

170718
20 30 20
98290000

DISEÑO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DE DRENAJES MENORES DE CARRETERAS

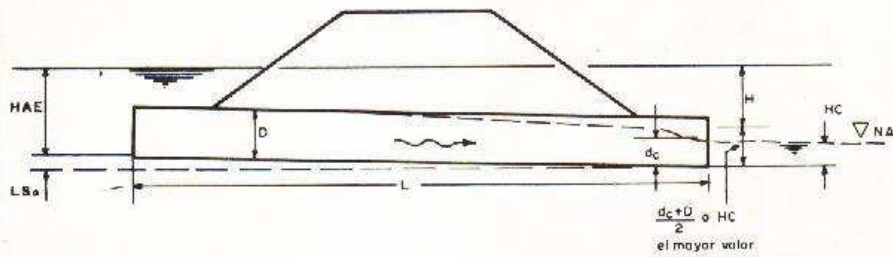


FIGURA 3.6 CONTROL A LA SALIDA. AGUA DE COLA

NO CUBRE LA SALIDA

SAN JOSE , COSTA RICA

1969



MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES
DIRECCION GENERAL DE PLANIFICACION
EVALUACION DE PROYECTOS

DISEÑO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DE
DRENAJES MENORES DE CARRETERAS

Segunda reproducción de la Tesis de Grado
presentada por el Ing. Ramiro Camboa a la
Escuela de Ingeniería Civil de la Universi
dad de Costa Rica.

San José, Costa Rica
Mayo de 1969



R E S U M E N

Esta obra consta de tres capítulos y un anexo.

En el primer capítulo se señala la necesidad de dedicar mayores esfuerzos a la tecnificación del diseño de carreteras. Se explica el método de investigación seguido y se dan los alcances y limitaciones de la obra.

En el segundo capítulo se analizan todas las variables que entran en el cálculo del caudal a drenar. Especialmente se estudian los conceptos de precipitación, tiempo de concentración, coeficiente de escorrentía, área a drenar y la estimación de velocidades en canales naturales y artificiales. Para una mayor facilidad en el diseño de drenajes, se incluyen nomogramas y gráficos para calcular las tormentas de diseño, tiempos de concentración y coeficientes de escorrentía.

En el capítulo tercero se hace un estudio teórico del funcionamiento hidráulico de las alcantarillas. Estas son analizadas primero como conductos con control a la entrada (orificios), luego con control a la salida y finalmente funcionando con caudal crítico.

Se incluye la metodología resumida para seleccionar el tamaño de las alcantarillas y se presentan una serie de gráficos y tablas que permiten calcular rápidamente las alcantarillas, haciendo más fácil el ensayo de varios tipos y sistemas de drenaje.

El anexo incluye varios ejemplos prácticos que ilustran la metodología estudiada.



I N D I C E

I N D I C E

Página

CAPITULO I

INTRODUCCION	1
--------------	---

CAPITULO II

HIDROLOGIA	5
------------	---

2.1 La Hidrología	5
2.2 Caudal de Diseño	6
2.2.1 El método racional	7
2.2.2 Factores que afectan la escorrentía	8
2.2.3 Area tributaria	11
2.2.4 Análisis de una tormenta	12
2.2.5 Período de retorno	14
2.2.6 Tiempo de concentración	20
2.2.6.1 Fórmula de Manning	23
2.2.7 Coeficiente de escorrentía	31

CAPITULO III

HIDRAULICA DE LAS ALCANTARILLAS	37
---------------------------------	----

3.1 Contenido	37
3.2 Funcionamiento Hidráulico de las Alcantarillas	37
3.3 Alcantarillas con Control a la Entrada	39
3.3.1 Uso de gráficos para el cálculo de alcantarillas con control a la entrada	40
3.4 Alcantarillas con Control a la Salida	43
3.4.1 La carga H	43
3.4.2 Métodos para encontrar la carga de agua a la entrada, HAE . .	49
3.4.3 Cálculo del agua de cola HC	51
3.4.4 Resumen de la metodología para calcular HAE	52

	<u>Página</u>
3.5 Máxima Velocidad Permisible	55
3.5.1 Velocidad máxima y mínima en alcantarillas	59
3.6 Cálculo de la Velocidad del Agua	59
3.7 Procedimiento Resumido para Seleccionar el Tamaño de las Alcantarillas	62
3.8 Flujo Crítico	63
3.8.1 Flujo crítico en alcantarillas rectangulares	65
3.8.2 Flujo crítico en alcantarillas circulares	68

A N E X O

APLICACION DE LA METODOLOGIA A PROBLEMAS PRACTICOS	86
EJEMPLO Nº 1	86
EJEMPLO Nº 2	93
EJEMPLO Nº 3	99
REFERENCIAS	100

INDICE DE GRAFICOS Y TABLAS

TABLA		<u>Página</u>
2.1	Período de Retorno	17
2.2	Velocidades de Escurrimiento	21
2.3	Valores para Calcular el Coeficiente de Rugosidad	29
2.4	Valores de Coeficiente de Escorrentía	35
3.1	Coeficientes, C_e , de Pérdida de Carga a la Entrada	47
3.2	Valores de la n de Manning para Alcantarillas	48
FIGURA		
2.1	Lluvia Acumulada	12
2.2	Curva de Intensidad-Tiempo	12
2.3	Isoyetas en mm para Lluvia con una Hora de Duración, que puede Esperarse una vez cada año	25
2.4	Lluvias máximas con duración de una hora para diferentes períodos de retorno	26
2.5	Curvas Estandar de Intensidad-Duración	27
2.6	Tiempo de Concentración	28
2.7	Sección Transversal de un canal Natural	30
2.8	Coeficientes de Escorrentía para Zonas Rurales	34
3.1	Alcantarilla con Control a la Entrada	40
3.2	Alcantarillas con Control a la Entrada	41
3.3	Alcantarillas con Control a la Salida	42
3.4	Diagramas para definir las Líneas de Energía y de Gradiente Hidráulico	46
3.5	Control a la salida. Agua de Cola Cubre la Salida	53
3.6	Control a la Salida. Agua de Cola no Cubre la Salida	53
3.7	Elementos para el Análisis de Flujo Crítico	64
3.8	Planta y Sección Longitudinal de una Alcantarilla rectangular mostrando Elementos de Flujo Crítico	66
3.9	Dimensiones de la Sección de un Conducto Rectangular con Caudal Crítico	68
3.10	Elementos de Caudal Crítico en Tubos Circulares	71
GRAFICO		
3.1	Tubos de Concreto con Control a la Entrada	76
3.2	Alcantarillas de Cuadro con Control a la Entrada	77
3.3	Tubos de Metal Corrugado con Control a la Entrada	78
3.4	Control a la Salida. Tubos de Concreto a Sección Plena	79
3.5	Control a la Salida. Alcantarillas de Cuadro de Concreto a sección plena	80

INDICE DE GRAFICOS Y TABLAS

GRAFICO		<u>Página</u>
3.6	Control a la Salida. Tubos de Metal Corrugado a Sección Plena . .	81
3.7	Control a la Salida. Tubos de Láminas Estructurales de Metal co- rrugado a Sección Plena	82
3.8	Profundidad Crítica. Conductos Circulares	83
3.9	Profundidad Crítica. Conductos Circulares	84
3.10	Profundidad Crítica. Conductos Rectangulares	85

CAPITULO I

INTRODUCCION

El primer principio científico en la construcción de carreteras puede ser expresado en tres palabras: "una fundación seca"; principio que se conoce desde el año 1893, según un trabajo que preparó la Comisión de Carreteras de Massachusetts, U. S. A.

Modernamente se ha comprobado que un camino se debe diseñar en función de sus drenajes ya que las deficiencias en estos repercutirán en el costo futuro del mantenimiento e incluso puede ser la causa de la destrucción total del mismo.

El proyectista de carreteras debe tener siempre presente, como elemento básico, el gran valor y la importancia capital de los drenajes para que la vía alcance su objetivo primordial: atender con eficiencia la circulación del tránsito bajo las condiciones prevaletientes y según las características técnicas del diseño.

Hasta hace poco tiempo las dificultades para diseñar un buen drenaje llevaron a los ingenieros a abordar el asunto de una manera no muy rigurosa, dejando al lado muchos principios científicos. Buscaron en general soluciones intermedias que la mayoría de las veces conducen a diseñar obras poco eficientes, dando lugar en el futuro a nuevos gastos, que sumados a la inversión inicial, sobrepasan los costos, totales de un diseño correcto regido por principios científicos de la ingeniería, desde el momento de planear la obra.

Las frecuentes inundaciones producidas por ríos, quebradas o simples canales de agua; las calles urbanas convertidas casi en lagos, indican la necesidad de buscar mejores soluciones al problema. Estos y otros problemas, como canales cubiertos por sedimentos, cunetas desmedidamente erosionadas, desliza -

mientos, en los taludes, calzadas que se inundan, etc., son un reto para el ingeniero vial que cada vez se ve obligado a aplicar nuevas técnicas para resolver económicamente todas estas complicaciones.

En especial se debe dedicar gran atención a los problemas que presentan los suelos cuando son afectados por el escurrimiento de las aguas, y a la manera de remediar los daños que estas pueden causar. Esto redundará en una economía en los costos de mantenimiento de los caminos y beneficiará a sus usuarios, evitando atrasos por obstrucciones a la vía (derrumbes), o por hundimientos, provocados por erosión excesiva.

Hay muchos factores que considerar en la solución de estos problemas, algunos de difícil análisis, aún para el ingeniero experimentado, y la determinación de las variables que entran en el diseño demanda bastante investigación, recopilación de datos, consulta de trabajos de laboratorio, etc. Sin embargo todo esfuerzo que se haga para prevenir daños y pérdidas redundará en beneficios a lo largo de la vida de la obra.

Este estudio es un esfuerzo encaminado a sistematizar y facilitar la aplicación práctica de los principios científicos de la Hidrología y la Hidráulica a los problemas del drenaje menor en obras viales.

Se trata aquí de poner a la disposición de los asistentes técnicos de los ingenieros que diseñan carreteras, una serie de datos y de conceptos científicos presentados en forma sencilla. Se ha tratado de cubrir todos los aspectos necesarios para lograr mejores soluciones en los problemas prácticos del drenaje, facilitando la labor de ingeniería.

En resumen este trabajo pretende ser solamente un instrumento de uso cotidiano, para el diseño hidrológico e hidráulico de drenajes menores de carreteras en Costa Rica; y está concebido para ser usado por técnicos de nivel inter

medio, cuyos conocimientos de las ciencias básicas de la ingeniería relacionados con la Hidrología y la Hidráulica, no sean necesariamente muy profundos. El objetivo principal se cumpliría si mediante esta especie de manual, el ingeniero vial pudiera delegar la mayoría del análisis de rutina a sus asistentes técnicos, para dedicarse a analizar con profundidad problemas económicos y de diseño especial en las obras bajo su responsabilidad.

No se ha pretendido que los sistemas presentados correspondan a una investigación exhaustiva; falta mucho por estudiar e investigar sobre estos temas. Cabe agregar que dentro de la literatura existente se conocen muchos otros métodos, a menudo bastante complicados, aplicables especialmente a la solución de los problemas que se plantean en el caso de estructuras para drenajes mayores (Puentes).

Por otro lado existen bastantes experiencias de laboratorio y hay gran número de trabajos hechos principalmente en Estados Unidos y Europa, que aparecen dispersos en revistas, folletos y otras publicaciones en diferentes idiomas, y que no siempre son directamente aplicables a las condiciones de Costa Rica en forma tal que no permiten al proyectista su uso inmediato y fácil. Este problema se ha querido resolver en parte mediante la presentación de gráficos y tablas que se han adaptado en este trabajo.

Sin embargo queda aún mucho trabajo por hacer, complementario al presente, sobre temas tales como control de erosiones, subdrenajes, drenes verticales, asentamientos, protección de taludes contra erosión, drenaje en zonas pantanosas, funcionamiento de tomas, tragantes, cunetas y otras obras conexas a los trabajos de alcantarillado pluvial.

La amplitud del tema es prácticamente ilimitada, por lo que sólo se pueda ir atacando por partes, llevando a cabo trabajos similares al presente.

Finalmente, si mediante los principios y las técnicas recomendadas en este estudio, se logra reducir en parte el empirismo, obteniéndose mayor eficiencia en la obra de drenaje de caminos, menores costos y una mayor capacidad técnica del personal que labora en sus diseños, se habrá cumplido el principal objetivo del presente trabajo.

CAPITULO II

H I D R O L O G I A

2.1 La Hidrología

La Hidrología comprende el estudio de las aguas de la tierra. Su estudio interesa en cuanto trata de la precipitación y escurrimiento superficial.

Grandes esfuerzos se han dedicado, principalmente a partir de la Segunda Guerra Mundial, al estudio de la Hidrología aplicada a las carreteras. En casi todos los países se han creado oficinas o instituciones encargadas de llevar registros de lluvias, inundaciones y otros fenómenos meteorológicos.

Para el estudio de las precipitaciones pluviométricas en un país dado es necesario tener datos de todas las lluvias ocurridas en varios lugares del país durante gran cantidad de años. En Costa Rica se tienen algunos registros para la ciudad de San José desde el año 1893, hasta 1916, año en que fueron interrumpidos. No será sino a partir del año 1953 que vuelva a tomar auge el registro de precipitaciones pluviométricas.

El Departamento de Agricultura de los Estados Unidos ha efectuado estudios de escorrentía desde el año 1918. Sin embargo en Costa Rica apenas se están comenzando a realizar, principalmente después de la creación del Instituto Costarricense de Electricidad.

Sería muy conveniente que la Dirección General de Vialidad del Ministerio de Transportes contara con un departamento dedicado a estudios hidrológicos e hidráulicos, aplicables al diseño de vías. Es necesario acumular experiencia. No se puede diseñar con base en libros sólo aplicables a otras latitudes. La Estadística no usa pasaporte. Grupos de técnicos, interesados en estos fenómenos, debieran hacer observaciones meteorológicas y de sus consecuencias; del escurrimiento en pequeñas cuencas, de coeficientes de escorrentía y tiempos de concentración, del comportamiento de alcantarillas, canales, subdrenajes, etc.

Sólo así puede un país llegar a contar con una valiosa experiencia que permita a los ingenieros diseñar con seguridad, eficiencia y economía.

2.2 Caudal de Diseño

El caudal de agua que se selecciona para diseñar una alcantarilla o canal es función del tamaño y forma de la cuenca; de la longitud, pendiente y otras características hidráulicas del canal principal; del tipo de suelo y cultivos que se tengan; y depende, principalmente de la precipitación pluviométrica o tormenta de diseño.

Para el diseño de alcantarillas y otras estructuras pequeñas de drenaje, las descargas pico a considerar son principalmente obtenidas de pequeñas cuencas rurales. Investigaciones hidrológicas han llevado a la conclusión de que hay una diferencia muy notable entre las cuencas pequeñas y las cuencas grandes. Las primeras son muy sensibles a las precipitaciones pluviales intensas y a los cambios en el uso de la tierra; mientras que tales efectos disminuyen en las cuencas grandes debido al almacenamiento del agua en los canales.

Muchos métodos se han propuesto para encontrar la descarga en pequeñas cuencas. Ven Te Chow (1)*, para cuencas menores de 24 Km² (cuencas pequeñas), hace la siguiente clasificación de los métodos para calcular la descarga:

- 1.- Con base en el juicio y experiencia individual.
- 2.- Clasificación y Diagnósis. Por este método las áreas de drenaje se clasifican según sus características (topografía, pendientes, tipo de suelo, etc.), señalándose los tamaños de alcantarilla según el tipo de área.

* Los números entre paréntesis corresponden a las referencias que aparecen al final de esta tesis

- 3.- Reglas Empíricas, sin ninguna base científica.
- 4.- Métodos de fórmulas. Una de las fórmulas más conocidas, correspondiente a este método, es la desarrollada por Arthur N. Talbot en el año 1887 (2).
- 5.- Métodos de Tablas y Gráficos. En lugar de fórmulas, se confeccionan tablas y gráficos. La tabla de James Dun (del año 1906) es un ejemplo.
- 6.- Método de Observaciones Directas. Implican levantamientos de campo del área de drenaje y de las características de sus canales y hacer estudios hidráulicos e hidrológicos precisos.
- 7.- El Método Racional. Usa la conocida Fórmula Racional, presentada por Emil Kuichling en el año 1889, y mejorada posteriormente por otros.
- 8.- Métodos de Correlación de Factores. Involucran la correlación de importantes factores hidrológicos. El resultado se puede presentar en fórmulas y/o nomogramas para su aplicación práctica. Son ejemplos: El Método de Cook (3), el método de descargas pico para el diseño de drenajes para carreteras (4, 5) y el Método de las Correlaciones Múltiples (6).
- 9.- Hidrógrafos Sintéticos. Por este método, la teoría de hidrógrafos se aplica a los datos hidrológicos para derivar hidrógrafos sintéticos para diseñar drenajes menores. Estos métodos fueron desarrollados por el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos, y a este grupo pertenece el presentado por Ven Te Chow en la X Conferencia de la División de Hidráulica de la A.S.C.E. en 1961 (1).

2.2.1 El Método Racional

En el método racional se asume que el caudal máximo para un punto dado se

alcanza cuando todas las partes del área tributaria están contribuyendo con su escorrentía superficial durante un período de precipitación máxima. Para lograr esto, la tormenta máxima (de diseño) debe prolongarse durante un período igual o mayor que el que necesita la gota de agua más lejana para llegar hasta el punto considerado (tiempo de concentración).

La parte del agua llovida que escurre y origina el caudal de diseño, depende de una serie de factores que serán analizados en la sección 2.2.2 bajo el título: "Factores que Afectan la Escorrentía".

El método racional está representado por la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{1}{3.6} CiA \quad (E - 2.1)$$

Siendo:

Q = Caudal de diseño, en m³/seg.

C = Coeficiente de escorrentía, o razón de máxima escorrentía a precipitación media durante el tiempo de concentración.

i = intensidad de la precipitación media durante el tiempo de concentración, en milímetros/hora.

A = Area drenada en Km².

Al aplicar el método racional surgen las mayores dificultades cuando se trata de seleccionar el coeficiente escorrentía y el tiempo de concentración.

2.2.2 Factores que Afectan la Escorrentía

La escorrentía se puede considerar como un producto del ciclo hidrológico. Como tal, está afectada por gran cantidad de factores. Ven Te Chow (1) clasifica esos factores de la siguiente manera:

I. Factores Climáticos

A. Precipitación

1. Intensidad.
2. Duración.
3. Distribución a través del tiempo.
4. Distribución en la cuenca.
5. Frecuencia.
6. Localización geográfica.

B. Nieve

C. Evapotranspiración

II. Factores Fisiográficos

A. Características de la cuenca

1. Factores geométricos.

- a) Area drenada
- b) Forma
- c) Pendiente
- d) Densidad de las corrientes

2. Factores Físicos.

- a) Uso de la tierra
- b) Condiciones de infiltración
- c) Tipos de suelos
- d) Condiciones geológicas (permeabilidad, capacidad de almacenamiento de agua de la superficie, etc.)
- e) Condiciones topográficas (lagos, pantanos, etc.)

B. Características del Canal

1. Capacidad de acarreo, considerando tamaño y forma de la sección, pendiente y rugosidad.
2. Capacidad de almacenamiento.

Los factores climáticos se analizarán en los artículos 2.2.4 y 2.2.5, exceptuándose el concepto de "distribución de la precipitación en la cuenca", que como se verá más adelante no se incluye en el Método Racional. La influencia de la evapotranspiración es pequeña y se desprecia en este estudio. El caso de la nieve tampoco se considera.

Los factores fisiográficos quedan incluidos en el estudio que se hará del tiempo de concentración y del coeficiente de escorrentía (Secciones 2.2.6 y 2.2.7).

Ninguno de los métodos conocidos para calcular el caudal de diseño toma en cuenta todos los factores mencionados anteriormente. El Método Racional, tampoco los incluye en su totalidad, como se verá a continuación, dando origen a algunas críticas que se hacen a este método.

En una cuenca particular con características físicas definidas, la escorrentía cambia de un mes a otro y de una estación lluviosa a otra. Variaciones en la intensidad de la lluvia, cantidad de agua total precipitada, temperatura, estado de crecimiento de la vegetación, humedad del suelo previa a la tormenta de diseño, cambian la fracción de agua que escurre.

Por ejemplo, en un estudio hecho por la División de Drenaje y Control de Agua del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos de América, durante los años 1939 a 1946, se obtuvo para una cuenca de 8 Km² el siguiente resultado (7): Para una misma intensidad de precipitación (22 mm/h) y con una duración de 90 minutos, pero en un caso siendo alto el contenido de humedad del suelo al comenzar la tormenta de diseño, habiendo escasa o ninguna vegetación y produciéndose la máxima intensidad cerca del final de la tormenta y en el otro caso dándose las condiciones mínimas opuestas, se observó una variación en el valor del coeficiente de escorrentía (Ver definición en artículo 2.2.7) de un

470%. Claro que estos casos extremos no son los más usuales. En el diseño de drenajes, en relación con la humedad inicial, se recomienda seguir la condición más desfavorable. No se justifica suponer que el suelo pueda estar seco al iniciarse la tormenta de diseño, si en el período de unos años esto no se cumple con gran frecuencia. Finalmente al analizar la condición mínima, se supone que la vegetación estará en su máximo crecimiento (esto da una mayor transpiración), y que será abundante. Al escogerse el coeficiente de escorrentía la condición más desfavorable debe preverse. Un campo con maíz en crecimiento, es probable que llegue a estar sin vegetación unos meses después, aumentando la escorrentía.

Otra desventaja del Método Racional es asignar una precipitación uniforme en toda el área drenada. Esto es menos notorio en cuencas pequeñas, como son la mayor parte de las que corresponden a drenajes menores.

Por eso se continúa investigando, y se ensayan nuevos métodos de aproximación. Sin embargo estos procedimientos demandan investigaciones costosas y son poco prácticos para pequeños drenajes, principalmente en países de pocos recursos.

Los drenajes mayores, como puentes y grandes alcantarillas ameritan estudios más precisos y complejos como la aplicación de hidrógrafos unitarios, estudios de probabilidad, frecuencia de inundaciones, comportamiento de los canales naturales, transporte y depósito de materiales, estudios en modelos hidráulicos, etc.

2.2.3 Área Tributaria

El área tributaria, o sea la superficie de la cuenca de drenaje, se puede determinar haciendo uso de fotografía aérea, mediante mapas con curvas de nivel



o efectuando un levantamiento topográfico. Sin embargo, sólo una visita al terreno permite evaluar determinados detalles que no se observan en la fotografía o en los mapas, tales como: nacientes de agua, canales artificiales recientes, pequeñas prominencias y depresiones del terreno, etc. En los reconocimientos, las mediciones se pueden hacer con cadena y brújula ya que no se necesita mucha exactitud.

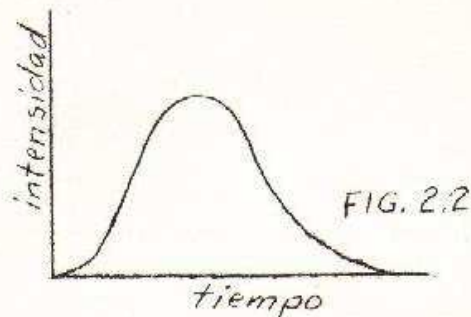
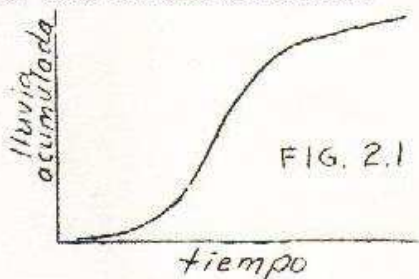
En algunos casos se puede aprovechar un canal para llevar agua de una cuenca natural a otra. Este es el caso en muchas ocasiones de cunetas de la carretera, zanjias para regadío, o canales hechos a propósito para unir dos o más pequeñas cuencas con el fin de disminuir el número de obras de drenaje en una sección de carretera.

La inspección al campo tiene la ventaja de que aporta muchos datos para estudiar las características de la cuenca y del canal de aproximación, tales como forma, pendiente, uso actual y futuro del terreno, permeabilidad y tipo de suelo.

2.2.4 Análisis de una Tormenta

Se define como intensidad de lluvia la cantidad de agua que cae por unidad de tiempo. Se mide en milímetros por hora (o pulgadas/hora).

Así por ejemplo una lluvia con intensidad de 70 mm/hr., llenaría un recipiente estándar hasta una altura de 70 mm si la lluvia se prolongara durante una hora con esa intensidad.



En la figura 2.1 se ilustra la forma usual de la curva que relaciona la cantidad acumulada de agua con el tiempo. Se puede observar que se presenta un crecimiento acelerado, llegando a una intensidad máxima hacia el centro, para luego disminuir rápidamente su crecimiento hacia el final.

La frecuencia e intensidad de las lluvias varía bastante de mes a mes, de año a año y de zona a zona geográfica y aún dentro de la misma zona afectada por la tormenta. Las formaciones montañosas y corrientes de aire varían las intensidades de las lluvias entre zonas muy próximas entre sí.

Para seleccionar una "tormenta de diseño" se recurre a la Estadística, con el fin de definir sus características.

Los datos básicos de las lluvias son obtenidos por medio de pluviógrafos (aparatos que hacen un gráfico de la precipitación acumulada conforme esta se produce) y pluviómetros (en los que un observador hace lecturas con una frecuencia regular).

De los pluviógramas interesa usar la precipitación más severa con duración de cinco minutos, de diez minutos, y así sucesivamente, para intervalos de cinco en cinco minutos, hasta varias horas y aún días. En drenajes menores pocas veces se diseña con intensidades de duración mayor de dos horas.

El paso siguiente consiste en clasificar los datos de las tormentas de acuerdo con su severidad. Las tormentas con duraciones de 5, 10, 15 minutos etc., representan el máximo observado para todas las tormentas disponibles. Analizando estos máximos se puede obtener una "tormenta compuesta". Estas tormentas consideradas con propósitos de diseño se llaman "tormentas de diseño"; y, están basadas en la premisa de que ocurrirán por lo menos una vez en un cierto período de años.

Si N es el número de años durante los que se han llevado registros de llu

vias, F la frecuencia de la tormenta de diseño (número de años en los cuales se espera que ocurra una vez), y n el rango u orden de ocurrencia, se tiene: $n = \frac{N}{F}$. Así por ejemplo, si los registros de lluvia se llevaron por un período de 32 años y se desea seleccionar la tormenta aplicable para una vez cada 10 años, el orden de ocurrencia sería $n = \frac{32}{10} = 3,2$. Para este rango se selecciona la tercera tormenta en orden de severidad para propósitos de diseño. Lógicamente habrá tormentas más severas, pero de menor frecuencia.

A continuación se plotean los datos de la tormenta compuesta que se usará con propósitos de diseño, esto es, la duración de la intensidad como una función del tiempo.

Se ha tomado como valor arbitrario para comparar con curvas estándar de intensidad, el de duración de una hora. Estas curvas permiten obtener tormentas de otra duración.

Las curvas de la figura 2.5 se obtuvieron comparando los valores de intensidades que para San José, Aeropuerto El Coco, San Isidro del General y Limón obtuvieron los señores Herrero y Barrientos (8) con los valores correspondientes para los Estados Unidos (9 y 10). Prácticamente coincidieron, excepto por pequeñas diferencias para tiempos de cinco minutos, según lo cual en Costa Rica las lluvias de corta duración y gran intensidad son de mayor magnitud que las obtenidas para condiciones similares en Norteamérica.

Las figuras 2.3 y 2.4 permiten obtener las intensidades con duración de u na hora para uno o más años respectivamente (Ver artículo 2.2.5).

2.2.5 Período de Retorno

Estadísticamente el período de retorno es el número de años entre la ocurrencia de una tormenta de determinada intensidad y la ocurrencia de otra i



gual o mayor.

En una área comercial, las aguas de inundación podrían ocasionar grandes pérdidas, entonces el diseño de las alcantarillas se debe hacer con base en tormentas que tengan un período de retorno mayor que para el caso de zonas rurales.

Siempre se debe considerar la solución más económica a largo plazo. Algunos de los factores más importantes que conviene considerar son:

- a) La frecuencia de inundaciones.
- b) Consecuencias económicas que pueda traer la inundación.
- c) El costo inicial y el costo anual a lo largo de la vida de la obra.
- d) Cualesquiera otras variantes económicas o técnicas asociadas con alternativas de diseño y de operación (11).

El efecto de drenajes deficientes en una carretera urbana principal que lleve grandes volúmenes de tránsito pesado, provocará pérdidas altas para la economía nacional si la vía se torna intransitable frecuentemente. Para este tipo de carreteras se debe diseñar con valores correspondientes a avenidas máximas que puedan suceder cada 20 o 50 años; mientras que los diseños basados en inundaciones con períodos de retorno de 5 a 10 años serán aplicables a aquellos caminos menos importantes, con menor movimiento de tránsito o en zonas bajas agrícolas y ganaderas.

Además de los daños a propiedades y a los usuarios del camino, deben considerarse los daños a la misma carretera, en la superficie de ruedo, en sus cunetas y en sus taludes. En regiones áridas los daños a los terraplenes pueden representar altas sumas de dinero. En zonas quebradas excesos de agua dañan con facilidad las cunetas y espaldones. En canales que trabajan frecuentemente a plena capacidad la tendencia a producirse socavación es mayor.

Como ilustración de estos principios se presenta el siguiente ejemplo:

Sea la precipitación igual a 50 mm/hora. Para duraciones de 20 minutos se encontraron los siguientes valores:

Intensidad para período de retorno de 20 años:

$i = 185$ mm/hora (de figuras 2.4 y 2.5)

Intensidad para período de retorno de 5 años = 144 mm/hora.

Razón entre los caudales = 1.3

Suponiendo que la alcantarilla de sección menor fuera de 0,76 m de diámetro, para el caudal mayor se tendría un tubo de 0,84 m de diámetro, cuyo costo sería 15% superior al del tubo obtenido con diseño para tormentas de una vez cada 5 años.

De igual manera comparando el diseño para período de retorno de 10 años daría un aumento aproximado en el costo de la alcantarilla de 6,5% con relación al diseño para 5 años.

El Departamento de Carreteras de California, U.S.A., recomienda que los tubos de drenaje deben trabajar sin que el agua a la entrada llegue a un nivel superior a la corona del tubo (carga de agua a la entrada igual al diámetro. Ver sección 3.3), para períodos de retorno de 10 años. Recomiendo también que los tubos pueden ser proyectados para recibir sobrecarga, tomadas las debidas precauciones, y considerando una tormenta de diseño que puede ocurrir una vez cada 100 años (12).

Para efectos de diseño, se recomienda que el período de retorno sea establecido en función de las características e importancia de la vía y del tipo de obra de drenaje.

La Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas de Venezuela recomienda los valores mostrados en la tabla siguiente (13):

TIPO DE OBRA DE DRENAJE	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)			
	AUTOPISTAS		CARRETERAS	
	AVENIDAS URBANAS	RURALES	VELOCIDAD DE DISEÑO	
			40-100 Kph	25-60 Kph
Pontones	50	50	50	25
Alcantarillas de Sección Transversal mayor de 4 m ²	50	25	25	10
Alcantarillas de sección transversal menor de 4 m ²	25	25	15	10

Para puentes el período de retorno no debe ser nunca inferior a 50 años.

Para Costa Rica, como una colaboración especial del Ingeniero Elliot Coen Paris del servicio Meteorológico Nacional, se confeccionó el mapa de la figura 2.3. Este es un mapa de Costa Rica que muestra las lluvias con duración de una hora y período de retorno de un año. Cada curva corresponde a una precipitación (isoyeta).

Para una mejor comprensión de su trabajo se copia seguidamente, adaptando lo a este trabajo, parte del informe que el señor Coen Paris adjuntara al mismo:

"...Se trazaron los gráficos individuales de períodos de recurrencia para 31 estaciones que tienen registro pluviográfico por más de 9 años. Se usó el método sugerido por la Guía de Prácticas Hidrometeorológicas de la O.M.M. (1)*.

" Una vez encontrados los períodos de recurrencia, se compararon los de

* Los números entre paréntesis corresponden a la bibliografía de este informe que aparece en la página 19 .

frecuencia de una vez en un año con los de frecuencia de una vez en 50 años, encontrándose un alto coeficiente de correlación que permitió trazar una línea de regresión.

" Con los valores determinados por la línea de regresión para distintas intensidades de lluvia se trazó el gráfico de la figura 2.4 que permite obtener los períodos de recurrencia para lluvias con tiempos de duración de 1 hora en cualquier lugar de Costa Rica (2).

" Como ejemplo vale decir que para una precipitación de 78 mm con un período de recurrencia de 10 años, el intervalo de confianza con el 68% de probabilidad es de ± 12 mm, con el 80% de probabilidad es de ± 15 mm, y con el 90% es de ± 20 mm, aproximadamente.

" Sin embargo se debe tener presente que, siendo las series de datos en su mayoría muy cortas, 11 años en promedio, al extrapolar las precipitaciones para períodos de recurrencia mayores de 10 años, el error puede sobrepasar en más de un 100% el valor de la precipitación.

" Se tomó en cuenta también para las lluvias máximas de menor duración, que estas son menos probables de ser registradas por el pluviógrafo, ya que las áreas de las precipitaciones intensas se reducen hasta valores de pocos kilómetros cuadrados, en promedio aproximado de 4 Km^2 , según las observaciones con radar y el resultado de análisis de las lluvias que han causado inundaciones en Costa Rica (3).

" Al dibujar el mapa de precipitación-duración para Costa Rica, figura 2.3, se tomó en consideración que las lluvias torrenciales de gran duración son más probables en las zonas de mayor precipitación del territorio de Costa Rica. Como base de interpolación se usó el mapa teórico de distribución de la lluvia en Costa Rica (4).

" Se modificó en poco el mapa teórico al tener en consideración que la proximidad de una celda convectiva con respecto a otra, o sea los núcleos de precipitación, se distancian unos de otros alrededor de 60 Km, por considerar que en una masa de aire en que se desarrolla un sistema a mesoescala, suprime cualquier otro sistema similar en las inmediaciones (5).

R E F E R E N C I A S:

- (1) O.M.M.: Guide to Hidrometeorological Practices, 1965, WMO N° 168.TP, 82, pág. 49 y siguientes.
- (2) SECCION DE CLIMATOLOGIA Registro de las estaciones meteorológicas de Costa Rica, Servicio Meteorológico Nacional.
- (3) SECCION HIDROMETEOROLOGICA.- Estudio de las precipitaciones que han causado inundaciones en Costa Rica, Servicio Meteorológico Nacional, inédito.
- (4) E. COLEN y A ROSALES: Lluvias, tormentas y vientos en Costa Rica, 1959, Servicio Meteorológico Nacional.
- (5) GRIFFITHS JOHN F. et al.- Research on Tropical Rainfall Patterns, Report N° 5, 1964, pág. 24.- Texas A&M.

Los valores de lluvias con una hora de duración leídos en el mapa de la figura 2.3, para cualquier punto del país, se deben adaptar por medio del gráfico de la figura 2.4 para frecuencias mayores de un año. Este gráfico muestra las tormentas con duración de una hora y con períodos de retorno de 1 a 100 años.

Una segunda corrección se deberá hacer según se explicó por medio del gráfico de la figura 2.5.

E J E M P L O

Encontrar las intensidades con duración de 18 minutos y período de retorno de 10 años, que deben usarse para diseñar una alcantarilla en Santa Cruz de Guanacaste.

S O L U C I O N

Del mapa, fig. 2.3: para Santa Cruz se tiene una precipitación de 50 mm/hora con período de retorno igual a un año.

En la figura 2.4: Para 10 años: $i = 95$ mm/hr.

Finalmente, en la figura 2.5: para $t = 18$ minutos de duración: $i = 173$ mm/hora.

2.2.6 Tiempo de Concentración

En el ejemplo anterior, la intensidad con duración de una hora, obtenida mediante principios estadísticos de los registros de lluvias en Costa Rica se utilizó para encontrar la intensidad con otro tiempo de duración (18 minutos en el ejemplo).

Para un diseño racional es necesario conocer el tiempo de concentración, que es el tiempo necesario para que una gota de agua llegue desde el punto más lejano de la cuenca hasta el punto donde se planea construir la obra de drenaje.

Cuando el tiempo de concentración es igual al tiempo de duración de la precipitación, se tiene a toda la cuenca contribuyendo y se produce el caudal máximo, ya que todas las partículas de agua provenientes de la cuenca habrán llegado al sitio en consideración.

El tiempo de concentración deberá incluir los tiempos de escurrimiento sobre terrenos, canales, cunetas y los recorridos sobre la misma estructura que

se diseña.

Todas aquellas características de la cuenca tributaria tales como dimensiones, gradientes, vegetación, y otras en menor grado, hacen variar el tiempo de concentración.

No hay un método exacto y práctico para obtener el tiempo o la velocidad de escurrimiento del agua sobre una superficie tan heterogénea como es el suelo natural.

El método más recomendable consiste en:

- 1) dividir el cauce en secciones según las pendientes y dimensiones del canal,
- 2) encontrar el tiempo de escurrimiento en cada una de ellas de acuerdo a alguna relación hidráulica tal como la fórmula de Manning (esto se hará considerando un caudal tentativo); 3) a la suma de los tiempos para las secciones, se agrega el tiempo que tarda el agua en concentrarse en el canal principal al escurrir por las laderas. Este tiempo puede obtenerse al dividir la longitud del recorrido entre las velocidades de escurrimiento tomadas de la tabla 2.2.

TABLA 2.2. VELOCIDADES DE ESCURRIMIENTO
POR LADERAS (m/mín.) REF. (13)

PENDIENTE (%)	VEGETACION DENSA O CULTIVOS	PASTOS O VEGETACION LIGERA	SIN VEGETACION
0- 5	25	40	70
5-10	50	70	120
10-15	60	90	150
15-20	70	110	180

C.E. Ramsar, del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos hacien-

do observaciones durante más de veinte años en cuencas agrícolas con pendientes medias de 5%, y con largo dos veces el promedio de su ancho, obtuvo los siguientes valores de tiempo de concentración:

Superficie (Hectáreas)	3	10	20	40	75	100	200	300	400
Tiempo de concentración (minutos)	4	6	12	17	22	26	41	56	74

Aplicando las conclusiones de Ramser a otras áreas, Kirpich, dedujo la siguiente fórmula para el tiempo de concentración:

$$t_c = 0,0195 \left(\frac{L^3}{h} \right)^{0,385} \text{ minutos. (E - 2.2)}$$

Siendo L = Longitud del cauce principal, en metros.

h = Diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal, en metros.

Para hacer el nomograma de la figura 2,6 se transformó la fórmula anterior de manera tal que L está dada en kilómetros y h en metros (14). Se obtuvo:

$$t_c = 56,77 \frac{L^{1,155}}{h^{0,385}} \quad (E - 2.3)$$

No obstante que el nomograma permite leer valores de t_c menores de 5 minutos, se recomienda usar un tiempo mínimo de concentración de 5 minutos.

Para cuencas con dos o más secciones de pendientes distintas, no es correcto sumar los valores de t_c obtenidos separadamente. Esto daría valores superiores a los verdaderos.

Generalmente la pendiente de una cuenca tiende a disminuir en las zonas más bajas, siendo aquí donde el canal toma más forma. Es entonces conveniente calcular el tiempo utilizando alguna fórmula apropiada como por ejemplo la de Manning.

2.2.6.1 Fórmula de Manning

Es la fórmula más conocida y usada en el análisis de canales abiertos, naturales y artificiales. Fue establecida por Manning en 1889, y es la siguiente:

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (E - 2.4)$$

siendo:

V = velocidad media del flujo (m/seg.)

S = pendiente del fondo del canal, longitudinalmente, (expresada en metros/metros).

R = radio hidráulico (metros), definido como la razón ($\frac{a}{p}$).

a = sección transversal de la parte del canal bajo la superficie de agua (m^2).

p = perímetro mojado, o sea el perímetro de la sección "a" que está en contacto con el agua (no con el aire). (Se expresa en metros).

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

La n de Manning se ha calculado empíricamente como un coeficiente que permanece constante para un tipo dado de canal, sin importar la pendiente del mismo, ni la velocidad y profundidad del agua. Varía principalmente con el tipo de recubrimiento del canal, obstrucciones, irregularidades y variaciones en la forma del mismo.

Los valores originales de n dados por el autor de la fórmula fueron incrementados ligeramente por Horton en 1916 al preparar una serie de experimentos para gran cantidad de tipos diferentes de canales. Estos pueden consultarse en el manual de Hidráulica de King (15).

Una manera aproximada de calcular la rugosidad de canales naturales o artificiales no recubiertos, desarrollada por el "U.S. Soil Conservation Service" es

aplicando la fórmula:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5. \quad (E - 2.5)$$

siendo:

n_0 = coeficiente básico para canales rectos, lisos y de sección uniforme,

n_1 = corrección para efecto de irregularidades superficiales.

n_2 = valor que se agrega para considerar variaciones en la forma y tamaño de la sección.

n_3 = corrección para obstrucciones.

n_4 = corrección adicional para tomar en cuenta vegetación y condiciones de flujo.

m_5 = factor de corrección que considera el efecto de los meandros.

En la tabla 2.3 se pueden escoger los valores apropiados para calcular n , según las condiciones que se tengan.

EJEMPLO:

Calcular el valor del coeficiente de Manning para un canal excavado en tierra, con taludes algo socavados, de sección bastante variable. Se notan algunas raíces y arbustos obstruyendo el paso del agua. La profundidad del agua es como dos veces la de vegetación predominante en el cauce.

La longitud del tramo medido en línea recta es 800 m; mientras que medido a lo largo del curso de agua es 1.000 m.

Solución:

$$n_0 = 0,010$$

$$n_1 = 0,010$$

$$n_2 = 0,012$$

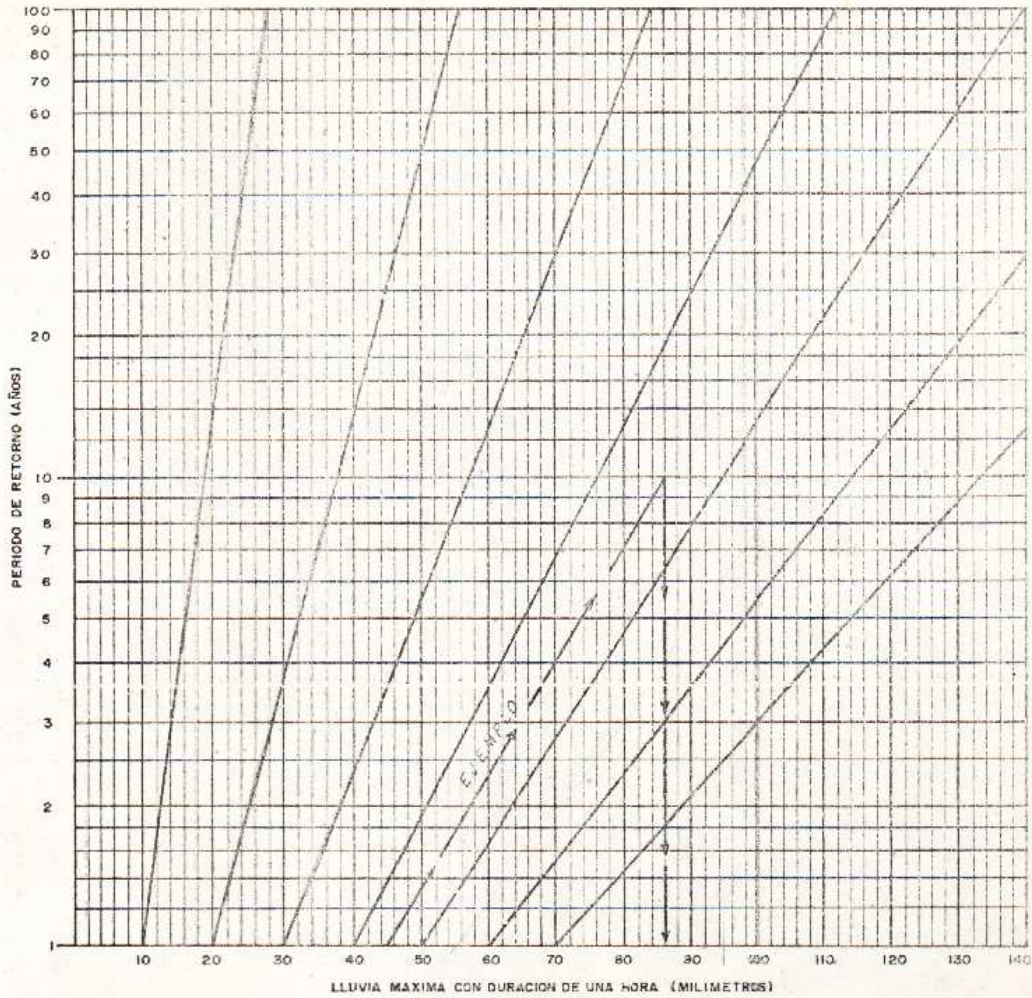
$$n_3 = 0,020$$

$$n_4 = 0,010$$

$$(n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) = 0,062$$

$$m_5 = 1,15 \quad (Lm/Ls = 1.000/800 = 1,25)$$

$$n = 0,062 \times 1,15 = 0,071$$



EJEMPLO:

SEA: Lluvia máxima con duración de una hora que se presenta una vez cada año- 45mm. (obtenida para Bagaces, Guanacaste, en Fig. 2.3)

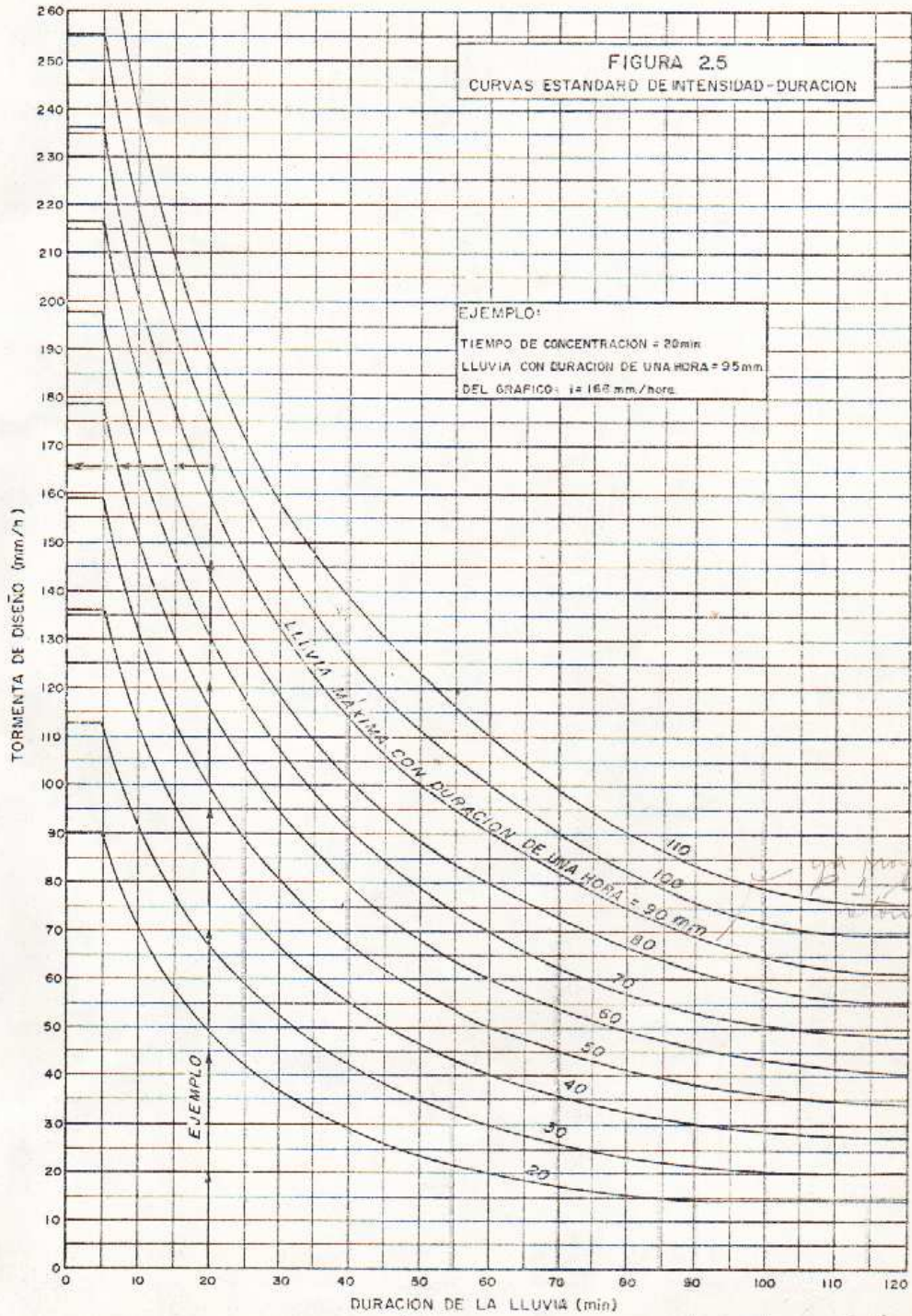
HALLAR: Lluvia máxima con duración de una hora y período de retorno 10 años.

RESPUESTA: (Del gráfico) 86 mm.

FIGURA 2.4

LLUVIAS MAXIMAS CON DURACION DE UNA HORA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

FUENTE E. Coen. Servicio Meteorológico Nacional, 1967.



tiempo de conc ent fig. 2.6

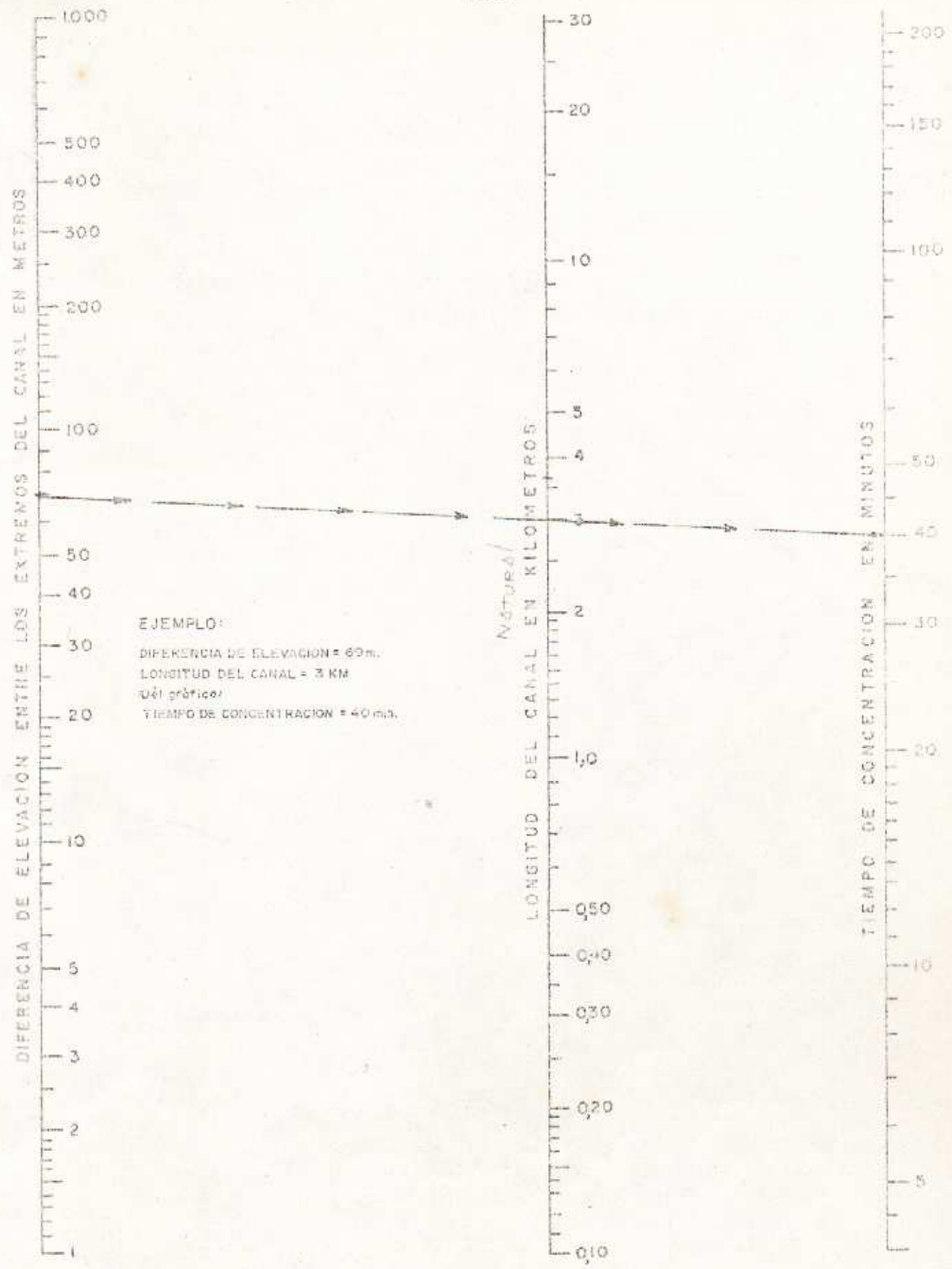


FIGURA 2.6
TIEMPO DE CONCENTRACION

TABLA 2.3
VALORES PARA CALCULAR EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD
POR LA ECUACION (L-2.5 , PAG.24)

CONDICIONES DEL CANAL		VALOR	
M A T E R I A L	TIERRA	n ₀	0,010
	ROCA SUELTA		0,015
	GRAVA FINA		0,014
	GRAVA GRUESA		0,028
GRADO DE IRREGULARIDAD SUPERFICIAL	NINGUNO, (como una superficie).	n ₁	0,000
	ESCASO, (como en canales bien dragados, o con lados algo socavados).		0,005
	MODERADO, (taludes socavados).		0,010
	SEVERO, (muy socavados, o en roca sin acabado).		0,020
VARIACION EN FORMA Y TAMAÑO DE LA SECCION	GRADUAL	n ₂	0,000
	ALTERNANDO OCASIONALMENTE		0,005
	ALTERNANDO FRECUENTEMENTE		0,010-0,015
EFECTO DE OBSTRUCCIONES	DEPRECIABLE	n ₃	0,000
	ESCASO		0,010-0,015
	APRECIABLE (raíces y arbustos)		0,020-0,030
	SEVERO (Troncos atascados, etc.)		0,040-0,060
V E G E T A C I O N	BAJA, (hierbas flexibles, profundidad del agua 3 veces la de la vegetación predominante).	n ₄	0,005-0,010
	MEDIA, (hierbas, arbustos, profundidad del agua 2 veces la altura de la vegetación media).		0,010-0,025
	ALTA, (hierbas, arbustos. Igual profundidad que altura de vegetación media).		0,025-0,050
	MUY ALTA, (profundidad del agua es como 1/2 de la altura de la vegetación predominante).		0,050-0,100
EFECTO DE LOS MEAN - DROS (*)	ESCASO, $\frac{L_m}{L_s}$ entre 1,0-1,2	m ₅	1,00
	APRECIABLE, $\frac{L_m}{L_s} = 1,2-1,5$		1,15
	CONSIDERABLE, $\frac{L_m}{L_s} > 1,5$		1,30

(*) Lm = longitud del tramo medio a lo largo del curso del agua.

Ls = longitud del tramo medida en línea recta.

Los canales naturales deben muchas veces ser rectificados en las zonas cercanas a las alcantarillas. En general el mejor alineamiento para una alcantarilla se obtiene siguiendo el canal natural. Cuando esto no es posible se deberá en todo caso, procurar no alterar la tendencia natural del agua, evitando principalmente los cambios bruscos en alineamientos vertical y horizontal, así como en la sección transversal.

La sección más eficiente y resistente a la erosión es la parabólica (16 p. 160). Sin embargo son más usuales los canales trapezoidales debido a la mayor facilidad que presentan para calcularlos y construirlos.

Existen gran cantidad de tablas y gráficos que ayudan notablemente en el cálculo de canales (Ver referencias: 15, tablas 93 y 94; 16, figura 7.2; 3, apéndice C; 2, figuras 142 a 144).

Generalmente una sección muy ancha da velocidades más bajas, debido a su gran radio hidráulico; por eso es conveniente en el fondo de los canales anchos hacer canales más pequeños de tal manera que estos lleven las aguas más usuales y aquellos las avenidas máximas.

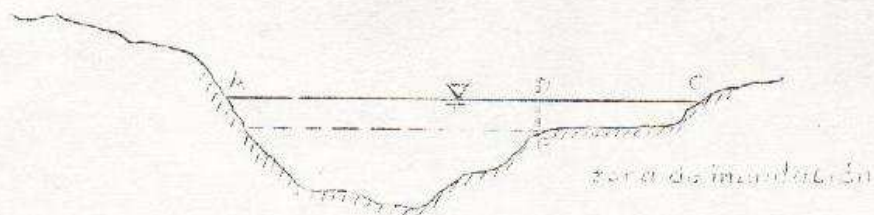


FIG. 2.7 Sección transversal de un canal natural.

La forma de la sección transversal de un canal natural generalmente no es una figura geométrica sencilla. Por ejemplo en la FIG. 2.7 no se debe tomar como perímetro mojado el contorno ABC, por cuanto las condiciones de rugosidad, y por lo tanto la "n" de Manning, son generalmente diferentes en el canal principal que en zonas de inundación, menos profundas, con más vegetación y probablemente más irregulares.

La línea BD divide la sección en dos áreas para ser tratadas separadamente. Sin embargo la línea BD no debe incluirse como parte del perímetro mojado debido a que no hay rozamiento (esfuerzo cortante) en el plano de tal línea.

Debe ponerse especial atención a las caídas o saltos de agua, de modo que no se incluyan en el cálculo de la pendiente longitudinal del canal.

2.2.7 Coefficiente de Escorrentía

Una parte del agua de la lluvia escurre superficialmente, otra se filtra a través del suelo, otra permanece depositada en pequeñas fosas, depresiones, sobre las hojas o atrapada por las partículas del suelo. Para el diseño de obras de drenaje interesa conocer la fracción de agua que escurre sobre el terreno, llegando hasta el "punto de concentración", generalmente el sitio seleccionado para una alcantarilla, puente o canal.

Se define como "coeficiente de escorrentía", designándose por la letra C, a la razón entre la cantidad de agua que escurre y la precipitación. Este coeficiente depende de las características del terreno (permeabilidad, saturación, cobertura vegetal, topografía), y de la duración e intensidad de la lluvia.

Algunos autores dan más importancia a determinados factores. Por ejemplo C se podrá usar como 0,40 en los siguientes casos (entre paréntesis las referencias):

- 1) Cuando el tiempo de concentración sea 15 minutos, según la ecuación de Gregory,

$$C = 0,175 t^{1/3} \quad (8)$$

- 2) Para suelo lodoso, con pendientes mayores del 8% (10)
3) Caminos de grava abiertos (17)
4) Terreno permeable, duración de la lluvia: 30 minutos (18).
5) Terreno arcilloso, poca vegetación (9).
6) Bosque de coníferas (5).
7) Suelo permeable, altas pendientes, poco césped (18).
8) Bosques, suelo impermeable, gradiente suave (19).
9) Terrenos sin vegetación, suelo permeable, con pendientes del 12% aproximadamente (13).
10) Limo-arenoso, con cultivos, pendiente: 7,5% (3).
11) Arcilla consistente, sembrada de pastos, pendiente: 2,5% (3).

Se puede observar que aparecen en orden de importancia la cobertura vegetal, la permeabilidad, la pendiente del terreno y la duración de la lluvia, respectivamente. Con base en esa información y en los datos de las referencias mencionadas, y considerando la necesidad de unificar los criterios existentes, se elaboró el nomograma representado en la figura 2.8. Se consideró que el coeficiente de escorrentía aumenta de un 25% a un 50% al pasar de "vegetación densa" a "poca vegetación", y de un 50% a un 70% al pasar de vegetación densa a suelo desnudo (3) y (2).

Resulta difícil conocer el grado de confiabilidad del nomograma de la figura 2.8, por cuanto las tablas de que se dispone no dan sino algunas de las variables que en él aparecen. Sin embargo valores de coeficiente de escorren-

tía obtenidos usando tablas de diferentes autores y comparándolos con los obtenidos en el gráfico en consideración, han dado diferencias que en general no pasan del 25%.

La Figura 2.8 debe usarse solo para diseño de obras de drenaje en zonas agrícolas, no residenciales ni comerciales.

La tabla 2.4 da los coeficientes de escorrentía para zonas urbanas y suburbanas según informe de una comisión de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles y la Federación para el Control de Aguas de Desecho (10). Estos valores se aplican para tormentas con períodos de retorno de 5 a 10 años. Para períodos de retorno mayores y por lo tanto intensidades más altas, deben aumentarse esos coeficientes.

Ya sea que se use la figura 2.8 o la tabla 2.4, el área tributaria debe dividirse en zonas diferentes, si las condiciones topográficas, de cobertura o tipo de suelo varían, y aplicar coeficientes separadamente. Estos se ponderan después según sea el área de cada zona. Así por ejemplo, sean $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ las áreas en que se divide el área tributaria de una alcantarilla, y sean $C_1, C_2, C_3, \dots, C_n$ los respectivos coeficientes de escorrentía. El coeficiente de escorrentía del área total será:

$$C = \frac{A_1 C_1 + A_2 C_2 + A_3 C_3 + \dots + A_n C_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n}$$

El valor que se ha dado a la permeabilidad puede seguir la siguiente clasificación, basada en diferentes autores (3), (13) y (20):

Suelos permeables: Alto contenido de arena o grava, limo arenoso, suelos arenoso sueltos.

Suelos semipermeables: Arcilla y limo de sedimento, turba, arena limosa, arena con arcilla, grava fina con alto contenido de

FIGURA 2.8
COEFICIENTES DE ESCORRENTIA
PARA ZONAS RURALES

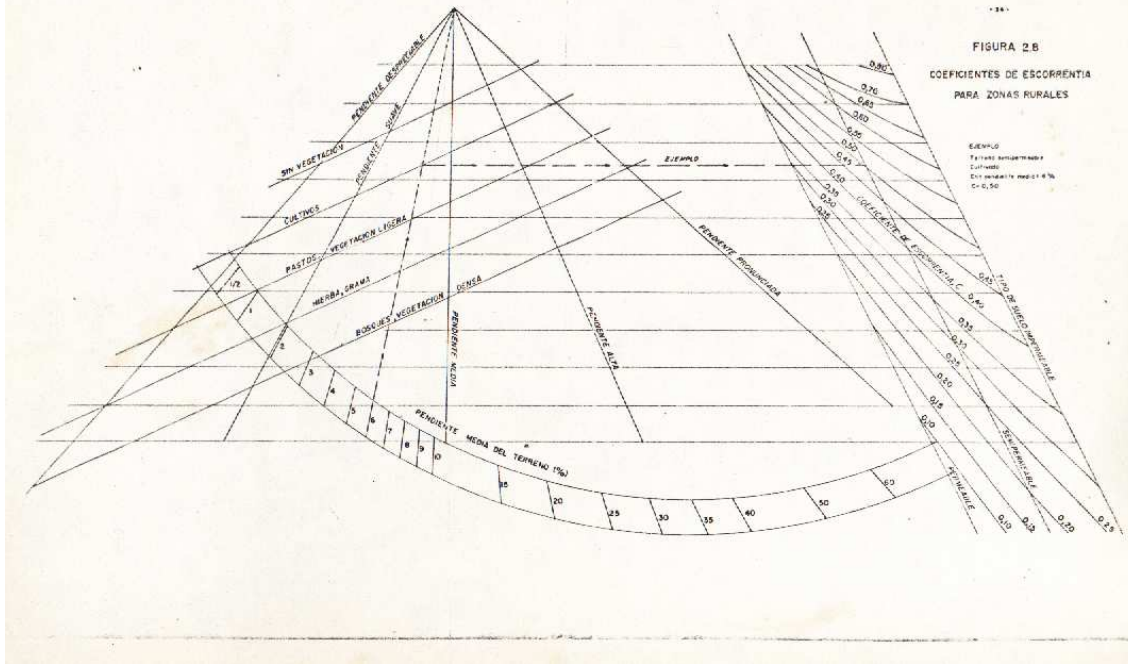


TABLA 2.4
VALORES DE COEFICIENTE DE ESCORRENTIA
(Para Zonas Urbanas)

TIPO DE AREA A DRENAR	COEFICIENTE C
Suelo arenoso plano, pendiente < 2%	0,05 - 0,10
Suelo arenoso ondulado, pendiente: 2 - 7%	0,10 - 0,15
Suelo arenoso quebrado, pendiente > 7%	0,15 - 0,20
Suelo lodoso, plano, pendiente < 2%	0,13 - 0,17
Suelo lodoso, ondulado, pendiente: 2 - 7%	0,18 - 0,22
Suelo lodoso, quebrado, pendiente > 7%	0,25 - 0,35
<u>AREAS COMERCIALES</u>	
Céntricas	0,70 - 0,95
Barrios vecinos (barriadas)	0,50 - 0,70
<u>AREAS RESIDENCIALES</u>	
Familiares simples	0,30 - 0,50
Multifamiliares separados	0,40 - 0,60
Multifamiliares concentrados	0,60 - 0,75
Suburbanos	0,25 - 0,40
Apartamientos para habitaciones	0,50 - 0,70
<u>AREAS INDUSTRIALES</u>	
Densas	0,60 - 0,90
Ligeras	0,50 - 0,80
Parques, cementerios	0,10 - 0,25
Parques de juego	0,20 - 0,35
Patios de ferrocarril	0,20 - 0,40
Areas incultas o abandonadas	0,10 - 0,30
<u>C A L L E S</u>	
De asfalto	0,70 - 0,95
De concreto	0,80 - 0,95
De ladrillo	0,70 - 0,85
Entradas y aceras	0,75 - 0,85
Techos	0,75 - 0,95

marga o arcilla.

Suelos impermeables: Arcilla consistente o fina, limo arcilloso, greda arcillosa, limo de sedimento con arcilla, roca.

CAPITULO III

HIDRAULICA DE LAS ALCANTARILLAS

3.1 Contenido

En este capítulo se presentan los principales criterios necesarios para el diseño de las alcantarillas desde el punto de vista de su capacidad hidráulica.

Siguiendo la idea de dar métodos que incluyan el mínimo de cálculos en el momento del diseño, se presentará la aplicación práctica de los gráficos que, con base en experimentos de laboratorio, preparó la División de Investigaciones Hidráulicas de la Oficina de Caminos Públicos de Los Estados Unidos de Norteamérica (21).

Se hará previamente un estudio del funcionamiento de las alcantarillas para usar con facilidad los gráficos mencionados.

3.2 Funcionamiento Hidráulico de las Alcantarillas

Las alcantarillas son estructuras en las que la relación entre el ancho que presentan frente a la corriente y el espacio que ocupan a lo largo de la misma (longitud hidráulica) es menor que la unidad (22). Como tienen una longitud mayor que el ancho, las pérdidas de carga a través de la estructura se hacen evidentes y es por eso que, para que circule agua a través de la alcantarilla se necesita que la superficie del agua aguas arriba esté a un nivel más alto que aguas abajo, con el objeto de producir la carga necesaria para vencer esas pérdidas.

La cantidad de agua que escurre depende de muchos factores, entre los que se pueden mencionar los siguientes:

- 1.- Dimensiones de la alcantarilla
- 2.- Diferencia de elevación entre las superficies de agua en los extremos del conducto.

- 3.- Rugosidad de las paredes de la alcantarilla.
- 4.- De si el conducto está lleno o no.
- 5.- Condiciones de entrada y de salida.
- 6.- Codos y obstrucciones.
- 7.- Pendiente de la alcantarilla.
- 8.- Viscosidad (y temperatura) del agua.
- 9.- Presión dentro del conducto.

Por eso, para dar el caudal exacto de una alcantarilla es necesario hacer investigaciones de laboratorio y de campo. Afortunadamente bastante se ha investigado ya, principalmente en años recientes, lo que permite establecer una serie de principios generales que facilitan el diseño y permiten definir con a proximación suficiente las características que debe reunir la estructura.

Los experimentos de laboratorio y las observaciones de campo muestran dos maneras diferentes de comportamiento hidráulico de las alcantarillas.

- 1.- Flujo con control a la entrada.
- 2.- Flujo con control a la salida.

En el primer caso la cantidad de agua que circula se puede calcular a par tir de las dimensiones de la sección y de la carga de agua a la entrada.

Cuando hay control a la salida, la alcantarilla funciona de acuerdo a las elevaciones del agua en sus dos extremos y a las dimensiones, pendiente, rugosidad de la alcantarilla y tipo de entrada.

El tipo de control bajo el cual está funcionando una alcantarilla se puede encontrar mediante cálculos hidráulicos. Aquí se presentará una serie de grá ficos mediante los cuales se encuentra la carga de agua en el embalse aguas arriba para control a la entrada y para control a la salida. El valor más alto que se obtenga registrará para indicar el tipo de control y para predecir la eleva

ción del agua en el embalse de aproximación

3.3 Alcantarillas con control a la entrada

En este caso el caudal de agua que pasa por la alcantarilla está controlado a la entrada de la alcantarilla por la carga de agua (HAE) y la geometría de esa entrada: forma, área, y tipo de borde (redondeado, cuadrado, cabezales, etc.).

La mayor parte de las alcantarillas instaladas en los caminos vecinales y en las carreteras trabajan con control a la entrada.

En este caso la rugosidad, longitud de la alcantarilla y condiciones a la salida no tienen importancia en el diseño.

Se define como "carga de agua a la entrada, HAE", a la distancia vertical desde el punto inferior a la entrada de la alcantarilla hasta la línea de energía del agua en el embalse de entrada (Ver figuras 3.1 y 3.4). Generalmente la velocidad del agua en el embalse es lo suficientemente baja como para considerarla despreciable, principalmente en alcantarillas en las que el embalse que se forma es de gran volumen. En estos casos la carga de agua (a la entrada) es igual a la profundidad del agua, medida hasta la parte más baja a la entrada del conducto (fondo o piso de la estructura).

Una alcantarilla con control a la entrada funciona como un orificio, para el cual:

$$Q = C_d A \sqrt{2 gh} \quad (E - 3.1)$$

siendo:

h = carga de agua en relación al centro del orificio. (Ver Fig. 3.1).

C_d = Coeficiente de descarga del orificio.

Q = Caudal ($m^3/seg.$).

A = Área del orificio (entrada de la alcantarilla, en m²).

Para una entrada de bordes rectos, en la que no se suprime la contracción $C_d = 0,62$. Para una entrada con bordes redondeados C_d se acerca a la unidad.

La ecuación (E-3.1) se aplica para orificios en los que "h" es grande comparado con la altura D del orificio. Si, por ejemplo, la carga de agua es 1,2 D, (o sea que $h = 0,7D$) resulta error del 2% en el cálculo del caudal. Para valores menores de h, no se recomienda su uso. (22).

El valor de h se puede encontrar despejando de la ecuación anterior:

$$h = \frac{1}{C_d^2} \cdot \frac{Q^2}{2g A^2} = \frac{1}{C_d^2} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (E - 3.2)$$

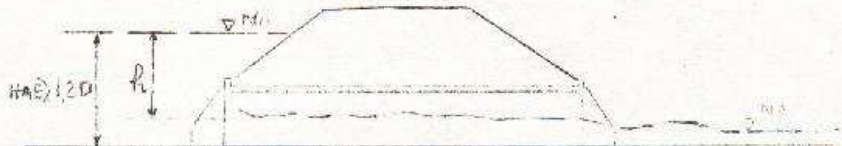
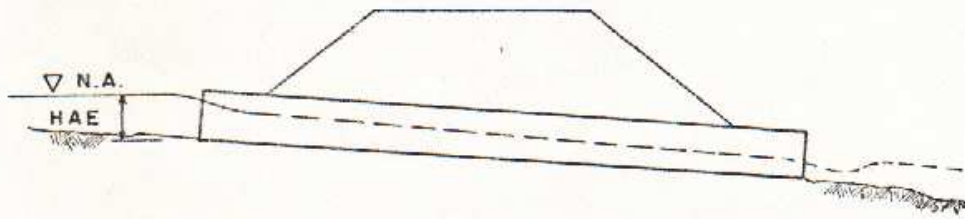


FIG. 3.1 = Alcantarilla con control a la entrada.
Considerada como un orificio.

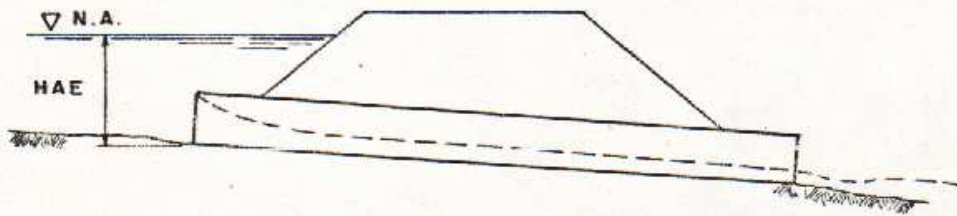
La ecuación (E-3.2) se puede usar para cualquier conducto con control de entrada en el que la carga de agua a la entrada sea mayor que 1,2 D. Para carga de agua igual a D se hará un análisis en la sección 3.7. Los gráficos 3.1 a 3.3 se pueden usar en todos los casos.

3.3.1 Uso de Gráficos para el Cálculo de Alcantarillas con Control a la Entrada.

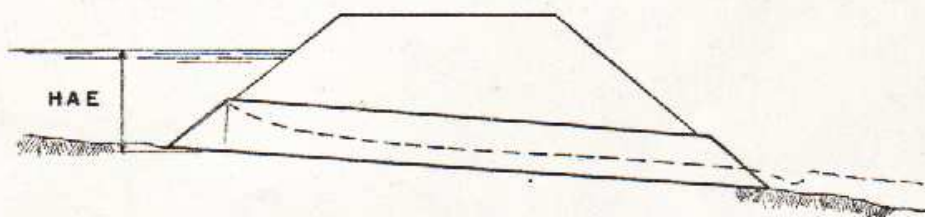
La División de Investigaciones Hidráulicas de la Oficina de Caminos Públicos de los Estados Unidos de Norteamérica (Bureau of Public Roads), con base en numerosas investigaciones de laboratorio, ha elaborado los gráficos 3.1 a 3.3 que permiten encontrar rápidamente la carga de agua (HAE) en el caso de control a la entrada.



ENTRADA NO SUMERGIDA - EN PROYECCION



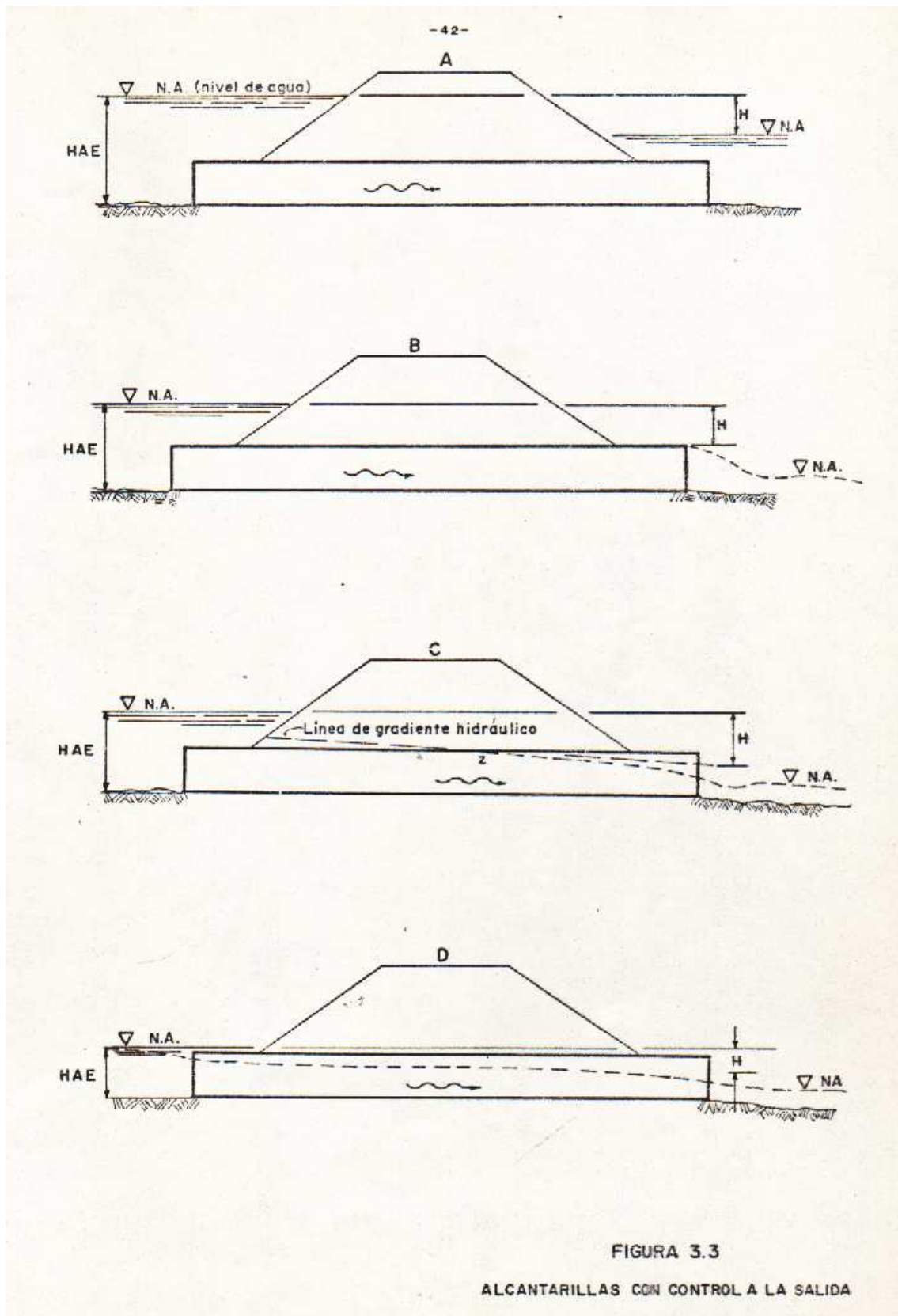
ENTRADA SUMERGIDA - EN PROYECCION



ENTRADA SUMERGIDA - CORTE BISELADO

FIGURA 3.2

ALCANTARILLAS CON CONTROL A LA ENTRADA



En caso de que se tengan la carga de agua y el caudal de diseño, se puede, escoger tipo y dimensiones de conducto. La figura 3.2 muestra tres casos que se presentan con control a la entrada. El procedimiento a seguir en el uso de los gráficos para control a la entrada es el siguiente:

Para encontrar la carga de agua a la entrada (HAE), conociendo el caudal, Q, y el tamaño y tipo de alcantarilla:

1.- Conecte con una línea recta el valor del diámetro o altura (D) con el caudal Q, o Q/B en alcantarillas de cuadro. Marque la intersección de esta línea con la escala (1). De esta intersección parta horizontalmente hasta las escalas (2) o (3).

2.- El valor leído en las escalas (1), (2) o (3) es $\frac{HAE}{D}$; que multiplicado por D da la altura de agua a la entrada

3.4 Alcantarillas con control a la Salida

Las alcantarillas con control a la salida pueden trabajar total o parcialmente llenas. En el primer caso se dice que la alcantarilla está a "sección plena" (Figuras 3.3 A y 3.3 B), y en el segundo caso se habla de "alcantarillas parcialmente llenas". Los métodos que se explicarán a continuación son precisos para los casos mostrados en las figuras 3.3 A, 3.3 B y 3.3 C. Para el caso correspondiente a la figura 3.3 D se dará un procedimiento aproximado, cuya precisión disminuye al disminuir la carga de agua.

3.4.1 La Carga H

La "carga H" corresponde a la energía requerida para pasar una cantidad dada de agua a través de una alcantarilla, con control de salida. Consta de tres elementos principales:

- 1) Carga de velocidad H_v , 2) pérdidas de entrada H_e y 3) pérdidas por fric

ción H_f (Ver Figura 3.4 y Refs. (23) y (24). Si se desprecia la energía cinética del agua en el canal de aproximación, se tendrá que

$$H = H_v + H_e + H_f \quad (E-3.3)$$

La carga de velocidad es igual a:

$$H_v = \frac{V^2}{2g} \quad (E-3.4)$$

siendo:

V= velocidad del agua en la alcantarilla en metros/seg.

g= aceleración de la gravedad = 9.78 m/seg².

La pérdida de carga a la entrada, depende de la geometría a la entrada, y se expresa como una función de la carga de velocidad así:

$$H_e = C_e \times \frac{V^2}{2g} \quad (E-3.5)$$

C_e es un coeficiente sin dimensiones.

Valores de C_e se muestran en la Tabla 3.1.

La pérdida de carga por fricción se puede calcular por varios métodos. El más conocido usa la fórmula de Manning, teniendo en cuenta que S representa la pendiente de la línea de energía (o gradiente hidráulico $\frac{H_f}{L}$).

Se tiene:

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (E-3.6)$$

Despejando S:

$$S = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}}$$

Pero:

$$S = \frac{H_f}{L}$$

Luego :

$$H_f = S_L = \frac{n^2 L V^2}{R^{1.33} 2g} = \frac{19.6 n^2 L}{R^{1.33}} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (E-3.7)$$

Siendo:

L = longitud de la alcantarilla (metros)

V = Velocidad media del agua en la alcantarilla (m/seg.)

g = aceleración de la gravedad = 9.78 m/seg², promedio para Costa Rica. Usualmente se toma como 9.8 m/seg².

R = Radio hidráulico = área de la sección del conducto lleno de agua dividido entre el perímetro mojado (metros).

n = Coeficiente de fricción de Manning. Ver tabla 3.2.

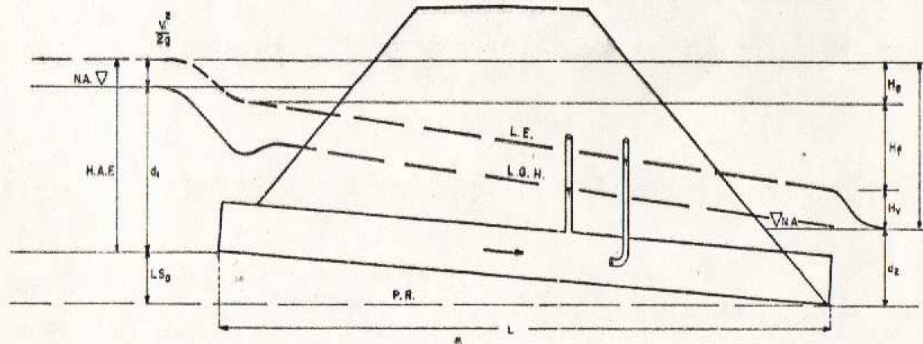
Sustituyendo E-3.2, E-3.3 y E-3.4 en E-3.1 y ordenando, se tiene:

$$H = \left(1 + C_e + \frac{19.6 n^2 L}{R^{1.33}} \right) \frac{V^2}{2g} \quad (E-3.9)$$

que es la ecuación fundamental para el cálculo de alcantarillas con control a la salida.

La Figura 3.4 muestra la línea de gradiente hidráulico (o de alturas piezométricas). Hasta esa línea llegarían las columnas de agua de tubos perpendiculares a la corriente, como el mostrado). La línea de energía (L.E.), representa la energía total en cualquier punto a lo largo de la alcantarilla.

La carga de agua original (dada por el nivel del agua más la velocidad de esta) tiene una primera pérdida de entrada, H_e (Ver Figura 3.4). La siguiente pérdida, H_f , debida a la fricción, se desarrolla a lo largo del tubo. La carga de velocidad, H_v , permanece a lo largo del tubo; por eso las líneas de gradiente hidráulico y de energía son paralelas, con una diferencia de elevación $v^2/2g$, excepto en las vecindades de la entrada, donde, debido a la contracción del flujo, hay un aumento de velocidad, para luego normalizarse.



ABREVIATURAS

- L.E. : Línea de energía
- L.G.H.: Línea de gradiente hidráulico
- N.A. : Nivel del agua
- L. : Longitud de la alcantarilla
- S_g : Pendiente de la alcantarilla
- V_1 : Velocidad de aproximación del agua (a la entrada de la alcantarilla)
- H_s : Pérdida de carga a la entrada
- H_f : Pérdida de carga por fricción.
- H_v : Carga de velocidad
- H. : Carga H; es la diferencia entre las elevaciones de L.G.H. a la salida y L.E. a la entrada de la alcantarilla
- HAE : Carga de agua a la entrada
- PR : Plano de referencia
- g : Aceleración de la gravedad
- d_1 : Profundidad del agua a la entrada
- d_2 : Profundidad del agua a la salida.

FIGURA 34

DIAGRAMA PARA DEFINIR LAS LINEAS DE ENERGIA Y DE GRADIENTE HIDRAULICO

TABLA 3.1

COEFICIENTES, C_e , DE PERDIDA DE CARGA A LA ENTRADA

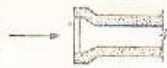

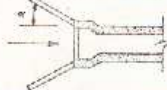
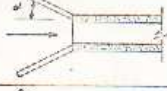
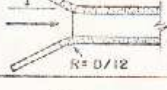

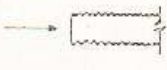
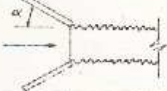
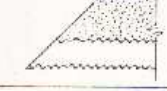

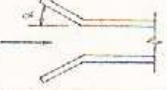
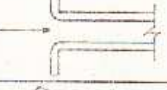



		DESCRIPCIÓN	C_e
TUBOS DE CONCRETO		CAMPANA SALIENTE	0,2
		ESPIGA SALIENTE (no se recomienda su uso)	0,5
		CON ALETAS ($\alpha = 0^\circ$ a 90°) CAMPANA EN EL EXTREMO	0,2
		CON ALETAS ($\alpha = 0^\circ$ a 90°) ESPIGA EN EL EXTREMO	0,5
		CON ALETAS ($\alpha = 0^\circ$ a 90°) REDONDEADA (Radio = $D/12$)	0,2
		SECCION TERMINAL PREFABRICADA DE ACUERDO CON TALUD	0,5
TUBOS O ARCOS DE METAL CORRUGADO		EXTREMO SALIENTE	0,5
		CON ALETAS ($\alpha = 0^\circ$ a 90°)	0,5
		BISELADO DE ACUERDO CON TALUD	0,7
		SECCION TERMINAL PREFABRICADA DE ACUERDO CON TALUD	0,5
DE CUADRO DE CONCRETO ARMADO		ALETAS O MUROS DE CABECERAS	$\alpha = 0^\circ$ 0,7
		ARISTAS SIN REDONDEAR	$10^\circ < \alpha < 25^\circ$ 0,5
		MURO DE CABECERAS	$30^\circ < \alpha < 75^\circ$ 0,4
		TRES ARISTAS REDONDEADAS (Radio = $1/12$ dimensión cajón)	$\alpha = 90^\circ$ 0,5
		ALETA, α ENTRE 30° y 75°	0,2
		ARISTA SUPERIOR REDONDEADA (Radio = $1/12$ dimensión cajón)	0,2

TABLA 3.2
 VALORES DE LA n MANNING PARA ALCANTARILLAS
 (Referencias 13, 16 y 24)

T	I	P	O	n	
				Tubos prefabricados de concreto	0,012
				Cajas de cuadro bien terminadas	0,012
				Concreto con uniones, salientes pequeños	0,014
				Tubos de metal corrugado:	
				a) Corrientes:	
				Corrugaciones de 6,67 cm x 1,27 cm. (2 2/3" x 1/2")	0,024
				Corrugaciones de 7,62 cm x 2,54 cm (3" x 1")	0,027
				Corrugaciones de 15,24 cm x 5,08 cm (6" x 2")	0,030 - 0,033
				b) Con 25% de su periferia pavimentada:	
				Corrugaciones de 6,67 cm x 1,27 cm (2 2/3" x 1/2")	0,021
				Corrugaciones de 7,62 cm x 2,54 cm (3" x 1")	0,023
				Corrugaciones de 15,24 cm x 5,08 cm (6" x 2")	0,026
				c) Totalmente pavimentados	0,012

NOTA:

Para valores n_1 que no coincidan con la n de los gráficos, corrija la longitud L de la alcantarilla y entre a los gráficos con L_1 , siendo:

$$L_1 = L \left(\frac{n_1}{n} \right)^2 \quad (E-3.8)$$

De la Figura 3.4 se deduce:

$$H = \frac{v_1^2}{2g} + d_1 + L_{S_0} - d_2 \quad (E-3.10)$$

Por lo general la velocidad del agua al aproximarse a la alcantarilla disminuye con el embalse que se forma; por eso su energía se puede depreciar; (en todo caso estaría del lado de la seguridad).

Resulta entonces:

$$H = d_1 + L_{S_0} - d_2 \quad (E-3.11)$$

Esta ecuación no es general para control a la salida como se verá en la sección siguiente.

3.4.2 Métodos para encontrar la carga de agua a la entrada, HAE

Al diseñar es usual que se quiera conocer la elevación del agua a la entrada de la alcantarilla.

En el caso de que la salida de la alcantarilla trabaje sumergida (Figura 3.3 A) la elevación del embalse de entrada será igual a la suma de H más la elevación del agua de cola menos $L S_0$ (Ver Figura 3.4):

$$HAE = H + d_2 - L S_0 \quad (E-3.12)$$

El valor de H se obtiene mediante la ecuación (E-3.9) o por medio de los gráficos 3.4 a 3.7:

Cuando el agua de cola no cubre toda la salida de la alcantarilla, la condición discutida anteriormente no se cumple y resulta entonces algo más complicado encontrar la carga de agua. Tal sucede en los casos de las Figuras 3.3B, 3.3 C y 3.3 D que serán analizadas a continuación separadamente.

El caso de la figura 3.3 B ocurre con caudales altos tales que la alcantarilla trabaja a plena carga. La línea de gradiente hidráulico coincide con la

parte superior del conducto a su salida, para toda descarga igual o superior a la necesaria para llevar la profundidad crítica hasta esa elevación. (Para un análisis más profundo del concepto de "profundidad crítica" ver la sección 3.8). Los gráficos 3.8 a 3.10 permiten analizar con facilidad esta condición de plena carga, al suministrar la profundidad de flujo a la salida para una descarga dada cuando hay control a la salida. Esta profundidad es la profundidad crítica. Cuando la descarga es suficiente para llevar la profundidad crítica hasta la corona del conducto, existe flujo a plena carga, como en la figura 3.3 B; y la ecuación (E-3.12) se puede aplicar. En este caso $d_2 = D$, y se tiene:

$$HAE = H + D - L S_0 \quad (E-3.13)$$

Cuando la profundidad crítica es inferior a la parte superior a la salida del conducto, la superficie del agua tampoco llega hasta ese punto. Toma en cambio una de las dos formas mostradas en las figuras 3.3 C y 3.3 D, dependiendo del caudal.

En el caso de la figura 3.3 C, el nivel del agua y la línea de gradiente hidráulico interceptan la parte superior de la alcantarilla en el punto z. El cálculo de la línea de gradiente hidráulico es complicado y ocupa mucho tiempo. Sin embargo se ha demostrado que la prolongación de esa línea corta la sección del conducto a su salida en un punto situado aproximadamente a la mitad de la distancia entre la parte superior de dicha sección y la profundidad crítica. Si se denomina con h_0 a la elevación de ese punto, y con D a la altura de la sección del conducto, se tiene:

$$h_0 = \frac{d_c + D}{2} \quad (E-3.14)$$

y

$$HAE = H + h_0 - L S_0 \quad (E-3.15)$$

En el último caso de control a la salida, mostrado en la figura 3.3 D, la

superficie libre del agua se extiende a toda la alcantarilla. Esto ocurre cuando la carga de agua, HAE, es menor que:

$$D + H_v + H_e$$

En la figura 3.4 se puede ver que la línea de gradiente hidráulico llegaría hasta la boca de entrada de la alcantarilla y aún bajaría más según el nivel del agua (H_f es nulo al inicio de la alcantarilla). La solución es la misma que para el caso de la figura 3.3 C, haciéndose notar que la precisión disminuye al disminuir el caudal. Para efectos de diseño los resultados son satisfactorios para profundidades del agua a la entrada superiores al 75% de la altura de la alcantarilla.

En la referencia (25) se dan curvas más precisas para este último caso.

3.4.3 Cálculo del agua de cola, HC

La altura del agua en la salida de la alcantarilla, HC (agua de cola) se considera como la profundidad normal del cauce o canal, de acuerdo con las características del mismo y con su caudal.

El método visto en el capítulo anterior (Ver artículo 2.2.6.1), usando la fórmula de Manning, se aplica para encontrar la profundidad del agua en el canal. Si se trata de un canal existente se debe escoger el coeficiente de rugosidad de Manning apropiado (Tabla 2.3) considerando la posibilidad de hacer rectificaciones o limpiezas al cauce. Asimismo debe sumarse al caudal de la alcantarilla, los aportes que el canal reciba aguas abajo, y que puedan influir elevando el nivel de la superficie del agua.

En el caso del diseño de un canal se pueden ensayar varios anchos de fondo y pendientes de talud para la sección con el fin de bajar el nivel del agua. En el Manual de Hidráulica de King (15) se presentan varias tablas que simpli-

fican al ensayo de diferentes secciones.

El cálculo de la profundidad en canales, usando la fórmula de Manning, se deberá hacer por tanteos, escogiendo valores de profundidad del agua. Es recomendable hacer un gráfico de caudal contra profundidad según se van encontrando los valores.

3.4.4 Resumen de la metodología para calcular HAE

La carga de agua a la entrada (HAE) se puede expresar mediante una ecuación general para todos los casos en los que hay control de salida. Esto se logra con la ecuación E-3.15 designando con el signo h_0 a la diferencia de elevación entre la parte inferior de la sección a la salida del conducto y el plano a partir del cual se mide H.

$$HAE = H + h_0 - L S_0 \quad (E-3.15)$$

H se calcula mediante la ecuación (E-3.9) o los gráficos para flujo a plena carga.

L y S_0 son, respectivamente, la longitud en metros y la pendiente en metros por metro de la alcantarilla.

Las figuras 3.5 y 3.6 ilustran el significado de los términos de la ecuación E-3.15.

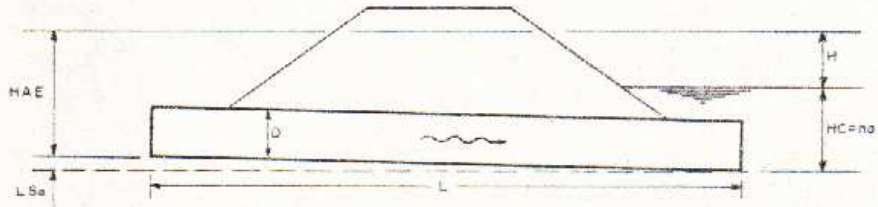


FIGURA 3.5 CONTROL A LA SALIDA. AGUA DE COLA
CUBRE LA SALIDA

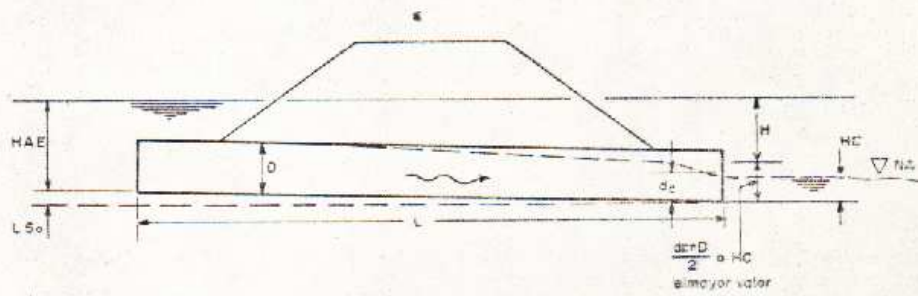


FIGURA 3.6 CONTROL A LA SALIDA. AGUA DE COLA
NO CUBRE LA SALIDA

Cuando la altura del agua de cola en el canal de salida es igual o superior a la altura de la salida del conducto, como en la figura 3.3 A, h_0 es igual a la profundidad del agua de cola $h_0 = H C$. La ecuación (E-3.15) se obtiene inmediatamente de la figura 3.5.

Si el agua de cola no cubre toda la salida de la alcantarilla como en los casos de las figuras 3.3 B, 3.3 C y 3.3 D, es necesario considerar el caudal, dimensiones de la alcantarilla y elevación del agua de cola, según se analizó en párrafos anteriores.

En esos casos h_0 es igual al mayor de los valores:

- 1) H C
- 2) $\frac{d_c + D}{2}$

La profundidad crítica, d_c , se puede obtener de los gráficos 3.8, 3.9 y 3.10, con base en el gasto Q en m^3/seg y la altura de la sección, D , en metros (En el caso de las cajas de concreto las dimensiones de la sección transversal son B y D , ancho y alto respectivamente; para secciones circulares D respresenta el diámetro).

El valor de d_c no puede ser superior al de D , en forma tal que el límite de $\frac{d_c + D}{2}$ es D .

Cuando $H C$ es el mayor de esos dos valores, la profundidad crítica queda bajo el nivel del agua de manera tal que, como H se mide a partir de $H C$, el agua de cola resulta efectivamente subiendo el nivel del agua en el embalse, HAE.

La figura 3.6 ilustra los casos en los que el agua de cola no cubre la salida de la alcantarilla. Corresponde, según varíe el caudal, a las figuras 3.3 B, 3.3 C o 3.3 D.



3.15 Máxima Velocidad Permisible

La tabla 3.3 da las máximas velocidades para no causar erosión en canales rectos, con pendientes bajas, no revestidos y con bastante tiempo de uso. Estos valores debidos a Fortier y Scobey se presentan en los manuales de drenaje para usarlos en el diseño de canales (2, 13, 16). Están recomendados para profundidad del agua de 0,90 m pudiendo usarse velocidades mayores al aumentar la profundidad.

Una revista rusa, para valores similares, presentaba un gráfico de factores de corrección para la velocidad según varíe la profundidad (16). De ese gráfico se obtuvieron los factores que se muestran en la Tabla 3.4

En el diseño de alcantarillas deben considerarse dos velocidades.

- 1) La velocidad del agua en el canal para saber si hay sedimentación o socavación del fondo del canal. Sin embargo aquí no interesa tanto la velocidad como los cambios de velocidad. El proyectista debe tener en mente el concepto de que está diseñando alcantarillas y canales para llevar una corriente de agua con lodo, arena, residuos minerales, etc., y que una disminución de la pendiente hará que la materia en suspensión en el agua, tienda a depositarse. Por el contrario un aumento de la pendiente, hará aumentar la velocidad, provocando una tendencia a la socavación. Al pie de las montañas, en las zonas llanas cercanas a las cerranías, restos vegetales, deposiciones de sedimentos, son causa frecuente -por desgracia muy frecuente- de obstrucción de las alcantarillas y canales. (Grandes alcantarillas de cuadro en el camino San Pablo-Canjel-Jicaral en la Península de Nicoya muestran, unos metros después de su salida, depósitos de sedimento que reducen la capacidad hidráulica de la estructura de drenaje).

TABLA 3.3

VELOCIDADES MAXIMAS PERMISIBLES RECOMENDADAS POR SCOBEEY Y FORTIER PARA CANALES RECTOS, CON PENDIENTES BAJAS Y CON 0,90 m DE PROFUNDIDAD

M A T E R I A L	n DE MANNING	VELOCIDAD EN MTS/ / SEG.	
		AGUA LIMPIA	AGUA CON LIMOS COLOIDALES
Arena fina coloidal	0,020	0,46	0,76
Marga arenosa no coloidal	0,020	0,53	0,76
Marga limosa no coloidal	0,020	0,61	0,91
Limo aluvial no coloidal	0,020	0,61	1,07
Marga firme ordinaria	0,020	0,76	1,07
Ceniza volcánica	0,020	0,76	1,07
Arcilla dura, muy coloidal	0,025	1,14	1,52
Limos aluvionales, coloidales	0,025	1,14	1,52
Esquistos y arcilla compacta	0,025	1,83	1,83
Arena fina	0,020	0,76	1,52
Marga graduada a piedra redondeada	0,030	1,14	1,52
Limo graduado o piedra	0,030	1,22	1,68
Grava gruesa no coloidal	0,025	1,22	1,83
Piedras y lajas	0,035	1,52	1,68

TABLA 3.4

CORRECCION A LA VELOCIDAD MAXIMA PERMISIBLE AL VARIAR LA PROFUNDIDAD DEL AGUA

Profundidad (mts.)	0,30	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
Factor de Corrección	0,80	0,94	1,0	1,05	1,17	1,22	1,26

2) La velocidad a la salida de la alcantarilla. Esta tiene aún más importancia porque será la que indique si es necesario, o no, construir obras de protección, tales como disipadores de energía, revestimientos del canal de salida, colocación de sodos en vertedero, etc. Altas velocidades son causa de deslaves que dañan el canal aguas abajo y el pie del talud del camino.

Una alcantarilla, debido a sus características hidráulicas, permite una velocidad mayor que la del agua en el cauce natural. Esto hace que siempre deba considerarse la velocidad de salida como parte del problema de diseño.

Sin embargo debe tenerse presente que el caudal de diseño de la alcantarilla es aquel que ocurre una vez cada 10 o 20 años (con una duración relativamente corta); y por lo tanto, los efectos de erosión, deslaves, y otros, producto de la energía del fluido en movimiento, no se deben calcular con base en ese caudal. Así por ejemplo, una alcantarilla de tubos de concreto de 1,22 m de diámetro dará una velocidad mayor de 2,0 metros por segundo (una de las más altas que da la tabla 3.3) en los siguientes casos:

- a) Con control a la salida y $H = 0,35$ m
- b) Con control a la entrada (en cualquier caso).
- c) Con el criterio de caudal crítico (ver sección 3.8)

El caudal a usar en cada caso quedará a juicio del proyectista. Es de esperar que en el futuro se investigue más sobre este aspecto.

Como ejemplo se dará el criterio seguido en los drenajes del camino La Marina - Pital.

Se calculó la capacidad de las alcantarillas para tormentas que se pre

sentan cada 10 años . Para el cálculo de la velocidad a la salida de las alcantarillas se consideró una frecuencia de diseño de una vez en un año. De la figura 2.4 se obtuvo que la intensidad para período de retorno anual es 1,9 veces menor que la correspondiente a diez años. Por lo tanto los caudales se consideraron en igual proporción. Particularizando más el ejemplo: Para una alcantarilla de 1,22 m de diámetro (de concreto) diseñada con una carga máxima de agua a la entrada de 1,5 metros y un caudal de $3,2 \text{ m}^3/\text{seg.}$ (con control a la entrada), se obtuvo:

$$\text{Caudal con frecuencia de una vez en un año} = \frac{3,2}{1,9} = 1,68 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

En el primer caso la velocidad se obtendría mediante la fórmula:

$$V = 0,62 \sqrt{2 \times 9,8 \times (1,50 - 0,61)} = 2,59 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Con caudal de $1,68 \text{ m}^3/\text{seg.}$ para $D = 1,22 \text{ m}$ en el gráfico 3.1:

$$\frac{\text{HAE}}{D} = 0,86 \text{ m}$$

Un tubo con el 86% de su altura llena da una área de $0,719D^2$ (Ver Tabla 3.7) */; en el ejemplo: $A = 1,07 \text{ m}^2$. Se tiene, por lo tanto:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1,68 \text{ m}^3/\text{seg.}}{1,07 \text{ m}^2} = 1,57 \text{ m/seg.}$$

Esta velocidad resulta satisfactoria por ser la zona plana y siempre cubierta de vegetación.

Si se toma en cuenta que como promedio sólo una vez por año se alcanza el caudal de $1,68 \text{ m}^3/\text{seg.}$, se concluirá que la velocidad con él obtenida no representa ningún peligro.

*/ Valores de área, perímetro mojado y radio hidráulico de tubos parcialmente llenos se pueden obtener en :Tabla 66-26 de Referencia 2, Tabla 81, Ref. 15, o Tabla 10.16, Ref. 5.-

En canales no erosionables de concreto, piedra, acero, madera, etc. la velocidad no es un factor importante, excepto que el agua acarré piedras, arena o grava. Para velocidades muy altas debe considerarse la tendencia del agua a levantar las losas o piedras poniéndolas fuera de su posición normal, iniciándose así la destrucción del canal.

3.5.1 Velocidades máxima y mínima en alcantarillas

En general no se deben tener velocidades mayores que las siguientes:

a.- Cuando la corriente no arrastra materiales abrasivos, como arenas gruesas, piedras, etc.:

- | | |
|------------------------------|----------|
| 1) Alcantarillas de concreto | 7 m/seg. |
| 2) Hierro corrugado | 6 m/seg. |

b.- Cuando la corriente arrastra materiales abrasivos:

- | | |
|--------------------------------------|------------|
| 1) Alcantarillas de concreto | 6 m/seg. |
| 2) Alcantarillas de hierro corrugado | 3,5 m/seg. |

A fin de evitar la deposición de los acarrees dentro de las alcantarillas las velocidades no deben ser menores de 1 m/seg. Por la misma razón debe evitarse la reducción de la velocidad en el cauce natural a la entrada de las alcantarillas.

3.6 Cálculo de la Velocidad del Agua

Se distinguirán cuatro casos según la clase de conducto y el sistema de analizar el flujo.

a.- CANALES.

Se aplica la fórmula de Manning según se vio en el artículo 2.2.6.1.

Cuando se tienen el caudal, Q , y el área de la sección de flujo, A , la velocidad es igual a Q/A .

b.-ALCANTARILLAS CON CONTROL A LA ENTRADA

- (1) Cuando la carga de agua a la entrada, HAE, es mayor de 1.2 D, se puede considerar como descarga por un orificio, y la velocidad está dada por la siguiente ecuación (Ver Sección 3.3):

$$V = C_d \sqrt{2gh} = C_d \sqrt{2g (HAE - 0,5 D)}$$

- (2) Cuando la carga de agua a la entrada, HAE, es menor que 1.2 D se debe usar la fórmula de Manning. Tablas y gráficos son de ayuda en este caso (Ver Referencias 2 y 15). Si se conoce la profundidad del agua, puede calcularse el área de flujo, A, y la velocidad se obtendrá dividiendo el caudal entre el área (ver ejemplo en la sección 3.5).

Si el HAE = D y se tiene pendiente crítica, el caso se puede considerar como de caudal crítico, como se verá en el párrafo siguiente.

c.-ALCANTARILLAS CON CAUDAL CRITICO

Las alcantarillas con caudal crítico se estudiarán en la sección 3.8 . Corresponden a una carga de agua a la entrada igual a la altura de la sección y deberán tener pendientes no menores que la pendiente crítica. La velocidad está dada por las ecuaciones siguientes:

$$V = 2,47 \sqrt{D} \frac{m}{seg} \text{ para secciones circulares de concreto o hierro corrugado, siendo D el diámetro interior de la sección.}$$

$$V = 2,55 \sqrt{D} \frac{m}{seg} \text{ para secciones rectangulares, siendo D la altura de la sección.}$$

d.-ALCANTARILLAS CON CONTROL A LA SALIDA

La velocidad media a la salida se obtiene dividiendo el caudal entre el área de la sección transversal del flujo a la salida.

Esta área se obtendrá por alguno de los métodos siguientes:

- (1) Si el agua de cola cubre la salida de la alcantarilla, el área se
rá la de la sección total de la alcantarilla.
- (2) Si el agua de cola no cubre la salida se debe usar el área de flu
jo como en el caso b-2).

3.7 Procedimiento Resumido para Seleccionar el Tamaño de las Alcantarillas

Paso N° 1.- Haga una lista de los datos de diseño:

- a) Caudal de diseño; b) Longitud aproximada de la alcantarilla; c) Pendiente; d) Elevación máxima permisible en el embalse aguas arriba; e) Velocidades máxima y media en el canal natural; f) Tipo de alcantarilla para un primer tanteo (material, sección, forma y tipo de entrada).

Paso N° 2.- Determine en un primer tanteo un tamaño de alcantarilla. Puede usarse cualquier método aproximado. Entre otros:

- a) Selección arbitraria
- b) Usando los gráficos 1 a 4, para control a la entrada. Al efecto se asume un valor para HAE/D, según las condiciones que se tengan
- c) Puede usarse alguna ecuación aproximada. Por ejemplo:

$$A = \frac{Q}{3} = \text{Área de la sección en m}^2, \quad (Q = \text{m}^3/\text{seg.}).$$

Paso N° 3.- Encuentre la profundidad del embalse aguas arriba.

- a) Suponiendo control a la entrada (Ver sección 3.3.1). Si HAE es mayor o menor que la permisible, ensaye otro tamaño. Es posible también que sea necesario usar dos o más alcantarillas en batería.

b) Suponiendo control a la salida

- (1) Si el agua de cola cubre la salida de la alcantarilla (figuras 3.3.A y 3.3.B), haga $HC = h_0$ y encuentre HAE por la ecuación (E-10).

42,46
p.e. 53
GRÁFICO 3.7, 3.8.

$$HAE = H + h_0 - L S_0$$

- (2) Si el agua de cola no cubre la salida de la alcantarilla

lla, haga h_0 igual al mayor de los valores:

$$\frac{d_c + D}{2} \text{ o } HC \text{ (Ver sección 3.7.2)}$$

y aplique la ecuación (E-10):

$$HAE = H + h_0 - L S_0$$

- c) Compare los resultados obtenidos en a y b (controles de entrada y salida). El valor más alto rige, indicando el tipo de control que existe para la alcantarilla que se es
gió.
- d) Si HAE es mayor que la permisible rigiendo el criterio de control a la salida, escoja un tamaño mayor y calcule HAE como se indicó en 3 b. (No es necesario calcular control a la entrada, puesto que un tamaño menor fue satisfactorio, según se determinó en 3a).

Notas:

1.- Se deben ensayar alcantarillas de varios tipos y formas. Finalmente mediante una justificación técnica y económica se podrá demostrar la convenien
cia de seleccionar una determinada alcantarilla.

2.- Es necesario calcular siempre la velocidad a la salida de la alcantarilla con el fin de verificar si se necesitan obras de protección (Ver sección 3.5).

3.8 Flujo Crítico

Un método teórico, que permite una selección rápida del tamaño de las alcantarillas -basta consultar una tabla- está basado en el concepto de "flujo crítico" (16)

Se dice que el flujo está a "profundidad crítica", en un canal, cuando el

canal descarga una cantidad dada de agua con el mínimo contenido de energía.

La energía E , se expresa como la carga total de agua, en metros, y está dada, para un punto A, fig.3.7, dentro del canal, por la suma de los tres términos siguientes:

- a.- La elevación, Z , respecto a un plano de referencia (aquí se considerará el fondo del canal como punto de referencia).
- b.- La carga de presión, d , dada por la profundidad del punto A en el agua, y
- c.- La carga de velocidad, $V^2/2g$, siendo V , la velocidad media del agua en el canal en m/seg.

$$E = Z + d + \frac{V^2}{2g} \quad (E-3.16)$$

Si se denomina con la letra "y" a la profundidad total del agua en el canal (Ver fig. 3) se tendrá:

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad (E-3.17)$$

Sustituyendo la velocidad por su equivalente Q/A (En donde Q es el caudal en m^3/seg y A el área de la sección en m^2), y diferenciando se tiene:

$$E = Y + \frac{Q^2 A^{-2}}{2g} \quad (E-3.18)$$

$$\frac{DE}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{g A^3} \frac{dA}{dy}$$

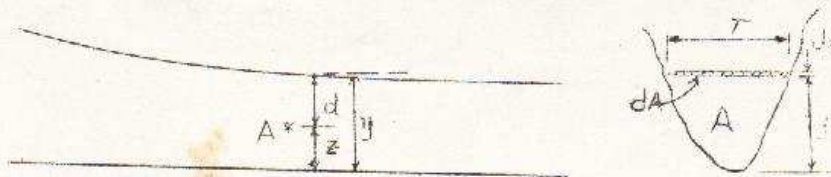


FIG. 3.7 Elementos para el análisis de flujo crítico

De la figura 3.7 se obtiene que $dA = T dy$, siendo T el ancho de la sección cerca de la superficie. Además, si se denomina con la letra "G" a la profundidad hidráulica, definida por

$$G = \frac{A}{T}, \text{ y se sustituye en la ecuación anterior, se tiene:}$$

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{g A^3} T$$

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{v^2 T}{g A}$$

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{v^2}{g G}$$

Para el estado de flujo crítico la energía es mínima, o sea que:

$$\frac{dE}{dy} = 0$$

y de la ecuación anterior se obtiene:

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{G}{2} \quad (\text{E-3.19})$$

El criterio para flujo crítico establece que:

"En el estado crítico de flujo la carga de velocidad es igual a un medio de la profundidad hidráulica".

Si la "profundidad del agua a la entrada", E , (figura 3.8) se mantiene constante, la descarga máxima que puede pasar por la sección N-N se puede obtener para secciones rectangulares y circulares de la manera que se verá a continuación.

3.8.1 Flujo crítico en alcantarillas rectangulares

La profundidad hidráulica, A/T , para una alcantarilla rectangular es igual a:

$$G = \frac{Bd}{B} = d \quad (\text{Ver Fig. 3.8})$$

Igualando la energía a la entrada con la energía en el conducto se tiene:

$$\frac{v_1^2}{2g} + E = H_v + d \quad (E-3,20)$$

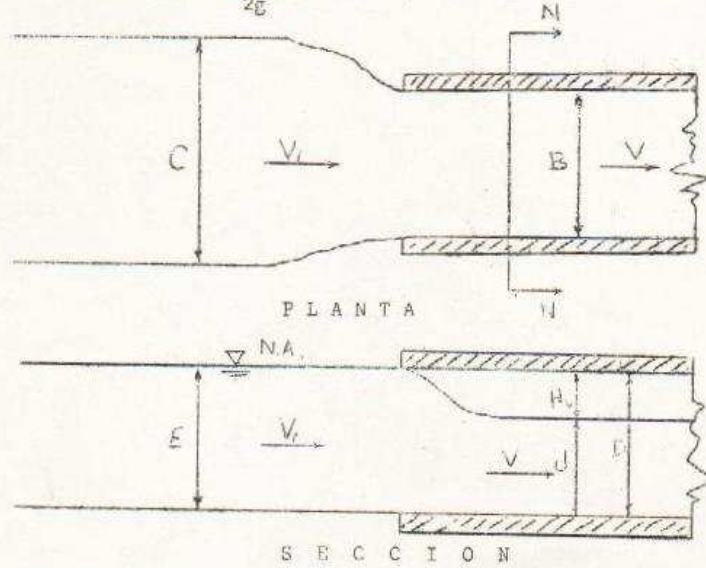


FIG. 3.8 Planta y sección longitudinal de una alcantarilla rectangular mostrando elementos de flujo crítico.

Si se desprecian la carga de velocidad a la entrada y las pérdidas de entrada y se sustituye H_v por $\frac{G}{2}$, resulta:

$$E = \frac{G}{2} + d \quad \text{pero } G = d \text{ para alcantarillas de}$$

cuadro; luego:

$$E = \frac{d}{2} + d$$

$$E = \frac{3}{2} d$$

$$d = \frac{2}{3} E = G$$

y como

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{G}{2}$$

$$V = \sqrt{g \cdot G} \quad (E-3.21)$$

$$V = \sqrt{\frac{2}{3} g \cdot E} \quad (E-3.22)$$

Finalmente:

$$Q = AV = Bd \sqrt{\frac{2}{3} g E}, \text{ Y, como } d = \frac{2}{3} E = \frac{2}{3} D$$

sustituyendo y simplificando:

$$Q = 1,702 \text{ BD}^{3/2} \text{ m}^3/\text{seg} \quad (E-3.23)$$

$$V = 2,553 \text{ D}^{1/2} \text{ m}/\text{seg} \quad (E-3.24)$$

La pendiente de la alcantarilla cuando el gasto es crítico se llama pendiente crítica. Para cualquier pendiente mayor o menor que la crítica la profundidad de la corriente será menor o mayor, respectivamente que la profundidad crítica.

Un aumento de la pendiente aumentará la velocidad, pero no el caudal. Una pendiente menor que la crítica provocará un remanso y por lo tanto la disminución del caudal.

La pendiente crítica, S_c , se puede obtener con base en la fórmula de Manning de la siguiente manera:

$$V = \frac{R_H^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (E-3.25)$$

$$S = \frac{V^2 n^2}{R_H^{4/3}} \quad (E-3.26)$$

$$R_H = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{Bd}{B + 2d} \quad (E-3.27)$$

Si se hace $K = \frac{B}{D}$; y considerando que $d = \frac{2D}{3}$ y $V = 2,553 \text{ D}^{1/2}$, de la ecuación anterior resulta:

$$R_H = \frac{Kd^2}{Kd + 2d} = \frac{Kd}{K + 2} = \frac{2}{3} \frac{kD}{K + 2}$$

y

$$S_c = \frac{6,518 \text{ D} n^2}{D^{4/3}} \left(1,5 \frac{K + 2}{k}\right)^{4/3}$$

$$S_c = \frac{11,19}{D^{1/3}} n^2 \left(\frac{K+2}{K} \right)^{4/3} \quad (E-3.28)$$

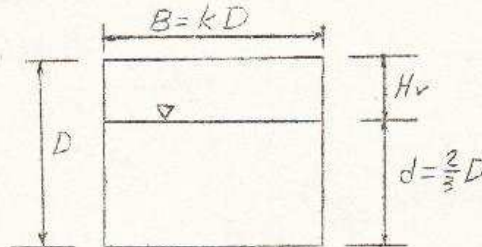


FIG. 3.9 Dimensiones de la sección de un conducto rectangular con caudal crítico.

La tabla 3.5 da los caudales críticos de las alcantarillas que se usan en el Ministerio de Transportes. Se dan asimismo las pendientes mínimas con que deben colocarse esas alcantarillas para que puedan acarrear el caudal crítico.

3.8.2 Flujo Crítico en Alcantarillas Circulares

La profundidad hidráulica para una alcantarilla circular es igual a:

$$G = \frac{A}{T} \quad (\text{por definición})$$

siendo :

$$A = \frac{1}{8} (\theta - \text{sen } \theta) D^2 \quad (E-3.29)$$

En donde θ está dado en radianes y D es el diámetro de la sección (Figura 3.10), y:

$$T = D \text{ sen } \left(\frac{\theta}{2} \right) \quad (E-3.30)$$

TABLA 3.5

CAUDALES, VELOCIDADES Y PENDIENTES CRITICAS
DE ALCANTARILLAS DE CUADRO

*Para 1 Perit
Para 2 Perit
3 aumento 1/2*

①

A N C H O		A L T O		VELOCIDAD	CAUDAL	PENDIENTE
Metros	Pulgadas	Metros	Pulgadas	(m/seg.)	(m ³ /seg.)	% (crit)
0,91	36	0,61	24	1,99	0,74	0,59
		0,91	36	2,44	1,35	0,72
1,22	48	0,61	24	1,99	0,99	0,48
		0,91	36	2,44	1,82	0,56
		1,22	48	2,82	2,80	0,65
		1,52	60	3,15	3,91	0,75
		1,83	72	3,45	5,13	0,84
1,52	60	0,61	24	1,99	1,23	0,42
		0,91	36	2,44	2,26	0,47
		1,22	48	2,82	3,48	0,55
		1,52	60	3,15	4,87	0,62
		1,83	72	3,45	6,40	0,67
1,83	72	2,13	84	3,73	8,06	0,74
		0,61	24	1,99	1,48	0,38
		0,91	36	2,44	2,72	0,42
		1,22	48	2,82	4,19	0,47
		1,52	60	3,15	5,86	0,52
2,44	96	1,83	72	3,45	7,70	0,57
		2,13	84	3,73	9,71	0,62
		2,44	96	3,99	11,86	0,68
		0,91	36	2,44	3,63	0,35
		1,22	48	2,82	5,59	0,38
3,05	120	1,52	60	3,15	7,81	0,41
		1,83	72	3,45	10,27	0,45
		2,13	84	3,73	12,94	0,48
		2,44	96	3,99	15,81	0,52
		2,74	108	4,23	18,87	0,55
3,05	120	3,05	120	4,45	22,10	0,59
		0,91	36	2,44	4,54	0,31
		1,22	48	2,82	6,98	0,33
		1,52	60	3,15	9,76	0,35
		1,83	72	3,45	12,83	0,38

TABLA 3.5

V I E N E

A N C H O		A L T O		VELOCIDAD (m/seg.)	CAUDAL (m ³ /seg.)	PENDIENTE %
Metros	Pulgadas	Metros	Pulgadas			
3,05	120	2,13	84	3,73	16,17	0,40
		2,44	96	3,99	19,75	0,43
		2,74	108	4,23	23,57	0,45
		3,05	120	4,46	27,61	0,48
		3,66	144	4,88	36,29	0,54
3,66	144	1,83	72	3,45	15,41	0,33
		2,13	84	3,73	19,41	0,35
		2,44	96	3,99	23,72	0,37
		2,74	108	4,23	28,30	0,39
		3,05	120	4,46	33,15	0,41
4,27	168	1,52	60	3,15	13,67	0,29
		1,83	72	3,45	17,97	0,30
		2,13	84	3,73	22,65	0,31
		2,44	96	3,99	27,67	0,33
		2,74	108	4,23	33,02	0,35
4,88	192	3,05	120	4,46	38,67	0,36
		3,66	144	4,88	50,84	0,40
		1,52	60	3,15	15,63	0,27
		1,83	72	3,45	20,54	0,28
		2,13	84	3,73	25,88	0,29
5,49	216	2,44	96	3,99	31,63	0,30
		2,74	108	4,23	37,74	0,31
		3,05	120	4,46	44,20	0,33
		3,66	144	4,88	58,10	0,35
		1,83	72	3,45	23,11	0,26
6,10	240	2,13	84	3,73	29,12	0,27
		2,44	96	3,99	35,58	0,28
		2,74	108	4,23	42,45	0,29
		3,05	120	4,46	49,72	0,30
		3,66	144	4,88	65,36	0,32
6,10	240	1,83	72	3,45	25,68	0,25
		2,13	84	3,73	32,36	0,25
		2,44	96	3,99	39,53	0,26
		2,74	108	4,23	47,17	0,27
		3,05	120	4,46	55,25	0,28
		3,66	144	4,88	72,62	0,30

Por lo tanto:

$$G = \frac{D (\theta - \text{sen} \theta)}{8 \text{ sen } 1/2 \theta} \quad (\text{E-3.31})$$

Además, en la Fig. 3.10: $d = \frac{D}{2} \left[1 + \cos \left(180^\circ - \frac{\theta}{2} \right) \right]$ (E-3.32)

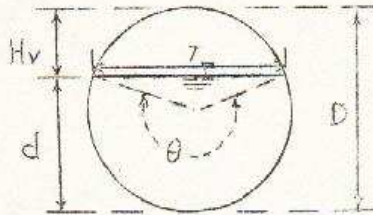


FIG. 3.10 Elementos del caudal crítico en tubos circulares.

De manera similar a como se procedió para alcantarillas rectangulares, despreciando la carga de velocidad a la entrada y las pérdidas de entrada, se tiene:

$$d + H_v = D \quad (\text{E-3.33})$$

$$d + \frac{G}{2} = D$$

Sustituyendo las expresiones encontradas para d y G se obtiene;

$$\frac{D}{2} + \frac{D}{2} \cos \left(180^\circ - \frac{\theta}{2} \right) + \frac{D}{16} \frac{\theta - \text{sen } \theta}{\text{sen } 1/2 \theta} = D$$

Simplificando

$$5 \text{ sen } \theta + \theta \text{ sen } \frac{\theta}{2} = \theta$$

Resolviendo por tanteos:

$$\theta = 224^\circ 23'$$

Sustituyendo en las ecuaciones (E-3.32), (E-3.33), (E-3.19) y (E-3.29) se tiene:

$$\begin{aligned} d &= 0,6887 D \text{ metros} \\ H_v &= 0,3113 D \text{ metros} \\ V &= 2,468 \sqrt{D} \text{ m/seg.} \\ A &= 0,5768 D^2 \text{ m}^2 \\ Q &= 1,423 D^{2,5} \text{ m}^3/\text{seg.} \end{aligned}$$

Además:

$$\text{Perímetro mojado} = 1,358 D \quad (\text{metros})$$

$$\text{Radio Hidráulico} = 0,2946 D \quad (\text{metros})$$

$$T = 0,9260 D \quad (\text{metros})$$

$$G = 0,6229 D \quad (\text{metros})$$

La pendiente crítica, S_c , necesaria para que el flujo sea crítico, se obtiene sustituyendo en la Fórmula de Manning los valores encontrados para la velocidad y el radio hidráulico.

$$V = \frac{R_H^{4/3} S^{1/2}}{n}$$

$$S_c = \frac{V^2 n^2}{R_H^{4/3}}$$

$$S_c = \frac{(2,468)^2 D n^2}{(0,2946)^{4/3} D^{4/3}}$$

$$S_c = \frac{31,07 n^2}{D^{1/3}}$$

Expresando S_c como tanto por ciento se obtiene:

$$S_c = \frac{\mu}{D^{1/3}} \%$$

en donde μ depende de n . La tabla que sigue da algunos valores de μ .

n	μ	
0,012	0,447	(tubo de concreto)
0,024	1,79	(tubo de metal corrugado)
0,0302	2,83	(láminas estructurales)
0,0328	3,34	(láminas estructurales)

La tabla 3.6 da los caudales críticos para alcantarillas de sección circun

lar.

Esta tabla es aplicable a tubos de concreto, hierro corrugado o láminas estructurales, cualquiera que sea el valor de la n de Manning. Se dan asimismo las pendientes mínimas necesarias para que el flujo sea crítico, para varios valores de n .

TABLA 3.6
CAUDALES, VELOCIDADES Y PENDIENTES CRITICAS
DE ALCANTARILLAS CIRCULARES

valor 3-5
de modo = 1

DIAMETRO		CAUDAL m ³ /seg.	VELOCIDAD m/seg.	PENDIENTE CRITICA %		
Metros	pulgadas			n= 0,012	n= 0,024	n= 0,032
0,61	24	0,413	1,93	0,53	2,11	3,75
0,76	30	0,716	2,15	0,49	1,96	3,48
0,91	36	1,12	2,35	0,46	1,84	3,28
1,07	42	1,69	2,55	0,44	1,75	3,12
1,22	48	2,34	2,73	0,42	1,67	2,98
1,37	54	3,13	2,89	0,40	1,60	2,87
1,52	60	4,05	3,04	0,39	1,56	2,77
1,68	66	5,21	3,20	0,37	1,50	2,67
1,83	72	6,45	3,34	0,36	1,46	2,60
1,98	78	7,85	3,47	0,36	1,43	2,55
2,13	84	9,42	3,60	0,35	1,40	2,47
2,29	90	11,29	3,73	0,34	1,36	2,41
2,44	96	13,23	3,86	0,33	1,33	2,36
2,59	102	15,36	3,97	0,33	1,31	2,32
2,74	108	17,69	4,08	0,32	1,28	2,27
2,90	114	20,38	4,20	0,31	1,26	2,23
3,05	120	23,12	4,31	0,31	1,24	2,20
3,35	132	29,23	4,52	0,30	1,20	2,13
3,66	144	36,47	4,72	0,29	1,16	2,07
3,96	156	44,40	4,91	0,28	1,13	2,01
4,27	168	53,62	5,10	0,28	1,11	1,97
4,57	180	63,54	5,28	0,27	1,08	1,92
4,88	192	74,86	5,45	0,26	1,06	1,88
5,18	204	86,91	5,62	0,26	1,04	1,84
5,49	216	100,5	5,78	0,25	1,02	1,81
5,79	228	114,8	5,94	0,25	1,00	1,77
6,10	240	130,8	6,10	0,24	0,98	1,74

comput

sum

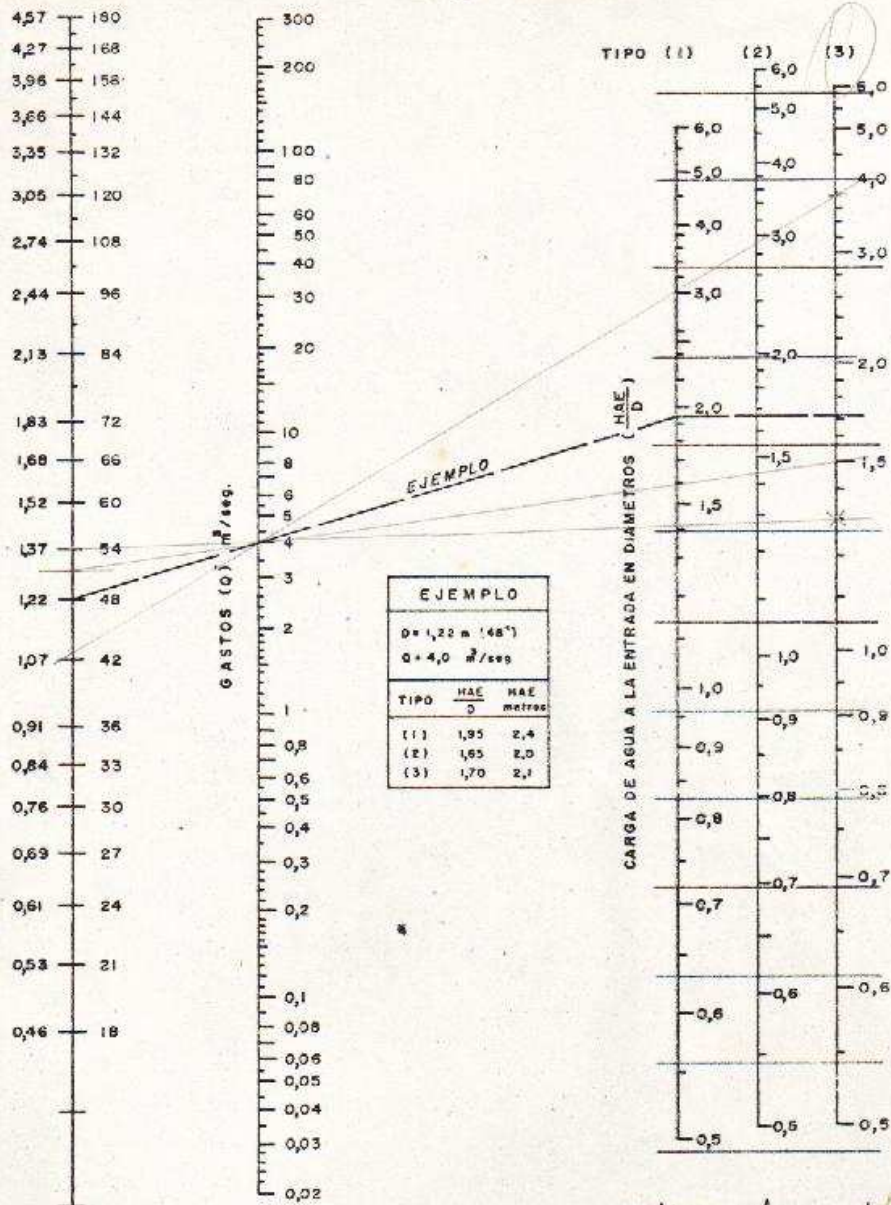
TABLA 3.7

FACTORES PARA DETERMINAR EL AREA DE UN CONDUCTO CIRCULAR PARCIALMENTE LLENO

$\frac{d}{D}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	0,0000	0,0013	0,0037	0,0069	0,0105	0,0147	0,0192	0,0242	0,0294	0,0350
0,1	0,0409	0,0470	0,0534	0,0600	0,0668	0,0739	0,0811	0,0885	0,0961	0,1039
0,2	0,1118	0,1199	0,1281	0,1365	0,1449	0,1535	0,1623	0,1711	0,1800	0,1890
0,3	0,1982	0,2074	0,2167	0,2260	0,2355	0,2450	0,2546	0,2642	0,2739	0,2836
0,4	0,2934	0,3032	0,3130	0,3229	0,3328	0,3428	0,3527	0,3627	0,3727	0,3827
0,5	0,393	0,403	0,413	0,423	0,433	0,443	0,453	0,462	0,472	0,482
0,6	0,492	0,502	0,512	0,521	0,531	0,540	0,550	0,559	0,569	0,578
0,7	0,587	0,596	0,605	0,614	0,623	0,632	0,640	0,649	0,657	0,666
0,8	0,674	0,681	0,689	0,697	0,704	0,712	0,719	0,725	0,732	0,738
0,9	0,745	0,750	0,756	0,761	0,766	0,771	0,775	0,779	0,782	0,784
1,0	0,785									

- 75 -

Ejemplos sobre el uso de esta tabla se pueden ver en las páginas 58 y 90 de esta tesis.



NOTA: Los tipos (1) y (2) son válidos para cualquier ángulo que hagan los muros de cabecera.

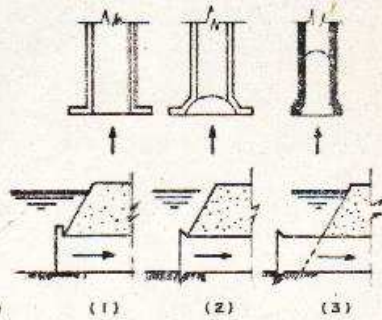


GRAFICO 3.1

TUBOS DE CONCRETO CON CONTROL A LA ENTRADA

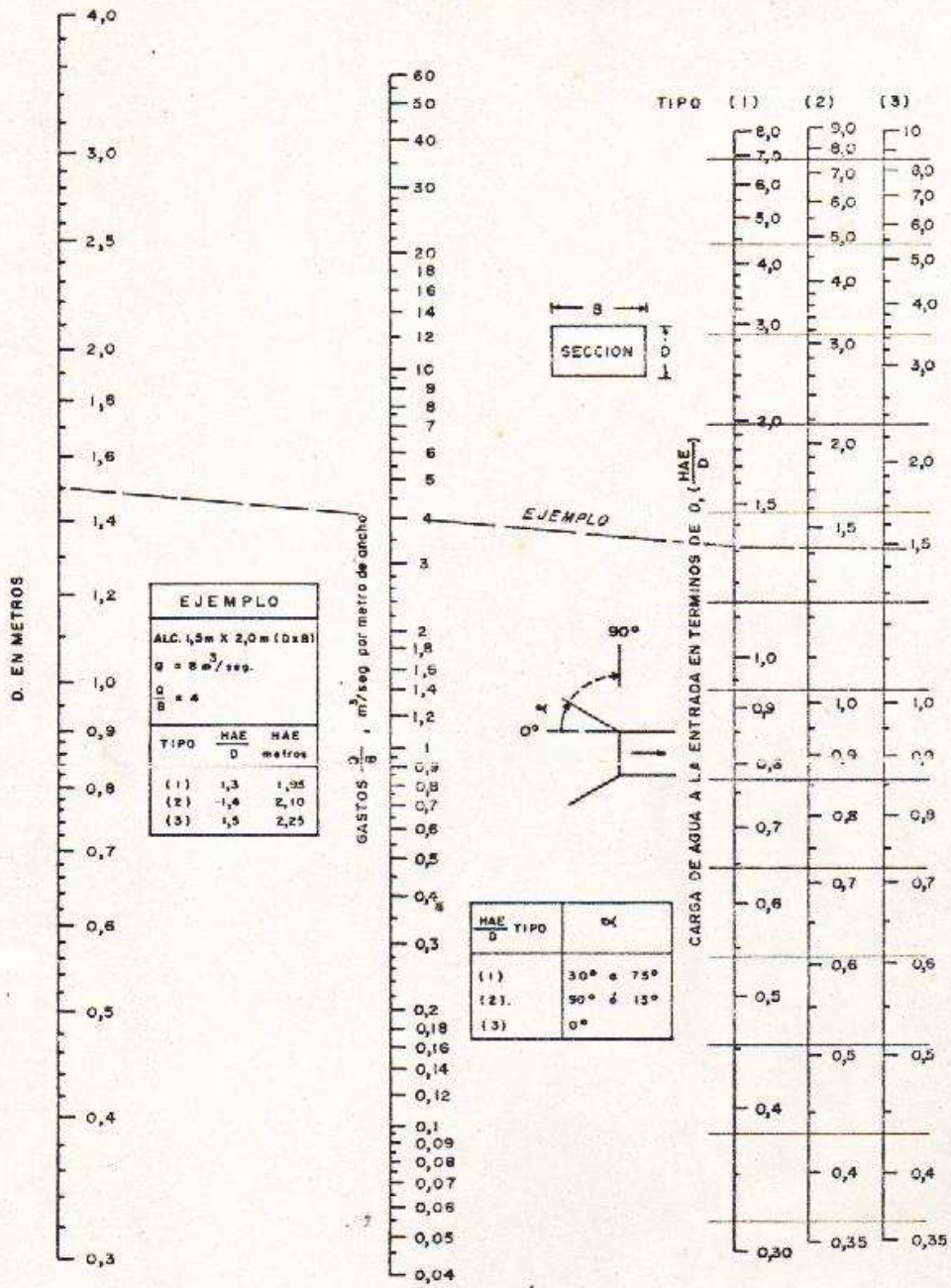


GRAFICO 3.2

ALCANTARILLAS DE CUADRO CON CONTROL
 A LA ENTRADA

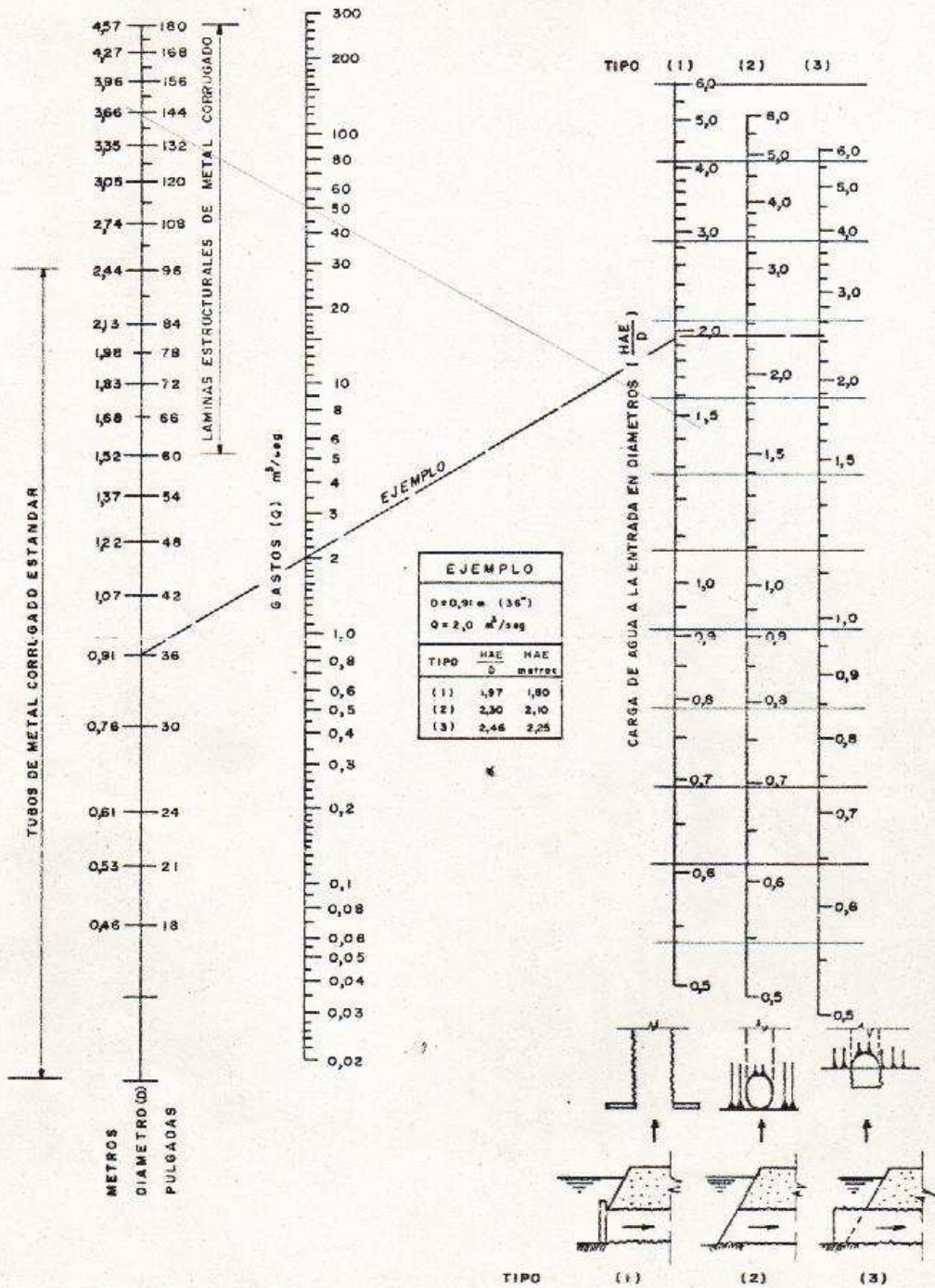


GRAFICO 33
TUBOS DE METAL CORRUGADO CON CONTROL
A LA ENTRADA

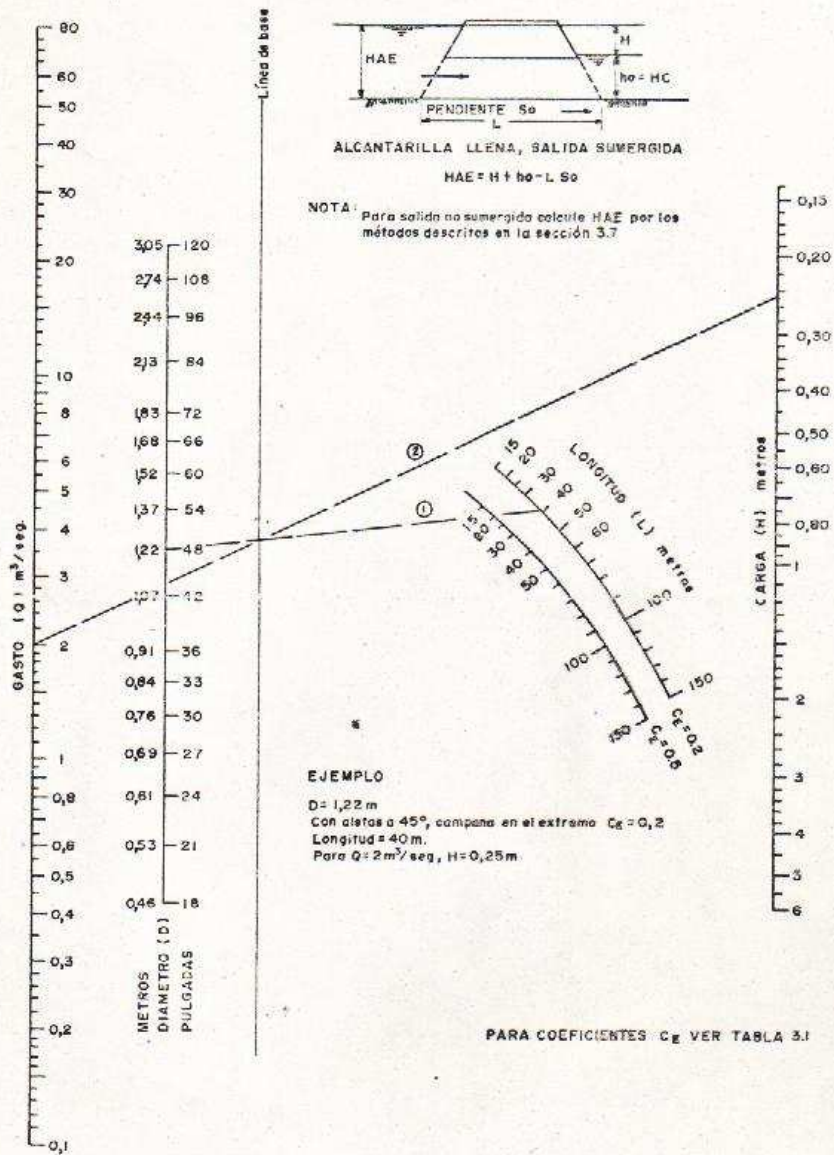
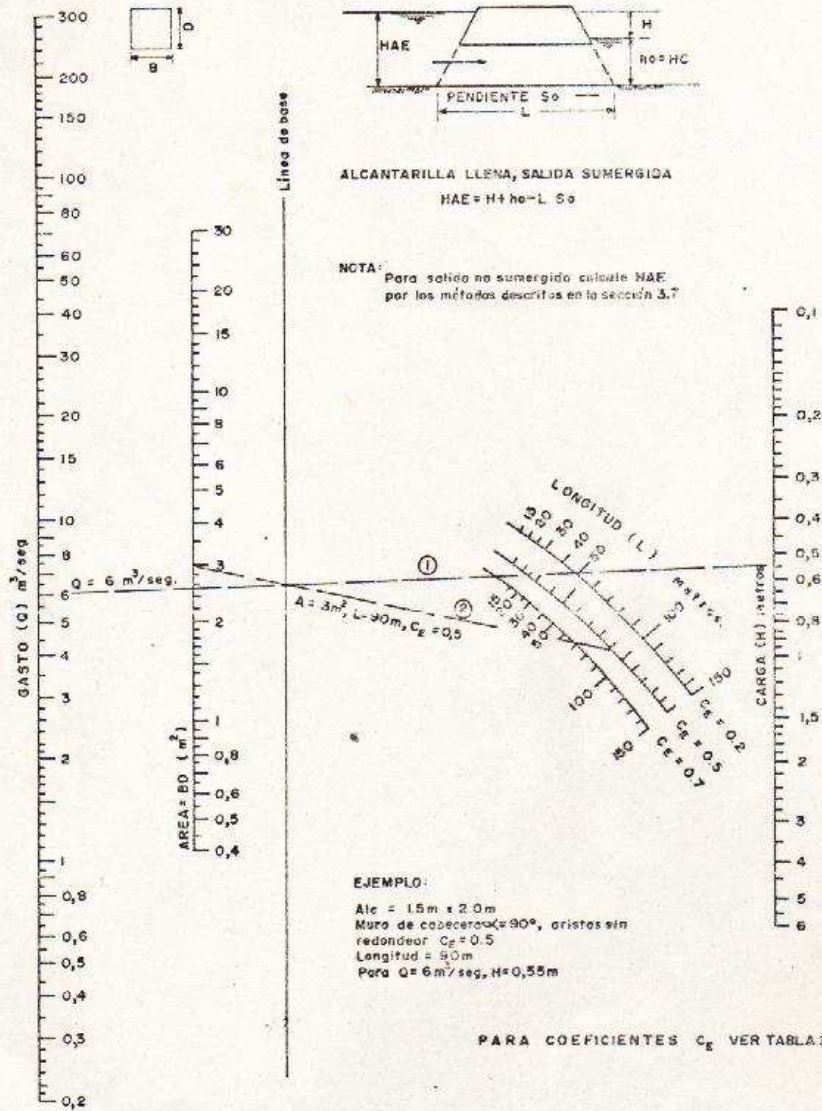


GRAFICO 3.4
 CONTROL A LA SALIDA
 TUBOS DE CONCRETO A SECCION PLENA
 $n = 0,012$



NOTA:
 Establecido para secciones cuadradas,
 aproximadas para secciones rectangulares
 $2D \approx B \approx \frac{2}{3}D$

GRAFICO 3.5
 CONTROL A LA SALIDA
 ALCANTARILLAS DE CUADRO DE CONCRETO
 A SECCION PLENA
 $D = 0,012$

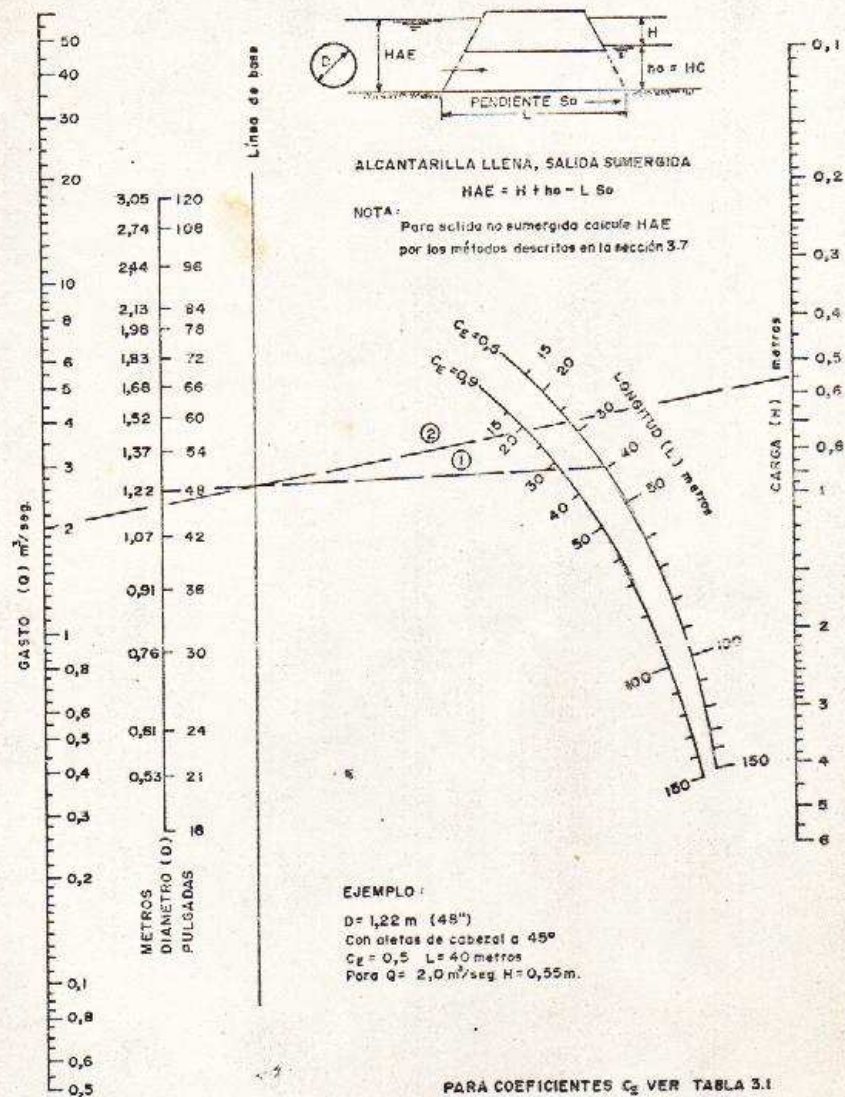


GRAFICO 3.6
 CONTROL A LA SALIDA
 TUBOS DE METAL CORRUGADO
 A SECCION PLENA

$n = 0,024$

Ref. BUREAU OF PUBLIC ROADS, JAN. 1963

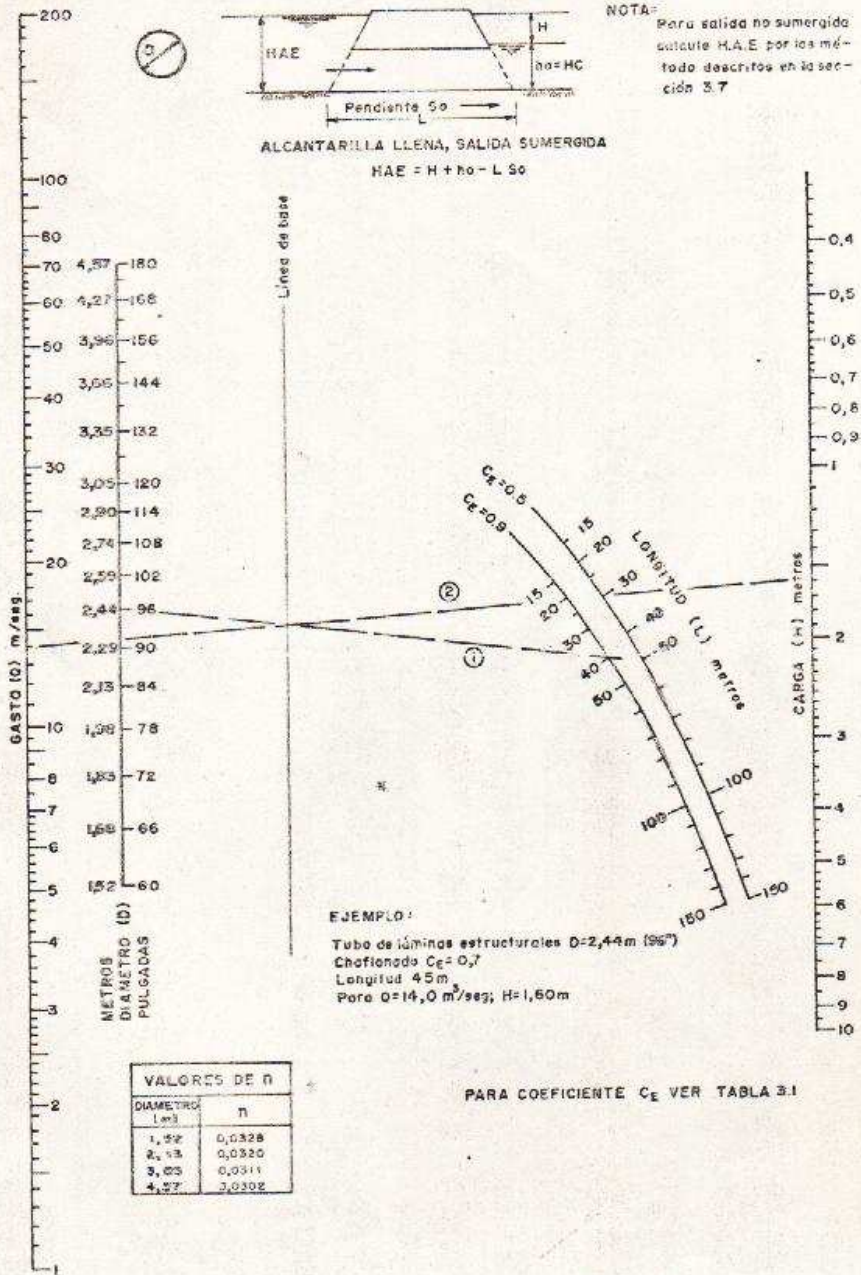
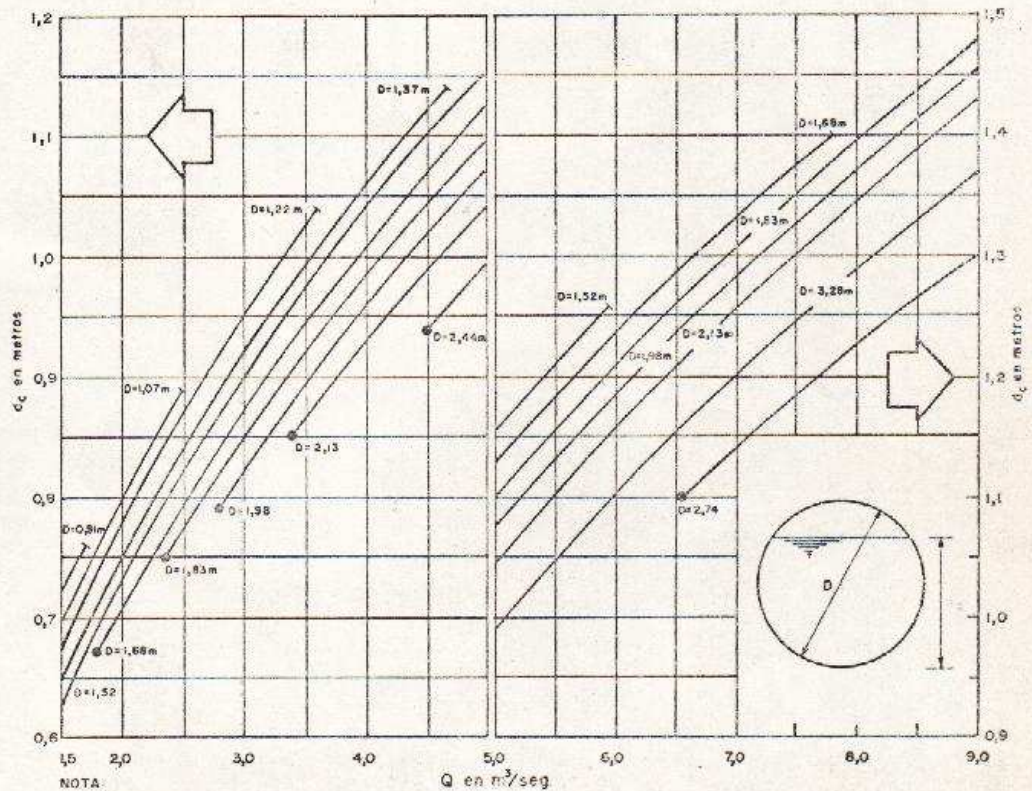
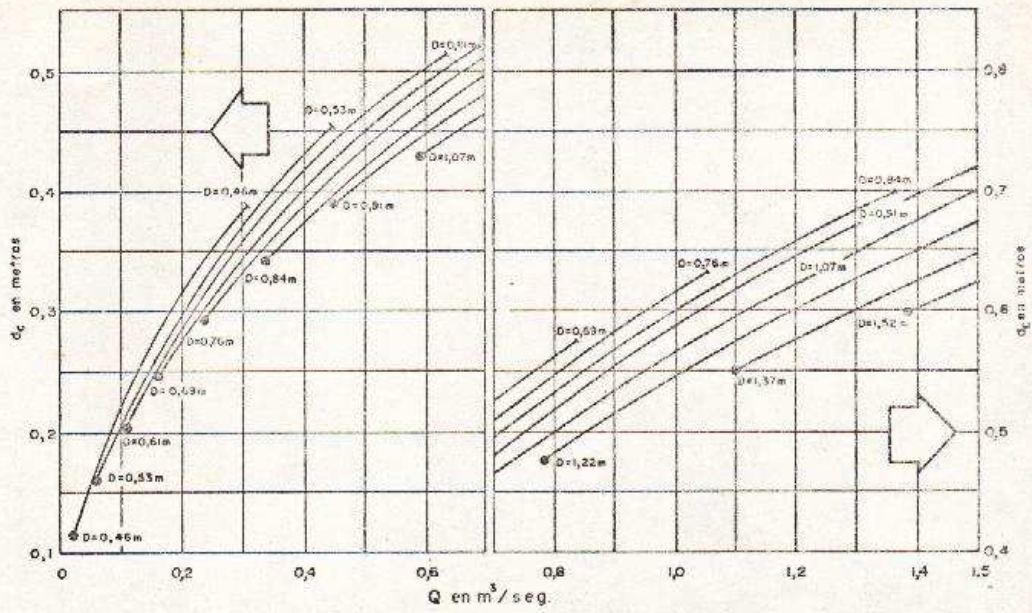


GRAFICO 3.7

CONTROL A LA SALIDA
 TUBOS DE LAMINAS ESTRUCTURALES DE METAL
 CORRUGADO A SECCION PLENA
 $n = 0,0328$ a $n = 0,0302$

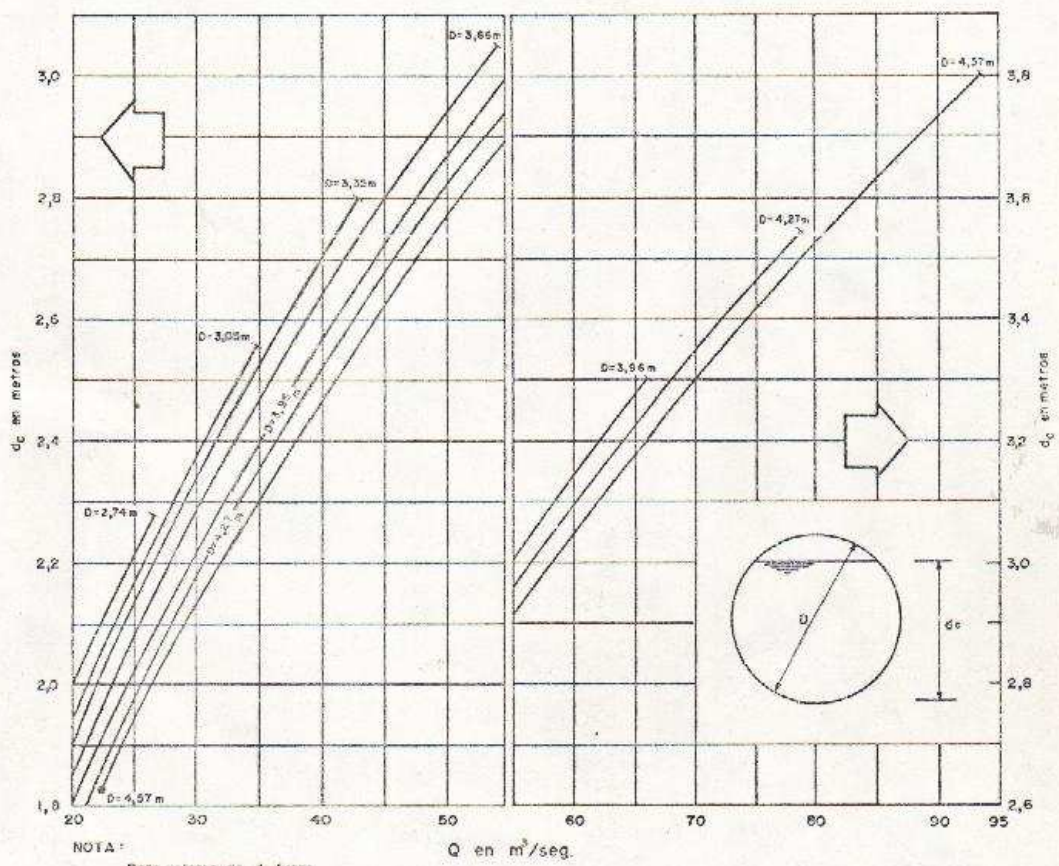
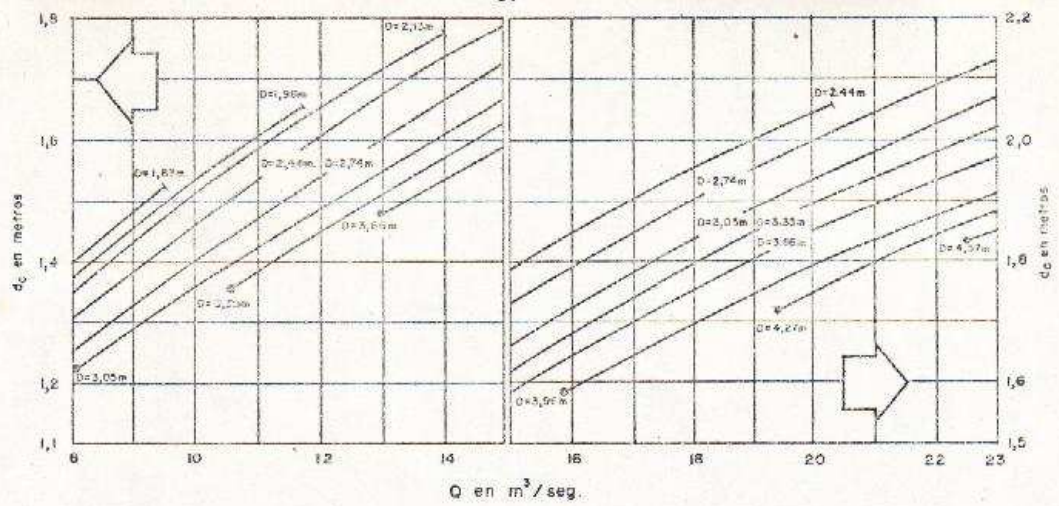


NOTA:
Para valores de d_c fuera
del gráfico usar $d_c = D$

CAUDAL

GRAFICO 3.8
PROFUNDIDAD CRITICA
CONDUCTOS CIRCULARES

Ref. BUREAU OF PUBLIC ROADS. JAN. 1963

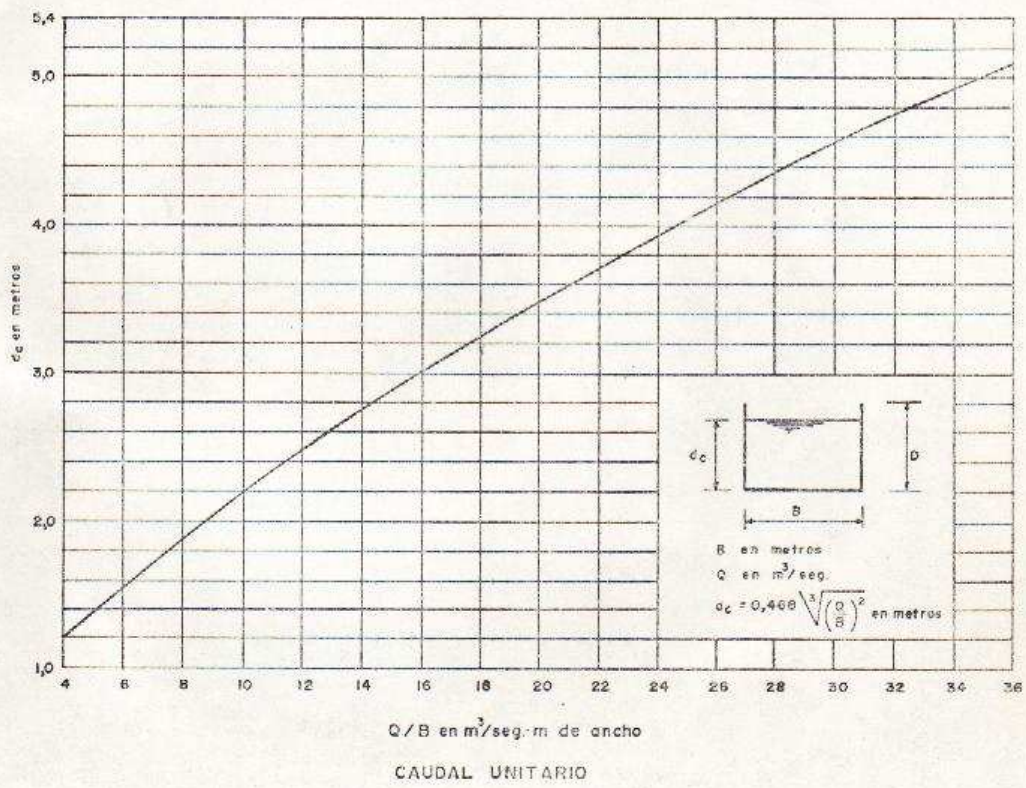
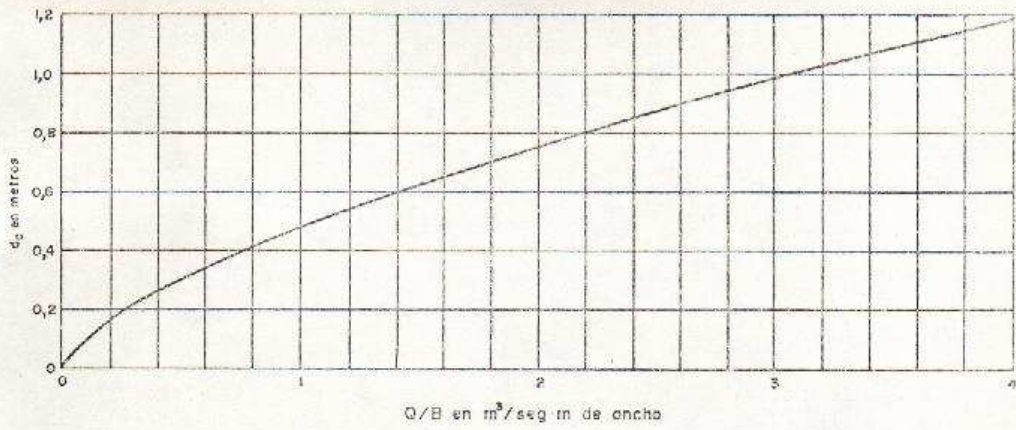


NOTA:
Para valores de d_c fuera
del gráfico usar $d_c = D$.

Q en m^3/seg .
CAUDAL

PROFUNDIDAD CRÍTICA

GRAFICO 3.9
PROFUNDIDAD CRÍTICA
CONDUCTOS CIRCULARES



PROFUNDIDAD CRITICA

GRAFICO 310
PROFUNDIDAD CRITICA
CONDUCTOS RECTANGULARES

A N E X O

APLICACION DE LA METODOLOGIA A
PROBLEMAS PRACTICOS

EJEMPLO N° 1

Diseño de la alcantarilla para Quebrada Bartolo en el proyecto de Carretera Siquirres-Limón.

A.- Cálculo del Caudal de Diseño

Mediante mapa escala 1:50.000 e inspección en el campo se determinó el límite de la cuenca tributaria de la Quebrada Bartolo.

Luego se obtuvieron los siguientes datos:

A = Area tributaria = 3,40 Km²

L = Longitud del canal principal = 3,65 Km

Ah = Diferencia de elevación entre los puntos extremos del canal = 132 m.

S = Pendiente promedio del canal = 3,6%.

t_c = Tiempo de concentración = 38 minutos (Obtenido de la figura 2.6).

Terreno cubierto de pastos y vegetación ligera, suelo semipermeable

C = 0.40 (obtenido de la figura 2.8).

LLuvia máxima anual con duración de 1 hora = 55 mm. (De Figura 2.3, extrapolando).

T = Período de retorno = 10 años (Se escogió un valor relativamente bajo, en relación con el tipo de carretera, al considerar que la zona inundada por un posible embalse aguas arriba es de poca importancia).

LLuvia máxima con período de retorno de 10 años y duración de 1 hora = 105 mm (De figura 2.4)

i = 137 mm/hr = tormenta de diseño (Ver figura 2.5).

$$Q = \frac{CiA}{3,6} = \text{caudal de diseño}$$

$$Q = \frac{0,4 \times 137 \times 3,40}{3,6} = 51,8 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

B.- Tipo de Estructura (Ver página 91).

C.- Tamaño de la Alcantarilla

Se seguirá el procedimiento indicado en la sección 3.7.

PASO N° 1

Datos básicos:

Q = Caudal de diseño = 51,8 m³/seg.

L = Longitud aproximada de la alcantarilla = 35,0 m

S₀ = pendiente de la alcantarilla = 0,02 m/m = 2%

HAE máx. = 5,5 m.

Velocidad máxima en el canal natural = 1,5 m/seg.

Tipo de alcantarilla para un primer tanteo: láminas estructurales de metal corrugado con extremos biselados y sección circular.

PASO N° 2

Dimensiones aproximadas:

a) $A = \frac{Q}{3} = 17 \text{ m}^2$ De donde D = 4,65

b) Por el método de caudal crítico:

D = 4,27 (Ver tabla 3.6)

c) Control a la entrada y $\frac{\text{HAE}}{D} = 1,5$

D = 3,96 m (Obtenido de Gráfico 3.3)

Conclusión:

Hacer un primer tanteo con D = 4,27 m.

PASO N° 3

a) Suponiendo control a la entrada:

$\frac{\text{HAE}}{D} = 1,08$ (Ver gráfico 3.3)

$$HAE = 1,08 \times 4,27 = 4,62 \text{ m}$$

$$4,62 \text{ m} < \text{HAE máxima.}$$

b) Suponiendo control a la salida:

Cálculo del Agua de Cola

El canal aguas abajo tiene una pendiente de 0,14% y deberá ampliarse hasta obtener una sección trapezoidal de 6,0 m de ancho en el fondo, 4,2 m de profundidad y con taludes laterales con pendiente 1:1 (*).

El caudal que acepta esta sección se puede calcular con la fórmula

Manning. Se tiene:

$$A = 42,84 \text{ m}^2$$

$$P_m = 17,88 \text{ m}$$

$$R_H = 2,396 \text{ m}$$

$$n = 0,055$$

$$s = 0,0014$$

$$Q = \frac{A R_H^{2/3} \sqrt{s}}{n} = \frac{42,84 \times 1,790 \times 0,0374}{0,055} = Q = 52,1 \text{ m}^3/\text{seg.}, \text{ que}$$

es ligeramente superior al caudal de diseño.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{52,1}{42,84} = 1,2 \text{ m/seg.}$$

(*) El cálculo de las dimensiones de un canal para que permita el paso de una cantidad dada de agua se hace por tanteos o con la ayuda de tablas o gráficos.

La tabla 94 del Manual de Hidráulica de King (15) permite calcular el canal en estudio de la siguiente manera:

$$Q = \frac{K' b^{8/3} s^{1/2}}{n} \quad \text{Sean } b = 6,0 \text{ m y } n = 0,055$$

$$K' = \frac{Q n}{b^{8/3} s^{1/2}} = \frac{51,8 \times 0,055}{(6)^{8/3} (0,0014)^{1/2}} = 0,645$$

De la tabla 94 (pág. 312) se tiene:

$$\frac{d}{b} = 0,7$$

$$d = 0,7 \times 6,0 = 4,2 \text{ m.}$$

Por lo tanto el agua de cola tiene una altura de 4,2 m.

$$H_c = 4,2 \text{ m} < D$$

b-2) El agua de cola no cubre la salida.

Cálculo de H :

Del gráfico 3.7

$$\text{Para: } Q = 51,8 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$D = 4,27 \text{ m}$$

$$L = 35,0 \text{ m, y}$$

$$C_e = 0,7 \text{ (Ver tabla 3.1)}$$

$$H = 1,60$$

Cálculo de d_c :

Del gráfico 3.9:

$$\text{Para: } Q = 51,8 \text{ m}^3/\text{seg y}$$

$$D = 4,27 \text{ m}$$

$$d_c = 2,8 \text{ m}$$

(Nota: d_c se puede calcular también por medio de la tabla 111 del Manual de Hidráulica de King (15), obteniéndose un valor de 2.83 m).

$$H_c = 4,2 \text{ m (RIGE)}$$

$$h_o = \frac{d_c + D}{2} = \frac{2,8 + 4,27}{2} = 3,6 \text{ m.}$$

$$h_o = 4,2$$

$$L S_o = 35 \times 0,02 = 0,70$$

$$HAE = H + h_o - L S_o$$

$$HAE = 1,60 + 4,20 - 0,70 = 5,10 \text{ m}$$

$$5,10 \text{ m} < HAE \text{ máxima}$$

c) Compare los resultados obtenidos en a) y en b):

4,62 < 5,10 ; el valor más alto rige:

HAE = 5,10 m. Existe "control a la salida":

Velocidad del agua a la salida:

En este caso la profundidad del agua está determinada por el agua de cola, o sea 4,2 m

$$\frac{d}{D} = \frac{4,2}{4,27} = 0,98$$

$$\text{Area} = 0,7816 D^2 = 0,7816 (4,27)^2 = 14,25 \text{ m}^2 \text{ (Ver tabla 3.7).}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{51,8}{14,25} = 3,63 \text{ m/seg.}$$

Esta velocidad sólo se presenta una vez cada 10 años. Sin embargo se recomienda revestir la salida de la alcantarilla con piedra con mortero (*). La velocidad disminuye rápidamente hasta alcanzar la velocidad normal en el canal, según se calculó anteriormente.

Para una tormenta con período de retorno igual a un año, la lluvia máxima anual con duración de una hora (55 mm) se debe corregir mediante la figura 2.5, para un tiempo de concentración de 38 minutos, obteniéndose:

$$i = 75 \text{ mm/hr.}$$

$$Q = \frac{C_{ia}}{3,6} = \frac{0,4 \times 75 \times 3,4}{3,6} = 28,3 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

En la hoja de diseño (página 92) se muestra el cálculo de la velocidad para este caudal.

(*) A manera de ilustración cabe señalar que la energía de esa agua calculada como energía cinética corresponde a una potencia de 430 HP (equivalente a la de un tractor grande). La energía del agua para una tormenta que se presente una vez por año, corresponde a una potencia cuatro veces menor.

TIPO DE ESTRUCTURA

Para seleccionar el tipo de estructura se llevó a cabo un análisis sobre:

- 1.- Niveles de la rasante de la vía.
- 2.- Condición de los Bancos.
- 3.- Condiciones del subsuelo para efectos de cimentación, según pruebas de laboratorio.
- 4.- Comparación económica de varias soluciones.

Como una primera solución se planteó la construcción de un Puente, pero debido a las deficiencias en capacidad soportante del subsuelo, se descartó ya que se hacia antieconómica por el tipo de fundación.

Luego se planteó la posibilidad de construir una alcantarilla de sección en cuadro que también se descartó por su gran peso y por que su costo resultaba superior a una de metal corrugado y sección circular.

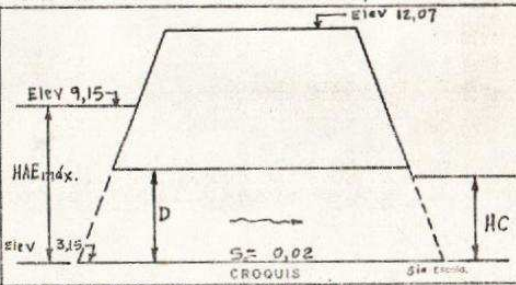
PROYECTO CARRETERA Siquipres-Limón (PV 60A-100).
 ESTACION 7+588 Quebrada Bartolo

CALCULO: R. Gombal G.
 REVISO: R. Gombal G.

FECHA 22-4-69
 FECHA 22-4-69

HOJAS 1/1

FRECUENCIA DE DISEÑO: 10 años
 CAUDAL DE DISEÑO Q: 51,8 m³/seg
 PROFUNDIDAD AGUA DE COLA HC: 4,8 m
 CARGA PERMISIBLE A LA ENTRADA HAE máx: 6,0 mts
 VELOCIDAD PERMISIBLE A LA SALIDA v: 3,0 m/seg
 LONGITUD DE ALCANTARILLA L: 35,0 m
 PENDIENTE DE ALCANTARILLA S: 2,0 %
 COTA BASANTE CARRETERA: 12,07
 COTA BASANTE ENTRADA ALCANTARILLA: 3,15



ALCANTARILLA TIPO, MATERIAL, DESCRIPCION DE LA ENTRADA, ETC	Q m ³ /seg	TAMAÑO	CALCULOS DE LA CARGA A LA ENTRADA (HAE)										VELOCIDAD LA SALIDA m/seg	OBSERVACIONES	
			CONTROL A LA ENTRADA					CONTROL A LA SALIDA (HAE = H + h _o - L S _o)							
			HAE D	C _e	H	e _c	3+D 2	HC	h _o	L S _o	HAE	HAE (mca)			
Circular metal corrugado extremos biselados	51,8	4,27 m 168"	1,08	4,52	0,7	1,60	2,8	3,55	4,2	4,2	0,70	5,10	5,10	3,63	\$ 270 000 = Costo instalado proteger salida y entrada
La misma	28,3	4,27 m	0,72	3,07	0,7	0,45	2,13	2,2	2,5	3,2	0,70	2,95	3,07	2,9	(sólo para calcular velocidad)
cajon de concreto. Cabezas a 45° aristas sin redondear	51,8	3,66x3,05	1,6	4,8	0,4	1,7	*	*	4,2	4,2	0,70	5,20	5,2	3,4	\$ 310 000 =

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES: Usar bocas circulares de metal corrugado con extremos biselados $\phi = 4,27 \text{ m} = 168''$
 Proteger entrada y salida de alcantarilla, según planos de diseño.
 * $d_c \text{ ni } \frac{1}{2}(d_c + D)$ pueden ser mayores que D, porque $HC > D$

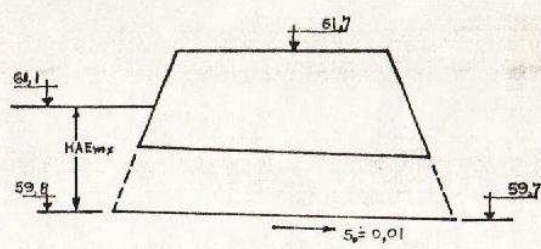
PROYECTO: EJEMPLO N°2
ESTACION: 5+500

CALCULO: R.G.G.
REVISO: R.G.G.

FECHA: 22-4-69
FECHA: 22-4-69

HOJA: 4/6

FRECUENCIA DE DISEÑO: 10 años
CAUDAL DE DISEÑO: $Q = 1,0 \text{ m}^3/\text{seg}$
PROFUNDIDAD AGUA DE COLA: $h_c = \text{despreciable}$
CARGA PERMISIBLE A LA ENTRADA: $HAE_{\text{máx}} = 1,3 \text{ m}$
VELOCIDAD PERMISIBLE A LA SALIDA: $V_s = 2,0 \text{ m/seg}$
LONGITUD DE ALCANTARILLA: $L = 14,0 \text{ m}$
PENDIENTE DE ALCANTARILLA: $S_a = 1,0 \%$
COTA RASANTE CARRETERA: 61,7 m
COTA RASANTE ENTRADA ALCANTARILLA: 59,7 m



CROQUIS Escala: V: 1:50
H: 1:200

ALCANTARILLA TIPO, MATERIAL, DESCRIPCION DE LA ENTRADA, ETC.	Q m³ seg.	TAMAÑO	CALCULOS DE LA CARGA A LA ENTRADA (HAE)											VELOCIDAD LA SALIDA	OBSERVACIONES
			CONTROL A LA ENTRADA		CONTROL A LA SALIDA ($HAE = H + h_o - L S_a$)								HAE (moy.)		
			HAE D	HAE	C_e	H	d_c	$\frac{d_c + D}{2}$	HC	h_o	$L S_a$	HAE			
CIRCULAR, CONCRETO CABEZALES 45° $\phi = 0,91 \text{ m}$	1,0	0,91	1,00	0,91	0,5	0,12	0,60	0,75	—	0,75	0,14	0,73	0,91	1,86	

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES: Usar alcantarilla circular de concreto cabezales a 45° $\phi = 0,91 \text{ m} = 36"$

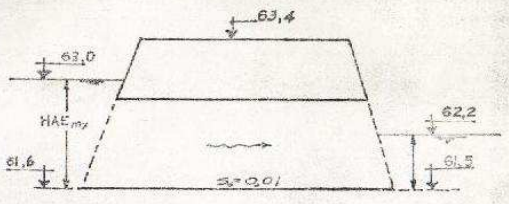
PROYECTO: EJEMPLO N°2 (tesis de grado)
ESTACION: 5+420

CALCULO: R.G.G.
REVISO: R.G.G.

FECHA: 23-4-69
FECHA: 23-4-69

HOJA: 5/6

FRECUENCIA DE DISEÑO: 10 años
CAUDAL DE DISEÑO: $Q = 7,2 \text{ m}^3/\text{seg}$
PROFUNDIDAD AGUA DE COLA: $h_c = 0,7 \text{ m}$
CARGA PERMISIBLE A LA ENTRADA: $HAE_{\text{máx}} = 1,4 \text{ m}$
VELOCIDAD PERMISIBLE A LA SALIDA: $V_s = 2,0 \text{ m/seg}$
LONGITUD DE ALCANTARILLA: $L = 13,0 \text{ m}$
PENDIENTE DE ALCANTARILLA: $S_a = 1,0 \%$
COTA RASANTE CARRETERA: 63,4 m
COTA RASANTE ENTRADA ALCANTARILLA: 61,6 m



CROQUIS Escala: V: 1:50
H: 1:100

ALCANTARILLA TIPO, MATERIAL, DESCRIPCION DE LA ENTRADA, ETC.	Q m³ seg.	TAMAÑO	CALCULOS DE LA CARGA A LA ENTRADA (HAE)											VELOCIDAD LA SALIDA	OBSERVACIONES
			CONTROL A LA ENTRADA		CONTROL A LA SALIDA ($HAE = H + h_o - L S_a$)								HAE (moy.)		
			HAE D	HAE	C_e	H	d_c	$\frac{d_c + D}{2}$	HC	h_o	$L S_a$	HAE			
CHUBI CONCRETO, Alceas a 45° $\phi = 1,13 \text{ m}$	7,2	2,13	2,1	2,25											$HAE > HAE_{\text{máx}}$
CHUBI de concreto, Alceas a 45° $\phi = 1,02 \text{ m}$	7,2	3,66	1,8	1,80											$HAE > HAE_{\text{máx}}$
Calon de concreto, Alceas a 45° $\phi = 1,52 \text{ m}$	7,2	4,11	1,52	1,06	0,4	0,08	0,67	1,1	0,7	1,1	0,13	1,05	1,06	2,5	$V_s > 2,0 \text{ m/seg}$
D.C. de concreto, Alceas cabezales a 45° $\phi = 1,52 \text{ m}$	7,2	1,93	0,75	1,38	0,5	0,15	0,83	1,38	0,7	1,38	0,13	1,40	1,40	2,7	$V_s > 2,0 \text{ m/seg}$
ALC. TRIPLE TRIPLE - Cabezales a 45° $\phi = 1,52 \text{ m}$	2,4	1,52	0,76	1,15	0,5	0,13	0,81	1,17	0,7	1,17	0,13	1,17	1,17	1,6	$Q.A.$
ALCANT. TRIPLE - CONCRETO Cabezales a 45° $\phi = 1,52 \text{ m}$	2,4	1,37	0,91	1,25	0,5	0,21	0,86	1,12	0,7	1,12	0,13	1,20	1,25	2,4	$V_s > 2,0 \text{ m/seg}$

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES: Usar alcantarilla de concreto triple - cabezales a 45° $\phi = 1,52 \text{ m} = 60"$

EJEMPLO N° 3

Calcular las dimensiones de las alcantarillas del ejemplo N° 2 si la carga permisible a la entrada es igual a la altura de la sección del conducto. Indicar la pendiente mínima (crítica) con que deben ser colocadas y dar la velocidad obtenida.

SOLUCION

Mediante una rápida consulta a las tablas 3.5 y 3.6 se obtienen las siguientes posibilidades de tubos de concreto o cajas de cuadro:

ESTACION	CAUDAL (m ³ /seg.)	TIPO DE ESTRUCTURA	DIMENSIONES	VELOCIDAD m/seg.	PENDIENTE MINIMA (CRITICA)
6 + 160	8,90	Tubo coner. cuadro	2,13m Ø	3,60	0,35
			2,44mx1,83m	3,45	0,45
5 + 600	1,03	Tubo coner. cuadro	0,91m Ø	2,35	0,46
			1,22mx0,91m	2,44	0,56
5 + 420	7,18	Tubo coner. cuadro	2,13m Ø	3,60	0,35
			1,83mx1,83m	3,45	0,57
4 + 720	1,23	Tubo coner. cuadro	1,07m Ø	2,55	0,44
			0,91mx0,91m	2,44	0,72

Un estudio de costos permitirá definir cual tipo de estructura se debe usar.

REFERENCIAS

- (1) CHOW, VEN TE. "Hydrologic Design of Culverts". Proceedings, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 88, N° HY2, March 1962.
- (2) ARMCO. Manual de Drenaje y Productos de Construcción. Middletown, Ohio, The Armco International Corporation, 1958. 342 p.
- (3) FREVERT, R.K. et al. Soil & Water Conservation Engineering. New York, John Wiley, 1955. 479 p. (The Ferguson Foundation, Agricultural Engineering Series).
- (4) IZZARD, C.F. "Peak Discharge for Highway Drainage Design". Transactions A.S.C.E., Vol 119, 1954, p. 1.005.
- (5) AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION. Concrete Pipe Handbook, Chicago Illinois, 1965, p. 201.
- (6) POTTER, WILLIAM D. "Use of Indices in Estimating Peak Rates of Runoff". Public Roads, Vol. 28, N° 1, April, 1954, p. 1.
- (7) POTTER, W.H. "Surface runoff from agricultural watersheds". Surface Drainage, Highway Research Board, Research Report N° 11-B, Washington, 1950.
- (8) HERRERO LARA J. y BARRIENTOS, G.C. Curvas de precipitación-escorrentía para las ciudades de San José, Alajuela, Limón y San Isidro del General. Tesis Universidad de Costa Rica, 1964. 73 p.
- (9) SEELYE, ELWYN EGGLESTON. Design. 2 ed. New York, J. Wiley, 1951. (página varía).
- (10) CHOW, VEN TE. Handbook of Applied Hydrology, pp 14-6 a 14-8, 20-7 a 20-12 y 21-10 a 21-43. 1ª Ed. New York, McGraw-Hill Book Co., 1964 (página varía).
- (11) GRANT, EUGENE LODEWICK. Principles of engineering economy. 4 ed. New York, Ronald Press, 1964. 574 p.
- (12) MAIA, DE OLIVEIRA, FRANCISCO. Drenagem de Estradas. pgs. 3 a 11. 1ª ed. Associação Rodoviária do Brasil, 1947. 181 p.
- (13) DIRECCION DE VIALIDAD, MOP, VENEZUELA. Manual de Drenaje. 1 ed., Caracas, MOP, 1967. (página varía).
- (14) PIRANI, PROF. Dr. MARCELO. Ncmografía. Traducción del inglés por José Novo Cerro. México, UTEHA, 1962.
- (15) KING, HORACE WILLIAMS. Manual de Hidráulica. Traducción de la 4 ed. en inglés por Rafael García Díaz. 1 ed. en español. México, UTEHA, 1962-536p.

- (16) CHOW, VEN TE. Open-Channel Hydraulics. ps. 19 a 70, 98 a 123, 165, 493 a 499. 1 ed. Tokyo, Kōgakusha Co. Ltd., 1959. 680 p.
- (17) OGLESBY, CLARKSON HILL y HEWES, LAURENCE I. Highway Engineering. New York, Wiley, 1958. 658 p.
- (18) HORNER, W.W. and S. W. JENS. Surface-runoff Determinations from Rainfall without Using Coefficients, Trans. ASCE, Vol. 107, pp. 1039-1172, 1942.
- (19) LUTHIN, JAMES N. Drainage Engineering. New York, J. Wiley, 1966.
- (20) HOUK. Irrigation Engineering. John Wiley & Sons, Inc. New York, 1957. p. 93.
- (21) U.S. BUREAU OF PUBLIC ROADS. Hydraulic Charts for the Selection of Highway culverts. Hydraulic Engineering Circular N° 5. April 1964.
- (22) PEREZ, FRANCO D. Diseño Hidráulico de Puentes y Alcantarillas. Ingeniería Civil, Colegio de Ingenieros Civiles de Cuba. N° 1, Enero 1967.
- (23) VENNARD, JOHN KING. Elementary Fluid Mechanics; 2 ed. New York, J.Wiley, 1948, 339 p.
- (24) LINSLEY, RAY K. y FRANZINI, JOSEPH B. Elements of Hydraulics Engineering New York, McGraw-Hill Book Co. Inc., 1955. p. 476.
- (25) U.S. BUREAU OF PUBLIC ROADS. Hydraulic Charts for the Selection of Highway Culverts. Hydraulic Engineering Circular N° 10.