

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO INTEGRAL DE UNA  
ALCANTARILLA DE CONCRETO TIPO MARCO**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**CARMEN LUZ ADRIANZEN VALDEZ**

**Lima- Perú**

**2013**

**“Con mucho cariño y respeto a mis padres y hermanos, por sus palabras y consejos, ya que sin ellos no hubiera podido cumplir mis objetivos”**

## ÍNDICE

<b>ÍNDICE</b> .....	3
<b>RESUMEN</b> .....	6
<b>LISTA DE CUADROS</b> .....	7
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	9
<b>LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS</b> .....	12
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	16
<b>1. CAPÍTULO I: REVISIÓN LITERARIA</b> .....	18
1.1. <b>HIDROLOGÍA</b> .....	18
1.1.1. Cuenca de captación .....	18
1.1.2. Tormenta de diseño .....	21
1.1.3. Estimación del caudal máximo de diseño .....	25
1.2. <b>HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS</b> .....	26
1.2.1. Elementos geométricos de una sección de canal .....	26
1.2.2. Principios de energía en canales abiertos .....	27
1.2.3. Desarrollo del flujo uniforme y sus ecuaciones .....	29
1.2.4. Flujo en alcantarillas .....	30
1.2.5. Velocidad del flujo en las alcantarillas .....	34
1.3. <b>INFORMACIÓN GENERAL PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS</b> .....	36
1.3.1. Propiedades de los Materiales .....	36
1.3.2. Estados Límites .....	36
1.3.3. Cargas y factores de carga .....	38
1.3.4. Descripción de las fuerzas actuantes .....	40
1.3.5. Modelamiento estructural .....	45
1.3.6. Diseño estructural .....	45

<b>2. CAPÍTULO II: INFORMACIÓN GENERAL PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLAS.....</b>	<b>46</b>
2.1. GENERALIDADES .....	46
2.2. CLASES DE ALCANTARILLAS .....	46
2.3. ELEMENTOS DE UNA ALCANTARILLA .....	48
2.3.1. Conducto .....	48
2.3.2. Estructura de entrada.....	48
2.3.3. Estructura de salida.....	49
2.3.4. Elemento de protección al ingreso de las alcantarillas .....	50
2.3.5. Elemento de protección a la salida de las alcantarillas.....	50
2.4. UBICACIÓN EN PLANTA.....	51
2.5. PROPIEDADES DEL SUELO .....	52
<b>3. CAPÍTULO III: METODOLOGÍA PROPUESTA .....</b>	<b>54</b>
3.1. CONSIDERACIONES PARA LA APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA .....	54
3.2. RECONOCIMIENTO Y RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DE CAMPO .....	55
3.3. PROCEDIMIENTO PARA EL MODELAMIENTO HIDROLÓGICO.....	57
3.3.1. Delimitación de la Cuenca de captación.....	57
3.3.2. Consideraciones para la selección del Periodo de Retorno .....	57
3.3.3. Procedimiento para la estimación de la precipitación máxima en 24 horas .....	57
3.3.4. Intensidad de precipitación.....	65
3.3.5. Estimación del caudal usando el método racional.....	65
3.4. PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO.....	67
3.4.1. Procedimiento para el predimensionamiento hidráulico mediante el empleo de Nomogramas .....	68
3.4.2. Verificación de la velocidad máxima del flujo en las alcantarillas .....	70
3.4.3. Procedimiento para el diseño de estructuras de protección .....	72
3.4.4. Procedimiento para la aplicación del Modelo HY8 en la resolución de alcantarillas.....	72
3.5. PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL.....	80
3.5.1. Análisis de las fuerzas actuantes .....	80
3.5.2. Modelamiento estructural de la alcantarilla .....	88
3.5.3. Determinación del acero estructural de los elementos de la alcantarilla.....	88
3.5.4. Verificación estructural de los elementos de la alcantarilla .....	89
3.6. RESUMEN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA .....	91

<b>4. CAPÍTULO IV: APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA</b> .....	92
4.1. INFORMACIÓN DE CAMPO .....	92
4.1.1. Entorno de la zona evaluada .....	93
4.1.2. Información de la alcantarilla seleccionada para el análisis .....	93
4.2. MODELAMIENTO HIDROLÓGICO.....	95
4.2.1. Determinación de los parámetros geomorfológicos de la cuenca.....	95
4.2.2. Selección del periodo de retorno .....	96
4.2.3. Cálculo de la precipitación máxima en 24 horas.....	96
4.2.4. Cálculo de la intensidad máxima.....	109
4.2.5. Cálculo del caudal de diseño usando el método racional .....	110
4.3. DISEÑO HIDRÁULICO .....	111
4.3.1. Dimensionamiento de la alcantarilla para flujo con control de entrada mediante de Nomogramas .....	111
4.3.2. Determinación de las velocidades máximas del flujo en la alcantarilla.....	113
4.3.3. Diseño de las estructuras de protección .....	114
4.3.4. Resolución de la alcantarilla mediante el empleo de programa HY8.....	115
4.3.5. Análisis de los resultados .....	120
4.4. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	121
4.4.1. Datos Básicos .....	121
4.4.2. Predimensionamiento del espesor de losas y muros .....	122
4.4.3. Metrado de cargas y fuerzas actuantes.....	122
4.4.4. Combinaciones de carga .....	126
4.4.5. Modelamiento estructural de la alcantarilla .....	127
4.4.6. Determinación del acero estructural .....	128
4.4.7. Análisis de Resultados .....	134
<b>5. CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	135
5.1. CONCLUSIONES .....	135
5.2. RECOMENDACIONES .....	137
<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	139
<b>ANEXOS</b> .....	140

## RESUMEN

El presente Informe desarrolla una metodología que integra el cálculo hidrológico, el diseño hidráulico y el diseño estructural de las alcantarillas, siendo su campo de aplicación restringido a alcantarillas de concreto tipo marco. Para el planteamiento de la metodología se ha descrito conceptos de hidrología, hidráulica y de diseño de estructuras enterradas, así como también, conceptos para el diseño de alcantarillas, los cuales han sido la base teórica para el desarrollo adecuado y óptimo de la metodología.

Todo ello ha permitido proponer una metodología, la cual consiste en determinar el caudal de diseño para luego dimensionar la alcantarilla hidráulicamente, es decir, determinar sus dimensiones geométricas para que pueda funcionar con superficie libre. Posteriormente se procede con el diseño estructural con el cual se obtendrá los espesores de las losas y muros, y la cuantía de acero mínima necesaria para que la estructura sea capaz de soportar las cargas debido al tráfico y al relleno.

Se ha realizado la aplicación de la metodología a la alcantarilla rectangular existente en el Km 77+780 del Corredor Interoceánico Sur, Perú – Brasil, departamento de Puno, provincia de Azángaro. Para ello se ha rediseñado la alcantarilla mediante nomogramas y adicionalmente se ha empleado el programa HY8, que es uno de los modelos de resolución de alcantarillas más utilizados actualmente, de lo cual resultó que las dimensiones para que el flujo pase de manera libre, son de 1m x 1m, y para que cumpla estructuralmente el espesor mínimo debe ser de 0.20 cm. La cuantía de acero fue calculada a partir de un modelamiento con el programa SAP 2000.

Del rediseño se determinó las dimensiones geométricas de la alcantarilla 77 + 780, las cuales son las mismas que presenta realmente, por lo que se concluye que la alcantarilla cumple hidráulicamente, mientras que con el cálculo del acero estructural se ha determinado la cuantía de acero mínima necesaria que debe tener la alcantarilla para que se garantice su buen funcionamiento estructural.

## LISTA DE CUADROS

<b>Cuadro 1.1</b>	Riesgo de excedencia (%) durante la vida útil para diversos periodos de retorno. ....	23
<b>Cuadro 1.2</b>	Periodos de retorno para diseño de obras de drenaje en Carreteras de Bajo Volúmen de tránsito. ....	23
<b>Cuadro 1.3</b>	Velocidades máximas admisibles (m/s) en conductos revestidos. ...	34
<b>Cuadro 1.4</b>	Velocidades máximas admisibles (m/s) en canales no revestidos. ...	35
<b>Cuadro 1.5</b>	Combinaciones de cargas y factores de carga. ....	39
<b>Cuadro 1.6</b>	Factores de carga para cargas permanentes. ....	39
<b>Cuadro 1.7</b>	Factor de presencia múltiple (m). ....	42
<b>Cuadro 1.8</b>	Incremento por carga dinámica. ....	44
<b>Cuadro 3.1</b>	Valores para la determinación del coeficiente de escorrentía. ....	66
<b>Cuadro 3.2</b>	Valores de K para la determinación del coeficiente de escorrentía. .	66
<b>Cuadro 3.3</b>	Incremento por carga dinámica. ....	87
<b>Cuadro 4.1</b>	Características de la estación pluviométrica. ....	97
<b>Cuadro 4.2</b>	Datos de Precipitaciones máximas anuales. ....	98
<b>Cuadro 4.3</b>	Tabla de cálculo del valor estadístico de Smirnov – Kolmogorov según distribución Log normal. ....	100
<b>Cuadro 4.4</b>	Precipitaciones máximas en 24 horas anuales según distribución Log normal. ....	101
<b>Cuadro 4.5</b>	Tabla de cálculo del valor estadístico de Smirnov – Kolmogorov según distribución Log Pearson III. ....	103
<b>Cuadro 4.6</b>	Precipitaciones máximas en 24 horas anuales según distribución Log- Pearson III. ....	103
<b>Cuadro 4.7</b>	Tabla de cálculo del valor estadístico de Smirnov – Kolmogorov según distribución Gumbel. ....	105
<b>Cuadro 4.8</b>	Precipitaciones máximas en 24 horas anuales según distribución Gumbel. ....	106
<b>Cuadro 4.9</b>	Precipitaciones máximas anuales de 24 horas para las distribuciones analizadas. ....	107
<b>Cuadro 4.10</b>	Indicadores de Bondad de ajuste. ....	107

<b>Cuadro 4.11</b>	Elevación de la carga de agua a la entrada de la alcantarilla 77+780 en función de la variación del caudal, obtenido con el programa HY8	117
<b>Cuadro 4.12</b>	Resumen del análisis hidráulico de la alcantarilla 77+780, obtenido con el programa HY8. ....	118
<b>Cuadro 4.13</b>	Tipos de flujo de acuerdo con el programa HY8. ....	119
<b>Cuadro 4.14</b>	Comparación entre los valores obtenidos con el programa HY8 y el Nomograma. ....	119
<b>Cuadro 4.15</b>	Momentos máximos para la alcantarilla. ....	127



## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1.1</b>	Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil. . . . .	22
<b>Figura 1.2</b>	Energía de flujo gradualmente variado en canales abiertos. . . . .	28
<b>Figura 1.3</b>	Escurrimiento con control de entrada. . . . .	32
<b>Figura 1.4</b>	Escurrimiento con control a la salida. . . . .	33
<b>Figura 1.5</b>	Términos de la ecuación para la determinación de He. . . . .	34
<b>Figura 1.6</b>	Instalación bajo terraplén. . . . .	41
<b>Figura 1.7</b>	Simbología para el empuje activo de Coulomb. . . . .	41
<b>Figura 1.8</b>	Camión de diseño HL-93. . . . .	43
<b>Figura 2.1</b>	Alcantarilla de concreto de sección circular. . . . .	47
<b>Figura 2.2</b>	Alcantarilla de concreto de sección rectangular. . . . .	47
<b>Figura 2.3</b>	Alcantarilla multiceldas de sección circular. . . . .	47
<b>Figura 2.4</b>	Entrada tipo buzón. . . . .	48
<b>Figura 2.5</b>	Entrada tipo alero inclinado. . . . .	49
<b>Figura 2.6</b>	Protección de enrocado a la entrada de la alcantarilla. . . . .	50
<b>Figura 2.7</b>	Ubicación en planta de alcantarilla respecto a la ubicación del cauce. . . . .	51
<b>Figura 3.1</b>	Planeación y localización de caminos. . . . .	55
<b>Figura 3.2</b>	Ubicación de alcantarillas respecto a la topografía. . . . .	56
<b>Figura 3.3</b>	Nomograma para alcantarillas rectangulares con control de entrada. . . . .	69
<b>Figura 3.4</b>	Conservación de la Energía. . . . .	71
<b>Figura 3.5</b>	Vista del cambio del Sistema de Unidades del Programa HY8. . . . .	73
<b>Figura 3.6</b>	Vista de la creación de Cruce de una alcantarilla en el Programa HY8 . . . . .	73
<b>Figura 3.7</b>	Vista de los datos a ingresar en el HY8. . . . .	74
<b>Figura 3.8</b>	Sección del cauce aguas abajo de la alcantarilla. . . . .	74
<b>Figura 3.9</b>	Vista de perfil y planta de la carretera. . . . .	75
<b>Figura 3.10</b>	Altura de sedimentos en una alcantarilla. . . . .	75
<b>Figura 3.11</b>	Tipos de geometrías a la entrada de una alcantarilla. . . . .	76
<b>Figura 3.12</b>	Esquema de una depresión a la entrada de una alcantarilla. . . . .	76
<b>Figura 3.13</b>	Esquema del Perfil de una alcantarilla. . . . .	77
<b>Figura 3.14</b>	Elevación de la carga de agua versus el caudal obtenido con el programa HY8. . . . .	77

<b>Figura 3.15</b>	Resumen del análisis hidráulico obtenido con el programa HY8. . . . .	78
<b>Figura 3.16</b>	Perfil de la alcantarilla analizada con el HY8. . . . .	78
<b>Figura 3.17</b>	Creación de un reporte con el programa HY8. . . . .	79
<b>Figura 3.18</b>	Campos que se pueden adicionar en el reporte generado con el programa HY8. . . . .	79
<b>Figura 3.19</b>	Distribución de cargas debido a la cobertura del relleno. . . . .	81
<b>Figura 3.20</b>	Distribución de cargas debido al empuje lateral del suelo. . . . .	83
<b>Figura 3.21</b>	Distribución de cargas debido a la presión del agua. . . . .	83
<b>Figura 3.22</b>	Carga del camión de diseño HL-93. . . . .	84
<b>Figura 3.23</b>	Carga de carril. . . . .	85
<b>Figura 3.24</b>	Carga de un tándem. . . . .	86
<b>Figura 3.25</b>	Carga de la sobrecarga vehicular. . . . .	87
<b>Figura 4.1</b>	Plano de localización de la carretera. . . . .	92
<b>Figura 4.2</b>	Suelos francos arenosos. . . . .	93
<b>Figura 4.3</b>	Vista aguas arriba de la alcantarilla 77+780. . . . .	94
<b>Figura 4.4</b>	Vista aguas abajo de la alcantarilla 77+780. . . . .	94
<b>Figura 4.5</b>	Vista 3D de la Cuenca de aporte en AutoCAD. . . . .	95
<b>Figura 4.6</b>	Vista 3D de la Cuenca de aporte en Google Earth. . . . .	95
<b>Figura 4.7</b>	Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil. . . . .	96
<b>Figura 4.8</b>	Pmax en 24h en la estación Progreso. . . . .	97
<b>Figura 4.9</b>	Comparación de tendencias en la estación Progreso. . . . .	108
<b>Figura 4.10</b>	Nomograma para alcantarillas rectangulares de concreto con control de entrada. . . . .	112
<b>Figura 4.11</b>	Principio de conservación de la energía para la alcantarilla 77+780. .	114
<b>Figura 4.12</b>	Creación del Proyecto para la alcantarilla 77+780. . . . .	115
<b>Figura 4.13</b>	Ingreso de datos al HY8 de la alcantarilla 77+780. . . . .	116
<b>Figura 4.14</b>	Elevación de la línea de energía aguas arriba Vs caudal de la alcantarilla 77+780, obtenido con el programa HY8. . . . .	117
<b>Figura 4.15</b>	Perfil de la superficie de agua de la alcantarilla 77+780, obtenido con el programa HY8. . . . .	120
<b>Figura 4.16</b>	Carga debido al peso propio. . . . .	122
<b>Figura 4.17</b>	Carga debido a la cobertura del relleno. . . . .	123

<b>Figura 4.18</b>	Carga debido a la presión lateral del terreno. ....	124
<b>Figura 4.19</b>	Carga debido a la presión lateral del agua. ....	124
<b>Figura 4.20</b>	Carga debido a la carga vehicular. ....	126
<b>Figura 4.21</b>	Momentos máximos. ....	127
<b>Figura 4.22</b>	Distribución del acero de la alcantarilla 77+780. ....	133
<b>Figura 4.23</b>	Vaciado parcial del concreto. ....	134
<b>Figura 4.24</b>	Junta Waterstop. ....	134

## LISTA DE SÍMBOLOS

A	:	Área de la sección transversal o área mojada
$A_c$	:	Área de la cuenca
$A_s$	:	Acero principal requerido
$A_{sr}$	:	Acero de distribución
B	:	Base de la alcantarilla
C	:	Coefficiente de escorrentía
c	:	Coefficiente de Chézy
D	:	Altura de la alcantarilla
d	:	Tirante medio hidráulico
$d_e$	:	Altura efectiva entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada
$d_{50}$	:	Diámetro medio de los elementos de protección
DC	:	Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.
E	:	Ancho de distribución de la rueda
EH	:	Empuje horizontal del suelo
ES	:	Sobrecarga del suelo
EV	:	Presión vertical del peso propio del suelo de relleno
F	:	Número de Froude
$f'_c$	:	Esfuerzo de compresión
$f_{cr}$	:	Esfuerzo de tracción por flexión del concreto
$F_e$	:	Factor de interacción suelo estructura para instalaciones bajo terraplén
$F_y$	:	Esfuerzo de fluencia del acero
g	:	Aceleración de la gravedad
H	:	Energía requerida para hacer circular una cantidad dada de agua a través de la alcantarilla.
ha	:	Hectárea

$h_c$	:	Tirante crítico
$H_e$	:	Profundidad de remanso
$H_1$	:	Nivel del agua a la salida de la alcantarilla
$I$	:	Intensidad de la precipitación
$IM$	:	Incremento por carga vehicular dinámica
$I_g$	:	Momento de inercia de la sección agrietada
$K_a$	:	Coeficiente de empuje lateral
$K_e$	:	Coeficiente de pérdida de cargas
$Kg$	:	Kilogramo
$Kg\text{-cm}$	:	Kilogramo -centímetro
$Km^2$	:	Kilómetro cuadrado
$LL$	:	Sobrecarga viva
$LP$	:	Longitud de protección
$m$	:	Factor de presencia múltiple
$mm$	:	Milímetro
$M_{cr}$	:	Momento de agrietamiento
$M_u$	:	Momento debido a las cargas mayoradas
$n$	:	Coeficiente de rugosidad de Manning
$n_i$	:	Modificador de cargas, factor que relaciona ductilidad, redundancia e importancia operativa.
$P$	:	Precipitación
$P_{eje}$	:	Peso del eje posterior del camión de diseño
$P_m$	:	Perímetro mojado
$Q$	:	Caudal
$Q_i$	:	Solicitaciones de carga
$R$	:	Radio hidráulico
$R_n$	:	Resistencia nominal
$S$	:	Pendiente
$t$	:	Espesor del muro de la alcantarilla

$T_c$	:	Tiempo de concentración
$V$	:	Velocidad media
$V_c$	:	Resistencia al corte
$V_u$	:	Corte debido a las cargas mayoradas
$V_s$	:	Velocidad a la salida de la alcantarilla
$y$	:	Profundidad del flujo
$WA$	:	Carga hidráulica y presión del flujo del agua
$\beta$	:	Ángulo de inclinación del relleno
$\gamma_i$	:	Factor de carga
$\gamma_s$	:	Densidad del relleno
$\gamma_{H_2O}$	:	Peso específico del agua
$\delta$	:	Ángulo de fricción interna suelo-concreto
$\theta$	:	Ángulo de inclinación de la pared
$\phi$	:	Factor de resistencia
$\phi^o$	:	Ángulo de fricción interna del relleno

## LISTA DE SIGLAS

- AASTHO** : Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transporte.
- DNV** : Dirección Nacional de Viabilidad.
- IILA** : Instituto Ítalo Latinoamericano
- MTC** : Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
- UNI** : Universidad Nacional de Ingeniería.
- SENAMHI** : Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología.

## INTRODUCCIÓN

El diseño de las alcantarillas en el Perú viene experimentando evolución y desarrollo, puesto que en la actualidad se tiene un mejor conocimiento y herramientas más eficaces, que permiten optimizar su funcionalidad.

En el diseño de alcantarillas, la predicción del comportamiento del agua y la selección del tipo de material más adecuado hace complejo lograr un diseño eficiente de la estructura hidráulica. Las alcantarillas se diseñan tomando en cuenta no sólo la mayor eficiencia hidráulica sino también la estructura adecuada para soportar las sobrecargas de diseño. Se han visto casos en los que se podrá tener una estructura adecuada pero no con las dimensiones para permitir el paso del agua, ocasionando que la estructura colapse o que el agua se desborde por la carretera, generando pérdidas económicas y malestar para los poblados que se ven afectados.

Este informe busca cumplir con todos los requerimientos de diseño eficiente de una alcantarilla de concreto armado tipo marco. Para ello se ha desarrollado cinco capítulos que están basados en una explicación teórica y los cuales se describen a continuación:

En el capítulo I se describe conceptos de hidrología, hidráulica y las consideraciones para el diseño estructural de estructuras enterradas, los cuales han sido la base teórica para el desarrollo adecuado y óptimo de la metodología.

En el capítulo II se da un mayor alcance sobre las alcantarillas, se detalla sus clases, los elementos que la componen, las consideraciones generales para su ubicación en planta y las propiedades que deberá presentar el suelo para garantizar el adecuado funcionamiento de la alcantarilla.

En el capítulo III se describe la metodología a seguir; se desarrollan y analizan los procedimientos que integran el diseño hidrológico, hidráulico y estructural de las alcantarillas.

En el capítulo IV se desarrolla la aplicación de la metodología a la alcantarilla rectangular existente en el Km 77+780 del Corredor Interoceánico Sur, Perú – Brasil, departamento de Puno, provincia de Azángaro.



En el capítulo V se muestran las conclusiones del cálculo realizado, así como las recomendaciones para lograr un diseño óptimo.

En síntesis, la metodología propuesta para el diseño integral de alcantarillas de concreto tipo marco, consiste en determinar el caudal de diseño, dimensionar la sección hidráulica, la estructura de protección, espesor de concreto y cuantía mínima necesaria de acero para que la alcantarilla sea funcional. La alcantarilla debe ser capaz de evacuar el caudal de diseño, con un nivel de agua en la entrada que no ponga en peligro a la alcantarilla, y debe ser segura para no presentar alguna falla estructural teniendo en cuenta las cargas que actúen sobre ella y optimizando los recursos disponibles. Se desea asimismo buscar la solución técnica más conveniente.

## **CAPÍTULO I: REVISIÓN LITERARIA**

### **1.1. HIDROLOGÍA**

La Hidrología es la ciencia geográfica que se dedica al estudio de la distribución espacial y temporal, y de las propiedades del agua presente en la atmósfera y corteza terrestre. Esto incluye las precipitaciones, la escorrentía, la humedad del suelo, la evapotranspiración, el equilibrio de las masas glaciares, etc.

Los estudios hidrológicos son fundamentales para el diseño hidráulico en obras viales, ya que se requiere conocer las características geomorfológicas de las quebradas o ríos, para realizar una estimación de la cantidad de agua que puede pasar a través de las estructuras y poder dimensionarlas, las cuales además permitan el paso del agua sin ocasionar daños a la vía o causar efectos ambientales negativos.

En el presente ítem se describe los factores que influyen en la obtención de diseños adecuados que garanticen el buen funcionamiento del sistema de drenaje proyectado, acorde a las exigencias hidrológicas de la zona de estudio. Es importante señalar que los métodos y procedimientos que se describen, abarcan únicamente la determinación de caudales para cuencas pequeñas.

#### **1.1.1. Cuenca de captación**

La cuenca de captación es el área de terreno donde todas las aguas de origen pluvial se unen para formar un solo curso de agua, se concentran y pasan por un punto determinado del cauce. Surge de esta definición que el concepto de cuenca se halla ligado no sólo al área encerrada y al cauce principal, sino también a la desembocadura de la cuenca, es decir al punto de concentración.

Una cuenca funciona como un sistema colector encargado de recoger las aguas precipitadas sobre ella y conducir las al punto de concentración. Este transporte va acompañado de pérdidas de agua y retardos de escurrimiento, que dependen básicamente de las características físicas de la cuenca.

Desde este punto de vista, la cuenca se caracteriza por su morfología (forma, relieve, drenaje), su cubierta vegetal y la naturaleza del suelo.

Cada cuenca está separada de las que la rodean por una línea divisoria, para su delimitación se pueden utilizar los planos que cuenta el IGN en escala 1:100 000 y preferentemente a una escala de 1/25 000, y si la cuenca está digitalizada en un programa de diseño como AutoCAD, se puede utilizar los comandos respectivos para obtener delimitación.

A partir de la delimitación de la cuenca y con el fin de parametrizarla, se estudian una serie de características físicas, entre las que se tienen:

- Área de la cuenca

El área de la cuenca se obtiene directamente planimetrando el plano, una vez efectuada la demarcación de la divisoria de aguas que la encierra, o por integración gráfica sobre un plano digitalizado.

- Perímetro de la cuenca

Es la longitud total de la divisoria topográfica.

- Longitud de la cuenca

La longitud de la cuenca se define como la distancia entre la salida y el punto más alejado, cercano a la cabecera del cauce principal y medida en línea recta.

- Pendiente media de la cuenca

Es la media ponderada de todas las pendientes correspondientes a áreas elementales en las que se pudiese considerar constante la máxima pendiente.

- Pendiente del cauce principal

La pendiente del cauce principal se puede determinar como la diferencia de la cota máxima y mínima del cauce principal, entre la longitud de la misma.

$$S = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad (1.1)$$

Siendo:

$H_{max}$  : Cota máxima (m)

$H_{min}$  : Cota mínima (m)

L : Longitud del cauce principal (m).

- Tiempo de concentración

Se define al tiempo de concentración  $t_c$ , como el tiempo transcurrido, desde que una gota de agua cae, en el punto más remoto de la cuenca hasta que llega a la salida de esta.

El tiempo de concentración depende de muchos factores, tales como, la geometría en planta (una cuenca "alargada" tendrá un mayor tiempo de concentración), su pendiente (una mayor pendiente produce flujos más veloces y por ende, un menor tiempo de concentración), las características del suelo, la cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes sólo incluyen la pendiente, la longitud del cauce principal y el área.

El Manual para el diseño de Carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito propone la siguiente formulación para la determinación del tiempo de concentración en cuencas pequeñas:

$$t_c = 0.3 (L/S^4)^{3/4} \quad (1.2)$$

Siendo:

$t_c$  : Tiempo de concentración en horas.

L : Longitud del cauce principal en km.

S : Pendiente media

- Cubierta

Los forestales y otros tipos de vegetación pueden tener efectos muy diferentes sobre el régimen del flujo, dependiendo principalmente del tipo, densidad y edad de las especies. La distribución en el interior de la cuenca (áreas superiores e inferiores) es también importante. Los índices que expresen la extensión relativa de la cubierta vegetal, referida al porcentaje del área total, deben interpretarse correctamente.

- Condiciones del suelo

La relación entre la infiltración y retención superficial depende fundamentalmente de la composición mecánica y de las propiedades físicas del suelo, como así también, cuando corresponda, de la profundidad y métodos de cultivo. Los datos de los mapas de suelos deben ser completados en consecuencia, con repetidas verificaciones in situ, de los tipos de cultivos eventualmente existentes en la cuenca y condiciones de los suelos, para la evaluación de su incidencia en los estudios de escurrimiento.

### 1.1.2. Tormenta de diseño

La tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema con el cual se calcula los caudales.

Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación de la zona o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes. En el presente informe, en el cual se hace uso del método racional para determinar el caudal pico, interesa la intensidad máxima de precipitación.

Para determinar la tormenta de diseño sería recomendable contar con información obtenida a través de un pluviógrafo, ya que este equipo provee información instantánea, sin embargo, la mayoría de estaciones de medición de precipitaciones sólo cuentan con pluviómetros que sólo proveen de valores totales.

#### Consideraciones para la selección del Periodo de Retorno

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado, se le denomina Periodo de Retorno "T". Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años.

Para adoptar el periodo de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

El criterio de riesgo es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil, lo cual implica que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante el primer año, durante el segundo, y así sucesivamente para cada uno de los años de vida de la obra.

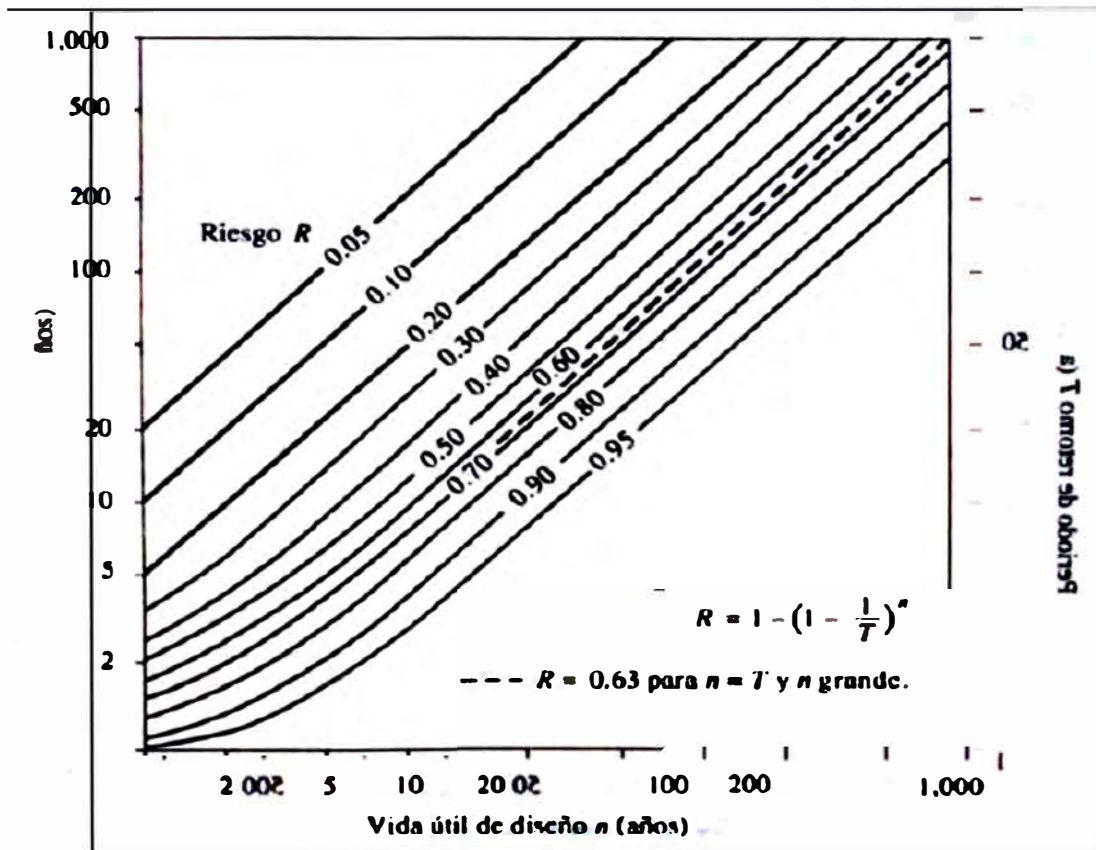
En general, se aceptan riesgos más altos cuando los daños probables que se produzcan, en caso de que discurra un caudal mayor al de diseño, sean

menores y los riesgos aceptables deberán ser muy pequeños cuando los daños probables sean mayores.

El riesgo de falla admisible en función del periodo de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n \tag{1.3}$$

Si la obra tiene una vida útil de  $n$  años, la fórmula anterior permite calcular el periodo de retorno  $T$ , fijando el riesgo de falla admisible  $R$ , el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la crecida estudiada, durante la vida útil de la obra. (Ver Figura 1.1).



(Fuente: Hidrología Aplicada, Ven Te Chow)

Figura 1.1 Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil

De acuerdo al Manual para el diseño de Carreteras Pavimentadas de bajo volumen de tránsito (MTC, 2008), se recomienda adoptar periodos de retorno no inferiores a 10 años para las cunetas y para las alcantarillas de alivio. Para las alcantarillas de paso, el periodo de retorno aconsejable es de 50 años. Para los pontones y puentes, el periodo de retorno no será menor a 100 años.

Cuando sea previsible que se produzcan daños catastróficos en caso de que se excedan los caudales de diseño, el periodo de retorno podrá ser hasta de 500 años ó más.

En el Cuadro 1.1, se muestran los valores del riesgo de excedencia del caudal de diseño, durante la vida útil del elemento de drenaje para diversos periodos de retornos y en el Cuadro 1.2, se indican periodos de retorno aconsejables según el tipo de obra de drenaje.

**Cuadro 1.1 Riesgo de excedencia (%) durante la vida útil para diversos periodos de retornos**

Periodo de retorno (años)	Años de vida útil				
	10	20	25	50	100
10	65.13%	87.84%	92.82%	99.48%	99.99%
15	49.84%	74.84%	82.18%	96.82%	99.90%
20	40.13%	64.15%	72.26%	92.31%	99.41%
25	33.52%	55.80%	63.96%	87.01%	98.31%
50	18.29%	33.24%	39.65%	63.58%	86.74%
100	9.56%	18.21%	22.22%	39.50%	63.40%
500	1.98%	3.92%	4.88%	9.3%	18.14%
1000	1.00%	1.98%	2.47%	4.88%	9.52%
10000	0.10%	0.20%	0.25%	0.50%	0.75%

(Fuente: Manual para el diseño de Carreteras Pavimentadas de bajo volumen de tránsito, 2008)

**Cuadro 1.2 Periodos de retorno para diseño de obras de drenaje en Carreteras de Bajo Volumen de tránsito**

TIPO DE OBRA	PERÍODO DE RETORNO EN AÑOS
Puentes y pontones	100(mínimo)
Alcantarillas de paso y badenes	50
Alcantarilla de alivio	10 - 20
Drenaje de la plataforma	10

(Fuente: MTC, Manual para el diseño de Carreteras Pavimentadas de bajo volumen de tránsito, 2008)

### Análisis Estadístico de Datos Hidrológicos

El análisis de frecuencia tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes periodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos.

Para utilizar estos modelos probabilísticos, se deben calcular sus parámetros y realizar pruebas de bondad de ajuste, y si el ajuste es bueno, se puede utilizar la distribución elegida. En estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas, el presente informe analizará las distribuciones Log Normal de dos parámetros, Log Pearson III y Gumbel.

El registro de datos deberá ser analizado con los diferentes modelos probabilísticos antes mencionados, escogiéndose el que mejor represente el comportamiento de la variable, que en nuestro caso representa la precipitación máxima registrada en un periodo de 24 horas. Una vez encontrada la ley de distribución que rige a las variables aleatorias se podrá determinar la magnitud del fenómeno para un determinado periodo de retorno.

### Intensidad máxima de precipitación

Es la intensidad de lluvia correspondiente a una duración igual al tiempo de concentración, para cierta frecuencia de recurrencia.

Existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración, ya que se considera que transcurrido el tiempo de concentración toda la cuenca contribuye a la salida.

Si se conocen las curvas I-D-f (Intensidad, duración y frecuencia), se procede a calcular la intensidad directamente de la curva que corresponde al periodo de retorno escogido. En el Perú, lamentablemente no se han continuado los esfuerzos emprendidos en 1983 por el IILA, la UNI y el SENAMHI. Estas instituciones recolectaron la información hidrológica disponible para hallar curvas regionales. Son escasas las estaciones que ofrecen información automatizada de registros pluviales, por lo que existe bastante dispersión en los datos.

La información que se encuentra disponible para estaciones diseminadas a lo largo del territorio es la precipitación máxima registrada en un periodo de 24



horas, por lo que se utilizan fórmulas para ajustar la precipitación de acuerdo al periodo de duración deseado. Una de ellas es la de Dick y Pescke, los cuales presentaron la siguiente ecuación:

$$P_d = P_{24h} \left( \frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (1.4)$$

En la cual  $P_d$  es la precipitación total para la duración  $d$  (en minutos); y  $P_{24h}$  es la precipitación máxima en 24 horas para el periodo de diseño.

Determinado el valor de  $P_d$ , se procede a calcular la Intensidad máxima de precipitación mediante la siguiente expresión:

$$I = \frac{P_d}{t_c} \left( \frac{mm}{h} \right) \quad (1.5)$$

Siendo  $t_c$ , el tiempo de concentración expresado en horas.

### 1.1.3. Estimación del caudal máximo de diseño

La estimación del caudal de diseño de la alcantarilla, asociado a un período de retorno depende del tamaño y naturaleza de la cuenca tributaria. Existe una diversidad de métodos empíricos para la determinación de este caudal, pero debido a que las cuencas analizadas suelen ser pequeñas, se considera pertinente el método de la fórmula racional, teniendo presente que se consideran cuencas pequeñas a aquellas en las que el tiempo de concentración es igual o menor a 1 hora. La formulación para determinar el caudal de diseño por el método racional es la siguiente:

$$Q = \frac{CIA_c}{3.6} \quad (1.6)$$

Dónde:

- Q : Caudal máximo de diseño ( $m^3/s$ )
- $A_c$  : Área de la cuenca ( $Km^2$ )
- I : Intensidad de precipitación ( $mm/h$ )
- C : Coeficiente de escorrentía; su valor está comprendido entre cero y uno, y depende de la geomorfometría de la cuenca y de su cobertura.

## 1.2. HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS

El flujo de agua en un conducto puede ser flujo en canal abierto o flujo en tubería, estos se diferencian en un aspecto importante, el flujo en canal abierto debe tener una superficie libre, en tanto que el flujo en tubería no la tiene debido a que en este caso el agua llena completamente el conducto.

Las condiciones de flujo en canales abiertos se complican por el hecho de que la posición de la superficie libre puede cambiar con el tiempo y con el espacio, y también por el hecho de que la profundidad de flujo, el caudal y las pendientes del fondo del canal y de la superficie libre, son interdependientes.

Las condiciones físicas de los canales abiertos varían mucho más que el de las tuberías. La sección transversal de una tubería por lo general es circular, en tanto que la de un canal abierto puede ser de cualquier forma desde circular hasta las formas irregulares en ríos. Además, la rugosidad en un canal abierto varía con la posición de una superficie libre, por consiguiente la selección de los coeficientes de fricción implica una mayor incertidumbre para el caso de canales abiertos que para el de tuberías.

El flujo en un conducto cerrado no es necesariamente flujo en tuberías; si tiene una superficie libre, puede clasificarse como flujo en canal abierto. Un alcantarillado de aguas de lluvias, por ejemplo, el cual es un conducto cerrado, generalmente se diseña para operar como en canal abierto, debido a que se espera que mantenga una superficie libre la mayor parte del tiempo.

### 1.2.1. Elementos geométricos de una sección de canal

Los elementos geométricos son propiedades de una sección de canal que pueden ser definidos por completo por la geometría de la sección y la profundidad de flujo. Estos elementos son muy importantes y se utilizan con amplitud en el cálculo del flujo. A continuación se dan las definiciones de varios elementos geométricos de importancia básica; otros elementos geométricos utilizados en el Informe se definirán cada vez que aparezcan por primera vez.

*Tirante medio hidráulico* y, es la distancia vertical desde el punto más bajo de una sección del canal hasta la superficie libre. Cuando la sección de canal es

rectangular, este término se intercambia con la profundidad de flujo de la sección,  $d$ .

*El nivel*, es la elevación o distancia vertical desde un nivel de referencia hasta la superficie libre. Si el punto más bajo de la sección de canal se escoge como el nivel de referencia, el nivel es idéntico a la profundidad del flujo.

*El área mojada  $A$* , es el área de la sección transversal del flujo perpendicular a la dirección de flujo.

*El perímetro mojado  $P_m$* , es la longitud de la línea de intersección de la superficie de canal mojada y de un plano transversal perpendicular a la dirección de flujo.

*El radio hidráulico  $R$* , es la relación del área mojada con respecto a su perímetro mojado.

*La profundidad hidráulica  $d$* , es la relación entre el área mojada y el ancho de la superficie libre.

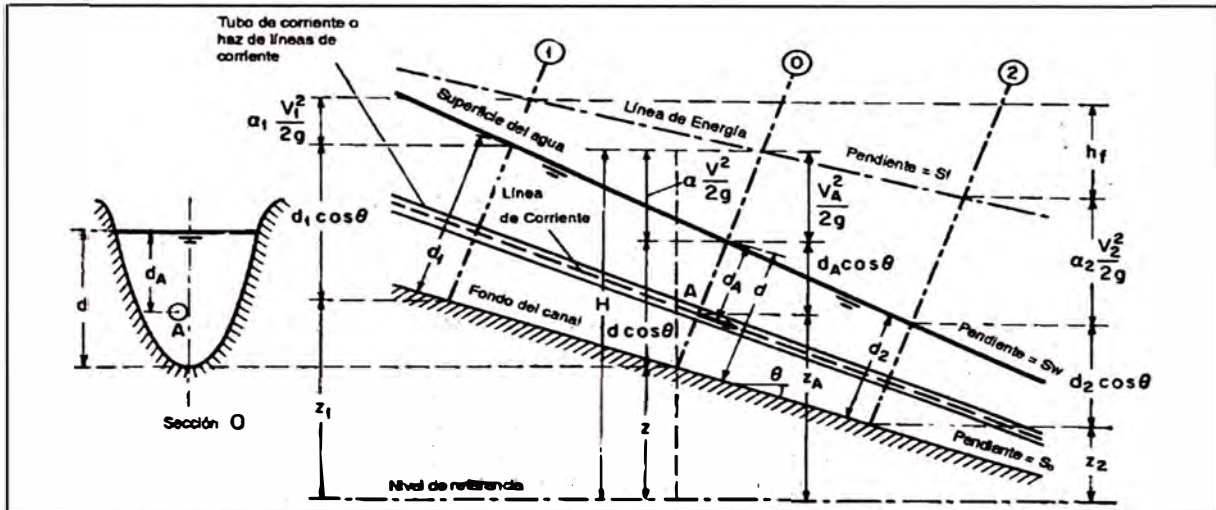
### 1.2.2. Principios de energía en canales abiertos

En hidráulica elemental se sabe que la energía total del agua en metros -kilogramo por kilogramo de cualquier línea de corriente que pasa a través de una sección de canal puede expresarse como la altura total en metros de agua que es igual a la suma de la elevación por encima del nivel de referencia, la altura de presión y la altura de velocidad.

Por ejemplo, con respecto al plano de referencia, la altura total  $H$  de una sección  $O$  que contiene el punto  $A$  en una línea de corriente de flujo de un canal de pendiente alta (Figura 1.2) puede escribirse como:

$$H = z_A + d_A \cos \theta + \frac{v_A^2}{2g} \quad (1.7)$$

Donde  $z_A$  la elevación del punto  $A$  por encima del plano de referencia,  $d_A$  es la profundidad del punto  $A$  por debajo de la superficie del agua medida a lo largo de la sección del canal,  $\theta$  es el ángulo de la pendiente del fondo del canal y  $\frac{v_A^2}{2g}$  es la altura de la velocidad del flujo en la línea de corriente que pasa a través de  $A$ .



(Fuente: Ven Te Chow, Hidráulica de canales abiertos, Mc Graw Hill Interamericana, 1994)  
Figura 1.2 Energía de flujo gradualmente variado en canales abiertos

En general cada línea de corriente que pasa a través de una sección de canal tendrá una altura de velocidad diferente, debido a la distribución no uniforme de velocidad en fluidos reales. Solo en flujo paralelo ideal con distribución uniforme de velocidades de altura de velocidad puede ser idéntico para todos los puntos de la sección transversal. En el caso del flujo gradualmente variado para propósitos prácticos, puede suponerse que las alturas de velocidad para todos los puntos de la sección del canal son iguales y, con el fin de tener en cuenta la distribución no uniforme de velocidades, puede utilizarse el coeficiente de energía para corregir ese efecto. Luego, la energía total de la sección del canal es:

$$H = z + d \cos \theta + \alpha \frac{v^2}{2g} \quad (1.8)$$

Para canales con pendientes bajas  $\theta \approx 0$ . Donde  $\alpha$  se conoce como coeficiente de energía. Datos experimentales indican que el valor de  $\alpha$  varía desde 1.03 hasta 1.36. Luego la energía total en la sección del canal es:

$$H = z + d + \alpha \frac{v^2}{2g} \quad (1.9)$$

De acuerdo con el principio de conservación de energía, la energía total en la sección 1 debe ser igual a la altura de energía total en la sección 2, más la pérdida de energía  $h_f$  entre las dos secciones:

$$z_1 + d_1 \cos \theta + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + d_2 \cos \theta + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + h_f \quad (1.10)$$

### 1.2.3. Desarrollo del flujo uniforme y sus ecuaciones

Se considera que el flujo uniforme tiene las siguientes características principales: la profundidad, el área mojada, la velocidad y el caudal en cada sección del canal son constantes; la línea de energía, la superficie del agua y el fondo del canal son paralelos; es decir, sus pendientes son todas iguales.

#### Expresión de la velocidad en flujo uniforme

Para los cálculos hidráulicos la velocidad media de un flujo uniforme turbulento en canales abiertos por lo general se expresa aproximadamente por la llamada ecuación de flujo uniforme. La mayor parte de las ecuaciones prácticas de flujo uniforme pueden expresarse de la siguiente manera:

$$V = CR^x S^y \quad (1.11)$$

Dónde:

- V : Velocidad media (m/s);
- R : Radio hidráulico (m);
- S : Pendiente de línea de energía;
- x e y : Exponentes; y
- C : Factor de resistencia al flujo.

Las ecuaciones mejor conocidas y más ampliamente utilizadas son las ecuaciones de Chézy y de Manning.

- *Ecuación de Chézy (c)*

Ecuación de flujo uniforme expresada como:

$$V = c\sqrt{RS} \quad (1.12)$$

Donde V es la velocidad media, R es el radio hidráulico, S es la pendiente y c es un factor de resistencia al flujo, conocido como el coeficiente de Chézy.

- *Ecuación de Manning (n)*

Presentó una ecuación, la cual se modificó más adelante hasta llegar a su bien conocida forma actual:

$$V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (1.13)$$

Donde  $V$  es la velocidad en m/s,  $R$  es el radio hidráulico en metros,  $S$  es la pendiente y  $n$  es el coeficiente de rugosidad, específicamente conocido como  $n$  de Manning. Un método para estimar el valor de  $n$  para un canal, implica el uso de tablas de valores que Ven Te Chow (1959) presentó para varios tipos de canales, y la información de esta tabla se muestra en el Anexo 1.1. En esta tabla se establecen valores mínimos y máximos de  $n$  para cada tipo de superficie.

#### 1.2.4. Flujo en alcantarillas

Las características hidráulicas del flujo en una alcantarilla irán variando de acuerdo a las dimensiones, caudal, condiciones de entrada y salida de la misma, 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 usando 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.

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

A partir de la experimentación existen dos formas fundamentales típicas de flujo en alcantarillas que incluyen las demás, las cuales son; flujo con control de entrada y flujo con control de salida. Para cada uno de los tipos de control, se aplican diferentes factores y fórmulas para determinar la capacidad hidráulica de una alcantarilla.

En el escurrimiento con control de entrada, son de primordial importancia: la sección transversal del conducto, la geometría de la embocadura y la profundidad del agua a la entrada o altura del remanso. En cambio, en el escurrimiento con control de salida debe agregarse a las anteriores el nivel del agua a la salida, la pendiente, rugosidad y largo del conducto.

##### Flujo en alcantarillas con control de entrada

El control de entrada significa que la capacidad de descarga de una alcantarilla está regida en su entrada, por la profundidad del remanso ( $H_e$ ) y por la

geometría de la embocadura, que incluye la forma y área de la sección transversal del conducto, y el tipo de aristas de aquella.

La profundidad del remanso ( $H_e$ ), es la distancia vertical desde el umbral de la alcantarilla, en la entrada, hasta la línea de energía total en dicho remanso.

Con control de entrada, la rugosidad, el largo del conducto y las condiciones a la salida (incluyendo la profundidad del agua inmediatamente aguas abajo  $H_s$ ), no son factores que determinen la capacidad de la alcantarilla. Un aumento de la pendiente del conducto, reduce la profundidad del remanso de entrada en una cantidad ínfima, de manera que cualquier corrección por pendiente, puede ser despreciada para alcantarillas de uso corriente o comúnmente utilizadas, escurriendo bajo control de entrada.

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

- La entrada está descubierta y la pendiente es supercrítica, pudiendo o no fluir llena la sección en parte del conducto.
- La entrada está sumergida, y sin embargo no fluye lleno el conducto, pudiendo la pendiente ser subcrítica o supercrítica.

Para este tipo de flujo tenemos nomogramas que interrelacionan las variables involucradas, los cuales fueron originalmente preparados por la Sección Hidráulica División de Puentes de la Oficina de Ingeniería y Operaciones del Bureau of Public Roads de Washington (USBR), 1964 y posteriormente traducidos y adaptados a unidades métricas por el Ing. Ruhle (1996) de la Dirección Nacional de Viabilidad de Argentina (en adelante DNV). En el Anexo 1.2 se presentan algunos de estos nomogramas.

En la Figura 1.3 se muestran esquemas de escurrimiento con control de entrada en alcantarillas con embocadura saliente, libre y sumergida, y con embocadura sumergida cortada en bisel.

#### Flujo en alcantarillas con control de salida

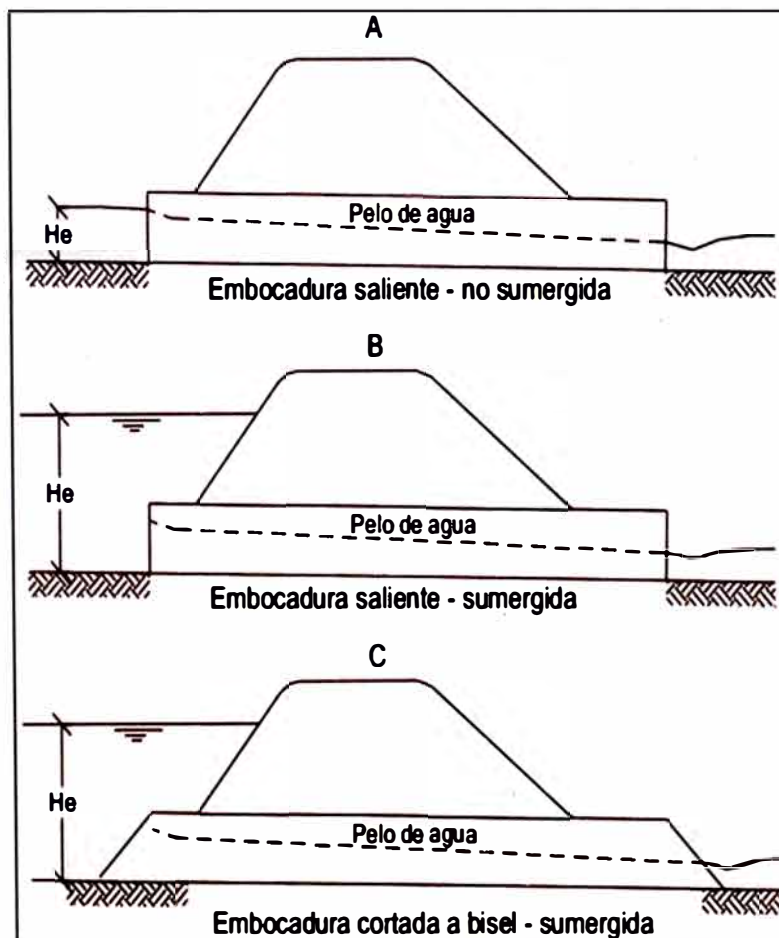
En el control de salida, la capacidad de descarga de la alcantarilla está regida por los mismos factores del control de entrada y además debe agregarse a las

anteriores el nivel de agua a la salida, la pendiente, longitud y rugosidad del conducto. El flujo en alcantarillas con control de salida puede presentarse con conducto lleno o parcialmente lleno, ya sea en una porción o en toda su longitud.

Al igual que en el control de entrada, no es sencillo predefinir cuándo un flujo tendrá control de salida, los casos más típicos son aquellos en los cuales:

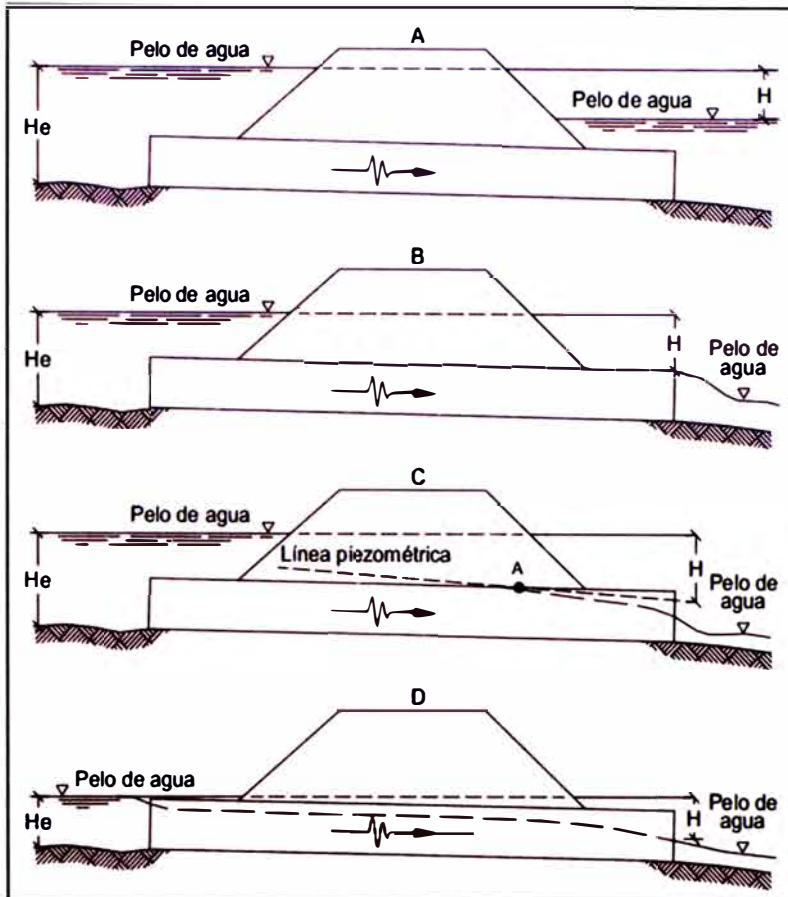
- La altura del agua no sumerge la entrada y la pendiente del conducto es subcrítica.
- El flujo en la alcantarilla es a plena capacidad.

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 con control de salida. La Figura 1.4 presenta cuatro tipos de flujos.



(Fuente: Dirección Nacional de Viabilidad, 1996)  
Figura 1.3 Escurrimiento con control de entrada





(Fuente: Dirección Nacional de Viabilidad, 1996)  
 Figura 1.4 Escurrimiento con control a la salida

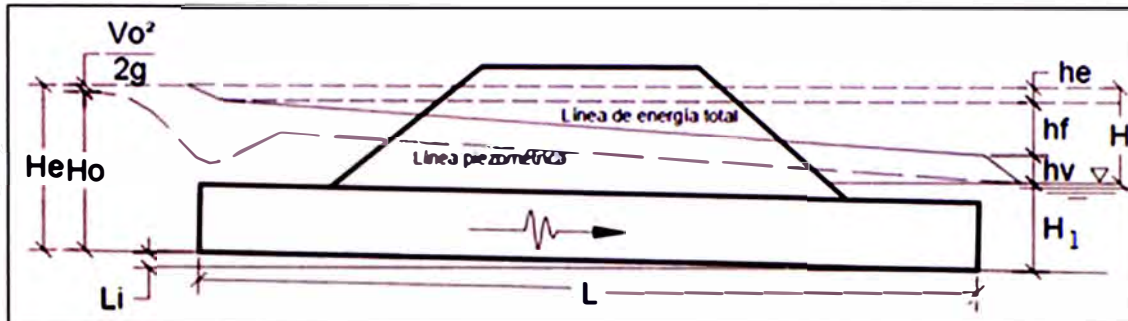
Si cualquiera de las secciones transversales de la alcantarilla a lo largo de toda su longitud, está llena, se dice que la alcantarilla escurre llena (caso A y B). Los casos C y D muestran cuando la sección está parcialmente llena en un tramo o en todo el conducto. El método aplicado para estos tipos de escurrimientos para determinar la profundidad del agua a la entrada, ofrece resultados para los casos A, B y C con muy buena exactitud, el caso D se resuelve pero ofrece resultados con exactitud decreciente en el cálculo de  $H_e$ , a medida que este decrece.

La profundidad de remanso  $H_e$ , para control de salida, puede ser expresada por una misma ecuación para todas las condiciones de escurrimiento, cualquiera sea el nivel de superficie libre aguas abajo de la salida. La expresión que da el valor de la profundidad  $H_e$  será entonces:

$$H_e = H + H_1 - L S \quad (1.14)$$

Donde  $H$  es la energía requerida para hacer circular una cantidad dada de agua a través de la alcantarilla,  $H_1$  es la dimensión vertical comprendida entre el umbral de salida hasta el punto desde el cual se mide  $H$ ,  $L$  es la longitud del

conducto y  $S$  la pendiente del conducto. Los términos que aparecen en esta ecuación se observan en la Figura 1.5. La determinación de  $H$ , se puede hacer con la ayuda de los Nomogramas del Anexo 1.3.



(Fuente: Dirección Nacional de Viabilidad, 1996)  
Figura 1.5 Términos de la ecuación para la determinación de  $H_e$

### 1.2.5. Velocidad del flujo en las alcantarillas

Una alcantarilla, debido a sus características, generalmente, incrementa la velocidad de una corriente respecto a la del cauce natural. Las más perjudiciales, son las altas velocidades en correspondencia con la salida de la alcantarilla, y la erosión potencial en ese punto es un aspecto que debe considerarse en el diseño de la alcantarilla. En la mayoría de los casos, una variación en las dimensiones de la alcantarilla, no altera apreciablemente, las velocidades de la salida.

La velocidad del flujo a la entrada o salida, será la que determine si es necesario o no construir obras de protección.

#### Velocidades máximas en el conducto de las alcantarillas

De acuerdo al Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transporte y Comunicaciones (En adelante MTC), se debe tener en cuenta que es necesario que la velocidad se encuentre dentro de un rango, cuyos límites se muestran en el Cuadro 1.3.

Cuadro 1.3 Velocidades máximas admisibles (m/s) en conductos revestidos

TIPO DE REVESTIMIENTO	VELOCIDAD (M/S)
Concreto	3.0 – 6.0
Ladrillo con concreto	2.5 – 3.5
Mampostería de piedra y concreto	2.0

(Fuente: MTC, Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2011)

Adicionalmente, se deberá verificar que la velocidad mínima del flujo dentro del conducto no produzca sedimentación que pueda incidir en una reducción de su capacidad hidráulica, por lo que en el Manual del MTC se recomienda una velocidad mínima de 0.25 m/s.

### Velocidades máximas a la salida de la alcantarilla

La velocidad a la salida de la alcantarilla es la que tiene más importancia, ya que generalmente esta velocidad es mayor que la velocidad de escurrimiento en el cauce natural y debe limitarse a fin de evitar procesos de socavación del cauce aguas abajo de la estructura que no afecten su estabilidad.

Adicionalmente, esta será la que indique si es necesario o no construir obras de protección. En el Cuadro 1.4 se presentan los valores máximos admisibles de velocidades de flujo según el tipo de material donde se desplaza.

**Cuadro 1.4 Velocidades máximas admisibles (m/s) en canales no revestidos**

TIPO DE TERRENO	FLUJO INTERMITENTE (M/S)	FLUJO PERMANENTE (M/S)
Arena fina (no coloidal)	0.75	0.75
Arcilla arenosa (no coloidal)	0.75	0.75
Arcilla limosa (no coloidal)	0.90	0.90
Arcilla fina	1.00	1.00
Ceniza volcánica	1.20	1.00
Grava fina	1.50	1.20
Arcilla dura (coloidal)	1.80	1.40
<b>Material graduado (no coloidal)</b>		
Desde arcilla a grava	2.00	1.50
Desde limo a grava	2.10	1.70
Grava	2.30	1.80
Grava gruesa	2.40	2.00
Desde grava a piedras (< 15 cm)	2.70	2.10
Desde grava a piedras (> 20 cm)	3.00	2.40

(Fuente: MTC, Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2011)

### 1.3. INFORMACIÓN GENERAL PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS

En el presente ítem se describirán los requisitos para la selección de las propiedades estructurales y dimensiones de las estructuras enterradas, como son las alcantarillas. El diseño de las estructuras enterradas está conforme a las indicaciones de la AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

#### 1.3.1. Propiedades de los Materiales

La documentación técnica debe exigir materiales de calidad y la aplicación de estrictas normas de fabricación y montaje. Los materiales que componen la estructura son básicamente, el concreto y el acero de refuerzo, los cuales deberán cumplir con ciertos requisitos mínimos:

- *Concreto para alcantarillas:* Se ha adoptado como parámetros de diseño el empleo de un concreto estructural cuya resistencia a los 28 días no debe ser menor de 280 Kg/m<sup>2</sup>.
- *Acero para concreto armado:* El acero estructural debe ser de tipo autoprotector, o bien tener sistemas de recubrimiento de larga duración o protección catódica. El acero tendrá las siguientes características técnicas: Límite de fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup> y un Módulo de elasticidad de 2100000 Kg/cm<sup>2</sup>.

#### 1.3.2. Estados Límites

Las alcantarillas deben ser proyectadas para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas por los estados límite previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y operación de la alcantarilla. De acuerdo a lo indicado por la ASSTHO, la sollicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (1.15)$$

Dónde:

$n_i$  : Modificador de cargas, factor que relaciona ductilidad, redundancia e importancia operativa.

$\gamma_i$  : Factor de carga (obtenido estadísticamente).

$Q_i$  : Sollicitaciones de carga.

- $\phi$  : Factor de resistencia (multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal).
- $R_n$  : Resistencia nominal.

### Estado de Servicio

Las alcantarillas se deberían diseñar de manera de evitar los efectos estructurales indeseados que provocan las deformaciones. En las losas de concreto las deformaciones bajo niveles de carga de servicio pueden provocar el deterioro de las superficies de rodamiento y fisuración localizada que podría afectar la serviciabilidad y durabilidad, aun cuando sean autolimitantes y no representan una fuente potencial de colapso.

### Estado de límite de fatiga y fractura

Se toma en cuenta como restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de diseño que pasa un número esperado de ciclos correspondientes al rango de esfuerzos. El estado de fractura será tomado en cuenta como una gama de requerimientos de tenacidad del material.

### Estado límite de Resistencia

Es considerado para asegurar la resistencia y la estabilidad, ambas son dadas para resistir las combinaciones especificadas de carga que se espera que la alcantarilla experimente durante su vida de diseño. Bajo este estado podría ocurrir daño estructural y frecuente sufrimiento, pero la integridad completa de la estructura se espera que se mantenga.

Los factores de resistencia, para estructuras enterradas tipo cajón de concreto armado colocado insitu, tiene el valor de 0.90 para flexión y de 0.85 para corte.

### Estado límite de Evento Extremo

Se toma en cuenta para asegurar la supervivencia de la estructura durante un sismo importante o inundaciones o ante alguna colisión, que pueda ocurrir bajo condiciones muy especiales. Se considera que este evento extremo pueda ocurrir una sola vez con un periodo de retorno que incluso exceda la vida de diseño de la alcantarilla.

### 1.3.3. Cargas y factores de carga

Para las estructuras enterradas, las cargas y los factores de modificación de las cargas sobre los elementos de la alcantarilla se han considerado fórmulas que da la ASSTHO LRFD.

#### Cargas y denominación de cargas

Se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

- Cargas permanentes:

DC : Peso propio de los componentes estructurales y no estructurales.

EH : Empuje horizontal del suelo.

ES : Sobrecarga del suelo.

EV : Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

- Cargas transitorias:

IM : Incremento por carga vehicular dinámica.

LL : Sobrecarga viva.

WA : Carga hidráulica y presión del flujo del agua.

#### Factores de carga

Los factores se deberán seleccionar de manera de producir la sollicitación total mayorada extrema. Para cada combinación de cargas se deberán investigar tanto los valores extremos positivos como los valores extremos negativos.

En el Cuadro 1.5 se especifican los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño. En cada combinación de cargas, cada una de las cargas que debe ser considerada y que es relevantes para el componente que se está diseñando, incluyendo todas las sollicitaciones significativas a distorsión, se deberán multiplicar por el factor de carga correspondiente y el factor de presencia múltiple especificado más adelante.

Para las sollicitaciones debidas a cargas permanentes, del Cuadro 1.6 se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica.

**Cuadro 1.5. Combinaciones de cargas y factores de carga**

Combinación de Cargas	DC DD DII' EH EI' ES EL	LL LM CE BR PL LS	PA	PS	PL	FR	TU' CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CI'	
Estado Límite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	$\gamma_F$	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	$\gamma_F$	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	$\gamma_F$	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EI', ES, DII', DC	$\gamma_F$ 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	$\gamma_F$	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_F$	$\gamma_{EQ}$	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_F$	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, LM y CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD)

**Cuadro 1.6. Factores de carga para cargas permanentes**

Tipo de carga	Factor de Carga		
	Máximo	Mínimo	
DC: Elemento y accesorios	1.25	0.90	
DD: Fricción negativa (downdrag)	1.80	0.45	
DII': Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65	
EH: Empuje horizontal del suelo			
	• Activo	1.50	0.90
• En reposo	1.35	0.90	
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00	
EI': Empuje vertical del suelo			
	• Estabilidad global	1.00	N/A
	• Muros de sostenimiento y estribos	1.35	1.00
	• Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
	• Marcos rígidos	1.35	0.90
	• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1.95	0.90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1.50	0.90	
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	0.75	

(Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD)

### Combinaciones de carga

Serán considerados tres casos para la determinación de la envolvente de momentos para los estados límites de Resistencia y Servicio, los cuales se detallan a continuación:

- Carga vertical máxima sobre la losa superior de la alcantarilla y carga máxima saliente en las paredes:

$$DC_{m\acute{a}x} + EV_{m\acute{a}x} + EH_{min} + (LL + IM)_{m\acute{a}x} + WA_{m\acute{a}x} \quad (1.16)$$

- Carga vertical mínima sobre la losa superior y carga máxima entrante en las paredes:

$$DC_{min} + EV_{min} + EH_{m\acute{a}x} \quad (1.17)$$

- Carga vertical máxima sobre la losa superior y carga máxima entrantes en las paredes:

$$DC_{m\acute{a}x} + EV_{m\acute{a}x} + EH_{m\acute{a}x} + (LL + IM)_{m\acute{a}x} \quad (1.18)$$

Combinaciones de carga para el estado límite de Resistencia I:

$$U = 1.25DC + 1.30EV + 0.90EH + 1.75(LL + IM) + 1.0WA$$

$$U = 0.90DC + 0.90EV + 1.50EH$$

$$U = 1.25DC + 1.30EV + 1.50EH + 1.75(LL + IM)$$

Las combinaciones de carga para el estado límite de Servicio I son:

$$U = DC + EV + EH + (LL + IM) + WA$$

$$U = DC + EV + EH$$

$$U = DC + EV + EH + (LL + IM)$$

Dónde:

U : Carga última

#### 1.3.4. Descripción de las fuerzas actuantes

Las fuerzas actuantes para el diseño estructural de las alcantarillas se deberán tomar en cuenta lo siguiente:

##### Cargas permanentes (DC)

Se refiere a los pesos de los elementos que constituirán la estructura, y se supone que actuarán en todo momento, siendo constante en magnitud y posición. En este grupo se englobará el peso propio y la carga muerta.

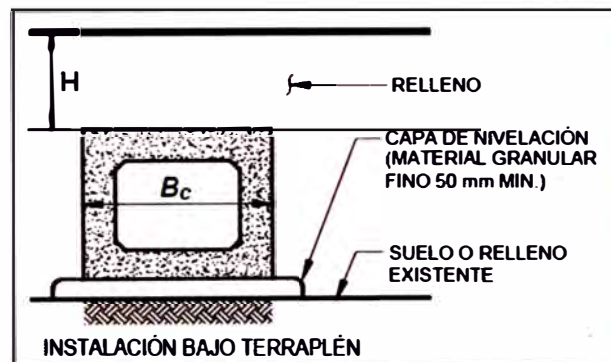
El peso propio se deduce de la geometría teórica de la estructura, mientras que la carga muerta, serán las cargas de los accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecapas, etc.



### Cargas debido al suelo (EV – EH)

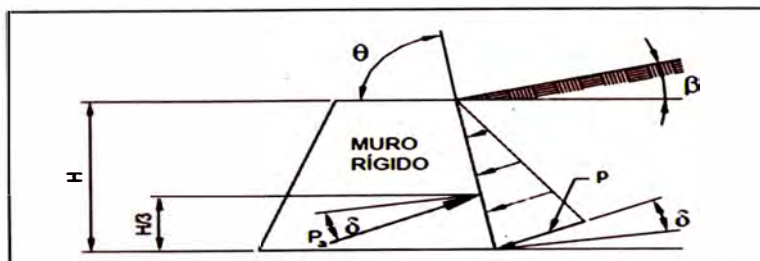
Estas cargas se originan por las acciones originadas por el terreno natural o relleno, sobre los elementos estructurales. Están relacionadas con el tipo de suelo, capacidad de generar movimientos horizontales y verticales; las cuales generan esfuerzos para los cuales se diseña la estructura.

En caso de la presión vertical ejercida por el peso de la cobertura del relleno (EV), el diseño de la estructura debe hacerse para que su comportamiento sea elástico, de manera que interactúe la estructura con el suelo sufriendo el menor daño posible, es decir lo más flexible posible, lo cual dependerá fundamentalmente de las dimensiones de ésta, y especialmente la relación entre su espesor y las dimensiones de la base en cada dirección. En la Figura 1.6, se puede apreciar los factores que interviene para la determinación del factor de interacción suelo – estructura.



(Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD)  
Figura 1.6 Instalación bajo terraplén

El empuje lateral del suelo (EH), es función de las características del terreno y de la interacción terreno – estructura. Su determinación dependerá del coeficiente de empuje lateral  $K_a$ , para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa.



(Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD)  
Figura 1.7 Simbología para el empuje activo de Coulomb

### Cargas Hidráulicas (WA)

La carga hidráulica del agua es la fuerza ejercida contra las paredes y base de la alcantarilla. Para una mayor facilidad de cálculo, se puede tomar como una carga repartida la fuerza que ejerza el agua sobre la estructura, donde en la parte superior la presión del agua es cero y en el fondo de la alcantarilla es el peso específico del agua multiplicada por la altura de la columna de agua.

### Fuerzas Debido a la sobrecarga vehicular (LL)

La sobrecarga vehicular, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de camión de diseño o tándem de diseño y carga de carril de diseño. La solicitud extrema correspondiente a la sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93. En ausencia de datos específicos, se tiene los valores del Cuadro 1.7:

**Cuadro 1.7. Factor de presencia múltiple (m)**

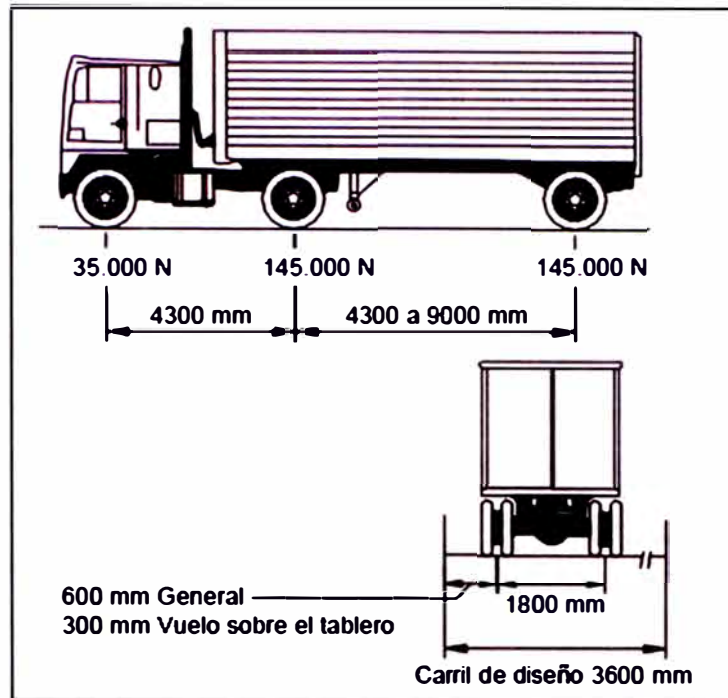
Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, <i>m</i>
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

(Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD)

- Carga de camión HL - 93

Para la determinación de la carga debido al tráfico usaremos el camión de diseño AASHTO LRFD HL-93, considerando que es el que causa los efectos más desfavorables en la estructura. En la Figura 1.8 se puede apreciar las características del camión HL – 93.

El área de contacto de los neumáticos de una rueda del camión de diseño HL-93, compuesto por uno o dos neumáticos se deberá considerar como un único rectángulo de 510 mm de ancho y 250 mm de longitud. Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye uniformemente sobre el área de contacto.



(Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el Método LRFD)  
Figura 1.8 Camión de diseño HL-93

De acuerdo a lo estipulado por la AASTHO, se indica que si la profundidad del relleno es menor a 0.60 m, se puede despreciar el efecto del relleno sobre la distribución de la sobrecarga, mientras si la profundidad del relleno es mayor que 0.60 m, se puede considerar que las cargas de las ruedas están uniformemente distribuidas en un área rectangular cuyos lados son iguales a la dimensión del área de contacto de los neumáticos, más 1.15 veces la profundidad del relleno en todos los demás casos.

Para alcantarillas de un solo tramo los efectos de la sobrecarga se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que 2.4 m y mayor que la longitud del tramo; para alcantarillas de múltiples tamos estos efectos se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que la distancia entre las caras de los muros extremos.

- Carga de carril

La carga de carril de diseño consistirá en una carga de 960 kg/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3.0 m.

Las solicitaciones debido a la carga de carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

- Carga de un tándem

El tándem de diseño considera un par de ejes de 11.34 t con una separación de 1.20 m. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1.80 m. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica de acuerdo a las condiciones del diseño.

- Determinación de la sobrecarga vehicular

La sobrecarga vehicular se determinará con el mayor valor de la carga del camión de diseño o tándem y se le adicionará la carga del carril.

Incremento por carga vehicular dinámica (IM)

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en el Cuadro 1.8. El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como:  $(1 + IM/100)$ . Este incremento denominado como incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

**Cuadro 1.8 Incremento por carga dinámica**

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

(Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el Método LRFD)

El incremento por carga dinámica para alcantarillas y otras estructuras enterradas cubiertas, deberá ser calculado de la siguiente manera:

$$IM = 33(1 - 4.1 \times 10^{-1} \times H) \geq 0\% \quad (1.19)$$

Dónde:

H : Profundidad mínima del relleno sobre la estructura (m)

IM : Carga dinámica (%)

### **1.3.5. Modelamiento estructural**

El modelamiento de la alcantarilla de concreto tipo marco se realizará con ayuda del programa SAP 2000, donde la estructura será analizada como modelo plano presentando un comportamiento lineal y elástico. En el programa se deberá ingresar todas las cargas que afectan a la estructura, obteniéndose como datos de salida, los diagramas de momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales.

### **1.3.6. Diseño estructural**

El diseño estructural de la alcantarilla ha sido disgregado por elementos, los refuerzos principales en las losas superior e inferior y en los muros se determinarán de la siguiente manera:

#### **Armadura principal**

Para el cálculo de la armadura principal paralela al tráfico, se emplearán los momentos máximos de fibra superior e inferior de la alcantarilla, para la determinación del acero en la parte superior e inferior respectivamente.

#### **Armadura de distribución**

La armadura de distribución está dispuesta en la dirección secundaria. Este refuerzo sólo será considerado para la cara inferior de la losa superior y se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para el momento positivo.

#### **Armadura de contracción y temperatura**

Se deberá disponer de armadura para las tensiones por contracción y temperatura cerca de la superficie del concreto expuestas a variaciones diarias de temperatura. Este será considerado como refuerzo en la cara inferior de la losa superior, en cada lado de los muros y en ambas caras de la losa inferior.

## **CAPÍTULO II: INFORMACIÓN GENERAL PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLAS**

### **2.1. GENERALIDADES**

Las alcantarillas son conductos cerrados que permiten el cruce de la corriente de agua, de un lado a otro del camino. Estos conductos continúan el cauce, en donde la corriente encuentra una barrera artificial, como es el terraplén de un camino, de una vía férrea u otra infraestructura (U.S. Bureau of Reclamation, 1978).

La alcantarilla generalmente reduce el cauce de la corriente de agua, ocasionando su embalse a la entrada, lo que genera un aumento de la carga hidráulica, generando un aumento de velocidad dentro del conducto y a la salida.

Estos dos factores (embalsamiento a la entrada y aumento de velocidad) deben ser tenidos en cuenta en el diseño, tanto de la rasante como de la propia obra de drenaje, ya que pueden ser muy perjudiciales; el primero ocasiona inundaciones en terrenos adyacentes, existiendo la posibilidad latente de que el remanso de agua supere la cota de rasante, y el segundo provoca erosión.

### **2.2. CLASES DE ALCANTARILLAS**

El requerimiento del diseño de una alcantarilla tiene su origen en la necesidad de cruzar una corriente o para restituir parte del flujo de una ladera cortado por una vía; entonces es construido como un dren colector de descarga de aguas excedentes. Por ende, las alcantarillas se clasifican según la sección geométrica de su barril, la forma en que el agua fluye sobre el conducto y por las obras auxiliares de entrada y salida del flujo a la estructura principal.

Las alcantarillas de uso corriente son de sección circular, bóvedas y ovaladas, tanto de concreto como metálicas y alcantarillas rectangulares de concreto. Se admite que todas estas alcantarillas tienen un conducto de sección transversal uniforme. Algunos tipos de alcantarillas se muestran en las siguientes figuras:



(Fuente: Elaboración Propia, 2010)  
**Figura 2.1 Alcantarilla de concreto de sección circular**



(Fuente: Elaboración Propia, 2010)  
**Figura 2.2 Alcantarilla de concreto de sección rectangular**



(Fuente: Elaboración Propia, 2010)  
**Figura 2.3 Alcantarilla multiceldas de sección circular**

## 2.3. ELEMENTOS DE UNA ALCANTARILLA

### 2.3.1. Conducto

El diseño del conducto puede realizarse por medio de fórmulas, según el tipo de flujo o por medio de nomogramas, pudiendo diseñarse con control de entrada o de salida. También se deberá seleccionar el material a utilizar, la sección y número de conductos.

### 2.3.2. Estructura de entrada

La estructura de entrada es aquella diseñada e instalada para permitir el ingreso ordenado del flujo, puede definirse como sección de control según la topografía de la zona donde se ubican.

#### Entrada tipo buzón

Las cajas o buzones de concreto armado, serán estructuras de sección rectangular mínimas necesarias para la evacuación del agua de las quebradas y cunetas. Los buzones tendrán una altura tal que en su interior pueda encajar la alcantarilla correspondiente que se proyecte, con una profundidad adicional para almacenar los sedimentos que arrastran las quebradas y cunetas, y también permitir la descarga libre hacia el interior del cajón.



(Fuente: Elaboración propia, 2010)  
Figura 2.4 Entrada tipo buzón



### Entrada tipo alero inclinado

Este tipo de entrada se considera conveniente colocar cuando las alcantarillas se ubican en zonas donde la carretera va en relleno o por razones de topografía y requiere el ingreso del agua de las zonas que quedan por debajo de la rasante de la carretera.



(Fuente: Elaboración propia, 2010)  
Figura 2.5 Entrada tipo alero inclinado

### **2.3.3. Estructura de salida**

La estructura de salida es aquella diseñada e instalada para permitir la salida ordenada del sistema de drenaje transversal, según la topografía de la zona donde se ubican.

#### Salida Tipo Alero Inclinado

Este tipo de salida consiste de aleros inclinados según el talud de relleno. Se considera conveniente colocar este tipo de estructura en tramos en donde la carretera va en relleno o en zonas a media ladera y no permite la entrega de cunetas o por razones de topografía. Este tipo de estructuras permitirá una entrega libre y encauzada del flujo hacia la zona de evacuación, adecuadamente protegida en dirección del dren de entrega natural, dependiendo de la variación del nivel del terreno a la salida.

#### Salida Tipo muro con alas inclinadas

Se ha considerado colocar una estructura tipo muro con alas cuando se tenga la necesidad de contener cierta altura de relleno sobre la alcantarilla, o cuando al salir del terraplén, este quede "colgado", a una altura determinada del nivel de terreno natural, la cual es salvada por este tipo de estructura. Los aleros de esta estructura tendrán talud según el talud de relleno.

### Salida Tipo Muro

Debido a condiciones de trazo y/o topografía accidentada de la zona específica, existen tramos en donde es necesario proyectar muros de sostenimiento o contención y en los cuales coinciden las salidas de alcantarillas que requerirán de protección adecuada a la salida pues en estos tramos los taludes son prácticamente verticales. Estos muros son de concreto ciclópeo o concreto armado, dependiendo de la altura requerida.

#### **2.3.4. Elemento de protección al ingreso de las alcantarillas**

Las protecciones al ingreso de las alcantarillas se instalan con la finalidad de evitar cualquier acción erosiva del flujo y que perjudique la estabilidad de las mismas, además de brindar protección a la zona aledaña al terraplén de la carretera.

### Protección de enrocado

Para lograr este tipo de protección se instalan zanjas de ingreso en piedra asentada y emboquillado en zonas llanas donde el nivel del fondo de la alcantarilla se encuentre por debajo del nivel del terreno. Se recomienda que tenga una pendiente similar a la alcantarilla para así propiciar el ingreso del flujo.



(Fuente: Elaboración Propia, 2010)

Figura 2.6 Protección de enrocado a la entrada de la alcantarilla

#### **2.3.5. Elemento de protección a la salida de las alcantarillas**

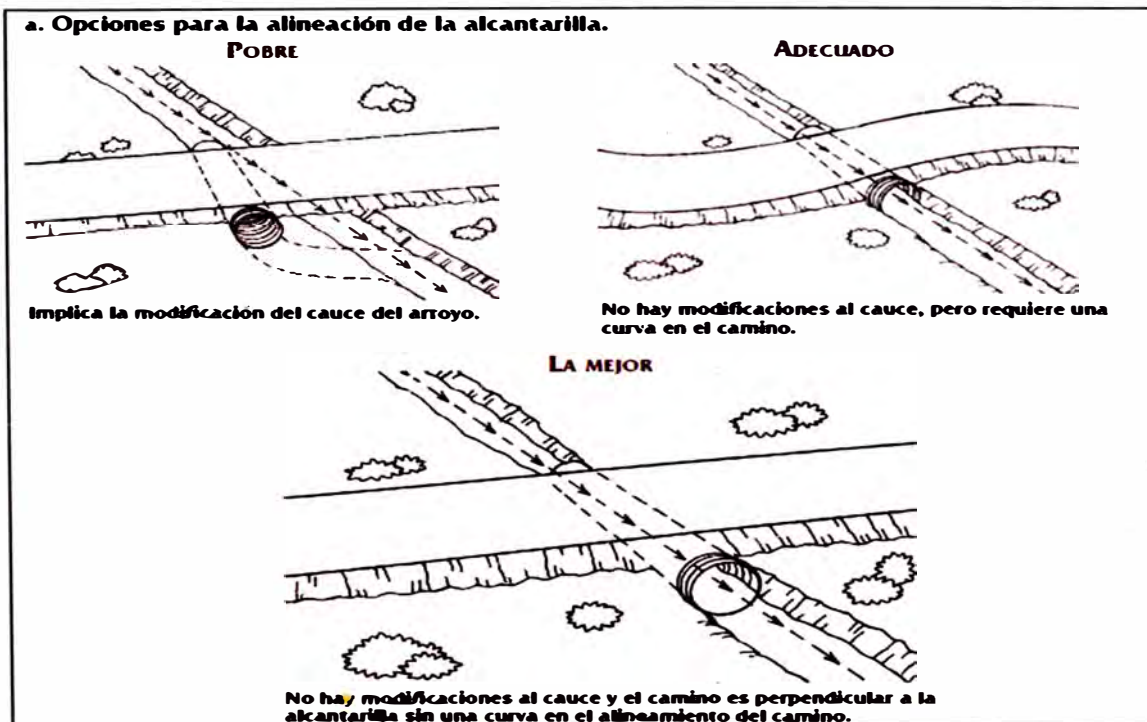
Las estructuras de protección a la salida de las alcantarillas se instalan con la finalidad de evitar cualquier acción erosiva del flujo que perjudique la estabilidad de las mismas, además de brindar protección a la zona aledaña al terraplén de la carretera. Las estructuras de enrocado cumple las mismas características que la protección de enrocado al ingreso.

## 2.4. UBICACIÓN EN PLANTA

La ubicación óptima de las alcantarillas depende de su alineamiento y pendiente, la cual se logra proyectando dicha estructura siguiendo la alineación y pendiente del cauce natural. Sin embargo, se debe tomar en cuenta que el incremento y disminución de la pendiente influye en la variación de la velocidad de flujo, que a su vez incide en la capacidad de transporte de materiales en suspensión y arrastre de fondo.

La ubicación, alineamiento y pendiente que se elija, deberá estar sujeta a los estudios hidrológicos, hidráulicos y estructurales, para obtener finalmente la solución más adecuada compatible con los costos, operatividad, serviciabilidad y seguridad de la carretera.

En resumen, la ubicación en planta ideal es la que sigue la dirección de la corriente, sin embargo, según el requerimiento del proyecto la ubicación natural puede desplazarse, lo cual implica el acondicionamiento del cauce, a la entrada y a la salida con la construcción de obras de encauzamiento u otras obras complementarias. En la Figura 2.7, se aprecia la ubicación típica de alcantarillas respecto a la pendiente del cauce.



(Fuente: Gordon Keller and James Shear, Ingeniería de Caminos Rurales, 2008)  
Figura 2.7 Ubicación en planta de alcantarilla respecto a la ubicación del cauce

## 2.5. PROPIEDADES DEL SUELO

Se deberá realizar un estudio de suelos para determinar la presencia e influencia de condiciones ambientales que pudieran afectar el comportamiento de las estructuras enterradas, así como para evaluar la capacidad de los materiales de fundación para resistir las cargas aplicadas y para satisfacer los requisitos referentes al desplazamiento de la estructura.

### Suelos de Fundación

Se deberá realizar estudios de suelos, a fin de obtener la información necesaria para el diseño y la construcción de las fundaciones. El programa de exploración deberá ser lo suficientemente exhaustivo como para revelar la naturaleza y los tipos de depósitos del suelo y/o formaciones rocosas encontradas y las condiciones del agua freática.

Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo. Se deberán disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración.

### Suelos utilizados como relleno envolvente

Se deberán establecer el tipo, la densidad compactada y las características de resistencia de la envolvente del suelo adyacente a la estructura enterrada. Los suelos de relleno utilizados como envolvente deberán satisfacer los requisitos de la Norma AASHTO como se describe a continuación:

- Para los tubos flexibles y estructuras de concreto:  
De acuerdo a la clasificación AASHTO los tipos de suelo serían; A-1, A-2 o A-3 o de acuerdo a la clasificación SUCS los tipos de suelos serían; GW, GP, SW, SP, GM, SM, SC, GC, y
- Para las alcantarillas metálicas y las estructuras metálicas de gran luz que tienen un recubrimiento menor que 3600 mm:  
De acuerdo a la clasificación AASHTO los tipos de suelo serían; A-1, A-2-4, A-2-5 o A-3 o de acuerdo a la clasificación SUCS los tipos de suelos serían; GW, GP, SW, SP, GM, SM, SC, GC.

En el Anexo 2.1, se muestra la descripción de las propiedades del suelo de acuerdo a la clasificación AASHTO y a la clasificación SUCS.

Al seleccionar el tipo de relleno a utilizar como envolvente se debería considerar la calidad del material y si éste es adecuado para lograr los requisitos del diseño. El orden de preferencia para seleccionar el relleno a utilizar como envolvente en base a su calidad se puede tomar de la siguiente manera:

- Arena y grava angular bien graduada;
- Arena y grava no angular bien graduada;
- Materiales fluidos, por ejemplo mezclas de cemento, suelo y ceniza fina, con los cuales se obtienen rellenos de baja densidad y baja resistencia, exclusivamente para aplicaciones de zanja;
- Arena o grava uniforme, siempre que se confirme que una vez colocada será densa y estable; es posible que con estos materiales sea necesario utilizar un filtro o geotextil para evitar la migración de los finos;
- Arena o grava arcillosa de baja plasticidad; y
- Suelos estabilizados, los cuales sólo deben ser utilizados bajo la supervisión de un Ingeniero familiarizado con el comportamiento del material.

## **CAPÍTULO III: METODOLOGÍA PROPUESTA**

### **3.1. CONSIDERACIONES PARA LA APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA**

El presente Informe de Suficiencia tiene por objetivo presentar una herramienta para el diseño de alcantarillas de concreto tipo marco, de manera práctica. Esta herramienta consiste en una metodología que integra varios criterios y condiciones para el modelamiento hidrológico, hidráulico y estructural que nos permita realizar un mejor análisis de la alcantarilla.

La metodología propuesta es aplicable a los siguientes casos:

- La cuenca de aporte, que determinará el caudal de diseño, deberá ser de captaciones pequeñas;
- La alcantarilla deberá ser de sección transversal uniforme, rectangular y de concreto armado.

Para su aplicación se asume que se dispone de la siguiente información:

- Registros de precipitaciones máximas de 24 horas del lugar o cercanas a ella;
- Características propias del lugar;
- Características geométricas del obstáculo que atraviesa la alcantarilla;
- Características del suelo;
- Características del paquete estructural del camino, que incluye capas de distintos materiales y densidades;
- Además, se deberá conocer conocimientos básicos del Programa SAP 2000, para el cálculo de la cuantía mínima de acero.

La metodología a desarrollar en este trabajo corresponde a las situaciones que se presentan comúnmente en el diseño, así como también en lo que respecta al material y forma de las alcantarillas. Cualquier modificación sobre la misma deberá ser contemplada con el criterio adecuado, o bien, consultado en bibliografía más específica.

### 3.2. RECONOCIMIENTO Y RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DE CAMPO

El reconocimiento de campo debe efectuarse con el propósito de identificar, obtener y evaluar la información referida al estado actual de las obras de drenaje existentes, condiciones topográficas e hidrológicas del área de su emplazamiento, asimismo permite identificar sectores de deslizamientos, derrumbes, erosiones, etc. que inciden negativamente en la conservación y permanencia de la estructura vial.

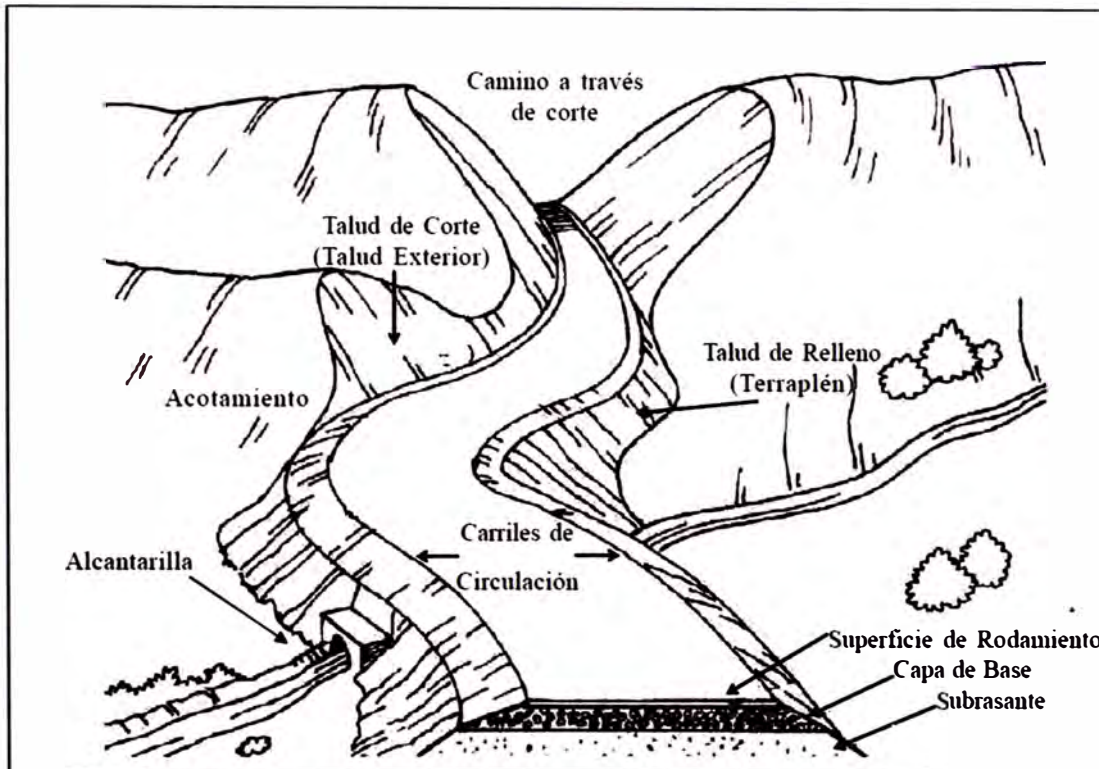
Durante el reconocimiento de campo se deberá examinar la topografía con el propósito de localizar el camino en una ruta adecuada, donde se evite zonas problemáticas en las que su construcción resulte muy cara. La localización de la ruta entre dos puntos, uno inicial y otro terminal, establecidos como condición previa, implica encontrar una zona de terreno cuyas características topográficas y factibilidad de uso, permita asentar en ella un camino de condiciones operativas.



(Fuente: Gordon Keller and James Shear, Ingeniería de Caminos Rurales, 2008)  
Figura 3.1 Planeación y localización de caminos

Si al tener que salir de un valle no queremos subir demasiado para evitar el aumento de costos por movimiento de tierra, es necesario que pasemos por un punto bajo. El paso por este punto bajo representa mejores condiciones para el desarrollo longitudinal de la vía, evita que se tenga pendientes muy fuertes y por lo tanto se ahorra en la construcción, sin embargo; topográficamente y

geológicamente hablando es en estos puntos bajos donde habitualmente discurren aguas de un río o una quebrada. Es en estas zonas donde se recomienda como una alternativa de solución las alcantarillas, a fin de permitir el paso del agua a través del camino.



(Fuente: Gordon Keller and James Shear, Ingeniería de Caminos Rurales, 2008)  
Figura 3.2 Ubicación de alcantarillas respecto a la topografía

Determinada la zona donde se deberá ubicar la alcantarilla, se deberá establecer su alineación con respecto al cauce. Como primer principio esta deberá seguir la alineación y pendiente del cauce natural, cualquier cambio de dirección abrupto de la alcantarilla retardará el flujo del agua y hará necesaria la construcción de una estructura de mayor tamaño.

La información topográfica debe cubrir secciones aguas arriba y abajo del sitio de la estructura, lo cual permitirá su correcto diseño, siendo necesario hacer un mínimo de mediciones en las secciones transversales aguas arriba y en el sitio.

Por lo tanto, es indispensable para el diseñador realizar el recorrido del trazado del camino, poniendo atención en todos los elementos que identifican los cruces de los cursos de agua por la vía propuesta.



### **3.3. PROCEDIMIENTO PARA EL MODELAMIENTO HIDROLÓGICO**

El diseño de una alcantarilla deberá estar basado en cierto caudal de diseño, así como las características del sitio. La determinación del caudal correcto de diseño o de un valor razonable es de importancia fundamental para que la estructura pueda funcionar correctamente y para prevenir fallas en la estructura. Este procedimiento desarrolla una metodología que nos permitirá estimar el caudal de diseño de una alcantarilla, partiendo del análisis de la información hidrológica y meteorológica disponible en el área de estudio.

#### **3.3.1. Delimitación de la Cuenca de captación**

La delimitación de una cuenca, se hace sobre un plano o mapa a curvas de nivel siguiendo las líneas del *divortium aquarum* (parteaguas), la cual es una línea imaginaria que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación, que en cada sistema de corriente, fluye hacia el punto de salida de la cuenca. El parteaguas está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida.

A partir de la delimitación de las cuencas, y con el fin de parametrizarlas, se obtiene los siguientes parámetros: Área, perímetro, pendiente, longitud del curso de agua principal y pendiente del curso de agua principal de la cuenca.

#### **3.3.2. Consideraciones para la selección del Periodo de Retorno**

Para adoptar el periodo de retorno a utilizar en el diseño de una alcantarilla, se deberá tener en consideración la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible y la función que cumple. En nuestro caso la alcantarilla deberá ser una alcantarilla de paso y de acuerdo a las recomendaciones del MTC (Ver Cuadro 1.1 y Cuadro 1.2), el periodo de retorno para una alcantarilla de paso, de una vida útil de 25 años, deberá ser de 50 años.

#### **3.3.3. Procedimiento para la estimación de la precipitación máxima en 24 horas**

La estimación de la precipitación máxima en 24 horas, será mediante un análisis estadístico, para lo cual se debe contar con un registro de datos que deberá ser analizado con los diferentes modelos probabilísticos, escogiéndose el que mejor represente el comportamiento de la variable, que en nuestro caso se trata de la precipitación máxima registrada en un periodo de 24 horas.

## Distribuciones teóricas

El presente informe analizará las distribuciones Log Normal, Log Pearson III y Gumbel. Su procedimiento de cálculo de muestra a continuación:

### Distribución Log normal de 2 parámetros

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

$$f(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi S}} \times e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\log x - \bar{X}}{S}\right]^2} \quad (3.1)$$

Para:  $0 < x < \infty$

Donde:

$f(x)$  : Función densidad log normal de la variable  $x$ .

$\bar{X}$  : Media del logaritmo normal de  $x$ .

$S$  : Desviación estándar del logaritmo normal de  $x$ .

- Cálculo de la media y desviación estándar

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \log x_i \quad (3.2)$$

$$S = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (\log x_i - \bar{X})^2} \quad (3.3)$$

Donde:

$N$  : Número de datos de la muestra

$x_i$  : Variable aleatoria.

### Distribución Log Pearson Tipo III

Se dice que una variable aleatoria  $X$ , tiene una distribución log-Pearson tipo III, si su función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{(\log x - x_0)^{\gamma-1} \times e^{-\frac{\log x - x_0}{\beta}}}{x\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} \quad (3.4)$$

Para:  $x_0 < x < \infty$

$-\infty < x_0 < \infty$

Donde:

$x_0$  : Parámetro de posición

$\gamma$  : Parámetro de forma

$\beta$  : Parámetro de escala.

$\Gamma(\gamma)$  : Función gamma

- Cálculo de la media, desviación estándar y asimetría

$$\bar{X}_{\log x} = \frac{\sum \log x}{N} \quad (3.5)$$

$$S_{\log x} = \sqrt{\frac{\sum (\log x - \bar{x} \log x)^2}{N - 1}} \quad (3.6)$$

$$C_{S \log x} = \frac{N \sum (\log x - \bar{x} \log x)^3}{(N - 1)(N - 2)S_{\log x}^3} \quad (3.7)$$

Donde:

$\bar{X}_{\log x}$  : Media del logaritmo de x.

$S_{\log x}$  : Desviación estándar del logaritmo de x.

$C_{S \log x}$  : Coeficiente de asimetría.

### Distribución Gumbel

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

$$F(x) = e^{-e^{\frac{(x-\mu)}{\alpha}}} \quad (3.8)$$

Para:

$$-\infty < x < \infty$$

$$0 < \alpha < \infty$$

$$-\infty < \mu < \infty$$

Donde:

$F(x)$  : Distribución acumulada de Gumbel.

$\alpha$  : Parámetro de escala

$\mu$  : Parámetro de posición.

- Cálculo de la media, desviación estándar

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i \quad (3.9)$$

$$S = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{X})^2} \quad (3.10)$$

Donde:

$\bar{X}$  : Media de los valores de x.

S : Desviación estándar de los valores de x.

- Cálculo de los parámetros de escala y parámetro de posición

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S \quad (3.11)$$

$$\mu = \bar{X} - 0.45S \quad (3.12)$$

### Pruebas de bondad de ajuste

Para la utilización de estas distribuciones se deberá realizar pruebas de Bondad de Ajuste. Estas pruebas nos permiten establecer si la serie de precipitaciones analizadas se ajusta a una determinada función de probabilidad.

Las pruebas de bondad más conocidas son Prueba de Bondad de Ajuste Chi – Cuadrado, la cual es aplicable sólo para ajustes a la distribución normal, y la Prueba de bondad de ajuste Smirnov – Kolmogorov, la cual se empleará para ajustes de las distribuciones Log Normal, Log Pearson y Gumbel. A continuación se describirá cada una de estas pruebas, dando un mayor énfasis a la prueba de Smirnov – Kolmogorov.

- *Prueba de Bondad de ajuste Chi – Cuadrado*

La Prueba Chi-cuadrado se basa en el cálculo de frecuencias, tanto de valores observados, como valores esperados, para un número determinado de intervalos. Es aplicable sólo para ajustes a la distribución normal, puesto que ha sido desarrollado con base en los datos normales e independientes.

$$x_c^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(\theta_i - e_i)^2}{e_i} \quad (3.13)$$

Donde:

$\chi_c^2$  : Valor estadístico Chi- cuadrado.

$\theta_i$  : Número de valores observados en el intervalo de clase i.

$e_i$  : Número de valores esperados en el intervalo de clase i.

Para aceptar una función de distribución, dada para un nivel de significancia ( $\alpha$ ), se debe cumplir:

$$\chi_c^2 \leq \chi_t^2 \quad (3.14)$$

Dónde,  $\chi_t^2$  es el valor estadístico chi- cuadrado de tablas. Para el cálculo del valor estadístico  $\chi_t^2$ , se empleará las tablas mostradas en el Anexo 3.1. En esta tabla se deberá ingresar los grados de libertad y el nivel de significancia ( $\alpha$ ). El valor del grado de libertad se define mediante la siguiente expresión:

$$v = k - h - 1 \quad (3.15)$$

Donde:

$k$  : Número de intervalos de clase.

$h$  : Toma el valor de 2 para las distribuciones Normal.

- *Prueba de Bondad de ajuste Smirnov – Kolmogorov*

Consiste en comparar las diferencias existentes entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor absoluto de la máxima diferencia entre el valor observado y el valor teórico.

$$\Delta_c = \max|F(x) - P(x)| \quad (3.16)$$

Dónde:

$\Delta_c$  : Estadístico de Smirnov.

$F(x)$  : Probabilidad de la distribución de ajuste o teórica.

$P(x)$  : Probabilidad empírica de los datos.

Para aceptar una función de distribución, dada para un nivel de significancia ( $\alpha$ ), se debe cumplir:

$$\Delta_c \leq \Delta_t \quad (3.17)$$

Donde,  $\Delta_t$  es el valor estadístico de *Smirnov – Kolmogorov* de tablas.

Para el cálculo del valor estadístico  $\Delta_c$ , se deberá calcular los siguientes parámetros:

- Probabilidad empírica de los datos  $P(x)$ :

Se ordena los datos de precipitaciones máximos anuales en forma decreciente y se calcula la probabilidad empírica  $P(x)$  usando la fórmula de Weibull:

$$P(x) = 1 - \frac{m}{N+1} \quad (3.18)$$

Dónde:

$P(x)$  : Probabilidad empírica de los datos (probabilidad menor que)

$m$  : Número de orden del dato

$N$  : Es el número de datos

- Probabilidad de la distribución de ajuste  $F(x)$ :

- a) Para la distribución Log Normal se asumirá que  $F(x)=F(Z)$ , siendo  $Z$  una variable estandarizada de la distribución normal, la cual se define mediante la siguiente expresión:

$$Z = \frac{\log x - \bar{X}}{S} \quad (3.19)$$

El valor de  $F(Z)$ , se puede calcular empleando la tabla de Distribución Normal mostrada en el Anexo 3.2, en el cual se deberá ingresar los valores de  $Z$ .

- b) Para la distribución Log Pearson III se asumirá que  $F(x)=F(K_n)$ , siendo  $K_n$  una variable estandarizada de la distribución normal, la cual se define mediante la siguiente expresión:

$$K_n = \left[ \sqrt[3]{\frac{KC_{\log x}}{2} + 1} - 1 \right] \frac{6}{C_{\log x}} + \frac{C_{\log x}}{6} \quad (3.20)$$

Donde  $K$  un factor que está en función del coeficiente de asimetría y la probabilidad de excedencia seleccionada, su valor se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$K = \frac{\log x - \bar{X}_{\log x}}{S_{\log x}} \quad (3.21)$$

El valor de  $F(K_n)$ , se puede calcular empleando la tabla de Distribución Normal mostrada en el Anexo 3.2, en el cual se deberá ingresar los valores de  $K_n$ .

- c) Para las distribuciones Gumbel se asumirá que  $F(x)=G(y)$ , siendo  $y$  una variable reducida, la cual se define mediante la siguiente expresión:

$$y = \frac{x - \mu}{\alpha} \quad (3.22)$$

El valor de  $G(y)$  se puede calcular empleando la siguiente ecuación:

$$G(y) = e^{-e^{-y}} \quad (3.23)$$

Para el cálculo del valor estadístico  $\Delta_t$ , se empleará la tabla mostrada en el Anexo 3.3. En esta tabla se deberá ingresar el número de datos (N) y el nivel de significancia ( $\alpha$ ).

### **Análisis estadístico y determinación de la precipitación máxima en 24 horas**

Determinado las funciones que se ajustan al registro de datos, se procederá a escoger la función que mejor representa el comportamiento de la variable, es decir; la que presenta la menor variación entre la probabilidad de la distribución teórica y la probabilidad empírica de los datos.

Una vez escogida la función se podrá determinar la precipitación máxima en 24 horas para un periodo de retorno dado, la cual puede expresarse de la siguiente manera:

#### Distribución Log Normal:

$$\text{Log}P = \bar{P} + z S \quad (3.24)$$

Donde:

$P$  : Precipitación para un periodo de retorno dado.

$\bar{P}$  : Promedio de los logaritmos de las precipitaciones máximas.

$S$  : Desviación estándar de los logaritmos de las precipitaciones máximas.

$z$  : Factor de frecuencia.

El valor de  $z$  para la distribución Log normal, se puede determinar mediante la tabla mostrada en el Anexo 3.2, donde se deberá ingresar el valor de  $F(z)$ .

Siendo:

$$F(z) = 1 - 1/T \quad (3.25)$$

Donde:

$T$  : Periodo de retorno (años)

$F(z)$  : Probabilidad de que la precipitación sea igual o excedido en un periodo dado.

Distribución Log Pearson III:

$$\text{Log}P = \bar{P} + K S \quad (3.26)$$

Donde:

$P$  : Precipitación para un periodo de retorno dado.

$\bar{P}$  : Promedio de los logaritmos de las precipitaciones máximas.

$S$  : Desviación estándar de los logaritmos de las precipitaciones máximas.

$K$  : Factor de frecuencia.

Como  $F(x) = F(K_n)$  y  $F(x)$  es determinado a partir de la ecuación 3.25, se puede hallar el valor de  $K_n$  con ayuda de la tabla mostrada en el Anexo 3.2. Determinado el valor de  $K_n$ , el valor de  $K$  será calculado a partir de la ecuación 3.20.

Distribución Gumbel:

$$P = \mu + y \times \alpha \quad (3.27)$$

Donde:

$P$  : Precipitación para un periodo de retorno dado.

$\alpha$  : Parámetros de escala, se calcula a partir de la ecuación 3.11.

$\mu$  : Parámetros de posición, se calcula a partir de la ecuación 3.12.

$Y$  : Variable reducida de la función Gumbel.

El valor de  $y$ , será calculado a partir de la ecuación 3.23, siendo  $G(y) = F(x)$ , donde el valor de  $F(x)$  es determinado a partir de la ecuación 3.25.



### 3.3.4. Intensidad de precipitación

Determinada la Precipitación máxima de 24 h ( $P_{24h}$ ) procedemos con la determinación de la Intensidad de precipitación ( $I$ ), la cual se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$I = \frac{P_d}{tc} \quad (3.28)$$

$P_d$  : Precipitación para una duración  $d$  en milímetros.

$t_c$  : Tiempo de concentración en horas.

De acuerdo al Manual para el diseño de Carreteras Pavimentadas de bajo volumen de tránsito; el tiempo de concentración, en horas, se puede deducir mediante la siguiente formula:

$$t_c = 0.3 \left( \frac{L}{S^{1/4}} \right)^{3/4} \quad (3.29)$$

Donde:

$L$  : Longitud del cauce principal en km.

$S$  : Pendiente media.

Debido a que se cuenta con  $P_{24h}$ , para ajustar la precipitación de acuerdo al periodo de duración deseado, se utiliza la siguiente fórmula de Dick y Pescke:

$$P_d = P_{24h} \left( \frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (3.30)$$

Donde:

$P_{24h}$  : Precipitación máxima en 24 horas, en milímetros.

$d$  : Duración en minutos, igual al tiempo de concentración.

### 3.3.5. Estimación del caudal usando el método racional

El caudal de diseño que aporta una cuenca pequeña se puede usar el método racional. Por lo tanto, el caudal de diseño se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{CIA}{3.6} \quad (m^3/s) \quad (3.31)$$

Donde:

$I$  : Intensidad de la precipitación máxima, en mm. /h.

$A$  : Área de la cuenca en  $km^2$ .

$C$  : Coeficiente de escorrentía.

Los valores del área de la cuenca y la intensidad de precipitación máxima, son estimados en los procedimientos antes explicados.

La determinación del coeficiente de escorrentía (C), será estimado con la ayuda de los valores mostrados en el Cuadro 3.1 y el Cuadro 3.2.

De acuerdo a las características físicas de la cuenca, a partir del Cuadro 3.1, se determinará los parámetros de  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_3$  y  $K_4$ , con el cual se determinará el valor de K, siendo:

$$K = K_1 + K_2 + K_3 + K_4 \quad (3.32)$$

Obtenido el valor de K, se recurre al Cuadro 3.2 y mediante interpolaciones obtenemos el valor del coeficiente de escorrentía.

**Cuadro 3.1 Valores para la determinación del coeficiente de escorrentía**

CONDICIÓN	VALORES			
1. Relieve del terreno	$K_1 = 40$ Muy accidentado pendiente superior al 30%	$K_1 = 30$ Accidentado pendiente entre 10% y 30%	$K_1 = 20$ Ondulado pendiente entre 5% y 10%	$K_1 = 10$ Llano pendiente inferior al 5%
2. Permeabilidad del suelo	$K_2 = 20$ Muy impermeable Roca sana	$K_2 = 15$ Bastante impermeable Arcilla	$K_2 = 10$ Permeable	$K_2 = 5$ Muy permeable
3. Vegetación	$K_3 = 20$ Sin vegetación	$K_3 = 15$ Poca Menos del 10% de la superficie	$K_3 = 10$ Bastante Hasta el 50% de la superficie	$K_3 = 5$ Mucha Hasta el 90% de la superficie
4. Capacidad de retención	$K_4 = 20$ Ninguna	$K_4 = 15$ Poca	$K_4 = 10$ Bastante	$K_4 = 5$ Mucha

(Fuente: MTC, Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito, 2008)

**Cuadro 3.2 Valores de K para la determinación del coeficiente de escorrentía**

K	C
100	0,80
50	0,50
30	0,35
25	0,20

(Fuente: MTC, Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito, 2008)

### 3.4. PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO

El procedimiento propuesto toma como referencia principal los *Gráficos hidráulicos para el diseño de alcantarillas*, estos gráficos fueron obtenidos a partir de un conjunto de ensayos de laboratorio, y posteriormente convalidados con experimentación en el terreno, los cuales 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).

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

- Escurrimiento con control de entrada
- Escurrimiento con control de salida

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

No es sencillo determinar de antemano si una alcantarilla va a trabajar con control de entrada o salida. Para responder a esa pregunta habría que realizar cálculos largos y complejos, lo cual quitaría la practicidad al método. Por esta razón, ya que escurrimiento por control de entrada es el más práctico y más empleado en la actualidad, el análisis que se va a realizar en la alcantarilla será con control de entrada para el tipo no sumergido.

Para el dimensionamiento hidráulico de la alcantarilla se empleará el Nomograma para alcantarillas rectangulares (ver Figura 3.3), traducido y adaptado a unidades métricas por el Ing. Ruhle de la Dirección Nacional de Viabilidad de Argentina.

Cabe resaltar que en la actualidad existen diversos programas que nos permiten dimensionar hidráulicamente una alcantarilla con una mayor rapidez, tales como el Culvert Master, HY8, Master Flow, Hec-Ras, etc; por el cual, en el presente Informe se empleará de manera ilustrativa el programa HY8 que es uno de los modelos más utilizados para la resolución de alcantarillas y además por ser un software de distribución gratuita.

### 3.4.1. Procedimiento para el predimensionamiento hidráulico mediante el empleo de Nomogramas

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

- a) Se determina el caudal de diseño.
- b) Se propone un tipo de alcantarilla (forma y dimensiones).
- c) Se elige un tipo de entrada.
- d) Se calcula el nivel que debe formarse a la entrada ( $H_e$ ) necesario para permitir el paso del caudal de diseño. Si se 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, se continúa en el paso (e), de lo contrario, se vuelve al paso b.
- e) Se observa que el nivel de  $H_e$  no sea demasiado pequeño, es decir, que la alcantarilla no se haya sobredimensionado, pues esto ocasionaría costos excesivos e innecesarios.
- f) Se adopta la alcantarilla propuesta como una de las posibles soluciones del problema.

Para este tipo de flujo se tiene nomogramas que interrelacionan las variables involucradas. En la Figura 3.3 se presenta uno de estos nomogramas. En particular se presenta el nomograma construido para secciones transversales de alcantarilla tipo rectangular, donde la altura y el ancho máximo del conducto definen la geometría de la sección.

El procedimiento para el empleo del nomograma es el siguiente:

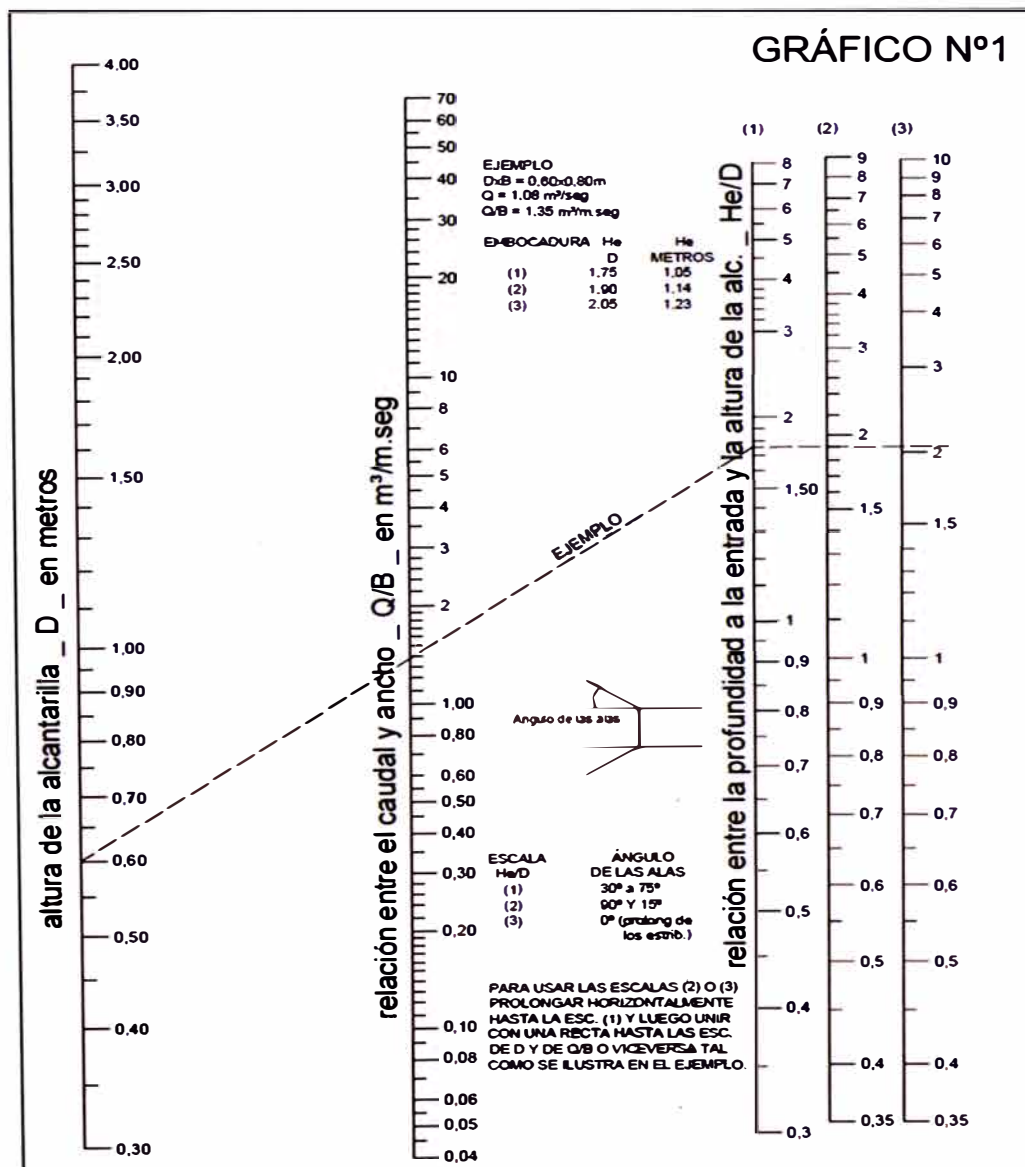
- Se busca en la primera recta vertical del nomograma, las dimensiones de la alcantarilla que se desea verificar.
- Se elige el caudal de diseño en la segunda recta.
- Se traza una recta que una ambas puntas y se prolonga hasta que intersecta la primera del trío de rectas que están a la derecha del nomograma. Luego se traza una horizontal y se elige el valor de  $H_e/D$  que corresponde al tipo de entrada adoptado, donde  $D$  es la altura de la alcantarilla.

Es importante aclarar que el valor de  $H_e$  al que se refiere el nomograma no es exactamente el tirante de agua de 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, para que la alcantarilla funcione con flujo no sumergido, la USBR propone la siguiente relación para alcantarillas:

$$D \geq 1.2 \times H_e \tag{3.33}$$

Con dicha relación estaríamos asegurando que la alcantarilla funcione con superficie libre.



(Fuente: DNV, "Gráficos para el diseño de alcantarillas, 1996)

Figura 3.3 Nomograma para alcantarillas rectangulares con control de entrada

### 3.4.2. Verificación de la velocidad máxima del flujo en las alcantarillas

#### Velocidad máxima en el conducto de la alcantarilla (V)

De acuerdo al Manual de Hidrología, hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transporte y Comunicaciones, se debe tener en cuenta que es necesario que la velocidad se encuentre dentro de un rango, cuyos límites se muestran en el Cuadro 1.3. Adicionalmente, se deberá verificar que la velocidad mínima del flujo dentro del conducto no produzca sedimentación que pueda incidir en una reducción de su capacidad hidráulica, por lo que en el Manual del MTC recomienda una velocidad mínima de 0.25 m/s.

La velocidad del flujo en el conducto para una condición de régimen uniforme, se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{R^{2/3} \times S^{1/2}}{n} \quad (3.34)$$

Siendo:  $R = \frac{A}{P}$  (3.35)

Resolviendo las expresiones anteriores, se puede expresar la velocidad a la salida con las siguientes ecuaciones:

$$V = \frac{[B \times y]^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}}{[B + 2y]^{\frac{2}{3}} \times n} \quad (3.36)$$

$$V = \frac{Q}{B \times y} \quad (3.37)$$

Donde:

- y : Nivel del agua en conducto (m)
- B : Ancho libre del conducto (m).
- A : Área de la sección hidráulica (m<sup>2</sup>)
- P : Perímetro mojado (m)
- R : Radio hidráulico (m)
- S : Pendiente de fondo (m/m)

#### Cálculo de la velocidad a la entrada de la alcantarilla (V<sub>e</sub>)

Para el cálculo de la velocidad a la entrada se puede emplear la siguiente expresión:

$$v_e = \frac{Q}{(B \times y_e)} \quad (3.38)$$

Donde:

$y_e$  : Nivel del agua a la entrada (m).

$B$  : Ancho libre de la alcantarilla (m)

Donde  $y_e$  toma el valor de  $H_e$ , hallado en los pasos anteriores.

Cálculo de la velocidad a la salida de la alcantarilla ( $V_s$ )

Para el cálculo de la velocidad a la salida de la alcantarilla, se empleará la ecuación de conservación de energía, para ello emplearemos la ecuación 3.39 (Ver Figura 3.4).

$$z_e + y_e + \frac{V_e^2}{2g} = z_s + d_s + \frac{V_s^2}{2g} + h_f \quad (3.39)$$

$$h_f = \frac{K_u \times n^2 \times L}{R^{4/3}} \times \frac{V^2}{2g} \quad (3.40)$$

Siendo:

$z_e$  : Cota de la alcantarilla a la entrada (m).

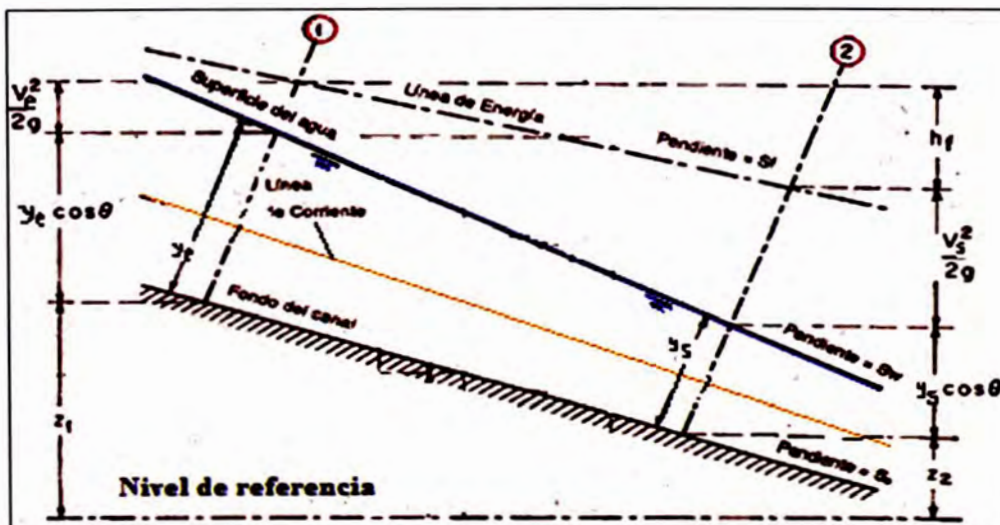
$z_s$  : Cota de la alcantarilla a la salida (m).

$h_f$  : Pérdida de energía por fricción (m).

$V$  : Velocidad en el conducto (m/s)

$R$  : Radio Hidráulico (m)

$K_u$  : Coeficiente de pérdida de fricción. La Federal Highway Administration en su publicación Hydraulic Design Series Numer 5 recomienda un valor de 19.63.



(Fuente: Ven Te Chow, Hidráulica de canales abiertos, Mc Graw Hill Interamericana, 1994)  
Figura 3.4 Conservación de la Energía

### 3.4.3. Procedimiento para el diseño de estructuras de protección

Si la velocidad del flujo a la entrada y particularmente a la salida de la alcantarilla es alta, puede producir procesos de socavación local que afecten su estabilidad, por ello se recomienda la protección del cauce natural mediante la construcción de emboquillados de piedra u otros, los cuales deberán extenderse hasta zonas donde la socavación local no tenga incidencia sobre la protección.

La fórmula de Laushey permite calcular el diámetro medio ( $d_{50}$ ) de los elementos de protección a la salida de alcantarillas en función de la velocidad del flujo.

$$d_{50} = \frac{v_s^2}{(3.1g)} \quad (\text{m}) \quad (3.41)$$

De acuerdo al ANA, la longitud de protección (LP) debe cumplir la siguiente relación:

$$LP \geq 3D \quad (\text{m}) \quad (3.42)$$

### 3.4.4. Procedimiento para la aplicación del Modelo HY8 en la resolución de alcantarillas

El programa HY8 calcula internamente el nivel de agua por control de entrada y de salida y elige el mayor. También permite proyectar, es decir, sugiere dimensiones para niveles de entrada fijados.

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

El programa automatiza los cálculos hidráulicos de alcantarillas, dando como resultado, una serie de características esenciales que hacen que el análisis y diseño de alcantarillas sea más fácil. Permite analizar el rendimiento de las alcantarillas, permite el empleo de varios cruces, donde un cruce se define por 1 a 6 alcantarillas y cada alcantarilla puede consistir en varios conductos, permite analizar carreteras con desbordamiento en el cruce y elaborar documentación del informe en forma de tablas de rendimiento, gráficos e información clave sobre las variables de entrada.

La versión del programa que se empleará será la 7.2. Cabe resaltar que la versión 7.0 y versiones posteriores son las primeras versiones compatibles con

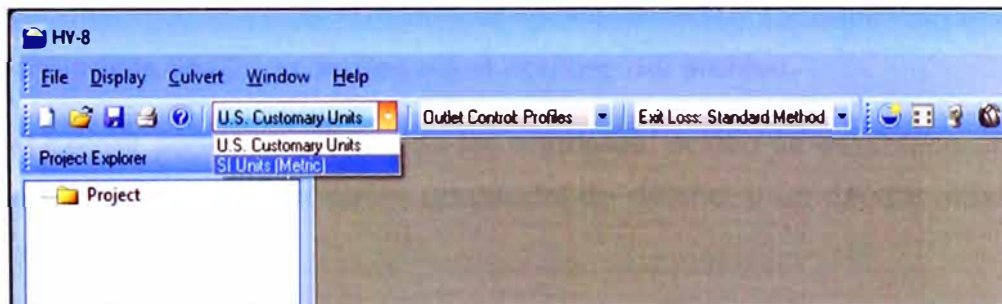


Windows y además proporciona la interfaz gráfica de usuario para los mismos cálculos hidráulicos realizados en la versión 6.1 del HY8. Todas las funciones del programa han sido traducidas al lenguaje de programación C ++, siendo la versión 6.1 la última versión del programa en MS-DOS que se distribuyó. Un importante motivo de la conversión del programa HY-8 a un entorno de Windows se debe a la simplicidad de ingreso de datos al modelo y en su operación.

### Procedimiento para la aplicación del HY8

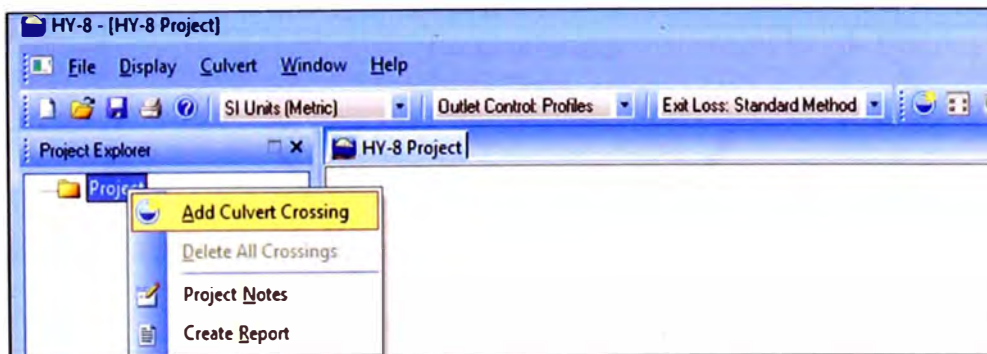
El procedimiento para el diseño hidráulico de una alcantarilla empleando el programa HY8, son los que se muestran a continuación:

- El programa se activa con el ejecutable HY8.exe. Se deberá modificar el Sistema de unidades Inglés que tiene por defecto al Sistema internacional de unidades métricas (SI).

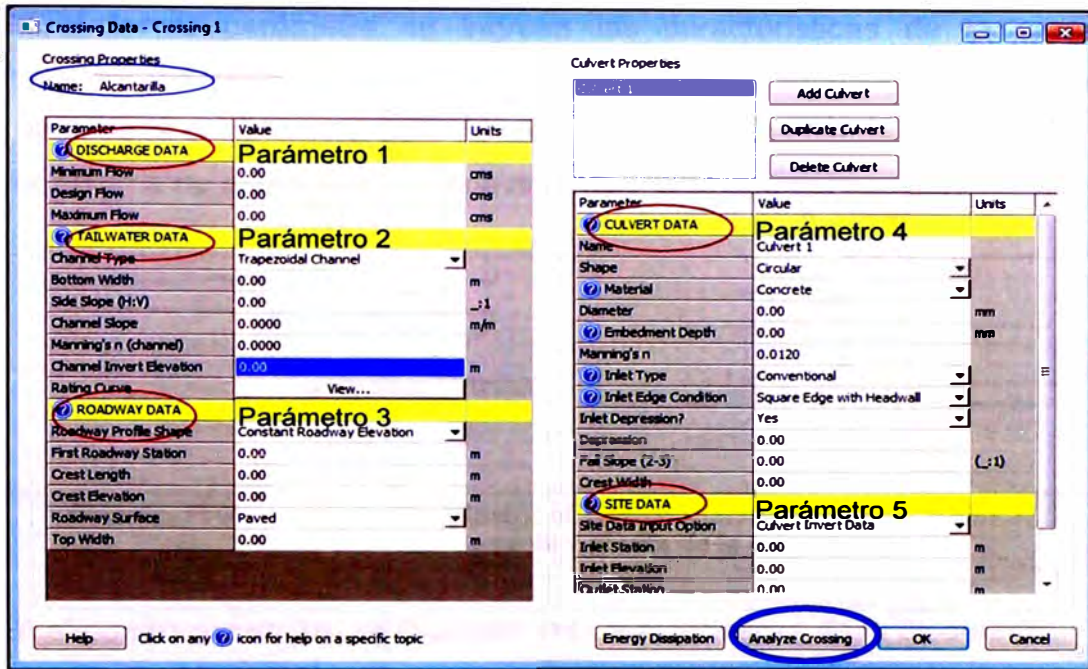


(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)  
Figura 3.5 Vista del cambio del Sistema de Unidades del Programa HY8

- En el Project Explorador se creará e ingresará los parámetros que definen a la alcantarilla, tales como caudales, características aguas abajo, características de la carretera, propiedades de la alcantarilla, y las características del sitio.

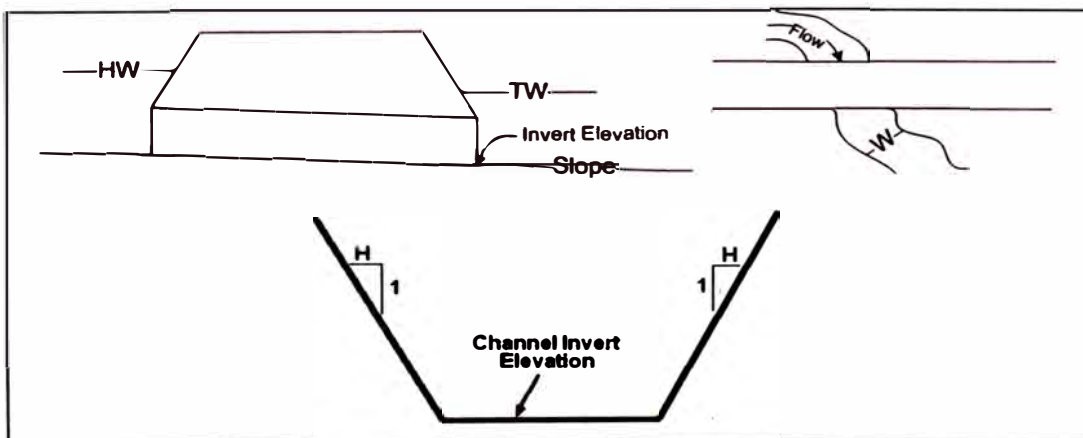


(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)  
Figura 3.6 Vista de la creación de Cruce de una alcantarilla en el Programa HY8



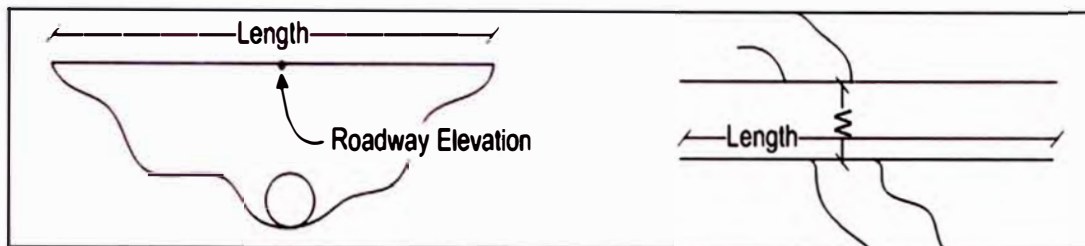
(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)  
Figura 3.7 Vista de los datos a ingresar en el HY8

- En la primera casilla se ingresará el nombre del archivo.
- En el primer parámetro nos pide los caudales, donde se establece un caudal mínimo (que puede ser cero), un caudal de diseño; y un caudal máximo que se espere.
- En el segundo parámetro se ingresa 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.



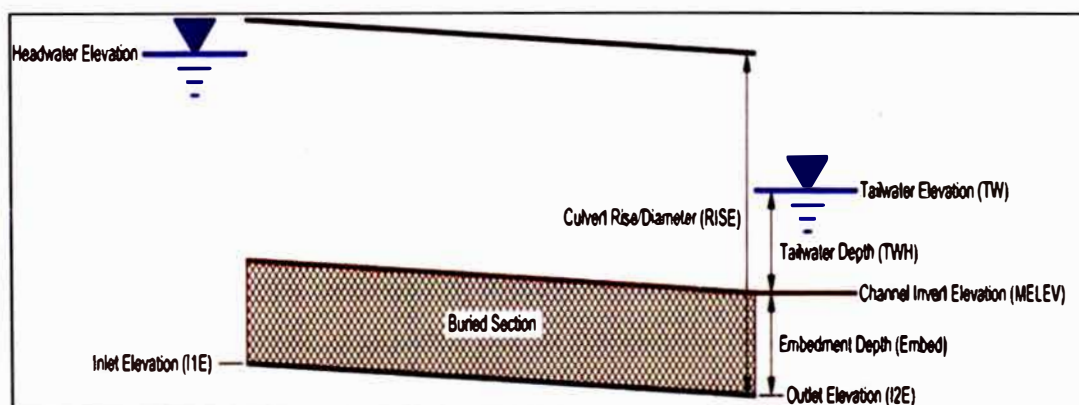
(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)  
Figura 3.8 Sección del cauce aguas abajo de la alcantarilla

- En el tercer parámetro se ingresa las características de la carretera. Pregunta por la estación en la que se ubica la alcantarilla, la longitud de la cresta de la carretera, la cota de la carreta (para calcular sobrepaso de agua por encima de este), el tipo de pavimento y el ancho del camino.



(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)  
Figura 3.9 Vista de perfil y planta de la carretera

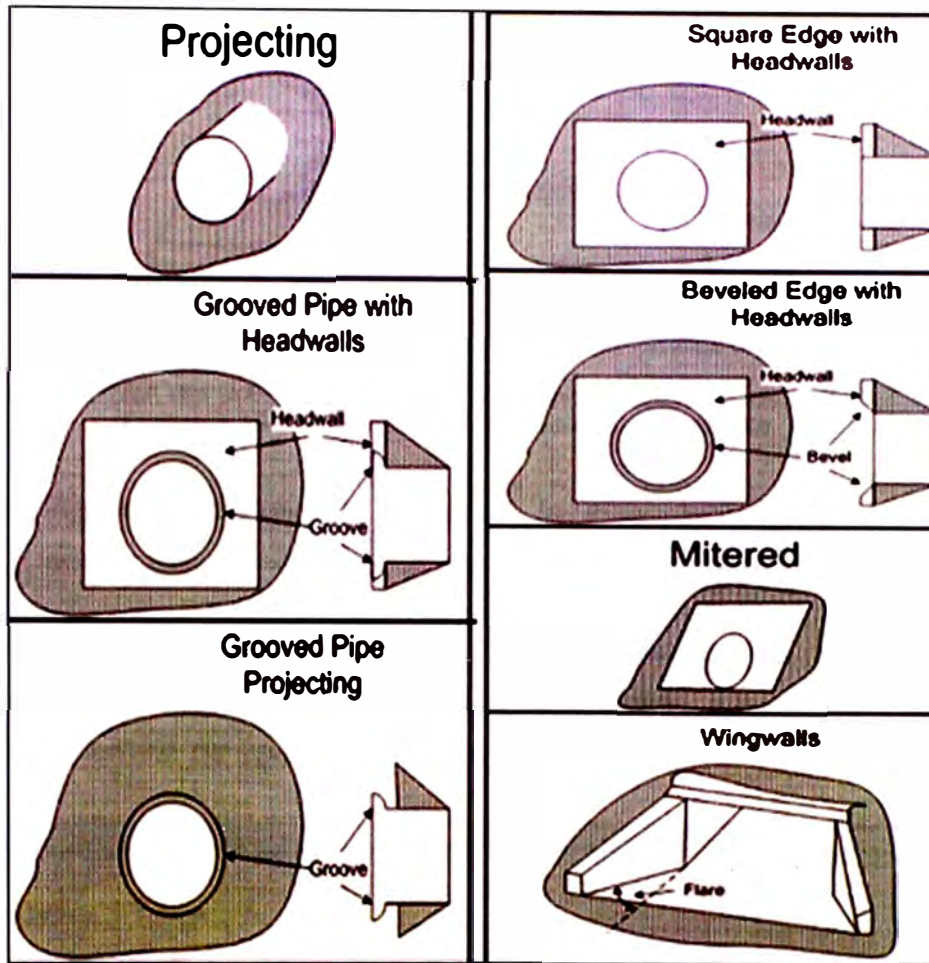
- En el cuarto parámetro se ingresan las características de la alcantarilla:
  - Pide la geometría de la sección elegida (circular, rectangular, elíptica, rectangular metálica, etc.), se elige el material (concrete, PVC, HDPE, acero corrugado, etc.), se elige el diámetro,
  - Si existe sedimentos en el conducto de la alcantarilla se ingresará su espesor, caso contrario se dejará en cero.



(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)  
Figura 3.10 Altura de sedimentos en una alcantarilla

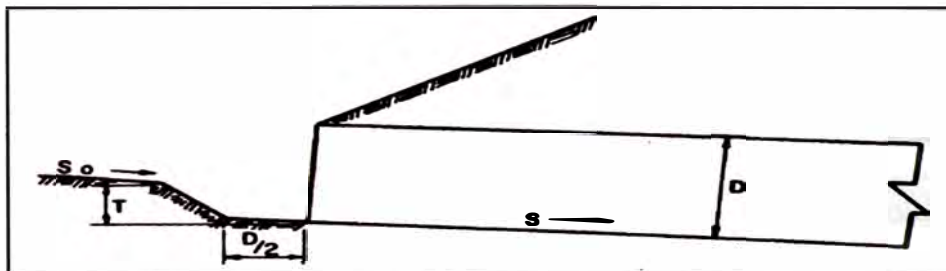
- Pide el tipo de entrada, que pueden ser de tres tipos: Convencional (no hay modificación en el diseño del fabricante o es construido en campo), Side Tareped (entrada lateral cónica, utilizada para mejorar el rendimiento de la alcantarilla, proporcionando una sección de control de entrada más eficiente) y Slope Tapered (pendiente cónica a la entrada, que se utiliza para aumentar el rendimiento de la alcantarilla, proporcionando una sección de control más eficiente).

- Pide la geometría a la entrada (Ver Figura 3.11)



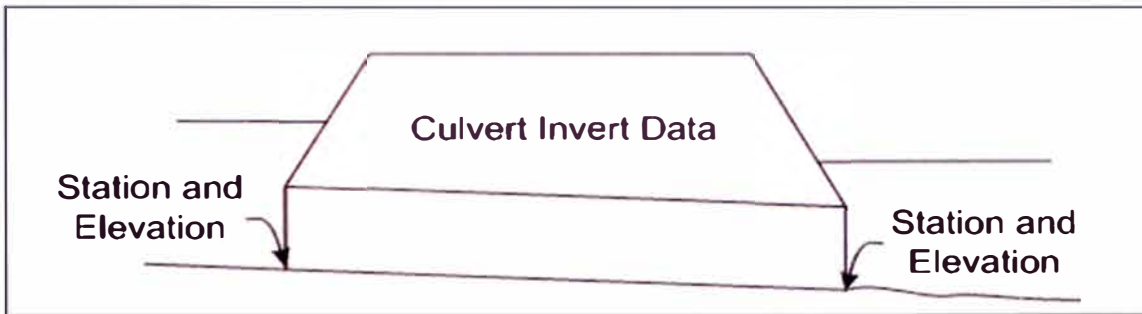
(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)  
 Figura 3.11 Tipos de geometrías a la entrada de una alcantarilla

- Pregunta si hay una depresión en el terreno a la entrada. De ser negativa la respuesta, sólo colocar No. 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.



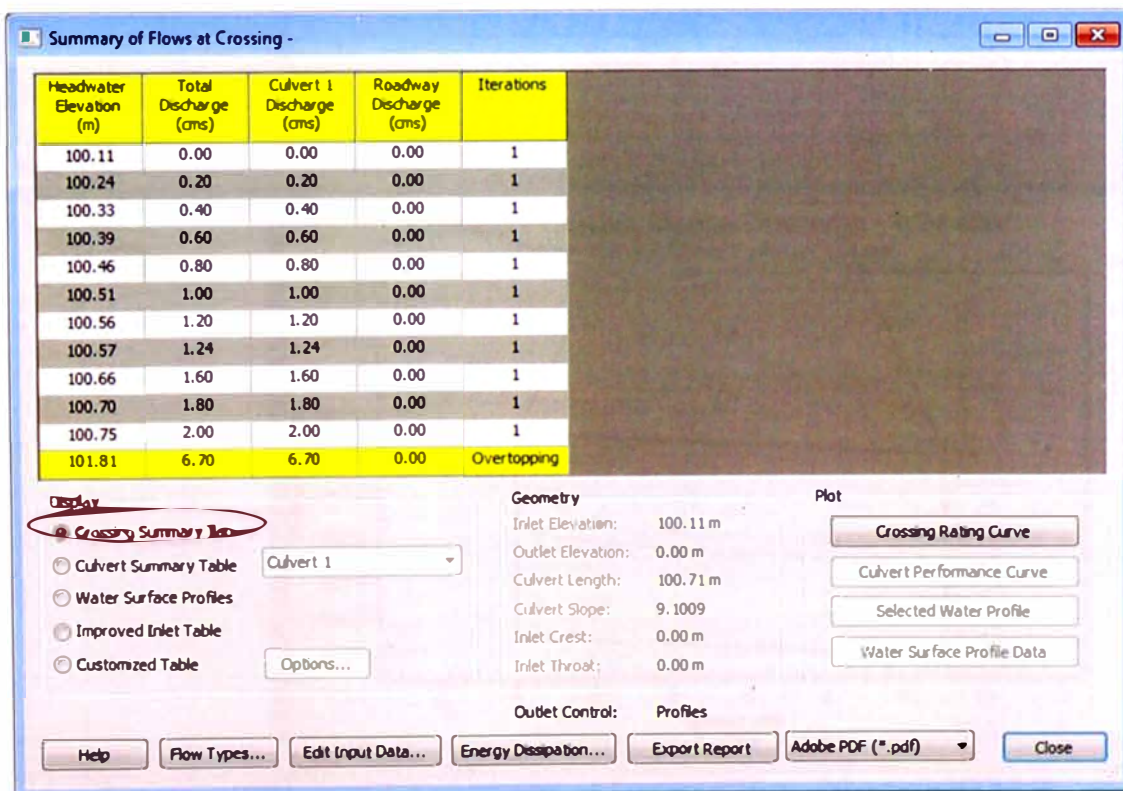
(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)  
 Figura 3.12 Esquema de una depresión a la entrada de una alcantarilla

- En el quinto parámetro se ingresa las características del lugar, tales como las progresivas y elevaciones a la entrada y salida de la alcantarilla.

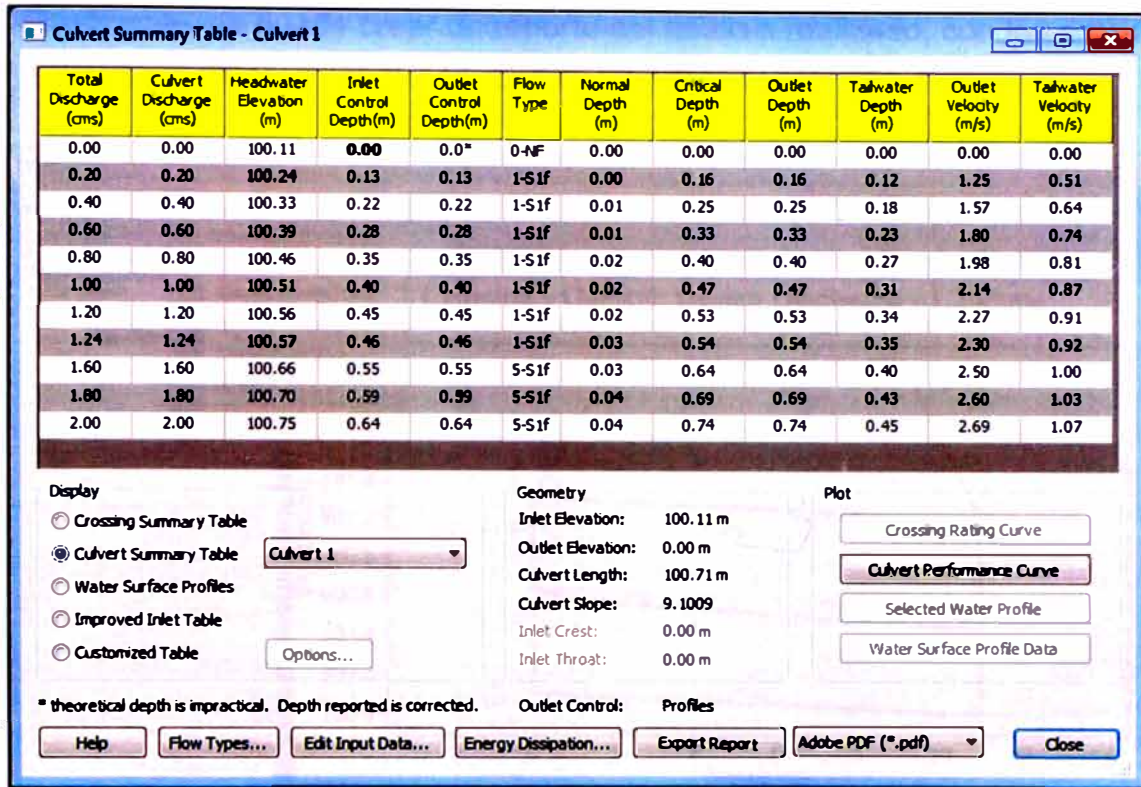


(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)  
 Figura 3.13 Esquema del Perfil de una alcantarilla

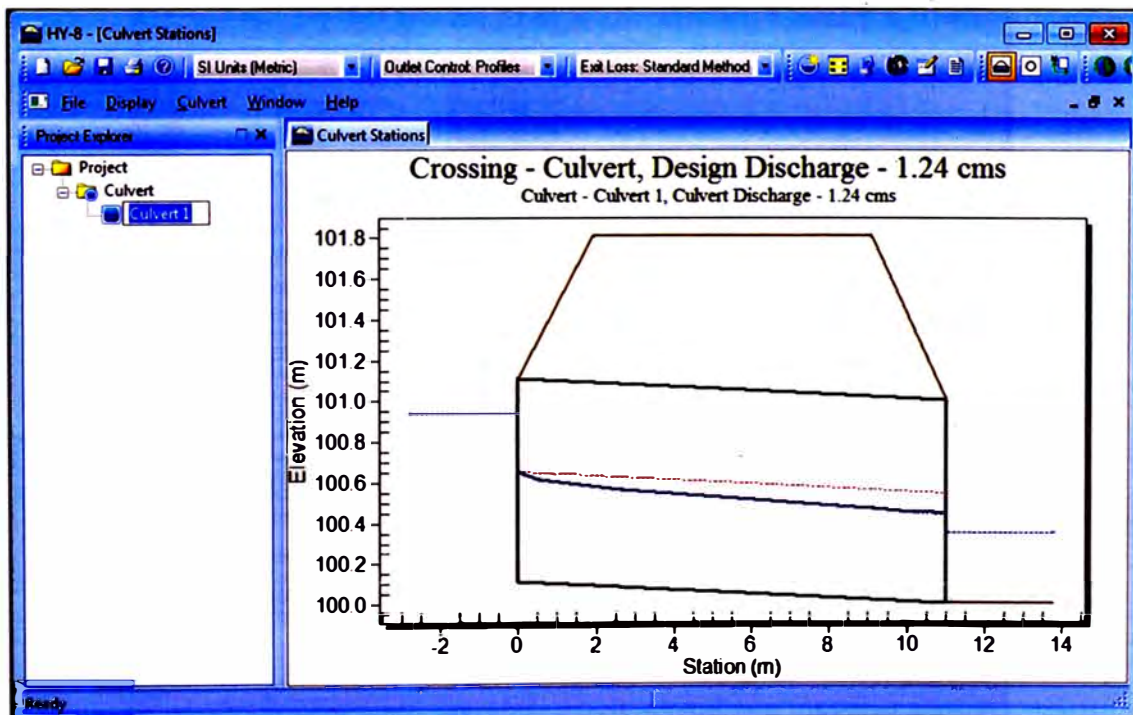
- Una vez ingresado todos los datos de la alcantarilla se coloca Analyze Crossing, donde nos da como resultado los siguientes análisis:
  - Tabla Resumen de la carga de agua en función del caudal.
  - Tabla resumen del análisis hidráulico de la alcantarilla.
  - Perfil de la superficie de agua



(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)  
 Figura 3.14 Elevación de la carga de agua versus el caudal obtenido con el programa HY8

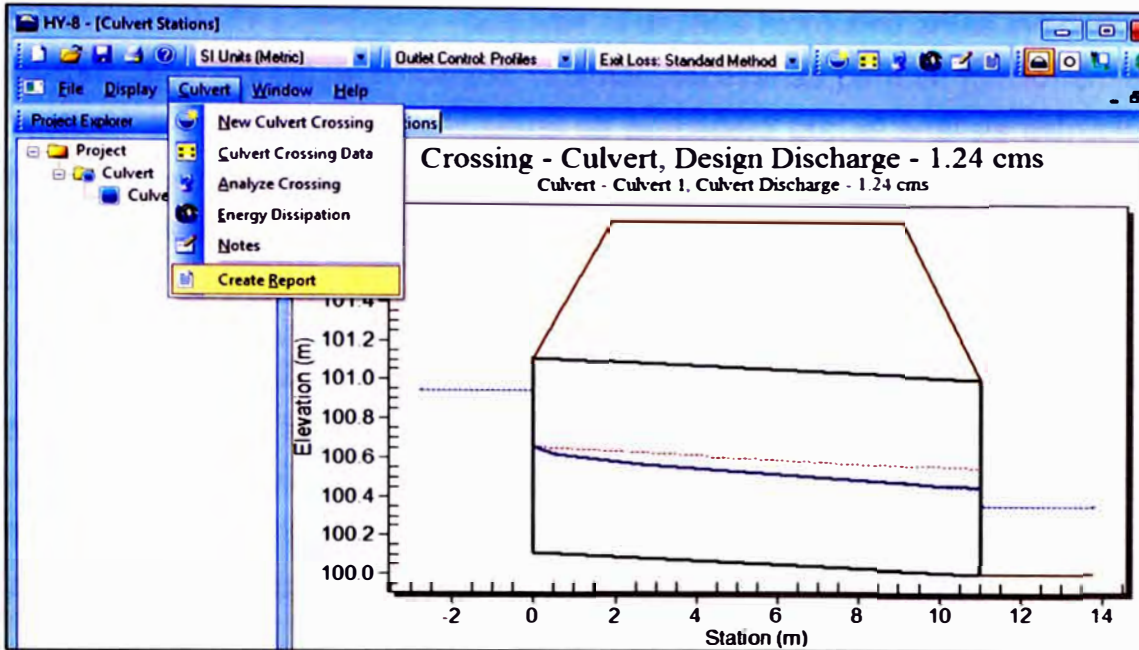


(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)  
Figura 3.15 Resumen del análisis hidráulico obtenido con el programa HY8

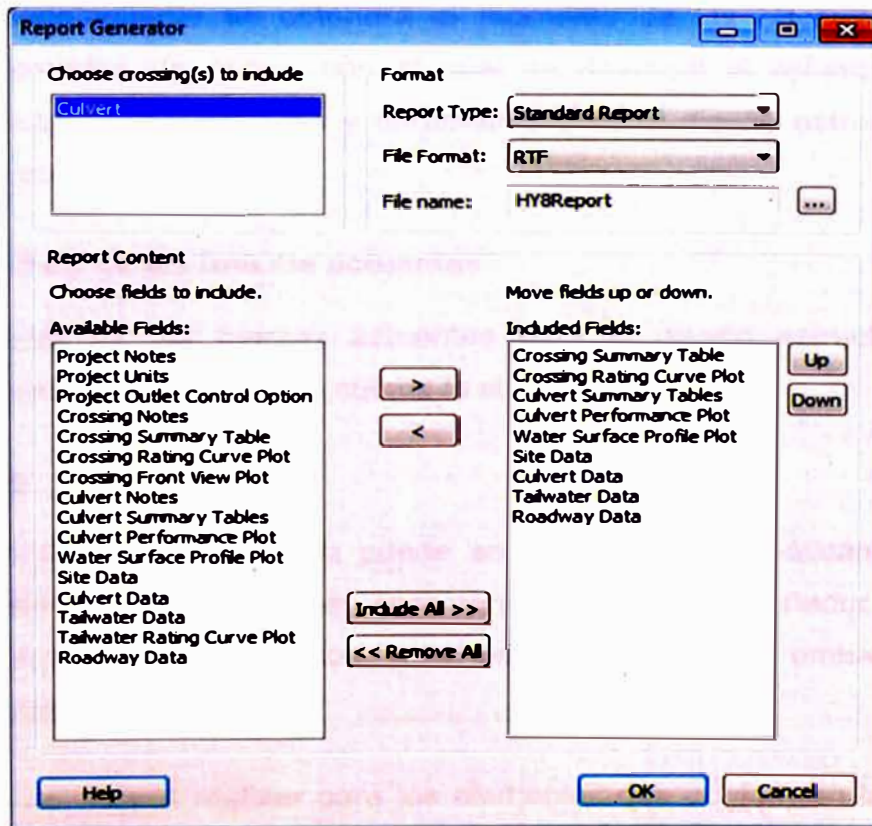


(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)  
Figura 3.16 Perfil de la alcantarilla analizada con el HY8

- Finalmente, se puede crear un reporte del análisis realizado, con los datos de entrada y salida que el diseñador crea conveniente.



(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)  
Figura 3.17 Creación de un reporte con el programa HY8



(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)  
Figura 3.18 Campos que se pueden adicionar en el reporte generado con el programa HY8

### 3.5. PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

Para proceder con el diseño estructural, la alcantarilla de concreto tipo marco debió ser evaluada y verificada mediante el análisis hidráulico antes indicado, en el cual se obtendrá las dimensiones mínimas necesarias para su funcionamiento hidráulico. En el presente subcapítulo se procederá con el análisis estructural, con la cual se determinará los espesores y las varillas de acero requeridos para que la alcantarilla sea capaz de soportar las cargas de tráfico, del relleno y del agua.

La metodología descrita para el diseño estructural de las alcantarillas, está en conformidad con las Normas de Diseño dadas por el manual de Especificaciones AASHTO LRFD (American Association of State Highway and Transportation Officials – Standard Specifications for Highway Bridges), donde, en su sección 12 hace énfasis al análisis de estructuras enterradas.

Para la modelación se empleará el programa SAP 2000, donde la estructura será analizada como modelo plano presentando un comportamiento lineal y elástico. De este modelamiento se obtendrá el momento de las envolventes de los diferentes estados de carga, con el cual se diseñará el refuerzo vertical y horizontal. Las consideraciones y parámetros para el diseño estructural, serán descritas a continuación.

#### 3.5.1. Análisis de las fuerzas actuantes

En el análisis de las fuerzas actuantes para el diseño estructural de las alcantarillas se deberá tomar en cuenta lo siguiente:

##### Peso propio

El peso propio de la estructura puede ser calculado automáticamente por el programa SAP, sin embargo; es recomendable que el diseñador ingrese los valores obtenidos de sus cálculos, para evitar asunciones u omisiones que el programa pudiese tomar.

El metrado se deberá realizar para los elementos que conforman la estructura, es decir; losas y muros.



### Empuje del suelo

- Debido a la cobertura del relleno

En ausencia de un análisis más refinado, la carga de suelo total no mayorado,  $W_{EV}$ , que actúa en la alcantarilla se puede tomar de la siguiente manera:

$$W_{EV} = F_e \times \gamma_s \times H \quad (3.43)$$

Dónde:

$W_{EV}$  : Carga del suelo no mayorado ( $\text{Kg/m}^2$ )

$F_e$  : Factor de interacción suelo estructura para instalaciones bajo terraplén.

$H$  : Profundidad del relleno.

$\gamma_s$  : Densidad del relleno ( $\text{kg/m}^3$ )

De acuerdo a la AASHTO LRFD, existe un factor para tener en cuenta la interacción suelo – estructura, que es cuantificada según el factor  $F_e$ , el cual depende de la altura del relleno y del ancho de la alcantarilla y debe cumplir la siguiente relación:

$$F_e = 1 + 0.20 \left[ \frac{H}{B_c} \right] \leq 1.15 \quad (3.44)$$

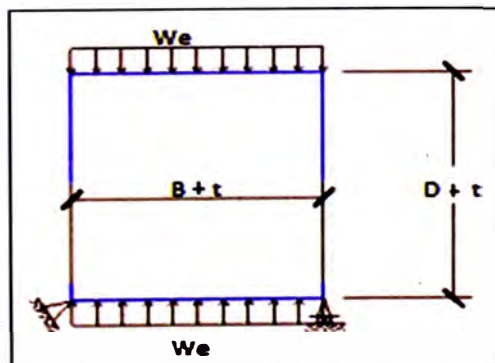
Dónde:

$F_e$  : Factor de interacción suelo – estructura para elementos enterrados.

$H$  : Profundidad del relleno (m)

$B_c$  : Ancho exterior de la alcantarilla (m)

Asumiendo que la losa de fondo es rígida comparada a la sub base, las reacciones del suelo a las cargas aplicadas a la alcantarilla se consideran uniformemente distribuidas en el fondo de la losa, tal como se muestra en la Figura 3.19.



(Fuente: Elaboración propia)

Figura 3.19 Distribución de cargas debido a la cobertura del relleno

- Empuje Lateral del suelo ( $EH_L$ )

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura del suelo, y se deberá tomar como:

$$EH_L = \gamma_s \times z \times K_a \quad (3.45)$$

Dónde:

$EH_L$  : Empuje lateral del suelo ( $\text{kg/m}^2$ )

$K_a$  : Coeficiente de empuje lateral

$\gamma_s$  : Densidad del suelo ( $\text{Kg/ m}^3$ )

$z$  : Profundidad del suelo debajo de la superficie (m)

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debido al peso del relleno actúa a una altura igual a  $H/3$  desde la base del muro, siendo  $H$  la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la parte inferior de la zapata o la parte superior de la plataforma de nivelación.

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2(\theta) \times \cos(\theta + \delta) \times \left(1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \times \cos(\theta - \beta)}\right)} \quad (3.46)$$

Dónde:

$\phi$  : Ángulo de fricción interna del relleno

$\delta$  : Ángulo de fricción interna suelo-concreto

$\beta$  : Ángulo de inclinación del relleno

$\theta$  : Ángulo de inclinación de la pared

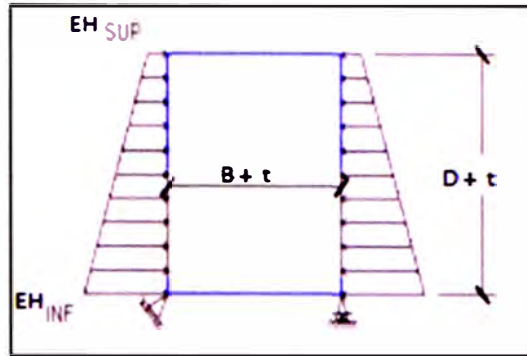
Luego, el empuje lateral del suelo en la parte superior e inferior de la alcantarilla se distribuirá como se indica en la Figura 3.20 y calculará de la siguiente manera:

Presión lateral en la parte superior:

$$EH_{SUP} = \gamma_s \times \left(H + \frac{t}{2}\right) \times K_a \quad (\text{Kg/m}^2) \quad (3.47)$$

Presión lateral en la parte inferior:

$$EH_{INF} = \gamma_s (H + 2t + D) K_a \quad (\text{Kg/m}^2) \quad (3.48)$$



(Fuente: Elaboración propia)  
 Figura 3.20 Distribución de cargas debido al empuje lateral del suelo

Fuerzas Hidráulicas (WA)

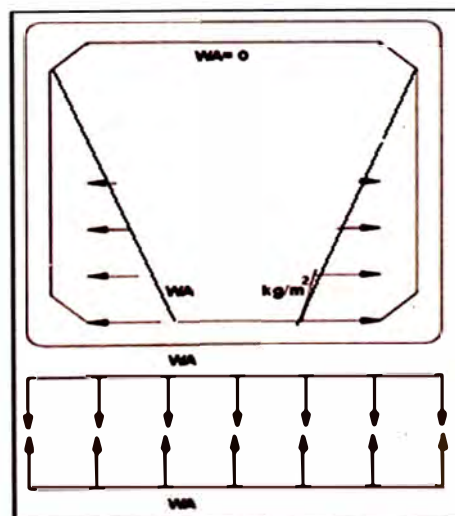
Se considera el caso en que la alcantarilla está con agua y cuando está totalmente vacía. Para la condición donde la estructura está con agua, la fuerza hidráulica del agua es ejercida contra las paredes y base de la alcantarilla. La fuerza sobre las paredes se puede tomar como una carga repartida, donde en la parte superior la presión del agua es cero y en el fondo de la alcantarilla, la presión que genera el agua es:

$$WA \left( \frac{Kg}{m^2} \right) = \gamma_{H_2O} \times D \tag{3.49}$$

Dónde:

- $\gamma_{H_2O}$  : Peso específico del agua (Kg/m<sup>3</sup>)
- D : Altura libre de la alcantarilla (m)

La presión en la parte inferior de la alcantarilla reacciona con una presión semejante.



(Fuente: Ing. Arturo Rodríguez Serquén, Diseño estructural de obras de arte en carreteras)  
 Figura 3.21 Distribución de cargas debido a la presión del agua

Fuerzas Debido a la sobrecarga vehicular

La sobrecarga vehicular, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de camión de diseño o tándem de diseño y carga de carril de diseño.

- Carga de camión HL - 93

Para la determinación de la carga debido al tráfico usaremos el camión de diseño AASHTO LRFD HL-93, considerando que es el que causa los efectos más desfavorables en la estructura. Debido a que se tiene relleno sobre la losa superior, consideraremos que la carga de camión se distribuye según un área dada (Ver Figura 3.22), teniendo en cuenta lo siguiente:

Para  $H < 0.60$  m, se despreciará el efecto del relleno sobre la distribución:

$$E_1 = 0.06B + 1.220 \text{ (m)} \tag{3.50}$$

$$E_2 = 1 \text{ (m)} \tag{3.51}$$

Para  $H > 0.60$  m, se considera el efecto del relleno:

$$E_1 = 1.80 + 1.15H + 0.51 \text{ (m)} \tag{3.52}$$

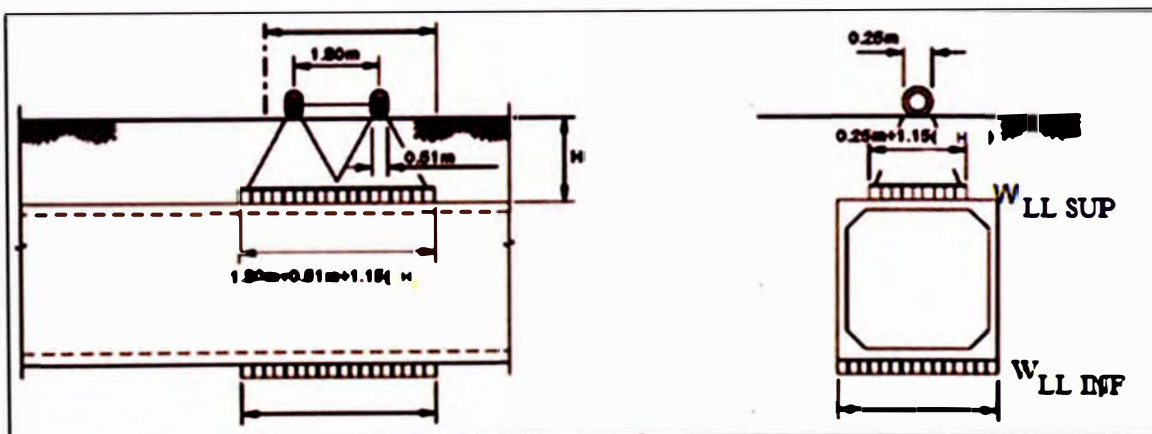
$$E_2 = 1.15H + 0.25 \text{ (m)} \tag{3.53}$$

Dónde:

$E_1$  : Ancho de distribución de la rueda en dirección perpendicular al tráfico (m)

$E_2$  : Ancho de distribución de la rueda en dirección paralela al tráfico (m)

H : Altura del relleno (m)



(Fuente: Ing. Arturo Rodríguez Serquén, Diseño estructural de obras de arte en carreteras)  
Figura 3.22 Carga del camión de diseño HL-93

Por tanto la carga viva debido al tráfico de una rueda sobre el marco será:

$$W_{LL-SUP \text{ camión}} \left( \frac{kg}{m^2} \right) = \frac{P_{eje} \times m}{E_1 \times E_2} \quad (3.54)$$

Dónde:

$W_{LL-SUP \text{ camión}}$  : Carga viva en la parte superior de la alcantarilla debido al tráfico.

$m$  : Factor de presencia múltiple.

$P_{eje}$  : Es el peso del eje posterior del camión de diseño, 14800 kg/eje

Esta carga produce una reacción uniforme en la losa inferior a:

$$W_{LL-INF \text{ camión}} \left( \frac{kg}{m^2} \right) = \frac{W_{LL-SUP} \times E_2}{(D+t)} \quad (3.55)$$

Dónde:

$W_{LL-INF \text{ camión}}$  : Carga viva en la parte inferior de la alcantarilla debido al tráfico.

$t$  : Espesor del muro de la alcantarilla (m)

- Carga de carril

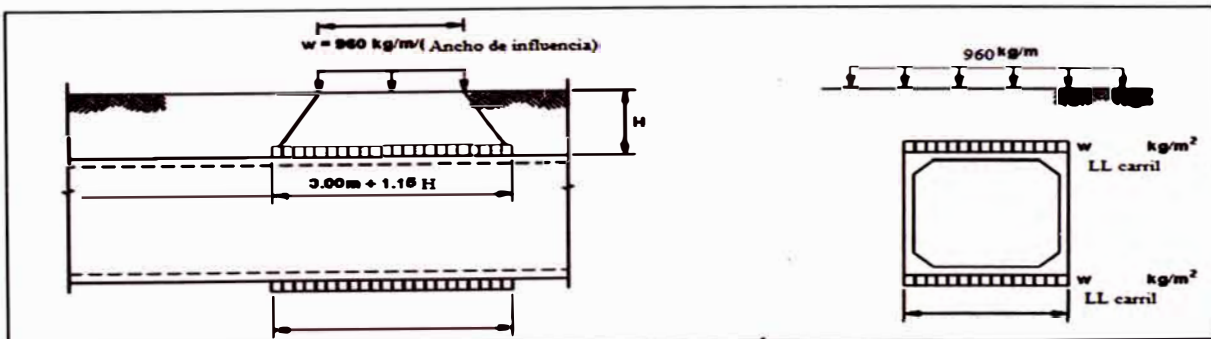
La carga de carril de diseño consistirá en una carga de 960 kg/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3.0 m. La cual se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$W_{LL-CARRIL} = \frac{W_{via} \times m}{\text{Ancho de influencia}} \quad (3.56)$$

Dónde:

$W_{LL-carril}$  : Carga del carril (Kg/m<sup>2</sup>)

$W_{via}$  : Carga de la vía (960 Kg/m)



(Fuente: Ing. Arturo Rodríguez Serquén, Diseño estructural de obras de arte en carreteras)  
Figura 3.23 Carga de carril

Las solicitaciones debido a la carga de carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

- Carga de un tándem

El tándem de diseño considera un par de ejes de 11.34 t con una separación de 1.20 m. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1.80 m. La distribución de la carga será como se aprecia en la Figura 3.24 y se calculará mediante la siguiente expresión:

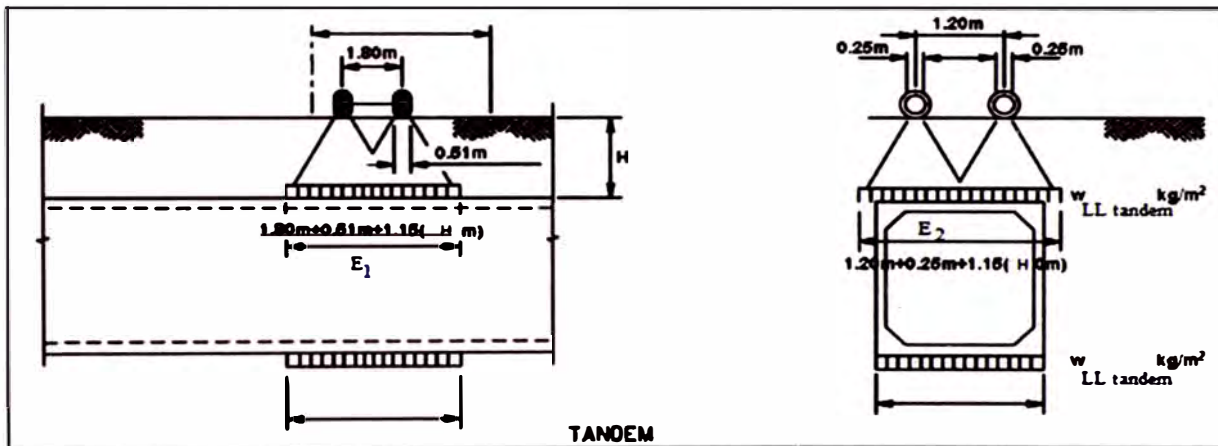
$$W_{LL-tandem} = \frac{P_{eje} \times m}{E_1 \times E_2} \quad (3.57)$$

Dónde:

$W_{LL-tandem}$  : Carga del tándem (Kg/m<sup>2</sup>)

$P_{eje}$  : Carga de un par de ejes del tándem (22 680 Kg)

$m$  : Factor de presencia múltiple



(Fuente: Ing. Arturo Rodríguez Serquén, Diseño estructural de obras de arte en carreteras)  
Figura 3.24 Carga de un tándem

Se deberá considerar un incremento por carga dinámica de acuerdo a las condiciones del diseño.

- Determinación de la sobrecarga vehicular

La sobrecarga vehicular se determinará con el mayor valor de la carga del camión de diseño o tándem y se le adicionará la carga del carril.

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en el Cuadro 3.3. Este incremento denominado como incremento por carga dinámica no se aplicará a la carga del carril de diseño.

**Cuadro 3.3 Incremento por carga dinámica**

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Limites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Limite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Limites	33%

(Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el Método LRFD)

El incremento por carga dinámica para alcantarillas y otras estructuras enterradas cubiertas, deberá ser calculado de la siguiente manera:

$$IM = 33(1 - 4.1 \times 10^{-1} \times H) \geq 0\% \quad (3.58)$$

Dónde:

H : Profundidad mínima del relleno sobre la estructura (m)

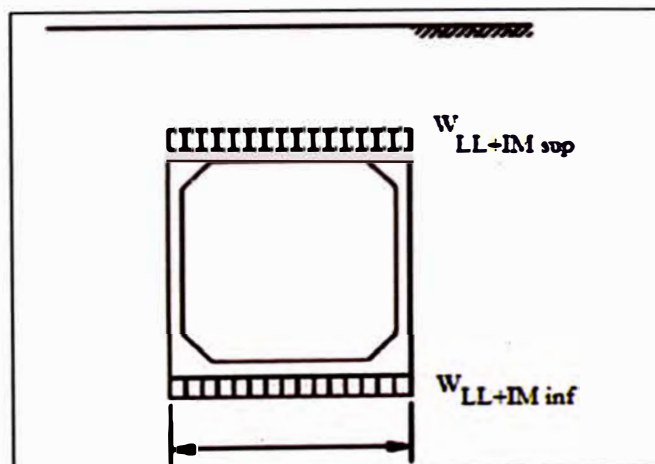
IM : Carga dinámica (%)

Por lo tanto, la sobrecarga vehicular se determinará de la siguiente manera:

$$W_{LL+IM\ sup} = (W_{LL\ SUP\ camión\ ó\ W_{LL\ tándem}) \times (1 + \frac{IM}{100}) + W_{LL\ carril} \quad (3.59)$$

$$W_{LL+IM\ inf} = (W_{LL\ INF\ camión\ ó\ W_{LL\ tándem}) \times (1 + \frac{IM}{100}) + W_{LL\ carril} \quad (3.60)$$

En la Figura 3.25 se puede apreciar la distribución de cargas debido al tráfico vehicular incrementadas por la carga de impacto.



(Fuente: Ing. Arturo Rodríguez Serquén, Diseño estructural de obras de arte en carreteras)  
Figura 3.25 Carga de la sobrecarga vehicular

### 3.5.2. Modelamiento estructural de la alcantarilla

El modelamiento de la alcantarilla tipo marco de concreto armado se realizará con ayuda del programa SAP 2000, donde la estructura será analizada como modelo plano presentando un comportamiento lineal y elástico. El programa realiza el análisis y encuentra los diagramas de momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales

De los momentos obtenidos del programa SAP, sólo se ha tomado los momentos máximos para efectos de diseño, con el cual se diseñará el refuerzo vertical y horizontal.

### 3.5.3. Determinación del acero estructural de los elementos de la alcantarilla

El diseño estructural de la alcantarilla ha sido disgregado por elementos, los refuerzos principales en las losas superior e inferior y en los muros se determinarán de la siguiente manera:

#### Armadura principal

Para el cálculo de la armadura principal paralela al tráfico, se emplearán los momentos máximos de fibra superior e inferior de la alcantarilla, para la determinación del acero en la parte superior e inferior respectivamente. Para su cálculo se emplearán las siguientes fórmulas:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi F_y (d - \frac{a}{2})} \quad (3.61)$$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 f'_c \times b} \quad (3.62)$$

Dónde:

- $A_s$  : Acero principal requerido (cm<sup>2</sup>)
- $Mu$  : Momento último (Kg-cm), obtenido con el programa SAP 2000.
- $F_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero (4200 Kg/cm<sup>2</sup>)
- $d$  : Altura efectiva entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (cm)
- $f'_c$  : Esfuerzo de compresión (280 kg/ cm<sup>2</sup>)
- $b$  : Ancho de losa, tomado como 100 cm.



### Armadura de distribución

La armadura de distribución está dispuesta en la dirección secundaria. Este refuerzo sólo será considerado para la cara inferior de la losa superior y se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para el momento positivo:

$$\% A_{s_r} = \frac{1750}{\sqrt{B}} \leq 50\% \quad (3.63)$$

Dónde:

$A_{s_r}$  : Acero de distribución ( $\text{cm}^2$ )

$B$  : Ancho libre de la alcantarilla (mm)

### Armadura de contracción y temperatura

Este será considerado como refuerzo en la cara inferior de la losa superior, en cada lado de los muros y en ambas caras de la losa inferior.

$$A_{s_t} = 0.0018bt \text{ (cm}^2\text{)} \quad (3.64)$$

Dónde:

$A_s$  : Acero principal requerido ( $\text{cm}^2$ )

$b$  : Ancho de losa o muro (100 cm).

$t$  : Espesor de la losa (cm).

## 3.5.4. Verificación estructural de los elementos de la alcantarilla

### Verificación por flexión

De manera práctica se deben considerar para límites de deflexión se debe considerar como espesor mínimo de la losa:

$$t \text{ (cm)} \geq B/1200 \quad (3.65)$$

$$t \text{ (cm)} \geq \frac{B+30}{30} \quad (3.66)$$

Para controles sobre las relaciones longitud – profundidad, en ausencia de otros criterios se pueden considerar las expresiones indicadas, donde  $B$  es el ancho de la alcantarilla en cm.

### Verificación del refuerzo mínimo

La armadura mínima debe ser tal que permita desarrollar 1.2 veces el momento de agrietamiento.

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} \times I_g}{c} \quad (3.67)$$

Además:

$$f_{cr} = 2\sqrt{f'c} \quad (3.68)$$

$$I_g = \frac{1}{12} bt^3 \quad (3.69)$$

$$c = \frac{t_1}{2} \quad (3.70)$$

Dónde:

- $M_{cr}$  : Momento de agrietamiento (Kg-cm)  
 $f_{cr}$  : Esfuerzo de tracción por flexión del concreto (Kg/cm<sup>2</sup>)  
 $I_g$  : Momento de inercia de la sección agrietada (cm<sup>4</sup>)  
 $c$  : Profundidad del eje neutro de la sección no agrietada (cm)  
 $b$  : Ancho de losa ó muro (100 cm)

Luego, la armadura mínima se calculará con las ecuaciones (3.61) y (3.62), para un momento de 1.2 veces el momento de agrietamiento.

### Verificación por corte

Para las losas de alcantarillas tipo cajón debajo de 600 mm o más de relleno, la resistencia al corte  $V_c$ , se puede calcular como:

$$V_c = \left( 0.178\sqrt{f'c} + \times 32 \frac{A_s}{bd_e} \frac{V_u d_e}{M_u} \right) bd_e \leq 0.332\sqrt{f'c} \times bd_e \quad (3.71)$$

Dónde:

- $A_s$  : Área del acero de las armaduras en el ancho de diseño (mm<sup>2</sup>)  
 $d_e$  : Altura efectiva entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm)  
 $V_u$  : Corte debido a las cargas mayoradas (N)  
 $M_u$  : Momento debido a las cargas mayoradas (N-mm)  
 $b$  : Ancho de diseño, normalmente tomado igual a la unidad.(mm)

Solamente para las alcantarillas tipo cajón de una sola celda, para las losas monolíticas con las paredes, se tomará que:

$$V_c \geq 0.25\sqrt{f'c} \times bd_e \quad (3.72)$$

De modo simplificado tenemos:

$$0.25\sqrt{f'c} \times bd_e \leq V_c = (0.178\sqrt{f'c})bd_e \leq 0.332\sqrt{f'c} \times bd_e \quad (3.73)$$

Luego, se debe cumplir que  $\phi V_c \geq V_u$ , donde  $\phi$  es el factor por corte (0.90) y  $V_u$  es el cortante debido a las cargas mayoradas (N) y su valor es obtenido del análisis realizado con el SAP 2000. Finalmente, simplificando la expresión (3.73) se debe cumplir que:

$$V_u \leq \phi(0.25\sqrt{f'c} \times bd_e) \quad (3.74)$$

### 3.6. RESUMEN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA

La metodología planteada sólo será válida para alcantarillas de concreto tipo marco y se deberá tener en cuenta las limitantes mencionadas al inicio del capítulo.

La metodología consiste, en primera instancia, determinar el caudal de diseño para luego dimensionar la alcantarilla hidráulicamente, es decir, determinar sus dimensiones geométricas para que pueda funcionar con superficie libre. Además, de dimensionar sus obras de protección.

Posteriormente, teniendo las dimensiones libres de la alcantarilla, se procede con el diseño estructural con el cual se obtendrá los espesores de las losas y muros, así como la cuantía de acero mínima necesaria para que la estructura sea capaz de soportar las cargas debido al tráfico y al relleno.

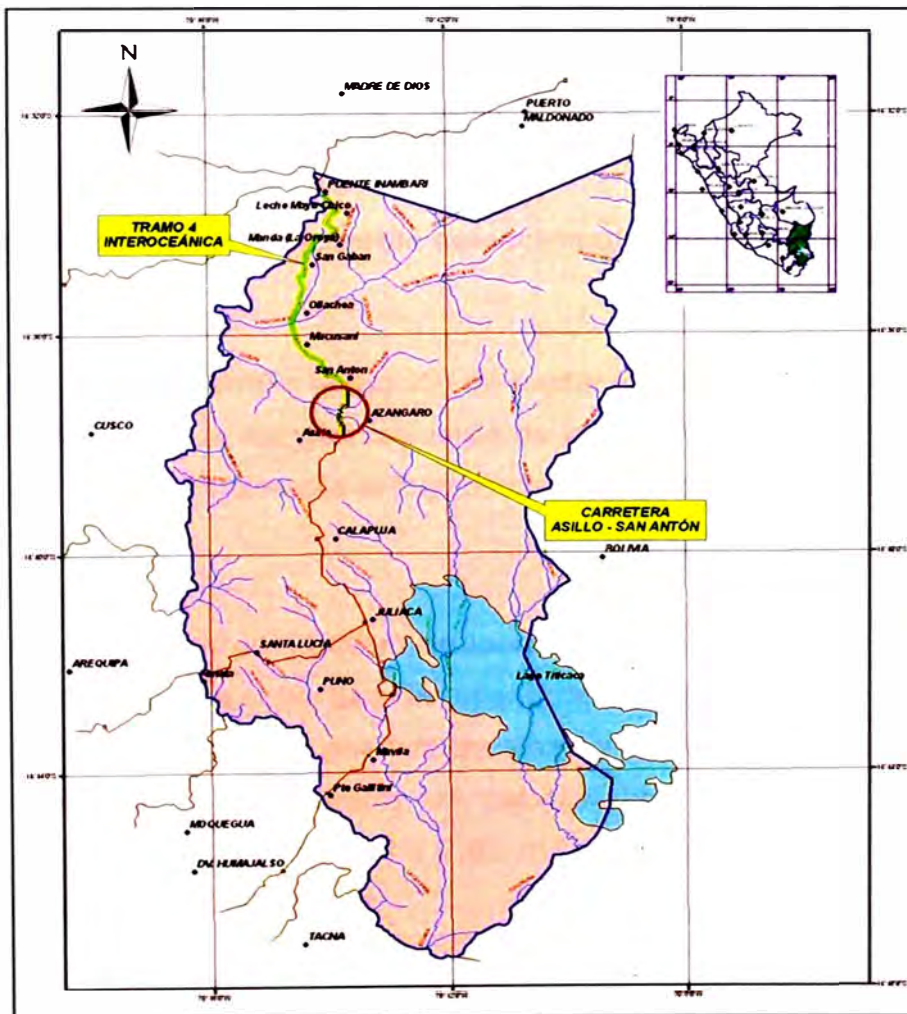
En síntesis, la metodología busca que la alcantarilla sea capaz de evacuar el caudal de diseño, con un nivel de agua en la entrada que no ponga en peligro la alcantarilla con alguna falla estructural, ni la funcionalidad de la estructura que se desea atravesar, y que esta sea capaz de soportar las cargas que actúen sobre ella, optimizando los recursos disponibles. Es decir, buscar la solución técnica más conveniente.

## CAPÍTULO IV: APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA

### 4.1. INFORMACIÓN DE CAMPO

Para la aplicación de la metodología se eligió una de las alcantarillas que fueron evaluadas en el 2010, en un tramo de la carretera del Corredor Interoceánico Sur, Perú – Brasil, Azángaro – Puente Inambari (en adelante CARRETERA), Departamento de Puno, Provincia de Azángaro, Distritos de Asillo y San Antón, desde el Km. 75+300 (Asillo) hasta el Km. 100+480 (San Antón).

La alcantarilla seleccionada fue la que se encuentra ubicada en el km 77+780 (en adelante alcantarilla 77 +780), con la cual se procederá al rediseño de la obra en base a los lineamientos expuestos en el Informe.



(Fuente: Elaboración Propia)  
Figura 4.1 Plano de localización de la carretera

#### 4.1.1. Entorno de la zona evaluada

La geomorfología de la zona de estudio, corresponde a la región del altiplano o Meseta del Collao, que se caracteriza por presentar suelos franco arenosos, una superficie predominantemente plana, con cerros de escasas alturas, formaciones onduladas, de pendientes moderadas. En la Figura 4.2 se puede apreciar los suelos típicos en la zona de estudio.



(Fuente: Elaboración Propia, 2010)  
Figura 4.2 Suelos francos arenosos

#### 4.1.2. Información de la alcantarilla seleccionada para el análisis

##### Función

La alcantarilla 77+780 cumple la función de captar los flujos de agua proveniente de la quebrada, desde la margen izquierda de la CARRETERA hacia la margen derecha de la misma. Finalmente el flujo discurre a una zona de cultivo.

##### Descripción

Es una alcantarilla MCA de 11.00 m de longitud, de una pendiente aproximada de 1 %, presentando una cobertura de relleno de aproximadamente 0.70 m. Sus dimensiones son 1 m de base por 1 m de altura y de 0.20 cm de espesor. Esta estructura presenta en la entrada un cabezal tipo alero de 45° con una protección de enrocado de 2.00 m x 2.80 m (largo y ancho), con un nivel de ingreso a la cota 3888.70 msnm.

A la salida presenta un cabezal tipo alero de 45° con una protección de enrocado aproximadamente de 2.00 m x 2.80 m (largo y ancho), que desemboca

directamente hacia una zona de cultivo, cuyo cauce es de sección trapezoidal, presentando una pendiente de 1% con taludes de 3:1 (H:V).

La carretera que es cruzada por la alcantarilla, es pavimentada presentando un ancho de 7.20m y una cota de cresta de 3890 msnm.



(Fuente: Elaboración Propia, 2010)  
Figura 4.3 Vista aguas arriba de la alcantarilla 77+780

### Observaciones

La alcantarilla presenta un conducto en buen estado; en donde los cabezales, tanto de entrada como de salida no presentan daños mayores. La protección a la entrada se encuentra con presencia de una pequeña acumulación de piedras, mientras que en la salida se observó un empozamiento de agua.



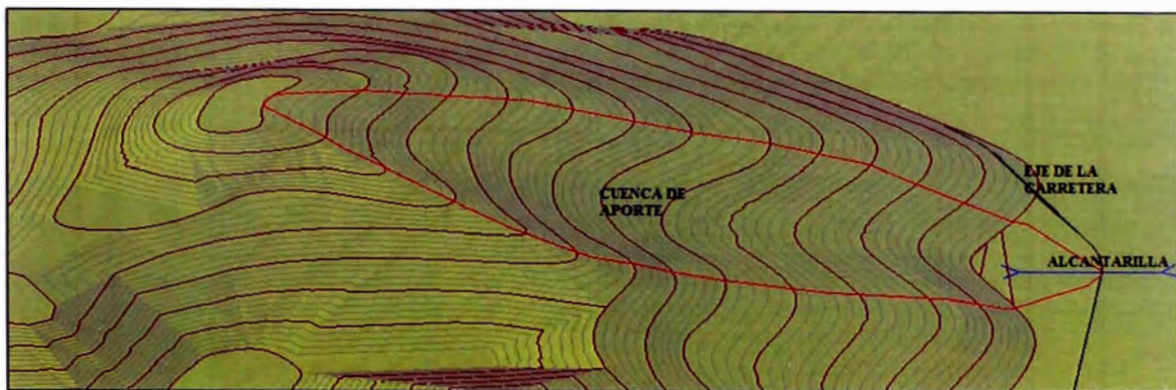
(Fuente: Elaboración Propia, 2010)  
Figura 4.4 Vista aguas abajo de la alcantarilla 77+780

## 4.2. MODELAMIENTO HIDROLÓGICO

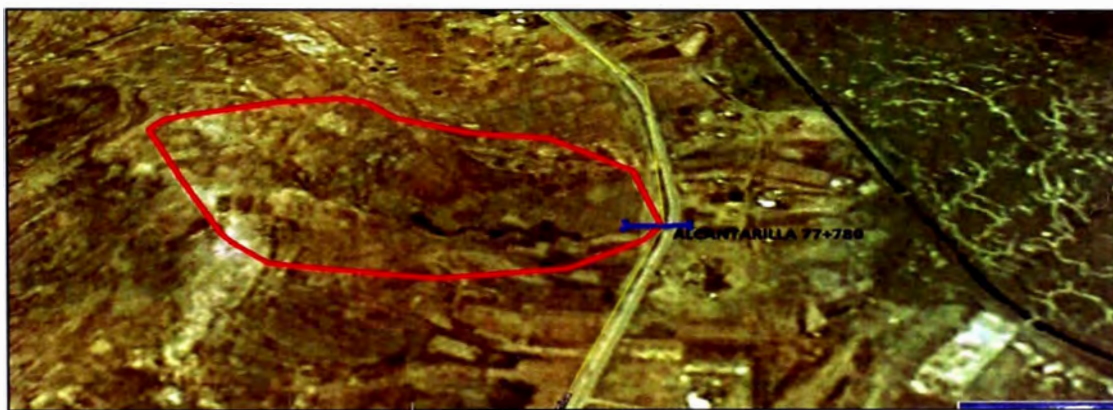
Habiéndose realizado el reconocimiento en campo de la estructura a evaluar, se procederá al modelamiento hidrológico, en el cual se determinará el caudal de diseño con el cual será dimensionada la alcantarilla.

### 4.2.1. Determinación de los parámetros geomorfológicos de la cuenca

Primero se delimitará la cuenca con ayuda de un programa de diseño como el AutoCAD, tal como se muestra en la Figura 4.5.



(Fuente: Elaboración Propia, 2010)  
Figura 4.5 Vista 3D de la Cuenca de aporte en AutoCAD



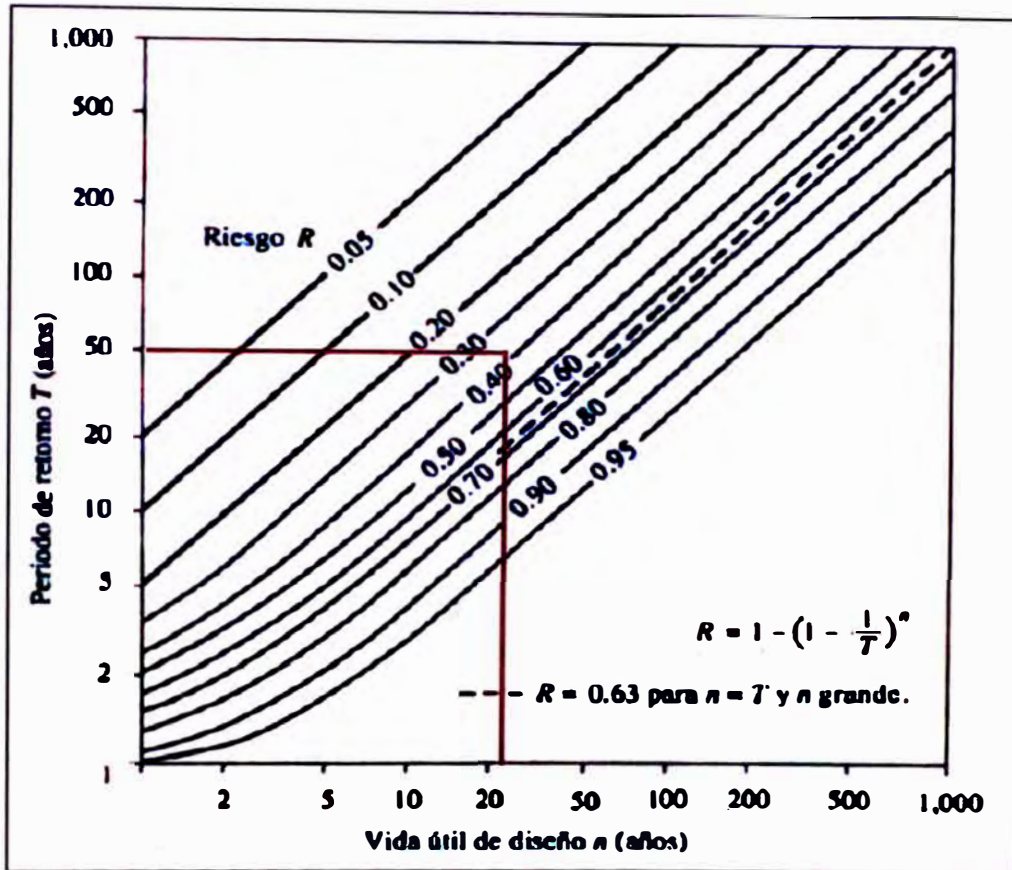
(Fuente: Elaboración Propia, 2010)  
Figura 4.6 Vista 3D de la Cuenca de aporte en Google Earth

Habiéndose delimitado la cuenca, los parámetros geomorfológicos de la cuenca obtenidos, son los siguientes:

Área de la cuenca	:	$A_1 = 0.16 \text{Km}^2$
Longitud de la cuenca	:	$L_1 = 0.69 \text{Km}$
Pendiente media	:	$S = 21\%$

### 4.2.2. Selección del periodo de retorno

De la Figura 4.7 se observa que para una alcantarilla de paso con una vida útil esperada de 25 años y con un riesgo de 39.65 %, el periodo de retorno es de 50 años.



(Fuente: Hidrología Aplicada, Ven Te Chow)

Figura 4.7 Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil

Por lo tanto: **T= 50 años**

### 4.2.3. Cálculo de la precipitación máxima en 24 horas

Debido a que los procesos naturales que dan origen a los fenómenos hidrológicos son complejos, es necesario partir de una serie de datos o registros observados. Por lo tanto, para la realización del estudio hidrológico se ha recurrido a la información de precipitaciones máximas en 24 horas registradas en las estaciones pluviométricas existentes en la zona de estudio, las cuales son las estaciones Crucero, Macusani, Nuñoa y Progreso, siendo la más cercana a la zona de estudio la estación Progreso.



Las estaciones pluviométricas Macusani y Crucero se encuentran a más de 40 Km del punto más cercano de la CARRETERA. La estación Nuñoa dejó de operar desde el año 1992, por lo que no cuenta con registros próximos. La estación Progreso se encuentra en las cercanías de la CARRETERA, se encuentra en funcionamiento y posee registros cerca a los 30 años.

Por lo mencionado en el párrafo anterior, para el modelamiento hidrológico se empleará los registros de la estación Progreso. En el Cuadro 4.1 se incluye la ubicación geográfica de la estación en mención.

**Cuadro 4.1 Características de la estación pluviométrica**

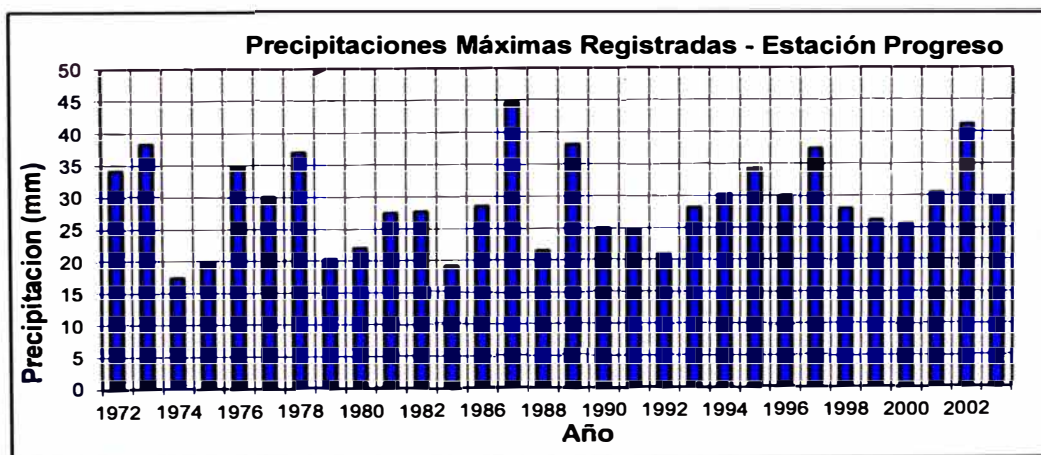
Estación Pluviométrica	Ubicación		Altitud msnm	Distrito	Provincia	Departamento
	Latitud S	Longitud W				
Progreso	14º 41'	75º 50'	3965	Asillo	Azángaro	Puno

(Fuente: Elaboración propia)

El registro histórico de las precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Progreso se puede apreciar en la Figura 4.8, mientras que en el Cuadro 4.2 se muestra el registro ordenado de manera descendente.

Con los datos de la estación Progreso se determinará las precipitaciones correspondientes a diferentes periodos de retorno, usando las distribuciones Log Normal, Log Pearson Tipo III y Gumbel, donde se escogerá el que mejor represente el comportamiento de la variable: precipitación.

Se realizará la prueba de bondad de Kolmogorov– Smirnov para todas las distribuciones usadas, finalmente se escogerá la distribución que se ajuste mejor a los datos históricos.



(Fuente: Elaboración propia)

**Figura 4.8 P<sub>max</sub> en 24h en la estación Progreso**

**Cuadro 4.2 Datos de Precipitaciones máximas anuales**

Nº	Año	Pmax(mm)
1	1987	44.60
2	2002	41.20
3	1973	38.30
4	1989	38.10
5	1997	37.40
6	1978	37.00
7	1976	34.90
8	1995	34.20
9	1972	34.10
10	2001	30.50
11	1994	30.20
12	1996	30.00
13	1977	30.00
14	2003	29.80
15	1986	28.50
16	1993	28.20
17	1998	28.00
18	1982	27.70
19	1981	27.50
20	1999	26.20
21	2000	25.60
22	1990	25.00
23	1991	24.80
24	1980	22.00
25	1988	21.50
26	1992	20.90
27	1979	20.20
28	1975	19.80
29	1983	19.10
30	1974	17.40

(Fuente: Elaboración propia)

**a) Ajuste a la Distribución Log – Normal de dos parámetros**

Primero se determinará si los datos de precipitaciones se ajustan a una Distribución Log Normal, para ello se realizará la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov– Smirnov. Habiéndose determinado si los datos se ajustan a esta distribución se calculará las precipitaciones para diferentes periodos de retorno.

- **Prueba de Bondad de Ajuste Smirnov – Kolmogorov ( $\Delta_c$ )**

Para la prueba de Smirnov - Kolmogorov, la precipitación será asignada como la variable  $x$ , es decir:  $P_{\max \text{ en } 24h} = x$ . Para aceptar una función de distribución, dada para un nivel de significancia ( $\alpha$ ), se debe cumplir la ecuación 3.17, es decir; el valor estadístico de Smirnov debe ser menor al valor estadístico de Smirnov de tablas ( $\Delta_t$ ).

### Cálculo del estadístico Smirnov- Kolmogorov $\Delta_c$

- Cálculo de la probabilidad empírica de los datos  $P(x)$

Se ordena los datos de precipitaciones máximos anuales en forma decreciente y se calcula la probabilidad empírica  $P(x)$  usando la fórmula de Weibull, indicada en la ecuación 3.18, la cual resulta de dividir el número de orden del dato entre la cantidad de datos. Los valores son mostrados en el Cuadro 4.3.

- Cálculo de la media y desviación estándar

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \log x_i = 1.451 \text{ mm}$$

$$S = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (\log x_i - \bar{X})^2} = 0.106$$

- Cálculo de la probabilidad empírica de los datos  $F(x)$

Siendo de  $F(X) = F(Z)$ , para la variable estandarizada de la distribución normal:

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

Los valores de  $F(Z)$  se puede calcular empleando la tabla de Distribución Normal mostrada en el Anexo 3.2. Los valores son mostrados en el Cuadro 4.3. Finalmente, obtenidos los valores de  $P(X)$  y  $F(z)$ , los cuales son mostrados en el cuadro 4.3, se tiene que:

$$\Delta = \max [F(z) - P(x)] = 0.0741$$

### Cálculo del valor estadístico Smirnov- Kolmogorov de tablas $\Delta_t$

De la tabla mostrada en el Anexo 3.3, se tiene que para un nivel de significación 0.05 y un tamaño de muestra de 30 el valor crítico es:  $\Delta_0 = 0.24$

### Criterio de decisión

Como:  $\Delta = 0.0741 < \Delta_0 = 0.2483$

Se concluye que los datos de precipitaciones se ajustan a la distribución log-normal, con un nivel de significación del 5% o una probabilidad del 95%.

**Cuadro 4.3** Tabla de cálculo del valor estadístico de Smirnov – Kolmogorov según distribución Log normal

m	DATOS	Log(x)	z	F(z)	P(x)	Δ
1	44.60	1.65	1.87	0.969	0.968	0.001
2	41.20	1.61	1.54	0.939	0.935	0.003
3	38.30	1.58	1.24	0.893	0.903	0.010
4	38.10	1.58	1.22	0.889	0.871	0.018
5	37.40	1.57	1.15	0.874	0.839	0.035
6	37.00	1.57	1.10	0.865	0.806	0.058
7	34.90	1.54	0.86	0.806	0.774	0.032
8	34.20	1.53	0.78	0.782	0.742	0.040
9	34.10	1.53	0.77	0.779	0.710	0.069
10	30.50	1.48	0.31	0.622	0.677	0.056
11	30.20	1.48	0.27	0.606	0.645	0.039
12	30.00	1.48	0.24	0.596	0.613	0.017
13	30.00	1.48	0.24	0.596	0.581	0.015
14	29.80	1.47	0.21	0.585	0.548	0.037
15	28.50	1.45	0.03	0.513	0.516	0.003
16	28.20	1.45	-0.01	0.495	0.484	0.012
17	28.00	1.45	-0.04	0.484	0.452	0.032
18	27.70	1.44	-0.08	0.466	0.419	0.047
19	27.50	1.44	-0.11	0.454	0.387	0.067
20	26.20	1.42	-0.31	0.377	0.355	0.022
21	25.60	1.41	-0.41	0.342	0.323	0.019
22	25.00	1.40	-0.51	0.307	0.290	0.016
23	24.80	1.39	-0.54	0.295	0.258	0.037
24	22.00	1.34	-1.03	0.152	0.226	0.074
25	21.50	1.33	-1.12	0.131	0.194	0.063
26	20.90	1.32	-1.24	0.108	0.161	0.054
27	20.20	1.31	-1.38	0.084	0.129	0.045
28	19.80	1.30	-1.46	0.072	0.097	0.025
29	19.10	1.28	-1.61	0.054	0.065	0.011
30	17.40	1.24	-1.99	0.023	0.032	0.009

(Fuente: Elaboración propia)

- **Determinación de las precipitaciones máximas para un periodo de retorno dado**

Verificado que los datos de las precipitaciones pueden ajustarse a la distribución log normal, se procederá al cálculo de las precipitaciones máximas en 24 horas para un periodo de retorno dado. La precipitación ( $P$ ) se puede determinar aplicando la ecuación 3.24. Siendo:

$$\text{Log}P = \bar{P} + z \times S = 1.451 + z \times 0.106$$

El valor de  $z$ , se puede determinar mediante la tabla mostrada en el Anexo 3.2, donde se deberá ingresar el valor de  $F(z)$ , el cual se calculará empleando la ecuación 3.25.

Luego, reemplazando valores y para ciertos periodos de retorno se tiene que:

**Cuadro 4.4. Precipitaciones máximas en 24 horas anuales según distribución Log normal**

T (años)	F(z)	z	Log P	P (mm)
2	0.500	0.00	1.45	28.28
5	0.800	0.84	1.54	34.72
10	0.900	1.28	1.59	38.65
25	0.960	1.75	1.64	43.34
20	0.950	1.64	1.63	42.23
100	0.990	2.33	1.70	49.87
200	0.995	2.58	1.72	53.00
500	0.998	2.88	1.76	57.05

(Fuente: Elaboración propia,2013)

**b) Ajuste a la Distribución Log – Pearson Tipo III**

Primero se determinará si los datos de precipitaciones se ajustan a una Distribución Log Pearson Tipo III, para ello se realizará la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov– Smirnov. Habiéndose determinado si los datos se ajustan a esta distribución se calculará las precipitaciones para diferentes periodos de retorno.

• **Prueba de Bondad de Ajuste Smirnov – Kolmogorov ( $\Delta_c$ )**

Para la prueba de Smirnov - Kolmogorov, la precipitación será asignada como la variable x, es decir:  $P_{\text{max en 24h}} = x$ . Para aceptar una función de distribución, dada para un nivel de significancia ( $\alpha$ ), se debe cumplir la ecuación 3.17, es decir; el valor estadístico de Smirnov debe ser menor al valor estadístico de Smirnov de tablas ( $\Delta_t$ ).

Cálculo del estadístico Smirnov- Kolmogorov  $\Delta_c$

- Cálculo de la probabilidad empírica de los datos P(x)

Se ordena los datos de precipitaciones máximos anuales en forma decreciente y se calcula la probabilidad empírica P(x) usando la fórmula de Weibull, indicada en la ecuación 3.18.

- Cálculo de la media, desviación estándar y asimetría

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \log x_i = 1.451 \text{ mm}$$

$$S = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (\log x_i - \bar{X})^2 = 0.106$$

$$C = \frac{N \sum_{i=1}^N (\log x_i - \bar{X} \log x_i)^2}{(N - 1)(N - 2)S^2} = -0.153$$

- Cálculo de la probabilidad empírica de los datos  $F(x)$

Siendo  $F(x) = F(K_n)$ , los valores de  $F(K_n)$  se pueden calcular empleando la tabla de Distribución Normal mostrada en el Anexo 3.2, donde se deberá ingresar el valor de  $K_n$ . El valor de  $K_n$  se calculará con ayuda de la ecuación 3.20, para lo cual, previamente se determinará el valor de  $K$  empleando la ecuación 3.21. Los valores son mostrados en el Cuadro 4.5.

Finalmente, obtenidos los valores de  $P(x)$  y  $F(K_n)$ , los cuales son mostrados en el cuadro 4.5, se tiene que:  $\Delta = \max[F(K_n) - P(x)] = 0.0761$

#### Cálculo del valor estadístico Smirnov- Kolmogorov de tablas $\Delta_t$

De la tabla mostrada en el Anexo 3.3, se tiene que para un nivel de significación 0.05 y un tamaño de muestra de 30 el valor crítico es:  $\Delta_0 = 0.24$

#### Criterio de decisión

Como:  $\Delta = 0.0761 < \Delta_0 = 0.2483$

Se concluye que los datos de precipitaciones se ajustan a la distribución Log Pearson III, con un nivel de significación del 5% o una probabilidad del 95%.

- ***Determinación de las precipitaciones máximas para un periodo de retorno dado***

Verificado que los datos de las precipitaciones pueden ajustarse a la distribución Log Pearson III, se procederá al cálculo de las precipitaciones máximas en 24 horas para un periodo de retorno dado. La precipitación ( $P$ ) se puede determinarse aplicando la ecuación 3.35.

Siendo:

$$\log P = \bar{P} + K \times S = 3.342 + K \times 0.244$$

El valor de  $K$  se puede determinar mediante la ecuación 3.28, para lo cual previamente se determinará el valor de  $K_n$ . Como  $F(K_n) = F(x)$ , donde el valor de  $F(x)$  es determinado mediante la ecuación 3.33, se puede determinar el valor de  $K_n$  con ayuda de la tabla mostrado en el Anexo 3.1, donde se deberá ingresar el valor de  $F(K_n)$ . Reemplazando valores se obtiene la Precipitación para ciertos periodos de retorno. (Ver Cuadro 4.6)

**Cuadro 4.5** Tabla de cálculo del valor estadístico de Smirnov – Kolmogorov según distribución Log Pearson III

m	X	logX	K	Kn	P(x)	F(Kn)	Δ
1	44.6	1.65	1.87	1.94	0.968	0.974	0.006
2	41.2	1.61	1.54	1.58	0.935	0.943	0.008
3	38.3	1.58	1.24	1.26	0.903	0.896	0.007
4	38.1	1.58	1.22	1.24	0.871	0.892	0.021
5	37.0	1.57	1.10	1.11	0.839	0.866	0.028
6	37.4	1.57	1.15	1.16	0.806	0.876	0.070
7	34.9	1.54	0.86	0.86	0.774	0.804	0.030
8	34.2	1.53	0.78	0.77	0.742	0.779	0.037
9	34.1	1.53	0.77	0.76	0.710	0.776	0.066
10	30.5	1.48	0.31	0.29	0.677	0.613	0.064
11	30.2	1.48	0.27	0.25	0.645	0.597	0.048
12	30.0	1.48	0.24	0.22	0.613	0.586	0.026
13	30.0	1.48	0.24	0.22	0.581	0.586	0.006
14	29.8	1.47	0.21	0.19	0.548	0.576	0.027
15	28.5	1.45	0.03	0.01	0.516	0.503	0.014
16	28.2	1.45	-0.01	-0.04	0.484	0.485	0.001
17	28	1.45	-0.04	-0.07	0.452	0.474	0.022
18	27.7	1.44	-0.08	-0.11	0.419	0.456	0.037
19	27.5	1.44	-0.11	-0.14	0.387	0.444	0.057
20	26.2	1.42	-0.31	-0.34	0.355	0.368	0.014
21	25.6	1.41	-0.41	-0.43	0.323	0.334	0.011
22	25.0	1.40	-0.51	-0.52	0.290	0.300	0.010
23	24.8	1.39	-0.54	-0.56	0.258	0.289	0.031
24	22.0	1.34	-1.03	-1.03	0.226	0.152	0.074
25	21.5	1.33	-1.12	-1.12	0.194	0.132	0.062
26	20.9	1.32	-1.24	-1.23	0.161	0.110	0.052
27	20.2	1.31	-1.38	-1.36	0.129	0.087	0.042
28	19.8	1.30	-1.46	-1.44	0.097	0.076	0.021
29	19.1	1.28	-1.61	-1.57	0.065	0.058	0.007
30	17.4	1.24	-1.99	-1.92	0.032	0.027	0.005

(Fuente: Elaboración propia,2013)

**Cuadro 4.6.** Precipitaciones máximas en 24 horas anuales según distribución Log Pearson III

T (años)	F(x)	kn	K	logP	P (mm)
2	0.5	0.00	0.03	1.45	28.45
5	0.8	0.84	0.85	1.54	34.78
10	0.9	1.28	1.26	1.59	38.49
20	0.95	1.64	1.60	1.62	41.78
25	0.96	1.75	1.70	1.63	42.77
50	0.98	2.05	1.97	1.66	45.73
100	0.99	2.33	2.21	1.69	48.51
200	0.995	2.58	2.43	1.71	51.17
500	0.998	2.88	2.69	1.74	54.54

(Fuente: Elaboración propia,2013)

### c) Ajuste a la Distribución Gumbel

Primero se determinará si los datos de precipitaciones se ajustan a una Distribución Gumbel, para ello se realizará la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov– Smirnov. Habiéndose determinado si los datos se ajustan a esta distribución se calculará las precipitaciones para diferentes periodos de retorno.

- **Prueba de Bondad de Ajuste Smirnov - Kolmogorov**

Para la prueba de Smirnov - Kolmogorov, la precipitación será asignada como la variable  $x$ , es decir:  $P_{\max \text{ en } 24\text{h}} = x$ . Para aceptar una función de distribución, dada para un nivel de significancia ( $\alpha$ ), se debe cumplir la ecuación 3.24, es decir; el valor estadístico de Smirnov debe ser menor al valor estadístico de Smirnov de tablas ( $\Delta_t$ ).

#### Cálculo del estadístico Smirnov- Kolmogorov $\Delta_c$

- Cálculo de la probabilidad empírica de los datos  $P(x)$

Se ordena los datos de precipitaciones máximos anuales en forma decreciente y se calcula la probabilidad empírica  $P(x)$  usando la fórmula de Weibull, indicada en la ecuación 3.25, la cual resulta de dividir el número de orden del dato entre la cantidad de datos. Los valores son mostrados en el Cuadro 4.9.

- Cálculo de la media y desviación estándar

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln x_i = 29.09 \text{ mm}$$

$$S = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (\ln x_i - \bar{X})^2} = 6.98$$

- Cálculo de los parámetros de escala ( $\alpha$ ) y parámetro de posición ( $\mu$ )

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S = 5.445$$

$$\mu = \bar{X} - 0.45S = 25.947$$

- Cálculo de la probabilidad empírica de los datos  $F(x)$

Siendo  $F(x) = G(y)$ , siendo  $y$  la variable reducida Gumbel, los valores de  $G(y)$  se puede calcular empleando ecuación 3.23.



Cálculo del estadístico Smirnov- Kolmogorov  $\Delta_c$

Del Cuadro 4.7, se tiene que:  $\Delta = \max[F(x) - P(x)] = 0.0989$

Cálculo del valor estadístico Smirnov- Kolmogorov de tablas  $\Delta_c$

De la tabla mostrada en el Anexo 3.3, se tiene que para un nivel de significación 0.05 y un tamaño de muestra de 30 el valor crítico es:  $\Delta_0 = 0.24$

**Cuadro 4.7** Tabla de cálculo del valor estadístico de Smirnov – Kolmogorov según distribución Gumbel

m	x	y	F(x)=G(y)	P(x)	$\Delta$
1	44.60	3.43	0.968	0.968	0.000
2	41.20	2.80	0.941	0.935	0.006
3	38.30	2.27	0.902	0.903	0.002
4	38.10	2.23	0.898	0.871	0.027
5	37.40	2.10	0.885	0.839	0.046
6	37.00	2.03	0.877	0.806	0.070
7	34.90	1.64	0.824	0.774	0.050
8	34.20	1.52	0.803	0.742	0.061
9	34.10	1.50	0.800	0.710	0.090
10	30.50	0.84	0.648	0.677	0.029
11	30.20	0.78	0.633	0.645	0.013
12	30.00	0.74	0.622	0.613	0.009
13	30.00	0.74	0.622	0.581	0.041
14	29.80	0.71	0.611	0.548	0.062
15	28.50	0.47	0.535	0.516	0.019
16	28.20	0.41	0.516	0.484	0.032
17	28.00	0.38	0.504	0.452	0.052
18	27.70	0.32	0.484	0.419	0.065
19	27.50	0.29	0.471	0.387	0.084
20	26.20	0.05	0.385	0.355	0.030
21	25.60	-0.06	0.344	0.323	0.022
22	25.00	-0.17	0.304	0.290	0.014
23	24.80	-0.21	0.291	0.258	0.033
24	22.00	-0.72	0.127	0.226	0.099
25	21.50	-0.82	0.104	0.194	0.090
26	20.90	-0.93	0.080	0.161	0.081
27	20.20	-1.06	0.057	0.129	0.073
28	19.80	-1.13	0.045	0.097	0.051
29	19.10	-1.26	0.030	0.065	0.035
30	17.40	-1.57	0.008	0.032	0.024

(Fuente: Elaboración propia)

**Criterio de decisión**

Como:  $\Delta = 0.0989 < \Delta_0 = 0.2483$

Se concluye que los datos de precipitaciones se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5% o una probabilidad del 95%.

- **Determinación de las precipitaciones máximas para un periodo de retorno dado**

Verificado que los datos de las precipitaciones pueden ajustarse a la distribución Gumbel, se procederá al cálculo de las precipitaciones máximas en 24 horas para un periodo de retorno dado. La precipitación ( $P$ ) se puede determinar aplicando la ecuación 3.35.

Siendo:

$$P = \mu + y \times \alpha = 25.947 + y \times 5.445$$

El valor de  $y$ , se puede determinar mediante la ecuación 3.22, siendo  $G(y) = F(x)$ , donde el valor de  $F(x)$ , el cual se calculará empleando la ecuación 3.25.

Luego, reemplazando valores  $y$  para ciertos periodos de retorno se tiene que:

**Cuadro 4.8. Precipitaciones máximas en 24 horas anuales según distribución Gumbel**

T (años)	F (x)	y	P (mm)
2	0.5	0.3665	27.94
5	0.2	1.4999	34.11
10	0.1	2.2504	38.20
20	0.05	2.9702	42.12
25	0.04	3.1985	43.36
50	0.02	3.9019	47.19
100	0.01	4.6001	51.00
200	0.005	5.2958	54.78
500	0.002	6.2136	59.78

(Fuente: Elaboración propia)

**d) Selección de la distribución de mejor ajuste**

Realizado las distribuciones para el registro de datos disponible, se observó que los datos se ajustan bien para las distribuciones Log Normal, Log Pearson III y Gumbel. En la figura 4.9 se ha realizado un gráfico comparativo de las distribuciones analizadas.

En el Cuadro 4.9 se muestra las precipitaciones máximas anuales de 24 horas para diferentes periodos de retorno de las distribuciones que se ajustan a los datos.

**Cuadro 4.9. Precipitaciones máximas anuales de 24 horas para las distribuciones analizadas**

T (años)	Log Normal	Log Pearson III	Gumbel
2	28.28	28.45	27.94
5	34.72	34.78	34.11
10	38.65	38.49	38.20
20	42.24	41.78	42.12
25	43.34	42.77	43.36
50	46.67	45.73	47.19
100	49.88	48.51	51.00
200	53.00	51.17	54.78
500	57.06	54.54	59.78

(Fuente: Elaboración propia)

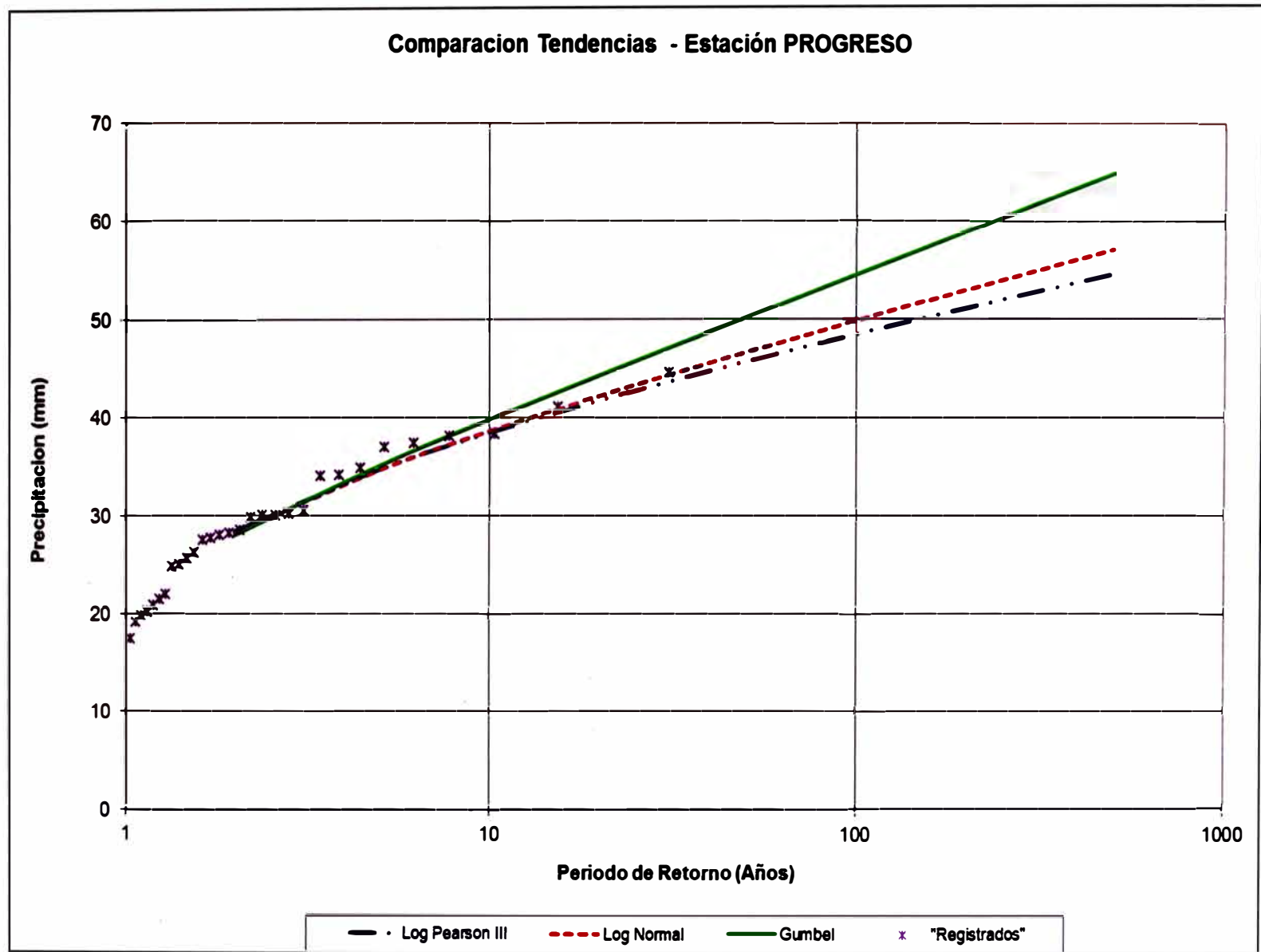
La distribución de mejor ajuste, deberá ser la que presente la menor variación entre la distribución teórica y la distribución empírica de los datos. Por lo tanto, del Cuadro 4.10 se puede observar que la distribución que presenta la menor variación es la distribución Log Normal.

**Cuadro 4.10. Indicadores de Bondad de ajuste**

T (años)	$\Delta_c$
Log Normal	0.0741
Log Pearson	0.0761
Gumbel	0.0989

(Fuente: Elaboración propia)

Una vez seleccionada la distribución se podrá determinar la precipitación máxima en 24 horas para un periodo de retorno dado.



(Fuente: Elaboración Propia, 2013)  
 Figura 4.9 Comparación de tendencias en la estación Progreso

### e) **Determinación de la máxima precipitación anual de 24 horas**

Del análisis estadístico, se concluyó que la distribución que mejor se ajusta es la distribución Log Normal. Por lo tanto, del cuadro 4.9 se puede observar que para un periodo de retorno de 50 años la precipitación máxima en 24 horas es:

$$P_{24h} = 46.67 \text{ mm}$$

#### 4.2.4. **Cálculo de la intensidad máxima**

Determinada la Precipitación máxima de 24 h ( $P_{24h}$ ) procedemos con la determinación de la Intensidad de precipitación, la cual se puede determinar mediante la ecuación 3.28.

- *Determinación del tiempo de concentración*

$$t_c = 0.3 \left( \frac{L}{S^{\frac{1}{4}}} \right)^{\frac{3}{4}} = 0.3 \left( \frac{0.69}{0.21^{\frac{1}{4}}} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$t_c = 0.30h$$

Para una duración,  $d$ , de lluvia igual al tiempo de concentración tenemos que:

$$d = 0.30h = 18.26 \text{ min}$$

- *Determinación de la precipitación para una duración*

Debido a que se cuenta con  $P_{24h}$ , para ajustar la precipitación de acuerdo al periodo de duración deseado, se utiliza la siguiente fórmula de Dick y Pescke:

$$P_d = P_{24h} \left( \frac{d}{1440} \right)^{0.25} = 46.67 \left( \frac{18.26}{1440} \right)^{0.25}$$

$$P_d = 15.66 \text{ mm}$$

- *Determinación de la Intensidad máxima*

Remplazando los valores obtenidos de la precipitación y tiempo de concentración, se tiene que:

$$I = \frac{P_d}{t_c} = \frac{15.66}{0.30}$$

$$I = 51.46 \text{ mm/h}$$

#### 4.2.5. Cálculo del caudal de diseño usando el método racional

Se determinará el caudal de diseño para la alcantarilla 77+230 que recibe el aporte de una cuenca que se ubica en la margen izquierda de la carretera.

- *Determinación del coeficiente de escorrentía (C)*

De acuerdo a los parámetros geomorfológicos y características del suelo de la cuenca descrita en el ítem 4.1.1, se calculará el coeficiente de escorrentía (C).

Con la ayuda de los valores mostrados en el Cuadro 3.1 y Cuadro 3.2, se determinará el coeficiente de escorrentía.

Relieve del terreno	:	$K_1 = 30$
Permeabilidad del suelo	:	$K_2 = 10$
Vegetación	:	$K_3 = 10$
Capacidad de retención	:	$K_4 = 10$

Siendo:  $K = K_1 + K_2 + K_3 + K_4 = 60$

Obtenido el valor de K, se recurre al cuadro 3.2 y mediante interpolaciones obtenemos el valor del coeficiente de escorrentía.

$$C = 0.54$$

- *Cálculo del Caudal de diseño*

El caudal de diseño que aporta una cuenca pequeña se obtendrá mediante la fórmula racional. Reemplazando los valores obtenidos en los ítem 4.2.1, 4.2.4 y 4.2.5, se tiene que:

$$Q = \frac{0.54 \times 51.46 \times 0.16}{3.6} = 1.24 \text{ m}^3/\text{s}$$

Finalmente, para la alcantarilla 77 + 780 el caudal de diseño será:

$$Q_{\text{diseño}} = 1.24 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 4.3. DISEÑO HIDRÁULICO

Para la determinación de las dimensiones de la alcantarilla se va a realizar un análisis con control de entrada para el tipo no sumergido.

#### 4.3.1. Dimensionamiento de la alcantarilla para flujo con control de entrada mediante de Nomogramas

Para poder dimensionar la alcantarilla es necesario conocer la carga de agua y caudal de diseño. De los pasos anteriores se ha determinado el caudal de diseño, por lo que, para poder determinar la carga de agua nos basaremos en el nomograma para diseño de alcantarillas rectangulares de concreto (Figura 4.10).

Para el empleo del nomograma se deberá escoger el tipo y dimensiones del conducto. Por lo tanto, se propondrá características geométricas de la alcantarilla 77+780 para su rediseño. La cual presentará, en primera instancia, las siguientes características geométricas:

- Dimensiones : 1.00 m x 1.00 m
- Material : Concreto armado
- Tipo de cabezal a la entrada : Aleros inclinados de 45°

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

- En la primera recta busco la dimensión de la alcantarilla, es decir 1.0 m.
- Se elige el caudal de diseño por ancho de base, es decir 1.24 m<sup>3</sup>/s.
- Se traza la recta que une ambos puntos, y se prolonga hasta el tipo de entrada adoptado (aleros de 45°), es decir, se prolonga hasta la recta (1).

De acuerdo a la Figura 4.10 se observa que el valor de  $H_e/D$  es aproximadamente 0.83. Por lo tanto, para un valor de  $D= 1.0$  m (altura de la alcantarilla) el valor de  $H_e$  es:

$$H_e = 0.82 \text{ m (para flujo con control de entrada)}$$

Además, para que la alcantarilla funcione con flujo no sumergido, la USBR propone la siguiente relación para alcantarillas:

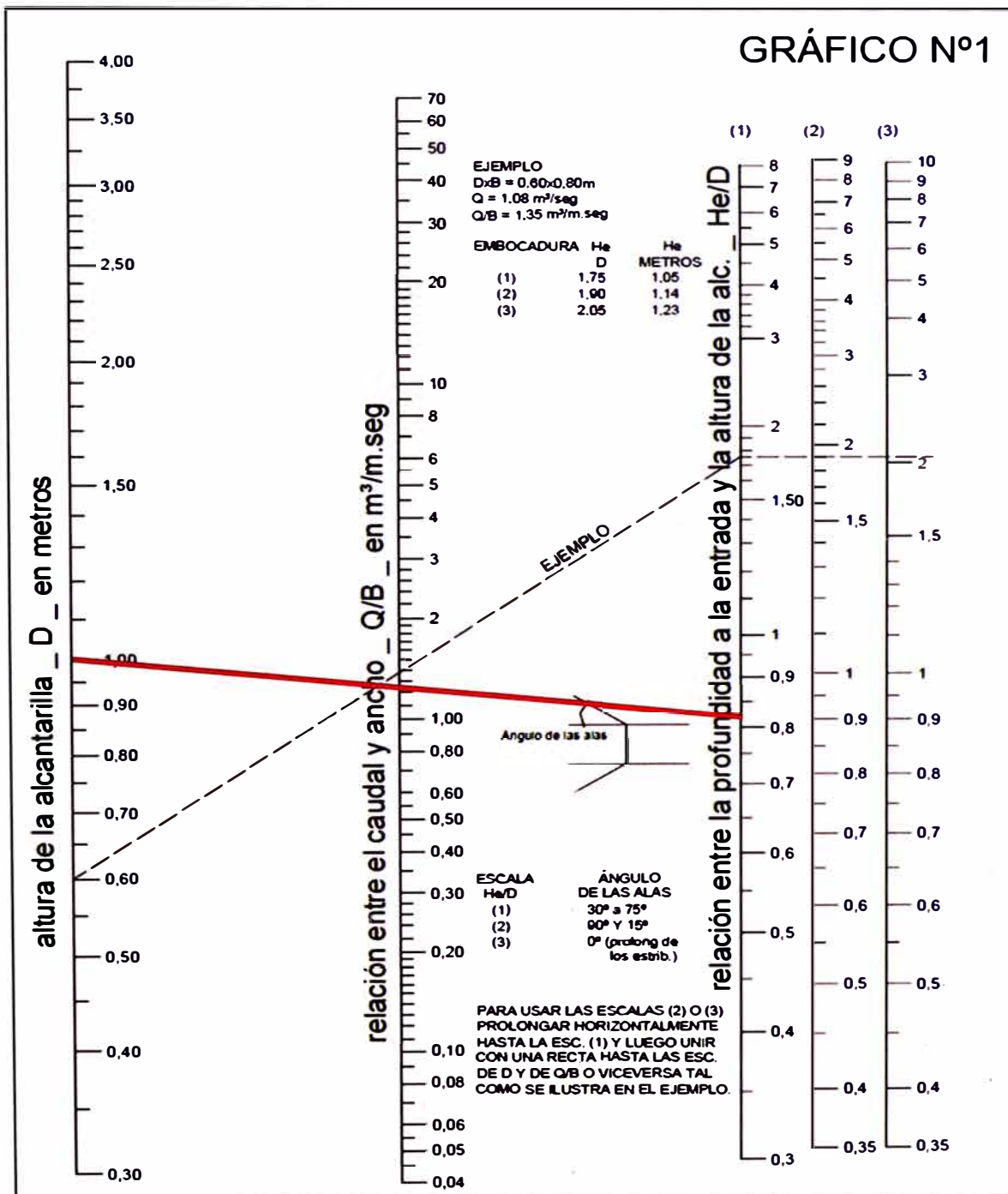
$$D \geq 1.2 \times H_e = 1.2 \times 0.82 = 0.98 \text{ m}$$

Con dicha relación estaríamos asegurando que la alcantarilla funcione con superficie libre.

De la expresión anterior se tiene que:  $D \cong 1.00$  m, es decir, que para una base de 1m la altura de la alcantarilla debe ser mayor o igual a 1.00m, por lo que se concluye que las dimensiones propuestas son correctas. Siendo:

**Base libre de la alcantarilla (B) = 1.0 m**

**Altura libre de la alcantarilla (D) = 1.0 m**



(Fuente: DNV, "Gráficos para el diseño de alcantarillas, 1996)

Figura 4.10 Nomograma para alcantarillas rectangulares de concreto con control de entrada



#### 4.3.2. Determinación de las velocidades máximas del flujo en la alcantarilla

##### Cálculo de la velocidad máxima en el conducto de la alcantarilla ( $V$ )

Para alcantarillas de concreto, la velocidad máxima en el conducto deberá ser de 3 m/s a 6 m/s para evitar su erosión. La determinación de la máxima velocidad en el conducto se determinará resolviendo las ecuaciones 3.36 y 3.37. Para una pendiente de 1% en el conducto y un Manning de 0.012, se tiene que:

$$V = \frac{[1.0 \times y]^{\frac{2}{3}} \times 0.012^{\frac{1}{2}}}{[1.0 + 2y]^{\frac{2}{3}} \times 0.012}$$

$$V = \frac{1.24}{(y + 1.0)y}$$

Resolviendo las ecuaciones de manera iterativa, se obtiene que:

$$V = 3.01 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$y = 0.401 \text{ m}$$

Como la velocidad en el conducto oscila en el rango establecido en el Cuadro 1.3, se concluye que la velocidad es adecuada para no erosionar el concreto y así como también para evitar la sedimentación en el conducto.

##### Cálculo de la velocidad a la entrada de la alcantarilla ( $V_e$ )

Para el cálculo de la velocidad a la entrada, se empleará la ecuación 3.38.

$$V_e = \frac{Q}{B \times H_e} = \frac{1.24}{1 \times 0.82} = 1.51 \text{ m/s}$$

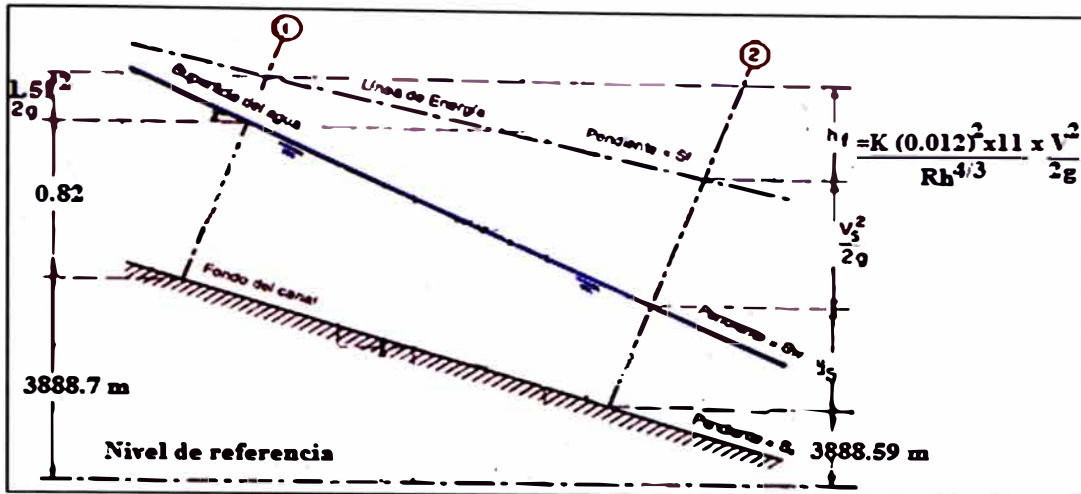
De acuerdo al Cuadro 1.4, para un suelo franco arenoso la velocidad máxima permisible es de 0.75 m/s, por lo que se concluye que la alcantarilla necesita protección a la entrada.

##### Cálculo de la velocidad a la salida de la alcantarilla ( $V_s$ )

Para el cálculo de la velocidad a la salida, se empleará las ecuaciones 3.37 y 3.39 (Ver Figura 4.10).

$$V_s = \frac{1.24}{(1.0) \times y_s}$$

$$3888.70 + 0.82 + \frac{1.51^2}{2g} = 3888.59 + y_s + \frac{V_s^2}{2g} + 11 \times 0.01 + \frac{19.63 \times 0.012^2 \times 11}{\left(\frac{1.0 \times 0.401}{1.0 + 2 \times 0.401}\right)^{4/3}} \times \frac{3.01^2}{2g}$$



(Fuente: Elaboración propia, 2013)

Figura 4.11 Principio de conservación de la energía para la alcantarilla 77+780

Resolviendo las ecuaciones de manera iterativa, se obtiene que:

$$V_s = 2.82 \text{ m/s}$$

$$y_s = 0.44 \text{ m}$$

De acuerdo al Cuadro 1.4, para un suelo franco arenoso la velocidad máxima permisible es de  $0.75 \text{ m/s}$ , por lo que se concluye que la alcantarilla necesita protección a la salida.

### 4.3.3. Diseño de las estructuras de protección

#### Dimensionamiento de la estructura de protección a la entrada

Debido a que la velocidad a la salida, es menor a la mínima permisible se procede con el dimensionamiento de la estructura de protección a la salida. De acuerdo al ANA, la longitud de protección debe cumplir la siguiente relación:

$$LP \geq 3D = 3 \times 1 = 3.0 \text{ m}$$

Por lo tanto, la protección deberá presentar como mínimo  $3.0 \text{ m}$  de longitud.

#### Dimensionamiento de la estructura de protección a la entrada

Debido a que la velocidad a la salida, es menor a la mínima permisible se procede con el dimensionamiento de la estructura de protección a la salida. Mediante la fórmula de Laushey se calcula el diámetro medio de los elementos de protección a la salida de alcantarillas:

$$d_{50} = \frac{V_s^2}{(3.1g)} = \frac{2.81^2}{(3.1 \times 9.81)} = 0.25 \text{ m} = 25 \text{ cm}$$

De acuerdo al ANA, la longitud de protección debe cumplir la siguiente relación:

$$LP \geq 3D = 3 \times 1 = 3.0 \text{ m}$$

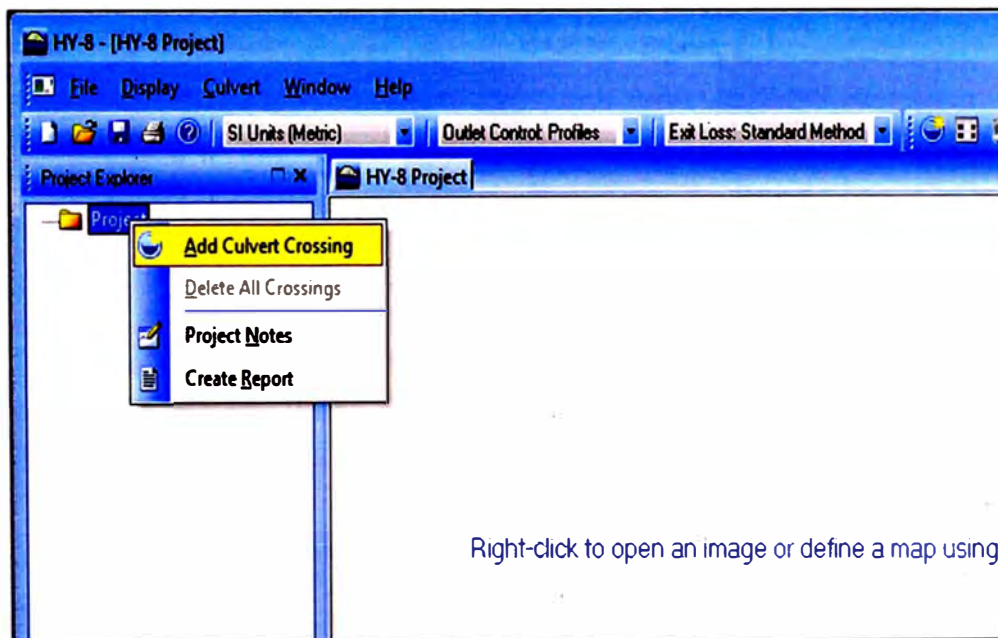
Por lo tanto, el diámetro del enrocado será de 25 cm, y la protección deberá presentar como mínimo 3.0 m de longitud.

#### 4.3.4. Resolución de la alcantarilla mediante el empleo de programa HY8

Para la resolución de la alcantarilla con el Programa HY8, se deberá tener todos los parámetros que definen a la alcantarilla, tales como caudales, características de terreno aguas abajo, características de la carretera, propiedades de la alcantarilla y las características del sitio. La mayoría de estos parámetros han sido calculados en los procedimientos anteriores, por lo que serán tomados como datos.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

- Se deberá crear el proyecto y crear el cruce, previamente se deberá modificar el Sistema de unidades Inglés que tiene por defecto al Sistema internacional de unidades métricas (SI).



(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)  
Figura 4.12 Creación del Proyecto para la alcantarilla 77+780

- Creado el cruce, se adicionará la alcantarilla 77+780, e ingresará todos sus parámetros.

- Paso 1: Se ingresará el nombre del Cruce: "Cruce 01".

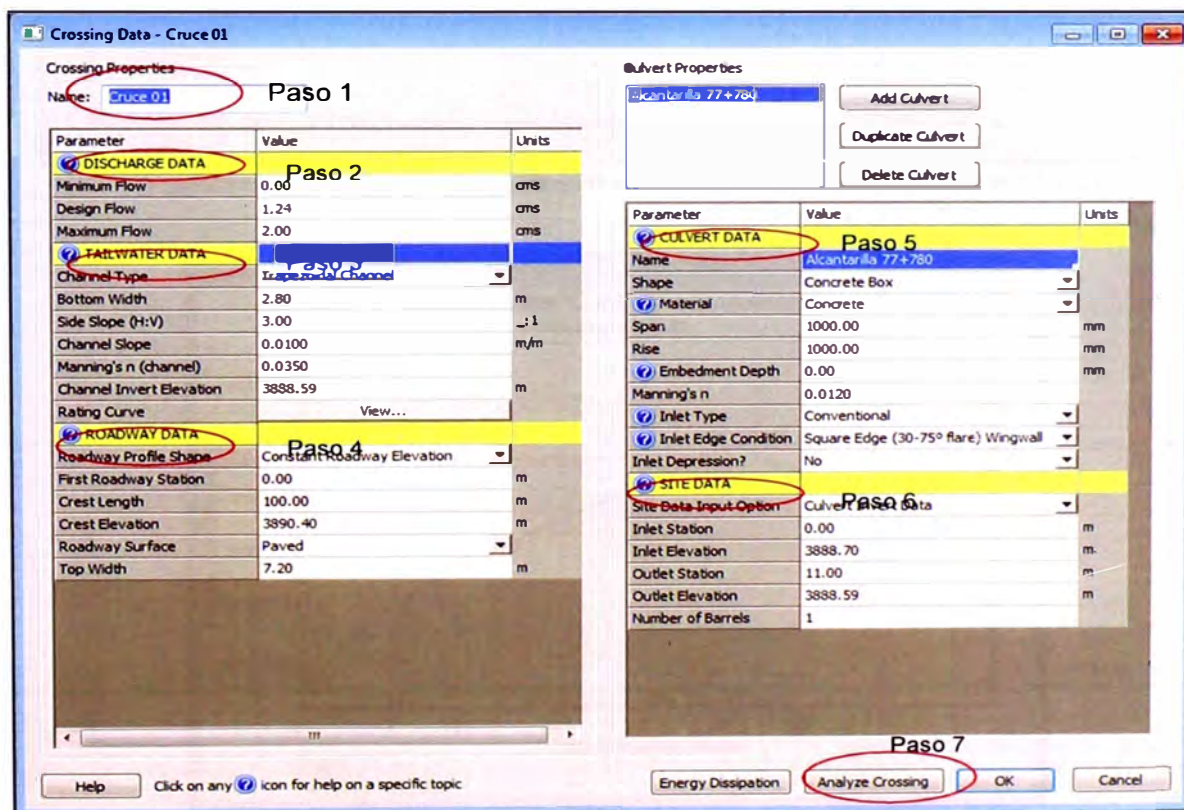
- Paso 2: Se ingresa el Caudal mínimo (asumiremos 0 m<sup>3</sup>/s), el caudal de diseño (calculado en el ítem 4.2.5) y el caudal máximo (se asumirá 2 m<sup>3</sup>/s).

- Paso 3: Se ingresa las características del cauce aguas abajo (Ver ítem 4.1.2).

- Paso 4: Se ingresa las características de la carretera (Ver ítem 4.1.2).

- Paso 5: Se nombra a la alcantarilla que se encuentra en el cruce (Alcantarilla 77+780), se ingresa sus características (alcantarilla de concreto tipo marco de 1.0 x 1.0), como no hay sedimentos en el conducto el valor de "embedment depth" será cero. La alcantarilla será construida in situ, por lo que la entrada será de tipo convencional cuya geometría es de aleros inclinados de 45° (Wingwalls). No existe depresión al ingreso de la alcantarilla.

- Paso 6: Se ingresa las cotas y progresivas de la alcantarilla al ingreso y a la salida, así como también el número de conductos.

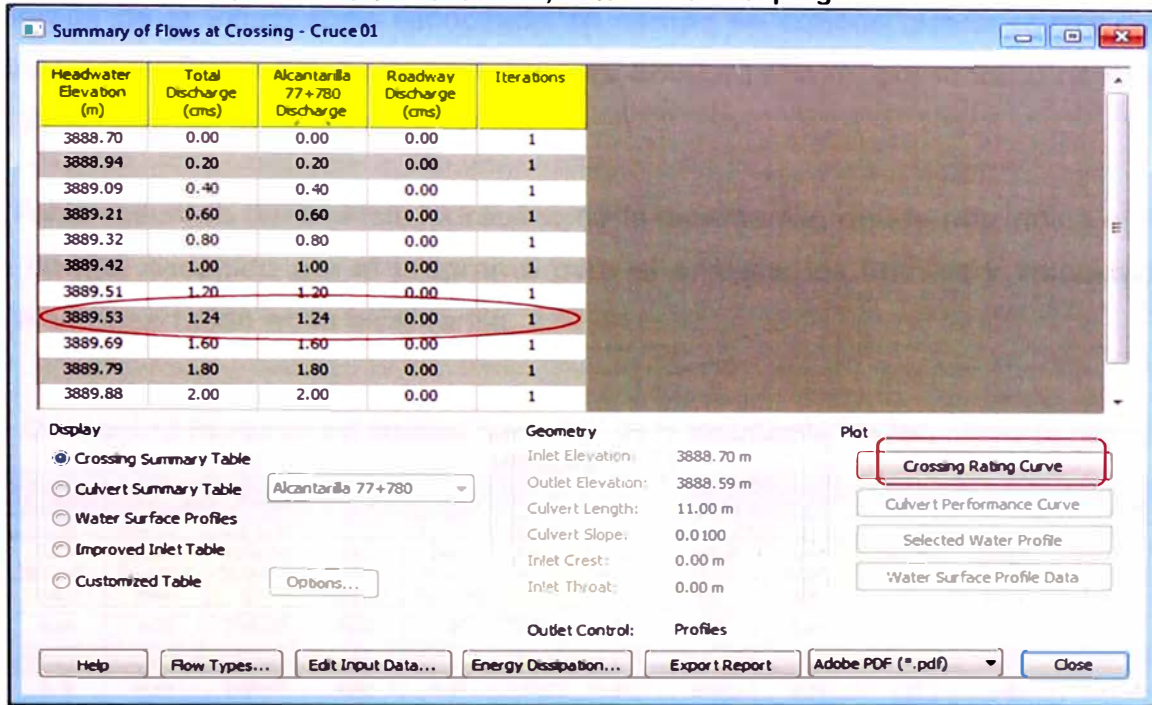


(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)  
Figura 4.13 Ingreso de datos al HY8 de la alcantarilla 77+780

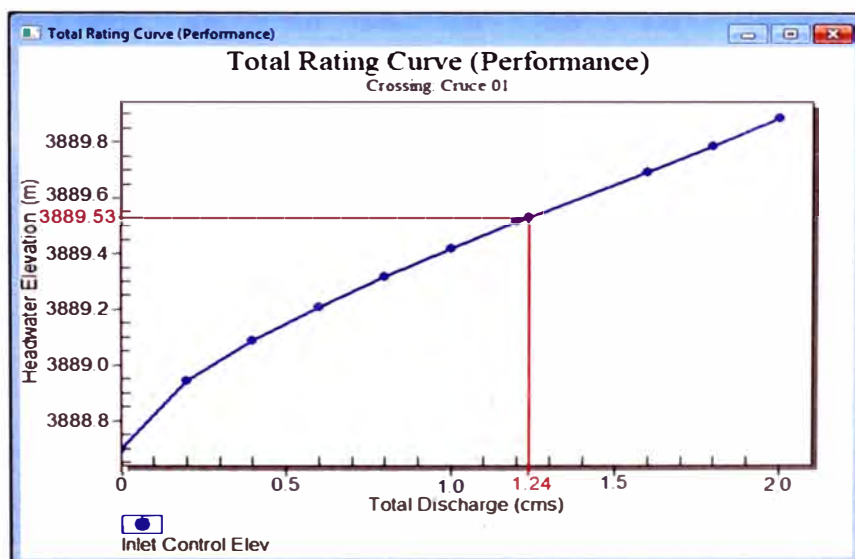
- Una vez ingresado todos los datos de la alcantarilla se coloca Analyze Crossing, donde nos da como resultado los siguientes análisis:

Tabla resumen de la elevación de la carga de agua a la entrada de la alcantarilla en función de la variación del caudal. El programa nos permite además plotear dicha función.

**Cuadro 4.11 Elevación de la carga de agua a la entrada de la alcantarilla 77+780 en función de la variación del caudal, obtenido con el programa HY8**



(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)



(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)

**Figura 4.14 Elevación de la línea de energía aguas arriba Vs caudal de la alcantarilla 77+780, obtenido con el programa HY8**

Del Cuadro 4.11 y la Figuras 4.15 se puede apreciar que la elevación de la carga de agua a la entrada de la alcantarilla, para un caudal de diseño de 1.24 m<sup>3</sup>/s, es de 3889.53 msnm. Este valor obtenido con el programa se puede verificar rápidamente empleando los valores obtenidos en el ítem 4.3.1.

$$\begin{aligned} \text{Elevación de la carga de agua a la entrada} &= z_e + H_e \\ &= 3888.7 + 0.82 = 3889.52 \text{ msnm} \end{aligned}$$

Además de la información recopilada en campo se conoce que la cresta de la carretera se encuentra a una elevación de 3890.40 msnm, por lo tanto no existe un desborde del agua sobre la carretera.

- Tabla resumen del análisis hidráulico de la alcantarilla, donde nos indica el tipo de control escogido por el programa para el análisis, los tirantes y velocidades que se desarrollan en la alcantarilla.

**Cuadro 4.12 Resumen del análisis hidráulico de la alcantarilla 77+780, obtenido con el programa HY8**

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	3888.70	0.00	0.0*	0-NF	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.20	0.20	3888.94	0.24	0.0*	1-S2n	0.11	0.16	0.11	0.11	1.75	0.60
0.40	0.40	3889.09	0.39	0.05	1-S2n	0.18	0.25	0.18	0.16	2.18	0.76
0.60	0.60	3889.21	0.51	0.09	1-S2n	0.24	0.33	0.26	0.20	2.32	0.87
0.80	0.80	3889.32	0.62	0.13	1-S2n	0.29	0.40	0.32	0.24	2.51	0.96
1.00	1.00	3889.42	0.72	0.16	1-S2n	0.34	0.47	0.38	0.27	2.66	1.03
1.20	1.20	3889.51	0.81	0.19	1-S2n	0.39	0.53	0.43	0.30	2.79	1.09
1.24	1.24	3889.53	0.83	0.19	1-S2n	0.40	0.54	0.44	0.30	2.81	1.10
1.60	1.60	3889.69	0.99	0.24	1-S2n	0.49	0.64	0.53	0.35	3.00	1.19
1.80	1.80	3889.79	1.09	0.26	5-S2n	0.53	0.69	0.58	0.37	3.09	1.23
2.00	2.00	3889.88	1.18	0.28	5-S2n	0.58	0.74	0.63	0.39	3.18	1.27

(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)

En el Cuadro 4.12, nos indica que el flujo es un Tipo 1-S2n, es decir; es un flujo con control de entrada, no se encuentra sumergida a la entrada, no se encuentra sumergida a la salida, no existe ningún tramo de la alcantarilla que se desarrolle a conducto lleno. (Ver Cuadro 4.13)

Cuadro 4.13 Tipos de flujo de acuerdo con el programa HY8

Flow Type	Flow Control	Submerged Inlet	Submerged Outlet	Length Full	Loss Calc	Outlet Depth
1	Inlet	No	No	NONE	S2n	Normal
1	Inlet	No	No	NONE	S1t	Tailwater
1	Inlet	No	Yes	Part	S1f	Full
5	Inlet	Yes	No	NONE	S2n	Normal
5	Inlet	Yes	No	NONE	S1t	Tailwater
5	Inlet	Yes	Yes	Part	S1f	Full
2	Outlet	No	No	NONE	M2c	Critical
3	Outlet	No	No	NONE	M1t	Tailwater
3	Outlet	No	No	NONE	M2t	Tailwater
3	Outlet	No	Yes	Part	M1f	Full
4	Outlet	Yes	Yes	All	FFf	Full
6	Outlet	Yes	No	Most	FFt	Tailwater
6	Outlet	Yes	No	Most	FFc	Critical
7	Outlet	Yes	No	Part	M1t	Tailwater
7	Outlet	Yes	No	Part	M2t	Tailwater
7	Outlet	Yes	No	Part	M2c	Critical

(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)

Del análisis hidráulico realizado por el HY8 y de lo calculado mediante la aplicación de nomogramas y fórmulas, se tiene el siguiente cuadro comparativo.

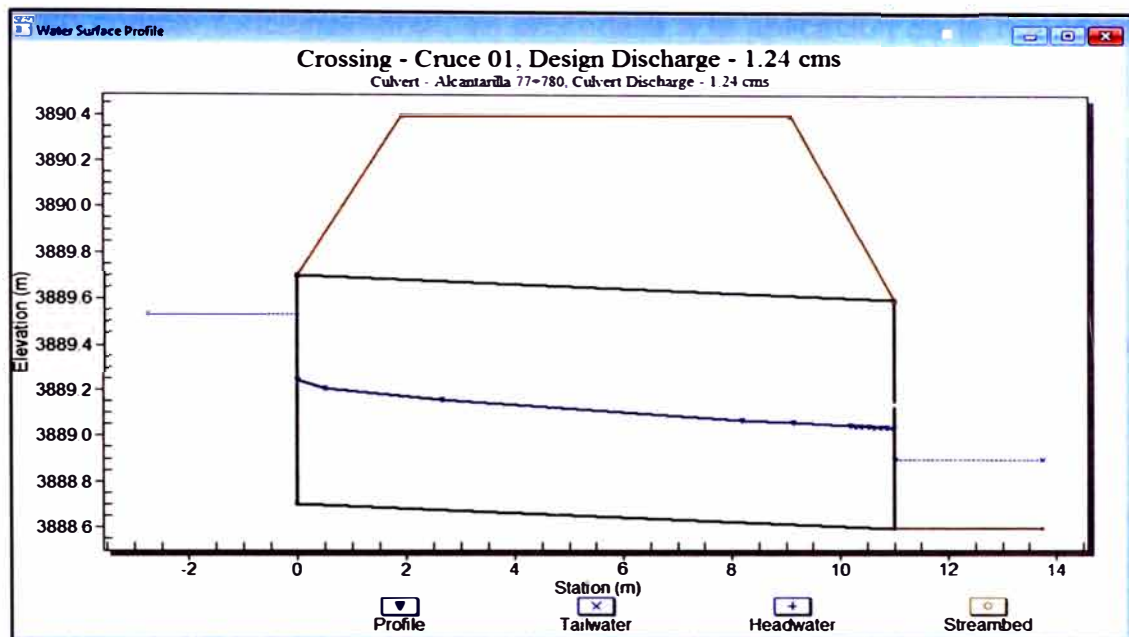
Cuadro 4.14 Comparación entre los valores obtenidos con el programa HY8 y el Nomograma

	Tipo de Control	Tirante a la entrada (m)	Tirante en el conducto (m)	Tirante a la salida (m)	Velocidad a la entrada (m/s)	Velocidad en el conducto (m/s)	Velocidad a la salida (m/s)
HY8	Entrada	0.83	0.40	0.44	-	-	2.81
Nomogramas y formulación	Entrada	0.82	0.40	0.44	1.51	3.01	2.82

(Fuente: Elaboración propia, 2013)

Del Cuadro 4.14, se puede apreciar que los valores obtenidos mediante ambas metodologías son bastantes cercanas, por lo que se podría optar por el empleo del programa HY8 en la resolución de alcantarillas.

- Perfil de la superficie de agua, donde se puede apreciar el nivel de agua de la alcantarilla aguas arriba, en el conducto y aguas abajo.



(Fuente: FHWA del U.S. Department of Transportation, Programa HY8.7.2)  
Figura 4.15 Perfil de la superficie de agua de la alcantarilla 77+780, obtenido con el programa HY8

#### 4.3.5. Análisis de los resultados

Del diseño hidráulico, se concluye que la dimensión propuesta para la alcantarilla 77 + 780 de 1.0 m x 1.0 m hace que la alcantarilla cumpla funcionalmente, es decir; funcione a superficie libre. Se verificó que la velocidad en el conducto no es erosionable y es la suficiente como para evitar la sedimentación en el conducto.

Además, en función a las velocidades a la entrada y salida se redimensionó las estructuras de protección, del cálculo se determinó una longitud mínima de 3m, sin embargo la estructura realmente presenta una protección de 2m, por lo que se recomienda ampliar su longitud de protección para evitar posibles socavaciones a la entrada y salida de la alcantarilla.

Con respecto a los cálculos obtenidos con el HY8, se verificó que sus resultados no difieren de los valores calculados a partir del Nomograma, por lo que se verifica su practicidad en la resolución de alcantarillas.



## 4.4. DISEÑO ESTRUCTURAL

Luego de haber realizado el diseño hidráulico y verificarse que la alcantarilla 77+780 cumple funcionalmente, se procederá a la aplicación de la metodología para el diseño estructural de la alcantarilla. Se analizarán dos situaciones de estados de carga, cuando la alcantarilla está con agua y cuando esta se encuentre vacía.

### 4.4.1. Datos Básicos

Para el diseño estructural de la alcantarilla se requieren algunos datos básicos, los cuales serán descritos a continuación:

- *Geometría de la alcantarilla*

Las dimensiones propuestas para la alcantarilla son las siguientes:

Ancho libre :  $B = 1.00 \text{ m}$

Altura libre :  $D = 1.00 \text{ m}$

- *Características del suelo de fundación y del material de relleno*

Cobertura de relleno :  $H = 0.70 \text{ m}$

Peso unitario del material seco :  $\gamma_s = 1800 \text{ Kg/m}^3$

Angulo de fricción interna del relleno :  $\phi = 32^\circ$

Angulo de fricción interna suelo-concreto :  $\delta = \frac{2\phi}{3} = 21^\circ$

Angulo de inclinación del relleno :  $\alpha = 0^\circ$

Angulo de inclinación de la pared :  $\beta = 0^\circ$

- *Características del concreto y acero de refuerzo:*

Concreto :  $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

Acero de refuerzo :  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Peso unitario del concreto :  $\gamma_{concreto} = 2400 \text{ Kg/m}^3$

Recubrimientos :  $r = 0.07 \text{ m}$

#### 4.4.2. Predimensionamiento del espesor de losas y muros

El espesor propuesto para la alcantarilla, deberá cumplir con lo recomendado por lo AASTHO:

$$t \geq 0.10 + \frac{B}{30} = 0.10 + \frac{1}{30} = 0.13 \text{ m}$$

$$t \geq \frac{B}{12} = \frac{1}{12} = 0.08 \text{ m}$$

Finalmente, se escogerá en primera instancia un espesor de 20 cm, con el cual se observa que la alcantarilla cumple con los espesores mínimos recomendados por la AASTHO, para los controles sobre la relación longitud – profundidad y para control de deflexiones, respectivamente.

#### 4.4.3. Metrado de cargas y fuerzas actuantes

El metrado de cargas se realizará por metro lineal de alcantarilla. El modelo estructural que emplearemos será plano, con las siguientes dimensiones: ancho x altura = (B+t) x (D+t), sometido a diferentes sistemas de carga que son detalladas a continuación.

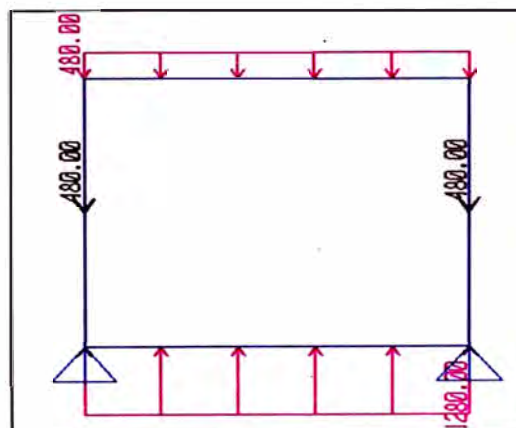
##### Debido al peso propio de la alcantarilla

Las cargas a considerar serán la carga de la losa superior e inferior y la carga de los muros:

$$W_{DC-\text{losa superior}} = \gamma_{\text{concreto}} \times t = 2400 \times 0.20 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{DC-\text{muros}} = 2 \times (\gamma_{\text{concreto}} \times D \times t) = 2 \times (2400 \times 1 \times 0.20) = 960 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{DC-\text{losa inferior}} = W_{DC-\text{losa superior}} + \frac{W_{DC-\text{muros}}}{D + t} = 480 + \frac{960}{1.0 + 0.20} = 1280 \text{ kg/m}^2$$



(Fuente: Elaboración propia)  
Figura 4.16 Carga debido al peso propio

- Debido a la cobertura del relleno:

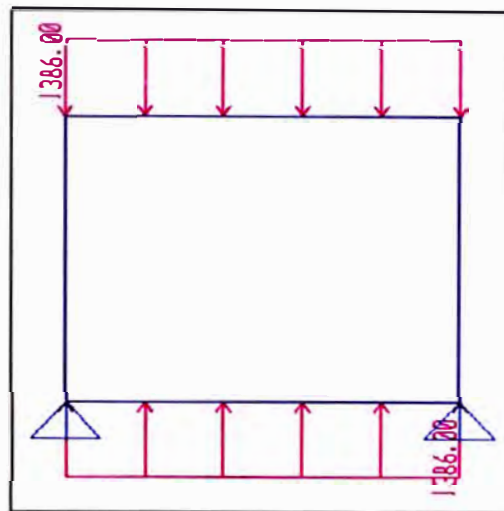
Previamente al cálculo de la carga debido al relleno, se verificará que el factor de interacción suelo – estructura, cumpla la relación especificado por la AASTHO:

$$F_e = 1 + 0.20 \left[ \frac{0.7}{1.50} \right] = 1.10 \leq 1.15$$

Luego, verificada la relación, se calculará el peso debido a la cobertura:

$$W_{EV-SUP} = F_e \times \gamma_s \times H = 1.10 \times 1800 \times 0.70 = 1386.0 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{EV-INF} = 1386.0 \text{ Kg/m}^2$$



(Fuente: Elaboración propia)

Figura 4.17 Carga debido a la cobertura del relleno

- Debido a la presión lateral del terreno:

Para el cálculo de las presiones del terreno, previamente calcularemos el coeficiente activo de presión:

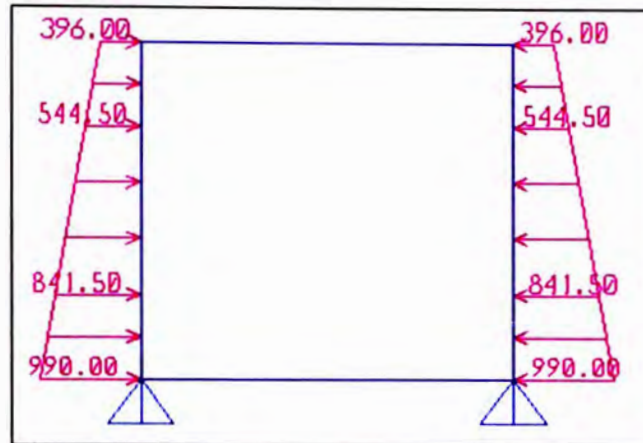
$$K_a = \frac{\cos^2(32 - 0)}{\cos^2(0) \times \cos(0 + 20) \times \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(32 + 20) \times \sin(32 - 0)}{\cos(0 + 20) \times \cos(0)}} \right)} = 0.275$$

Presión lateral en la parte superior:

$$EH_{SUP} = \gamma_s \times \left( H + \frac{t}{2} \right) \times K_a = 1800 \times \left( 0.70 + \frac{0.20}{2} \right) \times 0.275 = 396 \text{ Kg/m}^2$$

Presión lateral en la parte inferior:

$$EH_{INF} = \gamma_s (H + 1.5t + D) K_a = 1800(0.70 + 1.5 \times 0.20 + 1) 0.297 = 990 \text{ Kg/m}^2$$



(Fuente: Elaboración propia)

Figura 4.18 Carga debido a la presión lateral del terreno

- Debido a la presión del agua

- Alcantarilla llena de agua

Presión lateral en la parte superior:

$$WA_{SUP} = 0 \text{ Kg/m}^2$$

Presión lateral en el parte inferior:

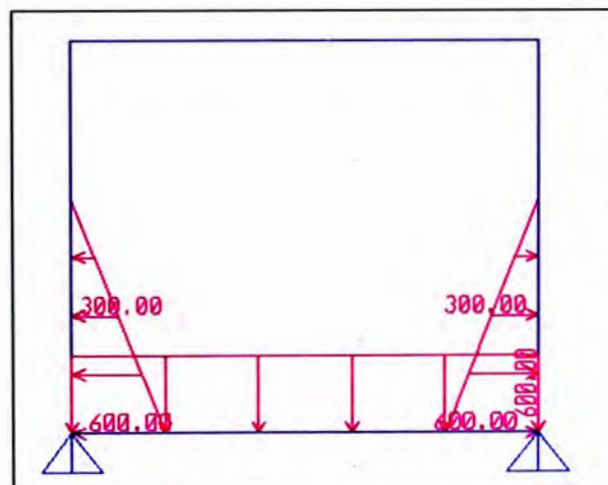
$$WA_{INF} = \gamma_{agua} \times He = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ Kg/m}^2$$

Presión en la losa inferior:

$$WA = 600 \text{ Kg/m}^2.$$

- Alcantarilla vacía

Para este caso, no existe presión por parte del agua a la alcantarilla.



(Fuente: Elaboración propia)

Figura 4.19 Carga debido a la presión lateral del agua

- Debido a la sobrecarga vehicular

La sobrecarga vehicular resultará de la suma el máximo valor de la carga del camión o tándem multiplicado por el factor de impacto y la carga del carril.

- *Carga de Camión HL – 93, una vía cargada*

Como la altura del relleno es 0.70 m, el área de influencia de las ruedas del camión se determinará de la siguiente manera:

$$E_1 = 1.15H + 0.51 + 1.80 = 1.15 \times 0.70 + 0.51 + 1.80 = 3.12 \text{ m}$$

$$E_2 = 1.15H + 0.25 = 1.15 \times 0.70 + 0.25 = 1.06 \text{ m}$$

En este caso, con la consideración del factor de presencia múltiple  $m = 1.20$ , se tiene que la carga viva debido al tráfico de las ruedas sobre el marco será:

$$W_{LL-SUP \text{ camión}} = \frac{P_{eje} \times m}{E_1 \times E_2} = \frac{14\,800 \times 1.20}{3.12 \times 1.06} = 5405 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{LL-INF \text{ camión}} = \frac{W_{LL-SUP \text{ camión}} \times E_2}{(D + 2t)} = \frac{5405 \times 1.06}{(1.0 + 2 \times 0.20)} = 4074.0 \text{ Kg/m}^2$$

- *Carga de carril*

$$W_{LL \text{ carril}} = \frac{W_{vía} \times m}{\text{Ancho de influencia}} = \frac{960 \times 1.20}{(3.0 + 1.15 \times 0.70)} = 302.8 \text{ Kg/m}^2$$

- *Carga de un tándem*

El área de influencia del tándem se calculará de la siguiente manera:

$$E_1 = 1.15H + 0.51 + 1.80 = 1.15 \times 0.70 + 0.51 + 1.80 = 3.12 \text{ m}$$

$$E_2 = 1.15H + 0.25 + 1.20 = 1.15 \times 0.70 + 0.25 + 1.20 = 2.26 \text{ m}$$

$$W_{LL-tándem} = \frac{P_{eje} \times m}{E_1 \times E_2} = \frac{22\,680 \times 1.20}{3.12 \times 2.26} = 3874.5 \text{ kg/m}^2$$

Como se aprecia la carga de un camión de diseño es mayor que la carga de un tándem, por lo tanto la sobrecarga vehicular se calculará con la carga debido al camión HL-93.

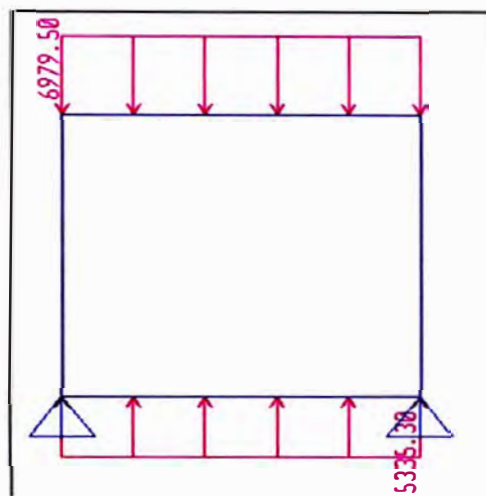
La carga del camión será afectado del factor de carga dinámica (IM), la cual se calculará mediante la siguiente expresión:

$$\text{Factor de Carga dinámica} : IM = 33(1 - 4.1 \times 10^{-4} \times 0.7) = 23.53\% \geq 0\%$$

Por lo tanto, la sobrecarga vehicular se determinará de la siguiente manera:

$$W_{LL+IM \text{ sup}} = W_{LL \text{ SUP camión}} \left(1 + \frac{IM}{100}\right) + W_{LL \text{ carril}} = 5405 \times 1.23 + 302.8 = 6979.5 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{LL+IM \text{ inf}} = W_{LL \text{ INF camión}} \times \left(1 + \frac{IM}{100}\right) + W_{LL \text{ carril}} = 4074 \times 1.23 + 302.8 = 5335.3 \text{ kg/m}^2$$



(Fuente: Elaboración propia)

Figura 4.20 Carga debido a la carga vehicular

#### 4.4.4. Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga considerados para el diseño de la alcantarilla serán las siguientes:

Combinaciones de carga para el estado límite de Resistencia I:

$$U = 1.25DC + 1.30EV + 0.90EH + 1.75(LL + IM) + 1.0WA$$

$$U = 0.90DC + 0.90EV + 1.50EH$$

$$U = 1.25DC + 1.30EV + 1.50EH + 1.75(LL + IM)$$

Las combinaciones de carga para el estado límite de Servicio I son:

$$U = DC + EV + EH + (LL + IM) + WA$$

$$U = DC + EV + EH$$

$$U = DC + EV + EH + (LL + IM)$$

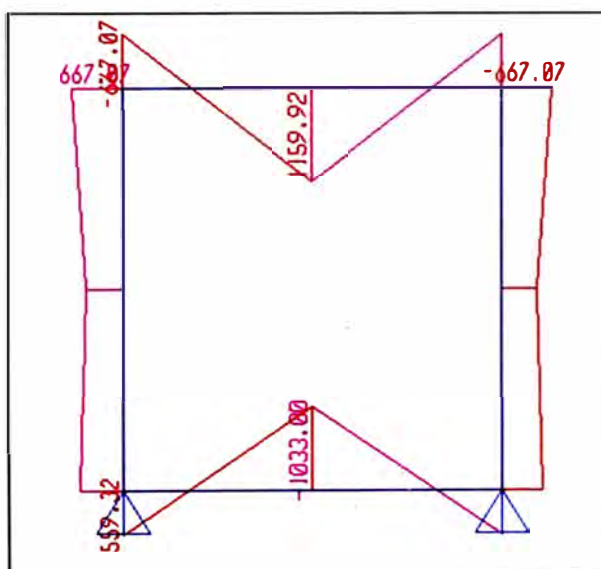
#### 4.4.5. Modelamiento estructural de la alcantarilla

Se realizó el análisis estructural para cada sistema de carga como un modelo lineal, empleando el programa SAP 2000, los resultados encontrados en dicho análisis se muestran a continuación:

**Cuadro 4.15 Momentos máximos para la alcantarilla**

ELEMENTO	Momentos máximos (Kg-m)	
	Combinación de Cargas	
<b>Losa Superior</b>		
Cara Inferior	<b>1160</b>	(+) ML
Cara Exterior	<b>670</b>	(-) ML
<b>Losa Inferior</b>		
Cara Interior	<b>1035</b>	(+) MP
Cara Exterior	<b>560</b>	(-) MP
<b>Muros Laterales</b>		
Cara Interior	<b>0</b>	(+) Mm
Cara Exterior	<b>670</b>	(-) Mm

(Fuente: Elaboración propia)



(Fuente: Elaboración propia)

**Figura 4.21 Momentos máximos**

#### 4.4.6. Determinación del acero estructural

##### Calculo del refuerzo de la losa superior

- Refuerzo mínimo

La armadura mínima debe ser tal que permita desarrollar 1.2 veces el momento de agrietamiento, a continuación se determinará los parámetros necesarios para su cálculo:

$$\text{Esfuerzo de tracción por flexión} \quad : f_{cr} = 2\sqrt{f'c} = 2\sqrt{280} = 33.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento de inercia} \quad : I_g = \frac{1}{12}bt^3 = \frac{1}{12} \cdot 100 \cdot 20^3 = 66666.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Profundidad del eje neutro} \quad : c = \frac{t_1}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

Luego el momento de agrietamiento será:

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} \times I_g}{c} = \frac{33.47 \times 66666.6}{10} = 223\,109.3 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 \times 223\,109.3 = 267\,731.2 \text{ kg} - \text{cm}$$

Con este se calculará la cuantía mínima necesaria, de manera iterativa, mediante las siguientes expresiones:

$$A_{s-\min} = \frac{M_u}{\phi F_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{267\,731.2}{0.90 \times 4200 \times (12.04 - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 f'_c \times b} = \frac{A_s \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100}$$

$$A_{s-\min} = 6.10 \text{ cm}^2$$

- Armadura principal – cara exterior:

La armadura principal para la cara exterior de la losa, se determinará con el máximo momento negativo:

$$M_u = 67\,000 \text{ kg} - \text{cm}$$

Con este se calculará la cuantía mínima necesaria, de manera iterativa, mediante las siguientes expresiones:

$$A_{s-\min} = \frac{M_u}{\phi F_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{67\,000}{0.90 \times 4200 \times (12.04 - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 f'_c \times b} = \frac{A_s \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100}$$

$$A_s = 1.50 \text{ cm}^2$$



Luego, el acero requerido es menor que el acero mínimo, por lo que usaremos  $A_s = 6.10 \text{ cm}^2$  y finalmente la distribución del acero negativo de la losa superior será:

*Distribución del acero en la cara exterior :  $\emptyset 1/2'' @ 20\text{cm}$*

- Armadura principal – cara interior

La armadura principal para la cara interior de la losa, se determinará con el máximo momento positivo:  $M_u = 116\,000 \text{ kg} - \text{cm}$

Con este se calculará la cuantía mínima necesaria, de manera iterativa, mediante las siguientes expresiones:

$$A_{s-\text{min}} = \frac{M_u}{\phi F_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{116\,000}{0.90 \times 4200 \times (17.04 - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 f_c \times b} = \frac{A_s \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100}$$

$$A_s = 2.60 \text{ cm}^2$$

Luego, el acero requerido es menor que el acero mínimo, por lo que usaremos  $A_s = 6.10 \text{ cm}^2$  y finalmente la distribución del acero positivo de la losa superior será:

*Distribución del acero en la cara interior :  $\emptyset 1/2'' @ 20\text{cm}$*

- Armadura de distribución:

Es para el refuerzo transversal en la cara inferior de la losa:

$$\% A_{s_r} = \frac{1750}{\sqrt{B}} = \frac{1750}{\sqrt{1000}} = 55.34 \%$$

Como la armadura de distribución no debe de ser mayor al 50%, tomaremos como valor este último, por lo tanto:

$$A_{s_r} = 50 \%(6.10) = 3.05 \text{ cm}^2$$

Finalmente la distribución del acero negativo de la losa superior será:

*Distribución del refuerzo transversal en la cara interior:  $\emptyset 3/8'' @ 20\text{cm}$*

- Refuerzo por temperatura:

Es para el refuerzo transversal en la cara superior de la losa:

$$A_{s_t} = 0.0018bt = 0.0018 \times 100 \times 0.20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Finalmente la distribución del acero negativo de la losa superior será:

*Distribución del refuerzo transversal en la cara exterior:  $\emptyset$  3/8" @ 20cm*

Verificación del acero por corte:

$$V_u = 7241 \text{ Kg} \leq \phi(0.25\sqrt{f'c} \times bd_e) = 0.90 \times 0.25 \times \sqrt{\frac{280}{10.2}} \times 1000 \times 120.4 = 14\,477 \text{ Kg}$$

Se observa que la losa es resistente al corte.

### Calculo del refuerzo de los muros

El cálculo del refuerzo en los muros se determinará bajo el mismo procedimiento indicado para la losa.

- Refuerzo mínimo

Esfuerzo de tracción por flexión :  $f_{cr} = 2\sqrt{280} = 33.47 \text{ cm}^2$

Momento de inercia :  $I_g = \frac{1}{12} \cdot 100 \cdot 20^3 = 66666.6 \text{ cm}^2$

Profundidad del eje neutro :  $c = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} \times I_g}{c} = \frac{33.47 \times 66\,666.6}{10} = 223\,109.3 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 \times 223\,109.3 = 267\,731.2 \text{ kg} - \text{cm}$$

Con este se calculará la cuantía mínima necesaria, de manera iterativa, mediante las ecuaciones antes indicadas:

$$A_{s-\text{min}} = 6.10 \text{ cm}^2$$

- Armadura principal – cara exterior

La armadura principal para la cara exterior de la losa, se determinará con el máximo momento negativo:  $M_u = 67\,000 \text{ kg} - \text{cm}$

Con este se calculará la cuantía mínima necesaria, de manera iterativa, mediante las ecuaciones antes indicadas:

$$A_s = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.26 \text{ cm}$$

Luego, el acero requerido es menor que el acero mínimo, por lo que usaremos  $A_s = 6.10 \text{ cm}^2$  y finalmente la distribución del acero negativo de la losa superior será:

*Distribución del acero en la cara exterior :  $\emptyset$ 1/2" @ 20cm*

- Armadura principal – cara interior

Debido a que el momento negativo no es significativo, utilizaremos como refuerzo requerido por agrietamiento.  $A_s = 6.10 \text{ cm}^2$ :

*Distribución del acero en la cara interior :  $\emptyset 1/2'' @ 20\text{cm}$*

- Refuerzo por temperatura

Es para el refuerzo transversal en los muros, se calcularán sólo por refuerzo de temperatura y se aplicará la siguiente expresión:

$$A_{s_t} = 0.0018bt = 0.0018 \times 100 \times 0.20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Finalmente;

Distribución del refuerzo transversal en ambos lados:  $\emptyset 3/8'' @ 20\text{cm}$

- Verificación del acero por corte:

$$V_u = 550 \text{ Kg} \leq \emptyset(0.25\sqrt{f'c} \times bd_e) = 0.90 \times \sqrt{280/10.2} \times 1000 \times 120.4 = 14\,477 \text{ Kg}$$

Se observa que la losa es resistente al corte.

### Calculo del refuerzo en la losa inferior

El cálculo del refuerzo en la losa inferior se determinará bajo el mismo procedimiento indicado para los muros.

#### Refuerzo mínimo

Esfuerzo de tracción por flexión :  $f_{cr} = 2\sqrt{280} = 33.47 \text{ cm}^2$

Momento de inercia :  $I_g = \frac{1}{12} \cdot 100 \cdot 20^3 = 66666.6 \text{ cm}^2$

Profundidad del eje neutro :  $c = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} \times I_g}{c} = \frac{33.47 \times 66\,666.6}{10} = 223\,109.3 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 \times 223\,109.3 = 267\,731.2 \text{ kg} - \text{cm}$$

Con este se calculará la cuantía mínima necesaria, de manera iterativa, mediante las ecuaciones antes indicadas:

$$A_{s-\min} = 6.10 \text{ cm}^2$$

- Armadura principal – cara exterior

La armadura principal para la cara exterior de la losa, se determinará con el máximo momento negativo:

$$M_u = 56000 \text{ kg} - \text{cm}$$

Con este se calculará la cuantía mínima necesaria, de manera iterativa, mediante las ecuaciones antes indicadas:

$$A_s = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.22 \text{ cm}$$

Luego, el acero requerido es mayor que el acero mínimo, por lo que usaremos  $A_s = 6.10 \text{ cm}^2$  y finalmente la distribución del acero negativo de la losa superior será:

*Distribución del acero en la cara exterior :  $\emptyset 1/2'' @ 20 \text{ cm}$*

- Armadura principal – cara interior

La armadura principal para la cara interior de la losa, se determinará con el máximo momento positivo:  $M_u = 103\,500 \text{ kg} - \text{cm}$

Con este se calculará la cuantía mínima necesaria, de manera iterativa, mediante las ecuaciones antes indicadas:

$$A_s = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.41 \text{ cm}$$

Luego, el acero requerido es menor que el acero mínimo, por lo que usaremos  $A_s = 6.10 \text{ cm}^2$  y finalmente la distribución del acero positivo de la losa superior será:

*Distribución del acero en la cara interior :  $\emptyset 1/2'' @ 20 \text{ cm}$*

- Refuerzo por temperatura

Es para el refuerzo transversal en la losa inferior, se calcularán sólo por refuerzo de temperatura y se aplicará la siguiente expresión:

$$A_{s_t} = 0.0018bt = 0.0018 \times 100 \times 0.20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Finalmente;

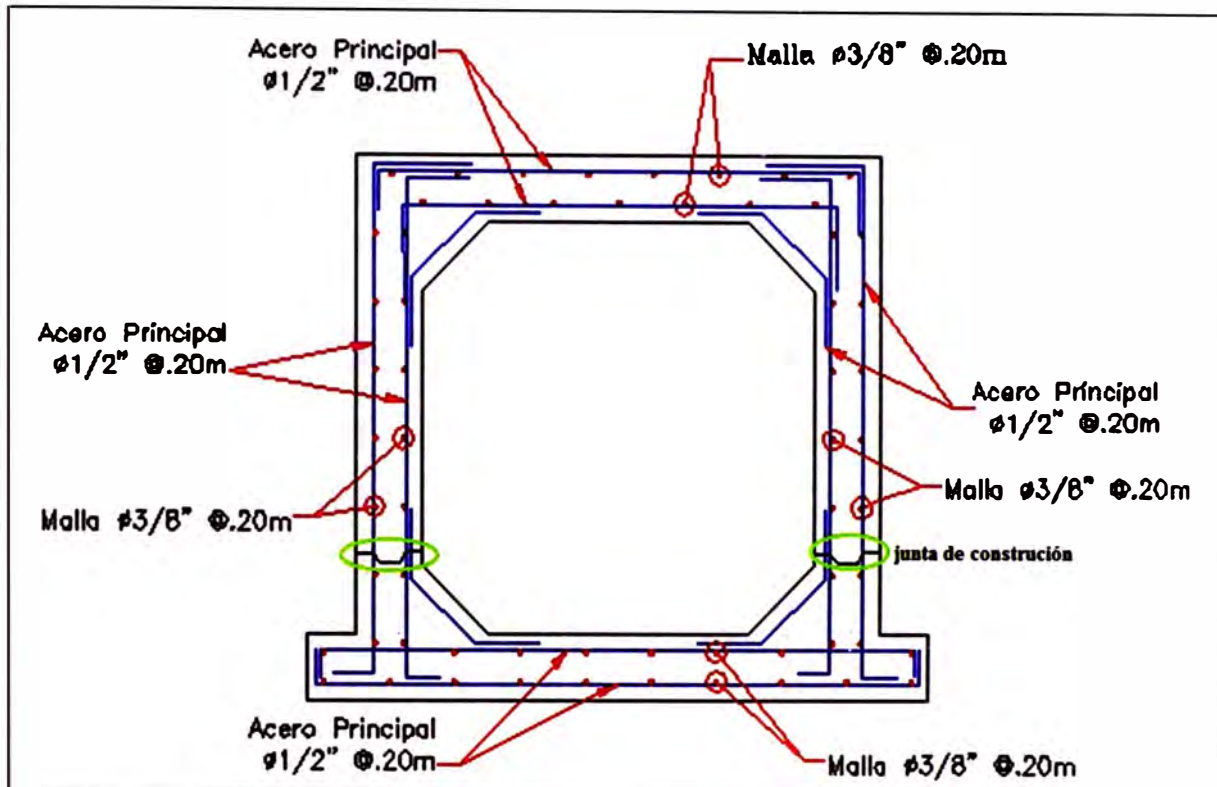
*Distribución del refuerzo transversal en ambos lados:  $\emptyset 3/8'' @ 20 \text{ cm}$*

Verificación del acero por corte:

$$V_u = 6350 \text{ Kg} \leq \phi(0.25\sqrt{f'_c} \times b d_e) = 0.90 \times 0.25 \times \sqrt{\frac{280}{10.2}} \times 1000 \times 120.4 = 14477 \text{ kg}$$

Se observa que la losa es resistente al corte.

Finalmente la distribución de aceros será la siguiente:



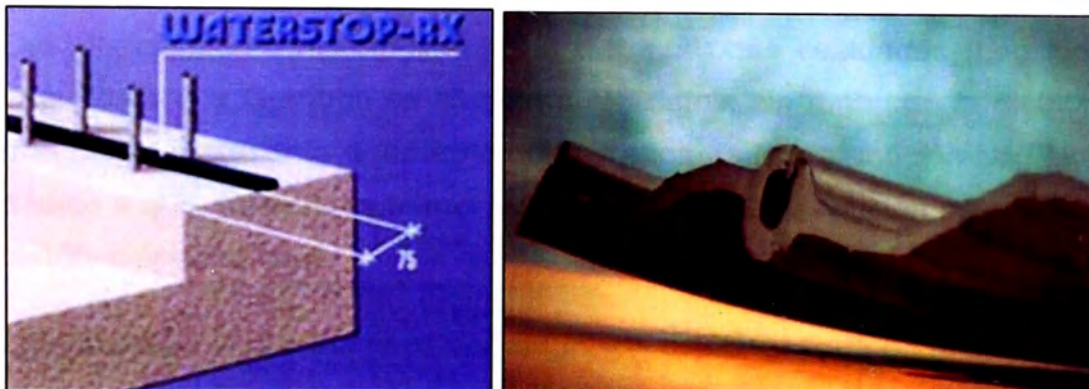
(Fuente: Elaboración propia)  
Figura 4.22 Distribución del acero de la alcantarilla 77+780

Cabe resaltar que por proceso constructivo la alcantarilla no se va construir monolíticamente (Ver Figura 4.23), debido a las juntas constructivas que se generan y son estas juntas las que pueden ocasionar que la estructura falle, ya que permiten el paso del agua.

Debido a ello se debe colocar juntas impermeabilizantes, tales como el waterstop (Ver Figura 4.24) que son elementos, que incorporadas al concreto aseguran una perfecta estanqueidad en las obras hidráulicas. Son diseñadas en cruz, con nervaduras múltiples que permiten una buena adherencia, acoplamiento y retención al concreto, tiene además un centro protuberante que ayudan a resistir la presión originada por el movimiento de la estructura.



(Fuente: Internet)  
Figura 4.23 Vaciado parcial del concreto



(Fuente: Internet)  
Figura 4.24 Junta Waterstop

#### 4.4.7. Análisis de Resultados

Del análisis estructural, se deduce que el espesor de la alcantarilla es lo suficiente para soportar las deflexiones por condición de servicio de la estructura.

El dimensionamiento del acero estructural ha sido basado en el AASTHO, donde se ha determinado la cuantía mínima necesaria y verificado que la estructura sea resistente por flexión y por corte, con el cual se ha garantizado su buen funcionamiento estructural de la alcantarilla.

Es fundamental el uso de juntas waterstop en las juntas constructivas, para asegurar la impermeabilidad de la estructura.

## CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1. CONCLUSIONES

En este capítulo se concluye sobre el comportamiento de la alcantarilla 77 +780 ante los fenómenos hidráulicos involucrados en su funcionamiento. Esta fue analizada siguiendo el procedimiento de la metodología propuesta de la cual se concluye lo siguiente:

- El registro de datos de las precipitaciones máximas anuales en 24 horas, nos permite determinar, bajo ciertos supuestos, la probabilidad de ocurrencia de avenidas de una cierta magnitud.
- Del modelamiento hidrológico, las 3 distribuciones evaluadas (Log Normal, Log Pearson y Gumbel) se ajustan a los datos, sin embargo la distribución que mejor representa a los datos registrados es la distribución Log Normal, debido a que presenta la menor variación entre la distribución estadística y la distribución empírica.
- La alcantarilla evaluada tiene como función captar el agua de una quebrada y de acuerdo a lo recomendado por el MTC la alcantarilla deberá ser diseñada para un periodo de retorno de 50 años.
- Del análisis estadístico, se concluyó que la distribución que mejor se ajusta es la distribución log Normal, por lo tanto; la precipitación máxima en 24 horas para un periodo de retorno de 50 años resulta ser 46.67 mm.
- Debido a que la cuenca analizada es de captaciones pequeñas, el caudal máximo para un periodo de retorno de 50 años se determinó empleando el método racional, de lo cual resultó un caudal de diseño de  $1.24 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Como resultado del diseño hidráulico se determinó que las dimensiones que deberá presentar la alcantarilla 77 + 780 es de 1.0m x 1.0m, las cuales son las mismas que presenta realmente, por lo que se concluye que la alcantarilla cumple funcionalmente. Además, se puede decir que el flujo que escurre por dicha estructura pasa de manera libre o no sumergida (tanto a la entrada como a la salida), condición que favorece el discurrimiento del flujo.

- La velocidad en el conducto (3.01 m/s) es la adecuada para evitar la sedimentación en el conducto y para no erosionar el concreto.
- La velocidad a la salida (2.82 m/s) de la alcantarilla erosiona al cauce aguas abajo, por lo que es necesario la colocación de un estructura de protección.
- La dimensiones mínimas para que la protección de enrocado no sea erosionada, es de 3.0 m de longitud y con un diámetro de 25 cm. Sin embargo, la alcantarilla tiene una longitud de 2.00m la cual puede verse afectada posteriormente.
- Los resultados obtenidos con el programa HY8, no difieren de los valores cálculos a partir del Nomograma con control de entrada. Por lo que se comprueba la aplicabilidad y practicidad del programa en el diseño hidráulico de alcantarillas, además permite introducir variables de acuerdo al entorno en que se encuentra la alcantarilla.
- De lo observado en campo, se presenció empozamiento de agua a la salida de la alcantarilla debido a que la cota a la salida estaba por debajo de la cota del terreno y además, se observó presencia de desperdicios. Estos factores, disminuyen la eficiencia y afectan estructuralmente a la alcantarilla.
- Del análisis estructural, se deduce que el espesor de la alcantarilla es lo suficiente para soportar las deflexiones por condición de servicio de la estructura.
- El dimensionamiento del acero estructural ha sido basado en el AASTHO, donde se ha verificado que la estructura sea resistente por flexión y por corte, con el cual se ha garantizado el buen funcionamiento estructural de la alcantarilla.



## 5.2. RECOMENDACIONES

- La protección a la salida de la alcantarilla 77 +780 deberá ser modificada por un enrocado de 3.0 m de longitud, con un diámetro del enrocado de 8 cm como mínimo.
- Para evitar el empozamiento existente a la salida de la alcantarilla, se recomienda hacer una modificación al terreno a la salida, para que el flujo pueda salir libremente.
- Se recomienda programar una limpieza periódica, para evitar la acumulación de desperdicios a la salida de la alcantarilla. Es importante que las carreteras cuenten con un programa de mantenimiento rutinario, a fin de evitar acumulación de desperdicios, que no sólo afectan a la alcantarilla sino también a las zonas aledañas de la carretera.

De manera genérica se recomienda lo siguiente para el diseño de las alcantarillas:

- La información hidrológica y meteorología a utilizar en un estudio deberá ser proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e hidrología (SENAMHI).
- Para asegurar la estabilidad de la carretera ante la presencia de asentamientos provocados por filtraciones de agua, la alcantarilla debe asegurar la impermeabilidad.
- Se recomienda en lo posible, no modificar la pendiente natural del curso de agua a lo largo de la alcantarilla, para así propiciar el ingreso del flujo.
- Las alcantarillas no deben diseñarse para trabajar a sección llena, ya que esto incrementa su riesgo de obstrucción, afectando su capacidad hidráulica, por lo que se recomienda que el diseño hidráulico considere como mínimo el 20% de la altura de la estructura.
- Si la velocidad del flujo a la entrada y particularmente a la salida de la alcantarilla es alta, pueden producirse procesos de socavación local que afecten la estabilidad de la alcantarilla, por ello se recomienda la protección

del cauce natural mediante la construcción de emboquillados de piedra, enchapado de rocas acomodadas u otros tipos de revestimiento.

- Se deberá verificar que la velocidad mínima del flujo dentro del conducto no produzca sedimentación que pueda incidir en una reducción de su capacidad hidráulica, por lo que en el Manual del MTC recomienda una velocidad mínima de 0.25 m/s.
- Para el predimensionamiento de los elementos de la alcantarilla, se deberá tener presente el criterio para condiciones de servicio de la estructura; es decir; el control de las deflexiones.
- Para condiciones de diseño de las varillas de acero, se deberá escoger los momentos máximos positivos y negativos, ya que son estos los que generan el mayor daño a la estructura.
- Se deberá colocar varillas de acero transversalmente, por temperatura y contracción.
- Se deberá colocar juntas waterstop para impermeabilizar las juntas constructivas que se generan durante la construcción de la alcantarilla.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Autoridad Nacional del Agua, Criterios de diseño de obras hidráulicas para la formulación de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales y de Afianzamiento Hídrico, Ministerio de Agricultura, Lima – Perú, 2010.
2. Bureau of Reclamation, Design of Small canal, United States Department of the Interior, Denver – Colorado, 1978.
3. Carciente Jacob, Carreteras – estudio y proyecto, Ediciones Vega, Venezuela – Caracas, 1985.
4. Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el Método LRFD, 2004.
5. French Richard, Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill International Student Edition, 1993.
6. Gordon Keller & James Sherar, Ingeniería de caminos rurales, Versión en español producida por el Instituto Mexicano de Transporte, México, 2004.
7. Kent E. Cordes and Rollin H. Hotchkiss, Design discharge of culverts, Nebraska Department of Roads, Lincoln – Nebraska, 1993.
8. Highway Design Manual, Reinforced concrete box culverts and similar structures, New York State Department of Transportacion, New York, 2011.
9. Quispe Palomino Piter, Diseño de alcantarillado de cajón rectangular: comparación analítica, empírica y modelación numérica, Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Ricardo Palma, Lima- Perú, 2008.
10. Ministerio de Transporte y Comunicaciones, Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, Lima – Perú, 2011.
11. Ministerio de Transporte y Comunicaciones, Manuales para el Diseño de Carreteras de Bajo Volúmen de tránsito, Lima – Perú, 2008.
12. Rodriguez Serquén, Diseño estructural de obras de arte en carreteras, 2008.
13. Ruhle F., “Traducción y Adaptación de los Gráficos Hidráulicos para el diseño de Alcantarillas preparados por el Bureau of Public Roads – EEUU-1964, Dirección Nacional de Viabilidad, 1966.
14. Ven Te Chow, Hidráulica de Canales Abiertos, McGraw-Hill International Student Edition, 1994.

## ANEXOS

## ANEXO 1.1: VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

Valores del Coeficiente de rugosidad n (Chow, 1959)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
<b>A. Conductos cerrados fluyendo llenos:</b>			
<b>parcialmente.</b>			
<b>A-1 Metal</b>	0.009	0.010	0.013
<b>a. Bronce lizo</b>			
<b>b. Acero</b>			
1. Lockbar y soldado	0.010	0.012	0.014
2. Ribeteado y en espiral	0.013	0.016	0.017
<b>c. Acero fundido</b>			
1. Forrado	0.010	0.013	0.014
2. Sin forrar	0.011	0.014	0.016
<b>d. Acero comercial</b>			
1. Negro	0.012	<u>0.014</u>	0.015
2. Galvanizado	0.013	0.016	0.017
<b>e. Metal corrugado</b>			
1. Drenaje inferior	0.017	0.019	0.021
2. Drenaje de tormenta	0.021	0.024	0.030
<b>A-2 No metal</b>			
<b>a. Lucita</b>	0.008	0.009	0.010
<b>b. Vidrio</b>	0.009	<u>0.010</u>	0.013
<b>c. Cemento</b>			
1. Pulido de superficie	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
<b>d. Concreto</b>			
1. Alcantarilla, recta y libre de desperdicios.	0.010	0.011	0.013
2. Alcantarilla con codos conexiones y algunos			

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
desperdicios.	0.011	0.013	0.014
3. Terminado	0.011	0.012	0.014
4. Coloca con válvulas entradas, etc., recto.	0.013	0.015	0.017
5. Sin terminar, con encofrado metálico.	0.012	0.013	0.014
6. Sin terminar, con encofrado no metálico	0.012	0.014	0.016
7. Sin terminar, con encofrado pulido de madera.	0.015	0.017	0.020
<b>e. Madera</b>			
1. Machimbrado	0.010	0.012	0.014
2. Laminada, tratada	0.015	0.017	0.020
<b>f. Cerámica</b>			
1. Drenaje común de tejas	0.011	0.013	0.017
2. Cloaca vitrificada	0.011	0.014	0.017
3. Cloaca vitrificada, con válvulas entradas, etc.	0.013	0.015	0.017
4. Dren inferior vitrificado con juntas abiertas	0.014	0.016	0.018
<b>g. Mampostería de ladrillo</b>			
1. Vidriada	0.011	0.013	0.015
2. Revestida con mortero de cemento.	0.012	0.015	0.017
<b>h. Colectores sanitarios revestidos con desechos de aguas negras, con codos y conexiones.</b>	0.012	0.013	0.016

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
i. Solera pavimentada, cloaca de fondo liso.	0.016	0.019	0.020
j. Mampostería cepillada cementada			
Canales revestidos o fabricados:	0.018	0.025	0.030
B-1 Metal			
a. Superficie de acero liso			
1. Sin pintar	0.011	0.012	0.014
2. Pintada	0.012	0.013	0.017
B-2 No metal			
a. Cemento			
1. Limpio de la superficie	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
b. Madera			
1. Cepillada sin tratar	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, creosotada	0.011	0.012	0.015
3. Sin cepillar	0.011	0.013	0.015
4. Planchas con listones	0.012	0.015	0.018
5. Revestidas con papel impermeable.	0.010	0.014	0.017
c. Concreto			
1. Terminado con cuchara	0.011	0.013	0.015
2. Terminado con lechada	0.013	0.015	0.016
3. Terminado con grava en el fondo.	0.015	0.017	0.020
4. Sin terminar	0.014	0.017	0.020
5. Gunita en sección correcta	0.016	0.019	0.023
6. Gunita en sección ondulada	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca excavada pareja	0.017	0.020	

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
8. Sobre roca excavada irregular.	0.022	0.027	
d. Fondo de concreto terminado con lechada con los costados de:			
1. Piedra acomodada en mortero.	0.015	0.017	0.020
2. Piedra volcada en mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería de piedra partida cementada y revocada.	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería de piedra partida cementada.	0.020	0.025	0.030
5. Piedra partida suelta o rip rap.	0.020	0.030	0.035
e. Fondo de grava con costado de :			
1. Hormigón encofrado	0.017	0.020	0.025
2. Piedra volcada en mortero	0.020	0.023	0.026
3. Piedra volcada suelta o rip rap	0.023	0.033	0.036
f. Ladrillo			
1. Vidriado	0.011	0.013	0.015
2. En mortero de cemento	0.012	0.015	0.018
g. Mampostería			
1. Piedra partida cementada.	0.017	0.025	0.030
2. Piedra partida suelta	0.023	0.032	0.035
h. Piedra cortada y acomodada			
i. Asfalto	0.013	0.015	0.017
j. Liso	0.013	0.013	
k. Revestimiento vegetal	0.030		0.050
<b>B. Excavado o dragado</b>			
a. Tierra, recto y uniforme			
1. Limpio terminado			



Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
recientemente	0.016	0.018	0.020
2. Limpio, con cierto uso	0.018	0.022	0.025
3. Grave, sección uniforme, limpio.	0.022	0.025	0.030
4. Con musgo corto, poca hierba	0.022	0.027	0.033
<b>b. Tierra, curvo y lento</b>			
1. Sin vegetación.	0.023	0.025	0.030
2. Musgo, algunos, pastos	0.025	0.030	0.033
3. Pastos densos, o plantas acuáticas en canales profundos.	0.030	0.035	0.040
4. Fondo de tierra y costado de piedra partida.	0.028	0.030	0.035
5. Fondo pedregoso y bancos con pastos.	0.025	0.035	0.040
6. Fondos de cantos rodados y costados limpios.	0.030	0.040	0.050
<b>c. Excavado con pala o dragado</b>			
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
2. Pocos arbustos en los bancos.	0.035		
<b>d. Roca cortada</b>			
1. Lisa y uniforme	0.025	0.035	0.040
2. Dentada o irregular	0.035	0.040	0.050
<b>e. Canales sin mantenimiento pastos y arbustos sin cortar.</b>			

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
1. Pastos densos, altos con la profundidad del flujo.	0.050	0.080	0.085
2. Fondo limpio, arbustos en los lados.	0.040	0.050	0.080
3. Igual al más alto nivel del flujo	0.045	0.070	0.088
4. Arbustos densos, nivel alto.	0.080	0.090	0.097
<b>C. Cursos Naturales</b>			
<b>D-1 Cursos menores (ancho superior al nivel de crecida &lt; 100ft).</b>			
<b>a. Cursos en planicie</b>			
1. Limpio, recto nivel lleno, sin fallas o pozos profundos.	0.025	0.030	0.033
2. Igual que arriba, pero más piedras y pastos.	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, curvado algunos pozos y bancos.	0.033	0.040	0.045
4. Igual que arriba, pero algunos pastos y piedras.	0.035	0.045	0.050
5. Igual que arriba, niveles inferiores más pendientes y sección inefectivas.	0.040	0.048	0.055
6. Igual 4, pero más piedras	0.045	0.050	0.060
7. Tramos sucios, con pastos y pozos profundos.	0.050	0.070	0.080

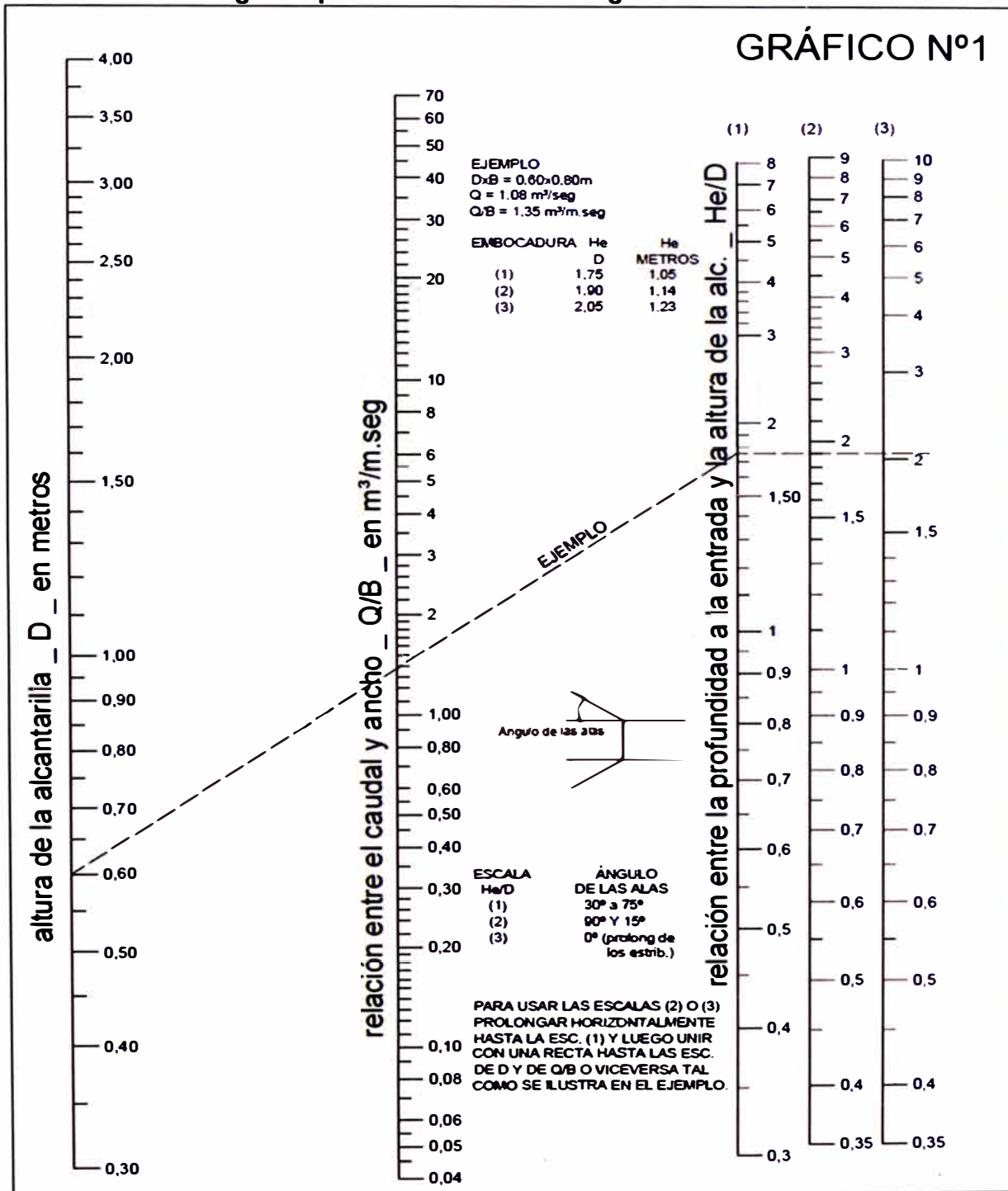
Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
8. Tramos con muchos pastos, pozos profundos.	0.075	0.084	
b. Cursos en montañas, sin vegetación en el canal, laderas con pendientes usualmente pronunciadas árboles y arbustos a lo largo de las laderas sumergidas para niveles altos.			
1. Fondo: grava, canto rodado y algunas rocas.	0.030	0.040	0.050
2. Fondo: cantos rodados con grandes rocas.	0.040	0.050	0.070
<b>D-2 Planicie crecida</b>			
a. Pasturas, sin arbustos	0.025	0.030	0.035
1. Pastos cortos	0.030	0.035	0.050
2. Pastos altos.			
b. Áreas cultivadas	0.020	0.030	0.040
1. Sin cultivos	0.025	0.035	0.045
2. Cultivos maduros alineados	0.030	0.040	0.050
3. Campo de cultivos maduros			
c. Arbustos			
1. Arbustos escasos, muchos pastos.	0.035	0.050	0.070

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
2. Pequeños arbustos y árboles en invierno.	0.035	0.050	0.060
3. Pequeños arbustos y árboles en verano.	0.040	0.060	0.080
4. Arbustos medianos a densos en invierno	0.045	0.070	0.078
5. Arbustos medianos a densos en verano.	0.070	0.076	0.085
d. Árboles	0.010	0.015	0.020
1. Sauces densos, en verano y rectos.	0.030	0.040	0.050
2. Tierra clara con ramas, sin brotes.			
3. Igual que arriba pero con gran crecimiento de brotes	0.050	0.060	0.080
4. Grupos grandes de madera, algunos árboles caídos, poco crecimiento inferior y nivel de la inundación por debajo de las ramas.	0.060	0.070	0.080
5. Igual que arriba, pero con el nivel de inundación.	0.040	0.055	0.067
D-3. Cursos de agua importantes (ancho superior a nivel de inundación > 100ft) Los valores n son menores que los de los cursos menores de descripción similar, ya que los bancos ofrecen			

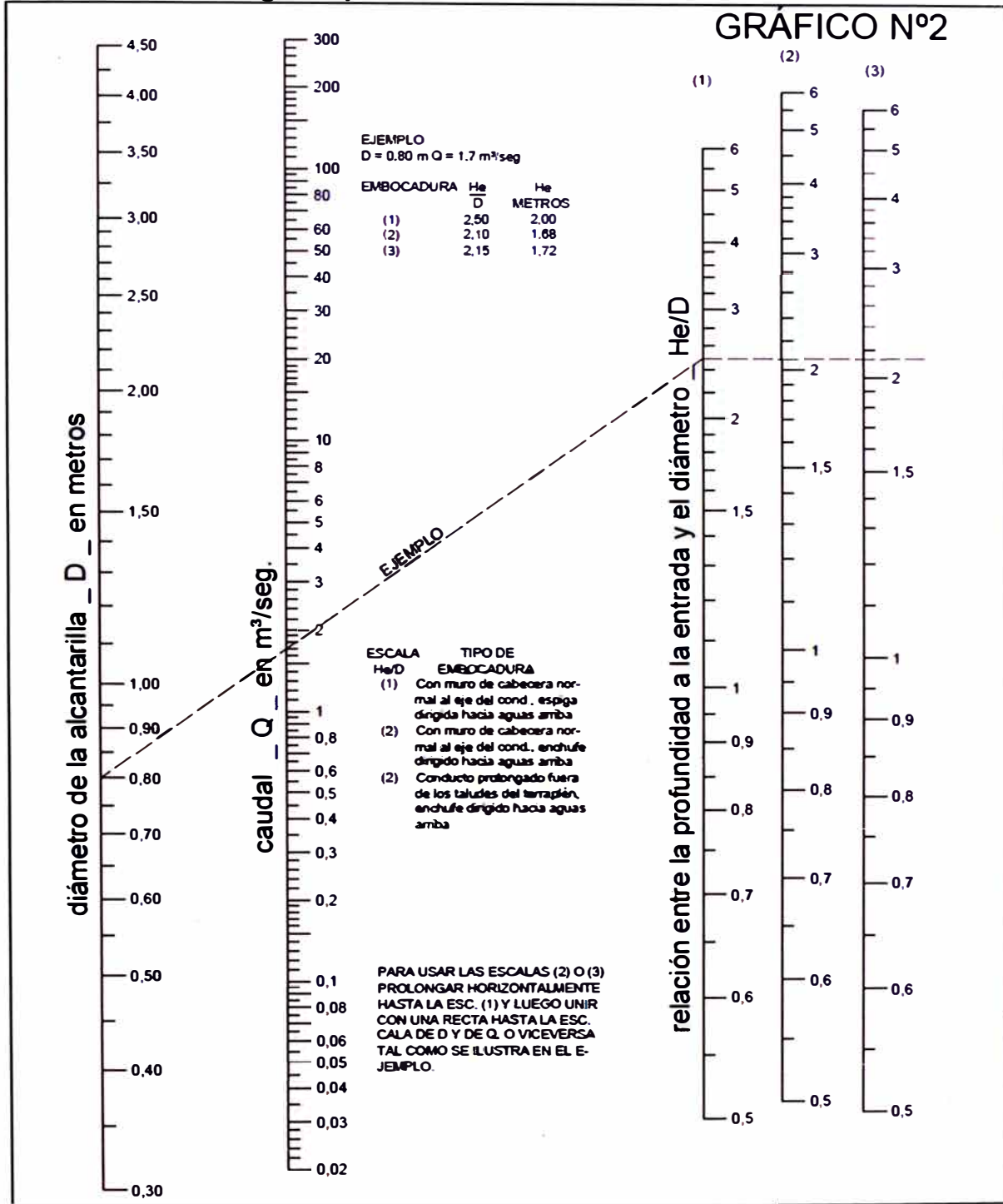
<b>Tipo de canal y descripción</b>	<b>Mínimo</b>	<b>Normal</b>	<b>Máximo</b>
<b>menor resistencia efectiva.</b>			
a. Sección regular sin rocas y arbustos.	0.025		0.060
b. Sección irregular y áspera	0.035		0.047

## ANEXO 1.2: NOMOGRAMAS PARA EL CÁLCULO DE ALCANTARILLAS CON CONTROL DE ENTRADA

Nomograma para alcantarillas rectangulares de concreto

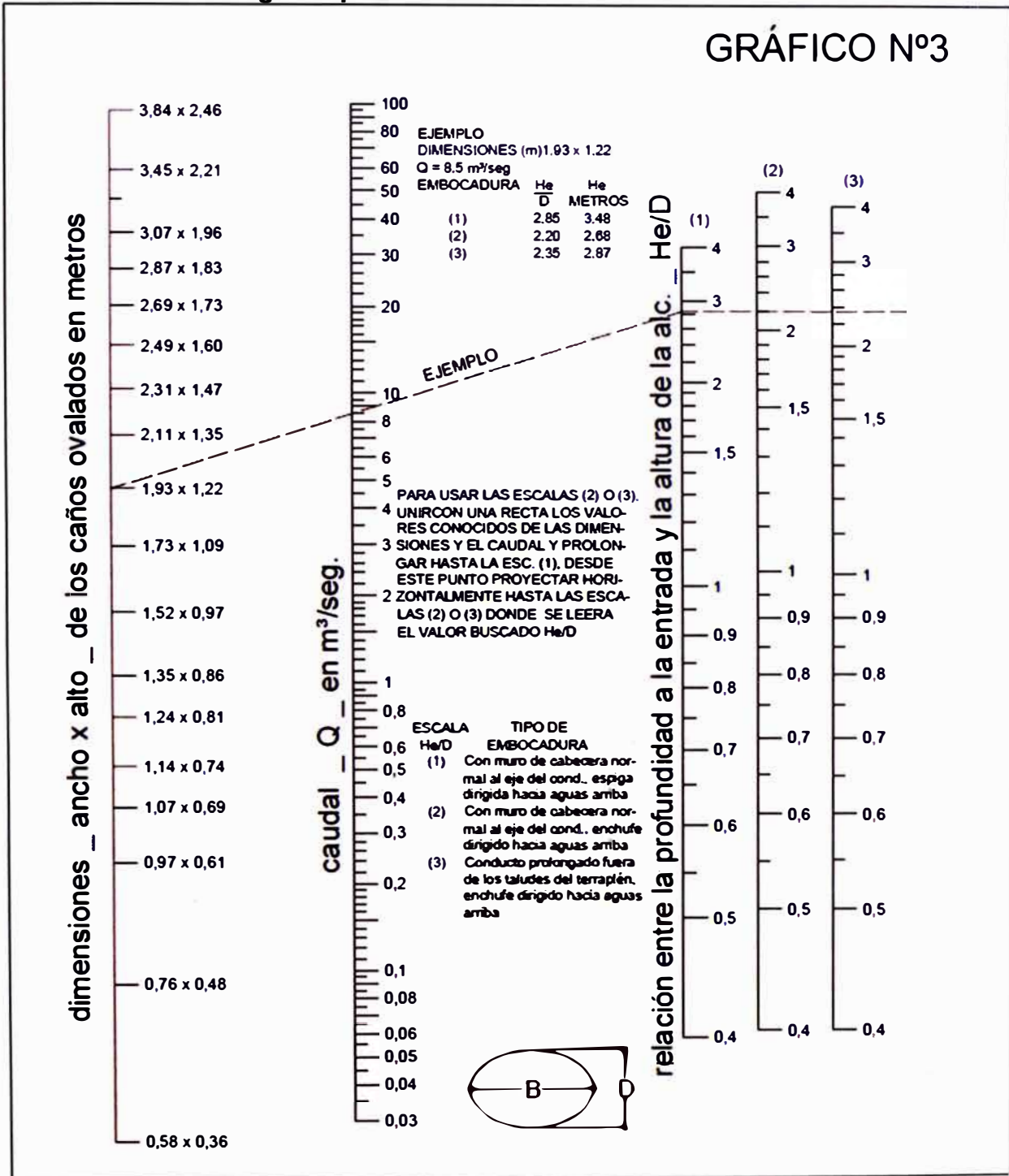


Nomograma para alcantarillas circulares de concreto



Nomograma para alcantarillas ovaladas de concreto

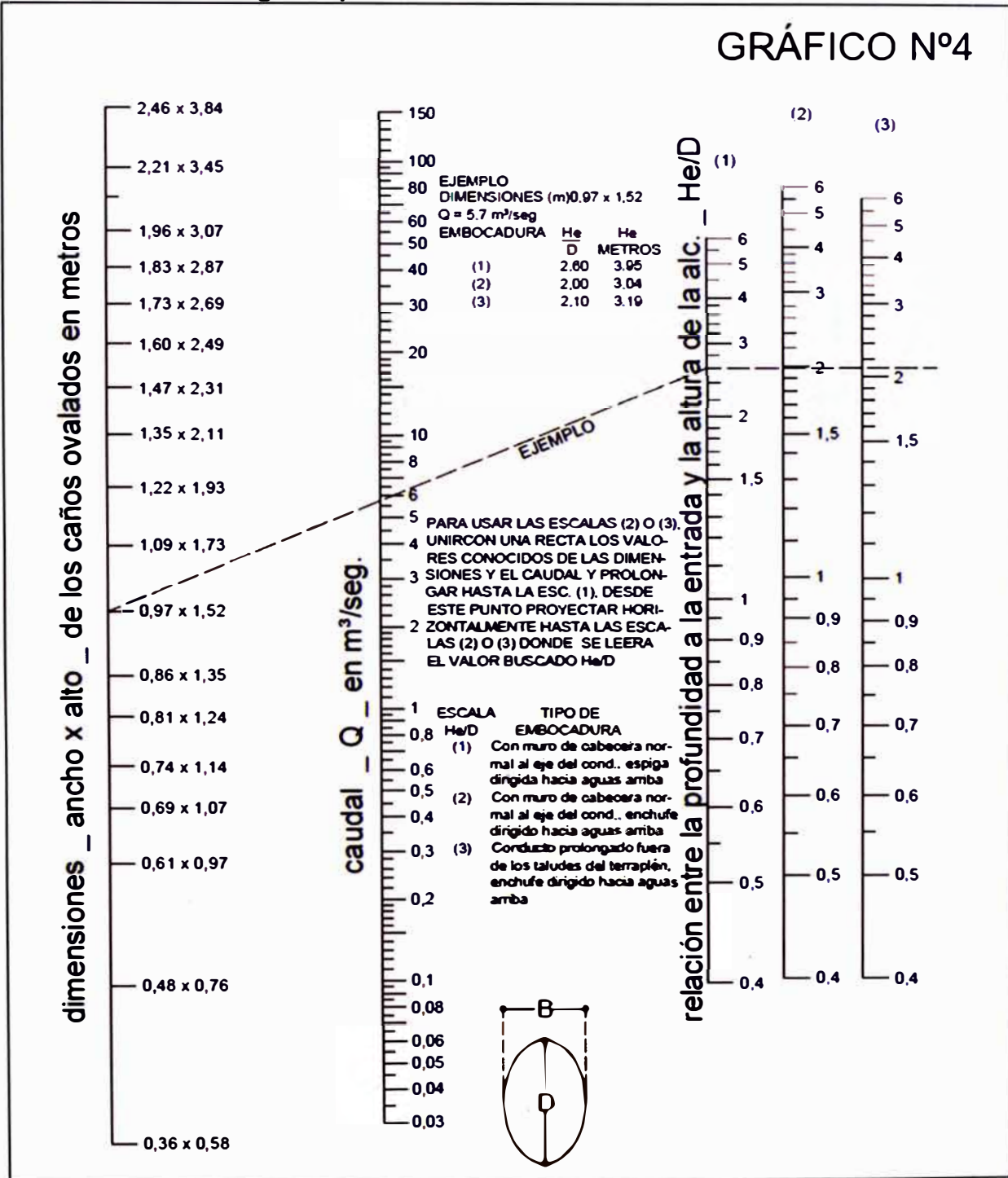
GRÁFICO N°3





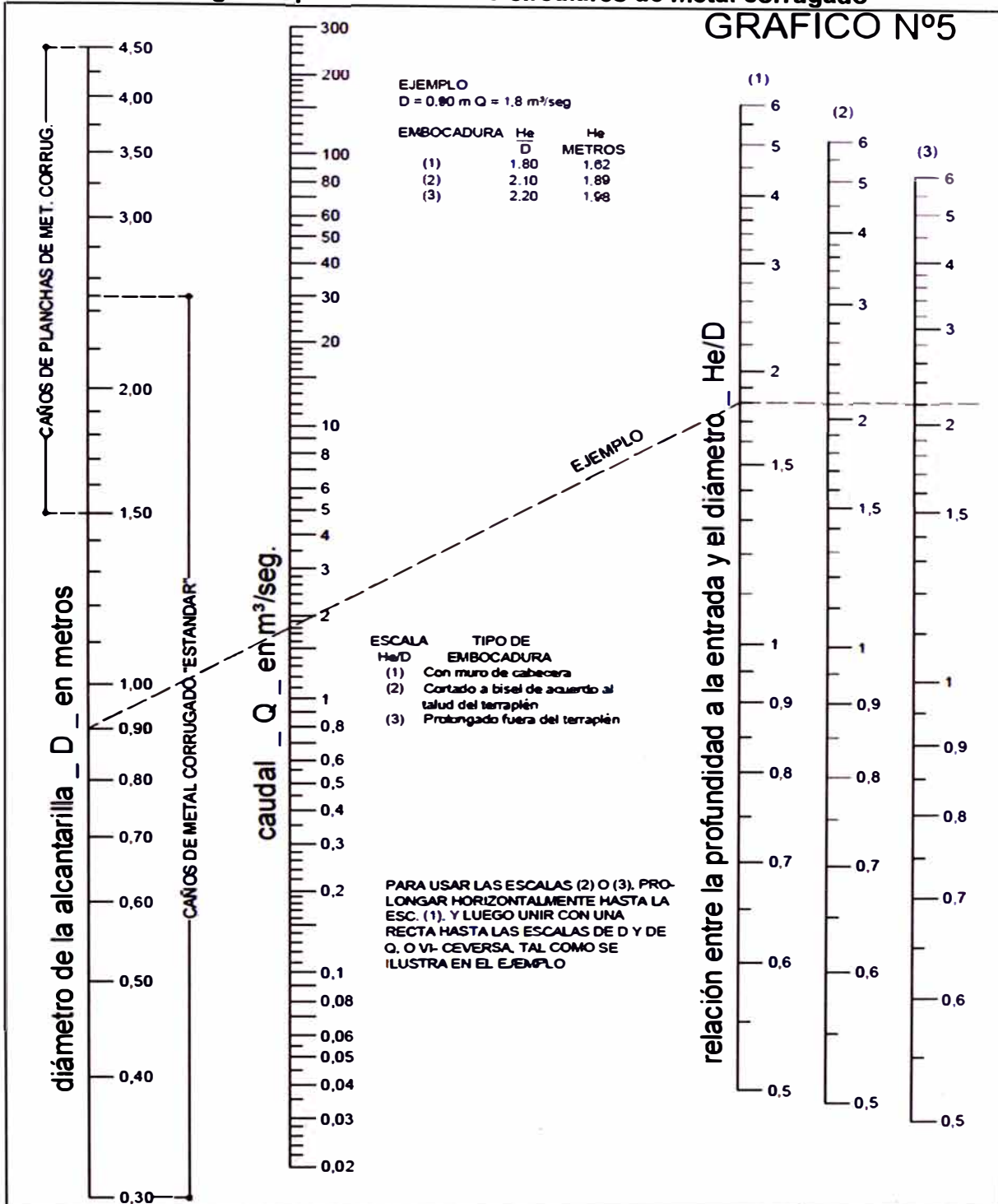
Nomograma para alcantarillas ovaladas de concreto

GRÁFICO N°4

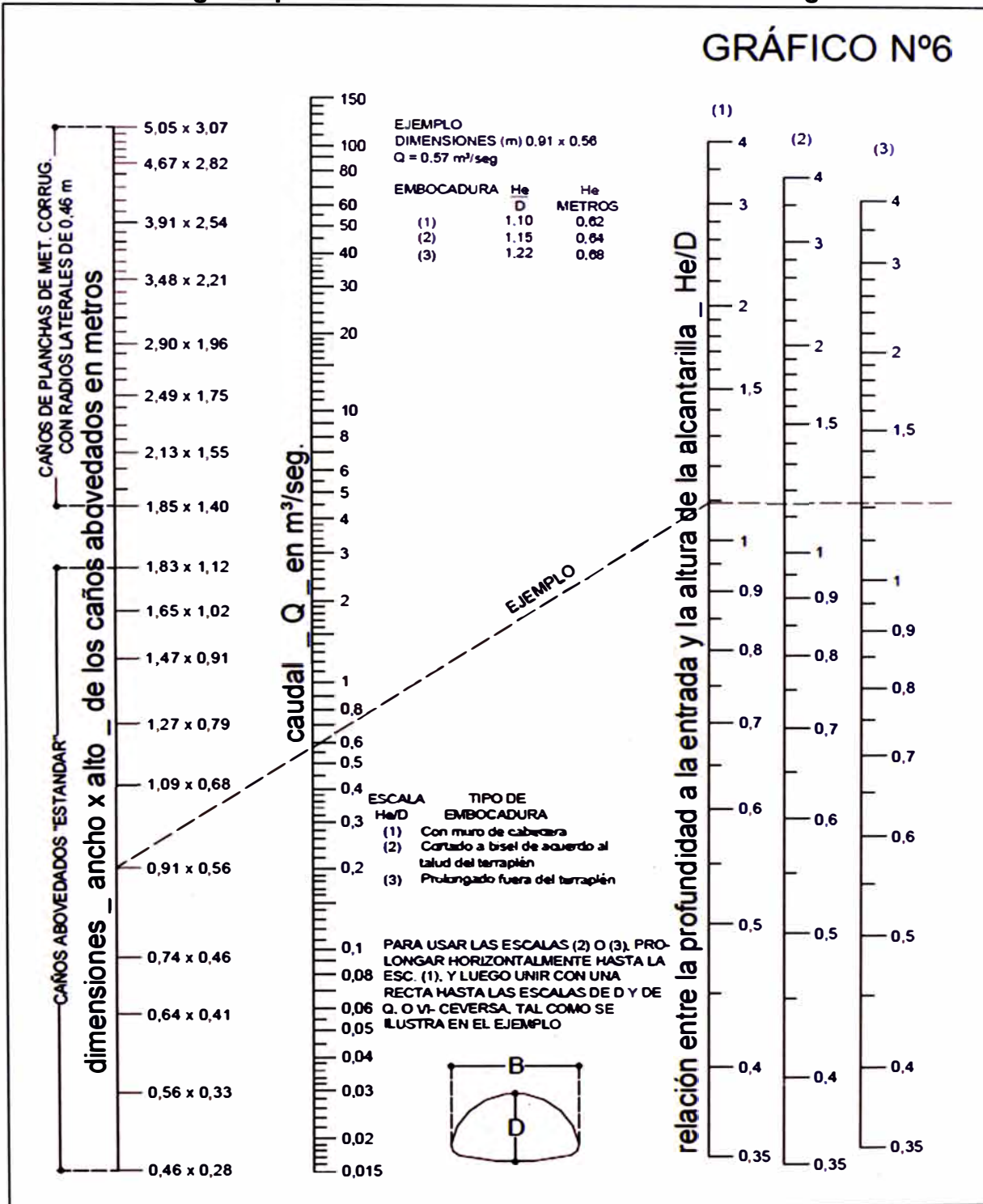


Nomograma para alcantarillas circulares de metal corrugado

GRAFICO N°5

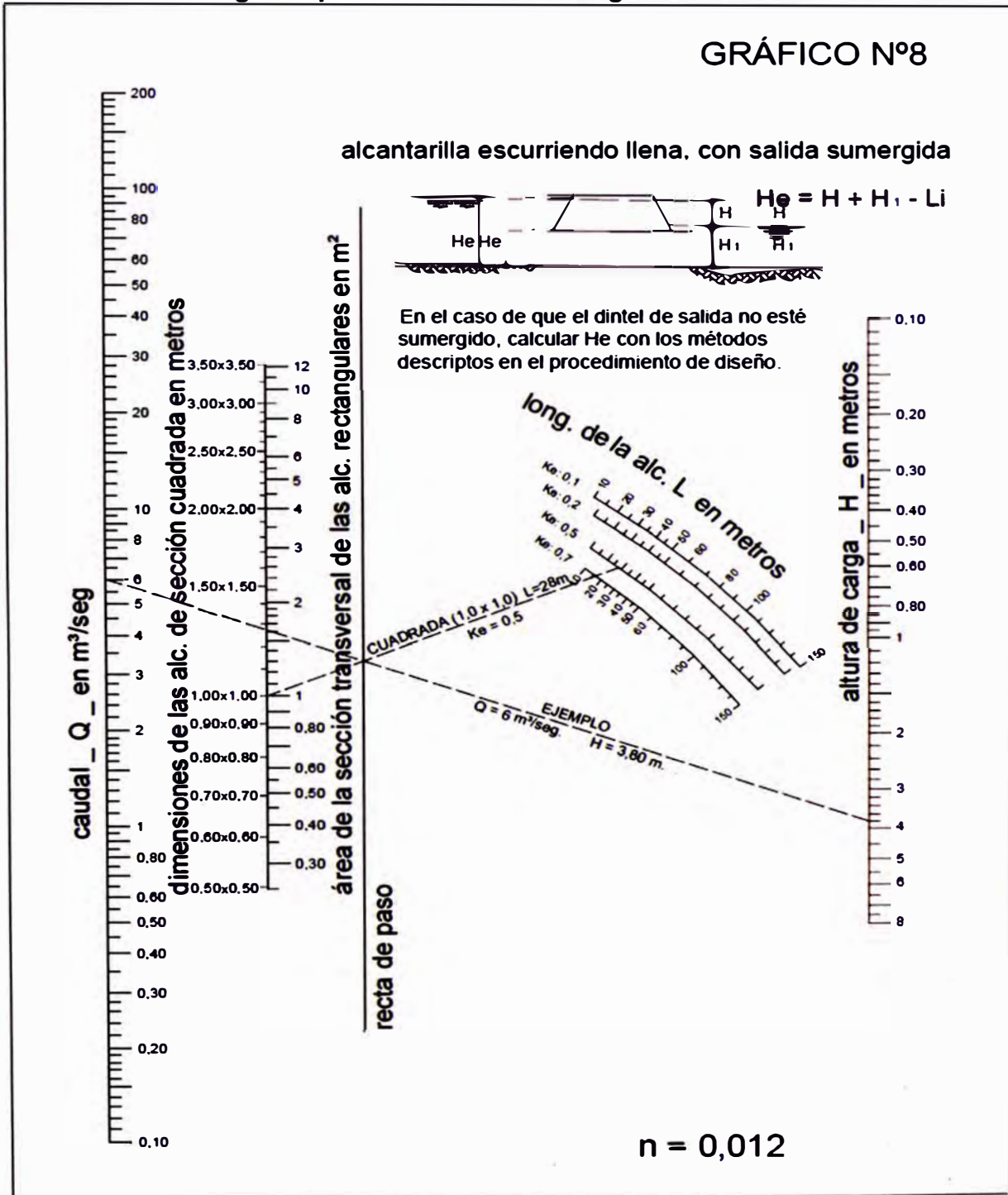


Nomograma para alcantarillas abovedadas de metal corrugado

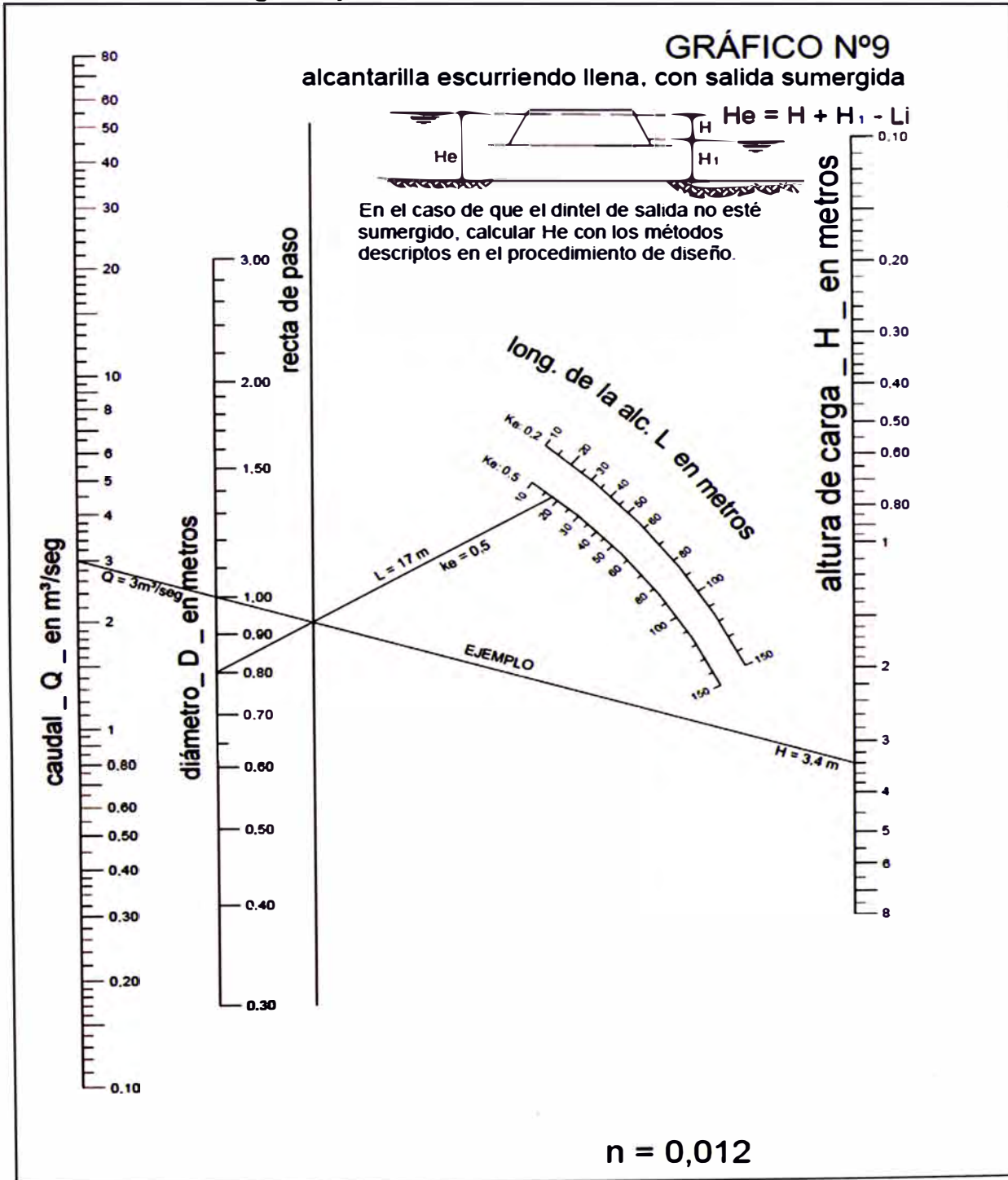


**ANEXO 1.3: NOMOGRAMAS PARA EL CÁLCULO DE ALCANTARILLAS CON CONTROL DE SALIDA**

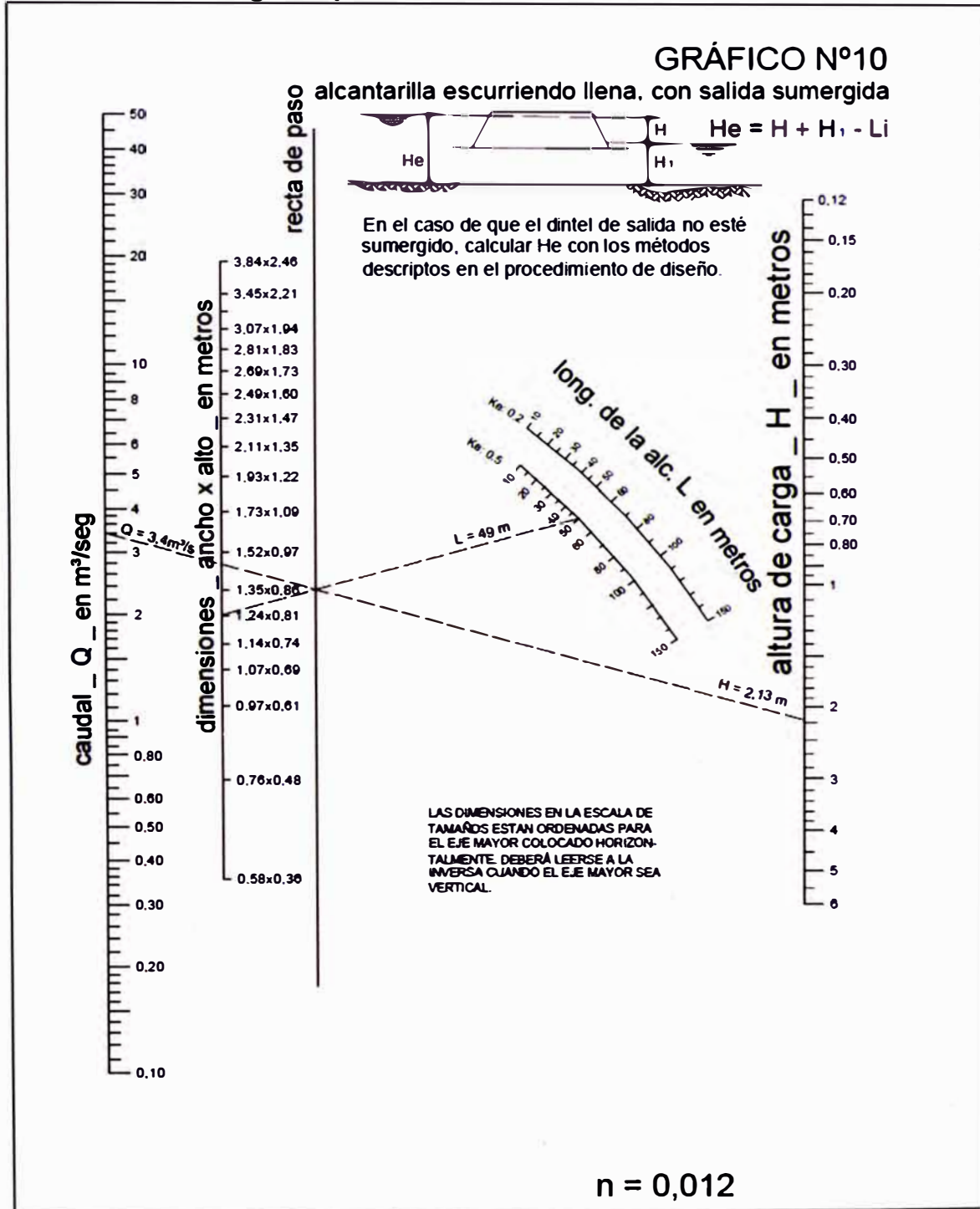
**Nomograma para alcantarillas rectangulares de concreto**



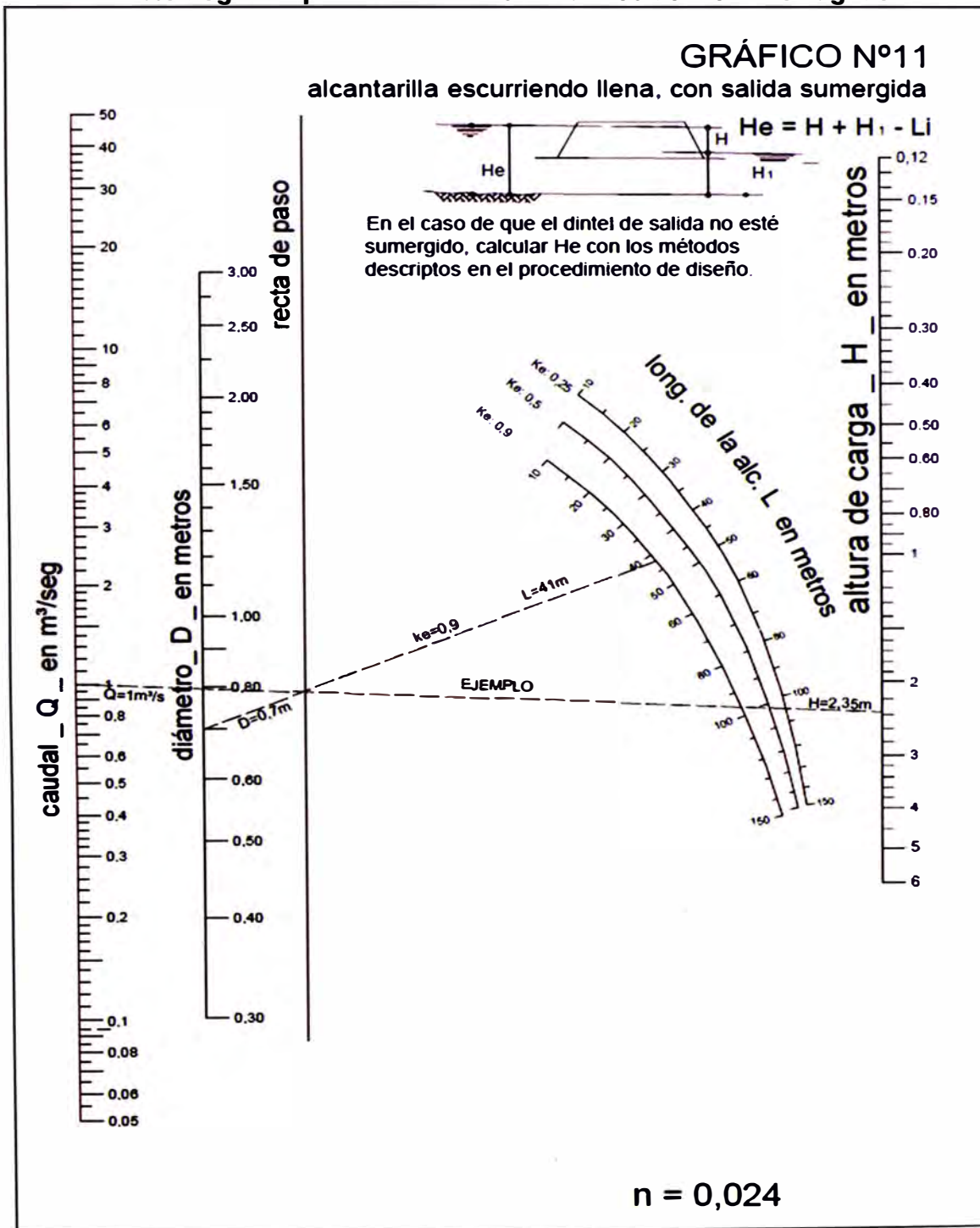
Nomograma para alcantarillas circulares de concreto



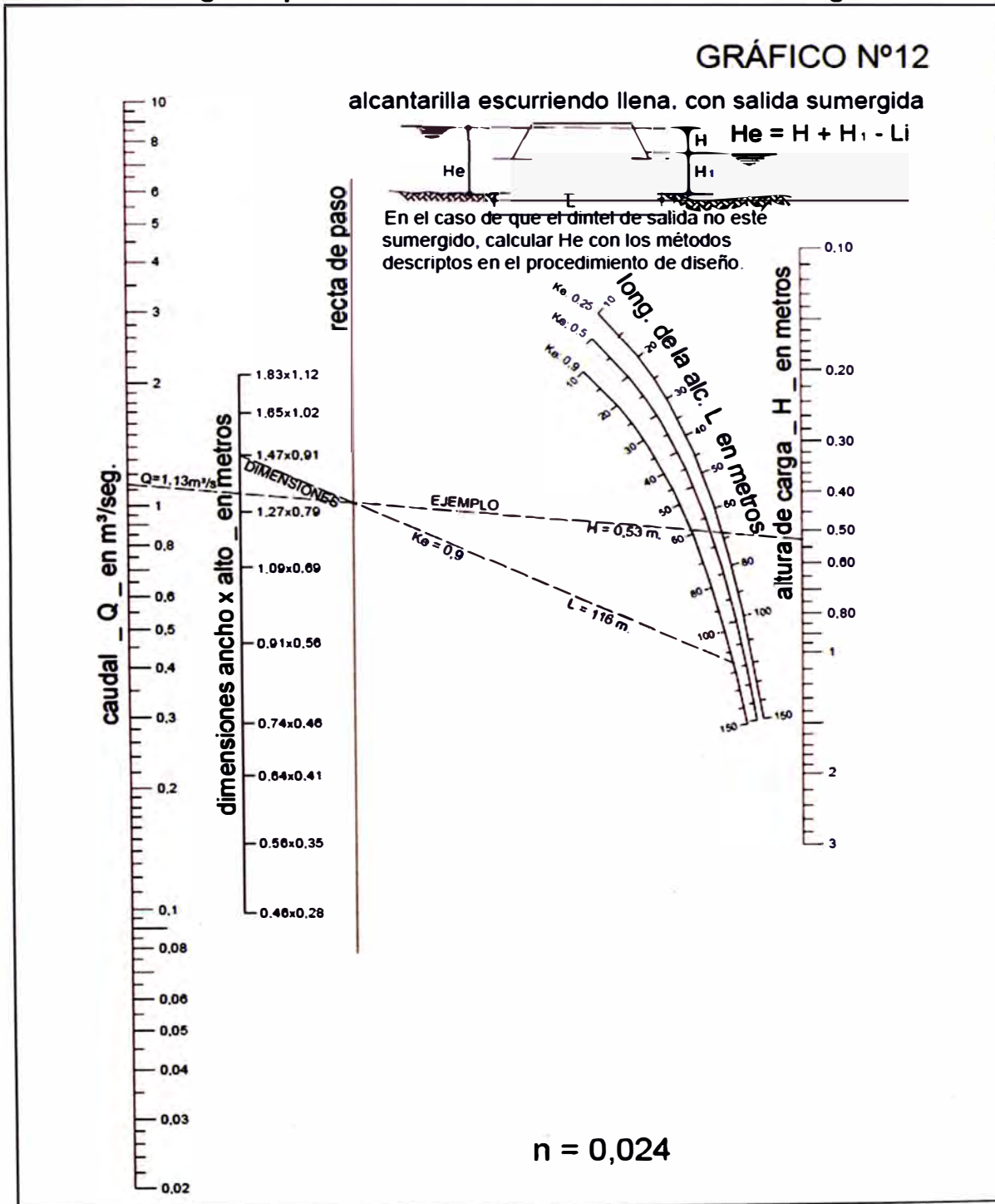
Nomograma para alcantarillas abovedadas de concreto



**Nomograma para alcantarillas circulares de metal corrugado**



Nomograma para alcantarillas abovedadas de metal corrugado





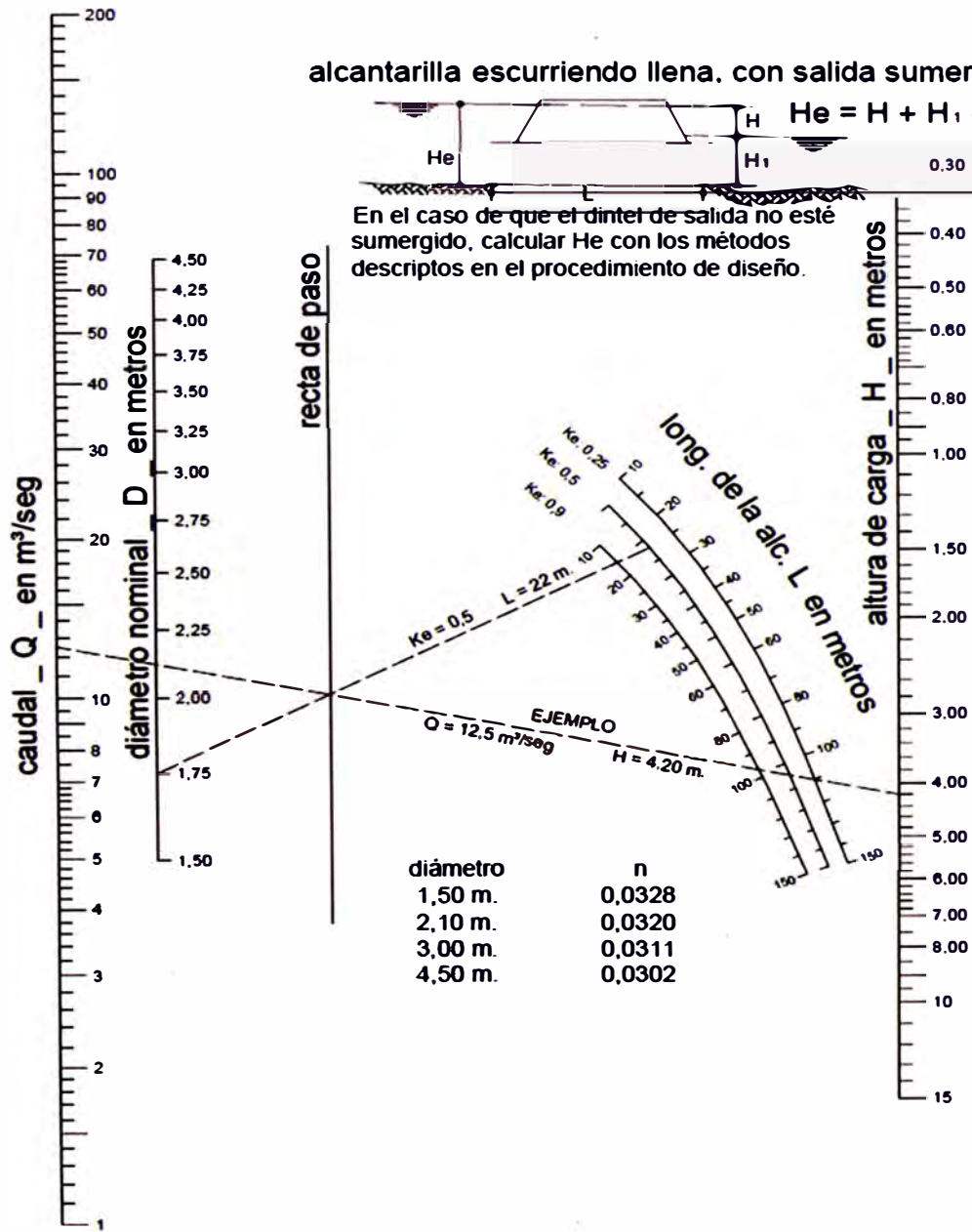
Nomograma para alcantarillas circulares de planchas de metal corrugado

GRÁFICO N°13

alcantarilla escurriendo llena. con salida sumergida



En el caso de que el dintel de salida no esté sumergido, calcular He con los métodos descritos en el procedimiento de diseño.



diámetro	n
1,50 m.	0,0328
2,10 m.	0,0320
3,00 m.	0,0311
4,50 m.	0,0302

n = 0,0328 A 0,0302

## ANEXO 2.1: CLASIFICACIÓN DEL SUELOS

Clasificación de Suelos según AASTHO

CLASIFICACIÓN GENERAL	MATERIALES GRANULARES (36% ó menos que pasa por el tamiz n° 200)						MATERIALES LIMO- ARCILLOSOS Más del 35% que pasa por el tamiz n° 200				
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Clasificación en grupos	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
<b>Análisis granulométrico, % que pasa</b>											
Tamiz n° 10 .....	50 máx.										
Tamiz n° 40 .....	30 máx.	50 máx.	51 mín.								
Tamiz n° 200 .....	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
<b>Características de la fracción que pasa por el tamiz n°40 :</b>											
Limite líquido .....			NP	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad .....	6 máx.			10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
<b>Índice de grupo .....</b>	0	0	0	0	0	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.	
<b>Materiales que constituyen fundamentalmente estos grupos .....</b>	Fragmentos de piedra, grava y arena.		Arena fina	Grava y arena limosas ó arenosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos	

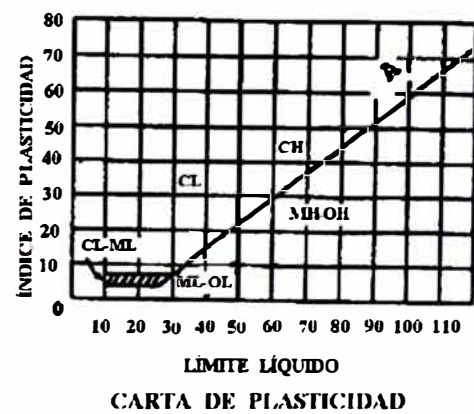
**PROCEDIMIENTO.** Valiéndose de los resultados de los ensayos realizados, proceder de izquierda a derecha en la tabla hasta encontrar por eliminación el grupo correcto. El primer grupo de la izquierda con el cual se cumplan los datos es la clasificación correcta del suelo. El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual ó menor que LL-30. El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es igual ó mayor que LL-30.

### Clasificación de Suelos según SUCS

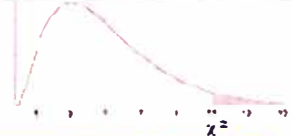
Divisiones principales		Símbolo del grupo	Nombre clásico	Método de identificación en campo excluyendo partículas mayores de 75 mm	Clasificación de laboratorio		
1	2	3	4	5	6		
Suelos de grano grueso Más de la mitad del material es mayor que el t. n°200	GRAVAS Más de la mitad de los gruesos es > 5mm Para clasificación visual el tamiz n°4 equivale a 5 mm	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, poco o ningún fino	Amplio margen de variación del grano y cantidades importantes de todos los tamaños intermedios de los granos	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ $1 < C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} < 3$		
		GP	Gravas pobremente graduadas, mezclas de grava y arena, poco o ningún fino	Predomina un tamaño o una serie de tamaños faltando algunos tamaños intermedios			
		GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo	Finos no plásticos o con baja plasticidad (para procedimiento de identificación ver grupo ML)			
		GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla	Finos plásticos (para procedimiento de identificación ver grupo CL)			
		SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, poco o ningún fino	Amplio margen de variación del grano y cantidades importantes de todos los tamaños intermedios de los granos			
		SP	Arenas pobremente graduadas, arenas con grava, poco o ningún fino	Predomina un tamaño o una serie de tamaños faltando algunos tamaños intermedios			
	ARENAS Más de la mitad de los gruesos es < 5 mm	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo	Finos no plásticos o con baja plasticidad (para procedimiento de identificación ver grupo ML)	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $1 < C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} < 3$		
		SC	Arenas arcillosas, mezcla de arena y arcilla	Finos plásticos (para procedimiento de identificación ver grupo CL)			
		Método de identificación en la fracción menor de tamiz n°40 (0.4 mm)		Resistencia a la rotura		Dilatancia	Plasticidad
		ML	Limos inorgánicos de baja compresibilidad	Ninguna a ligera		Rápida a lenta	Ninguna
Suelos de grano fino Más de la mitad del material es menor que el t. n°200	Limos y arcillas. Límite líquido menor que 50	CL	Arcillas inorgánicas de baja a media compresibilidad, arcillas con gravas, arcillas arenosas, arcillas limosas	Media a alta	Ninguna a muy lenta	Media	
		OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja compresibilidad	Ligera a media	Lenta	Ligera	
		MH	Limos orgánicos de alta compresibilidad	Ligera a media	Lenta a ninguna	Ligera a media	
	Limos y arcillas. Límite líquido mayor que 50	CH	Arcillas inorgánicas de alta compresibilidad	Alta a muy alta	Ninguna	Alta	
		OH	Arcillas y limos orgánicos de media a alta compresibilidad	Media a alta	Ninguna a muy lenta	Ligera a media	
		Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos	Facilmente identificable por el color olor, tacto esponjoso y a menudo textura fibrosa			

Usar la curva granulométrica para identificar las fracciones

Determinar los % de grava y arena después de la curva granulométrica y después el % de finos (fracción menor que el tamiz n°200)

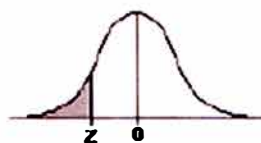


### ANEXO 3.1: VALORES CRÍTICOS DE LA DISTRIBUCIÓN CHI –CUADRADO PARA LA DISTRIBUCIÓN NORMAL



$\alpha$	0,001	0,005	0,01	0,02	0,025	0,03	0,04	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	$\alpha$
1	10,828	7,879	6,635	5,412	5,024	4,709	4,218	3,841	2,706	2,072	1,642	1,323	1,074	0,873	0,708	1
2	13,816	10,597	9,210	7,824	7,378	7,013	6,438	5,991	4,605	3,794	3,219	2,773	2,408	2,100	1,833	2
3	16,266	12,838	11,345	9,837	9,348	8,947	8,311	7,815	6,251	5,317	4,642	4,108	3,665	3,283	2,946	3
4	18,467	14,860	13,277	11,668	11,143	10,712	10,026	9,488	7,779	6,745	5,989	5,385	4,878	4,438	4,045	4
5	20,515	16,750	15,086	13,388	12,833	12,375	11,644	11,070	9,236	8,115	7,289	6,626	6,064	5,573	5,132	5
6	22,458	18,548	16,812	15,033	14,449	13,968	13,198	12,592	10,645	9,446	8,558	7,841	7,231	6,695	6,211	6
7	24,322	20,278	18,475	16,622	16,013	15,509	14,703	14,067	12,017	10,748	9,803	9,037	8,383	7,806	7,283	7
8	26,124	21,955	20,090	18,168	17,535	17,010	16,171	15,507	13,362	12,027	11,030	10,219	9,524	8,909	8,351	8
9	27,877	23,589	21,666	19,679	19,023	18,480	17,608	16,919	14,684	13,288	12,242	11,389	10,656	10,006	9,414	9
10	29,588	25,188	23,209	21,161	20,483	19,922	19,021	18,307	15,987	14,534	13,442	12,549	11,781	11,097	10,473	10
11	31,264	26,757	24,725	22,618	21,920	21,342	20,412	19,675	17,275	15,767	14,631	13,701	12,899	12,184	11,530	11
12	32,909	28,300	26,217	24,054	23,337	22,742	21,785	21,026	18,549	16,989	15,812	14,845	14,011	13,266	12,584	12
13	34,528	29,819	27,688	25,472	24,736	24,125	23,142	22,362	19,812	18,202	16,985	15,984	15,119	14,345	13,636	13
14	36,123	31,319	29,141	26,873	26,119	25,493	24,485	23,685	21,064	19,406	18,151	17,117	16,222	15,421	14,685	14
15	37,697	32,801	30,578	28,259	27,488	26,848	25,816	24,996	22,307	20,603	19,311	18,245	17,322	16,494	15,733	15
16	39,252	34,267	32,000	29,633	28,845	28,191	27,136	26,296	23,542	21,793	20,465	19,369	18,418	17,565	16,780	16
17	40,790	35,718	33,409	30,995	30,191	29,523	28,445	27,587	24,769	22,977	21,615	20,489	19,511	18,633	17,824	17
18	42,312	37,156	34,805	32,346	31,526	30,845	29,745	28,869	25,989	24,155	22,760	21,605	20,601	19,699	18,868	18
19	43,820	38,582	36,191	33,687	32,852	32,158	31,037	30,144	27,204	25,329	23,900	22,718	21,689	20,764	19,910	19
20	45,315	39,997	37,566	35,020	34,170	33,462	32,321	31,410	28,412	26,498	25,038	23,828	22,775	21,826	20,951	20
21	46,797	41,401	38,932	36,343	35,479	34,759	33,597	32,671	29,615	27,662	26,171	24,935	23,858	22,888	21,991	21
22	48,268	42,796	40,289	37,659	36,781	36,049	34,867	33,924	30,813	28,822	27,301	26,039	24,939	23,947	23,031	22
23	49,728	44,181	41,638	38,968	38,076	37,332	36,131	35,172	32,007	29,979	28,429	27,141	26,018	25,006	24,069	23
24	51,179	45,559	42,980	40,270	39,364	38,609	37,389	36,415	33,196	31,132	29,553	28,241	27,096	26,063	25,106	24
25	52,620	46,928	44,314	41,566	40,646	39,880	38,642	37,652	34,382	32,282	30,675	29,339	28,172	27,118	26,143	25
26	54,052	48,290	45,642	42,856	41,923	41,146	39,889	38,885	35,563	33,429	31,795	30,435	29,246	28,173	27,179	26
27	55,476	49,645	46,963	44,140	43,195	42,407	41,132	40,113	36,741	34,574	32,912	31,528	30,319	29,227	28,214	27
28	56,892	50,993	48,278	45,419	44,461	43,662	42,370	41,337	37,916	35,715	34,027	32,620	31,391	30,279	29,249	28
29	58,301	52,336	49,588	46,693	45,722	44,913	43,604	42,557	39,087	36,854	35,139	33,711	32,461	31,331	30,283	29
30	59,703	53,672	50,892	47,962	46,979	46,160	44,834	43,773	40,256	37,990	36,250	34,800	33,530	32,382	31,316	30
31	61,098	55,003	52,191	49,226	48,232	47,402	46,059	44,985	41,422	39,124	37,359	35,887	34,598	33,431	32,349	31
32	62,487	56,328	53,486	50,487	49,480	48,641	47,282	46,194	42,585	40,256	38,466	36,973	35,665	34,480	33,381	32
33	63,870	57,648	54,776	51,743	50,725	49,876	48,500	47,400	43,745	41,386	39,572	38,058	36,731	35,529	34,413	33
34	65,247	58,964	56,061	52,995	51,967	51,107	49,716	48,602	44,903	42,514	40,676	39,141	37,795	36,576	35,444	34
35	66,619	60,275	57,342	54,244	53,203	52,335	50,928	49,802	46,059	43,640	41,778	40,223	38,859	37,623	36,475	35
40	73,402	66,766	63,691	60,436	59,342	58,428	56,946	55,758	51,805	49,244	47,269	45,616	44,165	42,848	41,622	40
60	99,607	91,952	88,379	84,580	83,298	82,225	80,482	79,082	74,397	71,341	68,972	66,981	65,227	63,628	62,135	60
80	124,839	116,321	112,329	108,069	106,629	105,422	103,459	101,879	96,578	93,106	90,405	88,130	86,120	84,284	82,566	80
90	137,208	128,299	124,116	119,648	118,136	116,869	114,806	113,145	107,565	103,904	101,054	98,650	96,524	94,581	92,761	90
100	149,449	140,169	135,807	131,142	129,561	128,237	126,079	124,342	118,498	114,659	111,667	109,141	106,906	104,862	102,946	100
120	173,617	163,648	158,950	153,918	152,211	150,780	148,447	146,567	140,233	136,062	132,806	130,055	127,616	125,383	123,289	120
140	197,451	186,847	181,840	176,471	174,648	173,118	170,624	168,613	161,827	157,352	153,854	150,894	148,269	145,863	143,604	140

### ANEXO 3.2: DISTRIBUCIÓN NORMAL

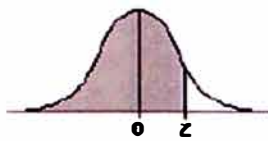


**TABLA I (A)**

**DISTRIBUCIÓN NORMAL TIPIFICADA  $N(0, 1)$**

La tabla proporciona, para cada valor de  $z$ , el área que queda a su izquierda.

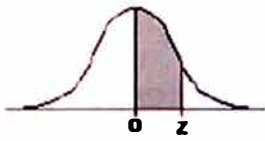
<b>z</b>	<b>0'00</b>	<b>0'01</b>	<b>0'02</b>	<b>0'03</b>	<b>0'04</b>	<b>0'05</b>	<b>0'06</b>	<b>0'07</b>	<b>0'08</b>	<b>0'09</b>
-4'4	0'00001	0'00001	0'00001	0'00000	0'00000	0'00000	0'00000	0'00000	0'00000	0'00000
-4'3	0'00001	0'00001	0'00001	0'00001	0'00001	0'00001	0'00001	0'00001	0'00001	0'00001
-4'2	0'00001	0'00001	0'00001	0'00001	0'00001	0'00001	0'00001	0'00001	0'00001	0'00001
-4'1	0'00002	0'00002	0'00002	0'00002	0'00002	0'00002	0'00002	0'00002	0'00002	0'00001
-4'0	0'00003	0'00003	0'00003	0'00003	0'00003	0'00003	0'00002	0'00002	0'00002	0'00002
-3'9	0'00005	0'00005	0'00004	0'00004	0'00004	0'00004	0'00004	0'00004	0'00003	0'00003
-3'8	0'00007	0'00007	0'00007	0'00006	0'00006	0'00006	0'00006	0'00005	0'00005	0'00005
-3'7	0'00011	0'00010	0'00010	0'00010	0'00009	0'00009	0'00009	0'00008	0'00008	0'00008
-3'6	0'00016	0'00015	0'00015	0'00014	0'00014	0'00013	0'00013	0'00012	0'00012	0'00011
-3'5	0'00023	0'00023	0'00022	0'00021	0'00020	0'00019	0'00019	0'00018	0'00017	0'00017
-3'4	0'00034	0'00033	0'00032	0'00030	0'00029	0'00028	0'00027	0'00026	0'00025	0'00024
-3'3	0'00049	0'00047	0'00045	0'00044	0'00042	0'00041	0'00039	0'00038	0'00036	0'00035
-3'2	0'00069	0'00067	0'00064	0'00062	0'00060	0'00058	0'00056	0'00054	0'00052	0'00050
-3'1	0'00097	0'00094	0'00091	0'00088	0'00085	0'00082	0'00079	0'00077	0'00074	0'00071
-3'0	0'00135	0'00131	0'00127	0'00123	0'00119	0'00115	0'00111	0'00107	0'00104	0'00101
-2'9	0'00187	0'00181	0'00175	0'00169	0'00164	0'00159	0'00154	0'00149	0'00144	0'00139
-2'8	0'00256	0'00248	0'00240	0'00233	0'00226	0'00219	0'00212	0'00205	0'00199	0'00193
-2'7	0'00347	0'00336	0'00326	0'00317	0'00307	0'00298	0'00289	0'00280	0'00272	0'00264
-2'6	0'00466	0'00453	0'00440	0'00427	0'00415	0'00402	0'00391	0'00379	0'00368	0'00357
-2'5	0'00621	0'00604	0'00587	0'00570	0'00554	0'00539	0'00523	0'00508	0'00494	0'00480
-2'4	0'00820	0'00798	0'00776	0'00755	0'00734	0'00714	0'00695	0'00676	0'00657	0'00639
-2'3	0'01072	0'01044	0'01017	0'00990	0'00964	0'00939	0'00914	0'00889	0'00866	0'00842
-2'2	0'01390	0'01355	0'01321	0'01287	0'01255	0'01222	0'01191	0'01160	0'01130	0'01101
-2'1	0'01786	0'01743	0'01700	0'01659	0'01618	0'01578	0'01539	0'01500	0'01463	0'01426
-2'0	0'02275	0'02222	0'02169	0'02118	0'02068	0'02018	0'01970	0'01923	0'01876	0'01831
-1'9	0'02872	0'02807	0'02743	0'02680	0'02619	0'02559	0'02500	0'02442	0'02385	0'02330
-1'8	0'03593	0'03515	0'03438	0'03362	0'03288	0'03216	0'03144	0'03074	0'03005	0'02938
-1'7	0'04457	0'04363	0'04272	0'04182	0'04093	0'04006	0'03920	0'03836	0'03754	0'03673
-1'6	0'05480	0'05370	0'05262	0'05155	0'05050	0'04947	0'04846	0'04746	0'04648	0'04551
-1'5	0'06681	0'06552	0'06426	0'06301	0'06178	0'06057	0'05938	0'05821	0'05705	0'05592
-1'4	0'08076	0'07927	0'07780	0'07636	0'07493	0'07353	0'07214	0'07078	0'06944	0'06811
-1'3	0'09680	0'09510	0'09342	0'09176	0'09012	0'08851	0'08692	0'08534	0'08379	0'08226
-1'2	0'11507	0'11314	0'11123	0'10935	0'10749	0'10565	0'10383	0'10204	0'10027	0'09853
-1'1	0'13567	0'13350	0'13136	0'12924	0'12714	0'12507	0'12302	0'12100	0'11900	0'11702
-1'0	0'15866	0'15625	0'15386	0'15150	0'14917	0'14687	0'14457	0'14231	0'14007	0'13786
-0'9	0'18406	0'18141	0'17879	0'17619	0'17361	0'17106	0'16853	0'16602	0'16354	0'16109
-0'8	0'21186	0'20897	0'20611	0'20327	0'20045	0'19766	0'19489	0'19215	0'18925	0'18673
-0'7	0'24196	0'23885	0'23576	0'23270	0'22965	0'22663	0'22363	0'22065	0'21770	0'21476
-0'6	0'27425	0'27093	0'26763	0'26435	0'26109	0'25785	0'25463	0'25143	0'24825	0'24510
-0'5	0'30854	0'30503	0'30153	0'29806	0'29550	0'29116	0'28774	0'28434	0'28096	0'27760
-0'4	0'34446	0'34090	0'33724	0'33360	0'32997	0'32636	0'32276	0'31918	0'31561	0'31207
-0'3	0'38209	0'37828	0'37448	0'37070	0'36693	0'36317	0'35942	0'35569	0'35197	0'34827
-0'2	0'42074	0'41683	0'41294	0'40905	0'40517	0'40129	0'39743	0'39358	0'38974	0'38591
-0'1	0'46017	0'45620	0'45234	0'44828	0'44433	0'44038	0'43644	0'43251	0'42858	0'42465
-0'0	0'50000	0'49601	0'49202	0'48803	0'48405	0'48006	0'47608	0'47210	0'46812	0'46414



**TABLA I (B)**  
**DISTRIBUCIÓN NORMAL TIPIFICADA  $N(0, 1)$**

La tabla proporciona, para cada valor de z, el área que queda a su izquierda.

z	0'00	0'01	0'02	0'03	0'04	0'05	0'06	0'07	0'08	0'09
0'0	0'50000	0'50399	0'50798	0'51197	0'51595	0'51994	0'52392	0'52790	0'53188	0'53586
0'1	0'53983	0'54380	0'54766	0'55172	0'55567	0'55962	0'56356	0'56749	0'57142	0'57535
0'2	0'57926	0'58317	0'58706	0'59095	0'59483	0'59871	0'60257	0'60642	0'61026	0'61409
0'3	0'61791	0'62172	0'62552	0'62930	0'63307	0'63683	0'64058	0'64431	0'64803	0'65173
0'4	0'65554	0'65910	0'66276	0'66640	0'67003	0'67364	0'67724	0'68082	0'68439	0'68793
0'5	0'69146	0'69497	0'69847	0'70194	0'70450	0'70884	0'71226	0'71566	0'71904	0'72240
0'6	0'72575	0'72907	0'73237	0'73565	0'73891	0'74215	0'74537	0'74857	0'75175	0'75490
0'7	0'75804	0'76115	0'76424	0'76730	0'77035	0'77337	0'77637	0'77935	0'78230	0'78524
0'8	0'78814	0'79103	0'79389	0'79673	0'79955	0'80234	0'80511	0'80785	0'81075	0'81327
0'9	0'81594	0'81859	0'82121	0'82381	0'82639	0'82894	0'83147	0'83398	0'83646	0'83891
1'0	0'84134	0'84375	0'84614	0'84850	0'85083	0'85313	0'85543	0'85769	0'85993	0'86214
1'1	0'86433	0'86650	0'86864	0'87076	0'87286	0'87493	0'87698	0'87900	0'88100	0'88298
1'2	0'88493	0'88686	0'88877	0'89065	0'89251	0'89435	0'89617	0'89796	0'89973	0'90147
1'3	0'90320	0'90490	0'90658	0'90824	0'90988	0'91149	0'91308	0'91466	0'91621	0'91774
1'4	0'91924	0'92073	0'92220	0'92364	0'92507	0'92647	0'92786	0'92922	0'93056	0'93189
1'5	0'93319	0'93448	0'93574	0'93699	0'93822	0'93943	0'94062	0'94179	0'94295	0'94408
1'6	0'94520	0'94630	0'94738	0'94845	0'94950	0'95053	0'95154	0'95254	0'95352	0'95449
1'7	0'95543	0'95637	0'95728	0'95818	0'95907	0'95994	0'96080	0'96164	0'96246	0'96327
1'8	0'96407	0'96485	0'96562	0'96638	0'96712	0'96784	0'96856	0'96926	0'96995	0'97062
1'9	0'97128	0'97193	0'97257	0'97320	0'97381	0'97441	0'97500	0'97558	0'97615	0'97670
2'0	0'97725	0'97778	0'97831	0'97882	0'97932	0'97982	0'98030	0'98077	0'98124	0'98169
2'1	0'98214	0'98257	0'98300	0'98341	0'98382	0'98422	0'98461	0'98500	0'98537	0'98574
2'2	0'98610	0'98645	0'98679	0'98713	0'98745	0'98778	0'98809	0'98840	0'98870	0'98899
2'3	0'98928	0'98956	0'98983	0'99010	0'99036	0'99061	0'99086	0'99111	0'99134	0'99158
2'4	0'99180	0'99202	0'99224	0'99245	0'99266	0'99286	0'99305	0'99324	0'99343	0'99361
2'5	0'99379	0'99396	0'99413	0'99430	0'99446	0'99461	0'99477	0'99492	0'99506	0'99520
2'6	0'99534	0'99547	0'99560	0'99573	0'99585	0'99598	0'99609	0'99621	0'99632	0'99643
2'7	0'99653	0'99664	0'99674	0'99683	0'99693	0'99702	0'99711	0'99720	0'99728	0'99736
2'8	0'99744	0'99752	0'99760	0'99767	0'99774	0'99781	0'99788	0'99795	0'99801	0'99807
2'9	0'99813	0'99819	0'99825	0'99831	0'99836	0'99841	0'99846	0'99851	0'99856	0'99861
3'0	0'99865	0'99869	0'99873	0'99877	0'99881	0'99885	0'99889	0'99893	0'99896	0'99899
3'1	0'99903	0'99906	0'99909	0'99912	0'99915	0'99918	0'99921	0'99923	0'99926	0'99929
3'2	0'99931	0'99933	0'99936	0'99938	0'99940	0'99942	0'99944	0'99946	0'99948	0'99950
3'3	0'99951	0'99953	0'99955	0'99956	0'99958	0'99959	0'99961	0'99962	0'99964	0'99965
3'4	0'99966	0'99967	0'99968	0'99970	0'99971	0'99972	0'99973	0'99974	0'99975	0'99976
3'5	0'99977	0'99977	0'99978	0'99979	0'99980	0'99981	0'99981	0'99982	0'99983	0'99983
3'6	0'99984	0'99985	0'99985	0'99986	0'99986	0'99987	0'99987	0'99988	0'99988	0'99989
3'7	0'99989	0'99990	0'99990	0'99990	0'99991	0'99991	0'99991	0'99992	0'99992	0'99992
3'8	0'99993	0'99993	0'99993	0'99994	0'99994	0'99994	0'99994	0'99995	0'99995	0'99995
3'9	0'99995	0'99995	0'99996	0'99996	0'99996	0'99996	0'99996	0'99996	0'99997	0'99997
4'0	0'99997	0'99997	0'99997	0'99997	0'99997	0'99997	0'99998	0'99998	0'99998	0'99998
4'1	0'99998	0'99998	0'99998	0'99998	0'99998	0'99998	0'99998	0'99998	0'99999	0'99999
4'2	0'99999	0'99999	0'99999	0'99999	0'99999	0'99999	0'99999	0'99999	0'99999	0'99999
4'3	0'99999	0'99999	0'99999	0'99999	0'99999	0'99999	0'99999	0'99999	0'99999	0'99999
4'4	0'99999	0'99999	0'99999	1'00000	1'00000	1'00000	1'00000	1'00000	1'00000	1'00000



**TABLA II**

**DISTRIBUCIÓN NORMAL TIPIFICADA  $N(0, 1)$**

La tabla proporciona el área que queda comprendida entre 0 y z.

z	0'00	0'01	0'02	0'03	0'04	0'05	0'06	0'07	0'08	0'09
0'0	0'00000	0'00399	0'00798	0'01197	0'01595	0'01994	0'02392	0'02790	0'03188	0'03586
0'1	0'03983	0'04380	0'04766	0'05172	0'05567	0'05962	0'06356	0'06749	0'07142	0'07535
0'2	0'07926	0'08317	0'08706	0'09095	0'09483	0'09871	0'10257	0'10642	0'11026	0'11409
0'3	0'11791	0'12172	0'12552	0'12930	0'13307	0'13683	0'14058	0'14431	0'14803	0'15175
0'4	0'15554	0'15910	0'16276	0'16640	0'17003	0'17364	0'17724	0'18082	0'18439	0'18793
0'5	0'19146	0'19497	0'19847	0'20194	0'20540	0'20884	0'21226	0'21566	0'21904	0'22240
0'6	0'22575	0'22907	0'23237	0'23565	0'23891	0'24215	0'24537	0'24857	0'25175	0'25490
0'7	0'25804	0'26115	0'26424	0'26730	0'27035	0'27337	0'27637	0'27935	0'28230	0'28524
0'8	0'28814	0'29103	0'29389	0'29673	0'29955	0'30234	0'30511	0'30785	0'31057	0'31327
0'9	0'31594	0'31859	0'32121	0'32381	0'32639	0'32894	0'33147	0'33398	0'33646	0'33891
1'0	0'34134	0'34375	0'34614	0'34850	0'35083	0'35313	0'35543	0'35769	0'35993	0'36214
1'1	0'36433	0'36650	0'36864	0'37076	0'37286	0'37493	0'37698	0'37900	0'38100	0'38298
1'2	0'38493	0'38686	0'38877	0'39065	0'39251	0'39435	0'39617	0'39796	0'39973	0'40147
1'3	0'40320	0'40490	0'40658	0'40824	0'40988	0'41149	0'41308	0'41466	0'41621	0'41774
1'4	0'41924	0'42073	0'42220	0'42364	0'42507	0'42647	0'42786	0'42922	0'43056	0'43189
1'5	0'43319	0'43448	0'43574	0'43699	0'43822	0'43943	0'44062	0'44179	0'44295	0'44408
1'6	0'44520	0'44630	0'44738	0'44845	0'44950	0'45053	0'45154	0'45254	0'45352	0'45449
1'7	0'45543	0'45637	0'45728	0'45818	0'45907	0'45994	0'46080	0'46164	0'46246	0'46327
1'8	0'46407	0'46485	0'46562	0'46638	0'46712	0'46784	0'46856	0'46926	0'46995	0'47062
1'9	0'47128	0'47193	0'47257	0'47320	0'47381	0'47441	0'47500	0'47558	0'47615	0'47670
2'0	0'47725	0'47778	0'47831	0'47882	0'47932	0'47982	0'48030	0'48077	0'48124	0'48169
2'1	0'48214	0'48257	0'48300	0'48341	0'48382	0'48422	0'48461	0'48500	0'48537	0'48574
2'2	0'48610	0'48645	0'48679	0'48713	0'48745	0'48778	0'48809	0'48840	0'48870	0'48899
2'3	0'48928	0'48956	0'48983	0'49010	0'49036	0'49061	0'49086	0'49111	0'49134	0'49158
2'4	0'49180	0'49202	0'49224	0'49245	0'49266	0'49286	0'49305	0'49324	0'49343	0'49361
2'5	0'49379	0'49396	0'49413	0'49430	0'49446	0'49461	0'49477	0'49492	0'49506	0'49520
2'6	0'49534	0'49547	0'49560	0'49573	0'49585	0'49598	0'49609	0'49621	0'49632	0'49643
2'7	0'49653	0'49664	0'49674	0'49683	0'49693	0'49702	0'49711	0'49720	0'49728	0'49736
2'8	0'49744	0'49752	0'49760	0'49767	0'49774	0'49781	0'49788	0'49795	0'49801	0'49807
2'9	0'49813	0'49819	0'49825	0'49831	0'49836	0'49841	0'49846	0'49851	0'49856	0'49861
3'0	0'49865	0'49869	0'49873	0'49877	0'49881	0'49885	0'49889	0'49893	0'49896	0'49899
3'1	0'49903	0'49906	0'49909	0'49912	0'49915	0'49918	0'49921	0'49923	0'49926	0'49929
3'2	0'49931	0'49933	0'49936	0'49938	0'49940	0'49942	0'49944	0'49946	0'49948	0'49950
3'3	0'49951	0'49953	0'49955	0'49956	0'49958	0'49959	0'49961	0'49962	0'49964	0'49965
3'4	0'49966	0'49967	0'49968	0'49970	0'49971	0'49972	0'49973	0'49974	0'49975	0'49976
3'5	0'49977	0'49977	0'49978	0'49979	0'49980	0'49981	0'49981	0'49982	0'49983	0'49983
3'6	0'49984	0'49985	0'49985	0'49986	0'49986	0'49987	0'49987	0'49988	0'49988	0'49989
3'7	0'49989	0'49990	0'49990	0'49990	0'49991	0'49991	0'49991	0'49992	0'49992	0'49992
3'8	0'49993	0'49993	0'49993	0'49994	0'49994	0'49994	0'49994	0'49995	0'49995	0'49995
3'9	0'49995	0'49995	0'49996	0'49996	0'49996	0'49996	0'49996	0'49996	0'49997	0'49997
4'0	0'49997	0'49997	0'49997	0'49997	0'49997	0'49997	0'49998	0'49998	0'49998	0'49998
4'1	0'49998	0'49998	0'49998	0'49998	0'49998	0'49998	0'49998	0'49998	0'49999	0'49999
4'2	0'49999	0'49999	0'49999	0'49999	0'49999	0'49999	0'49999	0'49999	0'49999	0'49999
4'3	0'49999	0'49999	0'49999	0'49999	0'49999	0'49999	0'49999	0'49999	0'49999	0'49999
4'4	0'49999	0'49999	0'49999	0'50000	0'50000	0'50000	0'50000	0'50000	0'50000	0'50000

### ANEXO 3.3: VALORES CRÍTICOS DE LA DISTRIBUCIÓN DE KOLMOGOROV - SMIRNOV

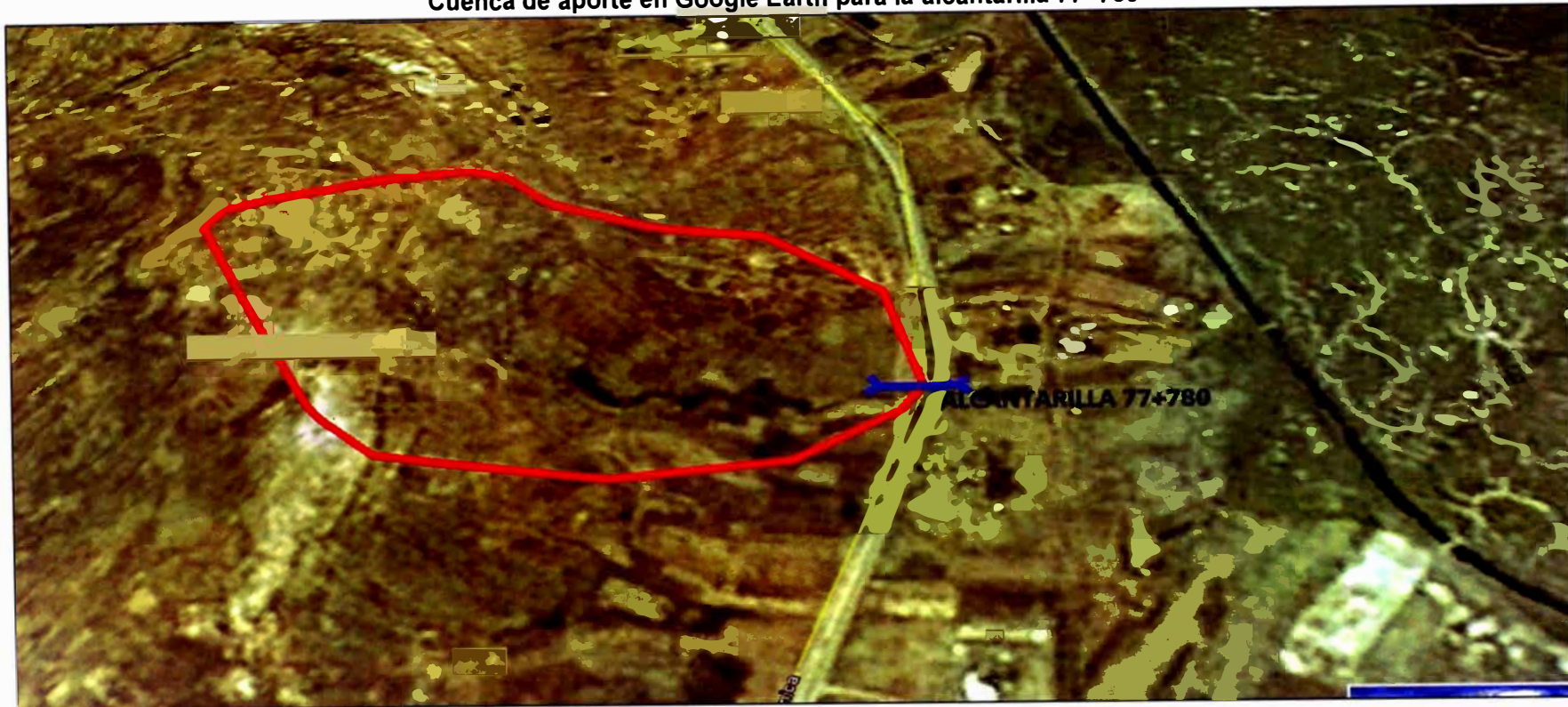
$n$	$\alpha = 0.2$	$\alpha = 0.1$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.02$	$\alpha = 0.01$
1	0.900	0.950	0.975	0.990	0.995
2	0.684	0.776	0.842	0.900	0.929
3	0.565	0.636	0.708	0.785	0.829
4	0.493	0.565	0.624	0.689	0.734
5	0.447	0.509	0.563	0.627	0.669
6	0.410	0.468	0.519	0.577	0.617
7	0.381	0.436	0.483	0.538	0.576
8	0.359	0.410	0.454	0.507	0.542
9	0.339	0.387	0.430	0.480	0.513
10	0.323	0.369	0.409	0.457	0.486
11	0.308	0.352	0.391	0.437	0.468
12	0.296	0.338	0.375	0.419	0.449
13	0.285	0.325	0.361	0.404	0.432
14	0.275	0.314	0.349	0.390	0.418
15	0.266	0.304	0.338	0.377	0.404
16	0.258	0.295	0.327	0.366	0.392
17	0.250	0.286	0.318	0.355	0.381
18	0.244	0.279	0.309	0.346	0.371
19	0.237	0.271	0.301	0.337	0.361
20	0.232	0.265	0.294	0.329	0.352
21	0.226	0.259	0.287	0.321	0.344
22	0.221	0.253	0.281	0.314	0.337
23	0.216	0.247	0.275	0.307	0.330
24	0.212	0.242	0.269	0.301	0.323
25	0.208	0.238	0.264	0.295	0.317
26	0.204	0.233	0.259	0.290	0.311
27	0.200	0.229	0.254	0.284	0.305
28	0.197	0.225	0.250	0.279	0.300
29	0.193	0.221	0.246	0.275	0.295
30	0.190	0.218	0.242	0.270	0.290
35	0.177	0.202	0.224	0.251	0.269
40	0.165	0.189	0.210	0.235	0.252
45	0.156	0.179	0.198	0.222	0.238
50	0.148	0.170	0.188	0.211	0.226
55	0.142	0.162	0.180	0.201	0.216
60	0.136	0.155	0.172	0.193	0.207
65	0.131	0.149	0.166	0.185	0.199
70	0.126	0.144	0.160	0.179	0.192
75	0.122	0.139	0.154	0.173	0.185
80	0.118	0.135	0.150	0.167	0.179
85	0.114	0.131	0.145	0.162	0.174
90	0.111	0.127	0.141	0.158	0.169
95	0.108	0.124	0.137	0.154	0.165
100	0.106	0.121	0.134	0.150	0.161
$n > 100$	$1.07/\sqrt{n}$	$1.22/\sqrt{n}$	$1.36/\sqrt{n}$	$1.52/\sqrt{n}$	$1.63/\sqrt{n}$

( $n$  = Tamaño de la muestra)



## ANEXO 4.1 CUENCA DE APORTE

Cuenca de aporte en Google Earth para la alcantarilla 77+780



## ANEXO 4.2: INFORMACIÓN DE CAMPO DE LAS ALCANTARILLA 77+780

### Información de campo de la alcantarilla 77 + 780

<b>Carretera:</b>	<b>Azangaro-Pto. Inambari</b>		<b>Fecha:</b>	28/01/2010	
<b>Tramo:</b>	Asillo San Anton	<b>Progresiva:</b>	77+780	<b>Pto. GPS:</b>	169.0
<b>N°:</b>	009	<b>Grupo:</b>		<b>Nombre:</b>	Alcantarilla
<b>Foto N°:</b>					
<b>1.0 Tipo de Estructura</b>					
<input type="checkbox"/> Pontón <input checked="" type="checkbox"/> Alcantarilla <input type="checkbox"/> Badén <input type="checkbox"/> Puente <input type="checkbox"/> Otro					
<b>2.0 Características Físicas</b>					
Sentido:	ID	Emplazamiento:	<input type="checkbox"/> Corte	Funcion:	<input type="checkbox"/> Pluvial
N° de Ojos:	1		<input checked="" type="checkbox"/> Relleno		<input type="checkbox"/> Río
			<input type="checkbox"/> Media Ladera	<input checked="" type="checkbox"/> Quebrada	<input type="checkbox"/> Onda Intermitente
				<input type="checkbox"/> Alivio	<input type="checkbox"/> Riego
Material:	<input checked="" type="checkbox"/> Concreto	<input type="checkbox"/> TMC	<input type="checkbox"/> HDPE	<input type="checkbox"/> Madera	
<b>3.0 Dimensiones</b>					
Seccion	<input checked="" type="checkbox"/> Rectangular	<input type="checkbox"/> Circular	<input type="checkbox"/> Boveda	<input type="checkbox"/> Arco	
Dimensiones	Altura Total	2.1	Cobertura		
	Luz	1	Diámetro		
	Alto	1	Ømayor		Luz
	Espesor	0.2	Ømenor		Alto
					Dimensión Característica
<b>4.0 Características de los Lados de la Estructura</b>					
<b>4.1 Lado Izquierdo</b>			<b>4.2 Lado Derecho</b>		
<b>4.1.1 Tipo</b>			<b>4.2.1 Tipo</b>		
<input type="checkbox"/> proyectada <input type="checkbox"/> Buzón <input checked="" type="checkbox"/> Cabezal c/Alas <input type="checkbox"/> Cabezal Muro <input type="checkbox"/> Parapeto <input type="checkbox"/> Otro			<input type="checkbox"/> proyectada <input type="checkbox"/> Buzón <input checked="" type="checkbox"/> Cabezal c/Alas <input type="checkbox"/> Cabezal Muro <input type="checkbox"/> Parapeto <input type="checkbox"/> Otro		
<b>4.1.2 Material</b>			<b>4.2.2 Material</b>		
<input checked="" type="checkbox"/> Concreto <input type="checkbox"/> Mampostería <input type="checkbox"/> Muro Seco <input type="checkbox"/> Gavión <input type="checkbox"/> Otro			<input checked="" type="checkbox"/> Concreto <input type="checkbox"/> Mampostería <input type="checkbox"/> Muro Seco <input type="checkbox"/> Gavión <input type="checkbox"/> Otro		
<b>5.0 Condiciones Físicas</b>					
<b>5.1 Superficie de Rodadura</b>		<b>5.2 Taludes del Camino</b>		<b>5.3 Entrada/Salida</b>	
Asfaltado	<input checked="" type="checkbox"/>	Surcos	Izq <input type="checkbox"/> Der <input type="checkbox"/>	Erosión de Entregas	Izq <input type="checkbox"/> Der <input type="checkbox"/>
Afirmado	<input type="checkbox"/>	Cárcavas	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Fisuras	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Trocha	<input type="checkbox"/>	Vegetación	<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Grietas	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
		Nada	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Desprendimiento	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<b>5.4 Estado del Conducto</b>					
<input type="checkbox"/> Corrosión <input type="checkbox"/> Abrasión <input type="checkbox"/> Fisuras/Grietas <input type="checkbox"/> Asentamiento <input type="checkbox"/> Det. Juntas <input type="checkbox"/> Desprendimiento					
<input checked="" type="checkbox"/> Buen estado					
<b>5.5 Cauca</b>					
<b>5.5.1 Secc. Trans.</b>			<b>5.5.2 Material del lecho</b>		
Trapezoidal	<input type="checkbox"/>	Pendiente:	Gruoso	<input type="checkbox"/>	D50
Rectangular	<input type="checkbox"/>	Ancho:	Fino	<input type="checkbox"/>	
Triangular	<input type="checkbox"/>	Alto:	Roca	<input type="checkbox"/>	
Sin Cauca	<input type="checkbox"/>	Talud:			
<b>6.0 Comentarios y Foto</b>					
<b>Alcantarillas</b> Y= 0.30 L=11.00 S=1° Sedimentación =0.0 Esviaje=90°					
<b>Lados de La estructura</b> <b>Cabezal de entrada</b> Alero de 45°: L=1.2, A=2.80 Ochavos de 0.15x0.15 Emboquillado: L=2.00, A=2.8					
<b>Cabezal de salida</b> Alero de 45°: L=1.2, A=2.80 Ochavos de 0.15x0.15 Emboquillado: L=2.00, A=2.8 Nivel del terreno es menor que el de la alcantarilla Desloga al campo					
<b>Via</b> L=7.20					
<b>Otros</b> Reemplaza a la 77+800					