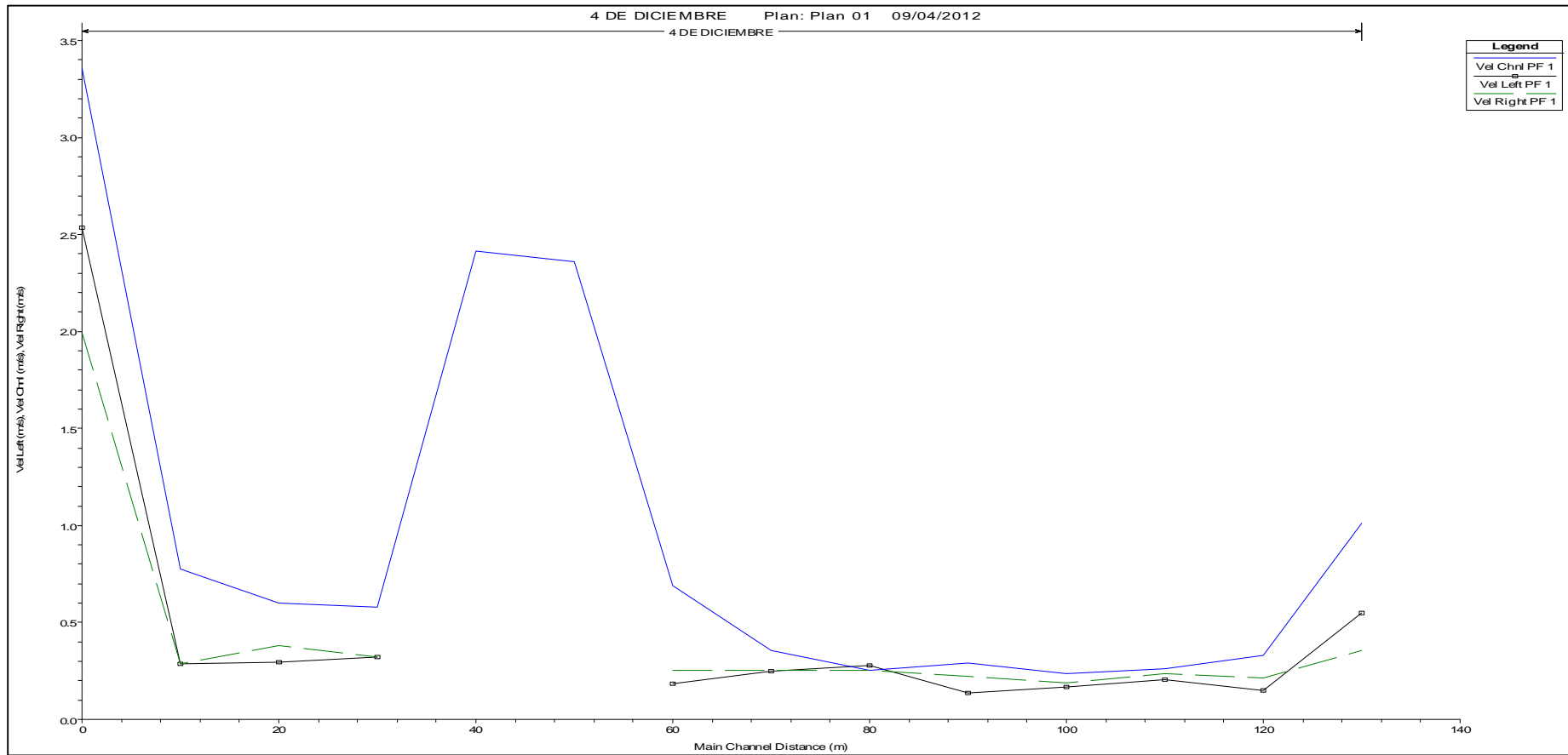


SECCIÓN 14



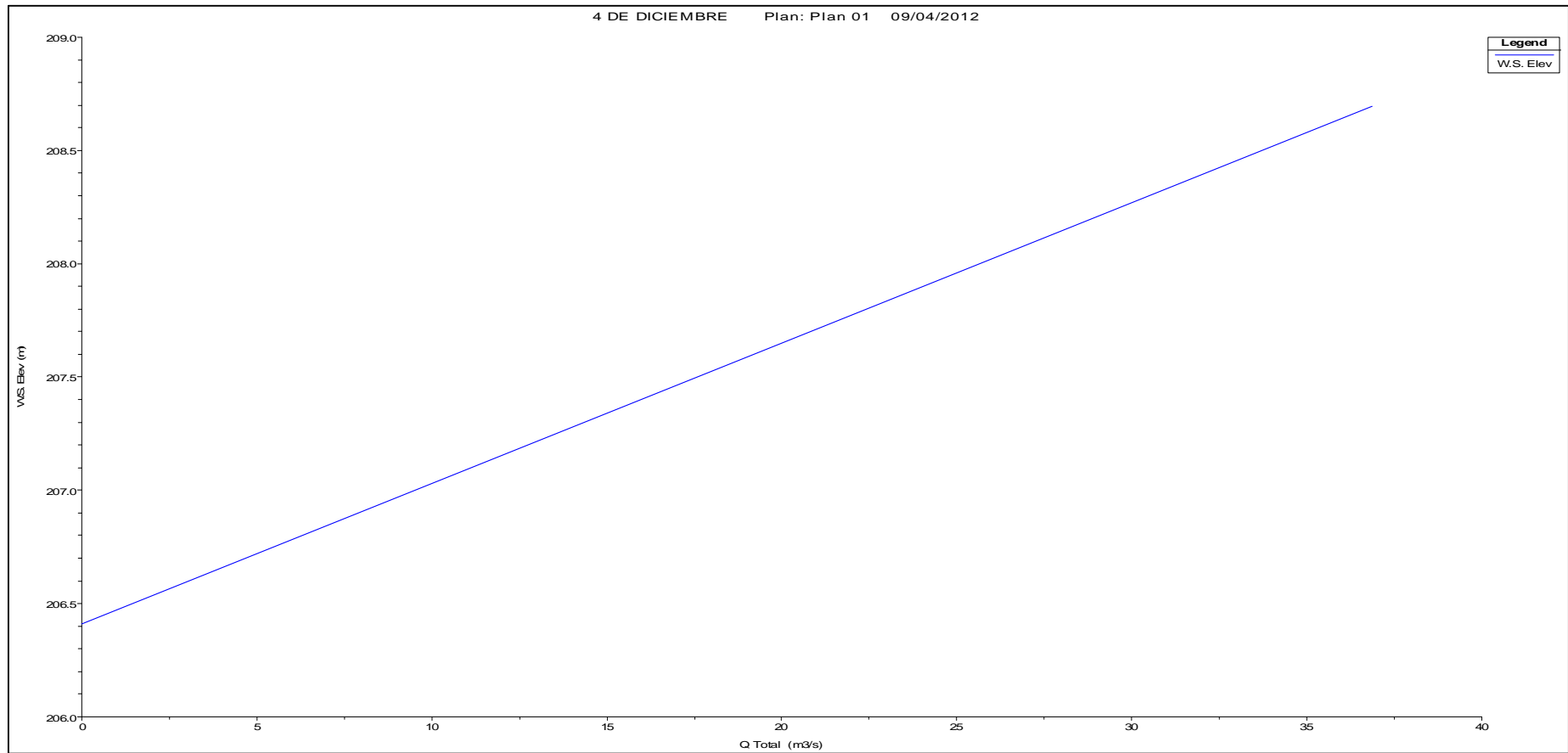
ESTERO 4 DE DICIEMBRE.

FIGURA 5.8. LONGITUD CAUCE VS VELOCIDADES



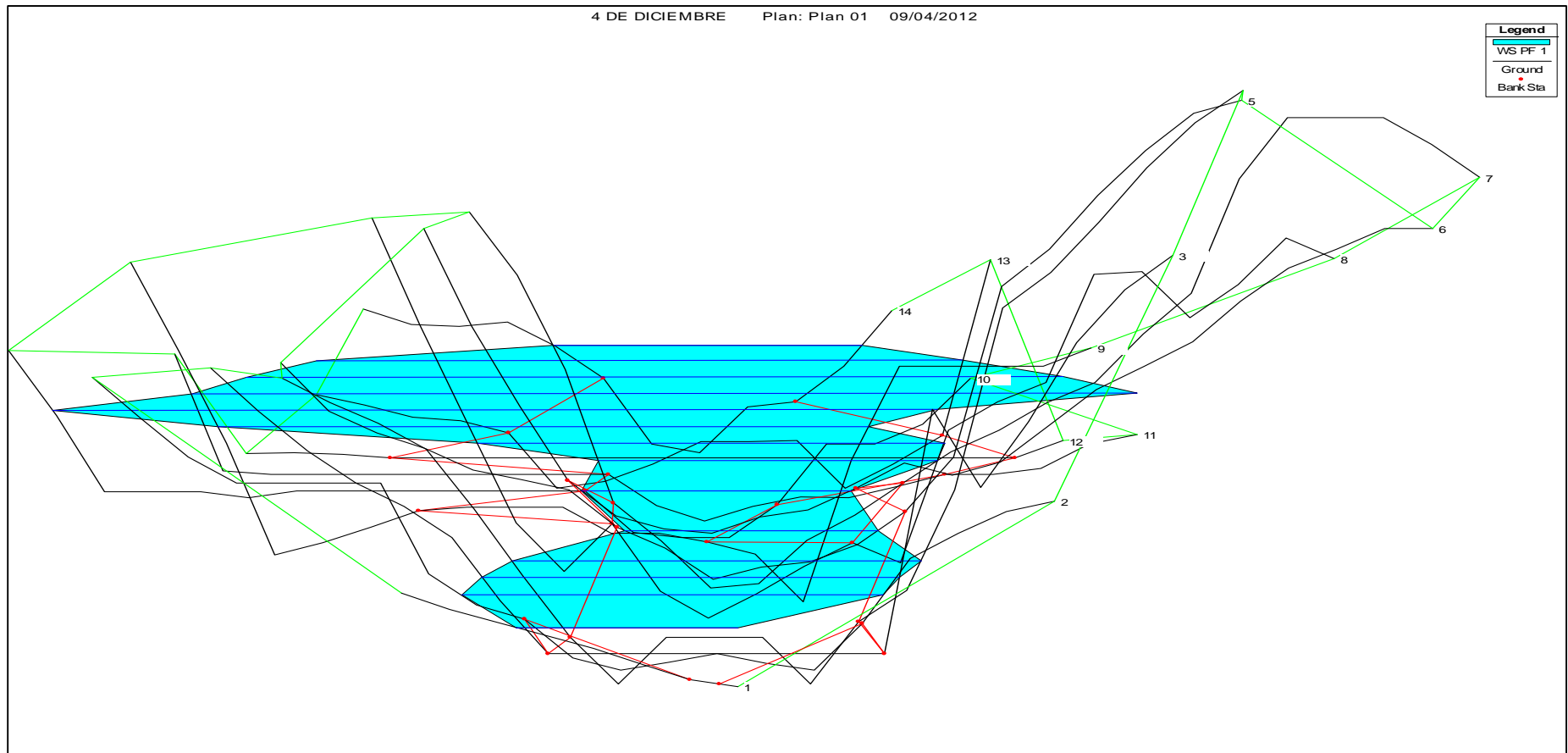
ESTERO 4 DE DICIEMBRE.

FIGURA 5.9. CAUDAL VS ELEVACIÓN



ESTERO 4 DE DICIEMBRE.

FIGURA 5.10. PERSPECTIVA TRIDIMENSIONAL DEL ESTERO



ESTERO 4 DE DICIEMBRE.

CUADRO 5.4.

TABLA RESÚMEN DE RESULTADOS HIDRÁULICOS _ ESTERO 4 DE DICIEMBRE

CAUCE	ESTACIÓN	CAUDAL	COTA MÍNIMA	COTA DE CRECIDA	CALADO	PENDIENTE	VELOCIDAD	ÁREA HIDRÁULICA	ANCHO DE AGUA	# FROUDE
		m3/seg	msnm	msnm	m	m/m	m2/seg	m2	m	-
ESTERO COME Y BEBE	14	36.87	206.41	208.69	2.28	0.00	1.01	39.64	32.16	0.25
	13	36.87	206.00	208.72	2.72	0.00	0.33	120.35	67.14	0.07
	12	36.87	207.00	208.73	1.73	0.00	0.26	144.54	85.00	0.06
	11	36.87	206.00	208.73	2.73	0.00	0.23	178.57	98.30	0.05
	10	36.87	206.00	208.72	2.72	0.00	0.29	154.55	91.97	0.06
	9	36.87	206.27	208.72	2.45	0.00	0.25	142.16	67.70	0.06
	8	36.87	205.00	208.72	3.72	0.00	0.36	116.16	48.52	0.07
	7	36.87	206.00	208.70	2.70	0.00	0.69	54.50	35.17	0.17
	6	36.87	207.50	208.41	0.91	0.01	2.36	15.62	28.00	1.01
	5	36.87	206.88	207.92	1.04	0.01	2.42	15.27	26.31	1.01
	4	36.87	205.00	207.63	2.63	0.00	0.58	68.34	42.52	0.13
	3	36.87	206.00	207.63	1.63	0.00	0.60	64.02	43.42	0.15
	2	36.87	206.00	207.61	1.61	0.00	0.78	49.08	43.82	0.22
	1	36.87	206.06	207.26	1.20	0.01	3.36	15.45	23.09	1.00
6		Sección de Implantación del Puente								

CUADRO 5.5.

RESUMEN PARÁMETROS HIDROLÓGICOS - HIDRÁULICOS

ÍTEM	COME Y BEBE	4 DE DICIEMBRE
Área (Ha)	404.55	370.93
Perímetro (km.)	8.40	8.34
Long. Drenaje Principal (km.)	3.21	3.72
Long. Total de Drenajes (km.)	8.69	3.72
Pendiente ponderada (%)	0.84	0.67
Cota máxima (msnm)	243	242
Cota mínima (msnm)	216	217
Factor de Forma (-)	0.118	0.122
Densidad de drenajes (km./km ²)	7.94	10.03
Tiempo de Concentración (min)	61.72	75.38
Período de retorno (años)	100	100
Zona intensidad	9	9
Ecuación	$I_{TR} = 35.753 t^{-0.3035} Id_{TR}$ $I_{TR} = 278.96 t^{-0.7757} Id_{TR}$	$I_{TR} = 35.753 t^{-0.3035} Id_{TR}$ $I_{TR} = 278.96 t^{-0.7757} Id_{TR}$
I (mm/hora)	100.06	95.43
Q (m ³ /s)	42.17	36.87
NMC (msnm)	214.06	208.41
Coefficiente de Manning	0.025	0.025
Cota de fondo (msnm)	212.53	207.50
Calado de crecida (m)	1.53	0.91
Área hidráulica de crecida (m ²)	90.78	15.62
Velocidad (m/s)	0.37	2.36
Froude	0.11	1.01
Gálibo (m)	2.00	2.00
Luz mínima del puente (m)	65.00	30.00
Socavación máxima asumida	No presenta	1.28

5.12. Nivel mínimo recomendado para el tablero del puente

En el presente numeral se indica el nivel mínimo de implantación del tablero del puente. El valor se lo expresa en metros sobre el nivel del mar (msnm). Cabe indicar que el valor aquí proporcionado es fundamental para el ingeniero encargado del diseño geométrico de la vía futura, debido a que se deberá ajustar a este valor y hacer que la rasante del camino pase obligadamente por este punto.

Para determinar el nivel de implantación del puente (parte inferior del tablero) o también conocido como INFRA II se procede de la siguiente manera:

1. Determinar el Nivel máximo de creciente (NMC) para un periodo de retorno determinado.
2. Asumir un gálibo mínimo, el mismo debe ser proporcionado generalmente por el Ministerio de Obras Públicas de cada país.
3. Se suma el valor del gálibo recomendado al NMC obtenido mediante modelación hidráulica.

Para los puentes indicados en el proyecto Paso Lateral El Carmen se tienen los siguientes valores:

Estero Come y Bebe (Abscisa. 6+200)

- NMC = 214.06 msnm
- Gálibo mínimo recomendado = 2.00 m
- Nivel mínimo del puente = NMC + Gálibo mínimo recomendado

- Nivel mínimo del puente = $214.06 + 2.00$
- **Nivel mínimo del puente = 216.06 msnm**

Estero 4 de diciembre (Abscisa. 10+830)

- NMC = 208.41 msnm
- Gálibo mínimo recomendado = 2.00 m
- Nivel mínimo del puente = NMC + Gálibo mínimo recomendado
- Nivel mínimo del puente = $208.41 + 2.00$
- **Nivel mínimo del puente = 210.41 msnm**

5.13. Estudio de Socavación

5.13.1. Cálculo de Socavación general

Para el cálculo de la socavación general se presenta dos de los métodos más utilizados, debiendo ser uno de ellos el método de Lischtván - Levediev, además debe señalarse, que actualmente existen modelos matemáticos morfológicos que permiten establecer los posibles cambios en el cauce del río para ciertas condiciones de funcionamiento y cuyo uso se recomienda, no obstante las limitaciones que pudieran tener derivadas de la dimensionalidad del modelo. Por lo general, estos modelos requieren de mucha información de no muy fácil obtención, lo cual puede limitar su uso y aplicabilidad.

5.13.2. Método de Lischvan-Levediev

El cálculo de socavación general, también, se puede determinar con el criterio propuesto por Lischvan-Levediev. Este método, que incluye la socavación por reducción del ancho del río por efecto de las pilas, se fundamenta en la condición de equilibrio entre la velocidad real media del flujo (V_r) y la velocidad media del flujo (V_e) que se requiere para iniciar el movimiento de las partículas del cauce. Para su aplicación se debe considerar:

- (1) el tipo de río con cauce definido o no,
- (2) el tipo de material del fondo, cohesivo o friccionante y
- (3) la estratigrafía del subsuelo, bajo, la sección en estudio, homogénea o heterogénea.

A. Cauces definidos con suelos cohesivos y distribución homogénea.

Para este caso la condición de equilibrio es:

$$V_e = V_r \text{ (1)}$$

Donde:

V_r = la velocidad real media del flujo; y

V_e = la velocidad media del flujo que se requiere para iniciar el movimiento de las partículas del cauce del río.

La profundidad del agua después de la socavación se estima de la siguiente manera:

Mediante la ecuación (2) se calcula el valor de:

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{\frac{5}{3}} \cdot Be \cdot \mu} \quad \text{y luego} \quad H_s = \left[\frac{\alpha \cdot H_o^{5/3}}{0.60 \cdot \beta \cdot \gamma_s^{1.18}} \right]^{\frac{1}{1+x}} \quad (2)$$

Donde:

Q_d = Caudal de diseño (m³/seg).

H_m = Tirante medio de la sección y se obtiene dividiendo el área efectiva para Be (m).

H_o = Tirante en un punto cualquiera (m).

H_s = Profundidad del agua luego de la socavación (m).

Be = Ancho efectivo de la superficie libre que es igual al ancho total menos ancho de las pilas (m).

μ = Coeficiente de contracción (Cuadro 5.6.)

β = Coeficiente de flujo que depende del período de retorno de la avenida (Cuadro 5.7.).

γ_s = Peso volumétrico del material seco, a la profundidad H_s (Ton/m³).

x = Exponente variable, en función de “ γ_s ” (Cuadro 5.8).

B. Cauces definidos con suelos friccionantes y distribución homogénea.

Para este caso la condición de equilibrio es:

$$V_e = V_r$$

Donde:

V_r = Velocidad real media del flujo (m/s).

V_e = Velocidad media del flujo que se requiere para iniciar el movimiento de las partículas del cauce del río (m/s).

La profundidad del agua después de la socavación se estima de la siguiente manera:

$$\alpha = \frac{Qd}{(H_o)^{\frac{5}{3}}(Dm)^{0.28}(\mu)}$$

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

Donde:

Qd = Caudal de diseño (m³/s).

Hm = Tirante medio de la sección del cruce, en m., se lo determina dividiendo el área hidráulica efectiva entre el ancho efectivo (Be).

Ho = Tirante en un punto cualquiera de la sección (m).

Hs = Profundidad del agua después de la socavación (m).

Be = Ancho efectivo de la superficie libre que es igual al ancho total menos ancho de las pilas (m).

μ = Coeficiente de contracción (Cuadro 5.6.)

β = Coeficiente de flujo que depende del período de retorno de la avenida (Cuadro 5.7.)

Dm = Diámetro medio de los granos del fondo (mm).

x = Exponente variable, función de "Dm" (Cuadro 5.8.)

CUADRO 5.6.

COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN μ

VELOCIDAD MEDIA EN SECCIÓN CRUCE m/seg	LONGITUD LIBRE ENTRE DOS PILAS (CLARO, EN m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	104	200
< 1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

CUADRO 5.7.

COEFICIENTE β

PERIODO RETORNO EN AÑOS	COEFICIENTE β
1	0.77
2	0.82
5	0.86
20	0.90
10	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05
1000	1.07

CUADRO 5.8.

VALORES DE X y 1/(1+X)

SUELOS COHESIVOS						SUELOS FRICCIONANTES					
γ_s	x	1/(1+x)	γ_s	x	1/(1+x)	D _m (mm)	x	1/(1+x)	D _m (mm)	x	1/(1+x)
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140	0.27	0.79
0.90	0.48	0.68	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250	0.25	0.08
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450	0.22	0.82
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76	--	---	---

C. Cauces definidos y suelos con distribución heterogénea.

Los suelos heterogéneos son aquellos constituidos por dos o más materiales diferentes, formados por capas o estratos.

La determinación de la socavación general o profundidad de equilibrio, se puede realizar a base de tanteos o mediante un método semi gráfico. En el método por tanteos, conociendo la estratigrafía del subsuelo bajo una sección vertical, se selecciona el estrato superior y de acuerdo con las características del mismo, se aplica la fórmula adecuada, según se trate de suelos cohesivos ó friccionantes. Si la profundidad total calculada (Hs) se localiza bajo el límite inferior del estrato seleccionado, se requerirá repetir el tanteo con el segundo estrato, aplicando la fórmula correspondiente, según el tipo de suelo. En

el tanteo en que la profundidad calculada (H_s) se ubique en el estrato considerado, se habrá obtenido la profundidad de socavación buscada.

Este procedimiento se repite en verticales seleccionadas en la sección transversal del sitio de cruce. La unión de los puntos proporcionará el perfil probable de socavación.

En el método semi-gráfico se considera una sección vertical cuyo perfil estratigráfico se conoce; en los sitios de frontera de los estratos se calcula la velocidad media que se requiere para degradar el cauce, estas ecuaciones son:

Para suelos cohesivos:

$$Ve = 0.6(\gamma_s)^{1.18}(\beta)(H_s)^x$$

Para suelos friccionantes:

$$Ve = 0.68(\beta)(dm)^{0.28}(H_s)^x$$

Donde:

H_s = Tirante considerado (m) a cuya profundidad se desea conocer el valor de Ve , que se requiere para iniciar el arrastre del material, en m/s.

X = Exponente variable que depende de “ γ_s ” o “ Dm ” (Cuadro 5.8.)

β = Coeficiente de flujo que depende del período de retorno de la avenida (Cuadro 5.7.)

γ_s = Peso volumétrico seco del material que se encuentra a la profundidad H_s (Ton/m³)

D_m = Diámetro medio de los granos que se encuentran a la profundidad H (mm).

Para distintas profundidades se calculará la velocidad (V_r), que es la velocidad media real de la corriente. Estos valores se grafican en un sistema de ejes coordenados “ V vs H_s ”, y se dibujan las curvas V_e y V_r , el punto de intersección de las curvas indicará la profundidad de equilibrio y la velocidad media a la cual se produce.

D. Cauces no definidos y suelos con distribución homogénea.

En este caso, el equilibrio ocurre cuando:

$$V_c = V_r$$

Donde:

V_c = Velocidad no erosionable que depende del material del fondo del tirante de la corriente, se la determina de los cuadros 5.9. y 5.10. para suelos granulares y suelos cohesivo, respectivamente.

La profundidad del agua después de la socavación se calcula de la siguiente manera:

$$V_r = \frac{\alpha \cdot H_0^{5/3}}{H_s} = V_c$$

$$\alpha = \frac{Qd}{H_m^{5/3} B e \mu}$$

$$H_s = \left(\frac{\alpha \cdot H_0^{5/3}}{Vc1} \right)^{0.833}$$

CUADRO 5.9. VELOCIDADES MEDIAS DEL FLUJO QUE SON ADMISIBLES PARA SUELOS FRICCIONANTES (no erosivos), en m/s.

Diámetro medio de las partículas (mm)	Tirante medio del flujo (m)					
	0.40	1.00	2.00	3.00	5.00	Más de 10
0.005-0.05	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.65
0.05-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.70	0.45-0.60	0.55-0.70	0.65-0.80
0.25-1.00	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85	0.80-0.95
1.00-2.50	0.50-0.65	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00	0.95-1.20
2.50-5.00	0.65-0.80	0.75-0.85	0.80-1.00	0.90-1.10	1.00-1.20	1.20-1.50
5.00-10.00	0.80-0.90	0.85-1.05	1.00-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45	1.50-1.75
10.00-15.00	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65	1.75-2.00
15.00-25.00	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65-2.00	2.00-2.30
25.00-40.00	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.00-2.45	2.30-2.70
40.00-75.00	1.50-2.00	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30	2.70-3.60
75.00-100	2.00-2.45	2.40-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80	3.60-4.20
100-150	2.45-3.00	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40	4.20-4.50
150-200	3.00-3.50	3.35-3.80	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.00	4.50-5.40
200-300	3.0-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.00-5.50	5.40-5.90
300-400	---	4.35-4.75	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-5.60	5.90-6.00
400-500	---	---	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.00	6.00-6.20

E. Cauces no definidos y suelos con distribución heterogénea.

Para los suelos con distribución heterogénea se aplican los mismos procedimientos indicados, en cauces definidos, para este tipo de suelos. Las ecuaciones que se considerarán, tanto en el método de tanteos como en el semi gráfico, son:

$$Vr = \frac{\alpha \cdot H_o^{5/3}}{Hs}$$

Donde:

H_o = Profundidad inicial (m).

H_s = Profundidad final luego de la socavación (m).

$Vc1$ = Velocidad no erosionable máxima (m/s). Su valor se obtiene de las Tablas 5.9 y 5.10.

F. Efecto de los sedimentos en suspensión en la socavación general.

Cuando el río arrastra mucho material en suspensión se reduce la socavación general para la misma velocidad media; en este caso la profundidad de socavación es:

$$Hs = \left(\frac{\alpha \cdot H_o^{5/3}}{0.68 \cdot d_m^{0.28} \Psi \cdot \beta} \right)^{1/(1+x)}$$

Donde:

Ψ = Coeficiente que depende de γ_m , de la mezcla de agua con el material de suspensión (Cuadro 5.11).

γ_m = Peso volumétrico de la mezcla entre el agua y el material en suspensión, a la profundidad H_s (Ton/m³).

CUADRO 5.10.

VELOCIDAD MEDIA DE LA CORRIENTE PARA INICIAR LA EROSIÓN EN LOS SUELOS COHESIVOS

Tipo de suelo	Porcentaje de partículas		Suelos Blando Peso unitario seco Hasta 1.66 ton/m3				Suelos medianos Peso unitario seco De 1.20 a 1.66 ton/m3				Suelos firmes Peso unitario seco 1.66 a 2.04 ton/m3				Suelo duro Peso unitario seco De 2.04 a 2.14 ton/m3			
	<0.005 mm	0.005-0.05 mm	0.40	1.00	2.00	3.00	0.40	1.00	2.00	3.00	0.40	1.00	2.00	3.00	0.40	1.00	2.00	3.00
			Profundidad hidráulica media (m)															
Suelos de Arcillas plásticas	30-50	70-50	0.35	0.40	0.45	0.50	0.70	0.85	0.95	1.10	1.00	1.20	1.40	1.50	1.40	1.70	1.90	2.10
Suelos arcillosos	20-30	80-70																
Suelos arcillosos	10-20	90-80	0.35	0.40	0.45	0.50	0.65	0.80	0.90	1.00	0.95	1.20	1.40	1.50	1.40	1.70	1.90	2.10
Suelos aluviales y arcillas magras	---	---					0.60	0.70	0.80	0.85	0.80	1.10	1.20	1.30	1.10	1.30	1.50	1.70
Suelos arenosos	5-10	20-40	Ver Cuadro 5.9. dependiendo del diámetro															

CUADRO 5.11.

VALORES DEL COEFICIENTE Ψ , EN FUNCIÓN DE γ_m

γ_m (ton/m)	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40
Ψ	1.06	1.13	1.20	1.27	1.34	1.42	1.50	1.50

G. Comentarios al método de Lichtvan - Levediev

Los resultados y el grado de exactitud de las fórmulas y criterios expuestos deben analizarse con mucho criterio ingenieril, puesto que no se dispone de suficiente información sobre los resultados de su aplicación.

La hipótesis fundamental es que el flujo por unidad de ancho permanece constante durante todo el proceso de socavación, hipótesis que se cumple, en realidad en la mayoría de los casos excepto en el lado exterior de las curvas, o cuando en el fondo del cauce existe un material más resistente a la erosión que en el resto de la sección, en este caso el caudal unitario después de un cierto tiempo será mayor en el sector más débil y menor en el sector más resistentes, y en consecuencia las profundidades de socavación en la zonas menos resistente serán mayores que las calculadas, mientras que en el material más resistente serán de menor magnitud que los teóricamente determinados. Al analizar la resistencia de los materiales a los procesos erosivos, generalmente no se ha tomado en cuenta el tiempo necesario para que la erosión se produzca. En el caso de suelos friccionantes, la socavación calculada se puede aproximar a la producida; en cambio, en materiales cohesivos se requieren de un determinado tiempo para que se

produzca el proceso de socavación, y este tiempo puede ser mayor que el de la creciente por lo que se producirán profundidades de socavación menores que las calculadas.

5.13.3. Cálculo de Socavación Local

La socavación local en pilas es el resultado de un sistema de vórtices que se desarrolla cuando el flujo se desvía alrededor de la pila.

El sistema de vórtices principal que contribuye a la socavación, se origina en la generatriz aguas arriba de la pila donde el flujo adquiere una componente hacia abajo que al llegar al fondo del río invierte su sentido. Esto produce la remoción de material formando una oquedad en la cual se desarrolla un movimiento espiral alrededor de la pila. (Figura 5.11.).

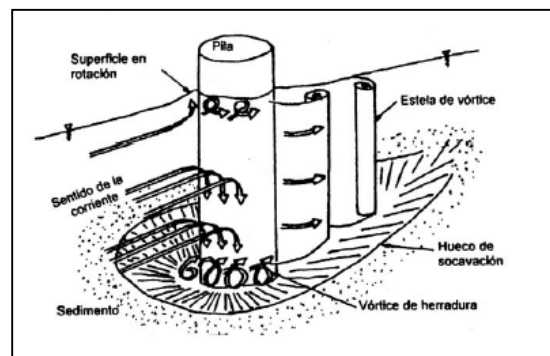


FIGURA 5.11. SOCAVACIÓN LOCAL DE UNA PILA

En planta el sistema de vórtices tiene una forma de herradura por lo que se lo conoce, comúnmente, como el vórtice de herradura. La oquedad se incrementa en tamaño hasta

alcanzar una profundidad de equilibrio; esta profundidad depende de las condiciones de transporte de sedimento; esto es, en agua limpia con movimiento general del lecho.

En el primer caso, la profundidad de equilibrio se alcanza cuando el efecto combinado de esfuerzo tangencial medio, la componente de peso y la agitación turbulenta están en equilibrio; es decir, cuando los esfuerzos tangenciales en la superficie de la oquedad son muy reducidos para ocasionar el levantamiento de partículas.

En el caso de la socavación con movimiento general, debe producirse un esfuerzo tangencial adicional para transportar el sedimento a través de la oquedad y la condición de equilibrio, se logra cuando la cantidad de sedimento que entra a la oquedad, está balanceada por la cantidad que sale de la misma. La profundidad a la que se alcanza la condición de equilibrio será mayor en la transición entre las dos condiciones, es decir, cuando la velocidad de aproximación iguala a la velocidad crítica de inicio del movimiento del sedimento.

Los parámetros que intervienen en la profundidad de socavación de las pilas de un puente pueden agruparse, de acuerdo a su naturaleza en 5 clases:

(a) Parámetros hidráulicos.

- Velocidad media del flujo;
- Profundidad del flujo frente a la pila;
- Distribución de velocidades; y

- Dirección del flujo respecto al eje de la pila.

(b) Parámetros que dependen del lecho.

- Tamaño de grano (o diámetro)
- Distribución granulométrica
- Forma de los granos
- Grado de cohesión
- Peso específico sumergido
- Espesor de los estratos en el subsuelo

(c) Parámetros geométricos

- Ancho de las pilas
- Relación entre longitud y ancho
- Forma de la sección transversal de la pila

(d) Características que dependen de la localización del puente

- Contracción en la sección del puente
- Forma del río en planta (recto o con curvas)
- Obras de control de caudal construidas, aguas arriba o aguas abajo del puente

(e) Parámetros de tiempo

- Duración de pico de la avenida
- Tiempo requerido para remover el material del lecho y alcanzar la condición de estabilidad

El número de variables indicadas que intervienen en el proceso de socavación local ilustran la complejidad del fenómeno y por lo tanto los investigadores han concretado su trabajo al estudio de la influencia de pocos parámetros bajo condiciones de flujo bien establecidas.

Existen varios métodos para determinar la profundidad de socavación al pié de las pilas de puentes, de los cuales se utilizará el que más se ajuste a las condiciones hidráulicas del sitio de implantación del puente.

5.13.4. Cálculo de Socavación en los puentes del proyecto

A continuación se presenta para cada puente del proyecto el cálculo de la socavación del cauce del río. Para la obtención de este valor se ha empleado el método de Lichtvan – Levediev, creando una hoja electrónica que para cada estero se muestra en los cuadros siguientes.

Se indica también el diagrama de socavación obtenido, indicado en este gráfico el perfil natural del terreno, perfil de socavación y nivel de máxima creciente. De manera ilustrativa se realiza la implantación del puente futuro.

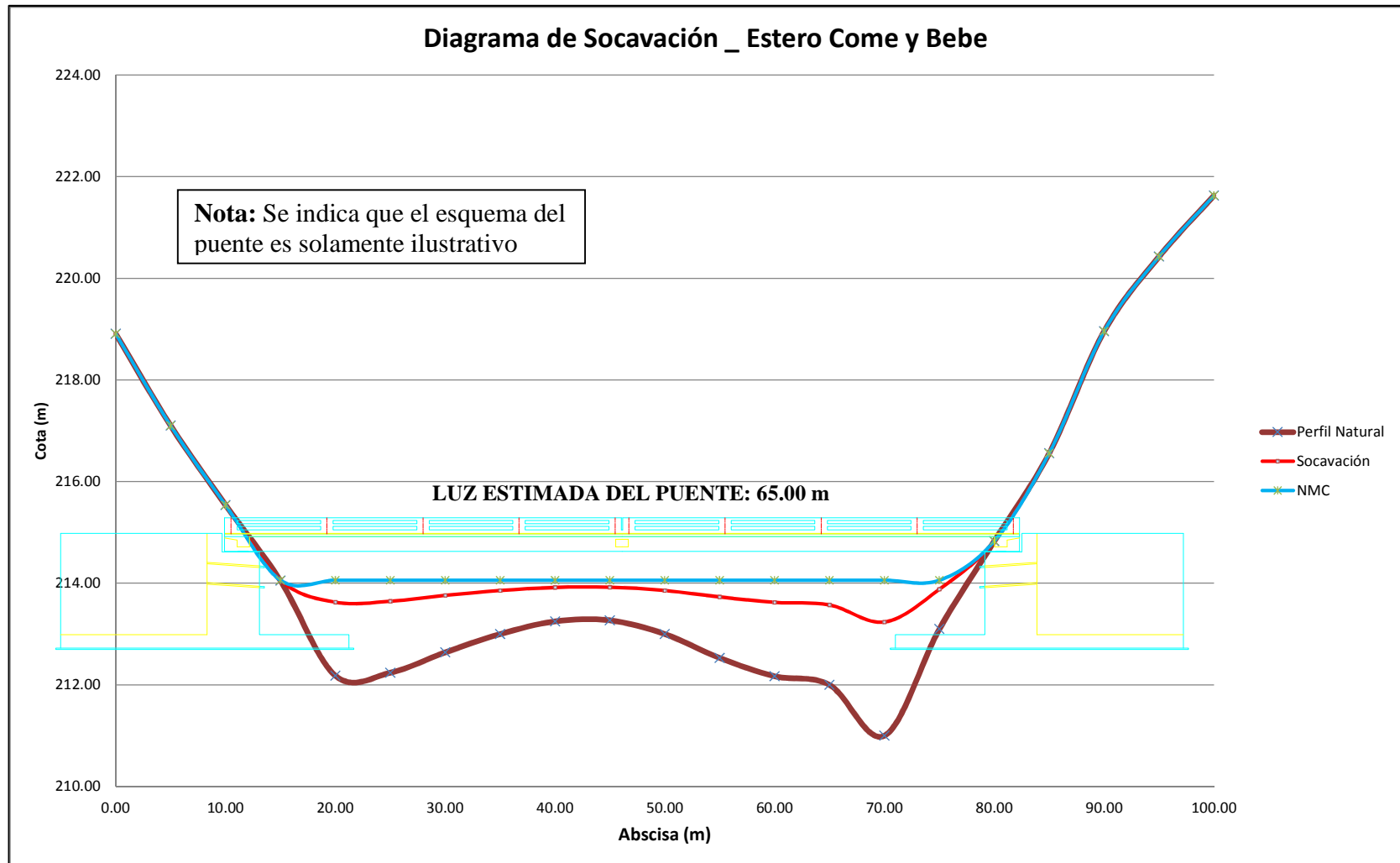
CUADRO 5.12.

CÁLCULO DE SOCAVACIÓN EN EL ESTERO COME Y BEBE

CALCULO DE SOCAVACION						
ESTERO	COME Y BEBE					
TR	100					
CAUCE	DEFINIDO					
SUELO	NO COHESIVO					
$\alpha = \frac{Qd}{Hm^{\frac{5}{3}} \times Be \times \mu} \quad Hs \leq \frac{\alpha \times H^{\frac{5}{3}}}{0.68 \times \beta \times d_m^{0.25}} \quad \frac{1}{1-x}$						
Qd =	42.17	- Caudal de diseño (m3/s)				
Hm =	1.45	- Tirante medio de la sección Hm = Ae/Be (m)				
Be =	62.82	- Ancho efectivo L - Nb (m)				
V =	0.37	- Velocidad de crecida (m/s)				
u =	1.00	- Coeficiente de contracción del material de fondo				
α =	0.36	- Función del tirante medio (ver fórmula)				
β =	1.00	- Coeficiente de frecuencia de Qd				
dm =	200.00	- Diámetro medio (mm)				
x =	0.26	Coeficiente de desgaste del material del fondo				
1/(1+x)=	0.79	Fracción límite de Hs				
Area	90.78	- Area de la sección transversal (m2)				
NMC =	214.06	- Nivel de máxima crecida (m.s.n.m.)				
ABSCISA (m)	COTA PERFIL (msnm)	H (m)	Hs (m)	Hs-H (m)	COTA DE SOCAVACION (msnm)	NMC (msnm)
0.00	218.91		0.00	0.00	218.91	218.91
5.00	217.10		0.00	0.00	217.10	217.10
10.00	215.54		0.00	0.00	215.54	215.54
15.00	214.05	0.01	0.00	-0.01	214.06	214.06
20.00	212.18	1.88	0.43	-1.45	213.63	214.06
25.00	212.24	1.82	0.41	-1.41	213.65	214.06
30.00	212.64	1.42	0.30	-1.12	213.76	214.06
35.00	213.00	1.06	0.20	-0.86	213.86	214.06
40.00	213.25	0.81	0.14	-0.67	213.92	214.06
45.00	213.27	0.79	0.14	-0.65	213.92	214.06
50.00	213.00	1.06	0.20	-0.86	213.86	214.06
55.00	212.53	1.53	0.33	-1.20	213.73	214.06
60.00	212.17	1.89	0.43	-1.46	213.63	214.06
65.00	212.00	2.06	0.49	-1.57	213.57	214.06
70.00	211.00	3.06	0.82	-2.24	213.24	214.06
75.00	213.10	0.96	0.18	-0.78	213.88	214.06
80.00	214.83		0.00	0.00	214.83	214.83
85.00	216.56		0.00	0.00	216.56	216.56
90.00	218.96		0.00	0.00	218.96	218.96
95.00	220.43		0.00	0.00	220.43	220.43
100.00	221.63		0.00	0.00	221.63	221.63

FIGURA 5.12.

DIAGRAMA DE SOCAVACIÓN DEL ESTERO COME Y BEBE



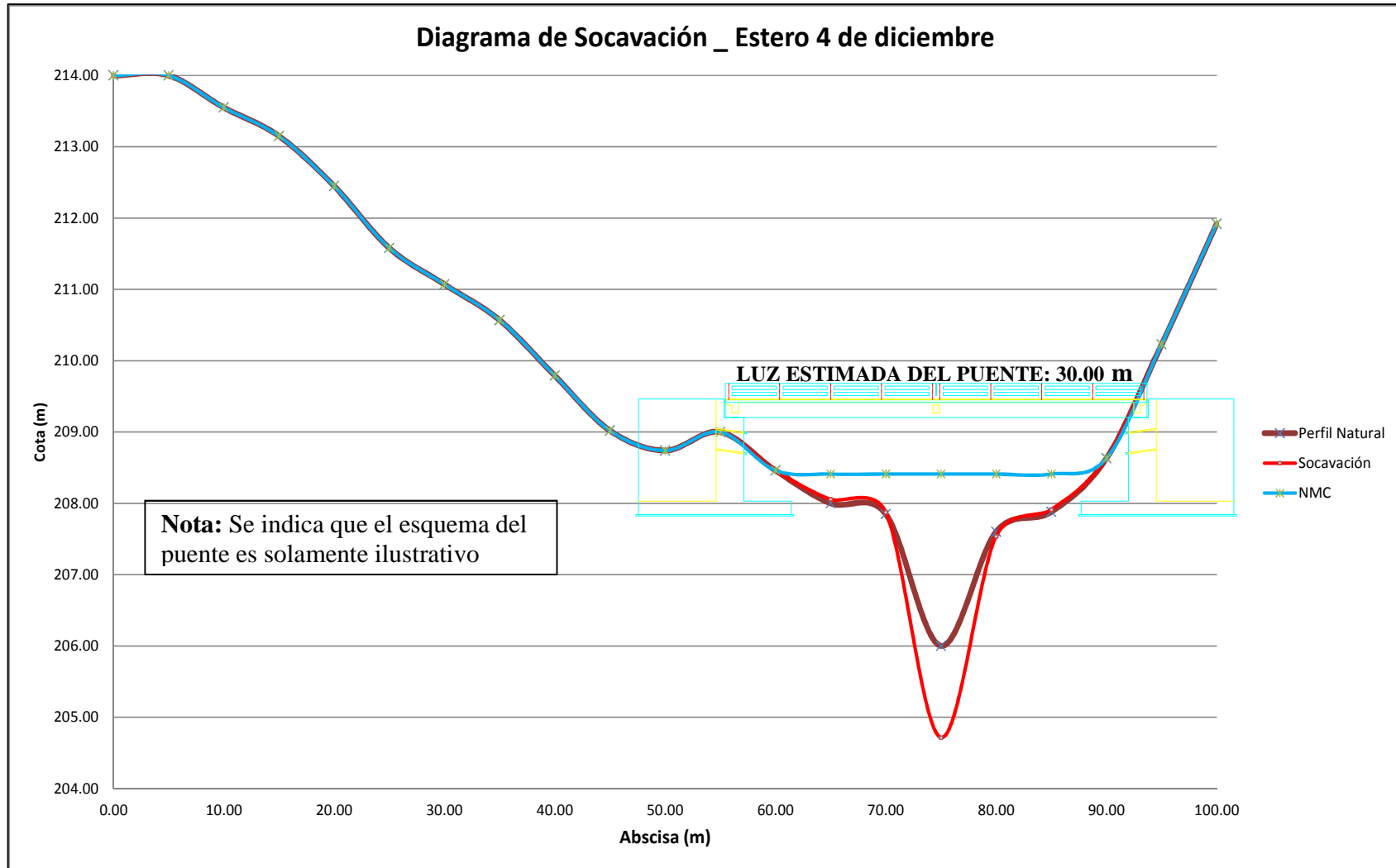
CUADRO 5.13.

CÁLCULO DE SOCAVACIÓN EN EL ESTERO 4 DE DICIEMBRE

CALCULO DE SOCAVACION						
ESTERO: 4 DE DICIEMBRE						
TR: 100						
CAUCE: DEFINIDO						
SUELO: NO COHESIVO						
$\alpha = \frac{Qd}{Hm^{\frac{5}{3}} \times Be \times \mu} \quad Hs \leq \frac{\alpha \times H^{\frac{5}{3}} \times \frac{1}{1+x}}{0.68 \times \beta \times d_m^{0.28}}$						
Qd =	36.87	- Caudal de diseño (m3/s)				
Hm =	0.56	- Tirante medio de la sección Hm = Ae/Be (m)				
Be =	28.00	- Ancho efectivo L - Nb (m)				
V =	2.36	- Velocidad de crecida (m/s)				
u =	0.97	- Coeficiente de contracción del material de fondo				
α =	3.59	- Función del tirante medio (ver fórmula)				
β =	1.00	- Coeficiente de frecuencia de Qd				
dm =	200.00	- Diámetro medio (mm)				
x =	0.26	Coeficiente de desgaste del material del fondo				
1/(1+x)=	0.79	Fracción límite de Hs				
Area	15.62	- Area de la sección transversal (m2)				
NMC =	208.41	- Nivel de máxima crecida (m.s.n.m.)				
ABSCISA (m)	COTA PERFIL (msnm)	H (m)	Hs (m)	Hs-H (m)	COTA DE SOCAVACION (msnm)	NMC (msnm)
0.00	214.00		0.00	0.00	214.00	214.00
5.00	214.00		0.00	0.00	214.00	214.00
10.00	213.55		0.00	0.00	213.55	213.55
15.00	213.15		0.00	0.00	213.15	213.15
20.00	212.45		0.00	0.00	212.45	212.45
25.00	211.58		0.00	0.00	211.58	211.58
30.00	211.07		0.00	0.00	211.07	211.07
35.00	210.57		0.00	0.00	210.57	210.57
40.00	209.79		0.00	0.00	209.79	209.79
45.00	209.02		0.00	0.00	209.02	209.02
50.00	208.74		0.00	0.00	208.74	208.74
55.00	209.00		0.00	0.00	209.00	209.00
60.00	208.46		0.00	0.00	208.46	208.46
65.00	208.00	0.41	0.35	-0.06	208.06	208.41
70.00	207.85	0.56	0.54	-0.02	207.87	208.41
75.00	206.00	2.41	3.69	1.28	204.72	208.41
80.00	207.60	0.81	0.87	0.06	207.54	208.41
85.00	207.88	0.53	0.50	-0.03	207.91	208.41
90.00	208.63		0.00	0.00	208.63	208.63
95.00	210.23		0.00	0.00	210.23	210.23
100.00	211.92		0.00	0.00	211.92	211.92

FIGURA 5.13.

DIAGRAMA DE SOCAVACIÓN DEL ESTERO 4 DE DICIEMBRE



5.14. Profundidad recomendable para ubicación de la cimentación

La profundidad de la cimentación es un aspecto muy importante que se debe considerar al momento de decidir la implantación del puente. El estudio Hidrológico – Hidráulico es esencial para definir la profundidad de cimentación (en base a la socavación).

Una vez definida la profundidad de socavación, se debe verificar si la misma afecta a los elementos de apoyo del puente como son pilas y estribos. De ser el caso en cual la socavación afecte a las pilas del puente se sugiere seguir las recomendaciones descritas en el siguiente numeral.

De ser los estribos los afectados por la socavación, se debe tener siempre presente la construcción de muros de gaviones. Los mismos se deben diseñar para evitar que las crecidas afecten al elemento estructural mencionado. Los muros de gaviones deben considerarse también cuando existan crecidas que produzcan desbordamientos del agua en cualquiera de sus márgenes.

El nivel de cimentación no solamente se define en base de un estudio Hidrológico – Hidráulico, más bien debe complementarse definiendo la capacidad de carga del suelo de fundación mediante ensayos de penetración estándar (SPT), los mismos que pueden ser corroborados mediante ensayos de sísmica de refracción.

En los puentes de nuestro proyecto (Paso Lateral de El Carmen) se recomienda emplear puentes de súper-estructura metálica, cuyo diseño lo dispone el Ministerio de Transportes y Obras Públicas del Ecuador (MTOPE) según las luces a emplearse.

El diseño de la cimentación debe considerar simplemente la utilización de estribos, dichos elementos los debe diseñar un proyectista estructural en base a los resultados obtenidos de los Estudios Hidrológico – Hidráulico y Geotécnico – Geofísico.

En el caso del puente sobre el estero Come y Bebe, no se requiere de elementos de protección (muros de gaviones) debido a que los cálculos realizados indican que no se presenta socavación.

El puente sobre el estero 4 de diciembre, presenta socavación en la parte central del perfil natural del terreno. De seleccionar la alternativa de un apoyo intermedio (pila), se deberá proteger a este elemento mediante la construcción de un dado alrededor de la pila.

5.15. Obras de protección necesarias

Existen dos procedimientos para evitar la falla de los apoyos de los puentes, el primero es colocar las cimentaciones por debajo de la socavación calculada y otro reducir o evitar la socavación para cimentar a niveles más altos y se reduzcan los costos de construcción.

El procedimiento más común para reducir o evitar la socavación es la utilización de un dado colocado sobre el lecho del río, alrededor de las pilas. No obstante las investigaciones realizadas no se disponen de procedimientos que permitan establecer, mediante cálculos, la dimensión aproximada de las protecciones y los diseños. Se fundamentan en fórmulas o recomendaciones muy gruesas o en ensayos de modelos a escala.

Si bien los modelos constituyen una herramienta muy útil, se considera que estos se deben aplicar en proyectos de mayor complejidad, pero para los casos más sencillos o cuando no se dispone del tiempo necesario para recurrir a la experimentación, se debe disponer de procedimientos de sencilla aplicación, pero con cierta racionalidad.

Bajo este enfoque, se considera recomendable el procedimiento propuesto por Témez, cuyas conclusiones se presentan a continuación:

(a) *Cota*: Para conservar las condiciones naturales del río, la protección se debe colocar por debajo de la socavación general.

(b) *Planta*: La extensión del manto protector, en planta es de $2y_{st}$ en las zonas más peligrosas (aguas arriba a pilas y estribos) y_{st} en los lugares menos críticos. En la Figura 5.14. se presentan diseños de enrocados de protección para pilas y estribos.

(c) *Peso*: Para la determinación del peso de los bloques, el autor recomienda la utilización de la siguiente ecuación:

$$P = \frac{\gamma_s y^3}{2} \left(\frac{0.7 F}{\left[\frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a} \right]^{0.5}} \right)^9 \left(1 + 10^4 (1 - F)^6 \frac{\lambda}{y} K_\alpha \right)$$

Donde:

γ_s = Peso volumétrico del material (ton/m³)

y = Tirante (m)

F = Número de Froude

γ_a = Peso específico del agua (ton/m³)

$$\lambda = \begin{cases} b/2 & \text{para pila} \\ Q_c/q_c & \text{para estribos en el cauce mayor} \\ L^*q_l/q_d & \text{para estribos en el cauce menor} \end{cases}$$

K_α = Factor que considera la hidro dinamicidad del frente de la estructura. El valor resultante deberá ser afectado por un factor de seguridad igual a 2.

(d) *Espesor*: El espesor de la protección debe estar constituido, por lo menos de dos capas. Para su determinación se utiliza la siguiente expresión:

$$e = 2.40 * (2P/\gamma_s)^{1/3}$$

Donde:

P = El peso determinado anteriormente

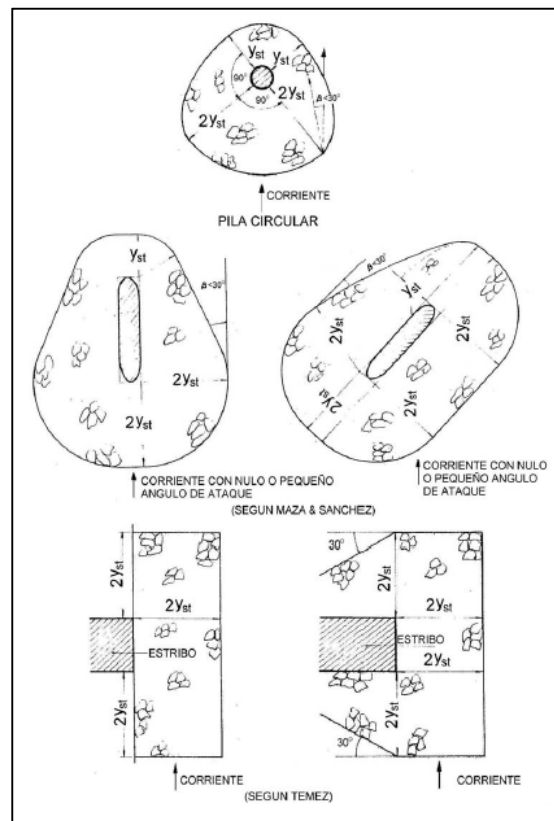
Para compensar las pérdidas que puedan producirse, se debe aumentar el valor del espesor calculado, mediante la siguiente ecuación:

$$e = 2.40 * (2P/\gamma_s)^{1/3}$$

Donde:

C = Porcentaje de elementos con peso inferior a P y que tiene las siguientes limitaciones (C < 60) y ($P_{\min} > 1/3$ de P).

FIGURA 5.14. DISEÑO DE MANTOS PROTECTORES DE UNA VÍA



5.16. Puentes Bailey como alternativas de paso

El presente numeral intenta aportar algunas precisiones sobre el origen del puente de paneles “bailey”, material insustituible en innumerables actividades características de los militares. Este puente se incorporó al ejército argentino poco después de finalizada la segunda guerra mundial. A lo largo de los años, se fue gestando una conjunción mutua entre hombres y material, que llevaron a una amistad tan particular como especial. Esto hace tenerlo presente en forma permanente por el esfuerzo y entrega puestos de manifiesto en su construcción, factores especiales del tan particular espíritu de camaradería, abnegación y sacrificio de esta arma. Pero, a pesar de la experiencia en lo que a su construcción se refiere, no se conoce con profundidad la historia de este puente tan relevante para el arma de ingenieros y tan necesario para su empleo por parte de las demás armas, especialidades, tropas técnicas y servicios.

5.16.1. Origen del puente de paneles “bailey”

La concepción de este puente fue inspiración e idea original del oscuro ingeniero británico Donald Coleman Bailey, quien durante muchos años había tenido en su mente la intención de desarrollar industrialmente un puente de uso militar, armable y desarmable, que empleara paneles reticulados y traviesas portantes como elementos primordiales de su estructura.

Sin embargo, recién con el advenimiento de Sir Winston Churchill como Primer Ministro británico en 1940, pudo concretar su investigación en detalle, realizando el

diseño y los cálculos de resistencia de materiales del caso. En ese momento, se produjo la necesidad imperiosa de un completo rediseño de todo el equipamiento militar, y por este motivo aquellos años fueron propicios para que Bailey retomara el desarrollo de sus investigaciones.

El puente Bailey fue, ciertamente, una de las mejores invenciones surgidas durante la 2da Guerra Mundial y que ha tenido continuidad en el tiempo. Donald Bailey diseñó su puente en 1940, basándose en el empleo de piezas construidas con perfiles de aceros de aleación especial, con las que armar una suerte de gigantesco Meccano (paneles, traviesas, largueros, diagonales, riostras, etc., unidos por pernos y tornillos con tuercas), pensando en brindar a las Fuerzas militares una gran versatilidad, facilidad de construcción y factibilidad de transporte.

Ya en 1936 fue nombrado jefe de diseño del Establecimiento Experimental de Puentes (EBE), año en que el proyecto cobró impulso. El esquema despertó muy poco interés para que se explotara. Luego de varios meses fue aceptado, pero tomaría una baja prioridad, debido a lo cual no estuvo disponible en grandes cantidades sino hasta 1944, cuando la situación para su fabricación y distribución en el continente, estaba a su altura y necesidad. El tiempo demostraría el éxito de este material, haciéndolo llegar operativamente hasta nuestros días.

El equipo se compone de muchas piezas y está diseñado para ser transportado en camiones hasta la zona de armado; necesita del empleo de una armónica organización de hombres para el transporte a brazo desde los parques de materiales hasta la línea eje de puente y un sencillo conjunto de procedimientos de armado empleando herramientas comunes de mano (criques, mazos, piquetes, llaves de tuercas, barras de transporte, aparejos, etc.).

El componente principal y más pesado es el panel de acero, que pesa unos 270 Kg., y es transportable por seis personas. La conexión con otros paneles se efectúa por medio de pernos y así se forman tableros de cualquier longitud, apilables hacia arriba y lateralmente, para aumentar la capacidad portante. Todo se regula mediante escrupulosas y probadas tablas que facilitan la obra a los oficiales jefes de puente, determinando la cantidad y tipo de materiales necesarios, como la forma en que deben ser ensamblados.

La idea de Bailey parecía ser buena, pero nada podía dar un mejor impulso a la obra que diseñar las principales piezas y hacerlas funcionar correctamente fuera del papel de los planos. Por esta razón, decidieron poner manos a la obra para lograr el prototipo lo antes posible. Pronto se llegó a la conclusión de que un conjunto de paneles “tipo” debía y podía ser transportado por camiones de 2,5 toneladas.

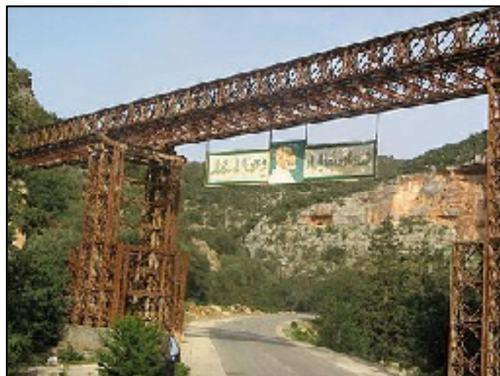
A partir de esto, se solicitó autorización a las autoridades de Londres para seguir adelante con el proyecto. Habiendo tenido ya suficiente experiencia con el material

anteriormente construido, que no había pasado las pruebas mínimas, se resolvió continuar tomando como referencia, las siguientes necesidades:

- Incrementar la resistencia de las traviesas y el tablero para permitir una mayor capacidad portante.
- Fabricar todas sus partes en cualquier firma constructora del país. De esta manera se evitaba la dependencia de una sola fábrica para su fabricación.
- Transportar todas las piezas del puente y sus accesorios en camiones de hasta tres toneladas.
- Poder cargar todas las piezas a brazo, empeñando para ello, un máximo de seis hombres por pieza.
- Diseñar la parte inferior del puente de manera tal que presentara una forma suave que permitiera su fácil deslizamiento por los rodillos de fijos y oscilantes lanzamientos.
- Incorporar un sistema de criques o gatos al diseño para poder facilitar su armado y descalce. Para ello, se adoptaron los de uso ferroviario, con sistema mecánico, fabricados en acero fundido y forjado, de enorme resistencia.
- Desarrollar apoyos adecuados que permitieran soportar el peso del puente al ser descalzado de los rodillos.
- Las fallas de tolerancia del material debían llevarse a cero, ya que la experiencia con los materiales fallados anteriores habían arrojado desastrosos resultados.

5.16.2. El reemplazo del puente Bailey

Como todo material, el muy noble puente Bailey, también a pesar de sus muy valiosos pasados, presentes y futuros servicios, tiene marcada su vida útil. Fatiga de materiales, torceduras, exposición prolongada a la intemperie tallan sobre sus piezas, quitándole años de servicio. Este puente portátil prefabricado que fue diseñado para uso exclusivo militar durante la 2da GM, se utilizó para salvar luces de hasta 60 metros de longitud, a través del enlazado de elementos de unos 3 metros de longitud, fácilmente transportables en camiones de 2,5 ton y continúa siendo usado, pero ya tiene provistos muchos reemplazos, basados en el mismo sistema, pero con modificaciones en el ancho de trocha, tipo de tablero y algunas piezas que hacen al armado de sus partes previstas y diseñadas para el lanzamiento e instalación.



El ensamblado de este puente no necesita de la utilización de ningún tipo de herramientas especiales o de maquinarias y equipos pesados, basta con sólo unas cuantas horas y es posible armarlo hasta bajo el fuego enemigo. El diseño se pensó como una solución al mayor peso de los nuevos tanques que estaban en desarrollo en las primeras facetas de la guerra. Esta creación ha sido catalogada como uno de los mejores ejemplos

realizados de la ingeniería militar mientras estaban en el periodo de la Segunda Guerra Mundial.

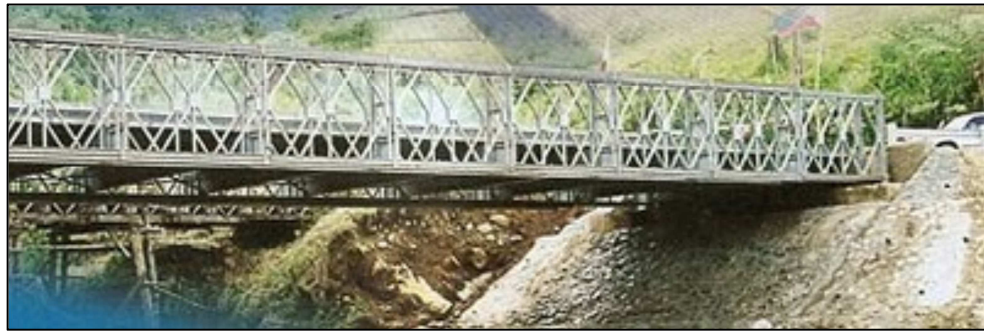


Actualmente ha sido reemplazado por el material Bailey Mabey, líder mundial en el campo de sistemas de puentes de paneles. Este sistema único prediseñado es el más popular del mundo. Así como el suministro de puentes, Mabey Bridge puede también brindar asistencia en programas de puentes con la provisión de la administración del proyecto, diseño, ingeniería, civil, entrenamiento y supervisión de la construcción. Los productos son fabricados a un alto estándar de precisión, asegurándose que productos de real calidad lleguen a los clientes. La administración de existencias significa que en una crisis de emergencia, los puentes pueden ser suministrados de forma inmediata para satisfacer operaciones de ayuda y alivio al desastre.

A. Puente Mabey Compact

Diseñado con criterios de simplicidad y versatilidad. Es el sistema más popular de puente modular usado en todo el mundo. Ese sistema, basado en los tradicionales

paneles de 3m, es fácil de transportar hasta la obra y puede ser ensamblado en poco tiempo por mano de obra no especializada.



B. Puentes de Construcción Unitaria

Una solución efectiva a luces largas. Constan de un número de configuraciones, el puente UCB (Puente de Construcción Unitaria) esencialmente es un puente de acero sujetado con pernos, permitiendo que se construya una amplia variedad de luces, usando componentes similares.



Los puentes de Construcción Unitaria proveen soluciones donde se requiera de una luz larga. El puente UCB puede construirse con tableros metálicos o de hormigón.

Beneficios:

- Tráfico de Ferrocarril o carretera.
- 2 o 3 carriles de tráfico.
- Luces máximas de hasta 130m.
- Método de lanzamiento en voladizo.
- Tablero de acero u hormigón.

C. Puente LOGÍSTICO Mabey

Utiliza material del Compact 200, con características que convienen al usuario militar. El diseño modular del equipo, significa que el puente puede ser construido en una gama de varias configuraciones diferentes, permitiendo que el sistema sea utilizado por toda el área de soporte.



El puente "PL" es desplegado para facilitar la movilidad de las fuerzas, dando paso en aquellas zonas en que se carezca de infraestructura (por inexistencia o destrucción).

Especificaciones:

- Categorías de Carga Militar 80 (oruga), 110 (rueda).
- Capaz de aceptar tráfico continuo.
- Un diseño que permite acceso fácil a la estructura.
- Fácil de montar con un mínimo de entrenamiento.
- Usado en aplicaciones de emergencias civiles.

D. PUENTE Mabey Universal.

Sistema de puentes de paneles para trabajo pesado.

El robusto sistema Mabey Universal es un diseño modular que provee una combinación de fuerza y versatilidad. Es una solución perfecta para grandes autopistas.

La utilización del "Universal" ha tenido éxito en una variedad de aplicaciones permanentes y temporales, pudiendo proveer acceso a tráfico de construcción pesado.

Especificaciones:

- Una, dos o tres vías de tráfico.
- Luces libres sin soportes hasta 81m.
- Satisface normas internacionales de carga.
- Cargas de eje hasta 60 toneladas.



E. PUENTE Mabey Delta.

Puente permanente para autopistas de múltiples carriles. Este innovador sistema es una solución permanente, con todos los beneficios de un sistema de puente modular de paneles.



Cuando sea requerido cubrir luces mayores, con más carriles de circulación, el Delta provee la mejor relación precio-valor. Completamente prediseñado, el sistema permite un ahorro en el costo total de un proyecto completo de puente.

Especificaciones:

- Tramos simplemente apoyados de hasta 81 metros.

- Capacidad para múltiples carriles de circulación, hasta 4 carriles de tráfico.
- Elementos prefabricados para un rápido montaje.
- Dotados de contra flecha para una buena estética del puente.
- Ensamblado utilizando el sistema de conexión de paneles.

CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Es de gran importancia el drenaje en carreteras ya que gracias a la construcción de estas obras la vida útil de la vía aumentará considerablemente. El buen drenaje vial facilita la circulación por el camino asegurando la comodidad y seguridad del usuario.
- Las obras de drenaje permiten el cruce de sitios inaccesibles de un camino debido a la existencia de cruces naturales de agua, los elementos de drenaje al ser fundamentales para el continuo desarrollo de la vía deben considerarse y diseñarse como elementos estructurales y según sea el caso proveer de protección cuando se puedan ver afectados por diversos motivos.
- El cálculo de caudales realizado corresponde exclusivamente a los caudales de escorrentía superficial y que éstos en general, son prácticamente equivalentes a los totales, puesto que la aportación subterránea se puede despreciar en el cómputo de los caudales punta, salvo en episodios lluviosos muy duraderos y de evolución suave, que no son los condicionantes de la ley de frecuencia en los casos ordinarios de cuencas pequeñas.
- Los resultados del cálculo de caudales provenientes de diversos métodos: Método Racional, Diagrama Unitario y Programa HEC-HMS indican que los

valores obtenidos son semejantes. Este motivo conduce a la utilización del paquete computacional con más confianza, ahorrando de esta manera tiempo en la obtención del cálculo de caudales.

- La obtención de caudales resulta muy importante en el dimensionamiento de las obras hidráulicas que se estén diseñando, ya que en el caso de que los caudales obtenidos sean mayores a los reales, las obras hidráulicas se sobre dimensionarían aumentando así el costo de las obras de drenaje innecesariamente.
- En el caso de que el caudal obtenido fuere menor al real, la obra hidráulica se sub dimensionaría. Siendo este el caso la estructura colapsará el momento que el curso natural presente un crecimiento considerable. De igual manera la inversión en arreglar este tipo de daños resulta innecesaria ya que se pudo haber solventado realizando un correcto cálculo del caudal.
- Siendo el caso de que la estructura de drenaje colapse por sub dimensionamiento, aparte de verse afectada por gastos económicos para la reparación del elemento de drenaje, la normal circulación de los vehículos también se vería afectada.
- Al tratarse de cuencas de área pequeña, el coeficiente de escorrentía es el mismo en toda la extensión de la cuenca. Cabe indicar que al tratarse de cuencas de extensiones considerables de debe realizar un estudio de la vegetación componente de la misma para determinar los coeficientes de escorrentías y

mediante cálculos descritos en el capítulo II definir el valor del coeficiente de escorrentía total para realizar los correspondientes cálculos de caudal.

- Se ha considerado el diseño de cunetas de coronación en ciertas zonas del proyecto para prevenir que llegue al camino un exceso de agua o humedad, aunque la práctica ha demostrado que en muchos casos no es conveniente usarlas, debido a que como se construyen en la parte aguas arriba de los taludes, provocan reblandecimientos y derrumbes.
- Se ha tomado en cuenta evitar dar una gran longitud a las cunetas, mediante el uso de obras de alivio, disminuyéndose así el calado del espejo de aguas en las cunetas.
- Según sea la importancia de las cunetas, se deberá elegir el material de revestimiento. Este factor es muy importante debido a que este factor es esencial para la determinación del coeficiente de Manning. Si el proyecto vial cuenta con altas precipitaciones se deberá considerar la construcción de cunetas revestidas de material rugoso, caso contrario si no existen precipitaciones fuertes el hormigón es el adecuado para que el agua fluya a una velocidad normal.
- El material predominante el proyecto es un suelo fino, de plasticidad alta, al mismo que lo clasificamos como arcillas. Debido a que las arcillas presentan impermeabilidad no es necesario la colocación de sub-drenes debajo del drenaje longitudinal (cunetas). Esta observación es a lo largo de todo el proyecto.

- Se observa que aunque el proyecto se encuentra en una zona de alta pluviosidad del litoral, tenemos que la mayoría de las áreas de aportación para cada descarga son relativamente pequeñas, lo que se deriva en bajos caudales y por consiguiente pequeños diámetros de alcantarillas.
- Si bien los cálculos hidráulicos realizados para obtener las dimensiones de los diámetros de la tubería o el área del cajón de las alcantarillas fueron mínimos se selecciona un diámetro de tubería de un (1.00) m o área de cajón (1.00 x 1.00 m) debido a que se debe realizar una limpieza rutinaria y las dimensiones más pequeñas a las indicadas dificultarían este proceso.
- La colocación de alcantarillas circulares metálicas resulta más fácil que las de tipo cajón y de los otros tipos de secciones existentes debido a su velocidad de ensamblaje y por la resistencia. Las tuberías de hormigón centrifugado no siempre existe la certeza de la resistencia requerida.
- Se ha prestado especial atención en la altura y luz de los puentes, disponiendo la localización de los estribos de tal manera de no disminuir la sección en el cruce de las aguas y así no aumentar la velocidad en situaciones de crecidas; debe recordarse que las avenidas son la principal causa de destrucción de puentes.
- El Estudio Hidrológico – Hidráulico de un puente consiste básicamente en determinar el Nivel Máximo de creciente del espejo de agua. Mediante este dato

y el gálibo mínimo recomendado por el Ministerio de Transportes y Obras Públicas, establecer el nivel del tablero del puente.

- Es fundamental la realización de una consultoría completa para la correcta implantación de los puentes, no solamente basarse en un estudio hidrológico hidráulico, si no corroborar los resultados con estudios Geofísicos, Geotécnicos y estructurales.
- La socavación permite establecer la profundidad de cimentación de los estribos y pilas del puente. Si la socavación que se presenta ocasiona daño a los elementos estructurales mencionados se debe considerar la construcción de obras de protección para los elementos de apoyo del puente.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda hacer visitas periódicas a la zona del proyecto para realizar la investigación necesaria y así obtener datos reales de diversos factores como: geología, meteorología e hidrología, vegetación, uso del suelo, etc. Los factores indicados los podemos obtener de diversas instituciones dependiendo el lugar donde se estén realizando los estudios, estas instituciones pueden ser: Consejos Provinciales, Ministerios, Municipios, INAMHI, etc.
- La recopilación de datos de clima que generalmente se puede encontrar en el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología resulta un paso esencial para

realizar un estudio Hidrológico – Hidráulico. Los datos proporcionan información estadística del clima, factor muy importante que determina muchas de las actividades de la etapa constructiva de un proyecto.

- La información del INAMHI permite calcular, mediante las ecuaciones pluviográficas que proporciona el Manual de lluvias intensas la Intensidad de Lluvia según la zona meteorológica en la que se encuentre ubicado determinado proyecto. La Intensidad de lluvia resulta esencial para el cálculo de caudales por cualquier método que se seleccione para realizar el análisis.
- Se recomienda antes de pensar en dimensionar las obras de drenaje, cerciorarse de que los caudales estén correctamente calculados. Siempre es aconsejable comparar los caudales obtenidos por lo menos con dos métodos diferentes al inicial.
- Para la delimitación de la micro cuencas se recomienda realizar este proceso en una carta topográfica a la menor escala posible para mayor visualización de las curvas de nivel y definir de mejor manera la línea de cumbre. La correcta definición de la cuenca de aportación permite obtener los valores de área, perímetro y longitud de cauces, valores imprescindibles para los cálculos hidráulicos.
- Siempre en el diseño de cunetas considerar las de sección triangular, las mismas que cumplen satisfactoriamente la evacuación de caudales gracias a su área

hidráulica. Lo importante de considerar cunetas de sección triangular es debido a que el conductor siente mayor seguridad cuando circula por los bordes del camino y de ser el caso se pueden utilizar como estacionamientos de emergencia, ventajas que no permiten cunetas de otro tipo de sección.

- En el caso de que las pendientes de las cunetas provoquen una velocidad considerable del agua, se recomienda proteger a las mismas mediante zampeados o un enlucido paleteado grueso.

- En carreteras en las cuales el material de sub-rasante contenga alto nivel de humedad o nivel freático alto, se recomienda la construcción de sub-drenes los mismos que consisten en zanjas bajo las cunetas rellenas con material graduado con una base firme con la utilización de un tubo perforado que evite filtraciones más allá de la deseada, dirigiendo el agua hacia un lugar donde se le pueda drenar de manera superficial.

- Se debe compactar el material de relleno sobre las alcantarillas en el caso de terraplén, al menos a 50 cm sobre la clave del tubo con materiales de mejoramiento granular, ya que con una menor altura por el peso de la maquinaria de compactación se producirían deformaciones excesivas en la alcantarilla o la rotura.

- En el caso de un suelo arcilloso como es el que tenemos en el proyecto, para evitar deformaciones de la tubería de la alcantarilla debemos realizar previamente un cambio y reposición del suelo por debajo de la alcantarilla con piedra de diámetro aproximado de 60 cm, y en la parte final superior con material sub base clase 3 para evitar el efecto de carga puntual con una esquina o arista de una roca.

- Se deberá tener especial cuidado en diseñar y proyectar la estructura de un puente, considerando una profundidad suficiente de su cimentación para evitar la falla por socavación. De esta forma también se minimizará la probabilidad de que el puente sea flanqueado por la corriente al sufrir la erosión y corte de los terraplenes de acceso.

- Al momento de la construcción de los puentes, debe tomarse en cuenta el aspecto ambiental, si se va a desviar el río puede producir socavaciones en las riveras en lugares no deseados y afectar a la fauna del río.

- La limpieza de las obras de drenaje resulta esencial en un proyecto vial. Se debe considerar limpieza de alcantarillas, cunetas, etc., dependiendo la vegetación de la zona en la cual se desarrolla el proyecto vial.

5.3. Bibliografía

- Benet M. Aportación a los métodos de precisión de máximas crecidas. Escuela de Ingenieros de Caminos de Valencia. Valencia España, 1979.
- Carciente, Jacob (1985). “Carreteras: Estudio y Proyecto”. Ed Vega, Caracas.
- Chanson H, “Hidráulica del flujo en canales abiertos”, McGraw – Hill, Interamericana S.A. Bogotá, 2002.
- Gete Alonso. Avenidas máximas en los ríos españoles. Determinación, probabilidad y clasificación. Madrid España, 1973.
- Guevara, M.E., “Socavación en puentes”, conferencias de clase. Universidad del Cauca, Popayán, 2008.
- Manual para puente Bailey con calzada de acero – Mabey & Johnson Ltd. – Ed 1978.
- Maza Álvarez S.A. Notas del curso sobre hidráulica fluvial. Universidad del Cauca. Popayán, Colombia, 1989.
- Melville, B.W. and Coleman S.E. “Bridge Scour”. Water Resources Publications, LLC 1973.
- Ministerio de obras públicas, transportes y medio ambiente, “Drenaje superficial, Instrucción 5.2 – IC. Madrid, España, 1990.
- Office of Technology Applications (1999). “Hydrain Integrated Drainage Design Computer System. Volume V. HY8 – Culverts”. Federal Highway administration Washington, DC.

- Reglamento RRM – 48 – Descripción y nomenclatura de materiales de Ingenieros – puentes con material preparado – puentes de paneles Bailey – Ed. 1954.
- Remenieras. Tratado de Hidrología aplicada. Editores Técnicos asociados, Barcelona – España, 1971.
- Rico A., del Castillo H., “La ingeniería de suelos en las vías terrestres. Volumen 1”, Editorial Limusa, México, 1974.
- Rühle, F. (1996). “Traducción y adaptación de los gráficos hidráulicos para el diseño de alcantarillas preparadas por el Bureau of Public Roads – EEUU, 1964”. Dirección Nacional de Vialidad.
- Santos Eduardo Ing, “Replanteo e instalación de alcantarillas en una carretera” Guayaquil – Ecuador.
- The super Bailey bridge mini manual – Mabey & Johnson Ltd. Ed. 1973.
- Universidad Nacional de Colombia, Manual para la inspección visual de estructuras de drenaje, Bogotá D.C.
- Villema M.S, Mattos A., “Hidrología Aplicada”, Editora McGraw – Hill Do Brasil, Ltda. 1975.
- Zhang W. & Cundy T.W., “Modeling of two dimensional overlaid flow”, water resources research, Vd. 25. No. 9, September 1989.

5.4. Anexos

ANEXO 1. MAPAS TEMÁTICOS

- **Mapa 1:** Ubicación del proyecto
- **Mapa 2:** Vegetación
- **Mapa 3:** Uso potencial del suelo
- **Mapa 4:** Ubicación de puentes
- **Mapa 5:** Delimitación micro-cuenca

ANEXO 2. NOMOGRAMAS PARA CÁLCULO DE ALCANTARILLAS

- **Nomograma 1:** Altura a la entrada para alcantarillas de cajón de control de entrada
- **Nomograma 2:** Altura a la entrada para alcantarillas de cajón
- **Nomograma 3:** Altura a la entrada para alcantarillas de tubos de concreto con control de entrada
- **Nomograma 4:** Altura a la entrada para alcantarillas de tubos ovalados de concreto (eje mayor horizontal) con control de entrada
- **Nomograma 5:** Altura a la entrada para alcantarillas de tubos ovalados de hormigón (eje mayor vertical) con control de entrada
- **Nomograma 6:** Altura a la entrada para alcantarillas de tubos circulares de metal corrugado, con control de entrada
- **Nomograma 7:** Altura a la entrada para alcantarillas de tubos abovedados de metal corrugado, con control de entrada

- **Nomograma 8:** Altura a la entrada para alcantarillas de tubos circulares de entrada abocinada con control de entrada
- **Nomograma 9:** Altura de carga (h) para alcantarillas de cajón, con escurrimiento lleno $n = 0.012$.
- **Nomograma 10:** Altura de carga (h) para alcantarillas de tubos circulares de hormigón con escurrimiento con escurrimiento lleno. $n = 0.012$
- **Nomograma 11:** Altura de carga (h) para alcantarillas de tubos ovalados de hormigón con eje mayor horizontal o vertical, con escurrimiento lleno $n = 0.012$
- **Nomograma 12:** Altura de carga (h) para alcantarillas de tubos circulares estándar de metal corrugado, con escurrimiento lleno $n = 0.024$
- **Nomograma 13:** Altura de carga (h) para alcantarillas de tubos abovedados estándar de metal corrugado, con escurrimiento lleno $n = 0.024$
- **Nomograma 14:** Altura de carga (h) para alcantarillas de tubos circulares de láminas de metal corrugado, con escurrimiento lleno $n = 0.0328$ a 0.0302
- **Nomograma 15:** Altura de carga (h) para alcantarillas de tubos abovedados de láminas de metal corrugado, con radios laterales de 0.46 m, y escurrimiento lleno $n = 0.0327$ a 0.0306
- **Nomograma 16:** Profundidad crítica sección rectangular

ANEXO 3. CATÁLOGO DE ALCANTARILLAS

- ARMICO (Productos Viales de Acero)
- ARMCO

ANEXO 4. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS EN OBRAS DE DRENAJE VIAL

- Remoción de alcantarillas de tubo de diferentes diámetros
- Limpieza de alcantarillas
- Excavación y relleno para estructuras
- Excavación y relleno para cunetas laterales
- Excavación y relleno para cunetas de coronación y subdren
- Hormigón estructural, Clase B, $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (PANTALLA)
- Hormigón estructural, Clase C, $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$ (CUNETAS LATERALES)
- Hormigón Ciclópeo (40% de piedra y 60% de hormigón clase B)
- Acero de refuerzo en barras $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Tubería de acero corrugado $D = 1,20 \text{ m}$; $e = 2 \text{ mm}$
- Tubería de acero corrugado $D = 1,50 \text{ m}$; $e = 2 \text{ mm}$
- Tubería de acero corrugado $D = 1,80 \text{ m}$; $e = 3 \text{ mm}$
- Tubería de acero corrugado $D = 4,00 \text{ m}$; $e = 3 \text{ mm}$
- Geotextil para subdren 1600 NT
- Material filtrante (incluido transporte)
- Gaviones Triple Torsión
- Excavación y relleno para puentes
- Hormigón Ciclópeo (40% de piedra y 60% de hormigón clase B)
- Hormigón de cemento Portland clase "E" $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ (REPLANTILLO)

- Hormigón estructural de cemento portland, Clase "B", $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo en barras $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Placas de Neopreno dureza shore A tipo STUP (380x370x75 mm)
- Material filtrante (incluido transporte)
- Tubo de PVC D = 4" (Subdren)
- Hormigón estructural de cemento portland, Clase "A", $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$
- Junta de dilatación Tipo III MOP
- Capa de rodadura de Hormigón Asfáltico mezclado en sitio
- Gaviones Triple Torsión
- Excavación para protección del cauce
- Escollera de piedra suelta
- Limpieza de cunetas y encauzamiento a mano
- Limpieza de alcantarillas

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

MAESTRÍA EN INGENIERÍA VIAL

ANEXOS

**ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL
CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES**

ING. SANTIAGO MALDONADO LEORO

ING. FAUSTO RODRÍGUEZ BRAVO

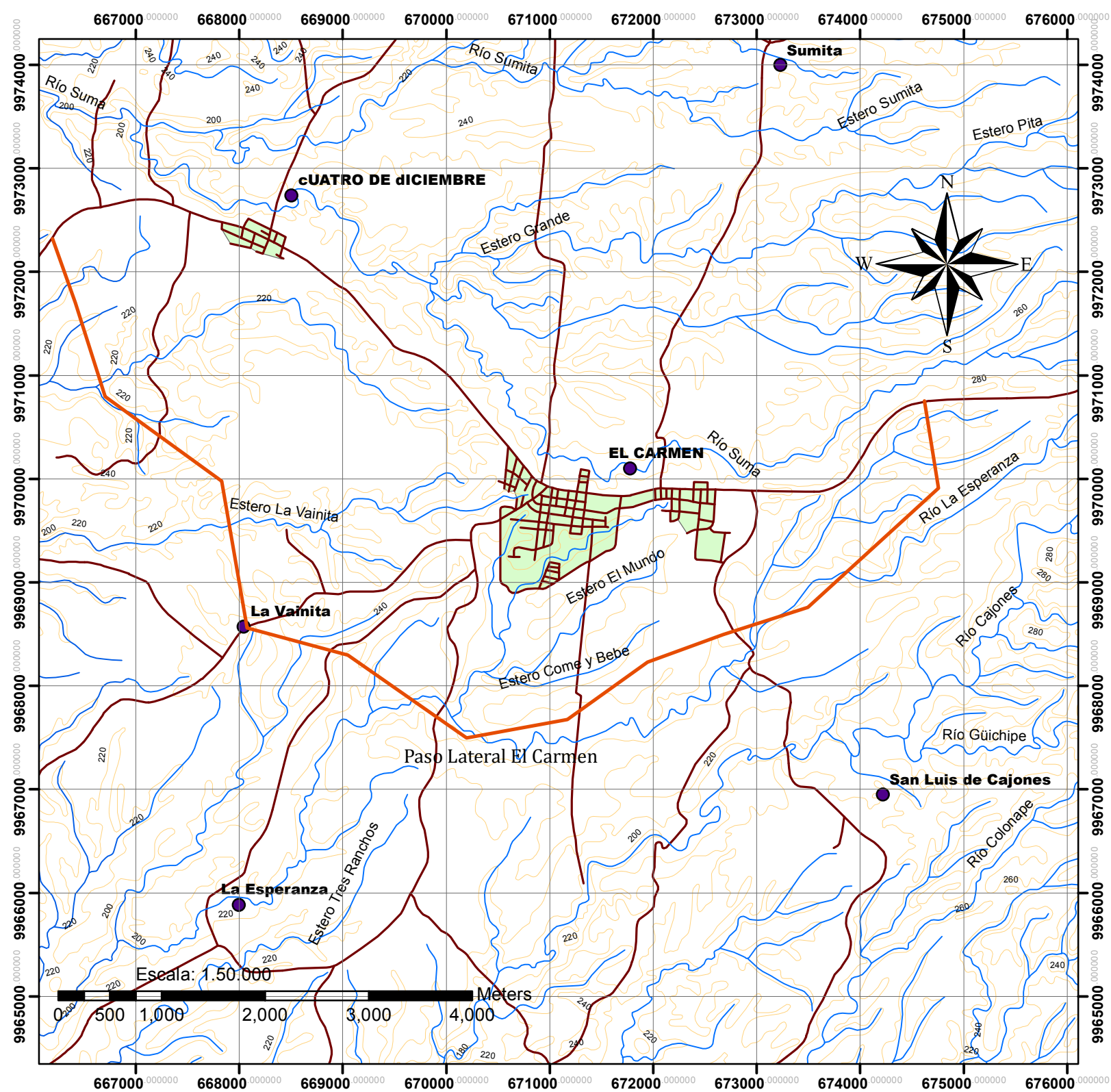
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

MAESTRÍA EN INGENIERÍA VIAL

ANEXO 1
MAPAS TEMÁTICOS

ING. SANTIAGO MALDONADO LEORO

ING. FAUSTO RODRÍGUEZ BRAVO

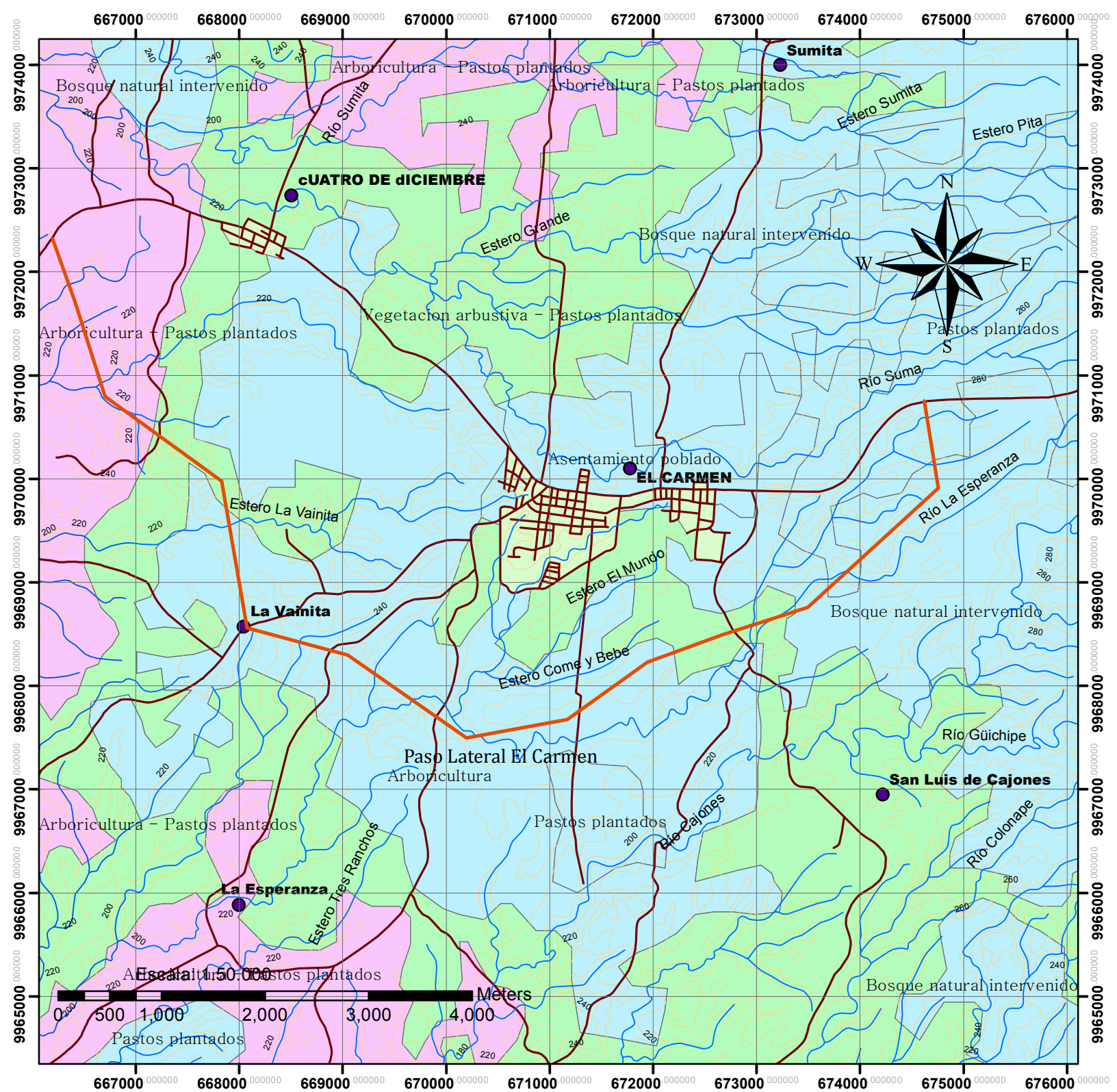


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 MAESTRÍA EN INGENIERÍA VIAL

**ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DRENAJE VIAL
 APLICANDO PROGRAMAS COMPUTACIONALES**

ELABORADO POR:
 ING. SANTIAGO MALDONADO L.
 ING. FAUSTO RODRÍGUEZ B.

MAPA 1: UBICACIÓN DEL PROYECTO	
<p>LEYENDA:</p> <ul style="list-style-type: none"> ● poblado — via — rio — curva nivel 	
FECHA: ABRIL 2012	ESCALA: 1:50.000

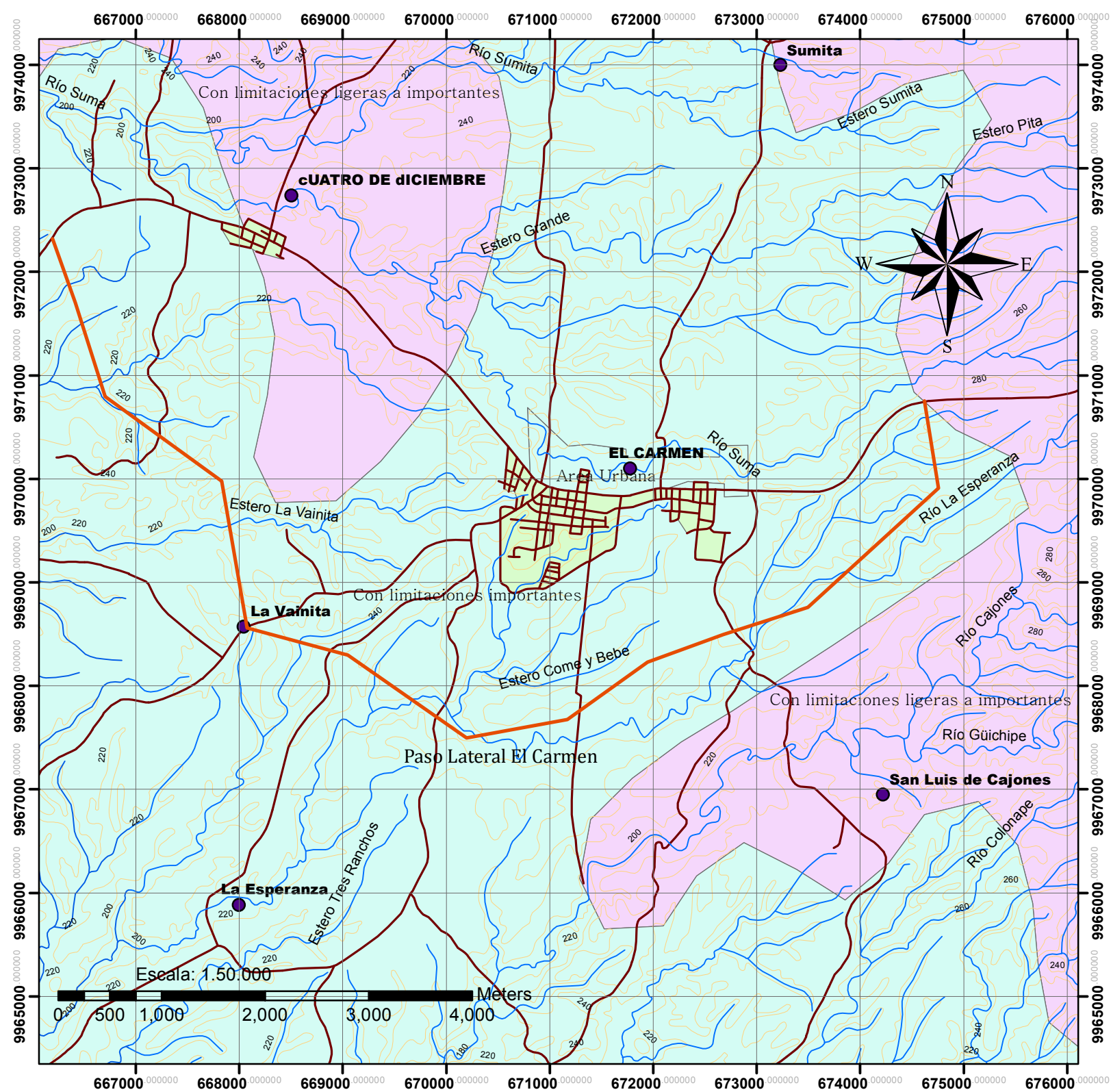


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 MAESTRÍA EN INGENIERÍA VIAL

**ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DRENAJE VIAL
 APLICANDO PROGRAMAS COMPUTACIONALES**

ELABORADO POR:
 ING. SANTIAGO MALDONADO L.
 ING. FAUSTO RODRÍGUEZ B.

MAPA 2: VEGETACIÓN	
<p>LEYENDA:</p> <ul style="list-style-type: none"> ● poblado — via — rio — curva nivel 	
FECHA: ABRIL 2012	ESCALA: 1:50.000



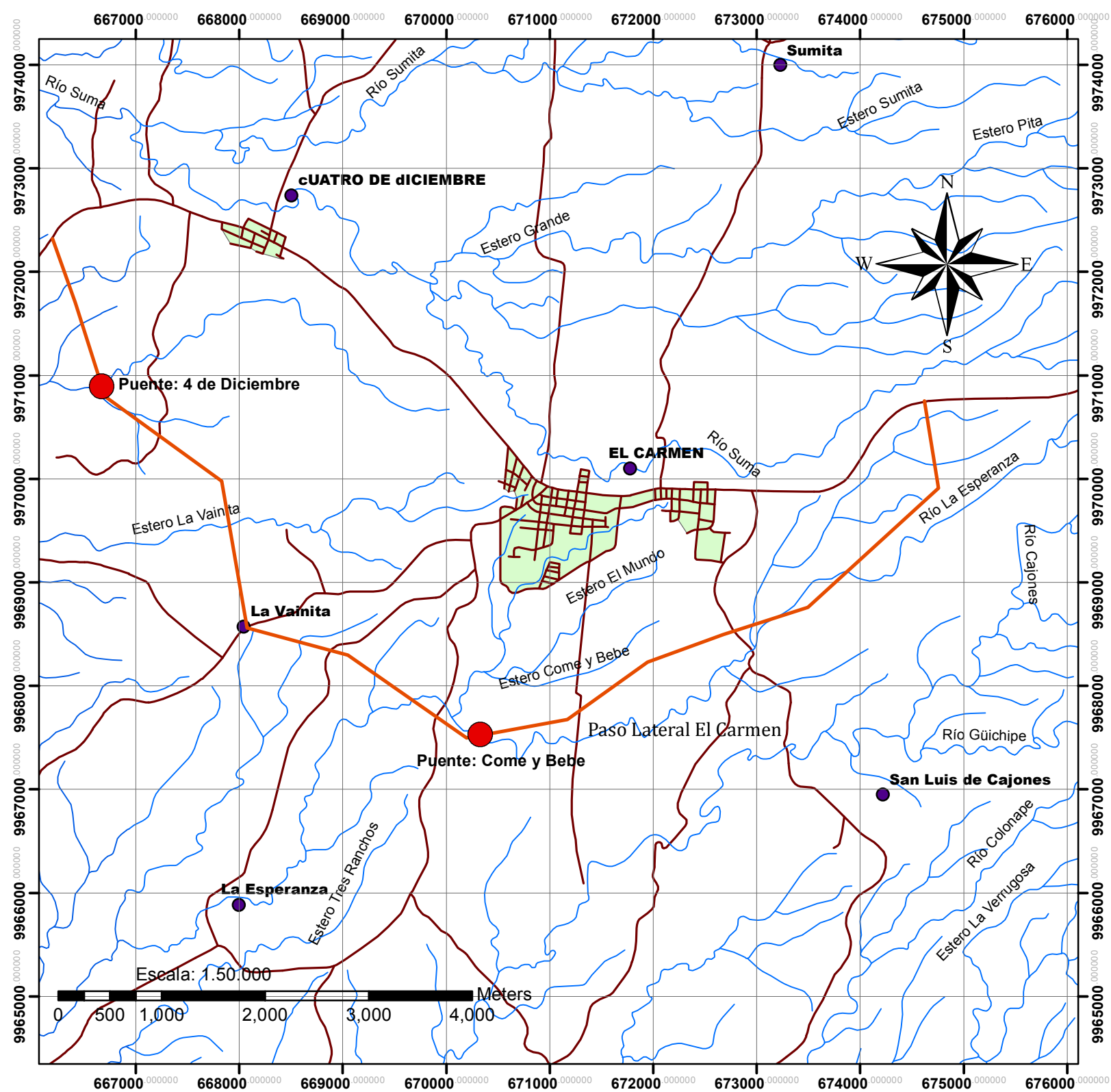
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 MAESTRÍA EN INGENIERÍA VIAL

**ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DRENAJE VIAL
 APLICANDO PROGRAMAS COMPUTACIONALES**

ELABORADO POR:
 ING. SANTIAGO MALDONADO L.
 ING. FAUSTO RODRÍGUEZ B.

MAPA 3: USO POTENCIAL DEL SUELO

<p>LEYENDA:</p> <ul style="list-style-type: none"> ● poblado — via — rio — curva nivel 	
<p>FECHA: ABRIL 2012</p>	<p>ESCALA: 1:50.000</p>



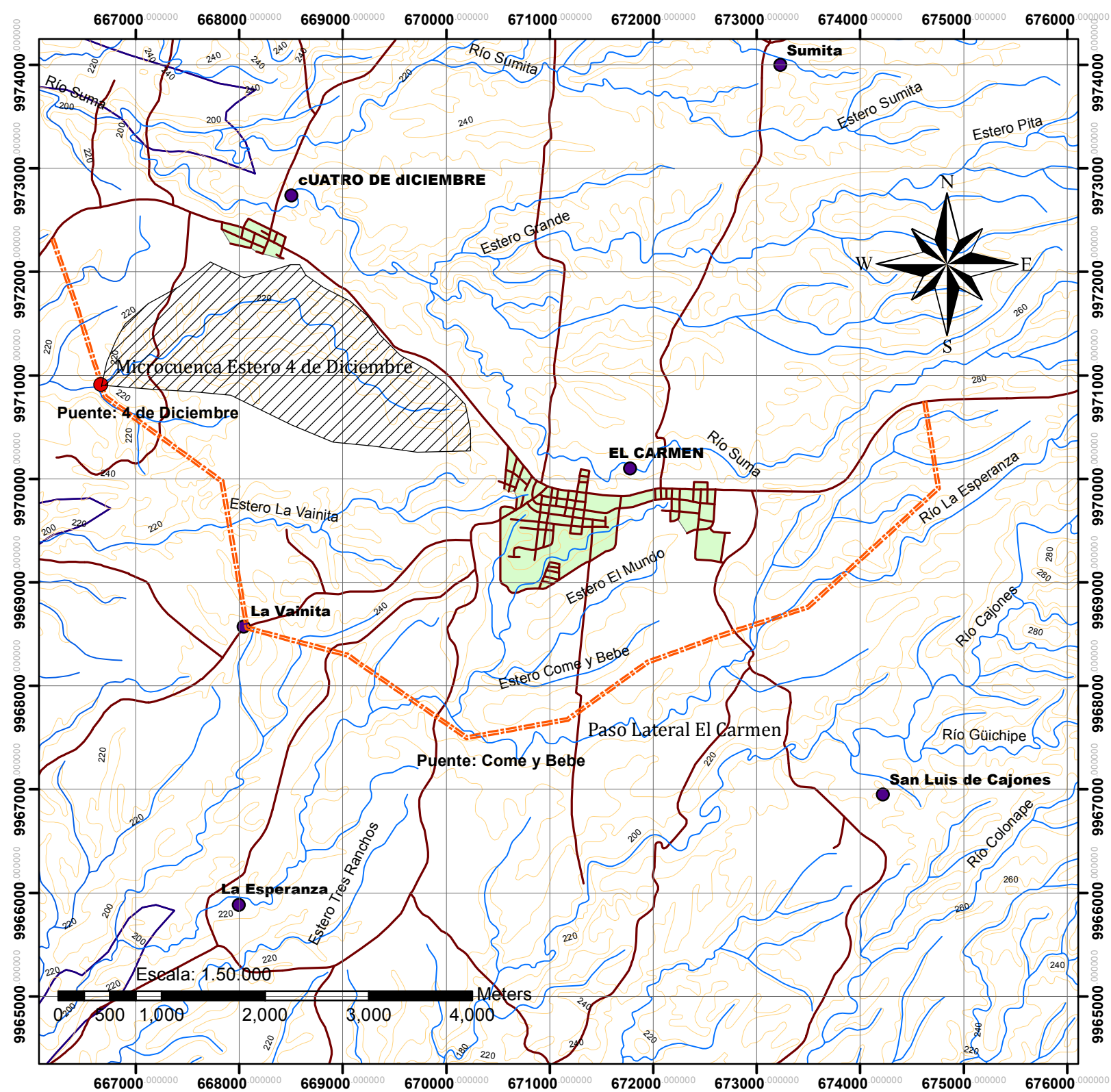
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 MAESTRÍA EN INGENIERÍA VIAL

**ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DRENAJE VIAL
 APLICANDO PROGRAMAS COMPUTACIONALES**

ELABORADO POR:
 ING. SANTIAGO MALDONADO L.
 ING. FAUSTO RODRÍGUEZ B.

MAPA 4: UBICACIÓN DE PUENTES

<p>LEYENDA:</p> <ul style="list-style-type: none"> ● poblado — via — rio — curva nivel 	
<p>FECHA: ABRIL 2012</p>	



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 MAESTRÍA EN INGENIERÍA VIAL

**ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DRENAJE VIAL
 APLICANDO PROGRAMAS COMPUTACIONALES**

ELABORADO POR:
 ING. SANTIAGO MALDONADO L.
 ING. FAUSTO RODRÍGUEZ B.

MAPA 5: DELIMITACIÓN MICROCUENCA

<p>LEYENDA:</p> <ul style="list-style-type: none"> ● poblado — via — rio — curva nivel 	
<p>FECHA: ABRIL 2012</p>	<p>ESCALA: 1:50.000</p>

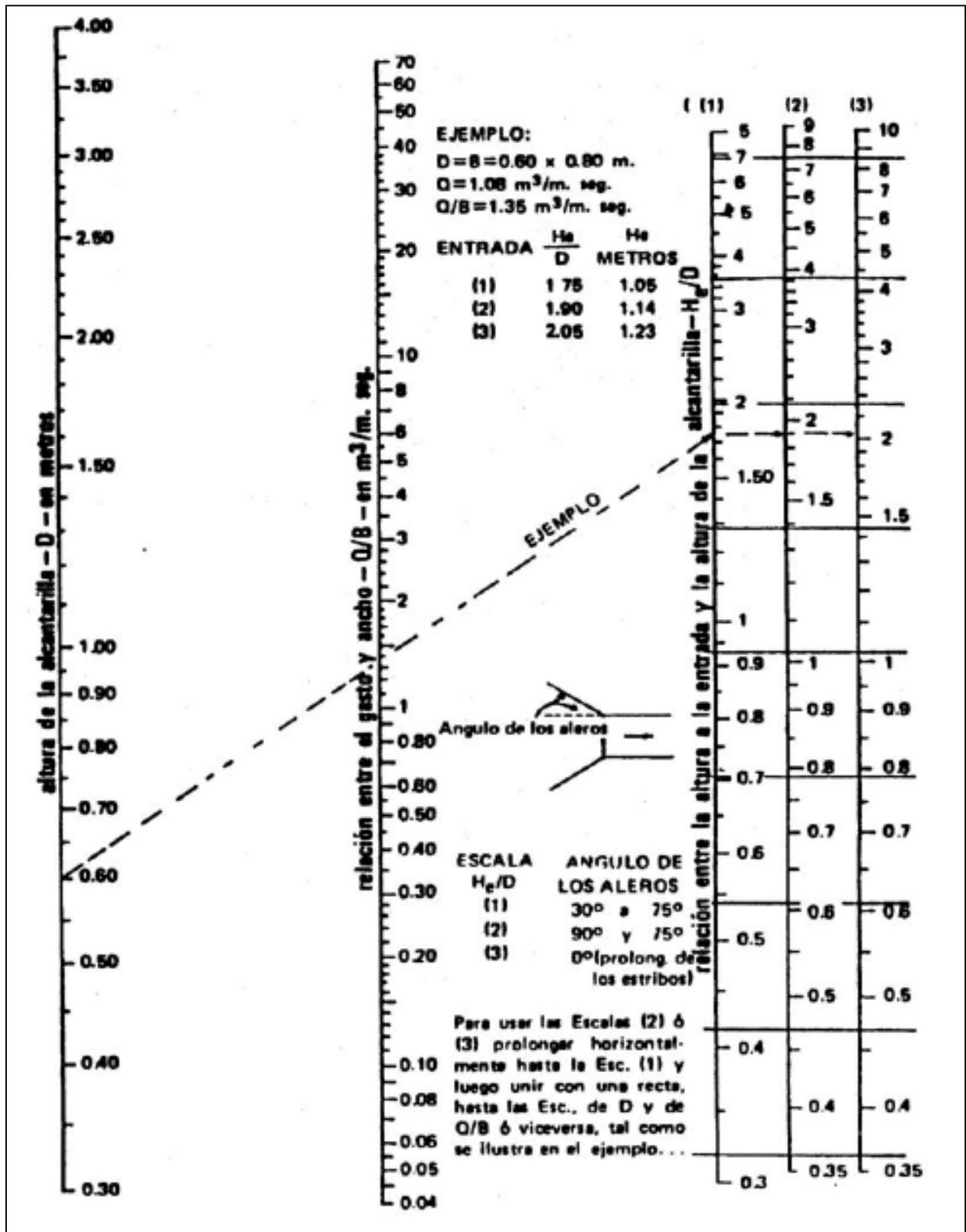
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

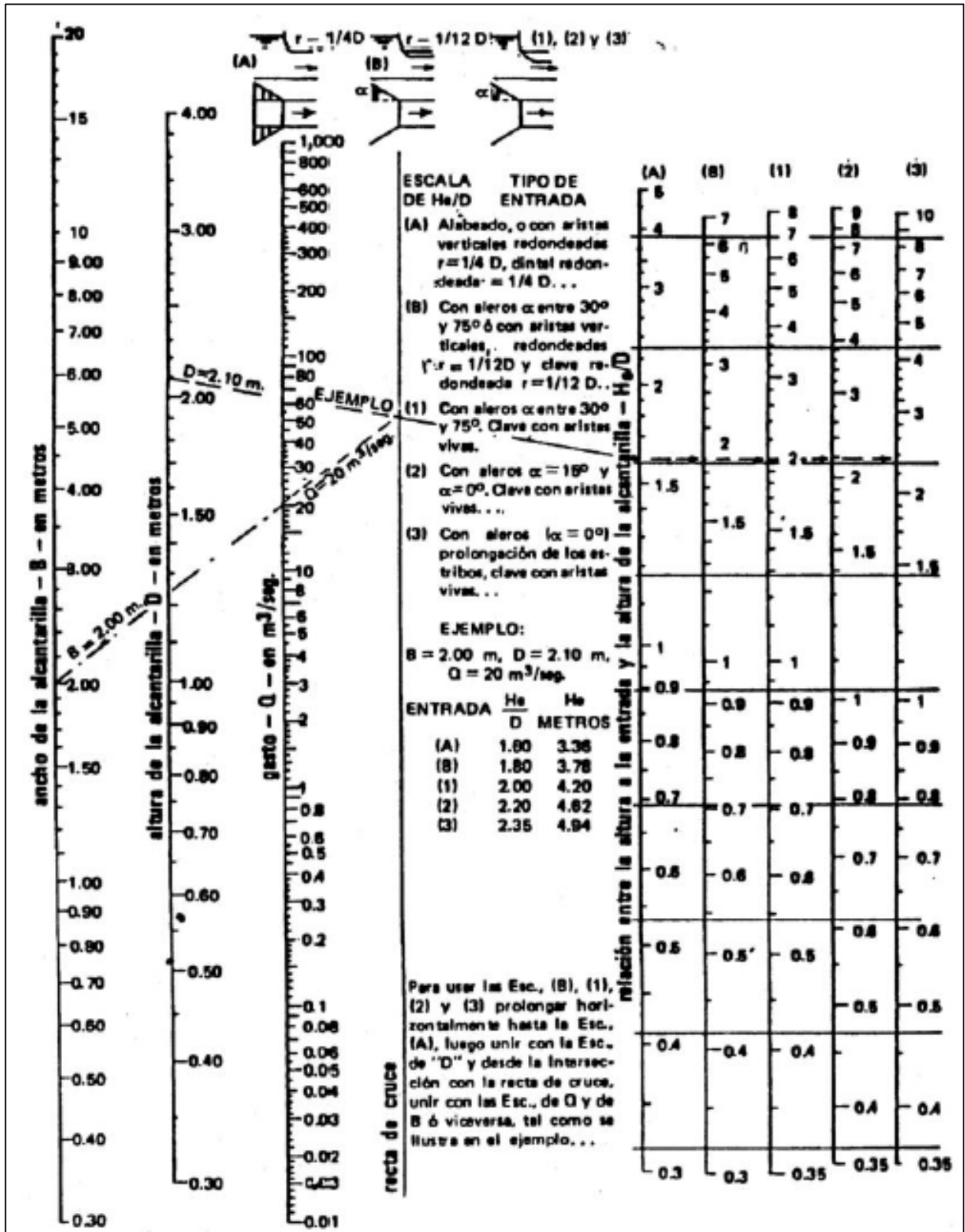
MAESTRÍA EN INGENIERÍA VIAL

ANEXO 2
NOMOGRAMAS PARA CÁLCULO DE
ALCANTARILLAS

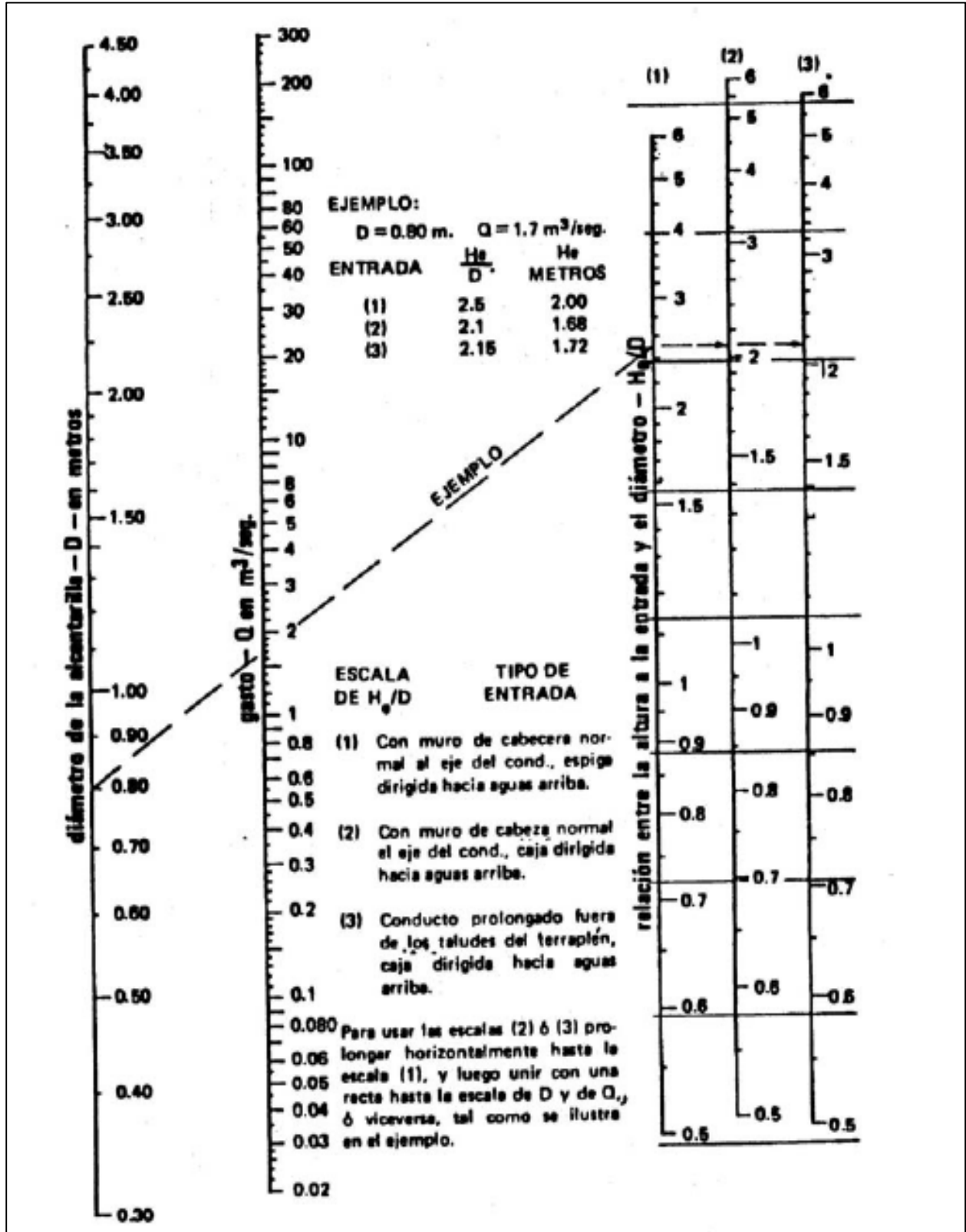
ING. SANTIAGO MALDONADO LEORO

ING. FAUSTO RODRÍGUEZ BRAVO

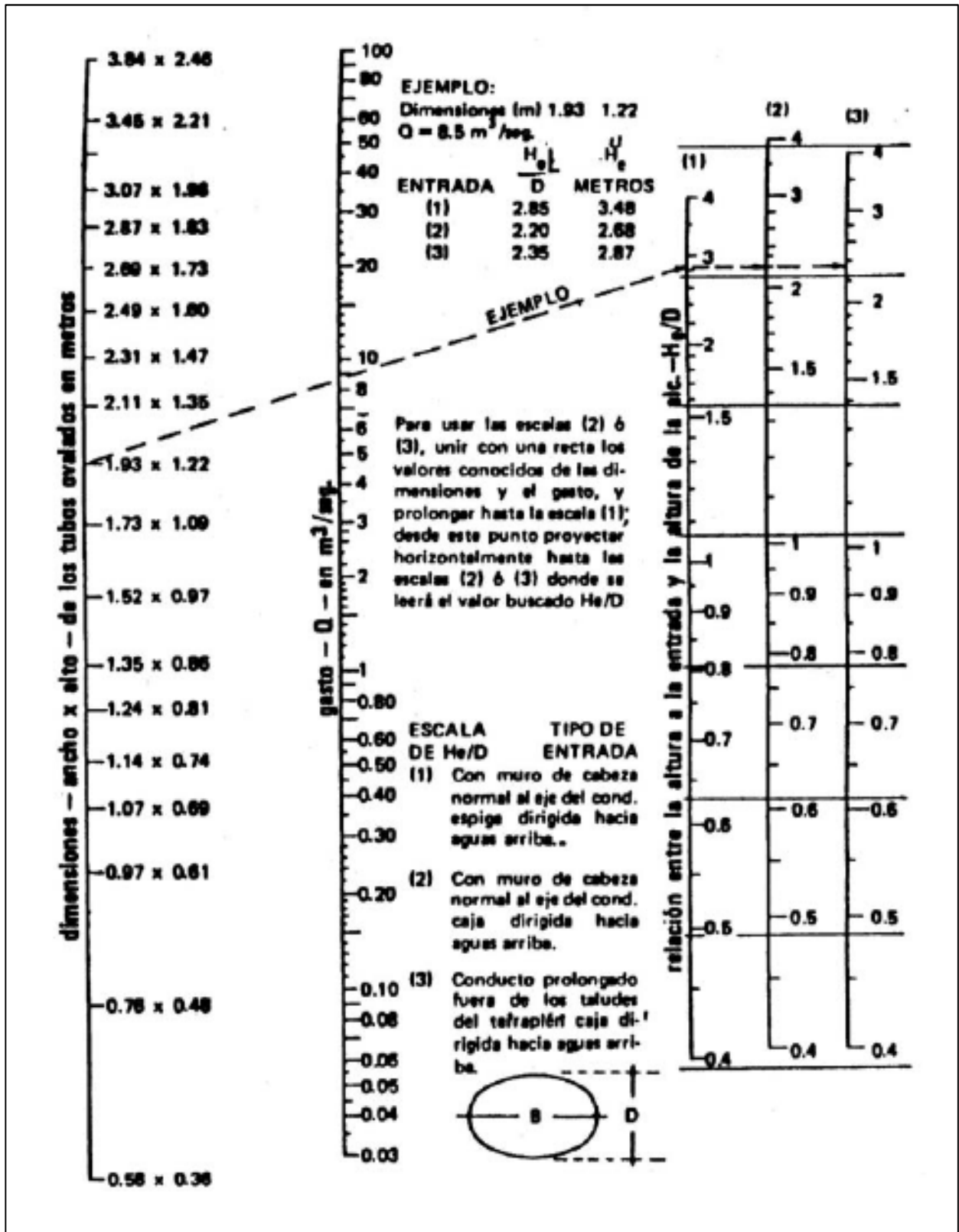




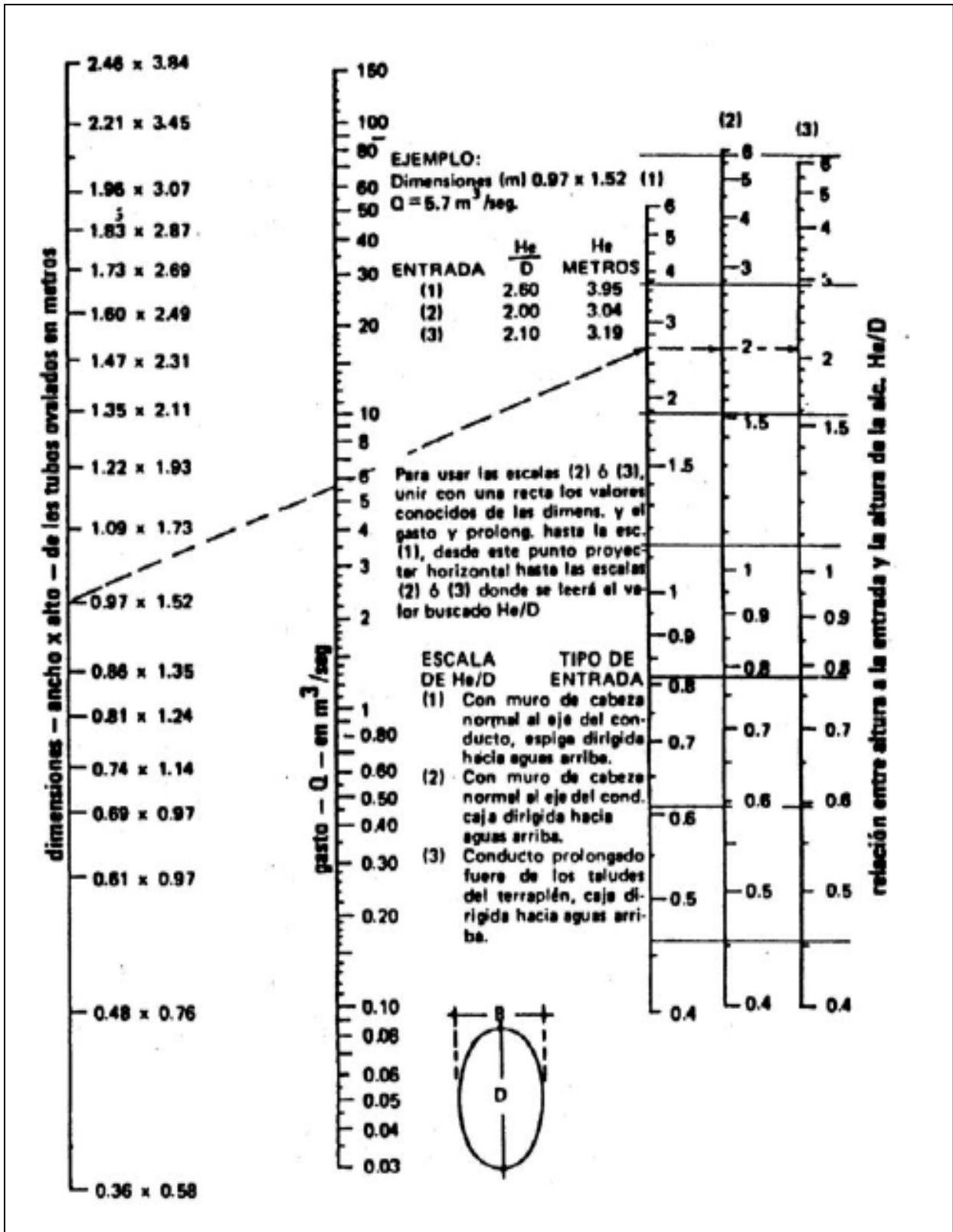
NOMOGRAMA 3. ALTURA A LA ENTRADA PARA ALCANTARILLAS DE TUBOS DE CONCRETO CON CONTROL DE ENTRADA

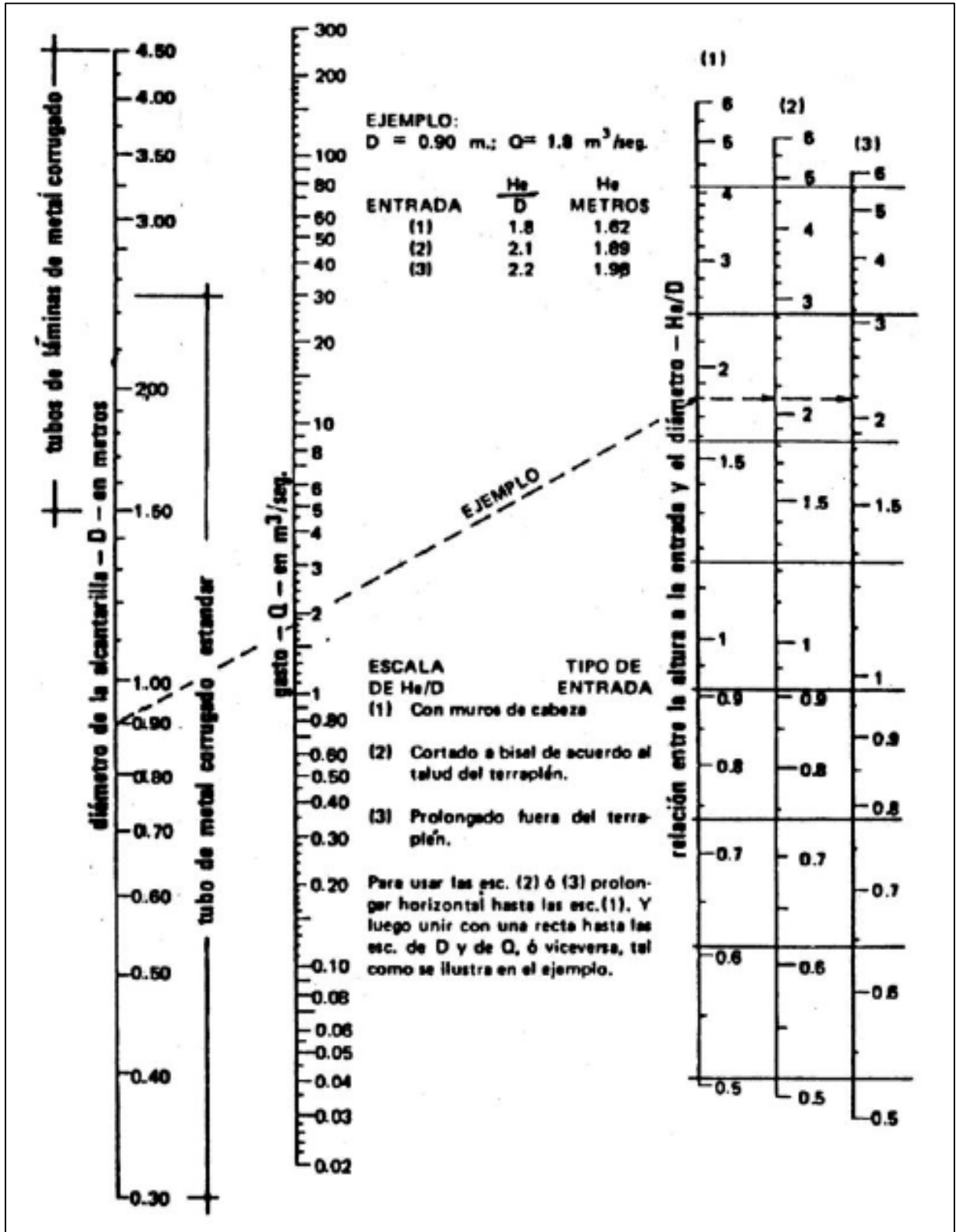


NOMOGRAMA 4. ALTURA A LA ENTRADA PARA ALCANTARILLAS DE TUBOS OVALADOS DE CONCRETO (EJE MAYOR HORIZONTAL) CON CONTROL DE ENTRADA



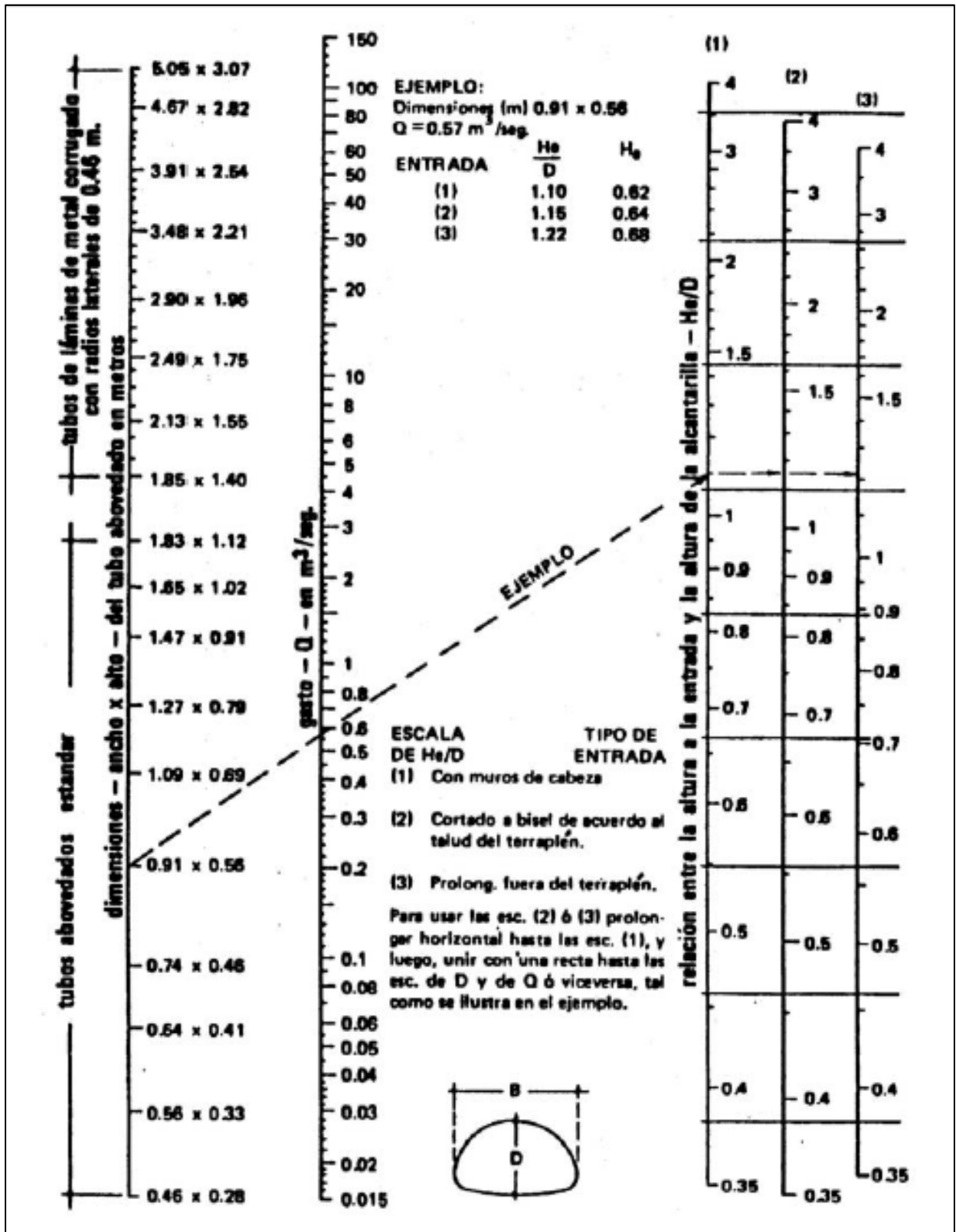
NOMOGRAMA 5. ALTURA A LA ENTRADA PARA ALCANTARILLAS DE TUBOS OVALADOS DE HORMIGÓN (EJE MAYOR VERTICAL) CON CONTROL DE ENTRADA





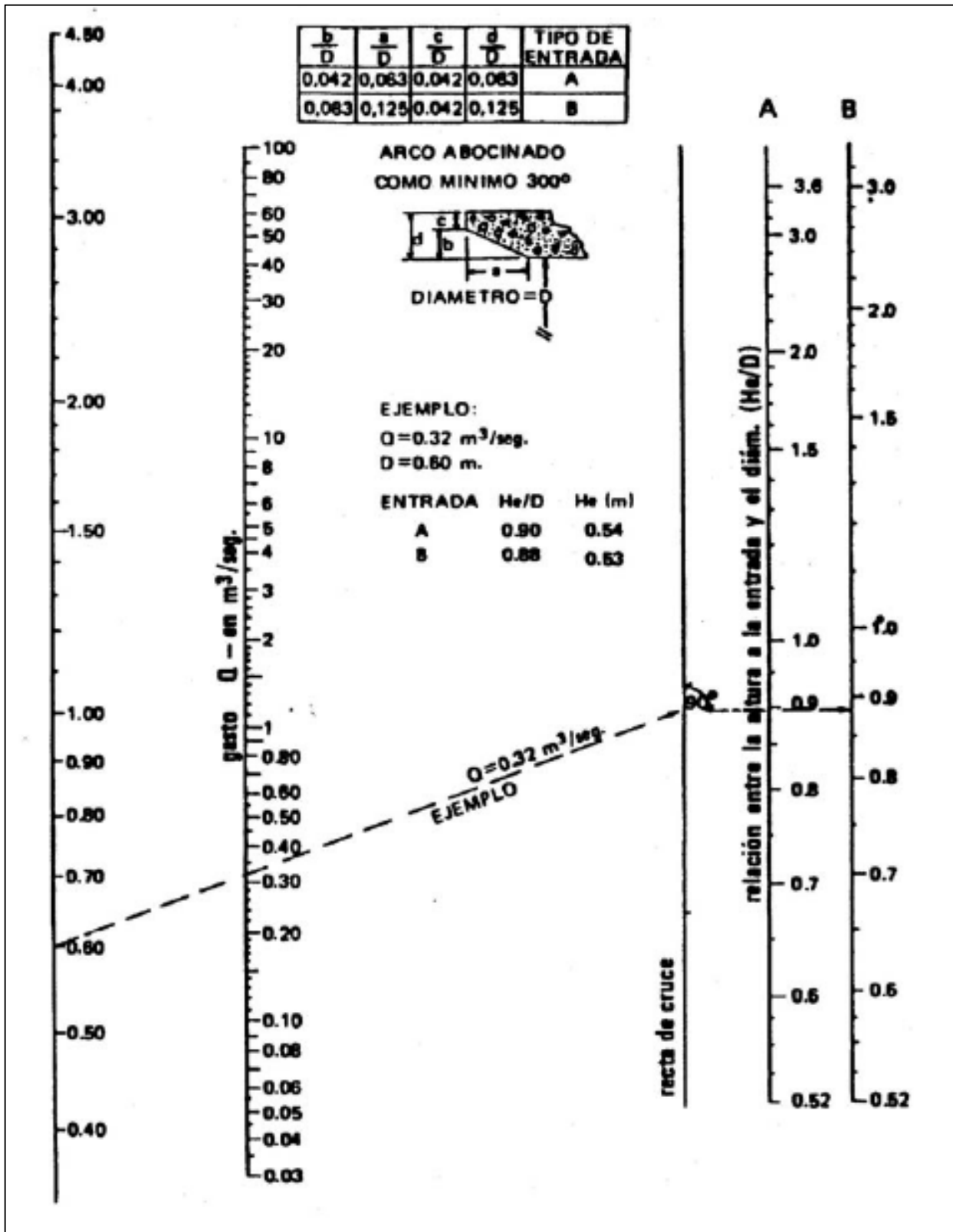
NOMOGRAMA 7.

ALTURA A LA ENTRADA PARA ALCANTARILLAS DE TUBOS ABOVEDADOS DE METAL CORRUGADO, CON CONTROL DE ENTRADA

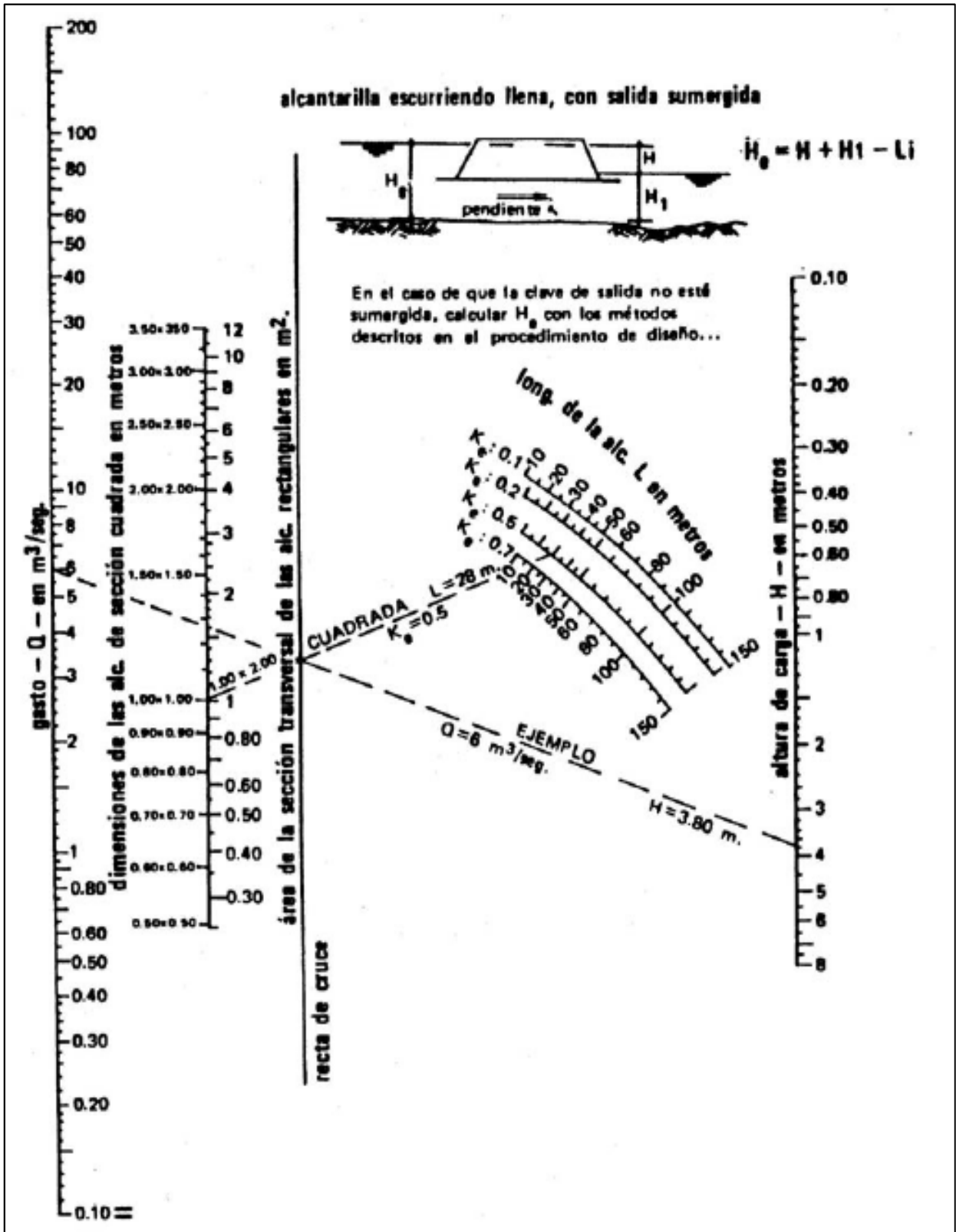


NOMOGRAMA 8.

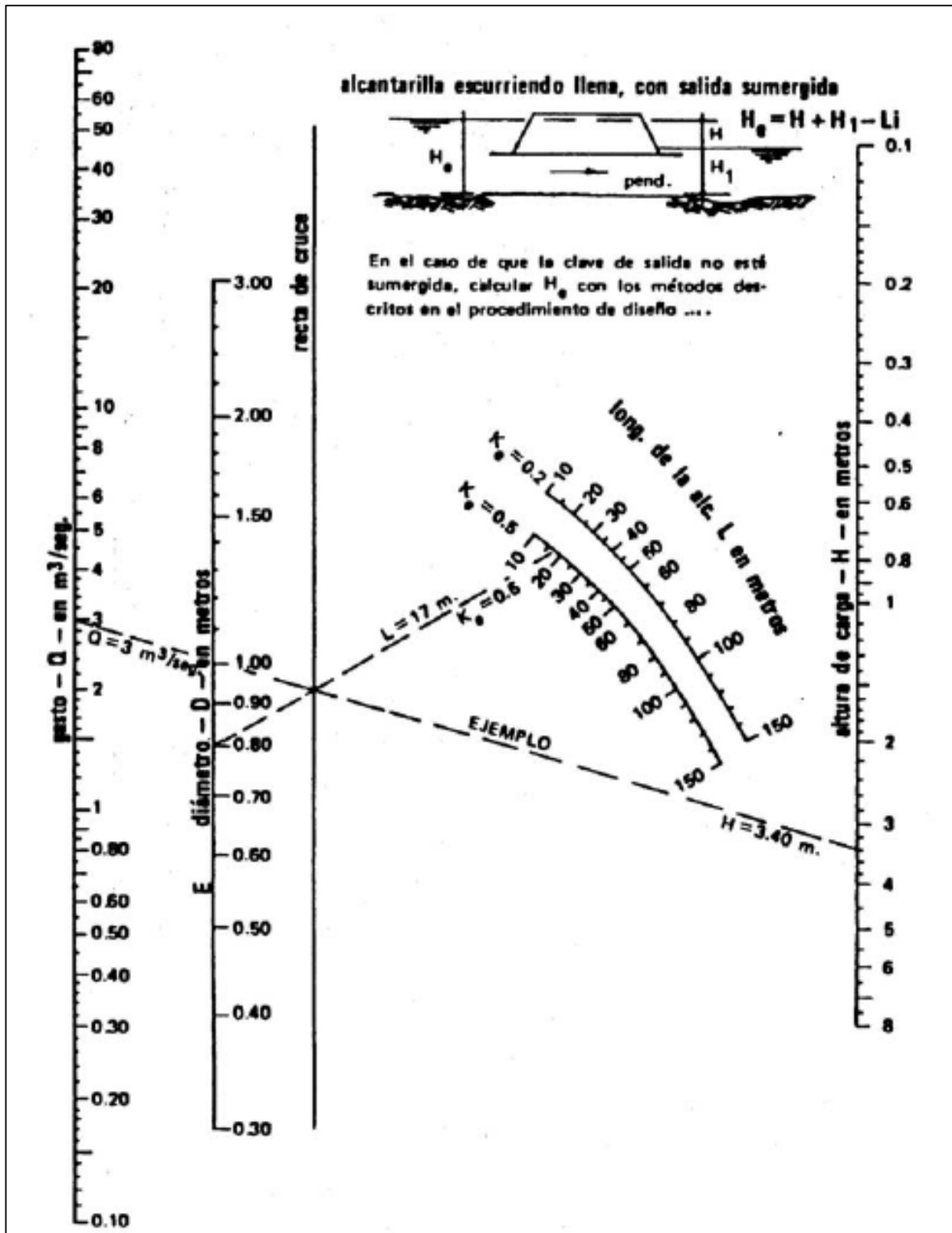
ALTURA A LA ENTRADA PARA ALCANTARILLAS DE TUBOS CIRCULARES DE ENTRADA ABOCINADA CON CONTROL DE ENTRADA



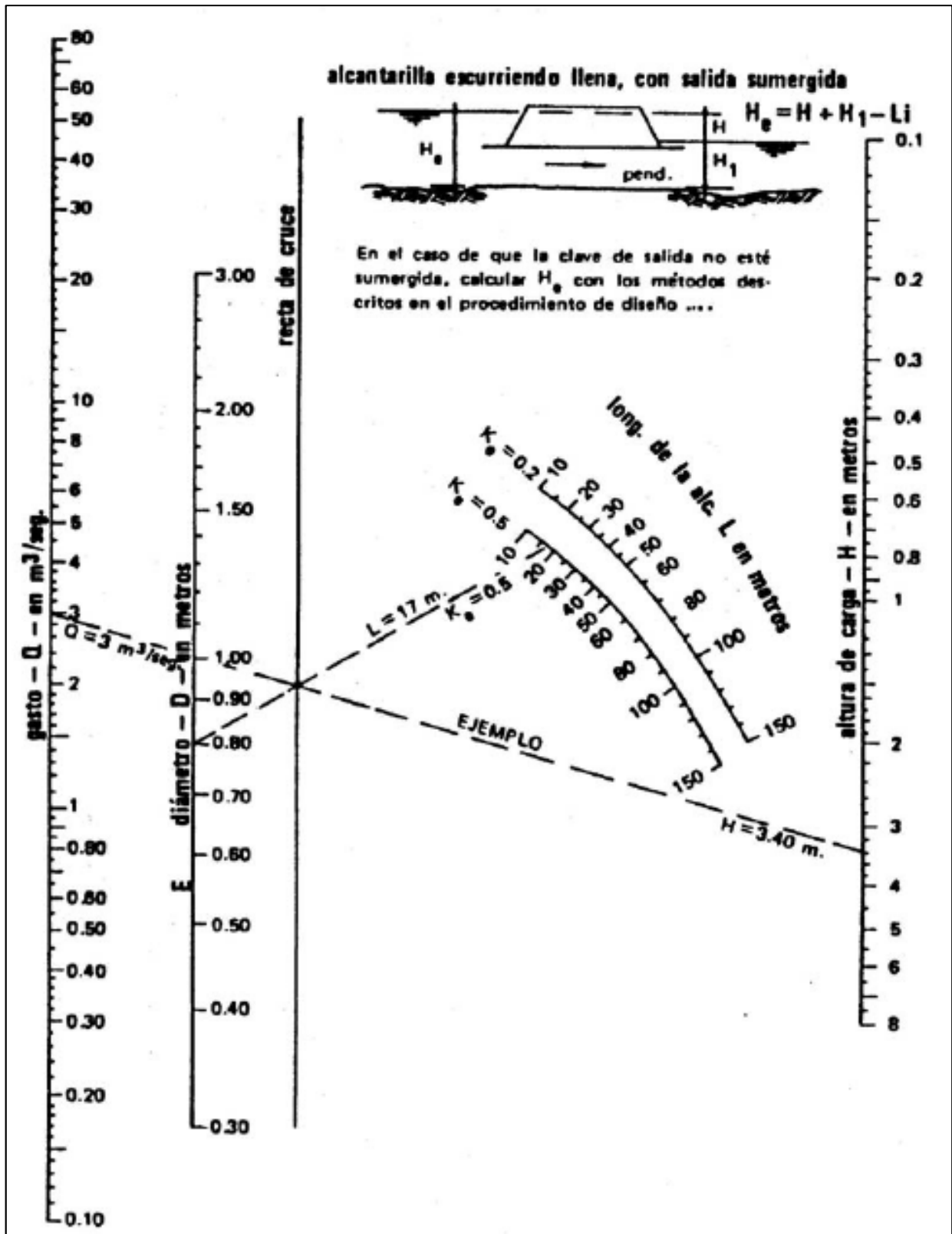
NOMOGRAMA 9. ALTURA DE CARGA (H) PARA ALCANTARILLAS DE CAJON, CON ESCURRIMIENTO LLENO
 $n = 0.012$.



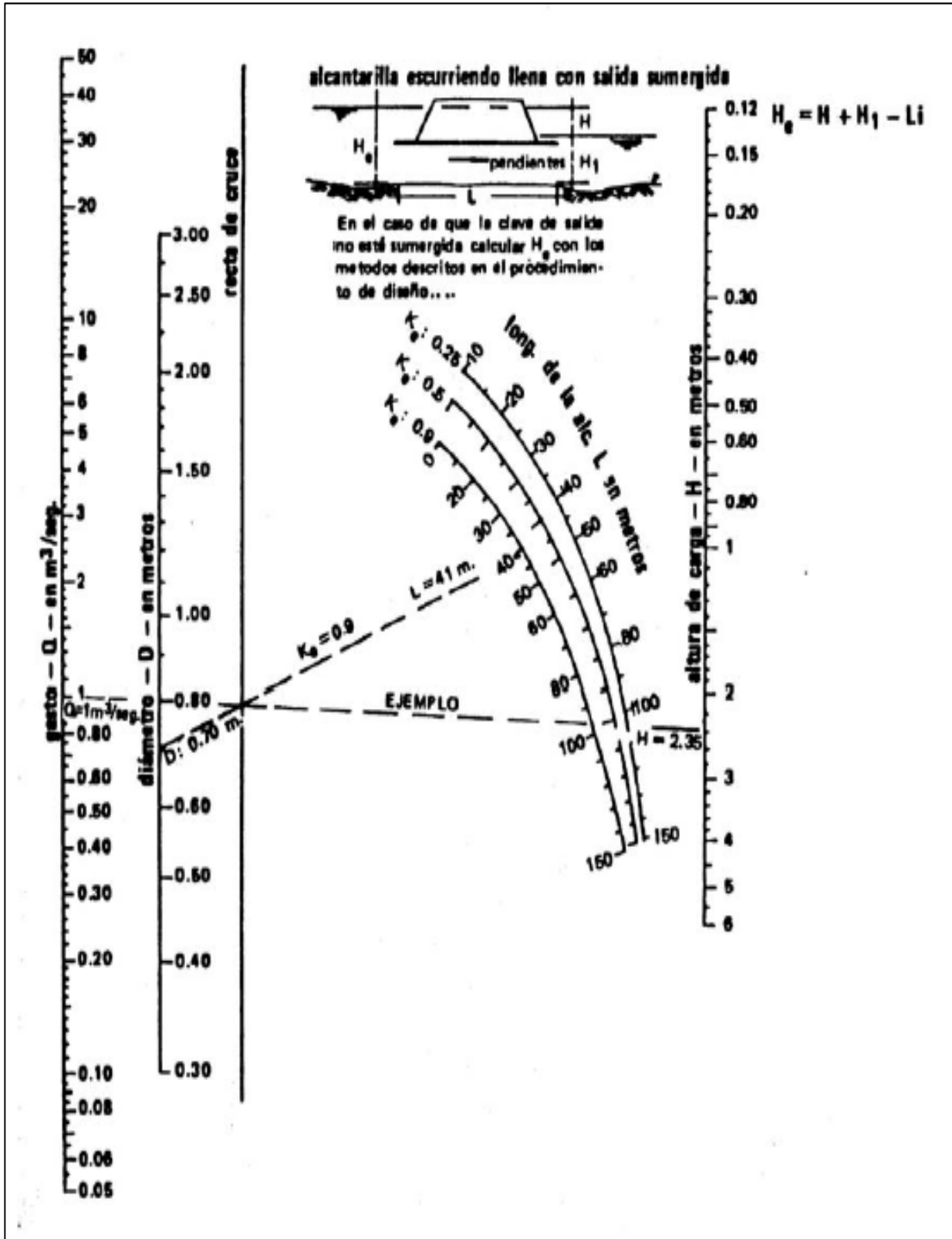
NOMOGRAMA 10. ALTURA DE CARGA (H) PARA ALCANTARILLAS DE TUBOS CIRCULARES DE HORMIGON CON ESCURRIMIENTO CON ESCURRIMIENTO LLENO. $n = 0.012$



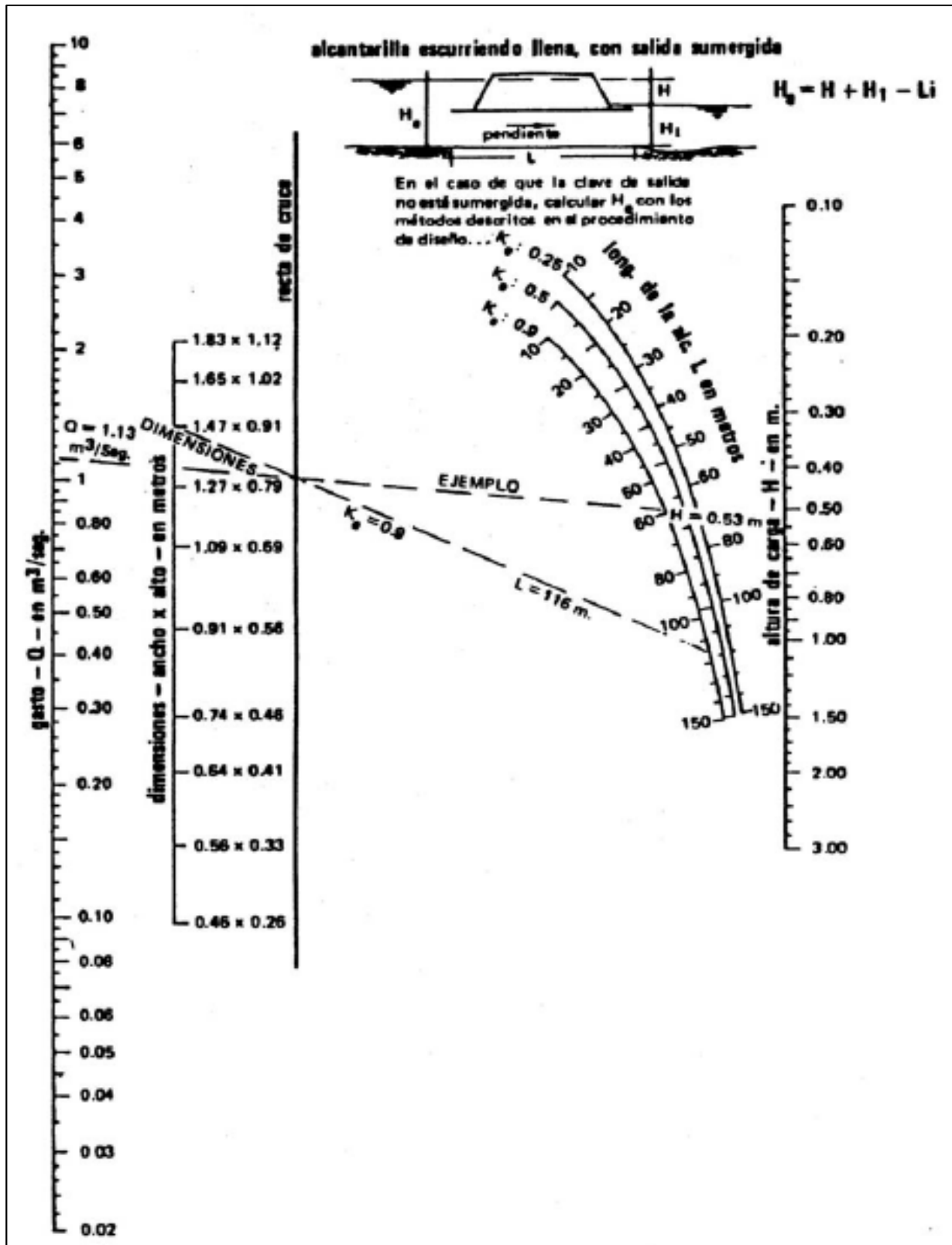
NOMOGRAMA 11. ALTURA DE CARGA (H) PARA ALCANTARILLAS DE TUBOS OVALADOS DE HORMIGON CON EJE MAYOR HORIZONTAL O VERTICAL, CON ESCURRIMIENTO LLENO $n = 0.012$



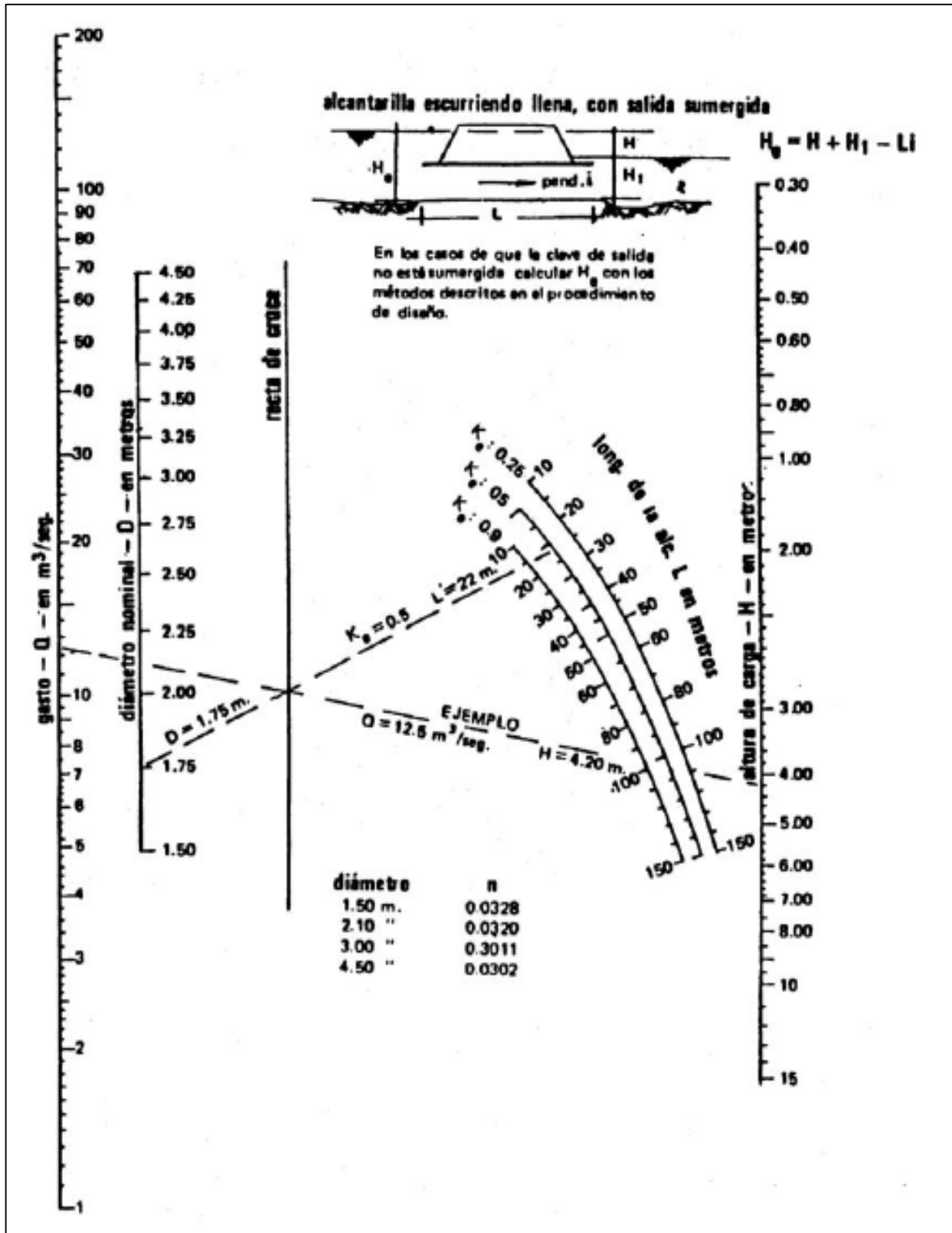
NOMOGRAMA 12. ALTURA DE CARGA (H) PARA ALCANTARILLAS DE TUBOS CIRCULARES ESTANDAR DE METAL CORRUGADO, CON ESCURRIMIENTO LLENO $n = 0.024$



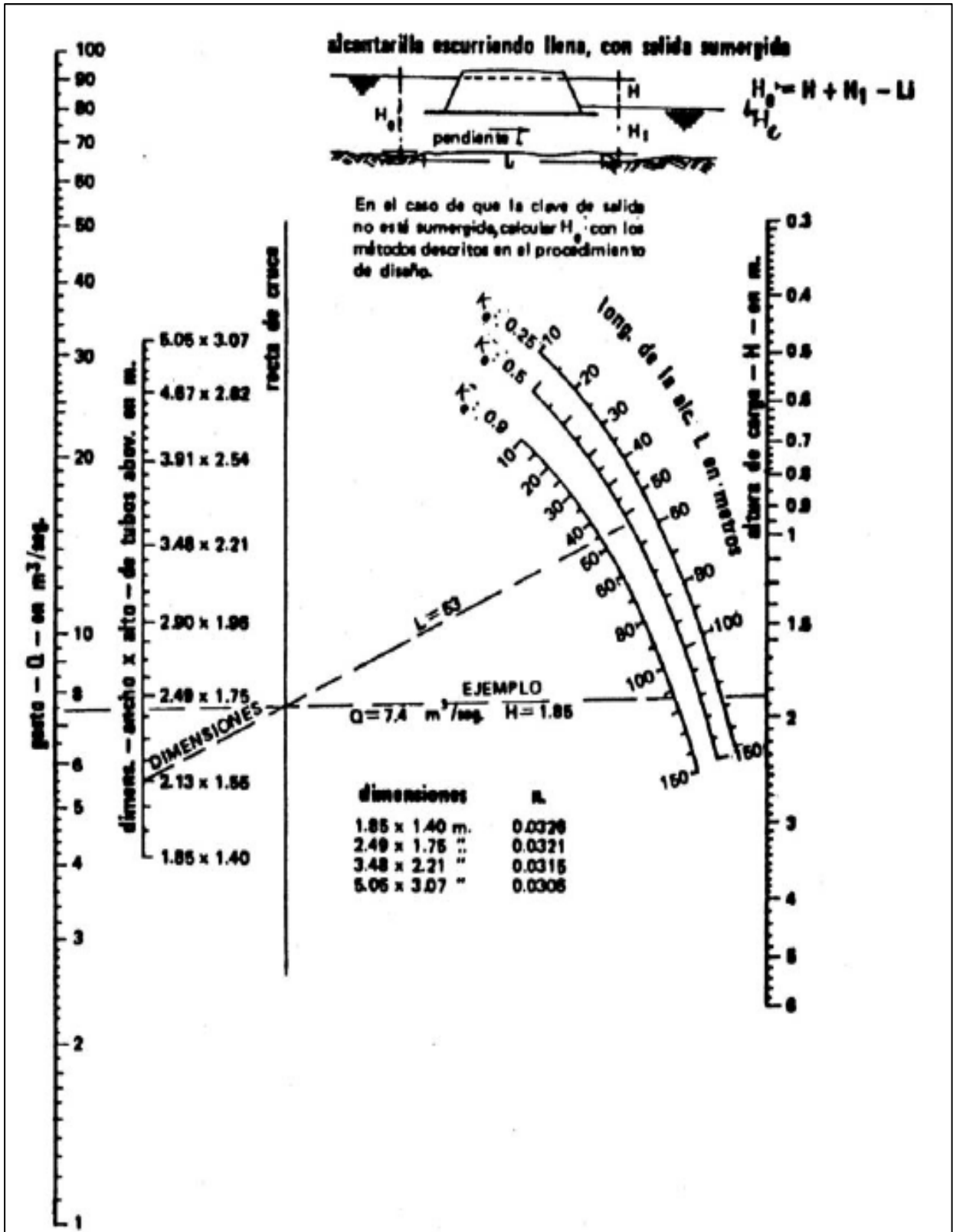
NOMOGRAMA 13. ALTURA DE CARGA (H) PARA ALCANTARILLAS DE TUBOS ABOVEDADOS ESTANDAR DE METAL CORRUGADO, CON ESCURRIMIENTO LLENO $n = 0.024$

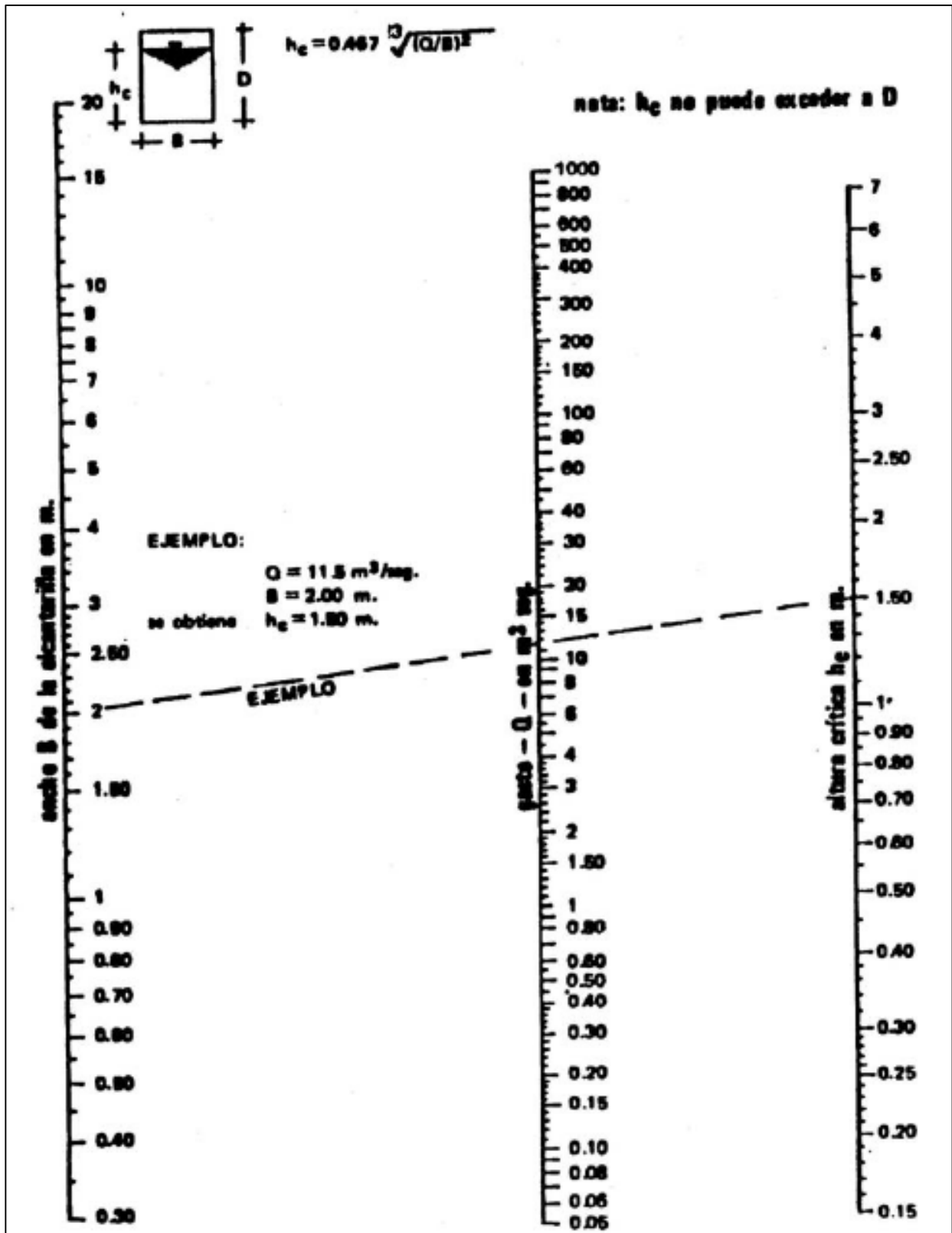


NOMOGRAMA 14. ALTURA DE CARGA (H) PARA ALCANTARILLAS DE TUBOS CIRCULARES DE LAMINAS DE METAL CORRUGADO, CON ESCURRIMIENTO LLENO $n = 0.0328$ a 0.0302



NOMOGRAMA 15. ALTURA DE CARGA (H) PARA ALCANTARILLAS DE TUBOS ABOVEDADOS DE LAMINAS DE METAL CORRUGADO, CON RADIOS LATERALES DE 0.46 m, Y ESCURRIMIENTO LLENO $n = 0.0327$ a 0.0306





PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

MAESTRÍA EN INGENIERÍA VIAL

ANEXO 3
CATÁLOGO DE ALCANTARILLAS

ING. SANTIAGO MALDONADO LEORO

ING. FAUSTO RODRÍGUEZ BRAVO

**RECUBRIMIENTO
DÚPLEX**
(EPÓXICO SOBRE GALVANIZADO)







Nuevo Aeropuerto del Tena 2010

NOVACERO, desde 1973 introdujo en el mercado las estructuras de acero corrugado galvanizado como solución al drenaje pluvial en las vías y caminos del país. Mundialmente conocidas y aceptadas por los ingenieros y constructores, las estructuras se caracterizan por su alto desempeño, resistencia y durabilidad.

Son más económicas, livianas para la manipulación y el transporte, son rápidas para el montaje y no exigen cimientos ni mano de obra especializada.

En la gran mayoría de aplicaciones, la durabilidad de las estructuras de acero galvanizado han demostrado, por las miles de obras en óptimo estado de uso, que el proceso de galvanización por inmersión en caliente ha sido suficiente para resistir a la corrosión y garantizar una prolongada vida útil, sin embargo, para enfrentar condiciones más agresivas, varios tipos de revestimientos han sido aplicados y comprobados a lo largo del tiempo: plástico, fibra de vidrio, aluminización y pinturas diferentes, que en la práctica se ha demostrado que estos tipos de protección solamente son eficaces para determinadas condiciones moderadas de agresividad.

Actualmente **NOVACERO** ha desarrollado el **Recubrimiento Dúplex (Epóxico sobre Galvanizado)** para estructuras de drenaje vial ubicadas en zonas altamente corrosivas.



Vía Lago Agrio - Tarapoa 2009

RECUBRIMIENTO DÚPLEX (EPÓXICO SOBRE GALVANIZADO)

ESPECIFICACION (MOP-OO1-F-2002) Sección: 831
(AASHTO DESIGNACION: M246 / M 246M-87 / ASTM DESIGNACION A 742 / A 742M-86)

Las especificaciones AASHTO y ASTM regulan el recubrimiento con polímeros sobre placas de acero corrugado que han sido previamente protegidas con un recubrimiento metálico, para lo cual NOVACERO utiliza el recubrimiento tipo epóxico (polvo FBE) sobre placas galvanizadas por inmersión en caliente (zinc).

Las estructuras de acero corrugado con **Recubrimiento Dúplex (epóxico sobre galvanizado)** representan el más significativo avance en la tecnología de la protección contra la corrosión.

Resultado de rigurosas investigaciones de laboratorio y pruebas de campo, desarrolladas en condiciones altamente desfavorables, las estructuras con **Recubrimiento Dúplex (epóxico sobre galvanizado)** han demostrado que resisten más a la corrosión, si se comparan con otros materiales tradicionalmente usados.

Manteniendo todas las características económicas, de resistencia y práctica constructiva de las estructuras galvanizadas de acero corrugado de NOVACERO, las nuevas estructuras con Recubrimiento Dúplex (epóxico sobre galvanizado) son especialmente recomendadas para trabajar enterradas en ambientes corrosivos con flujos de abrasión moderada y de alta salinidad como:

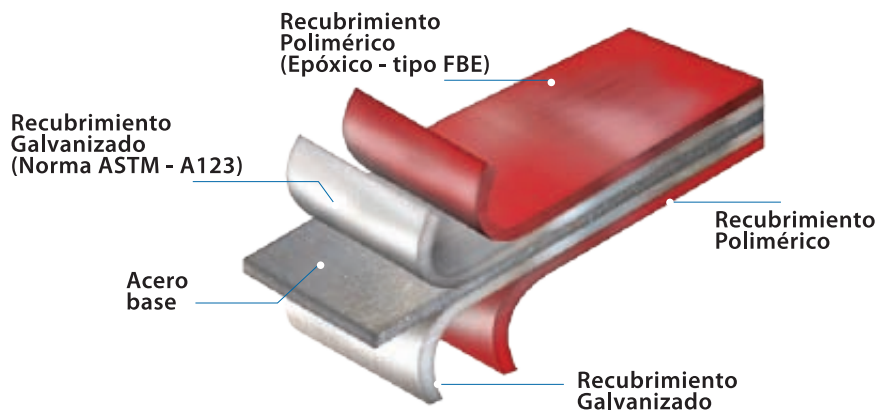
- **Región Costa y en las cercanías al mar.**
- **Región Amazónica.**
- **En las zonas altamente corrosivas.**
- **En alcantarillados pluviales y fluviales.**

**ANTES****DESPUÉS****Paso Lateral de Esmeraldas**

Las estructuras de acero con **Recubrimiento Dúplex (epóxico sobre galvanizado)** fueron desarrolladas para el uso en obras donde la protección contra la corrosión es esencial. Son fabricadas con las mismas características, matricería y dimensiones que hicieron de las estructuras galvanizadas de acero corrugado, la solución más económica, rápida, resistente y durable para:

- **DRENAJE TRANSVERSAL DE CARRETERAS.**
- **DRENAJE TRANSVERSAL DE FERROCARRILES.**
- **PASOS DEPRIMIDOS DE VEHICULOS O PERSONAS.**
- **CANALIZACIÓN DE RÍOS Y RIACHUELOS.**
- **IRRIGACIÓN.**
- **ALCANTARILLADO PLUVIAL.**

El Recubrimiento Dúplex (epóxico sobre galvanizado) consiste en aplicar una pintura epóxica en polvo termoestable tipo FBE (Fusión Bonded Epoxi) sobre placas metálicas previamente Galvanizadas por inmersión en caliente, en un proceso electrostático a 200°C, en un espesor de 300 micras en las dos caras, (como indica la especificación) con el objeto de crear una superficie galvanizada-pintada con una duración prolongada en el tiempo de hasta 2,5 veces superior a la suma de la duración del galvanizado más la duración del epóxico (efecto sinérgico).



Este polímero colocado sobre placas metálicas corrugadas previamente galvanizadas ofrece una resistencia superior a la abrasión, a la corrosión y al impacto, que una placa galvanizada, según lo demuestran las pruebas de ensayo realizadas en Planta y en obra.



NOVACERO es la única empresa en el país que posee una línea de recubrimiento con sistema Dúplex (epóxico sobre galvanizado)

● Los círculos pintados indican si el recubrimiento es aplicable RECUBRIMIENTO	DEL LADO DEL AGUA		
	<i>Condiciones normales</i> pH=5.8-9.0	<i>Corrosión Media</i> pH=5.0-5.8	<i>Altamente Corrosivas</i> pH=< 5.0
<i>Galvanizado</i>	●	●	○
<i>Asfáltico</i>	●	●	○
<i>Asfáltico con pavimento</i>	●	●	●
<i>DÚPLEX (Epóxico sobre Galvanizado)</i>	●	●	●
<i>DÚPLEX con pavimento</i>	●	●	●

- Excelente resistencia a la corrosión, al impacto y a la abrasión
- Al tratarse de un recubrimiento no metálico flexible, este acompaña las ligeras deformaciones de las estructuras sin presentar ranuras ó hendiduras.
- Fácil transporte y montaje de las placas sin que se requiera maquinaria, ni mano de obra especializada en el manipuleo.
- Amigable con el medio ambiente. Las pinturas horneables líquidas requieren solventes. La pintura en polvo no contiene solventes y emiten cantidades ínfimas de volátiles. La alternativa de pintura en polvo es así un proceso más limpio, seguro y ecológico.

RESULTADOS DE LA INVESTIGACION Y TECNOLOGIA

Las estructuras con Recubrimiento Dúplex (Epóxico sobre Galvanizado), resultan de un programa de más de 20 años de investigación y pruebas en laboratorio.

Estas pruebas comprendieron:

- Prueba de permeabilidad.
- Prueba de dureza.
- Prueba de impacto.
- Prueba de abrasión.
- Prueba de variación de temperatura.
- Prueba de Salt-Spray.
- Prueba de corrosión

Apoyando el programa de laboratorio, un gran número de estructuras fueron instaladas en América Latina, Estados Unidos y Europa, en condiciones variadas como:

- En aguas agresivas.
- En ambientes oxigenados.
- En suelos alcalinos.
- En suelos ácidos.
- En ambientes altamente salinizados.



El avance de la tecnología de los polímeros y las nuevas técnicas para su aplicación han consagrado al recubrimiento epóxico como el revestimiento más eficiente y resistente a la corrosión (ejemplos: oleoductos submarinos, cascos de barcos, etc), el mismo que al ser colocado sobre estructuras metálicas galvanizadas, ha contribuido para la obtención de un producto más resistente a la corrosión y a la abrasión.



• **QUITO:** Av. de los Shyris N3941 y Río Coca PBX: (02) 398 1900 • **GUAYAQUIL:** Av. Benjamin Rosales M5-16 entre Terminal Terrestre y Puente de la Unidad Nacional, Cdla. Santa Leonor PBX: (04) 380 0600 • **CUENCA:** Av. Paseo de los Cañaris S/N, entre Cacique Chamba y Juan José Flores PBX: (07) 286 5404 • **PLANTA LASSO:** Latacunga, Panamericana Norte, Km 15 Telf: (03) 271 9604 • **PLANTA QUITO:** Panamericana Sur Km. 14½ Sector Parque Industrial PBX: (02) 269 0671 • **PLANTA GUAYAQUIL:** Av. Las Esclusas Guasmo Central Telfs: (04) 248 1528 • www.novacero.com



ALCANTARILLA MP68



Características

Las estructuras MP68 (MiniMultiplate) emplean láminas de acero corrugadas, curvadas y diseñadas para satisfacer requisitos geométricos y estructurales en una infinidad de aplicaciones.

Las formas geométricas utilizadas para este tipo de estructuras son las siguientes: Circular y Abovedada.

Armado

Las estructuras MP68 han sido diseñadas para ser ensambladas con facilidad y rapidez, empleando herramientas y equipos de construcción convencionales, sin necesidad de mano de obra especializada.

Durabilidad

Gracias al desarrollo de avanzados sistemas de recubrimiento del acero como es el galvanizado y el recubrimiento epóxico en polvo y curado al horno, la tubería MP68 puede diseñarse para satisfacer e inclusive superar los requerimientos de durabilidad exigidos para la mayoría de las condiciones ambientales .

Aplicaciones

Armco produce las estructuras MP68 desde principio de siglo. En el mundo entero, ingenieros y contratistas han preferido este sistema para satisfacer sus necesidades de diseño y construcción en proyectos viales, municipales, industriales, mineros y agrícolas.

Descripción del Producto

Las estructuras MiniMultiplate 68 son sistemas de interacción suelo-acero. Puesto que relleno y acero corrugado trabajan juntos como una sola estructura, el sistema puede ser diseñado para soportar las condiciones de carga más severas que se pueden encontrar en la construcción civil.

Siendo el suelo un elemento estructural clave en este sistema, la selección, colocación y compactación apropiados del mismo es de vital importancia.

Armco provee con cada estructura, instrucciones detalladas, esquemas de montaje y recomendaciones para el proceso de relleno y compactación.

Condiciones hidráulicas pueden obligar a la construcción de obras adicionales tales como muros de cabecera, aletas y losas de pisos a fin de proteger los extremos de la estructura.

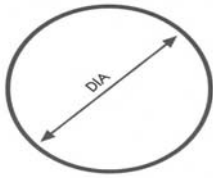
Especificaciones Técnicas

- Materia Prima: Bobinas de acero al carbono, laminado en caliente según especificaciones ASTM A-569.
- Láminas Corrugadas: Fabricadas bajo la especificación AASHTO M-36
- Tamaño de la Corrugación: Tipo Minimultiplate MP68 (68 mm x 13 mm).
- Acabado Final: Galvanizado según norma ASTM A-123-97 Calidad G-200.
- Acabado Opcional: Recubrimiento con pintura epóxica o poliéster en polvo, aplicada electrostáticamente y curada al horno.

Notas

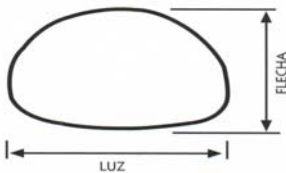
1. Las dimensiones (diámetro, luz, flecha, área) son tomadas a la cresta interna de la corrugación.
2. Arreglos con dimensiones no estándar estarán disponibles bajo pedido.
3. La altura de cobertura máxima no depende generalmente de las condiciones de carga viva. El diseño estructural deberá tomar en cuenta las cargas vivas cuando:
 - Autopista (altura de cobertura menor de 2.50 m).
 - Vías Férreas (altura de cobertura menor de 9.00 m).
4. Para cargas vivas E-80 o equivalentes, duplicar las alturas de relleno mínimas.
5. Alturas de cobertura calculadas según metodología de la AISI.
6. Densidad de compactación mínima: 90% Proctor normal.

Minimultiplate Circular



Diámetro (m)	Área (m ²)	Relleno Mínima (m)	Peso y Altura de Relleno Máxima Para distintos espesores de lámina							
			2.00 mm		2.50 mm		3.50 mm		4.00 mm	
			Altura Máxima (m)	Peso (kg/ml)	Altura Máxima (m)	Peso (kg/ml)	Altura Máxima (m)	Peso (kg/ml)	Altura Máxima (m)	Peso (kg/ml)
0.60	0.28	0.30	16.4	40	23.8	54	31.9	68	37.6	78
0.80	0.50		12.3	52	17.8	70	23.9	89	28.2	101
0.90	0.64		10.9	60	15.9	81	21.2	103	25.0	117
1.00	0.79		9.8	64	14.3	86	19.1	109	22.5	124
1.10	0.95		8.9	72	13.0	97	17.4	123	20.5	140
1.20	1.13		8.2	76	11.9	103	15.9	130	18.8	148
1.30	1.33		7.6	84	11.0	114	14.7	143	17.3	163
1.40	1.54		7.0	90	10.2	122	13.6	153	16.1	175
1.50	1.77				9.5	130	12.7	164	15.0	186
1.60	2.01				8.9	138	11.9	174	14.1	198
1.70	2.27				8.4	146	11.2	184	13.2	210
1.80	2.54						10.6	194	12.5	221
1.90	2.84						10.0	208	11.8	237
2.00	3.14								11.2	249
2.10	3.46								10.7	260

Minimultiplate Abovedado



Tipo	Luz (m)	Flecha (m)	Área (m ²)	Peso (kg/ml)				Espesor	Altura	
				2.00 mm	2.50 mm	3.50 mm	4.00 mm	Mínimo (m)	Mínima (m)	Máxima (m)
1N	0.46	0.33	0.13	31				2.0	0.3	4.6
2N	0.61	0.41	0.21	37				2.0		3.6
3N	0.76	0.51	0.32	44				2.0		3.6
4N	0.91	0.57	0.44	50				2.8		3.0
5N	1.07	0.66	0.59		79			2.8		2.7
6N	1.22	0.75	0.74		91	116		2.8		2.7
7N	1.37	0.84	0.93		101	129		3.5		2.7
8N	1.52	0.93	1.14		113	141		3.5		2.7
9N	1.68	1.02	1.31			157	179	3.5		2.7
10N	1.83	1.12	1.61			169	192	4.0		2.7



C.A. ARMCO VENEZOLANA



ALCANTARILLA MP152



Características

Las estructuras MP152 (Multiplate) emplean láminas de acero corrugadas, curvadas y diseñadas para satisfacer requisitos geométricos y estructurales en una infinidad de aplicaciones.

Las formas geométricas utilizadas para este tipo de estructuras son las siguientes: Circular, Arco Bóveda, Arco, Elipse, Arco de Perfil Bajo, Arco de Perfil Alto, Paso Inferior y Ovoide.

Armado

La instalación consiste en el ensamble de múltiples chapas corrugadas, curvadas y unidas entre sí con pernos de alta resistencia, hasta lograr la forma geométrica de la estructura diseñada. El otro paso lo completa el relleno y la compactación del mismo, de acuerdo a las especificaciones exigidas para tal fin.

Durabilidad

Gracias al desarrollo de avanzados sistemas de recubrimiento del acero como es el galvanizado y el recubrimiento con pintura epóxica en polvo curada al horno, la tubería MP152 puede diseñarse para satisfacer, e inclusive superar los requerimientos de durabilidad exigidos para la mayoría de las condiciones ambientales.

Aplicaciones

Las estructuras MP152 son utilizadas como soporte para la construcción de puentes sobre ríos, canalizaciones y embaulamientos de quebradas, pasos a nivel, distribuidores de tránsito, túneles para manejo de sólidos, cellar para perforaciones petroleras, entre otros usos.

Descripción del Producto

Las estructuras Multiplate 152 son sistemas de interacción suelo-acero. Puesto que relleno y acero corrugado trabajan juntos como una sola estructura, el sistema puede ser diseñado para soportar las condiciones de carga más severas que se pueden encontrar en la construcción civil.

Siendo el suelo un elemento estructural clave en este sistema, la selección, colocación y compactación apropiados del mismo es de vital importancia.

Armco provee con cada estructura, instrucciones detalladas, esquemas de montaje y recomendaciones para el proceso de relleno y compactación.

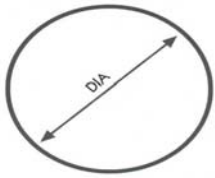
Condiciones hidráulicas pueden obligar a la construcción de obras adicionales tales como muros de cabecera, aletas y losas de pisos a fin de proteger los extremos de la estructura.

Especificaciones Técnicas

- Materia Prima: Bobinas de acero al carbono, laminado en caliente según especificaciones ASTM A-569 y/o ASTM A-36.
- Láminas Corrugadas: Fabricadas bajo la especificación AASHTO M-167.
- Tamaño de la Corrugación: Tipo Multiplate MP152 (152 mm x 51 mm).
- Acabado Final: Galvanizado según norma ASTM A-123-97 Calidad G-200.
- Acabado Opcional: Recubrimiento con pintura epóxica o poliéster en polvo, aplicada electrostáticamente y curada al horno.

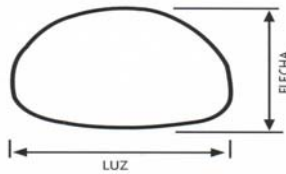
Notas

1. Las dimensiones (diámetro, luz, flecha, área) son tomadas a la cresta interna de la corrugación.
2. Arreglos con medidas no estándar estarán disponibles bajo pedidos.
3. Las longitudes usuales de las estructuras son múltiplos de 0.61 m.
4. La altura de cobertura máxima no depende generalmente de las condiciones de carga viva. El diseño estructural deberá tomar en cuenta las cargas vivas cuando:
 - Autopista (altura de cobertura menor de 2.50 m).
 - Vías Férreas (altura de cobertura menor de 9.00 m).
5. Para cargas vivas E-80 o equivalentes, duplicar las alturas de relleno mínimas.
6. Alturas de cobertura calculadas según metodología de la AISI.



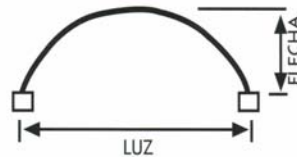
Circular

Dimensión: Desde - Hasta
Diámetro 1.50m - 7.71m



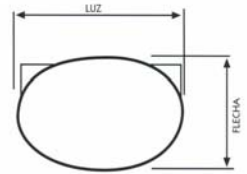
Arco Bóveda

Dimensión: Desde - Hasta
Luz 1.84m - 6.26m
Flecha 1.43m - 4.07m



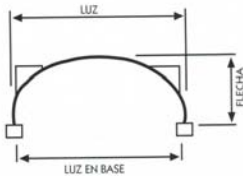
Arco

Dimensión: Desde - Hasta
Luz 2.00m - 8.00m
Flecha 0.46m - 3.95m



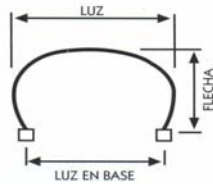
Elipse

Dimensión: Desde - Hasta
Luz 5.89m - 12.20m
Flecha 3.89m - 9.03m



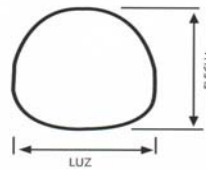
Arco de Perfil Bajo

Dimensión: Desde - Hasta
Luz 5.91m - 11.77m
Flecha 2.06m - 4.80m



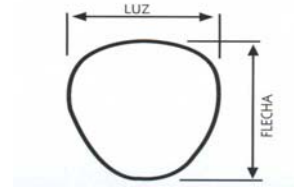
Arco de Perfil Alto

Dimensión: Desde - Hasta
Luz 6.11m - 11.57m
Flecha 2.77m - 7.16m



Paso Inferior

Dimensión: Desde - Hasta
Luz 1.75m - 6.24m
Flecha 1.74m - 5.40m



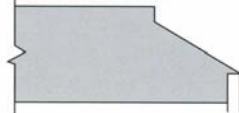
Ovoide

Dimensión: Desde - Hasta
Luz 7.24m - 9.14m
Flecha 7.75m - 9.04m

Tratamiento de los Extremos

Por consideraciones hidráulicas o de estética, **Armco** puede suministrar estructuras con diversos tratamientos de los extremos a fin de satisfacer requisitos específicos. Se recomienda la colocación de un collar de concreto en los extremos de las estructuras MP152 que hayan sido objeto de cortes especiales.

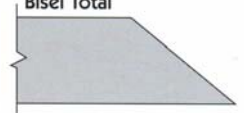
Bisel Escalonado



Bisel Parcial



Bisel Total



C.A. ARMCO VENEZOLANA

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

MAESTRÍA EN INGENIERÍA VIAL

ANEXO 4
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS EN OBRAS DE
DRENAJE VIAL

ING. SANTIAGO MALDONADO LEORO

ING. FAUSTO RODRÍGUEZ BRAVO



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

TABLA RESÚMEN DE PRECIOS UNITARIOS

Nº.	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
DRENAJE				
1	301-2,06(1)	Remocion de alcantarillas de tubo de diferentes diámetros	m	25,26
2	301-2(19)E	Limpieza de alcantarillas	m3	20,34
3	307-2(1)	Excavacion y relleno para estructuras	m3	6,43
4	307-3(1)A	Excavacion y relleno para cunetas laterales	m3	6,63
5	307-3(1)B	Excavacion y relleno para cunetas de coronacion y subdren	m3	6,78
6	503(2)	Hormigon estructural, Clase B, f'c = 210 kg/cm2 (PANTALLA)	m3	147,06
7	503(3)	Hormigon estructural, Clase C, f'c = 180 kg/cm2 (CUNETAS LATERALES)	m3	135,66
8	503(5)	Hormigon Ciclopeo (40% de piedra y 60% de hormigon clase B)	m3	105,15
9	504(1)	Acero de refuerzo en barras fy = 4200 kg/cm2	Kg	1,91
10	602(2A)A	Tuberia de acero corrugado D = 1,20 m; e = 2 mm	m	235,77
11	602(2A)B	Tuberia de acero corrugado D = 1,50 m; e = 2 mm	m	333,78
12	602(2A)C	Tuberia de acero corrugado D = 1,80 m; e = 3 mm	m	479,70
13	602(2A)D	Tuberia de acero corrugado D = 4,00 m; e = 3 mm	m	1455,87
14	606-1(1b)	Geotextil para subdren 1600 NT	m2	2,20
15	606-1(2)	Material filtrante (incluido transporte)	m3	16,05
16	508 (3)	Gaviones Triple Torsion	m3	58,19
PUENTES				
17	307-2(2)-P	Excavacion y relleno para puentes	m3	12,43
18	503(5)-P	Hormigon Ciclopeo (40% de piedra y 60% de hormigon clase B)	m3	135,69
19	503(6)E-P	Hormigon de cemento Portland clase "E" f'c = 140 kg/cm2 (REPLANTILLO)	m3	149,55
20	503(2)-P	Hormigon estructural de cemento portland, Clase "B", f'c = 240 kg/cm2	m3	208,24
21	504(1)-P	Acero de refuerzo en barras fy = 4200 kg/cm2	Kg	2,47
22	823-9-P	Placas de Neopreno dureza shore A tipo STUP (380x370x75 mm)	u	520,31
23	606-1(2)-P	Material filtrante (incluido transporte)	m3	21,11
24	604-1(A)-P	Tubo de PVC D = 4" (Subdren)	m	10,53
25	503(2)-P	Hormigon estructural de cemento portland, Clase "A", f'c = 240 kg/cm2	m3	235,35
26	503-5(A)-P	Junta de dilatacion Tipo III MOP	m	123,55
27	405-4-P	Capa de rodadura de Hormigon Asfaltico mezclado en sitio	m2	6,93
28	508 (3)-P	Gaviones Triple Torsion	m3	75,66
29	303-2(1)A-P	Excavacion para proteccion del cauce	m3	3,72
30	511-1(1)-P	Escollera de piedra suelta	m3	25,95
31	MR-121-E	Limpieza de cunetas y encauzamiento a mano	m3	3,53
32	MR-123-E	Limpieza de alcantarillas	m3	9,84

Realizado por:
 Ing. Santiago Maldonado L.

Realizado por:
 Ing. Fausto Rodríguez B.



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	301-2,06(1)	PÁGINA:	1
RUBRO:	Remocion de alcantarillas de tubo de diferentes diámetros	UNIDAD:	m
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	4,7
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,2128

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
EXCAVADORA SOBRE ORUGAS		1	71,4	15,19

SUBTOTAL EQUIPOS 15,19

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
OPERADOR EXCAVADORA	1	2,56	2,56	0,2128	0,54
AYUDANTE MAQUINARIA	1	2,47	2,47	0,2128	0,53
MAESTRO DE OBRA	1	2,47	2,47	0,2128	0,53
PEON	6	2,44	14,64	0,2128	3,11

SUBTOTAL MANO DE OBRA 4,71

C:-HERRAMIENTAS 5% DE MANO DE OBRA **0,05** **0,24**

HERRAMIENTAS MANUALES

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO

SUBTOTAL MATERIALES 0

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0

COSTO DIRECTO		20,14
Gastos Generales	0,08	1,61
Utilidades	0,12	2,42
Imprevistos	0,03	0,60
Impuestos	0,0241	0,49
PRECIO UNITARIO		
PRECIO UNITARIO OFERTADO		25,26



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO: 307-2(1) PÁGINA: 3
RUBRO: Excavacion y relleno para estructuras UNIDAD: m3
OBRA: PASO LATERAL EL CARMEN REND (U/H): 13,0000
UBICACIÓN: PROVINCIA, MANABÍ FECHA: 11/04/2012 K (H/U): 0,0769

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO

SUBTOTAL EQUIPOS 0,00

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO

SUBTOTAL MANO DE OBRA 0,00

C:-HERRAMIENTAS 5% DE MANO DE OBRA 0,05 0,00
HERRAMIENTAS MANUALES

D:-ACTIVIDADES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
Excavacion y relleno para estructuras A. Excavación	M3	1,0000	3,55	3,55
Excavacion y relleno para estructuras B. Relleno	M3	1,0000	1,58	1,58

SUBTOTAL MATERIALES 5,13

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,00

COSTO DIRECTO		5,13
Gastos Generales	0,0800	0,41
Utilidades	0,1200	0,62
Imprevistos	0,0300	0,15
Impuestos	0,0241	0,12
PRECIO UNITARIO		
PRECIO UNITARIO OFERTADO		6,43



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	307-3(1)B	PÁGINA:	5
RUBRO:	Excavacion y relleno para cunetas de coronacion y subdren	UNIDAD:	m3
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	15,0000
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,0667

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
EXCAVADORA		0,75	71,4	3,57
COMPACTADOR MANUAL		1,00	2,10	0,14

SUBTOTAL EQUIPOS 3,71

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
OPERADOR EXCAVADORA	0,75	2,56	1,92	0,0667	0,13
OPERADOR EQUIPO LIVIANO	1,00	2,47	2,47	0,0667	0,16
MAESTRO DE OBRA	1,00	2,54	2,54	0,0667	0,17
PEON	4,00	2,44	9,76	0,0667	0,65

SUBTOTAL MANO DE OBRA 1,11

C:-HERRAMIENTAS	5% DE MANO DE OBRA	0,05	0,06
HERRAMIENTAS MANUALES			

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
MATERIAL PARA RELLENO	M3	0,3500	1,50	0,53

SUBTOTAL MATERIALES 0,53

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,00

COSTO DIRECTO	5,41
Gastos Generales	0,0800
Utilidades	0,1200
Imprevistos	0,0300
Impuestos	0,0241
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	6,78



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	503(3)	PÁGINA:	7
RUBRO:	Hormigon estructural, Clase C, f'c = 180 kg/cm2 (CUNETAS LATERALES)	UNIDAD:	m3
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	1,2030
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,8313

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO

SUBTOTAL EQUIPOS 0,00

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO

SUBTOTAL MANO DE OBRA 0,00

C:-HERRAMIENTAS **5% DE MANO DE OBRA** **0,00**
 HERRAMIENTAS MANUALES

D:-ACTIVIDADES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
Hormigon estructural, Clase C, f'c = 180 kg/cm2 (CUNETAS LATERALES)	M3	1,0000	91,63	91,63
Encofrado hormigon estructural, Clase C, f'c = 180 kg/cm2 (CUNETAS LATERALES)	M3	1,0000	16,54	16,54

SUBTOTAL MATERIALES 108,17

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,00

COSTO DIRECTO	108,17
Gastos Generales	0,0800
Utilidades	0,1200
Imprevistos	0,0300
Impuestos	0,0241
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	135,66



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	602(2A)A	PÁGINA:	10
RUBRO:	Tubería de acero corrugado D = 1,20 m; e = 2 mm	UNIDAD:	m
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	2,6000
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,3846

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
EXCAVADORA		0,10	71,40	2,75

SUBTOTAL EQUIPOS 2,75

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
MAESTRO DE OBRA	1,00	2,54	2,54	0,3846	0,98
PEON	5,00	2,44	12,20	0,3846	4,69
ALBAÑIL	1,00	2,47	2,47	0,3846	0,95
OPERADOR EXCAVADORA	0,10	2,56	0,26	0,3846	0,10

SUBTOTAL MANO DE OBRA 6,72

C:-HERRAMIENTAS 5% DE MANO DE OBRA **0,0500** **0,3360**

HERRAMIENTAS MANUALES

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
TUBERIA DE ACERO CORRUGADO D = 1,20 m ; e = 2 mm	M	1,0300	173,0000	178,19

SUBTOTAL MATERIALES 178,19

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,0000

COSTO DIRECTO	188,00
Gastos Generales	0,0800 15,04
Utilidades	0,1200 22,56
Imprevistos	0,0300 5,64
Impuestos	0,0241 4,53
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	235,77



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	602(2A)B	PÁGINA:	11
RUBRO:	Tubería de acero corrugado D = 1,50 m; e = 2 mm	UNIDAD:	m
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	1,8450
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,5420

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
EXCAVADORA		0,2500	71,4000	9,67
SUBTOTAL EQUIPOS				9,67

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
MAESTRO DE OBRA	1,0000	2,5400	2,5400	0,5420	1,38
PEON	5,0000	2,4400	12,2000	0,5420	6,61
ALBAÑIL	1,0000	2,4700	2,4700	0,5420	1,34
OPERADOR EXCAVADORA	0,2500	2,5600	0,6400	0,5420	0,35
SUBTOTAL MANO DE OBRA					9,68

C:-HERRAMIENTAS	5% DE MANO DE OBRA	0,0500	0,4840
HERRAMIENTAS MANUALES			

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
TUBERIA DE ACERO CORRUGADO D = 1,50 m ; e = 2 mm	M	1,0200	241,5000	246,33
SUBTOTAL MATERIALES				246,33

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0,00

COSTO DIRECTO		266,16
Gastos Generales	0,0800	21,29
Utilidades	0,1200	31,94
Imprevistos	0,0300	7,98
Impuestos	0,0241	6,41
PRECIO UNITARIO		
PRECIO UNITARIO OFERTADO		333,78



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO: 602(2A)C PÁGINA: 12
 RUBRO: Tubería de acero corrugado D = 1,80 m; e = 3 mm UNIDAD: m
 OBRA: **PASO LATERAL EL CARMEN** REND (U/H): 1,6800
 UBICACIÓN: PROVINCIA, MANABÍ FECHA: 11/04/2012 K (H/U): 0,5952

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
EXCAVADORA		0,5000	71,4000	21,25

SUBTOTAL EQUIPOS 21,2500

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
MAESTRO DE OBRA	1,0000	2,5400	2,5400	0,5952	1,51
PEON	6,0000	2,4400	14,6400	0,5952	8,71
ALBAÑIL	1,0000	2,4700	2,4700	0,5952	1,47
OPERADOR EXCAVADORA	0,5000	2,5600	1,2800	0,5952	0,76

SUBTOTAL MANO DE OBRA 12,45

C:-HERRAMIENTAS 5% DE MANO DE OBRA 0,0500 0,62
 HERRAMIENTAS MANUALES

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
TUBERIA DE ACERO CORRUGADO D = 1,80 m ; e = 3 mm	M	1,0200	341,3500	348,18

SUBTOTAL MATERIALES 348,18

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,00

COSTO DIRECTO	382,50
Gastos Generales	0,0800 30,60
Utilidades	0,1200 45,90
Imprevistos	0,0300 11,48
Impuestos	0,0241 9,22
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	479,70



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	602(2A)D	PÁGINA:	13
RUBRO:	Tubería de acero corrugado D = 4,00 m; e = 3 mm	UNIDAD:	m
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	1,3180
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,7587

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
EXCAVADORA		1,0000	71,4000	54,17

SUBTOTAL EQUIPOS 54,17

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
MAESTRO DE OBRA	1,0000	2,5400	2,5400	0,7587	1,93
PEON	8,0000	2,4400	19,5200	0,7587	14,81
ALBAÑIL	1,0000	2,4700	2,4700	0,7587	1,87
OPERADOR EXCAVADORA	1,0000	2,5600	2,5600	0,7587	1,94

SUBTOTAL MANO DE OBRA 20,55

C:-HERRAMIENTAS 5% DE MANO DE OBRA **0,0500** **1,03**

HERRAMIENTAS MANUALES

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
TUBERIA DE ACERO CORRUGADO D = 4,00 m ; e = 3 mm	M	1,0200	1063,8500	1085,13

SUBTOTAL MATERIALES 1085,13

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,00

COSTO DIRECTO	1160,88
Gastos Generales	0,0800 92,87
Utilidades	0,1200 139,31
Imprevistos	0,0300 34,83
Impuestos	0,0241 27,98
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	1455,87



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO: 606-1(1b) PÁGINA: 14
RUBRO: Geotextil para subdren 1600 NT UNIDAD: m2
OBRA: PASO LATERAL EL CARMEN REND (U/H): 90,0000
UBICACIÓN: PROVINCIA, MANABÍ FECHA: 11/04/2012 K (H/U): 0,0111

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
CAMION MEDIANO		0,2500	7,8400	0,02

SUBTOTAL EQUIPOS 0,02

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
MAESTRO DE OBRA	2,0000	2,5400	5,0800	0,0111	0,06
PEON	1,0000	2,4400	2,4400	0,0111	0,03
ALBAÑIL	1,0000	2,4700	2,4700	0,0111	0,03
LICENCIA TIPO E	1,0000	2,5600	2,5600	0,0111	0,03

SUBTOTAL MANO DE OBRA 0,15

C:-HERRAMIENTAS	5% DE MANO DE OBRA	0,0500	0,01
HERRAMIENTAS MANUALES			

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
GEOTEXTIL PAVCO 1600 NT	M2	1,0500	1,5000	1,58

SUBTOTAL MATERIALES 1,58

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,00

COSTO DIRECTO		1,76
Gastos Generales	0,0800	0,14
Utilidades	0,1200	0,21
Imprevistos	0,0300	0,05
Impuestos	0,0241	0,04
PRECIO UNITARIO		
PRECIO UNITARIO OFERTADO		2,20



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO: 606-1(2) PÁGINA: 15
 RUBRO: Material filtrante (incluido transporte) UNIDAD: m3
 OBRA: PASO LATERAL EL CARMEN REND (U/H): 7,5000
 UBICACIÓN: PROVINCIA, MANABÍ FECHA: 11/04/2012 K (H/U): 0,1333

A:-EQUIPOS	POTENCIA	Nº	COSTO HORARIO	COSTO
VOLQUETA 12 M3		0,2500	24,6200	0,82

SUBTOTAL EQUIPOS 0,82

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
MAESTRO DE OBRA	1,0000	2,5400	2,5400	0,1333	0,34
PEON	10,0000	2,4400	24,4000	0,1333	3,25

SUBTOTAL MANO DE OBRA 3,59

C:-HERRAMIENTAS 5% DE MANO DE OBRA 0,0500 0,18
 HERRAMIENTAS MANUALES

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
MATERIAL FILTRANTE	M3	1,0500	6,0000	6,30

SUBTOTAL MATERIALES 6,30

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO
MATERIAL FILTRANTE	M3	10,0000	0,1820	1,0500	1,91

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 1,91

COSTO DIRECTO	12,80
Gastos Generales	0,0800
Utilidades	0,1200
Imprevistos	0,0300
Impuestos	0,0241
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	16,05



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO: 508 (3) PÁGINA: 16
 RUBRO: Gaviones Triple Torsion UNIDAD: m3
 OBRA: **PASO LATERAL EL CARMEN** REND (U/H): 1,9830
 UBICACIÓN: PROVINCIA, MANABÍ FECHA: 11/04/2012 K (H/U): 0,5043

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO

SUBTOTAL EQUIPOS 0,00

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
MAESTRO DE OBRA	1,0000	2,5400	2,5400	0,5043	1,28
PEON	7,0000	2,4400	17,0800	0,5043	8,61
ALBAÑIL	3,0000	2,4700	7,4100	0,5043	3,74

SUBTOTAL MANO DE OBRA 13,63

C:-HERRAMIENTAS **5% DE MANO DE OBRA**
 HERRAMIENTAS MANUALES **0,0500** **0,68**

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
GAVIONES RECUBIERTOS CON PVC	GAL	1,0000	23,3100	23,31
ALAMBRE DE AMARRE #18	KG	1,0000	1,8500	1,85
PIEDRA	M3	1,0500	5,0000	5,25

SUBTOTAL MATERIALES 30,41

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO
PIEDRA	M3	10,0000	0,1600	1,0500	1,68

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 1,68

COSTO DIRECTO	46,40
Gastos Generales	0,0800
Utilidades	0,1200
Imprevistos	0,0300
Impuestos	0,0241
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	58,19



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	307-2(2)-P	PÁGINA:	17
RUBRO:	Excavacion y relleno para puentes	UNIDAD:	m3
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	15,00
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,0667

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
SUBTOTAL EQUIPOS				0,00

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0,00

C:-HERRAMIENTAS	5% DE MANO DE OBRA	0,0500	0,0000
HERRAMIENTAS MANUALES			

D:-ACTIVIDADES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
Excavacion y relleno para puentes A. Excavación	M3	1,3170	3,8039	5,01
Excavacion y relleno para puentes B. Relleno	M3	1,3100	3,7396	4,90
SUBTOTAL MATERIALES				9,91

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0,00

COSTO DIRECTO	9,91
Gastos Generales	0,0800
Utilidades	0,1200
Imprevistos	0,0300
Impuestos	0,0241
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	12,43



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	503(5)-P	PÁGINA:	18
RUBRO:	Hormigon Ciclopeo (40% de piedra y 60% de hormigon clase B)	UNIDAD:	m3
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	1,1180
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,8945

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO

SUBTOTAL EQUIPOS 0,00

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO

SUBTOTAL MANO DE OBRA 0,00

C:-HERRAMIENTAS 5% DE MANO DE OBRA **0,05** **0,00**

HERRAMIENTAS MANUALES

D:-ACTIVIDADES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
Hormigon estructural, Clase B, f'c = 210 kg/cm2	M3	0,6822	133,64	91,17
PIEDRA	M3	0,4000	5,00	2,00
Encofrado para hormigon estructural, Clase B, f'c = 210 kg/cm2	M3	1,0000	13,42	13,42

SUBTOTAL MATERIALES 106,59

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO
PIEDRA	M3	10,0000	0,1600	1,0000	1,60

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 1,60

COSTO DIRECTO		108,19
Gastos Generales	0,0800	8,66
Utilidades	0,1200	12,98
Imprevistos	0,0300	3,25
Impuestos	0,0241	2,61
PRECIO UNITARIO		
PRECIO UNITARIO OFERTADO		135,69



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO: 503(6)E-P PÁGINA: 19
 RUBRO: Hormigon de cemento Portland clase "E" f'c = 140 kg/cm2 (REPLANTILLO) UNIDAD: m3
 OBRA: PASO LATERAL EL CARMEN REND (U/H): 0,6850
 UBICACIÓN: PROVINCIA, MANABÍ FECHA: 11/04/2012 K (H/U): 1,4599

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
HORMIGONERA		1,0000	3,5000	5,11
SUBTOTAL EQUIPOS				5,11

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
PEON	6,0000	2,4400	14,6400	1,4599	21,37
AYUDANTE DE ALBAÑIL	4,0000	2,4400	9,7600	1,4599	14,25
ALBAÑIL	3,0000	2,4700	7,4100	1,4599	10,82
MAESTRO DE OBRA	1,0000	2,5400	2,5400	1,4599	3,71
SUBTOTAL MANO DE OBRA					50,15

C:-HERRAMIENTAS	5% DE MANO DE OBRA	0,0500	2,51
HERRAMIENTAS MANUALES			

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
AGUA	M3	0,2000	1,0000	0,20
RIPIO PARA HORMIGON	M3	0,9000	6,0000	5,40
ARENA PARA HORMIGON	M3	0,6300	21,5000	13,55
CEMENTO	KG	275,0000	0,1440	39,60
SUBTOTAL MATERIALES				58,75

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO
RIPIO PARA HORMIGON	M3	10,0000	0,1600	0,9000	1,44
ARENA PARA HORMIGON	M3	10,0000	0,1600	0,6300	1,01
CEMENTO	KG	10,0000	0,0001	275,0000	0,28
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					2,73

COSTO DIRECTO		119,25
Gastos Generales	0,0800	9,54
Utilidades	0,1200	14,31
Imprevistos	0,0300	3,58
Impuestos	0,0241	2,87
PRECIO UNITARIO		
PRECIO UNITARIO OFERTADO		149,55



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	503(2)-P	PÁGINA:	20
RUBRO:	Hormigon estructural de cemento portland, Clase "B", f'c = 240 kg/cm2	UNIDAD:	m3
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	1,4600
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,6849

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO

SUBTOTAL EQUIPOS 0,00

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO

SUBTOTAL MANO DE OBRA 0,00

C:-HERRAMIENTAS	5% DE MANO DE OBRA	0,0500	0,00
HERRAMIENTAS MANUALES			

D:-ACTIVIDADES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
Hormigon estructural de cemento portland, Clase "B", f'c = 240 kg/cm2	U	1,3875	98,9000	137,22
Encofrado para hormigon estructural de cemento portland, Clase "B", f'c = 240	U	1,0000	28,8300	28,83

SUBTOTAL MATERIALES 166,05

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,00

COSTO DIRECTO		166,05
Gastos Generales	0,0800	13,28
Utilidades	0,1200	19,93
Imprevistos	0,0300	4,98
Impuestos	0,0241	4,00
PRECIO UNITARIO		
PRECIO UNITARIO OFERTADO		208,24



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO: 504(1)-P PÁGINA: 21
 RUBRO: Acero de refuerzo en barras fy = 4200 kg/cm2 UNIDAD: Kg
 OBRA: PASO LATERAL EL CARMEN REND (U/H): 27,2000
 UBICACIÓN: PROVINCIA, MANABÍ FECHA: 11/04/2012 K (H/U): 0,0368

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO

SUBTOTAL EQUIPOS 0,00

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
MAESTRO DE OBRA	1,0000	2,5400	2,5400	0,0368	0,09
AYUDANTE DE ALBAÑIL	4,0000	2,4400	9,7600	0,0368	0,36
ALBAÑIL	2,0000	2,4700	4,9400	0,0368	0,18

SUBTOTAL MANO DE OBRA 0,63

C:-HERRAMIENTAS 5% DE MANO DE OBRA 0,0500 0,03
 HERRAMIENTAS MANUALES

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
ACERO BARRAS	KG	1,0500	1,1500	1,21
ALAMBRE DE AMARRE # 18	KG	0,0500	1,8500	0,09

SUBTOTAL MATERIALES 1,30

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,00

COSTO DIRECTO		1,96
Gastos Generales	0,0800	0,16
Utilidades	0,1200	0,24
Imprevistos	0,0300	0,06
Impuestos	0,0241	0,05
PRECIO UNITARIO		
PRECIO UNITARIO OFERTADO		2,47



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	823-9-P	PÁGINA:	22
RUBRO:	Placas de Neopreno dureza shore A tipo STUP (380x370x75 mm)	UNIDAD:	u
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	3,1500
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,3175

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO

SUBTOTAL EQUIPOS 0,00

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
MAESTRO DE OBRA	1,0000	2,5400	2,5400	0,3175	0,81
AYUDANTE DE ALBAÑIL	1,0000	2,4400	2,4400	0,3175	0,77
ALBAÑIL	2,0000	2,4700	4,9400	0,3175	1,57

SUBTOTAL MANO DE OBRA 3,15

C:-HERRAMIENTAS	5% DE MANO DE OBRA	0,0500	0,16
HERRAMIENTAS MANUALES			

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
NEOPRENO TIPO STUP	CM3	3870,0000	0,1064	411,57

SUBTOTAL MATERIALES 411,57

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,00

COSTO DIRECTO	414,88
Gastos Generales	0,0800 33,19
Utilidades	0,1200 49,79
Imprevistos	0,0300 12,45
Impuestos	0,0241 10,00
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	520,31



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO: 606-1(2)-P PÁGINA: 23
RUBRO: Material filtrante (incluido transporte) UNIDAD: m3
OBRA: PASO LATERAL EL CARMEN REND (U/H): 4,0000
UBICACIÓN: PROVINCIA, MANABÍ FECHA: 11/04/2012 K (H/U): 0,2500

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
VOLQUETA 12 M3		0,2500	24,6200	1,54

SUBTOTAL EQUIPOS 1,54

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
MAESTRO DE OBRA	1,0000	2,5400	2,5400	0,2500	0,64
PEON	10,0000	2,4400	24,4000	0,2500	6,10

SUBTOTAL MANO DE OBRA 6,74

C:-HERRAMIENTAS 5% DE MANO DE OBRA 0,0500 0,34
HERRAMIENTAS MANUALES

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
MATERIAL FILTRANTE	M3	1,0500	6,0000	6,30

SUBTOTAL MATERIALES 6,30

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO
MATERIAL FILTRANTE	M3	10,0000	0,1820	1,0500	1,91

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 1,91

COSTO DIRECTO		COSTO
Gastos Generales	0,0800	1,35
Utilidades	0,1200	2,02
Imprevistos	0,0300	0,50
Impuestos	0,0241	0,41
PRECIO UNITARIO		
PRECIO UNITARIO OFERTADO		21,11



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO: 604-1(A)-P PÁGINA: 24
RUBRO: Tubo de PVC D = 4" (Subdren) UNIDAD: m
OBRA: PASO LATERAL EL CARMEN REND (U/H): 1,4500
UBICACIÓN: PROVINCIA, MANABÍ FECHA: 11/04/2012 K (H/U): 0,6897

A:-EQUIPOS	POTENCIA	Nº	COSTO HORARIO	COSTO

SUBTOTAL EQUIPOS 0,00

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
MAESTRO PLOMERO	1,0000	2,5400	2,5400	0,6897	1,75
PEON	1,0000	2,4400	2,4400	0,6897	1,68

SUBTOTAL MANO DE OBRA 3,43

C:-HERRAMIENTAS 5% DE MANO DE OBRA 0,0500 0,17
HERRAMIENTAS MANUALES

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
TUBO PVC 4"	M	1,0000	4,8000	4,80

SUBTOTAL MATERIALES 4,80

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,00

COSTO DIRECTO	8,40
Gastos Generales	0,0800
Utilidades	0,1200
Imprevistos	0,0300
Impuestos	0,0241
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	10,53



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	503-5(A)-P	PÁGINA:	26
RUBRO:	Junta de dilatacion Tipo III MOP	UNIDAD:	m
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	0,6650
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 1,5038

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
MOTOSOLDADORA		0,5000	1,7000	1,28
EQUIPO DE OXICORTE		0,5000	2,1000	1,58

SUBTOTAL EQUIPOS 2,86

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
SOLDADOR	1,0000	2,5400	2,5400	1,5038	3,82
ALBAÑIL	2,0000	2,4700	4,9400	1,5038	7,43
PEON	1,0000	2,4400	2,4400	1,5038	3,67

SUBTOTAL MANO DE OBRA 14,92

C:-HERRAMIENTAS	5% DE MANO DE OBRA	0,0500	0,75
HERRAMIENTAS MANUALES			

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
ACERO BARRAS	KG	7,0000	1,0500	7,35
OXIGENO	M3	0,2400	2,5000	0,60
ELECTRODOS	KG	0,1600	1,9600	0,31
ACERO ESTRUCTURAL A-36	KG	48,5000	1,2100	58,69
JUNTA PVC ANCHO 20 CM	M	1,0000	9,5000	9,50
MATERIAL BITUMINOSO	LITRO	2,5000	0,2500	0,63

SUBTOTAL MATERIALES 77,08

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO
ACERO ESTRUCTURAL A-36	KG	0,4000	0,1500	48,5000	2,91

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 2,9100

COSTO DIRECTO		98,52
Gastos Generales	0,0800	7,88
Utilidades	0,1200	11,82
Imprevistos	0,0300	2,96
Impuestos	0,0241	2,37
PRECIO UNITARIO		
PRECIO UNITARIO OFERTADO		123,55



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	405-4-P	PÁGINA:	27
RUBRO:	Capa de rodadura de Hormigon Asfaltico mezclado en sitio	UNIDAD:	m2
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	135,0000
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,0074

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
PLANTA ASFALTICA	135	1,00	77,00	0,57
PLANTA ELECTRICA		1,00	25,57	0,19
TERMINADORA DE ASFALTO		1,00	70,00	0,52
RODILLO VIBRATORIO		1,00	24,22	0,18
RODILLO NEUMATICO		1,00	28,00	0,21
CARGADORA FRONTAL		1,00	25,20	0,19
SUBTOTAL EQUIPOS				

SUBTOTAL EQUIPOS 1,86

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
OPERADOR ACABADORA PAVIMENTO ASFALTICO	1,00	2,54	2,54	0,0074	0,02
OPERADOR PLANTA ASFALTICA	1,00	2,56	2,56	0,0074	0,02
OPERADOR CARGADORA FRONTAL	1,00	2,56	2,56	0,0074	0,02
OPERADOR RODILLO AUTOPROPULSADO	1,00	2,54	2,54	0,0074	0,02
AYUDANTE DE MAQUINARIA	2,00	2,57	5,14	0,0074	0,04
MAESTRO DE OBRA	1,00	2,54	2,54	0,0074	0,02
PEON	10,00	2,44	24,40	0,0074	0,18
SUBTOTAL MANO DE OBRA					

SUBTOTAL MANO DE OBRA 0,32

C:-HERRAMIENTAS **5% DE MANO DE OBRA** **0,00**

HERRAMIENTAS MANUALES

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
ASFALTO	L	7,2000	0,25	1,80
DIESEL	L	1,5000	0,21	0,32
MATERIAL PARA CARPETA	M3	0,0600	6,00	0,36
SUBTOTAL MATERIALES				

SUBTOTAL MATERIALES 2,48

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO
ASFALTO	L	861,0000	0,0001	7,2000	0,87
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,87

COSTO DIRECTO	5,53
Gastos Generales	0,0800
Utilidades	0,1200
Imprevistos	0,0300
Impuestos	0,0241
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	6,93



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	303-2(1)A-P	PÁGINA:	29
RUBRO:	Excavacion para proteccion del cauce	UNIDAD:	m3
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	26,0000
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,0385

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
EXCAVADORA SOBRE ORUGAS		1,0000	71,4000	2,75
SUBTOTAL EQUIPOS				2,75

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
AYUDANTE DE MAQUINARIA	1,0000	2,4700	2,4700	0,0385	0,10
OPERADOR EXCAVADORA	1,0000	2,5600	2,5600	0,0385	0,10
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0,20

C:-HERRAMIENTAS	5% DE MANO DE OBRA	0,0500	0,01
HERRAMIENTAS MANUALES			

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
SUBTOTAL MATERIALES				0,00

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0,00

COSTO DIRECTO		2,96
Gastos Generales	0,0800	0,24
Utilidades	0,1200	0,36
Imprevistos	0,0300	0,09
Impuestos	0,0241	0,07
PRECIO UNITARIO		
PRECIO UNITARIO OFERTADO		3,72



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	511-1(1)-P	PÁGINA:	30
RUBRO:	Escollera de piedra suelta	UNIDAD:	m3
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	9,2500
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,1081

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
EXCAVADORA SOBRE ORUGAS		1,0000	71,4000	7,72

SUBTOTAL EQUIPOS 7,72

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
PEON	4,0000	2,4400	9,7600	0,1081	1,06
ALBAÑIL	2,0000	2,4700	4,9400	0,1081	0,53
AYUDANTE DE MAQUINARIA	1,0000	2,4700	2,4700	0,1081	0,27
OPERADOR EXCAVADORA	1,0000	2,5600	2,5600	0,1081	0,28

SUBTOTAL MANO DE OBRA 2,14

C:-HERRAMIENTAS 5% DE MANO DE OBRA **0,0500**
 HERRAMIENTAS MANUALES **0,11**

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
PIEDRA/ESCOLLERA DIÁMETRO MAYOR O IGUAL A 1.20 m	M3	1,0200	6,0000	6,12

SUBTOTAL MATERIALES 6,12

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO
PIEDRA/ESCOLLERA DIÁMETRO MAYOR O IGUAL A 1.20 m	M3	25,0000	0,1805	1,0200	4,60

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 4,60

COSTO DIRECTO	20,69
Gastos Generales	0,0800
Utilidades	0,1200
Imprevistos	0,0300
Impuestos	0,0241
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	25,95



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	MR-123-E	PÁGINA:	32
RUBRO:	Limpieza de alcantarillas	UNIDAD:	m3
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	2,9750
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,3361

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO

SUBTOTAL EQUIPOS 0,00

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
PEON	10,0000	2,4400	24,4000	0,3361	8,20
MAESTRO DE OBRA	1,0000	2,5400	2,5400	0,3361	0,85

SUBTOTAL MANO DE OBRA 9,05

C:-HERRAMIENTAS 5% DE MANO DE OBRA **0,0500** **0,45**

HERRAMIENTAS MANUALES

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO

SUBTOTAL MATERIALES 0,00

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,00

COSTO DIRECTO		9,05
Gastos Generales	0,0800	0,67
Utilidades	0,1200	0,08
Imprevistos	0,0300	0,02
Impuestos	0,0241	0,02
PRECIO UNITARIO		
PRECIO UNITARIO OFERTADO		9,84



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	AUXILIOAR 12	PÁGINA:	AUX 1
RUBRO:	Excavacion y relleno para estructuras B. Relleno	UNIDAD:	m3
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	13,0000
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,0769

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
COMPACTADOR MANUAL		1,0000	2,1000	0,16

SUBTOTAL EQUIPOS 0,16

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
OPERADOR EQUIPO LIVIANO	1,0000	2,4700	2,4700	0,0769	0,19
MAESTRO DE OBRA	0,5000	2,5400	1,2700	0,0769	0,10
PEON	3,0000	2,4400	7,3200	0,0769	0,56

SUBTOTAL MANO DE OBRA 0,85

C:-HERRAMIENTAS	5% DE MANO DE OBRA	0,0500	0,04
HERRAMIENTAS MANUALES			

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
MATERIAL PARA RELLENO	M3	0,3500	1,5000	0,53

SUBTOTAL MATERIALES 0,53

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,00

COSTO DIRECTO		1,58
Gastos Generales	0,0800	0,13
Utilidades	0,1200	0,19
Imprevistos	0,0300	0,05
Impuestos	0,0241	0,04
PRECIO UNITARIO		
PRECIO UNITARIO OFERTADO		1,99



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	AUXILIAR 13	PÁGINA:	AUX 2
RUBRO:	Excavacion y relleno para estructuras A. Excavación	UNIDAD:	m3
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	13,0000
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,0769

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
EXCAVADORA		0,5000	71,4000	2,75

SUBTOTAL EQUIPOS 2,75

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
OPERADOR EXCAVADORA	0,5000	2,5600	1,2800	0,0769	0,10
MAESTRO DE OBRA	0,5000	2,5400	1,2700	0,0769	0,10
PEON	3,0000	2,4400	7,3200	0,0769	0,56

SUBTOTAL MANO DE OBRA 0,76

C:-HERRAMIENTAS **5% DE MANO DE OBRA** **0,0500** **0,04**

HERRAMIENTAS MANUALES

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO

SUBTOTAL MATERIALES 0,00

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,00

COSTO DIRECTO		3,55
Gastos Generales	0,0800	0,28
Utilidades	0,1200	0,43
Imprevistos	0,0300	0,11
Impuestos	0,0241	0,09
PRECIO UNITARIO		
PRECIO UNITARIO OFERTADO		4,46



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO: AUXILIAR 14 PÁGINA: AUX 3
RUBRO: Excavacion y relleno para cunetas laterales A. Excavación UNIDAD: m3
OBRA: PASO LATERAL EL CARMEN REND (U/H): 15,0000
UBICACIÓN: PROVINCIA, MANABÍ FECHA: 11/04/2012 K (H/U): 0,0667

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
EXCAVADORA		0,7500	71,4000	3,57
SUBTOTAL EQUIPOS				3,57

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
OPERADOR EQUIPO LIVIANO	1,0000	2,4700	2,4700	0,0667	0,16
MAESTRO DE OBRA	0,5000	2,5400	1,2700	0,0667	0,08
PEON	2,0000	2,4400	4,8800	0,0667	0,33
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0,57

C:-HERRAMIENTAS	5% DE MANO DE OBRA	0,0500	0,03
HERRAMIENTAS MANUALES			

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
SUBTOTAL MATERIALES				0,00

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0,00

COSTO DIRECTO		4,17
Gastos Generales	0,0800	0,33
Utilidades	0,1200	0,50
Imprevistos	0,0300	0,13
Impuestos	0,0241	0,10
PRECIO UNITARIO		
PRECIO UNITARIO OFERTADO		5,23



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO: AUXILIAR 15 PÁGINA: AUX 4
 RUBRO: Excavacion y relleno para cunetas laterales B. Relleno UNIDAD: m3
 OBRA: **PASO LATERAL EL CARMEN** REND (U/H): 15,0000
 UBICACIÓN: PROVINCIA, MANABÍ FECHA: 11/04/2012 K (H/U): 0,0667

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
COMPACTADOR MANUAL		1,0000	2,1000	0,14

SUBTOTAL EQUIPOS 0,14

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
OPERADOR EQUIPO LIVIANO	1,0000	2,4700	2,4700	0,0667	0,16
MAESTRO DE OBRA	0,5000	2,5400	1,2700	0,0667	0,08
PEON	2,0000	2,4400	4,8800	0,0667	0,33

SUBTOTAL MANO DE OBRA 0,57

C:-HERRAMIENTAS 5% DE MANO DE OBRA 0,0500 0,0285
 HERRAMIENTAS MANUALES

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
MATERIAL PARA RELLENO	M3	0,2500	1,5000	0,38

SUBTOTAL MATERIALES 0,38

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,00

COSTO DIRECTO		1,12
Gastos Generales	0,0800	0,09
Utilidades	0,1200	0,13
Imprevistos	0,0300	0,03
Impuestos	0,0241	0,03
PRECIO UNITARIO		
PRECIO UNITARIO OFERTADO		1,40



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO: Auxiliar 16 PÁGINA: AUX 5
RUBRO: Excavacion y relleno para puentes A. Excavación UNIDAD: m3
OBRA: PASO LATERAL EL CARMEN REND (U/H): 23,00
UBICACIÓN: PROVINCIA, MANABÍ FECHA: 11/04/2012 K (H/U): 0,0435

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
EXCAVADORA SOBRE ORUGAS		1,0000	71,4000	3,10
SUBTOTAL EQUIPOS				3,10

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
PEON	3,0000	2,4400	7,3200	0,0435	0,32
ALBAÑIL	1,0000	2,4700	2,4700	0,0435	0,11
MAESTRO DE OBRA	0,5000	2,5400	1,2700	0,0435	0,06
AYUDANTE DE MAQUINARIA	1,0000	2,4700	2,4700	0,0435	0,11
OPERADOR EXCAVADORA	1,0000	2,5600	2,5600	0,0435	0,11
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0,71

C:-HERRAMIENTAS	5% DE MANO DE OBRA	0,0500	0,04
HERRAMIENTAS MANUALES			

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
SUBTOTAL MATERIALES				0,00

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0,00

COSTO DIRECTO		3,85
Gastos Generales	0,0800	0,31
Utilidades	0,1200	0,46
Imprevistos	0,0300	0,12
Impuestos	0,0241	0,09
PRECIO UNITARIO		
PRECIO UNITARIO OFERTADO		4,83



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	307-2(2)	PÁGINA:	AUX 6
RUBRO:	Excavacion y relleno para puentes B. Relleno	UNIDAD:	m3
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	23,00
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,0435

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
BOMBA DE AGUA		2,0000	2,8000	0,24
COMPACTADOR MANUAL		2,0000	2,1000	0,18
VOLQUETA 8 M3		1,0000	15,2100	0,66

SUBTOTAL EQUIPOS 1,08

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
PEON	3,0000	2,4400	7,3200	0,0435	0,32
ALBAÑIL	2,0000	2,4700	4,9400	0,0435	0,21
MAESTRO DE OBRA	0,5000	2,5400	1,2700	0,0435	0,06
CHOFER	1,0000	3,7700	3,7700	0,0435	0,16

SUBTOTAL MANO DE OBRA 0,75

C:-HERRAMIENTAS 5% DE MANO DE OBRA **0,0500**
 HERRAMIENTAS MANUALES **0,04**

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
MATERIAL PRESTAMO/RELLENO	M3	1,0000	1,5000	1,50
TABLAESTACADO	U	1,0000	0,4000	0,40

SUBTOTAL MATERIALES 1,90

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,00

COSTO DIRECTO	3,77
Gastos Generales	0,0800
Utilidades	0,1200
Imprevistos	0,0300
Impuestos	0,0241
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	4,72



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	AUXILIAR 18	PÁGINA:	AUX 7
RUBRO:	Hormigon estructural, Clase B, f'c = 210 kg/cm2 (PANTALLA)	UNIDAD:	m3
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	1,2000
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,8333

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
VIBRADOR		1,0000	2,8000	2,33
HORMIGONERA		1,0000	3,5000	2,92

SUBTOTAL EQUIPOS 5,25

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
PEON	4,0000	2,4400	9,7600	0,8333	8,13
AYUDANTE DE ALBAÑIL	2,0000	2,4400	4,8800	0,8333	4,07
ALBAÑIL	4,0000	2,4700	9,8800	0,8333	8,23
MAESTRO DE OBRA	1,0000	2,5400	2,5400	0,8333	2,12

SUBTOTAL MANO DE OBRA 22,55

C:-HERRAMIENTAS 5% DE MANO DE OBRA **0,0500** **1,13**

HERRAMIENTAS MANUALES

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
AGUA	M3	1,0000	1,0000	1,00
RIPIO PARA HORMIGON	M3	0,8400	6,0000	5,04
ARENA PARA HORMIGON	M3	0,5300	21,5000	11,40
CEMENTO	KG	400,0000	0,1440	57,60

SUBTOTAL MATERIALES 75,04

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO
RIPIO PARA HORMIGON	M3	10,0000	0,1600	0,8400	1,34
ARENA PARA HORMIGON	M3	10,0000	0,1600	0,5300	0,85
CEMENTO	KG	10,0000	0,0001	400,0000	0,40

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 2,59

COSTO DIRECTO	106,56
Gastos Generales	0,08 8,52
Utilidades	0,12 12,79
Imprevistos	0,03 3,20
Impuestos	0,02 2,57
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	133,64



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	AUXILIAR 19	PÁGINA:	AUX 8
RUBRO:	Encofrado para hormigon estructural, Clase B, f'c = 210 kg/cm2 (PANTALLA)	UNIDAD:	m3
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	1,2000
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,8333

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO

SUBTOTAL EQUIPOS 0,0000

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
CARPINTERO	2,0000	2,4700	4,9400	0,8333	4,12
AYUDANTE DE CARPINTERO	2,0000	2,4400	4,8800	0,8333	4,07

SUBTOTAL MANO DE OBRA 8,19

C:-HERRAMIENTAS 5% DE MANO DE OBRA **0,0500**
HERRAMIENTAS MANUALES **0,41**

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
TABLA PARA ENCOFRADO L=3.00 m x a=0.20	U	0,2780	2,6000	0,72
LISTONES Y ALFAJÍAS L=3.00x4x4	U	0,4400	2,6000	1,14
CLAVOS	Kg	0,2000	1,2000	0,24

SUBTOTAL MATERIALES 2,10

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,00

COSTO DIRECTO	10,70
Gastos Generales	0,0800
Utilidades	0,1200
Imprevistos	0,0300
Impuestos	0,0241
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	13,42



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO: AUXILIAR 20 PÁGINA: AUX 9
 RUBRO: Hormigon estructural, Clase C, f'c = 180 kg/cm2 (CUNETAS LATERALES) UNIDAD: m3
 OBRA: **PASO LATERAL EL CARMEN** REND (U/H): 1,2030
 UBICACIÓN: PROVINCIA, MANABÍ FECHA: 11/04/2012 K (H/U): 0,8313

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
HORMIGONERA		1,0000	3,5000	2,91

SUBTOTAL EQUIPOS 2,91

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
PEON	4,0000	2,4400	9,7600	0,8313	8,11
AYUDANTE DE ALBAÑIL	3,0000	2,4400	7,3200	0,8313	6,08
ALBAÑIL	4,0000	2,4700	9,8800	0,8313	8,21
MAESTRO DE OBRA	1,0000	2,5400	2,5400	0,8313	2,11

SUBTOTAL MANO DE OBRA 24,51

C:-HERRAMIENTAS **5% DE MANO DE OBRA**
 HERRAMIENTAS MANUALES **0,0500** **1,23**

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
AGUA	M3	0,8500	1,0000	0,85
RIPIO PARA HORMIGON	M3	0,8400	6,0000	5,04
ARENA PARA HORMIGON	M3	0,5300	21,5000	11,40
CEMENTO	KG	300,0000	0,1440	43,20

SUBTOTAL MATERIALES 60,49

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO
RIPIO PARA HORMIGON	M3	10,0000	0,1600	0,8400	1,34
ARENA PARA HORMIGON	M3	10,0000	0,1600	0,5300	0,85
CEMENTO	KG	10,0000	0,0001	300,0000	0,30

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 2,49

COSTO DIRECTO	91,63
Gastos Generales	0,0800
Utilidades	0,1200
Imprevistos	0,0300
Impuestos	0,0241
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	114,92



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	AUXILIAR 21	PÁGINA:	AUX 10
RUBRO:	Encofrado hormigon estructural, Clase C, f'c = 180 kg/cm2 (CUNETAS LATERALES)	UNIDAD:	m3
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	1,2030
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,8313

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO

SUBTOTAL EQUIPOS 0,00

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
CARPINTERO	3,0000	2,4700	7,4100	0,8313	6,16
AYUDANTE DE CARPINTERO	3,0000	2,4400	7,3200	0,8313	6,08

SUBTOTAL MANO DE OBRA 12,24

C:-HERRAMIENTAS 5% DE MANO DE OBRA **0,0500**
 HERRAMIENTAS MANUALES **0,61**

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
TABLA PARA ENCOFRADO L=3.00 m x a=0.20	U	0,6000	2,6000	1,56
LISTONES Y ALFAJÍAS L=3.00x4x4	U	0,7050	2,6000	1,83
CLAVOS	Kg	0,2500	1,2000	0,30

SUBTOTAL MATERIALES 3,69

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,00

COSTO DIRECTO	16,54
Gastos Generales	0,0800
Utilidades	0,1200
Imprevistos	0,0300
Impuestos	0,0241
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	20,74



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	AUXILIAR 22	PÁGINA:	AUX 11
RUBRO:	Hormigon estructural de cemento portland, Clase "B", f'c = 240 kg/cm2	UNIDAD:	m3
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	1,4600
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,6849

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
VIBRADOR		1,0000	2,8000	1,92
HORMIGONERA		1,0000	3,5000	2,40

SUBTOTAL EQUIPOS 4,32

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
PEON	3,0000	2,4400	7,3200	0,6849	5,01
AYUDANTE DE ALBAÑIL	2,0000	2,4400	4,8800	0,6849	3,34
ALBAÑIL	4,0000	2,4700	9,8800	0,6849	6,77
MAESTRO DE OBRA	1,0000	2,5400	2,5400	0,6849	1,74

SUBTOTAL MANO DE OBRA 16,86

C:-HERRAMIENTAS 5% DE MANO DE OBRA **0,0500** **0,84**

HERRAMIENTAS MANUALES

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
AGUA	M3	0,2500	1,0000	0,25
RIPIO PARA HORMIGON	M3	0,8400	6,0000	5,04
ARENA PARA HORMIGON	M3	0,5300	21,5000	11,40
CEMENTO	KG	400,0000	0,1440	57,60

SUBTOTAL MATERIALES 74,29

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO
RIPIO PARA HORMIGON	M3	10,0000	0,1600	0,8400	1,34
ARENA PARA HORMIGON	M3	10,0000	0,1600	0,5300	0,85
CEMENTO	KG	10,0000	0,0001	400,0000	0,40

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 2,59

COSTO DIRECTO	98,90
Gastos Generales	0,0800 7,91
Utilidades	0,1200 11,87
Imprevistos	0,0300 2,97
Impuestos	0,0241 2,38
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	124,03



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	AUXILIAR 24	PÁGINA:	AUX 13
RUBRO:	Hormigon estructural de cemento portland, Clase "A", f'c = 280 kg/cm2	UNIDAD:	m3
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	0,8866
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 1,1279

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO
VIBRADOR		1,0000	2,8000	3,16
HORMIGONERA		1,0000	3,5000	3,95

SUBTOTAL EQUIPOS 7,11

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
PEON	3,0000	2,4400	7,3200	1,1279	8,26
AYUDANTE DE ALBAÑIL	2,0000	2,4400	4,8800	1,1279	5,50
ALBAÑIL	3,0000	2,4700	7,4100	1,1279	8,36
MAESTRO DE OBRA	1,0000	2,5400	2,5400	1,1279	2,86

SUBTOTAL MANO DE OBRA 24,98

C:-HERRAMIENTAS 5% DE MANO DE OBRA **0,0500** **1,25**

HERRAMIENTAS MANUALES

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
AGUA	M3	0,2500	1,0000	0,25
RIPIO PARA HORMIGON	M3	0,8400	6,0000	5,04
ARENA PARA HORMIGON	M3	0,5300	21,5000	11,40
CEMENTO	KG	440,0000	0,1440	63,36

SUBTOTAL MATERIALES 80,05

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO
RIPIO PARA HORMIGON	M3	10,0000	0,1600	0,8400	1,34
ARENA PARA HORMIGON	M3	10,0000	0,1600	0,5300	0,85
CEMENTO	KG	10,0000	0,0001	440,0000	0,44

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 2,63

COSTO DIRECTO	116,02
Gastos Generales	0,0800 9,28
Utilidades	0,1200 13,92
Imprevistos	0,0300 3,48
Impuestos	0,0241 2,80
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	145,50



REPUBLICA DEL ECUADOR
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE DRENAJE VIAL CON APLICACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES

CODIGO:	AUXILIAR 25	PÁGINA:	AUX 14
RUBRO:	Encofrado para hormigon estructural de cemento portland, Clase "A", f'c = 280 kg/cm2	UNIDAD:	m3
OBRA:	PASO LATERAL EL CARMEN	REND (U/H):	1,1400
UBICACIÓN:	PROVINCIA, MANABÍ	FECHA:	11/04/2012 K (H/U): 0,8772

A:-EQUIPOS	POTENCIA	N°	COSTO HORARIO	COSTO

SUBTOTAL EQUIPOS 0,00

B:-MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
CARPINTERO	3,0000	2,4700	7,4100	0,8772	6,50
AYUDANTE DE CARPINTERO	3,0000	2,4400	7,3200	0,8772	6,42

SUBTOTAL MANO DE OBRA 12,92

C:-HERRAMIENTAS	5% DE MANO DE OBRA	0,0500	0,65
HERRAMIENTAS MANUALES			

D:-MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
TABLA PARA ENCOFRADO L=3.00 m x a=0.20	U	2,4000	2,6000	6,24
LISTONES Y ALFAJÍAS L=3.00x4x4	U	2,8200	2,6000	7,33
CLAVOS	Kg	1,0000	1,2000	1,20

SUBTOTAL MATERIALES 14,77

E:-TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA	COSTO/KM	CANTIDAD	COSTO

SUBTOTAL DE TRANSPORTE 0,00

COSTO DIRECTO	28,34
Gastos Generales	0,0800
Utilidades	0,1200
Imprevistos	0,0300
Impuestos	0,0241
PRECIO UNITARIO	
PRECIO UNITARIO OFERTADO	35,54